



Title	外殻プレキャストコンクリートを用いた柱部材の耐力と変形性能に関する研究
Author(s)	増田, 安彦
Citation	大阪大学, 1997, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.11501/3129191
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

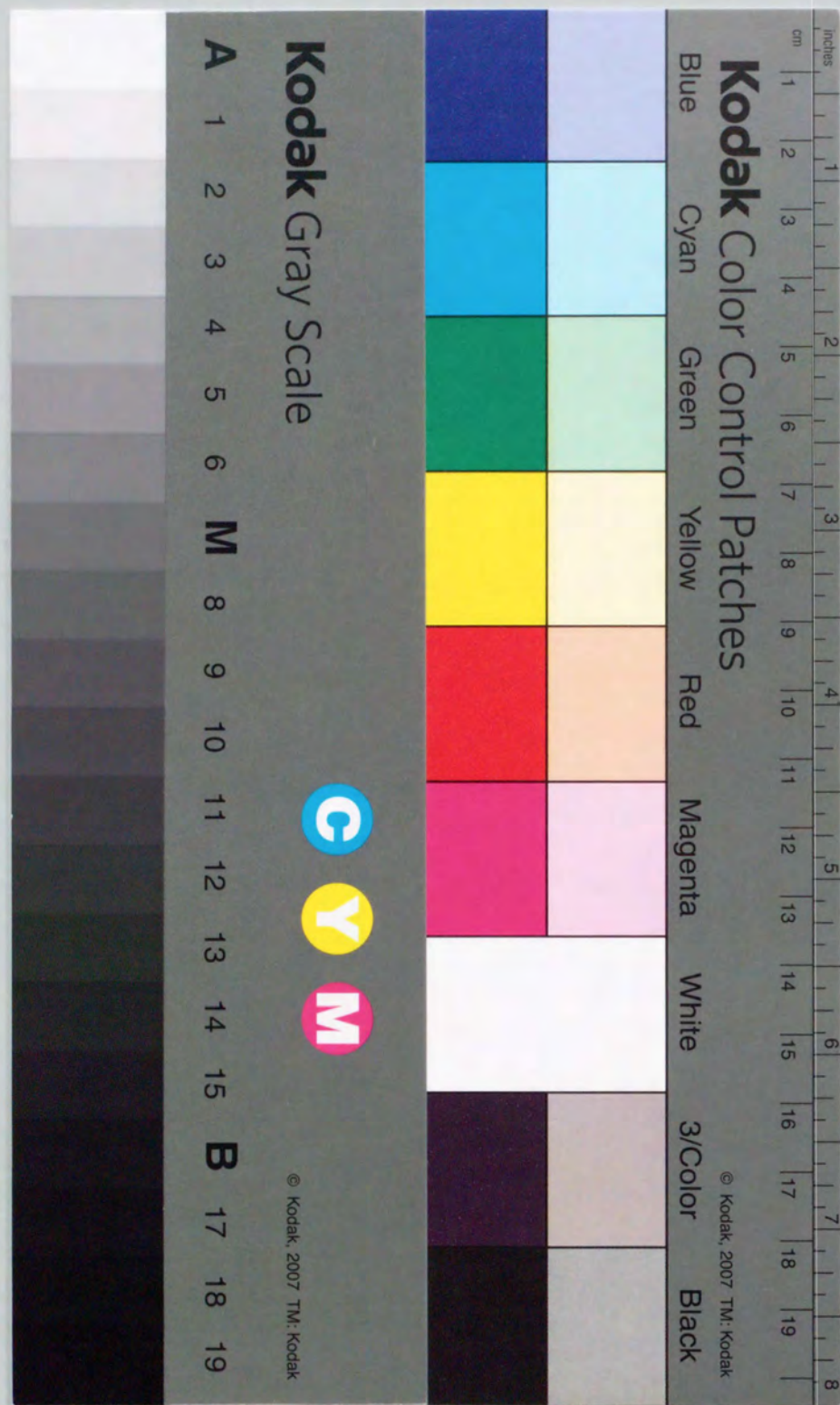
<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

The University of Osaka

外殻プレキャストコンクリートを用いた
柱部材の耐力と変形性能に関する研究

平成 8 年 11 月

増 田 安 彦



外殻プレキャストコンクリートを用いた 柱部材の耐力と変形性能に関する研究

増田 安彦

目 次

第1章 序論	1
1.1 本研究の背景および目的	1
1.1.1 本研究の背景	1
1.1.2 本研究の目的	3
1.2 既往の研究	5
1.2.1 外殻プレキャスト構法に関する研究	5
1.2.2 重ね継手を用いた柱に関する研究	9
1.2.3 プレキャスト柱に重ね継手を採用した部材・架構に関する研究	11
1.3 本論文の構成および概要	14
第2章 添え筋付き重ね継手を有する一体打ち柱部材に関する研究	17
2.1 研究目的	17
2.2 実験概要	17
2.2.1 重ね継手を有する一体打ち試験体の純曲げ試験（シリーズⅠ-1）	17
2.2.2 添え筋付き重ね継手を有する一体打ち試験体の純曲げ実験（シリーズⅠ-2）	19
2.2.3 添え筋付き重ね継手を有する一体打ち試験体の曲げせん断実験（シリーズⅠ-3）	21
2.2.4 載荷方法	23
2.3 実験結果	24
2.3.1 重ね継手を有する一体打ち試験体の純曲げ実験（シリーズⅠ-1）の結果	24
2.3.2 添え筋付き重ね継手を有する一体打ち試験体の純曲げ実験（シリーズⅠ-2）の結果	33
2.3.3 添え筋付き重ね継手を有する一体打ち試験体の曲げせん断実験（シリーズⅠ-3）の結果	37
2.4 考察	43
2.4.1 太径鉄筋重ね継手の付着強度	43
2.4.2 添え筋付き重ね継手の応力伝達モデル	46
2.4.3 添え筋付き重ね継手の設計法	48
2.5 まとめ	53
第3章 外殻プレキャストコンクリートを用いた通し配筋柱部材に関する研究	55
3.1 研究目的	55
3.2 外殻PCaの概要	56
3.3 実験概要	58
3.3.1 試験体概要	58
3.3.2 試験体の製作	58

3.3.3 載荷および測定方法	58
3.4 実験結果	66
3.4.1 実大試験体（シリーズⅡ-1）の結果	66
3.4.2 小型試験体（シリーズⅡ-2）の結果	72
3.4.3 高強度材料使用試験体（シリーズⅡ-3）の結果	80
3.5 外殻PCaを用いた柱部材の耐力性状	91
3.5.1 弾性剛性	91
3.5.2 曲げおよびせん断ひびわれ発生荷重	92
3.5.3 曲げ降伏および曲げ終局耐力	93
3.5.4 せん断強度	94
3.5.5 付着割裂強度	97
3.5.6 外殻PCaの接合	100
3.5.7 高強度コンクリート用いた場合の耐力性状（NewRC式との比較）	100
3.6 まとめ	102

第4章 添え筋内蔵の外殻プレキャストコンクリートを用いた

「突合せ継手」を有する部材の力学性状	103
4.1 研究目的	103
4.2 実験概要	104
4.2.1 実大試験体の曲げせん断実験（シリーズⅢ-1）	104
4.2.2 小型試験体の曲げせん断実験（シリーズⅢ-2）	105
4.2.3 試験体の製作	107
4.2.4 載荷および測定方法	107
4.3 実験結果	108
4.3.1 実大試験体（シリーズⅢ-1）の結果	108
4.3.2 小型試験体（シリーズⅢ-2）の結果	116
4.4 突合せ継手を有するPCa柱部材の耐力性状	127
4.4.1 各種耐力式の適用性の検討	127
4.4.2 添え筋降伏による最大耐力の定量化	130
4.4.3 付着割裂強度	131
4.5 まとめ	134

第5章 添え筋内蔵の外殻プレキャストコンクリートを用いた

「突合せ継手」を有する部材の靱性能	135
5.1 研究目的	135
5.2 多数回繰返し載荷実験（シリーズⅣ）	136
5.2.1 実験概要	136
5.2.2 載荷および測定方法	136
5.2.3 実験結果および考察	140
5.3 靱性の評価と設計法の提案	153
5.4 まとめ	156

第6章 プレキャスト柱の設計法	157
6.1 はじめに	157
6.2 適用範囲および使用材料	157
6.2.1 適用範囲	157
6.2.2 使用材料	158
6.3 設計に関する基本方針	159
6.3.1 設計方針	159
6.3.2 降伏機構設計および降伏機構保証設計	159
6.3.3 靱性設計	159
6.4 曲げと軸方向力に対する設計	160
6.4.1 断面算定	160
6.4.2 曲げ信頼強度および上限強度	160
6.4.3 軸力制限	161
6.4.4 構造規定	161
6.5 せん断と付着に対する設計	162
6.5.1 設計の原則	162
6.5.2 せん断強度	162
6.5.3 付着に対する設計	164
6.6 降伏ヒンジを計画する柱の靱性設計	165
6.6.1 設計目標および原則	165
6.6.2 降伏ヒンジを計画する柱の曲げとせん断に対する設計	165
6.6.3 降伏ヒンジを計画する柱の付着設計	165
6.7 柱梁接合部	166
6.7.1 設計目標および原則	166
6.7.2 接合部のせん断強度	166
6.8 外殻PCaの設計	167
6.8.1 設計の原則	167
6.8.2 外殻PCa厚さの算定	167
6.9 細則	168
6.10 まとめ	169

第7章 結論	171
7.1 結論	171
7.2 今後の課題	174

参考文献	175
発表論文	179

謝辞	183
----	-----

記号一覧

A	: 部材断面積 (=bD)
As	: 外殻部分の断面積
Ac	: コア部分の断面積
Asp	: 添え筋の全断面積
Atr	: 一組のせん断補強筋の断面積
ag	: 全主筋の断面積の和
as	: 主筋断面積
asp	: 継手1組に対する添え筋断面積
ast	: せん断補強筋の断面積
b	: 断面の幅
b'	: 外殻PCaを除くコア部分の断面幅 (=b-2ts)
bai	: 梁の両側面からこれに平行する柱側面までの距離
bb	: 梁幅
bc	: コアコンクリート内でアーチ機構が作用する断面幅
bs	: 外殻コンクリート内でアーチ機構が作用する断面幅
btc	: コアコンクリート内でトラス機構の作用する断面幅
bts	: 外殻コンクリート内でトラス機構の作用する断面幅
bi	: コンクリートの割裂に関する係数
bic	: コアコンクリートの割裂に関する係数
bis	: 外殻コンクリートの割裂に関する係数
bj	: 接合部有効幅
C	: かぶりコンクリート厚さ
D	: 断面のせい
Dj	: 接合部有効せい
d	: 有効せい
db	: 主筋直径 (重ね長さを主筋直径の倍数で表わすときのみd)
dc'	: 隅角部主筋中心から 外殻PCa内表面までのかぶり厚さ
Ec	: コンクリートのヤング係数
Ecc	: コアコンクリートのヤング係数
Ecs	: 外殻コンクリートのヤング係数
Es	: 主筋弾性係数
Es'	: 添え筋弾性係数
Fb'	: 外殻コンクリートの曲げ強度
Fc	: コンクリートの設計強度
Fc'	: 外殻コンクリートの設計強度

G : コンクリートのせん断弾性係数
 G_s : 外殻コンクリートのせん断弾性係数
 G_c : コアコンクリートのせん断弾性係数
 g_l : 柱の断面の半分にそれぞれ含まれる鉄筋群の重心間距離
 H : 柱内への一回のコンクリート打ち込み高さ
 H_{eq} : 等価粘性減衰定数
 h : 加力スタブの剛域を考慮した柱スパン
 h_0 : 柱内乗リスパン
 I_e : 鉄筋を考慮した断面 2 次モーメント
 I_{es} : 外殻部分の断面 2 次モーメント
 I_{ec} : コア部分の断面 2 次モーメント
 j : 応力中心間距離、 $(=7d/8)$
 j_t : 主筋中心間距離
 K_c : コンクリートのみの曲げ剛性
 K_e : 弾性剛性
 K_f : 曲げ剛性
 K_s : せん断剛性
 k : 主筋の重ね長さや定着長さに応じた付着強度の係数
 k_c, k_u, k_p : 断面寸法によるせん断耐力の補正係数
 l_s : 主筋の定着長さ
 M : 断面のモーメント
 MBC : 曲げひびわれ強度
 M_y : 曲げ降伏モーメント
 M_u : 曲げ終局モーメント
 M/Qd : シアスパン比
 M/D : 耐力を算定する断面のモーメントとせん断力の比
 N : 軸力
 N_c : 曲げ降伏以降の繰返し回数
 N_{max} : 最大軸力 $= bD \sigma_B + a_g \sigma_y$
 N_s : 一列の主筋のうち直接副帯筋のかかっているものの本数
 N_u : 一列の主筋のうち直接副帯筋のかかっていないものの本数
 N_t : 一列の全主筋本数
 n : せん断補強筋の足数
 n_0 : 無次元化軸力
 n_r : ヤング係数比 $(=15)$
 P_{max} : 打ち込みコンクリートによって外殻 PCa の生じる内圧の最大値
 p_t : 引張鉄筋比

p_g : 柱断面積に対する主筋全断面積の比 $(=a_g/A)$
 p_g' : 柱断面積に対する添え筋全断面積の比 $(=A_{sp}/A)$
 p_w : せん断補強筋比
 p_w' : 外周筋のみのせん断補強筋比
 Q : せん断力
 Q_{bcr} : 曲げひびわれ発生時せん断力
 Q_{scr} : せん断ひびわれ発生時せん断力
 Q_y : 曲げ降伏時せん断力
 Q_u : 最大せん断力
 R : 層間変形角
 S : せん断補強筋の間隔
 t_s : 外殻 PCa の厚さ
 V_a : アーチ機構負担せん断力
 V_{as} : 外殻コンクリートによるアーチ機構負担せん断力
 V_{ac} : コアコンクリートによるアーチ機構負担せん断力
 V_t : トラス機構負担せん断力
 V_u : 部材のせん断耐力
 V_{ju} : 接合部せん断耐力
 V_{us} : 添え筋降伏による破壊時せん断力
 Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数
 α : 繰返しによる付着強度低減係数
 β : コンクリート圧縮力のトラス機構の負担比率
 γ : コンクリートの単位容積重量
 $\Delta \ell$: 余長
 δ : 変位 (層間変位、曲げたわみ量)
 δy : 主筋曲げ降伏時の変位
 ϵ : 主筋ひずみ
 ϵ_y : 主筋降伏ひずみ
 θ : アーチ機構の材軸に対する角度
 κ : 形状係数
 Σd_b : 一列に並んだ主筋直径の総和
 σ_0 : 軸方向応力度
 σ_B : コンクリート強度
 σ_{Bc} : コアコンクリート強度
 σ_{Bs} : 外殻コンクリート強度
 σ_{Be} : 等価コンクリート強度 $(= (\sigma_{Bs}A_s + \sigma_{Bc}A_c)/A)$
 σ_t : コンクリートの引張強度

第1章 序論

1. 1 本研究の背景および目的

1.1.1 本研究の背景

1) 社会的背景

わが国の総人口は図1.1に示すように2010年頃から減少に転じ、それに先行して、生産年齢人口（15～65歳）はすでに減少の傾向を示していることが報じられている^{1.1)}。また、建設業においてはかなり以前から、熟練労働者の不足・高齢化が問題視されており、近年では若年層の参入と定着に向けて業界を挙げての取り組みが実施されているものの、生産年齢人口の減少と相まって今後ますます建設現場における労務事情の逼迫が予想される。これに対処するには、建設工事の労働生産性を飛躍的に向上させる以外にないと言われている。

一方、地球環境への配慮の立場から、伐採後再生不能とさえ言われる熱帯材を原料とするコンクリート用ベニヤ型枠の使用を控え、森林資源を保護するためにプレキャスト部材を積極的に採用する傾向が増加しつつある。この地球環境への配慮によるプレキャスト化の推進と、前述した熟練工の不足および高齢化による労務費の高騰、あるいは工期内の完成が不可能となるなどの問題が深刻化することによって、近い将来プレキャスト化が一気に加速されることが予測される。

2) 鉄筋コンクリート建物の高品質化

地球環境の保護あるいは労務の逼迫とは別に、鉄筋コンクリート建物の高品質化、高強度化を進める上でも部材のプレキャスト化は重要といえる。プレキャスト部材は工場製品であるため高強度化に向き、高品質な製品が得られると同時に、建設現場ではその取り付けに高い精度が要求されるため、完成建物の品質、性能において在来工法と格段の差が生じる。近年では官民共同研究として「プレキャストコンクリートラーメン構造に関する日米共同研究」（略称PRESSS）^{1.2)}によって、設計指針・マニュアルが策定されるなど、プレキャスト建物の一定レベル以上の設計施工品質を確保する試みもなされている。

また、プレキャスト部材を規格統一し、建築市場で部材そのものが流通化することへの可能性を検討した「プレキャスト部材の市場流通化に関する研究」^{1.3)}では様々なプレキャスト部材・工法の紹介と、より高品質な鉄筋コンクリート造を得るためにはプレキャスト工法は不可欠な技術であることが確認されるとともに、その発展のためには規格の統一化とゼネコン等の固有技術をオープン化する必要があることが述べられている。

以上のように、鉄筋コンクリート建物の高品質化には、未だ多くの課題があるとは言うものの、プレキャスト化の推進が必要であると言える。

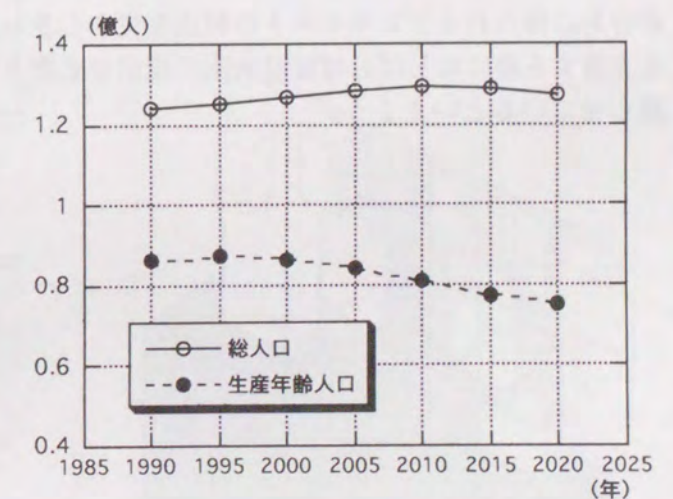


図1.1 人口の推移

3) プレキャスト化の現状と問題点

前節において、鉄筋コンクリート造のプレキャスト化の必要性を述べた。しかしながらプレキャスト化を推進する上で以下のような現状と問題点が指摘される。

a) コスト

プレキャスト化にはコストアップが伴うと考えられているのが現状である。安ければよい、あるいは品質の良さを評価しない発注者側の考え方から、プレキャスト製品の運搬によるコストアップや製造工場の機械化・自動化の遅れなどのプレキャスト製造側の問題点まで種々指摘されている。しかしながら、これらの問題点は、建設現場やプレキャスト製造工場における熟練工の不足によっていずれ解決されるものと考えられる。

b) 設計

プレキャスト工法を採用した場合、工事着工時にはプレキャスト工場では部材の製造がある程度進んでいることが必要で、従来着工後に決定あるいは設計変更可能であったことが不可能となる。また、プレキャスト工法独自に採用された設計法を使用するなど、設計手法が従来と異なる場合がある。継手の位置やその処理、柱と壁など部材同士の接合方法が、それらの信頼性も併せてあまり明確でないことなどが問題点としてあげられる。このうち部材の接合方法やその設計法に関しては、現在多くの研究機関で検討され、(ゼネコンの固有技術も含めて、)信頼性の高い手法が開発されている。

c) 施工

プレキャスト化によって、安全性の向上、静かな作業環境、仮設・廃材の減少ならびに工期の短縮が得られるなど、施工側にとってコストを度外視すればメリットは非常に大きい。問題点を挙げるならば、施工条件に応じた適切な工法を選択が重要であること、およびプレキャスト部材の施工にはかなりの精度が欲求されることなどがある。

d) 規・基準など

現行法規に加えて、鉄筋コンクリート構造計算規準や終局強度型耐震設計指針など、設計施工に関する主要な規準・指針等は現場打ちコンクリート、いわゆる在来工法を主対象としたものであるため、プレキャスト工法には不向きな点がある。また、前述のPRESSS^{1,2)}で策定された設計指針も、コンクリートの設計基準強度を360kgf/cm²以下とするなど、高強度コンクリートが容易に得られるプレキャストの利点を生かしきったものとは言い難い。さらに、新たな試みを実施する際にはしばしば建設大臣の認定を必要とすることなどがプレキャスト技術の普及を遅らせているといえよう。

1.1.2 本研究の目的

前節に挙げた問題点を克服すべく、近年多くの研究あるいは施工上の試みがなされ、これらの障害が取り除かれつつある^{1,2)1,3)}。しかしながら、未だ十分なデータの蓄積には至っていない。そのなかで徐々に注目され、研究・施工実績が増加しつつあるものに、外殻プレキャスト工法(ハーフプレキャスト工法とも言う)がある。

外殻プレキャスト工法とは、柱や梁などの外殻(かぶりコンクリートあるいはかぶりコンクリートとコアコンクリートの一部)部分をプレキャスト化して型枠としての機能をもたせ、建築現場にて各部材を一体化するためのコンクリートを打設する工法である。ハーフプレキャスト床板がその代表例としてあげられるが、図1.2に柱、梁、壁についての例^{1,3)}を示す。この工法の主たる特長は、フルプレキャストに比して、次の2点にある。

- ・部材が軽量であるため、運搬、揚重に有利である。
- ・現場打ちコンクリートで部材同士を一体化するため、継手の処理が容易で、特に天候・技量に左右されない重ね継手を使用することができる。

これらの利点は前述した問題点の一部を克服するものであり、今後この工法がプレキャスト工法の主流を占めることも考えられる。

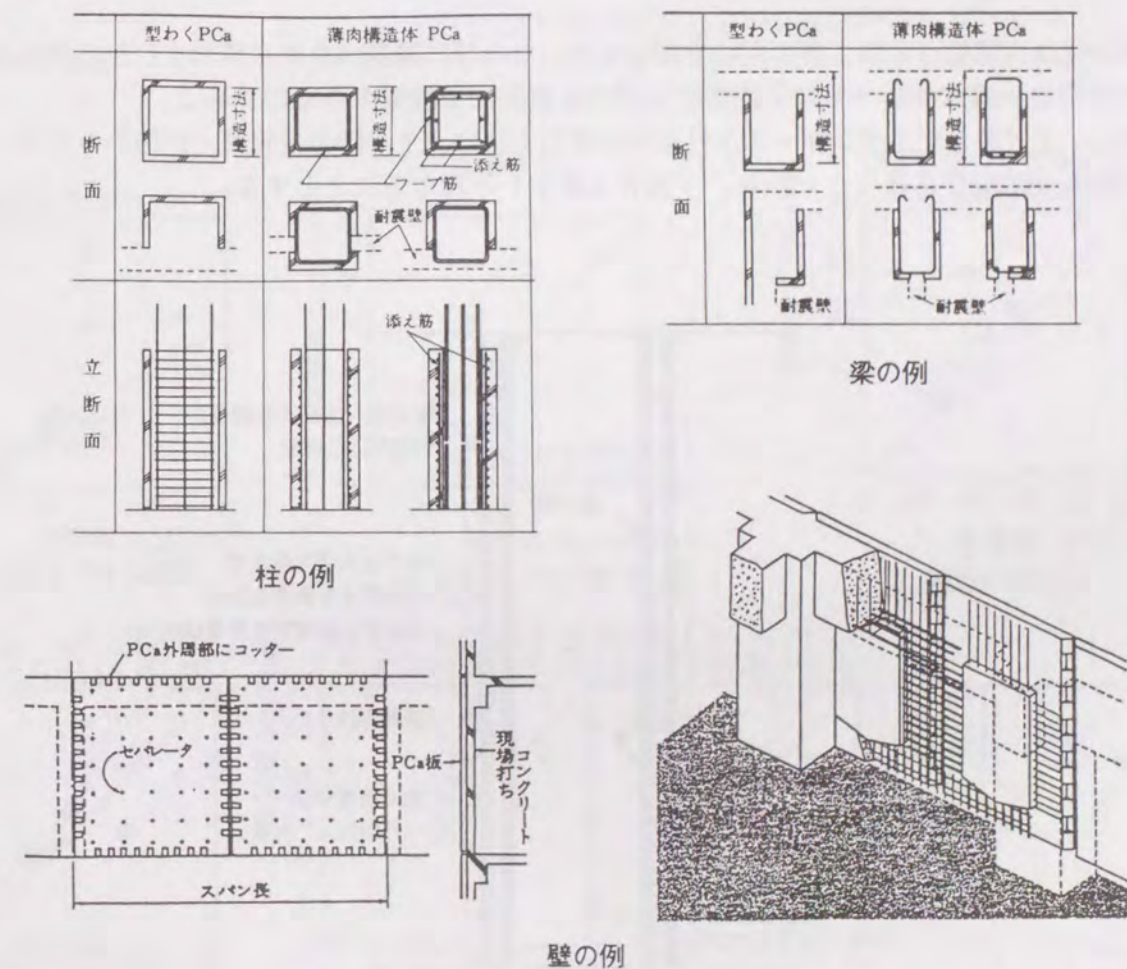


図1.2 ハーフプレキャスト部材の例

本研究は、プレキャスト化が比較的困難とされてきた柱部材を対象に、継手の処理が容易で、運搬、揚重に有利な外殻プレキャスト部材を提案し、そのプレキャスト部材を用いた柱の耐力・変形状を明らかにし、設計法の確立を目指すものである。

図1.3に本研究が主対象とする工法を示す。同工法は外殻プレキャストにフープ筋と添え筋を内蔵させ、上下階からの柱主筋と添え筋の重ね継手によって主筋応力を伝達し、主筋の継手施工を簡単化するものである。この工法を確立するためには、以下に述べる課題が挙げられるが、これらの課題は主対象とする工法だけでなく、外殻プレキャストを用いる部材全般に関わることもある。

- 異種のコンクリートで部材を構成する“合成部材”であるため、外殻とコアコンクリート相互の付着あるいは一体性を確保するための評価方法を確立するとともに、外殻と内部コアコンクリートの強度・剛性等の違いが部材の構造性能に及ぼす影響を明確化すること。
- 重ね継手の力学性状、とりわけ近年一般的に用いられるようになったもののデータが乏しい太径鉄筋の重ね継手に関して、それを用いた柱部材の力学性状を明らかにすること。
- 重ね継手を外殻プレキャスト部材に応用した場合の部材の耐力性状、および外殻とコアコンクリート内の鉄筋相互間の応力伝達機構の解明、耐震性評価方法、および靱性評価方法を確立すること。

本研究は、課題a)を第3章で、b)を第2章で、ならびに課題c)を第4章および第5章でそれぞれ究明し、外殻プレキャスト柱部材に関する設計法を提案するものである。

なお、主対象とするプレキャスト柱部材の継手工法は、上下階の主筋同士が内のりスパン中央で突合せて配置されることから、「突合せ継手」と称することとする。

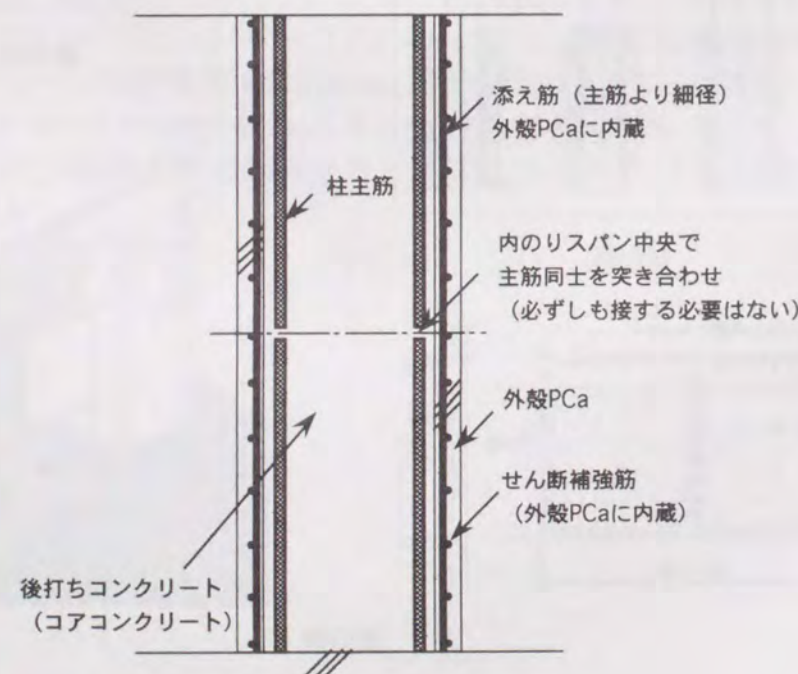


図1.3 主対象とするプレキャスト工法の概要

1. 2 既往の研究

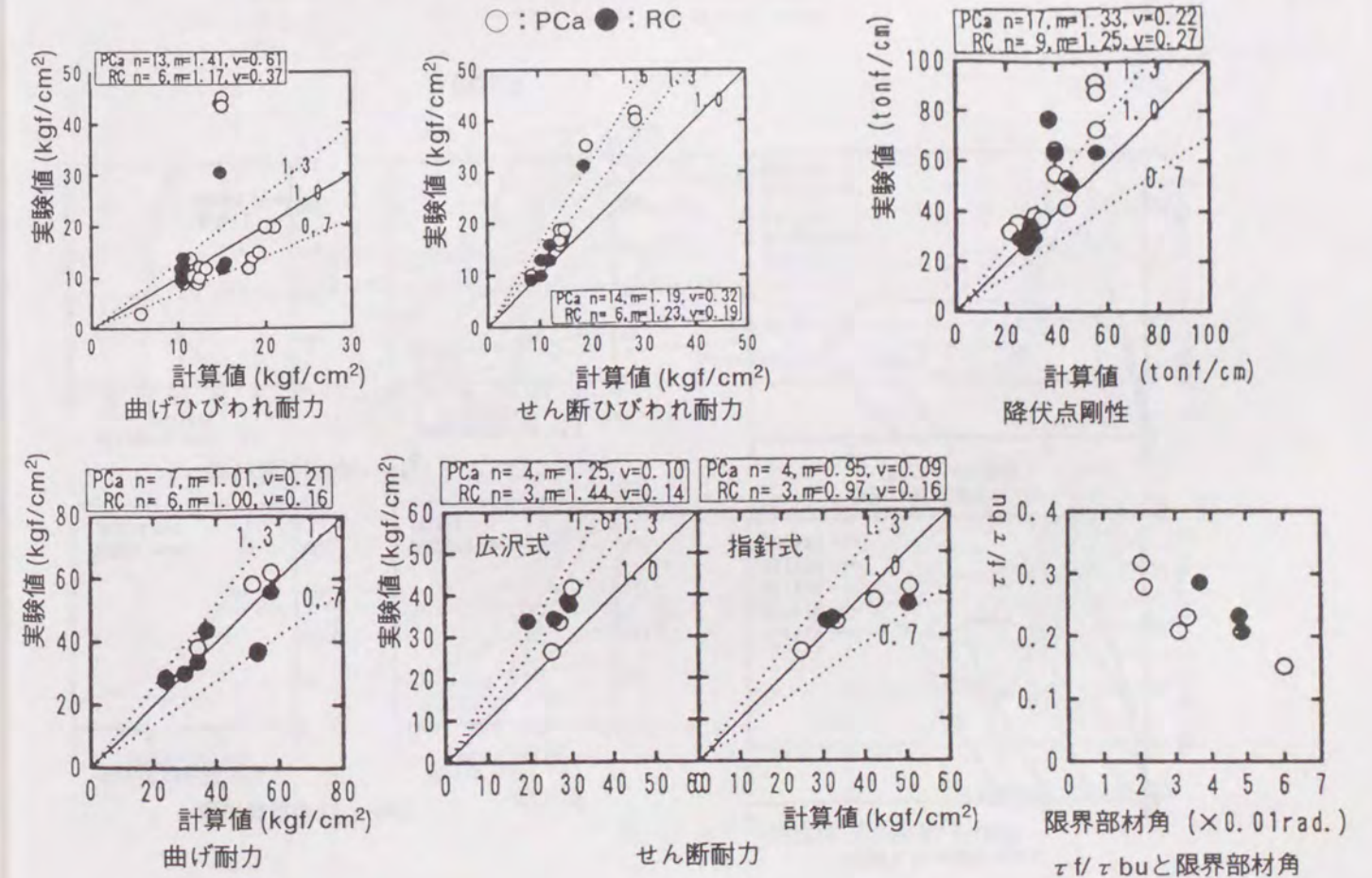
1.2.1 外殻プレキャスト構法に関する研究

柱部材を対象とした外殻プレキャスト部材の研究報告は1990年頃から急増し、かなりの数の実験報告がなされている。その中から特に本研究と関わりが深いと考えられる研究について以下に示す。

1) 美原・小谷・青山の研究^{1,4)}

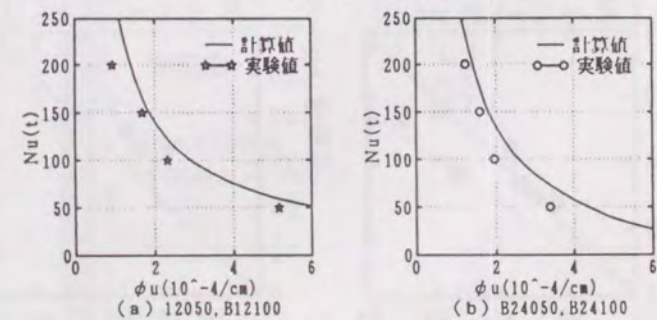
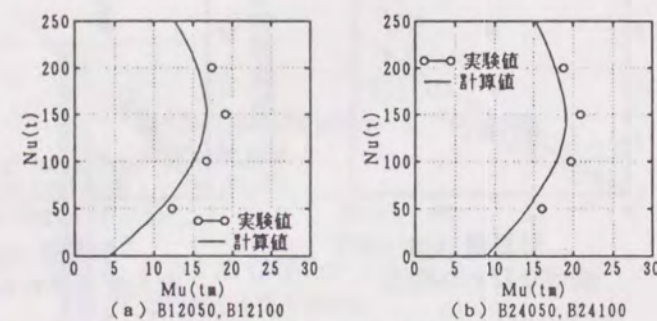
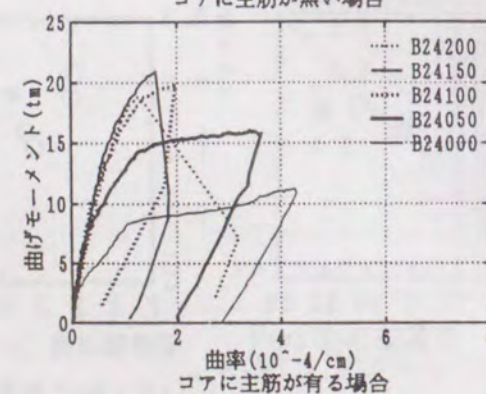
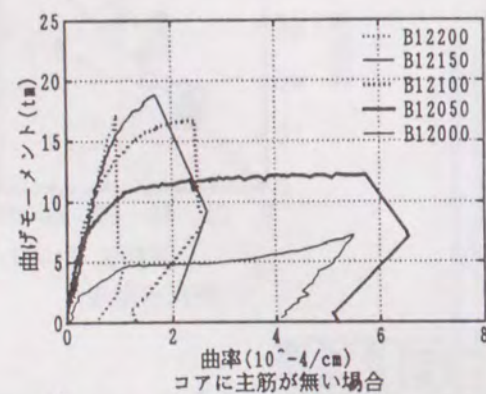
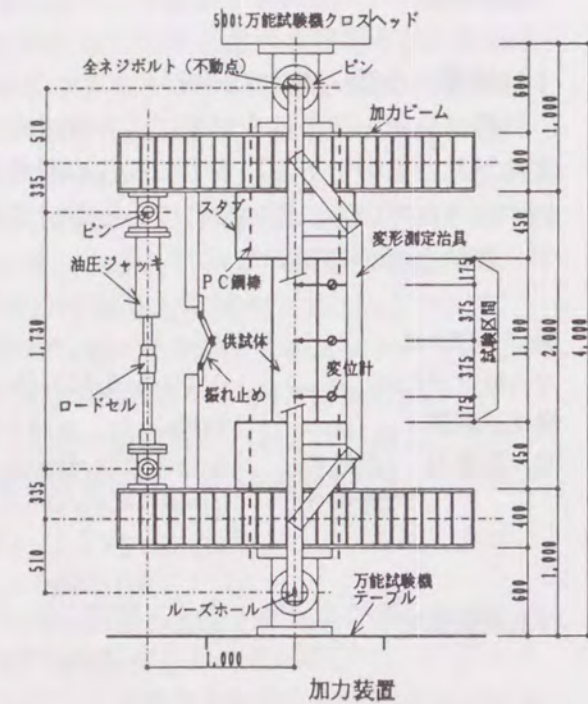
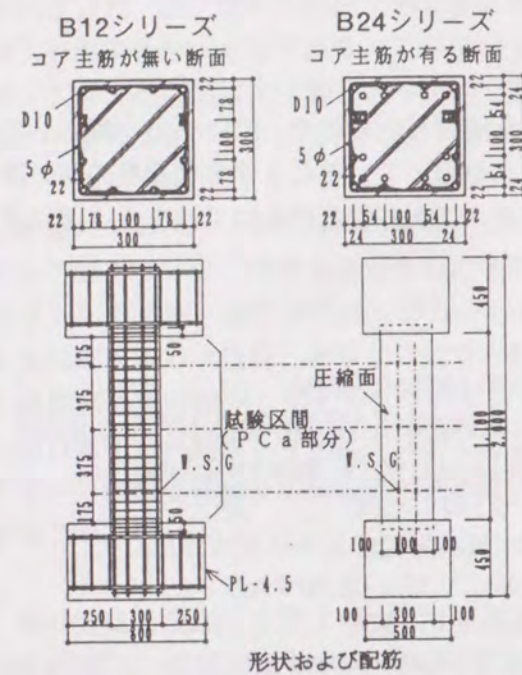
外殻プレキャスト柱を対象に、各種設計式の適用性を検討したもので、PRESSSの一環として実施されたものである。多くの既往の研究からのデータを用いていることから信頼性の高い評価が示されている。用いられている設計式は外殻プレキャスト柱特有のものではなく、下に示す一般的なものが用いられている。

曲げひびわれ	$M_c = 1.8 \sqrt{\sigma_B} * Z_e + ND/6$
せん断ひびわれ	$Q_c = (1 + \sigma_0/150) [k_c 0.085 (\sigma_B + 500) / (M/Qd + 1.7)] b_j$
降伏点剛性	$K_y = K_c \alpha_y, \alpha_y = (-0.03362 - 0.19358n * pt + 0.12709M/Qd + 0.10757nr) (d/D)^2$
せん断耐力 (広沢式)	$Q_u = [0.115 k_u * k_p (\sigma_B + 180) / (M/Qd + 0.115) + 2.7 \sqrt{p_w \sigma_{wy} + 0.1 \sigma_0}] b_j$
せん断耐力 (指針式)	$Q_u = b * j_t * p_w \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D \nu \sigma_B / 2$
	$\cot \phi = \lambda, \lambda = 2.0 - 50R_p (0 < R_p \leq 0.02), 1.0 (0.02 < R_p)$
	$\nu = (1 - 15R_p) \nu_0 (0 < R_p \leq 0.05), 0.25 \nu_0 (0.05 < R_p)$
付着割裂強度	$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st}, \tau_{co} = (0.4bi + 0.5) \sqrt{\sigma_B}$
	$\tau_{st} = 50Aw \sqrt{\sigma_B} / (s * d_b) \text{ or } [(20/Nt + 5Nu/Nt + 15Ns/Nt) p_w' b \sqrt{\sigma_B} / d_b]$



2) 黒沢らの研究^{1.5)}

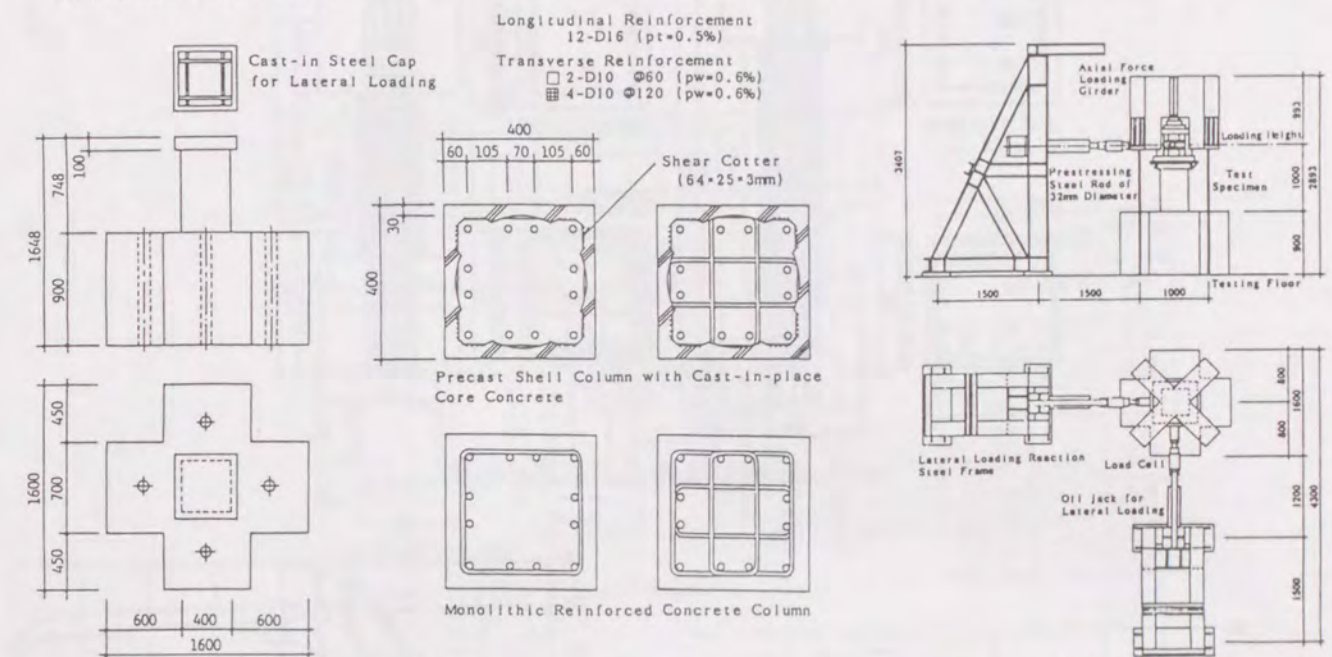
外殻プレキャスト柱のM-N- ϕ 相関関係を検討した研究で、実験と解析の両面から、外殻部分に高強度の外殻PCaを使用したことによって曲げ耐力が上昇することを捉えている。



3) 小川らの研究^{1.6)}

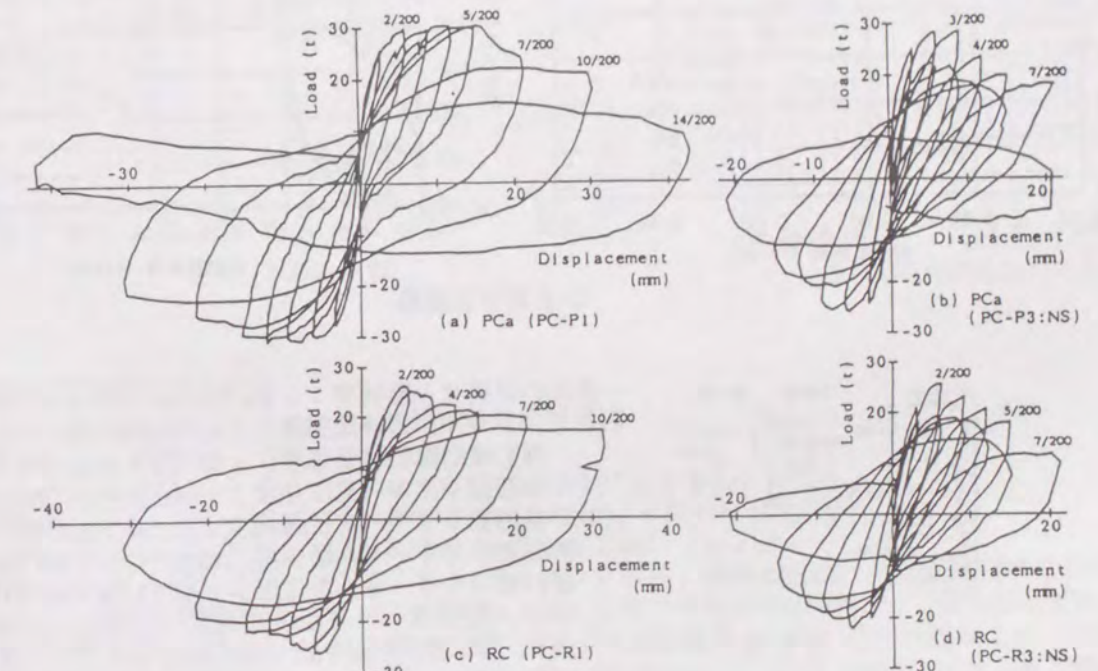
外殻プレキャスト柱の円形載荷パスによる2軸加力下での破壊挙動を実験、解析の両面から検討したもので、主な結果は、

- ・外殻PCa使用の有無にかかわらず、二軸載荷による柱の損傷は一軸載荷の約半分の履歴変位時の損傷と同程度である。
- ・外殻PCaを使用した場合最大耐力は約20%大きく、最大到達部材角も大きい。
- ・外殻強度を考慮したファイバーモデル解析で二軸載荷時挙動を良く捉えることができる。



試験体

載荷方法



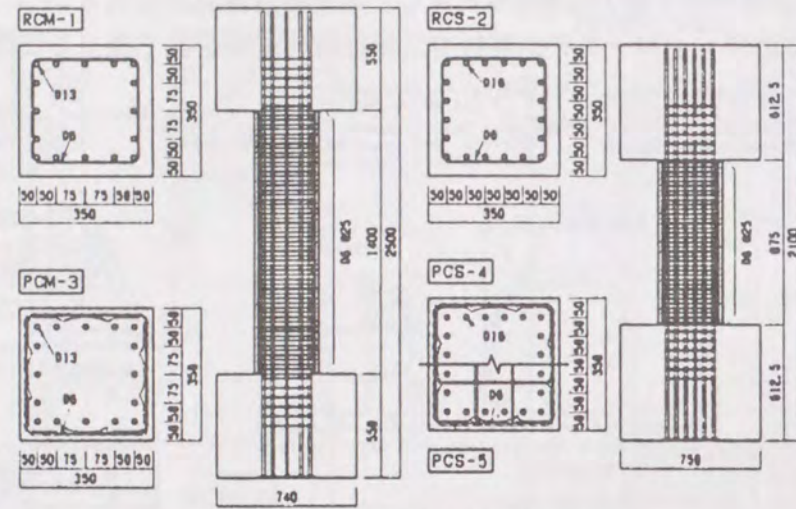
1軸載荷

2軸載荷 (NS成分)

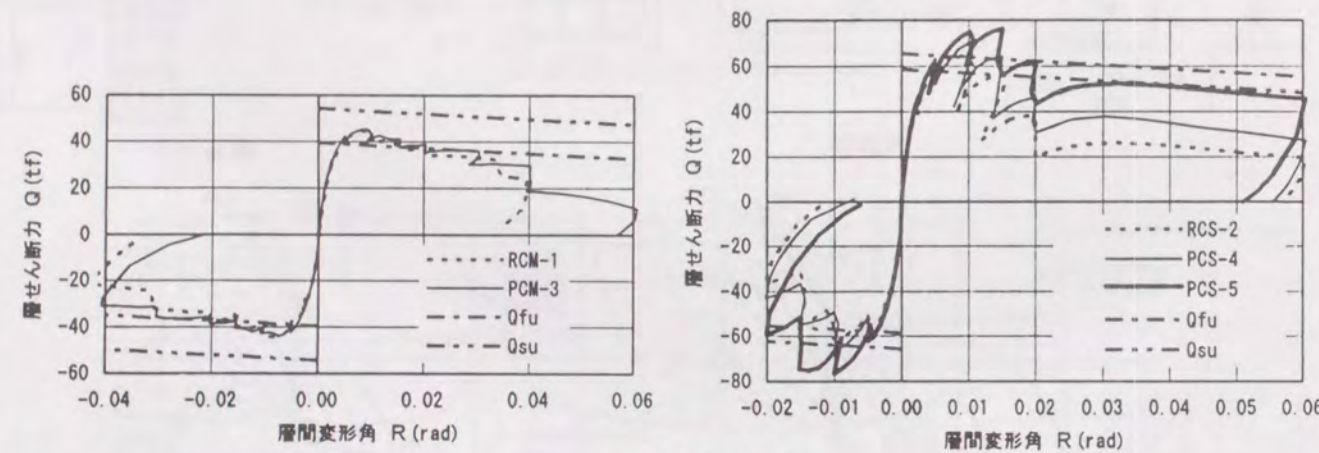
モーメント-曲率関係の一例

4) 中江らの研究^{1.7)}

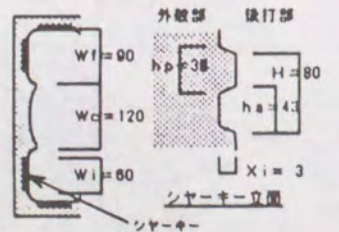
外殻プレキャスト柱の曲げせん断実験を実施し、曲げおよびせん断破壊耐力は、高強度外殻PCaを使用したほうが高いとする結論に加えて、界面の終局せん断強度の提案がなされている。



形状寸法および配筋の一例



Q-δ 関係包絡線



打ち継ぎ界面

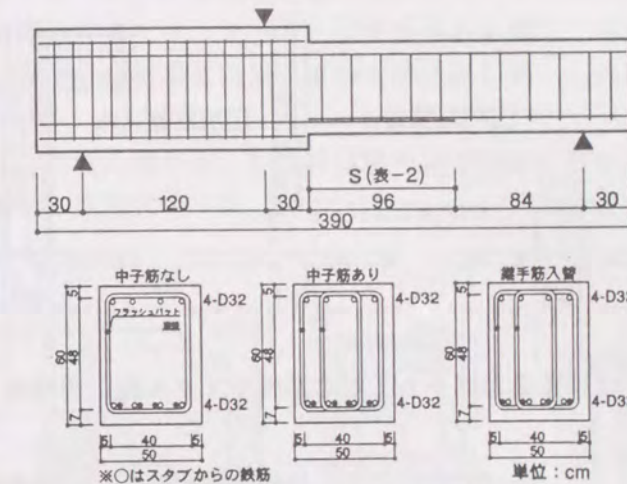
・界面の終局せん断強度: $\tau_{bu} = (2\tau_{su}W_f + \tau_{fu}W_c) / (2W_f + W_c)$
 ここで、シヤキーの終局強度: $\tau_{su} = \min(\tau_{pb}, \tau_{ab}, \tau_{ps}, \tau_{as})$
 遠心成形部の付着強度: $\tau_{fu} = 20.0 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$
 外殻部シヤキー支圧強度: $\tau_{pb} = \alpha \cdot F_{pc} \cdot W_i \cdot X_i / (W_f \cdot H)$
 後打部シヤキー支圧強度: $\tau_{ab} = \alpha \cdot F_{ac} \cdot W_i \cdot X_i / (W_f \cdot H)$
 外殻部シヤキーせん断強度: $\tau_{ps} = 1.5 \sqrt{F_{pc} \cdot W_i \cdot h_p / (W_f \cdot H)}$
 後打部シヤキーせん断強度: $\tau_{as} = 1.5 \sqrt{F_{ac} \cdot W_i \cdot h_a / (W_f \cdot H)}$
 W_f : 内型枠幅 F_{pc} : 外殻部コンクリート強度
 W_c : 遠心成形部幅 F_{ac} : 後打部コンクリート強度
 W_i : シヤキー幅 h_p : 外殻部シヤキー高さ
 X_i : シヤキー深さ h_a : 後打部シヤキー高さ
 α : 支圧係数(=1.2) H : 1組のシヤキー高さ

1.2.2 重ね継手を用いた柱に関する研究

重ね継手に関する研究は古くから行われ、数多くの研究報告がなされている。その中から、曲げせん断加力下の継手部材の性状について調べた実験について示す。

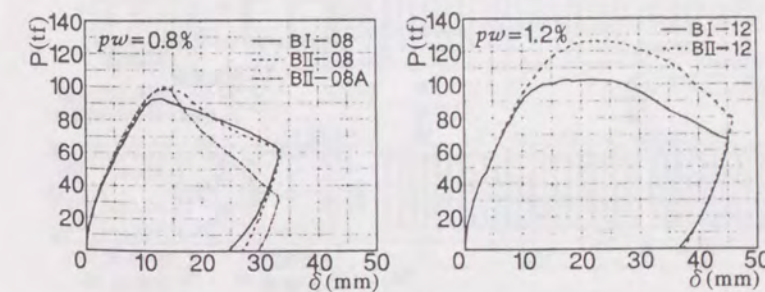
1) 竹脇らの研究^{1.8)}

太径鉄筋を用いた鉄筋コンクリート梁の曲げせん断実験を実施し、付着割裂強度と横補強筋の関係調べた研究で、中子筋の有無による付着性状比較と付着割裂強度の提案がなされている。

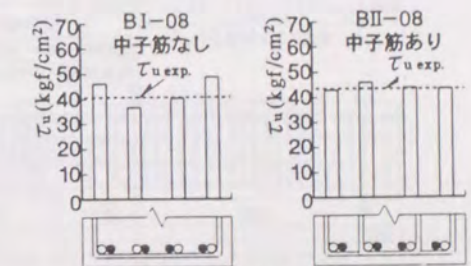


試験体および断面形状

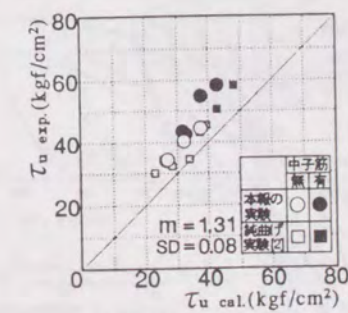
試験体名	横補強筋形状	横補強筋比 p_w (%)
BI-04		0.4
BI-08		0.8
BI-12	2-D16	1.2
BII-04		0.4
BII-08		0.8
BII-08A		0.8
BII-12	4-D16	1.2
BII-16		1.6



荷重-たわみ曲線



主筋の平均付着応力度の例



実験値と計算値の関係

・付着割裂強度提案式

$$\tau_u = \tau_{co} + \tau_{st}$$

$$\tau_{co} = (0.375b_i + 0.521) \sqrt{\sigma_B}$$

$$\tau_{st} = (19.0A_{st} / sNdb) \sqrt{\sigma_B}$$

$$b_i = b_s i = (b - \sum db) / \sum db'$$

ここで、 σ_B : コンクリート強度、 b : はり幅、 s : 横補強筋間隔

db : 主筋径、 A_{st} : 1組の横補強筋断面積、 N : 重ね継手組数

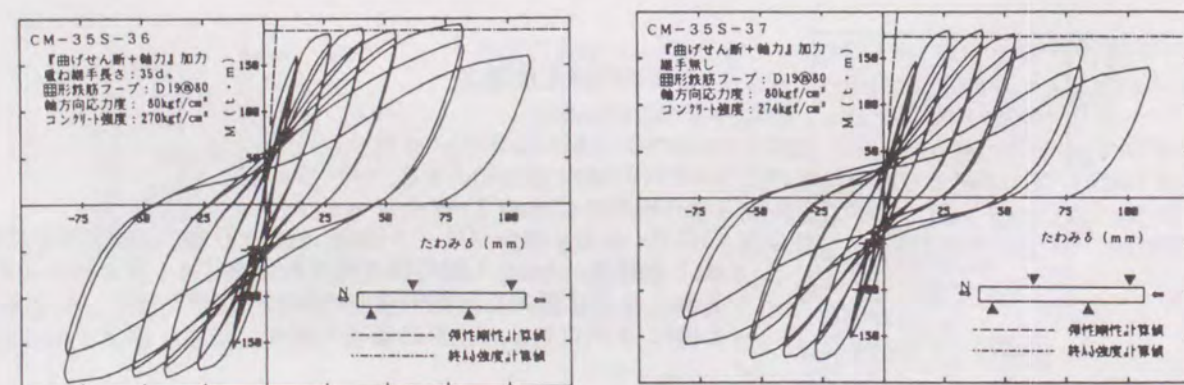
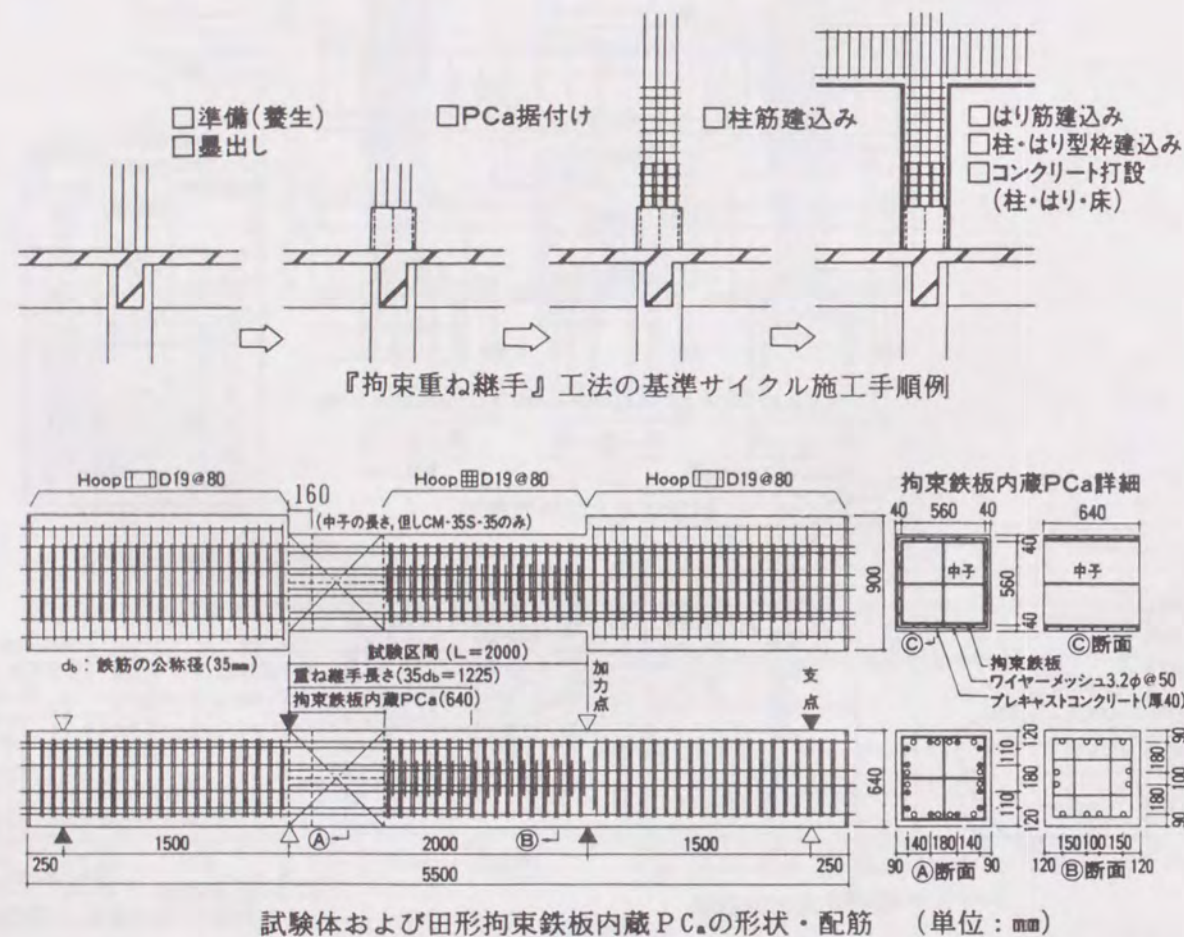
$\sum db$: 1列に並んだ主筋の直径の総和 (継手1組は2本と数える)

$\sum db'$: 1列に並んだ主筋の直径の総和 (継手1組は1本と数える)

2) 中山らの研究^{1.9)}

太径鉄筋を柱脚部で全数重ね継手とした試験体の曲げせん断実験によって、応力伝達に必要な拘束筋量と付着強度の定量的評価をおこなっている。また、外殻プレキャストを使用した試験体も含まれており、これら一連の実験の主な結果として、

- ・柱脚部から柱せいに等しい区間を高拘束することで太径鉄筋を全数重ね継手とすることができる。
- ・降伏変位の4倍以上の変形能を保有させる最少拘束量として $p_w=1.45\%$ （鉄板厚3.2mm、幅厚比90以下）まで確認された。



1.2.3 プレキャスト柱に重ね継手を採用した部材・架構に関する研究

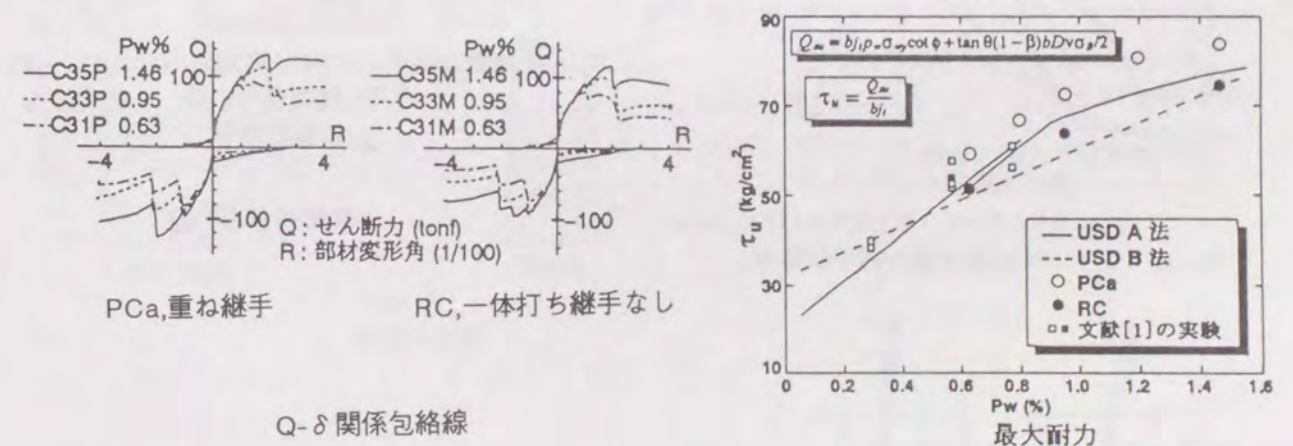
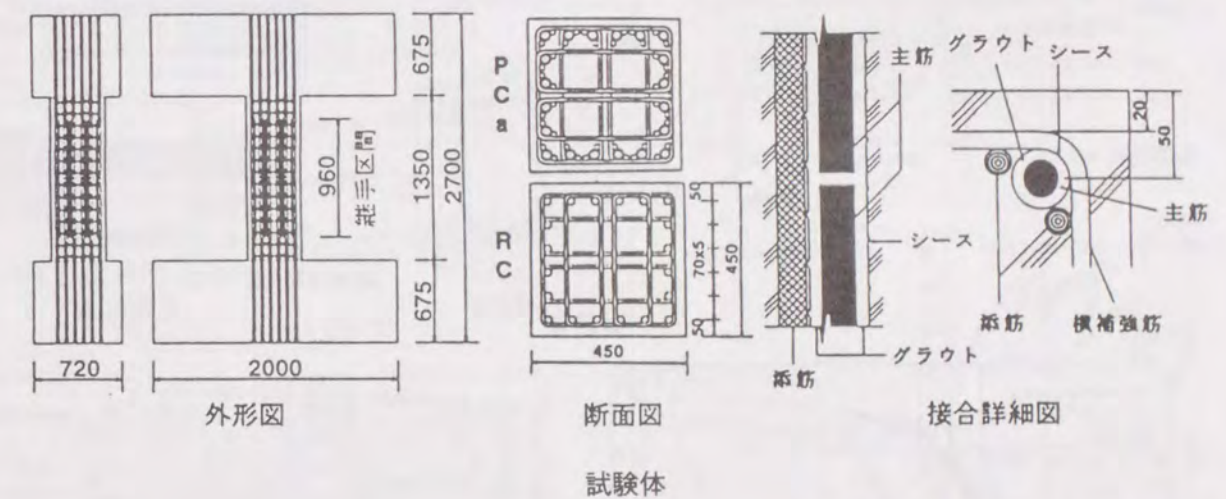
近年注目されつつあるが、まだ実験報告数は少なく、それらの過半数が在来工法の柱との耐力比較にとどまるものである。ここではフルプレキャスト柱に重ね継手を応用した工法の研究を示す。

また、プレキャスト梁端部に重ね継手を設けた場合の実験報告についても本論文とのかかわりが深いことからここに示している。

1) 今井らの研究^{1.10)}

図のように主筋位置にシースを埋め込んだフルプレキャストの柱で、上下階の主筋はシース内部の内り高さ中央で突合せ、シース内にグラウトを施して部材を接合する工法で、本研究が主対象としている突合せ継手と同様の重ね継手工法を用いた柱部材の耐力特性に関する一連の研究である。

主な結論に、10回程度の繰り返し加力では重ね継手強度には影響を与えない、シース径を鉄筋径とみなして藤井・森田式^{1.14) 1.15)}、あるいはOrangunら^{1.16)}の式で継手の強度を計算できる、などが示されている。



曲げヒンジ部に重ね継手を用いた外殻プレキャスト片持ち梁の曲げせん断実験を行い、部材の耐力・剛性を調べた研究である。

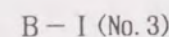
なお部材の耐力性状および剛性は、継手の位置やプレキャスト使用の有無にかかわらず大差ないことが報告されている。



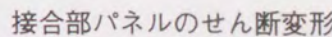
変形成分の分離

(通し配筋、一体打ち)試験体と(梁端重ね継手、外殻プレキャスト)試験体(接合部は一体打ち)の、梁降伏破壊と接合部せん断破壊をねらった接合部実験を行っている。

・等価粘性減衰は継手の有無にかかわらずほぼ同様。



C - I (No. 6)
配筋詳細図

層せん断力-層間変位の
包絡線の比較

1. 3 本論文の構成および概要

本論文は7章から成っており、2章以降の概要を以下に示す。

第2章 添え筋付き重ね継手を有する一体打ち柱部材に関する研究

鉄筋コンクリート構造物の大型化、高層化に伴い、主筋に太径鉄筋が多用される傾向にある。本章では太径鉄筋に重ね継手を採用した部材の耐力性状、主筋付着性状を実大試験体の純曲げ試験によって調べた。さらに重ね継手部を主筋より細径の添え筋で補強した場合の補強効果を、実大試験体の純曲げおよび曲げせん断実験により検討した。

実験結果より重ね継手部の付着強度特性、応力状態を明らかにするとともに、添え筋補強設計法を提案し、短い主筋重ね継手長さでも応力の伝達が可能となることを示した。すなわち、柱部材では適切な添え筋補強によって、主筋の重ね継手長さをゼロとする突合せ継手が十分可能であることを示した。

第3章 外殻プレキャストコンクリートを用いた通し配筋柱部材に関する研究

外殻プレキャストコンクリート（以後外殻PCaという）には施工性、運搬等を考慮して高強度コンクリートが用いられるため、コアコンクリートとの強度や剛性の違いが部材の耐力・変形状に及ぼす影響を的確に評価することが重要となる。本章では外殻PCaを用いて構築したプレキャスト柱部材の基本的な耐力性状を明らかにすることを目的として、柱主筋を通し配筋とし、添え筋を内蔵しない外殻PCaを使用した部材実験を実施した。

実験結果および断面解析による検討から、柱部材の曲げおよびせん断耐力、付着割裂強度評価手法を導いた。同時に、弾性剛性、曲げおよびせん断ひびわれ発生荷重の算定には、鉄筋コンクリート部材の一般的な耐力式が使用可能であることを示した。

第4章 添え筋内蔵の外殻プレキャストコンクリートを用いた

「突合せ継手」を有する柱部材の耐力性状

本章では突合せ継手を用いた部材の耐力性状を調べる。特に本工法においては、異なるコンクリート内に配筋された鉄筋相互間で応力伝達がなされるため、破壊性状を含めた継手の付着強度の解明に重点を置いている。すなわち、実大および小型柱試験体の曲げせん断実験を行い、突合せ継手あるいは外殻PCaの有無による破壊・耐力性状の違いを検討した。

実験結果から、突合せ継手部材の各種耐力の算定には、付着割裂強度を除いて、第3章で提案した耐力評価方法が適用可能であることを示した。さらに、突合せ継手特有の付着割裂パターンに対応する付着割裂強度式を新たに誘導し、実用上十分な精度を有することを示した。

第5章 添え筋内蔵の外殻プレキャストコンクリートを用いた

「突合せ継手」を有する柱部材の靱性性状

降伏ヒンジを計画する柱には、十分な塑性変形能力を確保することが必要となる。一方、曲げ降伏が先行するよう設計された柱でも、降伏後の数回の繰返しによって、せん断あるいは付着割裂破壊が生じることもある^{1,13)}。特に、付着割裂破壊が問題となる突合せ継手においては、繰返しによる付着劣化を考慮した靱性能の評価が必要となる。

本章では、突合せ継手を有する柱部材の多数回繰返し載荷実験によって、繰返し荷重下の付着強度性状とそれに及ぼす拘束筋量などの諸要因の影響を調べた。この実験結果と第4章

の実験結果から、付着強度と塑性変形量の関係を定量的に捉えることを試み、付着に対する靱性設計法素案を提示した。

第6章 外殻プレキャスト柱の設計法

第2～5章の成果を踏まえ、日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」に沿った、外殻プレキャスト柱に関する終局強度設計法を示し、解説を記した。

第7章 結論

第7章では各章で得られた結果のまとめとしての結論と、今後の研究課題について述べた。

第2章 添え筋付き重ね継手を有する一体打ち柱部材に関する研究

2.1 研究目的

本章の目的は、第1章でその概要を説明した「突合せ継手」の可能性を検討し、その付着設計の基礎データを得ることを主眼として、太径鉄筋の重ね継手を対象に、その付着強度性状と、添え筋による継手補強メカニズムを解明しようとするものである。

重ね継手の付着強度に及ぼす主筋径、重ね継手長さ、コンクリート強度の影響について述べた既往の研究に、Orangun・Jirsaらの研究^{2.1)}が挙げられる。また重ね継手を主対象としたものではないが、藤井・森田による一連の研究^{2.2), 2.3)}をはじめとして近年国内でも盛んに研究されるようになり、多くの付着割裂強度式が提案されるに至っている。しかしながら、Orangun・Jirsaらの研究を除き、D29以上の太径鉄筋を対象とした付着強度提案式はなく、細径鉄筋で得られた強度式を太径鉄筋にも準用しているのが現状である。一般に鉄筋は径が大きくなると節高さと直径の比は小さくなり、付着強度がやや小さくなることが報告されている^{2.4)}ことを考慮すると、各提案式の適合性を十分に検討し、データを蓄積する必要がある。

一方、重ね継手の補強にしばしば用いられる補強法の一つに、継手に平行して補強筋（添え筋）を配置し、これに主筋の伝達応力の一部を負担させ、重ね継手の伝達応力を減少させる添え筋補強がある。この補強法に関して数例の研究報告^{2.5)・2.7)}があるが、いずれも主筋と添え筋が同径で、かつD25以下の細径主筋に関するものであり、添え筋の補強メカニズムを十分定量的、定性的にとらえるに至っていないのが現状である。

本章では、上記の問題を解決するため、シリーズⅠ-1～3の実験を行った。各シリーズの目的は以下に示すとおりである。

シリーズⅠ-1（重ね継手を有する一体打ち試験体の純曲げ実験）：主筋径、重ね長さ、拘束筋量、および拘束筋の形状が重ね継手部材の付着耐力に及ぼす影響を明らかにし、付着強度式を提案する。

シリーズⅠ-2（添え筋付き重ね継手を有する一体打ち試験体の純曲げ実験）：重ね継手部を細径の添え筋によって補強した試験体の耐力、変形能力に及ぼす、添え筋量、および重ね継手区間両側の添え筋延長部分である余長の影響を検討する。

シリーズⅠ-3（添え筋付き重ね継手を有する一体打ち試験体の曲げせん断実験）：曲げせん断応力下の添え筋補強メカニズムの解明を試る。

2.2 実験概要

2.2.1 重ね継手を有する一体打ち試験体の純曲げ実験（シリーズⅠ-1）

シリーズⅠ-1は、太径鉄筋を用いた重ね継手の付着強度性状に及ぼす主筋径、重ね長さおよび拘束筋量とその形状の影響を明らかにするために実施した、実大および小型試験体による純曲げ加力実験である。

本シリーズは表2.1(1)に示すように、純曲げ区間中央に重ね継手を設けた試験体16体（主筋を通し配筋とした実大試験体と、主筋にD19を使用した小型試験体を含む）からなる。試験体詳細を図2.1に示す。

試験体のかぶりコンクリート厚さは、試験体の大小にかかわらず、既往の研究^{2.4)}や実際の配筋条件を考慮して主筋径の1.8倍とし、継手部の主筋はせん断補強筋に沿って重ねている。な

表2.1(1) シリーズ I-1 (添え筋補強なし) 実験概要

試験体名	断面 (mm)	主筋	せん断補強筋 (pw,%)	重ね継手 長さ	コンクリート強度 (kgf/cm ²)		載荷
					設計強度	試験時	
LB1	b ₆₄₀ × ^D ₆₄₀ × ^{h0} ₁₃₀₀	12-D35 pg=2.8%	PL3.2 ^W 50 @118 (0.42)	25d (875mm)	240	257	繰り返し
LB2			PL6.0 ^W 50 @118 (0.79)			246	
LB3			PL12.0 ^W 50 @118 (1.59)			230	
LB4			D16 @116 (0.53)			242	
LB5*			PL4.5 ^W 875 (1.41)			250	
LB6			PL4.5 ^W 875 (1.41)			233	
LB7	b ₆₄₀ × ^D ₆₄₀ × ^{h0} ₁₃₀₀	12-D35 pg=2.8%	PL3.2 ^W 45 @101 (0.44)	10d (350mm)	240	216	単調
LB8			PL6.0 ^W 45 @101 (0.84)			232	
LB9			PL12.0 ^W 45 @101 (1.67)			262	
LB10			PL12.0 ^W 45 @101 (1.67)		360	389	
LB11			D16 @101 (0.62)		240	266	
LB12	b ₃₅₀ × ^D ₃₅₀ × ^{h0} ₆₀₀	12-D19 pg=2.8%	PL3.2 ^W 27 @64 (0.77)	25d (475mm)	240	263	繰り返し
LB13			PL6.0 ^W 27 @64 (1.45)			257	
LB14			D10 @64 (0.64)			263	
NB	b ₆₄₀ × ^D ₆₄₀ × ^{h0} ₁₃₀₀	12-D35 pg=2.8%	PL6.0 ^W 50 @118 (0.79)	継手なし	240	238	繰り返し

*:かぶりコンクリートをPCaにし、継手拘束鉄板と一体成形、LB6は柱外周に鉄板巻付け

表2.1(2) シリーズ I-1 (添え筋補強なし) 使用材料

鉄筋試験結果					
鉄筋径	降伏強度 (kgf/cm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	弾性係数 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	伸び率 (%)
D35	3680	2070	1.79×10 ⁶	5990	20.4
D19	3800	2040	1.88×10 ⁶	5880	18.7
D16	3860	2400	1.87×10 ⁶	5970	18.1
D10	3720	1990	1.87×10 ⁶	5210	20.0
鉄板試験結果					
鉄板厚	降伏強度 (kgf/cm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)	弾性係数 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	伸び率 (%)
PL-3.2	3070	1790	2.11×10 ⁶	3770	39.5
PL-4.4	2880	2830	2.07×10 ⁶	4390	40.0
PL-5.6	3040	1480	2.10×10 ⁶	4270	29.4

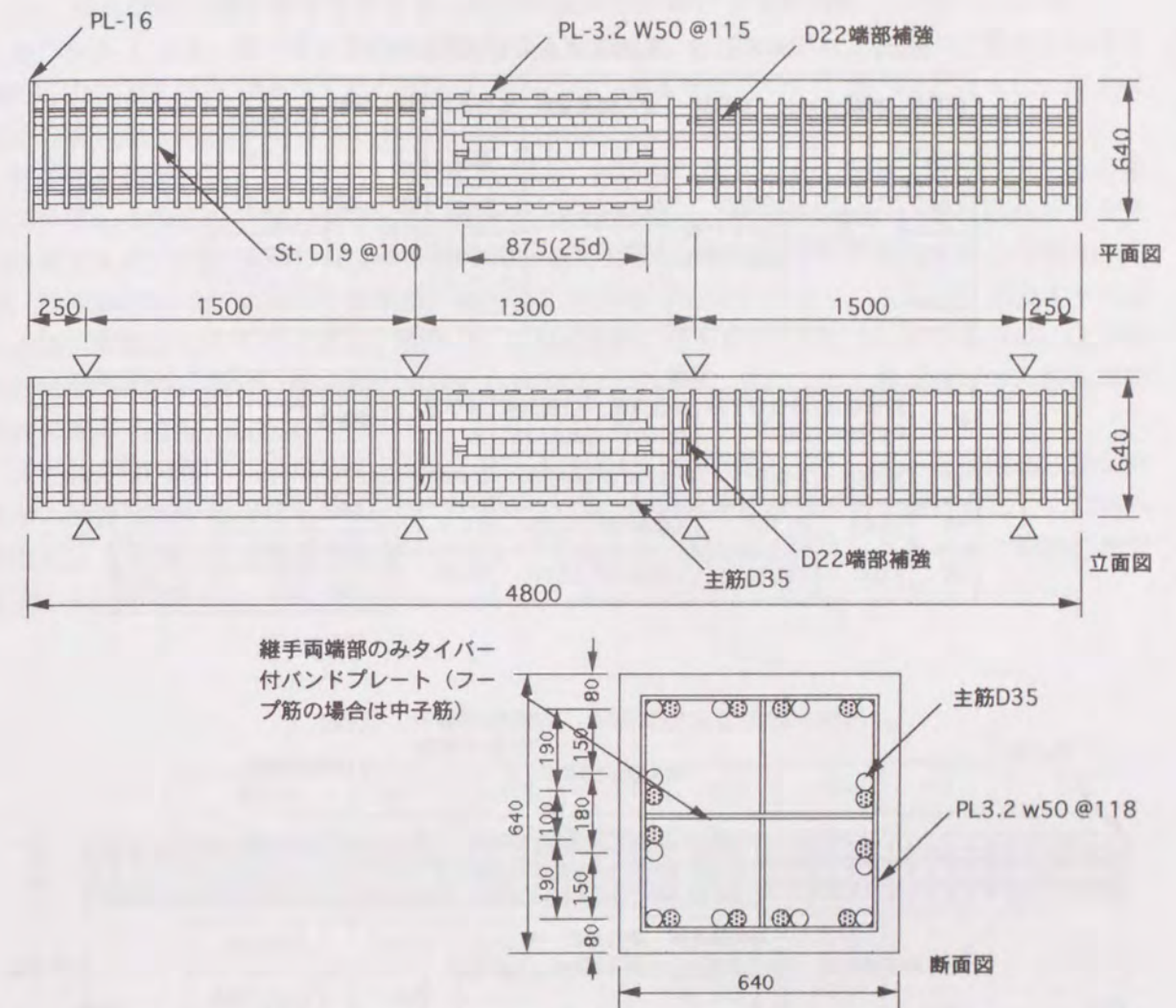


図2.1 シリーズ I-1 断面および配筋図

お、鉄筋にはSD35を用い、ふし形状は横ふしとした。

コンクリートおよび鉄筋の性質は表2.1(2)に示すとおりで、コンクリートは通常のはりと同様に平打ちとした。

2.2.2 添え筋付き重ね継手を有する一体打ち試験体の純曲げ実験 (シリーズ I-2)

シリーズ I-2は、太径鉄筋重ね継手部に添え筋補強を施した部材を対象に、純曲げ加力下の耐力・変形能力を調べ、添え筋補強メカニズムを明らかにすることを目的に実施したもので、試験体4体からなる。

実験概要を表2.2に示す。用いた実験変数は、主筋の重ね長さと添え筋による補強区間 (添え筋の長さ) である。特に主筋重ね継手区間外側の添え筋部分の長さに着目し、この部分の長さを余長と称して、試験体LBR2を基準に、試験体LBR1とLBR3はその2/3倍、LBR4は4/3倍としている。試験体詳細を図2.2に、試験体に用いた材料を表2.2に示す。

試験体の製作方法等はシリーズ I-1と同様である。

表2.2 シリーズ I-2 実験概要および使用材料

試験体	断面 (mm)	主筋量	せん断補強筋	重ね長さ	添え筋量	余長 (片側;mm)
LBR1	D ₆₄₀ × b ₃₅₀	4-D35 p _g =1.71% p _w =0.98%	2-D19 @92 p _w =1.78%	25d	継手一組 に付 2-D16	175
LBR2				25d		263
LBR3				30d		175
LBR4				25d		350

鉄筋						コンクリート		
径	降伏強度 kgf/cm ²	降伏ひずみ x10 ⁻⁶	弾性係数 kgf/cm ²	引張強度 kgf/cm ²	伸び率 %	試験体	F _c kgf/cm ²	E _c kgf/cm ²
35	3660	2420	1.92x10 ⁶	6120	24.9	LBR1	248	1.90x10 ⁵
19	3940	2110	1.89x10 ⁶	5620	17.5	LBR2	257	2.00x10 ⁵
16	3800	1950	1.92x10 ⁶	5670	18.0	LBR3	244	1.91x10 ⁵
						LBR4	233	1.96x10 ⁵

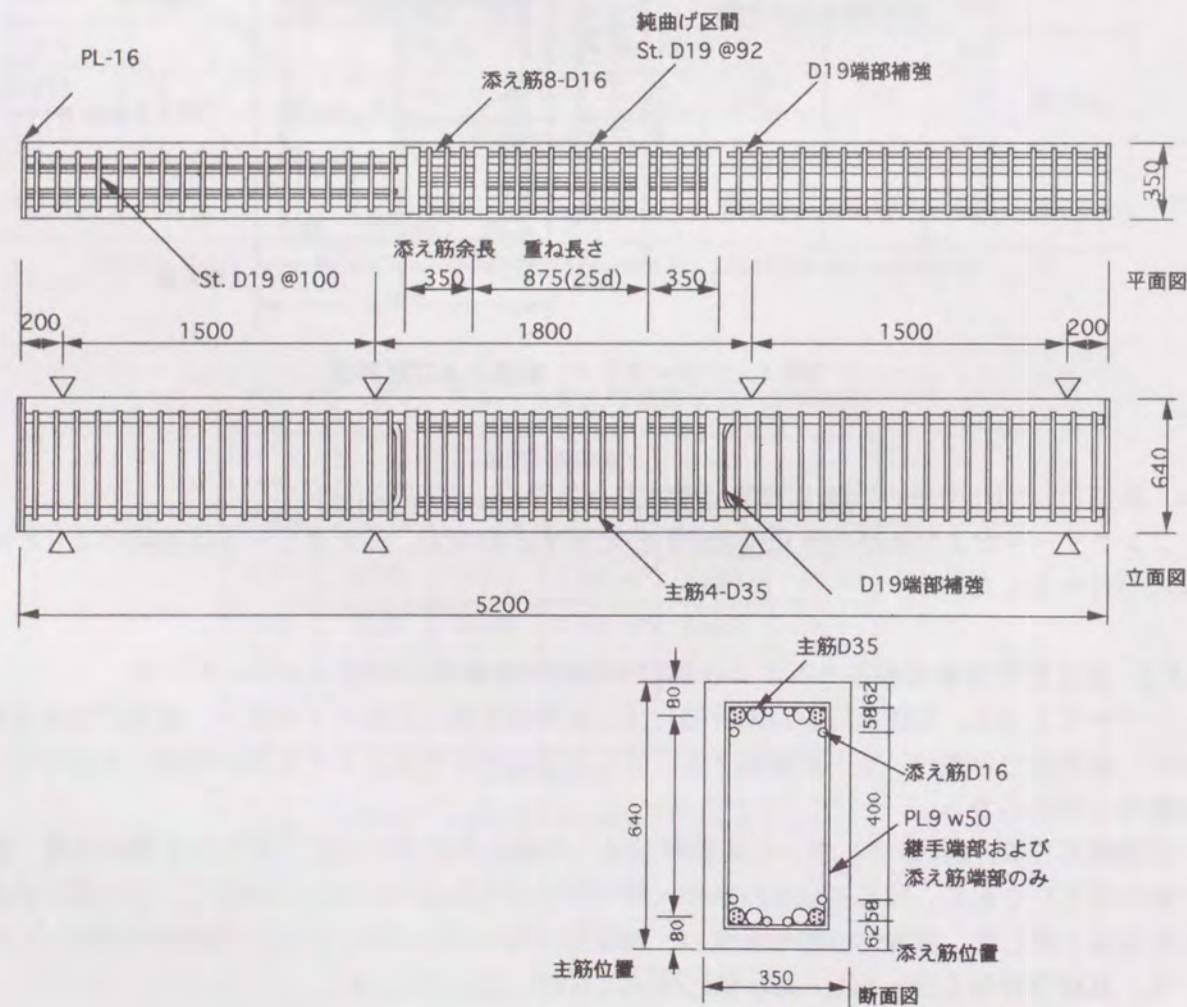


図2.2 シリーズ I-2 断面および配筋図

2.2.3 添え筋付き重ね継手を有する一体打ち試験体の曲げせん断実験 (シリーズ I-3)

シリーズ I-3は、曲げせん断加力下における、添え筋付き重ね継手試験体の主筋および添え筋の応力状態を確認し、添え筋の補強メカニズム、補強効果について調べるとともに、突合せ継手の実現性を検討することを目的とする。

試験体の概要を表2.3に示す。実験変数には、主筋重ね長さ、添え筋量、継手位置を取りあげている。すなわち、重ね長さ30dの試験体LSR1を標準に、試験体LSR2、LSR3は重ね長さを変化させたもの。LSR5試験体はフープ筋と添え筋を打込んだ外殻PCaを断面の一部に使用したもの。試験体LSR4は試験区間片側端部危険断面に重ね継手を設けたもの。ならびに試験体NSは主筋を通し配筋としたものである。継手は、試験体LSR4、NSを除いて図2.3に示すように、曲げせん断区間の中央に設け、断面鉛直方向に主筋を重ねている。また、添え筋は曲げせん断区間の全長に配置している。

主筋のかぶり厚さは主筋径の2.3倍とし、主筋にはSD40の横ふしを、せん断補強筋には高強度せん断補強筋を使用している。コンクリートは、通常の柱部材と同様に縦打ちとし、打込み方向により主筋に付着強度の差が生じないようにした。鉄筋およびコンクリートの機械的性質を表2.3に示す。

表2.3 シリーズ I-3 実験概要および使用材料

試験体	LSR1	LSR2	LSR3	LSR4	LSR5	NS
断面	D ₆₈₀ ×b ₆₀₀ ×h ₀ 1850 (mm) h ₀ /D=2.72					
主筋	8-D32 (p _g =1.6%)					
添え筋 ^{*1}	2-D16	2-D19	2-D16	2-D19	2-D16	—
余長(mm) ^{*2}	445	525	365	525	445	—
せん断補強筋	高強度せん断補強筋(スパイラル) 4-U9.2 @70 (p _w =0.61%)					
主筋重ね長さ	30d	25d	35d	25d	30d	—
重ね継手位置	内りの中央			端部	中央	なし
その他共通事項	F _c =240kgf/cm ² , 軸力N=0					
備考	*1:継手一組に付, *2:片側の長さ				外殻PCa	通し配筋

鉄筋						コンクリート		
径	降伏強度 kgf/cm ²	降伏ひずみ x10 ⁻⁶	弾性係数 kgf/cm ²	引張強度 kgf/cm ²	伸び率 %	試験体	F _c kgf/cm ²	E _c kgf/cm ²
32	4580	2350	1.95x10 ⁶	6540	19.7	LSR1	249	2.30x10 ⁵
19	3680	2000	1.84x10 ⁶	4490	16.3	LSR2	237	1.84x10 ⁵
16	3740	2010	1.86x10 ⁶	4670	18.9	LSR3	215	1.76x10 ⁵
						LSR4	249	2.12x10 ⁵
						LSR5	245	2.02x10 ⁵
						NS	219	1.81x10 ⁵

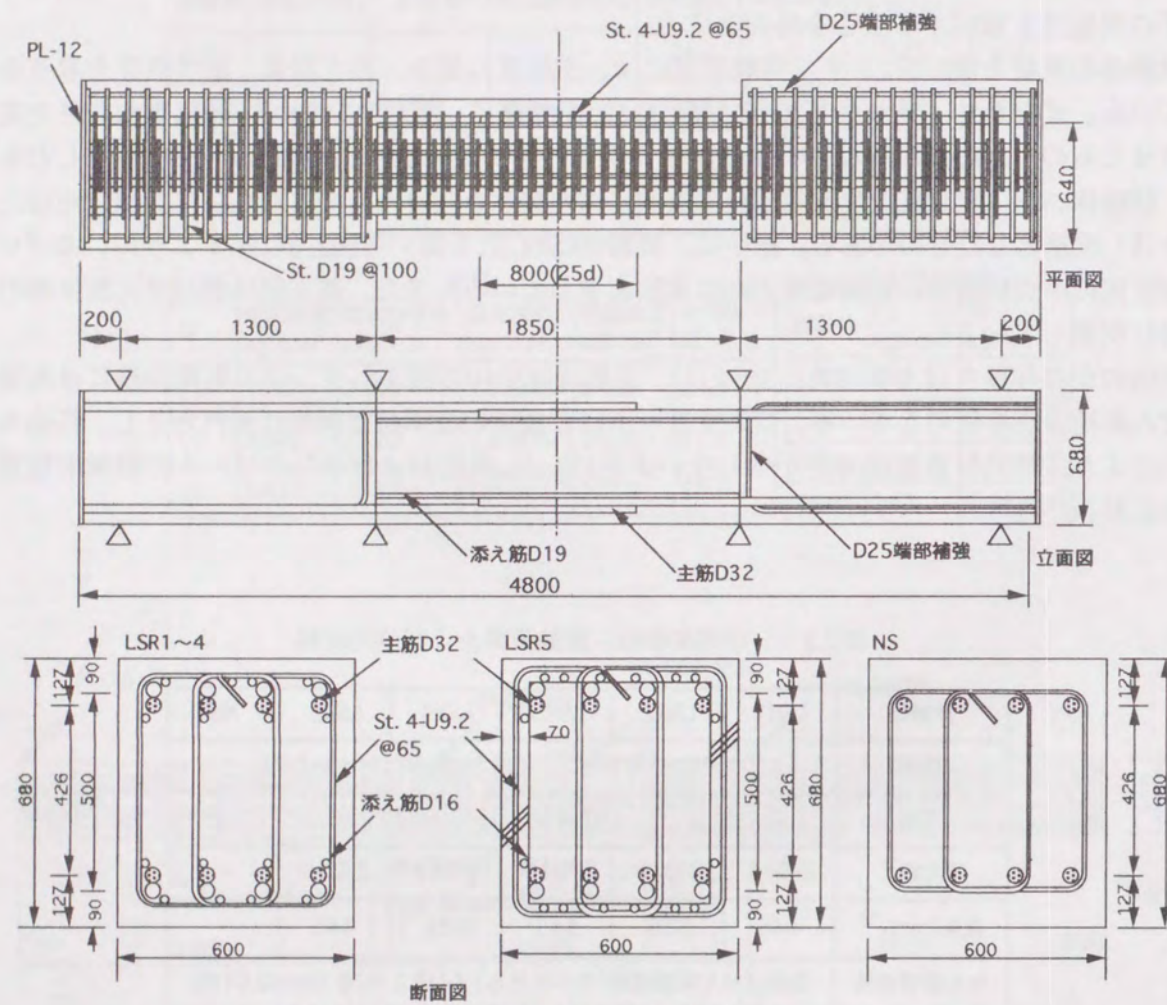


図2.3 シリーズI-3 断面および配筋図

2.2.4 荷重方法

図2.4に加力方法を示す。いずれのシリーズも軸力は導入していない。シリーズI-1とI-2、およびシリーズI-3はそれぞれ対称、および逆対称の正負交番繰り返し荷重とした。荷重は変位制御によって行なった。対称荷重であるシリーズI-1とI-2では、主筋降伏変位計算値の1/2倍、主筋降伏変位 δy 、 $2\delta y$ 、 $4\delta y$ の各変位で2回ずつ繰り返し、最後は約 $6\delta y$ まで変位を与えた。逆対称荷重のシリーズI-3では、 δy の整数倍で $5\delta y$ まで各2回の繰り返しの後、最後は約 $7\delta y$ まで変位を与えた。

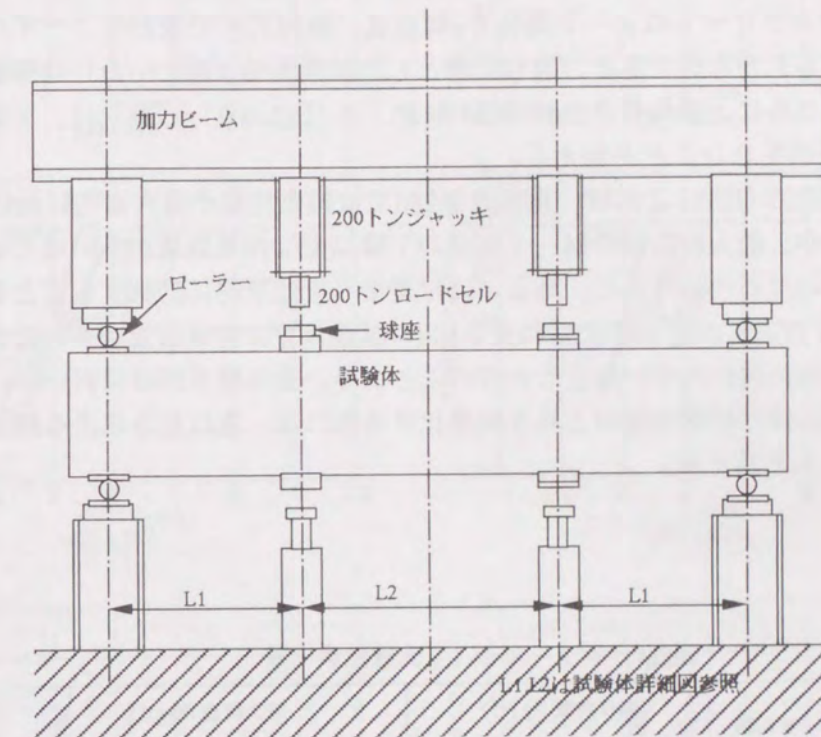


図2.4 荷重方法

2. 3 実験結果

2.3.1 重ね継手を有する一体打ち試験体の純曲げ試験（シリーズI-1）の結果

1) 耐力性状

表2.4に実験結果の一覧を、図2.5に、モーメント-変位関係（M- δ 関係）を示す。主筋を通し配筋とした試験体NBを除く全ての試験体に、主筋引張降伏に前後して付着破壊が生じた。一方、負荷重では、試験体コンクリートを平打ちとしたため、上端と下端の主筋付着強度が異なり、正荷重より低い1/2 δ_y 程度の変位で付着破壊が生じている。

図2.5中のMy計およびMu計は、それぞれ主筋の降伏および最大曲げモーメント計算値であるが、それらはコンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係をe関数式（梅村式）で表わすファイバーモデルによる断面解析で得られたものである。通し配筋とした試験体NB（図2.5(7)）は解析結果との適合性がよいこと、さらに、重ね長さ25dの試験体LB1～6（図2.5(1)～(6)）は、主筋降伏とほぼ同時に継手の破壊が生じたことが伺える。

表2.4および図2.5(12)によれば、重ね長さ25dでは拘束筋量が最大耐力に及ぼす影響はあまり明確ではないが、最大耐力後のM- δ 関係の下降勾配は拘束筋量が多いほど緩やかで、拘束筋が付着破壊後の主筋の抜け出し、あるいは付着滑りを効果的に抑制することを示している。一方、表2.4および図2.5(8)より、重ね長さ10dの試験体では拘束筋量が多いほど最大耐力が上昇する傾向が明確に現われている。これらのことより、重ね継手部材において、拘束筋量（補強筋量）の増加に伴う付着強度の上昇を定量化する際には、重ね長さによる補強効果の違いを考慮すべきであると言える。

表2.4 シリーズI-1 実験結果一覧

試験体	重ね長さ	せん断補強	降伏荷重 P_y (tf)			最大荷重 P_u (tf)				最大平均付着応力度 (下端筋) τ_{bu} (kgf/cm ²)
			実験値	計算値	実/計	実験値 (正載荷)	実験値 (負載荷)	計算値	実(正)/計	
LB1	25d	帯鉄板	56.37	54.26	1.04	58.21	27.45	69.03	0.84	35.8
LB2		帯鉄板	降伏なし		—	56.27	37.86		0.82	36.3
LB3		帯鉄板	56.10		1.03	56.10	42.91		0.81	38.8
LB4		フープ筋	58.19		1.07	58.19	35.09		0.84	37.6
LB5		鋼管状拘束	降伏なし		—	49.84	34.90		0.78	38.2
LB6		鋼管状拘束	降伏なし		—	53.61	40.00		0.72	39.9
LB7	10d	帯鉄板	降伏なし	54.32	—	24.01	—	69.09	0.35	32.5
LB8		帯鉄板			—	26.18	—		0.38	40.6
LB9		帯鉄板			—	30.59	—		0.44	46.3
LB10		帯鉄板			—	38.08	—		0.55	70.8
LB11	25d	フープ筋	降伏なし	54.26	—	28.11	—	69.03	0.41	47.7
LB12		帯鉄板		17.15	—	17.17	11.27	21.64	0.79	33.9
LB13		帯鉄板			—	17.53	15.30		0.81	34.1
LB14	25d	フープ筋			—	16.48	13.39		0.76	33.5
NB	なし	帯鉄板	60.11	54.26	1.11	73.34	なし	69.03	1.06	—

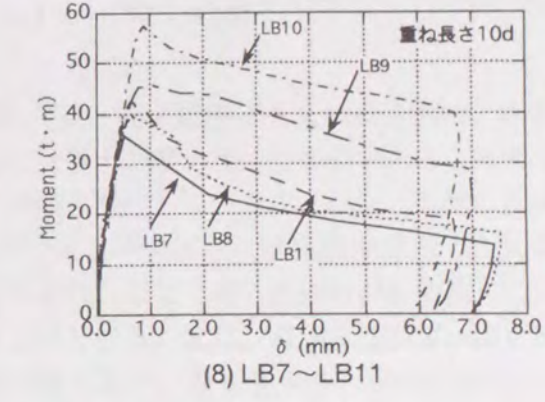
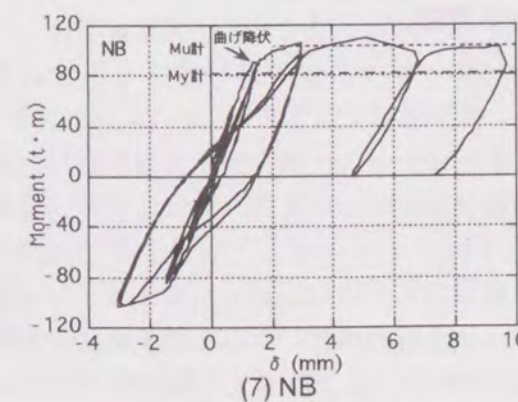
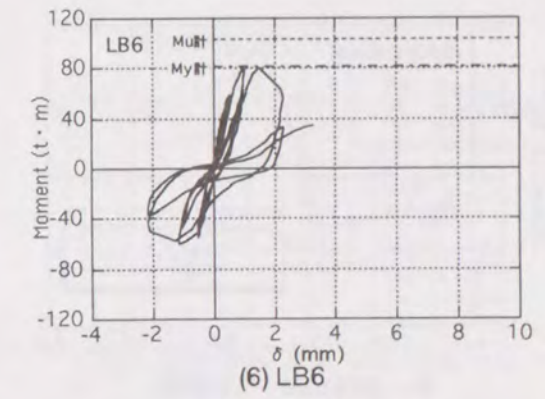
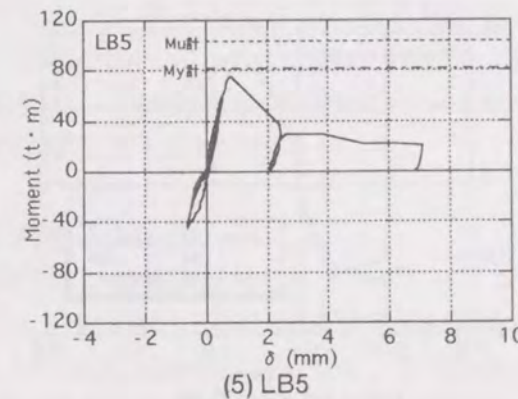
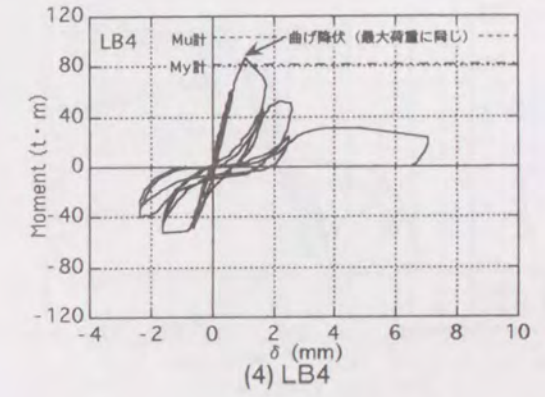
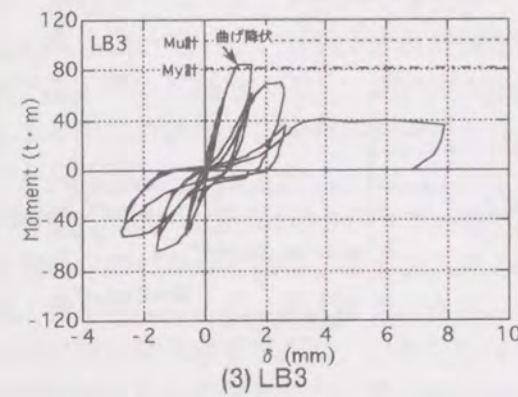
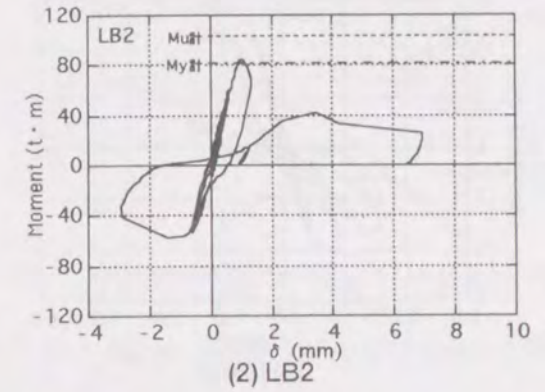
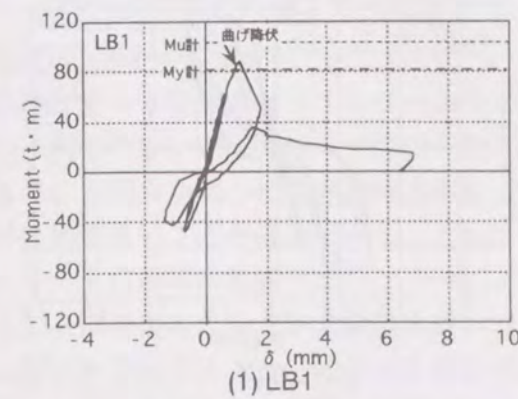


図2.5 シリーズI-1 M- δ 関係

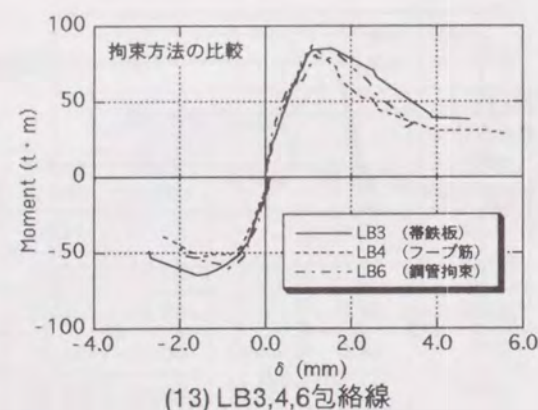
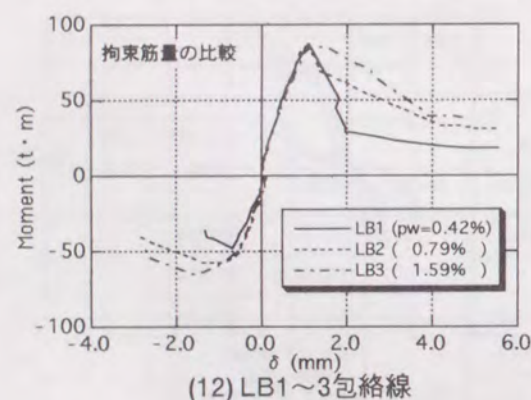
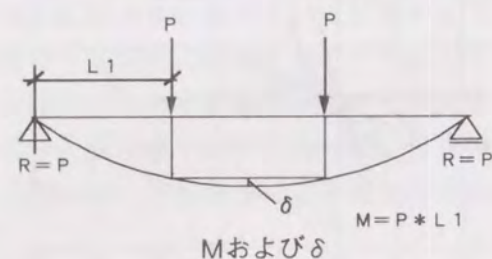
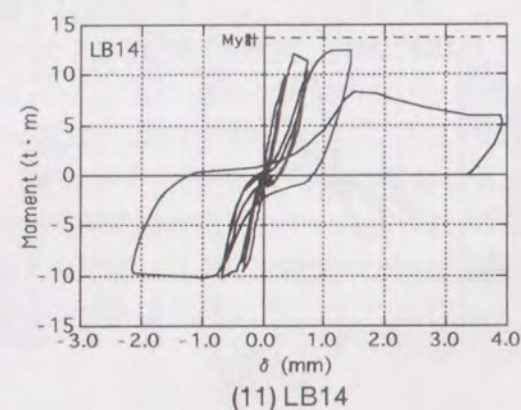
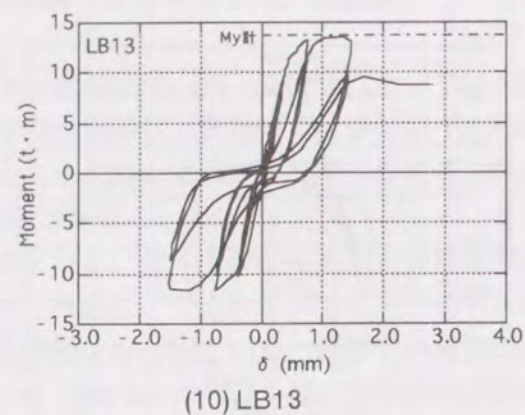
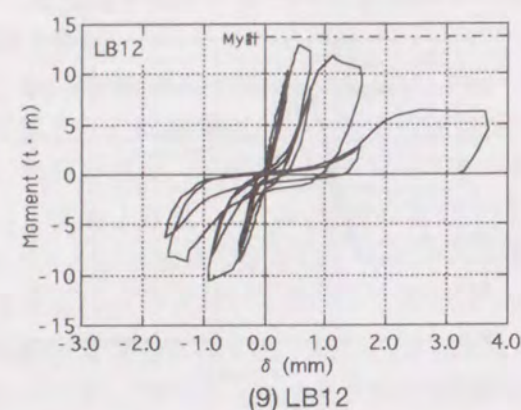


図2.5 シリーズI-1 M-δ関係

小型試験体LB12~14のM-δ関係(図2.5(9)~(11))は、それぞれ拘束筋量 p_w が等しい実大試験体LB2~4(図2.5(2)~(4))と、下端筋が引張となる正荷重では類似しており、主筋径がM-δ関係に及ぼすスケール効果はあまり明確でないが、上端筋が引張となる負荷重では、明らかに小型試験体の方が耐力・変形状が良いことが確認できる。これはコンクリート打設時の鉄筋下部のブリージング等による付着強度の低下が大断面あるいは太径鉄筋であるほど大きいことを示すもので、現行の基準では上端と下端の付着強度比を一定に取り扱っているが(例えば終局強度型指針では上端は下端の0.8倍)、鉄筋が太径化することでこの評価が危険側の評価となりうることを示唆している。

試験体の破壊状況を写真2.1に示す。重ね継手試験体の曲げひびわれは、まず加力点下部付近と継手端部に生じ、最大耐力に達するのとはほぼ同時に重ね継手区間に、主筋に平行な付着割裂ひびわれが発生した。最大耐力後の繰り返しで、継手端部のひびわれ幅が拡大し、主筋が抜け出すように破壊している。通し配筋とした試験体は、典型的なコンクリートの圧壊による曲げ破壊を示した。

2) 付着強度性状

図2.6に、主筋に貼付したひずみゲージより求めた、最大耐力時のひずみ分布の一例を示す。いずれの試験体においても、ひずみ分布は重ね継手区間内ではほぼ直線状に変化している。この最大耐力時の重ね継手区間のひずみを直線分布として平均付着応力度を調べると、図2.7および表2.4中で示す結果を得た。図2.7は、実大試験体を重ね長さ別に、拘束方法あるいは拘束筋量が最大耐力時付着応力度 τ_{bu} に及ぼす影響を調べたものである。同図では帯状鉄板に貼付したひずみゲージが付着破壊時には曲げ降伏していたことから、横軸に拘束筋の降伏強度を考慮して、 $\sqrt{(p_w \sigma_{wy}) \cdot \sigma_B}$ をとっている。同図より、本実験で採用した拘束方法の違いに関わらず、 τ_{bu} はほぼ一本の直線で近似され、ここで用いた指標が拘束効果による付着強度の上昇を捉えるのに比較的適していることが分かる。また、重ね長さが短いほど拘束効果による付着強度の上昇が大きくなる傾向が現われており、重ね長さが(10dと25d)2.5倍になると近似直線の傾きが約1/5倍になっている。

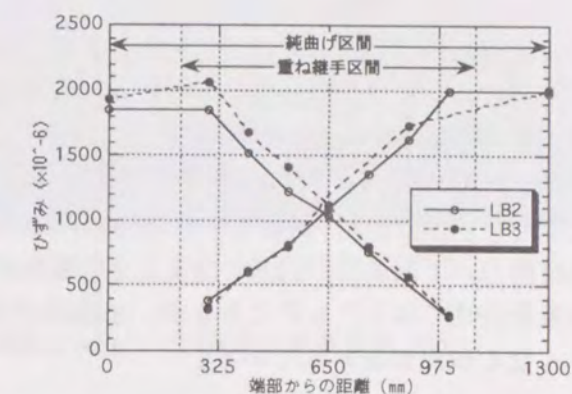


図2.6 最大耐力時主筋ひずみ分布例

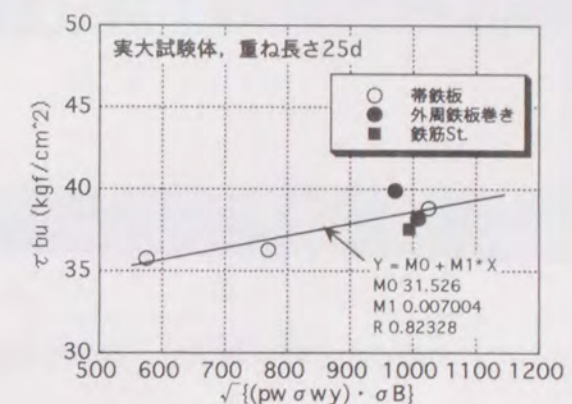
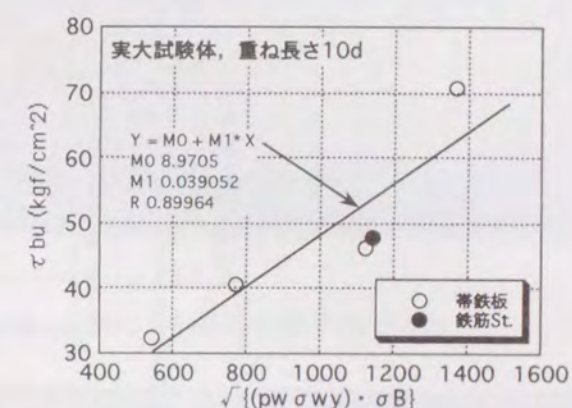


図2.7 $\sqrt{(p_w \sigma_{wy}) \cdot \sigma_B}$ - τ_{bu} 関係

表2.4で実大試験体と小型試験体の τ_{bu} を比較すると、下端筋の τ_{bu} には主筋径の影響はほとんど現われていない。一方、 $M-\delta$ 関係の比較で述べたように上端筋（ひずみゲージを貼付していない）では付着強度にかなり違いがあるものと予測される。鉄筋径と鉄筋下部のコンクリート打設高さによる付着強度の変化の関係については、コンクリートの品質（強度、スランプ等）が関係し、非常に複雑な問題となるが、今後太径鉄筋を使用する上で十分な検討が必要となろう。図2.8は一例として鉄筋径とPu-正荷重/Pu-負荷重（上端鉄筋が引張となる時の部材耐力/下端鉄筋が引張となる時の部材耐力）の関係を藤井・森田の実験結果^{2,2)}と本実験結果を併せて示したものであるが、鉄筋径が大きくなるほど上端筋と下端筋の付着強度差が大きくなる傾向が現われている。

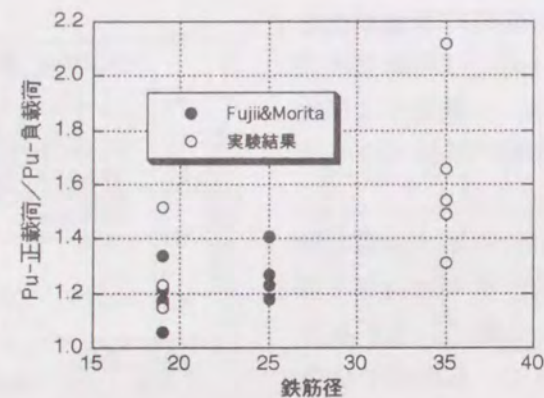
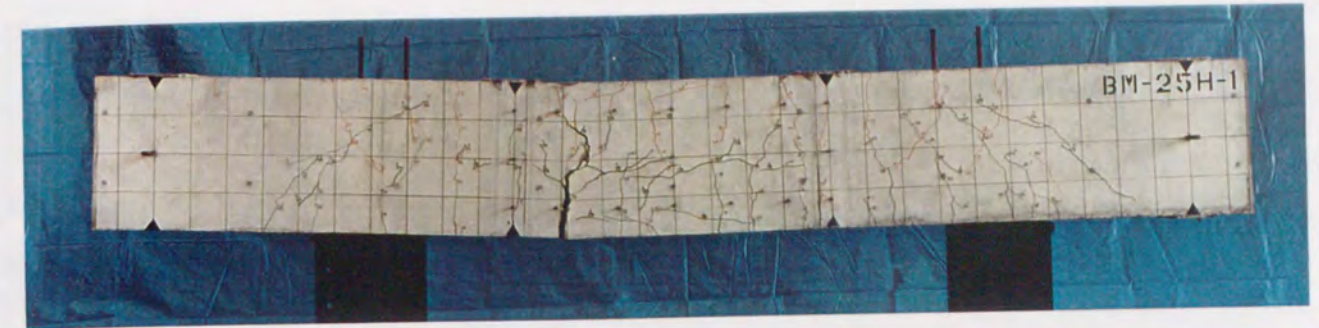
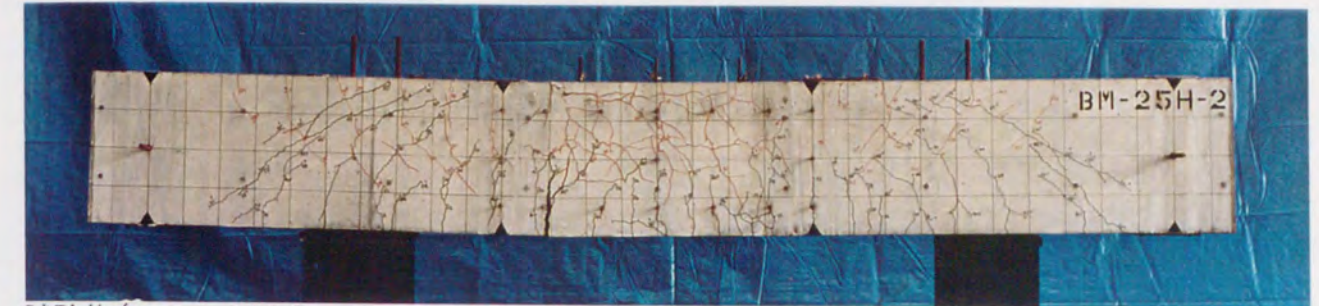


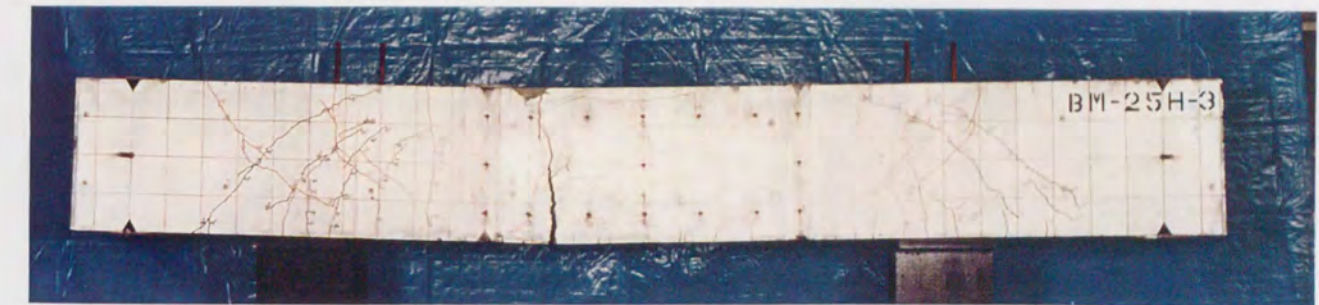
図2.8 正荷重と負荷重に及ぼす主筋径の影響



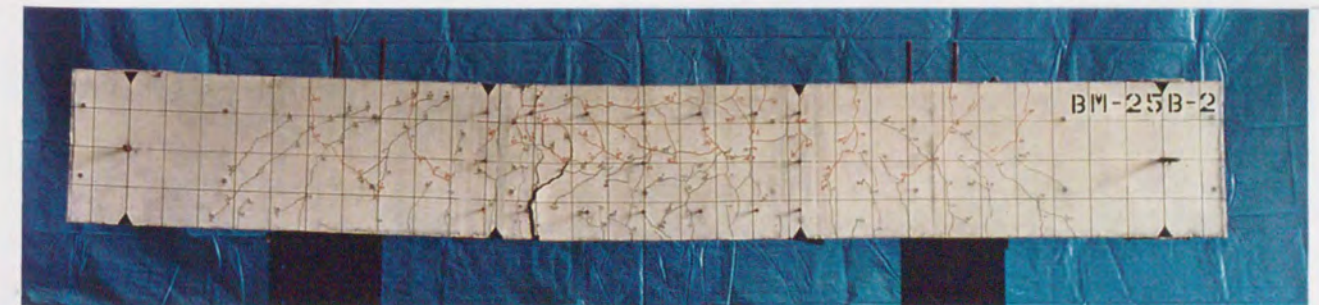
試験体名 LB1
試験体の概要 $b640 \times D640 \times h01300(\text{mm})$
 $pg=2.8\%$, $pw=0.42\%$, $\sigma_B=257\text{kgf/cm}^2$, 主筋重ね継手長さ25d



試験体名 LB2
試験体の概要 $b640 \times D640 \times h01300(\text{mm})$
 $pg=2.8\%$, $pw=0.79\%$, $\sigma_B=246\text{kgf/cm}^2$, 主筋重ね継手長さ25d



試験体名 LB3
試験体の概要 $b640 \times D640 \times h01300(\text{mm})$
 $pg=2.8\%$, $pw=1.59\%$, $\sigma_B=230\text{kgf/cm}^2$, 主筋重ね継手長さ25d



試験体名 LB4
試験体の概要 $b640 \times D640 \times h01300(\text{mm})$
 $pg=2.8\%$, $pw=0.53\%$, $\sigma_B=242\text{kgf/cm}^2$, 主筋重ね継手長さ25d

写真2.1 シリーズI-1 試験体破壊状況（その1）



試験体名 LB5
試験体の概要 $b640 \times D640 \times h01300(\text{mm})$, (外殻PCa使用)
 $pg=2.8\%$, $pw=1.41\%$, $\sigma B=250\text{kgf/cm}^2$, 主筋重ね継手長さ25d



試験体名 LB6
試験体の概要 $b640 \times D640 \times h01300(\text{mm})$, (鉄板外周巻付け)
 $pg=2.8\%$, $pw=1.41\%$, $\sigma B=233\text{kgf/cm}^2$, 主筋重ね継手長さ25d

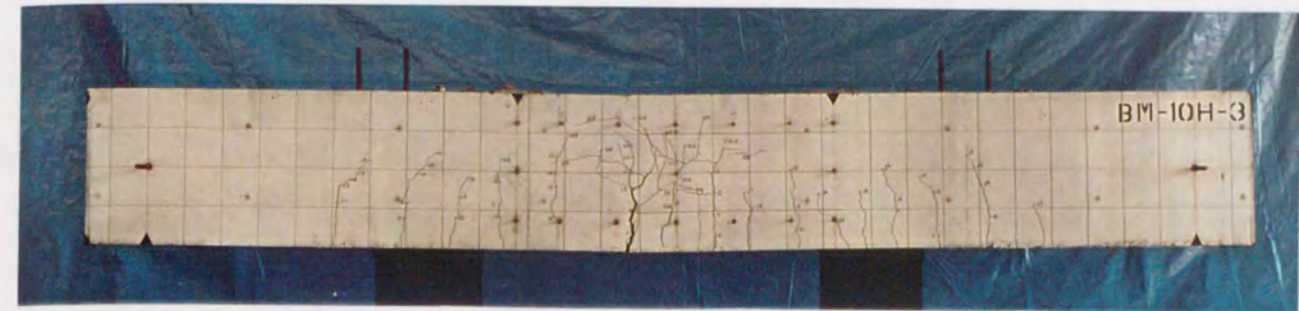


試験体名 LB7
試験体の概要 $b640 \times D640 \times h01300(\text{mm})$
 $pg=2.8\%$, $pw=0.44\%$, $\sigma B=216\text{kgf/cm}^2$, 主筋重ね継手長さ10d

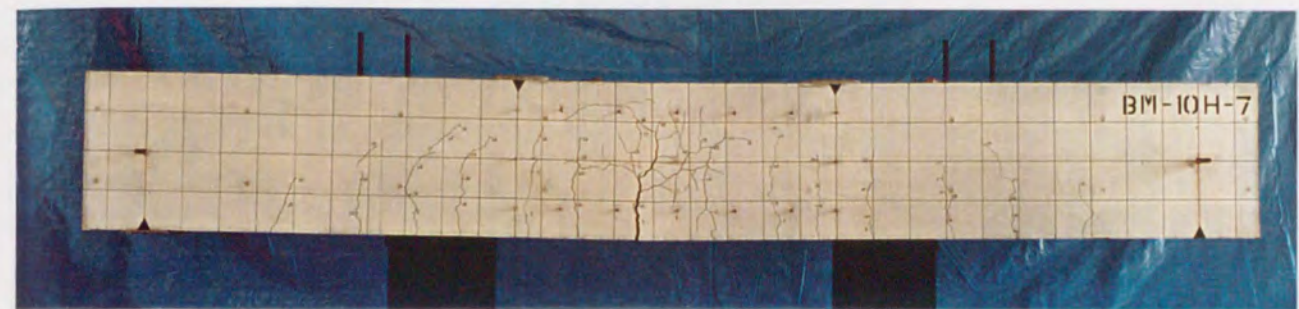


試験体名 LB8
試験体の概要 $b640 \times D640 \times h01300(\text{mm})$
 $pg=2.8\%$, $pw=0.84\%$, $\sigma B=232\text{kgf/cm}^2$, 主筋重ね継手長さ25d

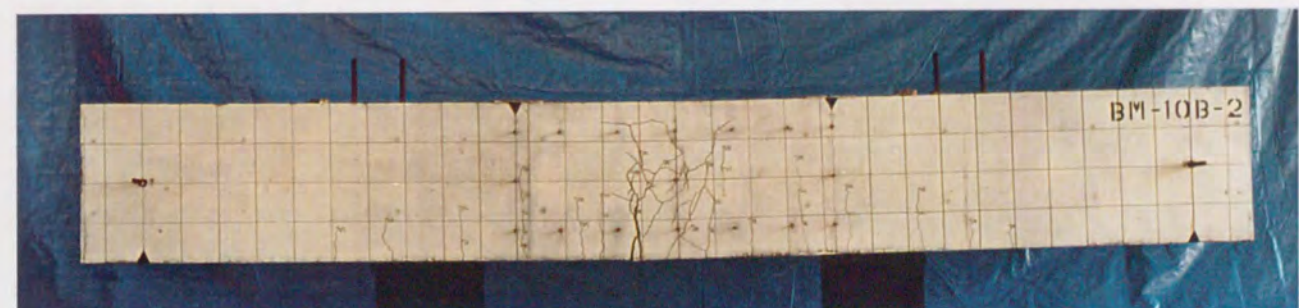
写真2.1 シリーズI-1 試験体破壊状況(その2)



試験体名 LB9
試験体の概要 $b640 \times D640 \times h01300(\text{mm})$
 $pg=2.8\%$, $pw=1.67\%$, $\sigma B=262\text{kgf/cm}^2$, 主筋重ね継手長さ10d



試験体名 LB10
試験体の概要 $b640 \times D640 \times h01300(\text{mm})$
 $pg=2.8\%$, $pw=1.67\%$, $\sigma B=389\text{kgf/cm}^2$, 主筋重ね継手長さ10d



試験体名 LB11
試験体の概要 $b640 \times D640 \times h01300(\text{mm})$
 $pg=2.8\%$, $pw=0.62\%$, $\sigma B=266\text{kgf/cm}^2$, 主筋重ね継手長さ10d



試験体名 LB12
試験体の概要 $b350 \times D350 \times h0600(\text{mm})$
 $pg=2.8\%$, $pw=0.77\%$, $\sigma B=263\text{kgf/cm}^2$, 主筋重ね継手長さ25d

写真2.1 シリーズI-1 試験体破壊状況(その3)



試験体名 LB13
試験体の概要 $b350 \times D350 \times h600(\text{mm})$
 $p_g=2.8\%$, $p_w=1.45\%$, $\sigma_B=257\text{kgf/cm}^2$, 主筋重ね継手長さ25d



試験体名 LB14
試験体の概要 $b250 \times D250 \times h600(\text{mm})$
 $p_g=2.8\%$, $p_w=0.64\%$, $\sigma_B=263\text{kgf/cm}^2$, 主筋重ね継手長さ25d



試験体名 NB
試験体の概要 $b640 \times D640 \times h1300(\text{mm})$
 $p_g=2.8\%$, $p_w=0.79\%$, $\sigma_B=238\text{kgf/cm}^2$, 通し配筋

写真2.1 シリーズI-1 試験体破壊状況 (その4)

2.3.2 添え筋付き重ね継手を有する一体打ち試験体の純曲げ実験 (シリーズI-2) の結果 1) 耐力性状

表2.5に、各試験体の実験結果の一覧を、図2.9にモーメントー変位関係 ($M-\delta$ 関係) を示す。これら添え筋付き重ね継手試験体の拘束筋量は、添え筋のないシリーズI-1の試験体LB3に等しいが、図2.5(3)によれば、試験体LB3は主筋曲げ降伏とほぼ同時に付着破壊を生じている。これに対して、添え筋付き重ね継手試験体は、耐力・変形能力共に大幅に改善され、靱性的な曲げ破壊を生じた。さらに、図2.9によれば、各試験体の変形能力は添え筋余長によって異なり、主筋重ね長さがいずれも25dである、試験体LBR1, LBR2, LBR4を比較すると次のような特徴がある。添え筋余長の最も短いLBR1試験体は、正荷重では $6\delta_y$ 、負荷重では $4\delta_y$ で主筋が付着破壊し、試験体LBR1より余長が長い試験体LBR2は、正荷重では $6\delta_y$ を与えても破壊していない。添え筋余長が最も長い試験体LBR4では、正負共に破壊せず正荷重では約 $8\delta_y$ 、負荷重では $4\delta_y$ 以上の変形能力が確保できている。

一方、主筋の重ね長さが30dであるが、添え筋余長が短い試験体LBR3 (図2.9(3)) は、上端筋が引張となる負荷重の $2\delta_y$ で付着破壊が生じた。これと重ね長さ25dで余長を長くした試験体LBR4 (図2.9(4)) とを比較すると余長が短い方が明らかに変形能力が劣っている。これより、添え筋長さを一定にして主筋の重ね長さを増すよりも、重ね長さを一定にして、添え筋長さを増すほうが最大荷重、変形能力が増大し補強効果が優れることが分る。後述するひずみ計測結果でも示すが、この現象は添え筋の余長が長いほど主筋重ね継手端部からはなれた位置で主筋が降伏し、この主筋の降伏域が繰り返しや大変形によって徐々に拡大するものの、重ね継手部に達しにくいためと推察され、その結果部材の変形能力が向上したと考えられる。

図2.9中の一点鎖線で示した曲線は、鉄筋のひずみ硬化を弾性係数の2%とし、せん断補強筋によるコンクリートのコンファインド効果を考慮して、圧縮強度を無拘束コンクリートの1.3倍、その時のひずみを1.4倍、下降曲線の勾配を無拘束時の約1/5としたコンクリートの応力度ーひずみ度曲線 (上昇: 2次曲線ー下降: 直線モデル) を用いて、ファイバーモデルによる断面解析を行なった結果であるが、実験結果の主筋降伏後の耐力上昇は計算値より大きい傾向が見られる。これは、純曲げ区間に主筋量が多いばかりでなく、添え筋が配置されていることもその一因と思われる。

写真2.2に載荷終了時の試験体写真を示す。曲げひびわれは先ず添え筋端部と部材中央に発生し、加力点位置、主筋端部、重ね継手区間内の順に発生する。このうち、添え筋端部と加力

表2.5 シリーズI-2 実験結果一覧

試験体	弾性剛性 tf/cm			主筋降伏荷重 tf			最大耐力 tf		
	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計	実験値	計算値	実/計
LBR1	46.7	46.7	1.00	27.0	23.2	1.16	36.6	30.0	1.22
LBR2	52.8	46.7	1.13	26.5	23.2	1.14	36.5	30.0	1.22
LBR3	60.6	46.7	1.29	26.1	23.2	1.13	34.6	30.0	1.15
LBR4	55.1	46.7	1.18	26.4	23.2	1.14	38.1	30.0	1.27

最大耐力: 最終ループの最大荷重を示す。No.1は荷重が上がらなくなったことによる最大荷重であるが、その他は、変形が大きくなり、試験機の容量によって決まった荷重。

点位置のひびわれ幅が大きく拡大し、他の位置のひびわれ幅はあまり広がらない。

LBR1試験体を除く全ての試験体にコンクリートの圧壊が生じたが、いずれの試験体の圧壊も添え筋端部位置と加力点位置の間に生じる。写真から $6\delta y$ の変形後も、重ね継手区間では圧壊が生じていない。

2) 付着強度性状

図2.10に正載荷時の各荷重階における繰返し1回目の主筋ひずみ分布の一例を示している。添え筋端部位置が最初に降伏し、次に降伏域は外側の加力点方向に広がり、変位が増すに従って余長端部から継手端部へと広がる。変位 $4\delta y$ 以上では、添え筋余長部分から、継手端部までの区間も降伏していることが分かる。

図2.11は主筋と添え筋を同時に示した一例である。添え筋のひずみは部材の変形が進んでも降伏ひずみ以下であった。余長の短い試験体LBR1およびLBR3を除いて、変形 δy 以下の荷重階では重ね継手端部位置において添え筋のひずみは主筋ひずみとよく一致し、この位置でいわゆる平面保持が成り立っている。また、これらの試験体では変位が大きくなり余長区間で主筋が降伏しても、添え筋は付着を失っていないことなどが分かる。一方、余長の短い試験体LBR1とLBR3のひずみ分布形状は、ともに継手端部（主筋先端部）で添え筋ひずみが主筋ひずみより小さく、余長部分のひずみ変化量が少ないのが特徴である。

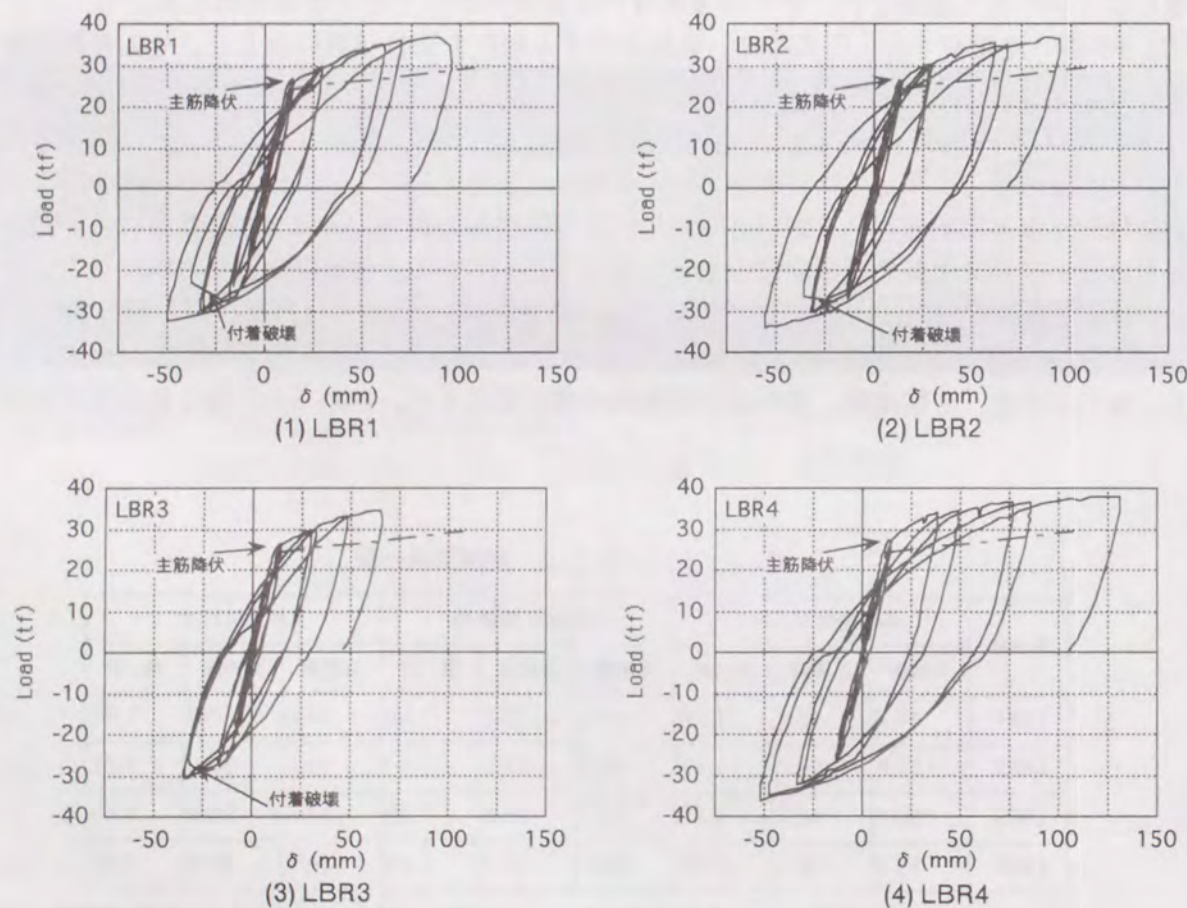
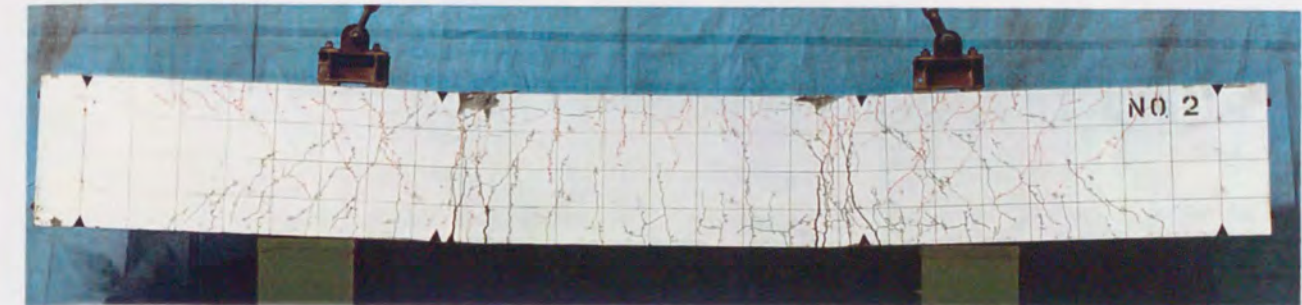


図2.9 シリーズ I-2 Q- δ 関係



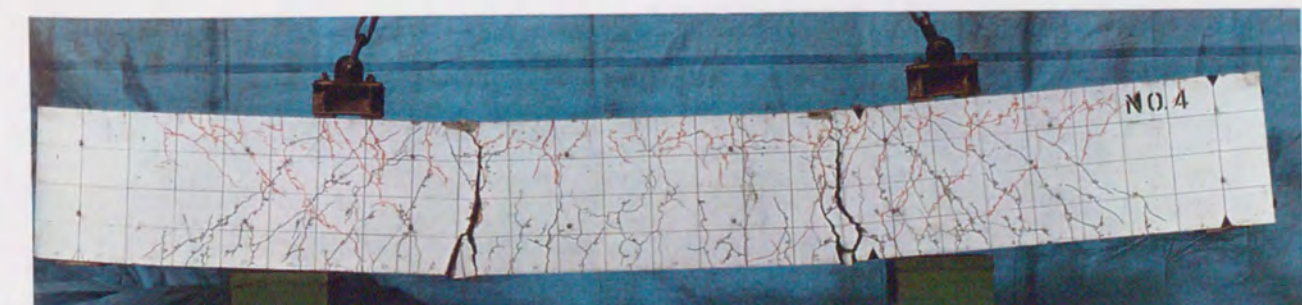
試験体名 LBR1
試験体の概要 $b350 \times D640 \times h01800(\text{mm})$, $pg=1.71\%$, $pw=1.78\%$, $\sigma_B=248\text{kgf/cm}^2$
主筋重ね継手長さ25d, 添え筋余長(片側)175mm



試験体名 LBR2
試験体の概要 $b350 \times D640 \times h01800(\text{mm})$, $pg=1.71\%$, $pw=1.78\%$, $\sigma_B=257\text{kgf/cm}^2$
主筋重ね継手長さ25d, 添え筋余長(片側)263mm

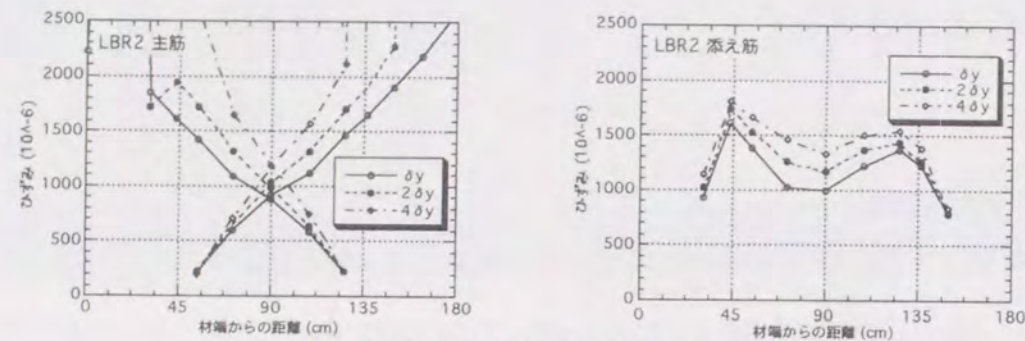


試験体名 LBR3
試験体の概要 $b350 \times D640 \times h01800(\text{mm})$, $pg=1.71\%$, $pw=1.78\%$, $\sigma_B=244\text{kgf/cm}^2$
主筋重ね継手長さ30d, 添え筋余長(片側)175mm

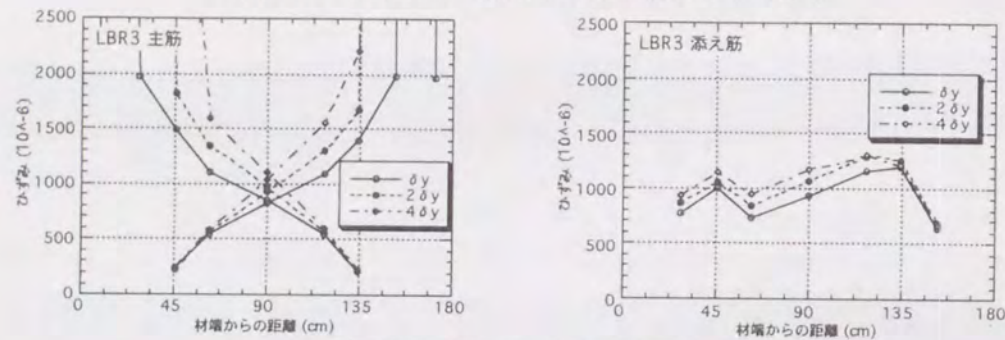


試験体名 LBR4
試験体の概要 $b350 \times D640 \times h01800(\text{mm})$, $pg=1.71\%$, $pw=1.78\%$, $\sigma_B=233\text{kgf/cm}^2$
主筋重ね継手長さ25d, 添え筋余長(片側)350mm

写真2.2 シリーズ I-2 試験体破壊状況

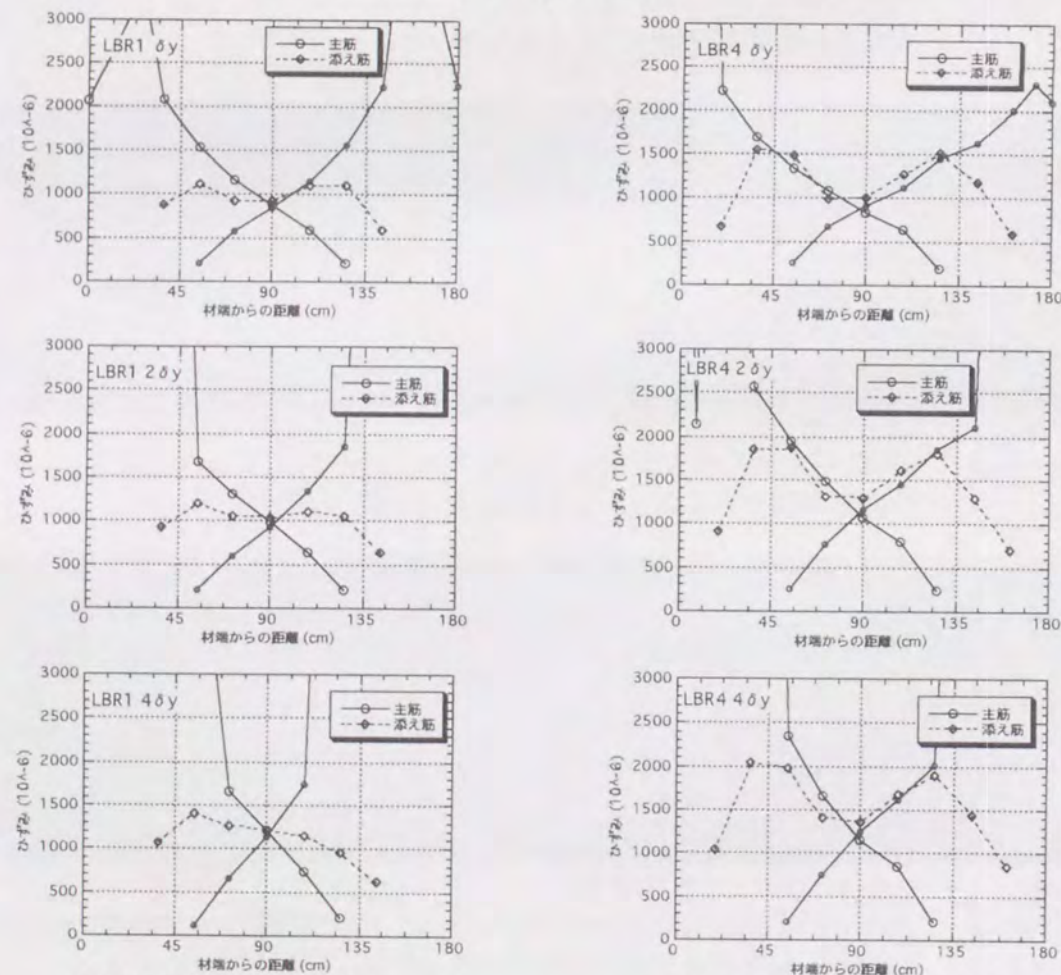


(1) LBR2 試験体の主筋および添え筋のひずみ分布



(2) LBR3 試験体の主筋および添え筋のひずみ分布

図2.10 ひずみ分布の一例



(1) LBR1試験体ひずみ分布

(2) LBR4試験体ひずみ分布

図2.11 ひずみ分布の一例

2.3.3 添え筋付き重ね継手を有する一体打ち試験体の曲げせん断実験（シリーズI-3）の結果 1) 耐力性状

表2.6に、添え筋付き重ね継手試験体の曲げせん断実験（シリーズI-3）の結果を示す。また、図2.12に各試験体のせん断力と層間変位の関係（ $Q-\delta$ 関係）を示す。危険断面に継手を設けた試験体LSR4を除く全ての添え筋補強を施した試験体で、重ね長さの大小にかかわらず、靱性的な、曲げ破壊を生じた。これらは主筋を通し配筋とした試験体NSと比較して、エネルギー吸収能力に優れ、正負荷重ともに $5\delta y$ 以上の安定した紡錘形をしているなど、耐力・変形性状がかなり改善されていることが分かる。これらの結果から、主筋定着長さが比較的短くても添え筋で補強することで、所要の耐力、変形能力は確保可能であると言える。また、フープ筋、添え筋を内蔵させた外殻PCaを使用した試験体LSR5と、他は同条件で一体打ちの試験体LSR1の耐力・変形性状にほとんど差がないと言える。

一方、部材端部危険断面に継手を設けた試験体LSR4は、継手と反対側の部材端部の変形のみが進み、その部分でせん断破壊を生じ、荷重が低下した。

主筋を通し配筋とした試験体NSは、図2.12(6)で $Q-\delta$ 関係が他の試験体と異なり、スリッブ性状を示していることから分かるように、曲げ降伏後せん断変形が大きく進展し、最終的には主筋の付着割裂とせん断破壊が同時に生じる複合的な破壊を生じた。最大荷重時の変位は正負ともに $2\delta y$ で、その後徐々に荷重が低下している。

次に、各試験体の降伏までの剛性比較を図2.13に示す。同図と表2.6より各試験体の諸荷重および剛性を比較すると、弾性剛性およびひびわれ後降伏に至るまでの剛性は、重ね継手および添え筋の影響で、通し配筋とした継手のない試験体より、重ね継手試験体のほうがやや大きい傾向が現われている。また、降伏荷重はファイバーモデルによる曲げ解析結果に対し、実験結果はやや大きめの値であるが、継手の有無によらず、いずれの試験体もほぼ同じ値を示している。最大荷重は、重ね継手試験体の方が通し配筋とした試験体よりやや高い程度であるが、重ね継手試験体は変位 $5\delta y$ まで荷重が上昇し、繰返しによる耐力の低下もほとんどない。これらのことから、主筋の重ね長さが短くても添え筋量を増やすことで、必要な耐力、変形能力

表2.6 シリーズI-3 実験結果一覧

試験体	LSR1	LSR2	LSR3	LSR4	LSR5	NS
弾性剛性 tf/cm	実験値	410	446	393	564	437
	計算値	399	399	399	399	399
	実/計	1.03	1.12	0.99	1.41	1.10
降伏荷重 tf	実験値	86.6	86.2	85.6	96.1	83.3
	計算値	73.9	73.9	73.9	78.8	73.9
	実/計	1.17	1.21	1.16	1.22	1.18
最大荷重 tf	実験値	107.8	106.1	102.9	104.3	101.0
	計算値	81.6	81.6	81.6	87.2	81.6
	実/計	1.32	1.20	1.26	1.20	1.24

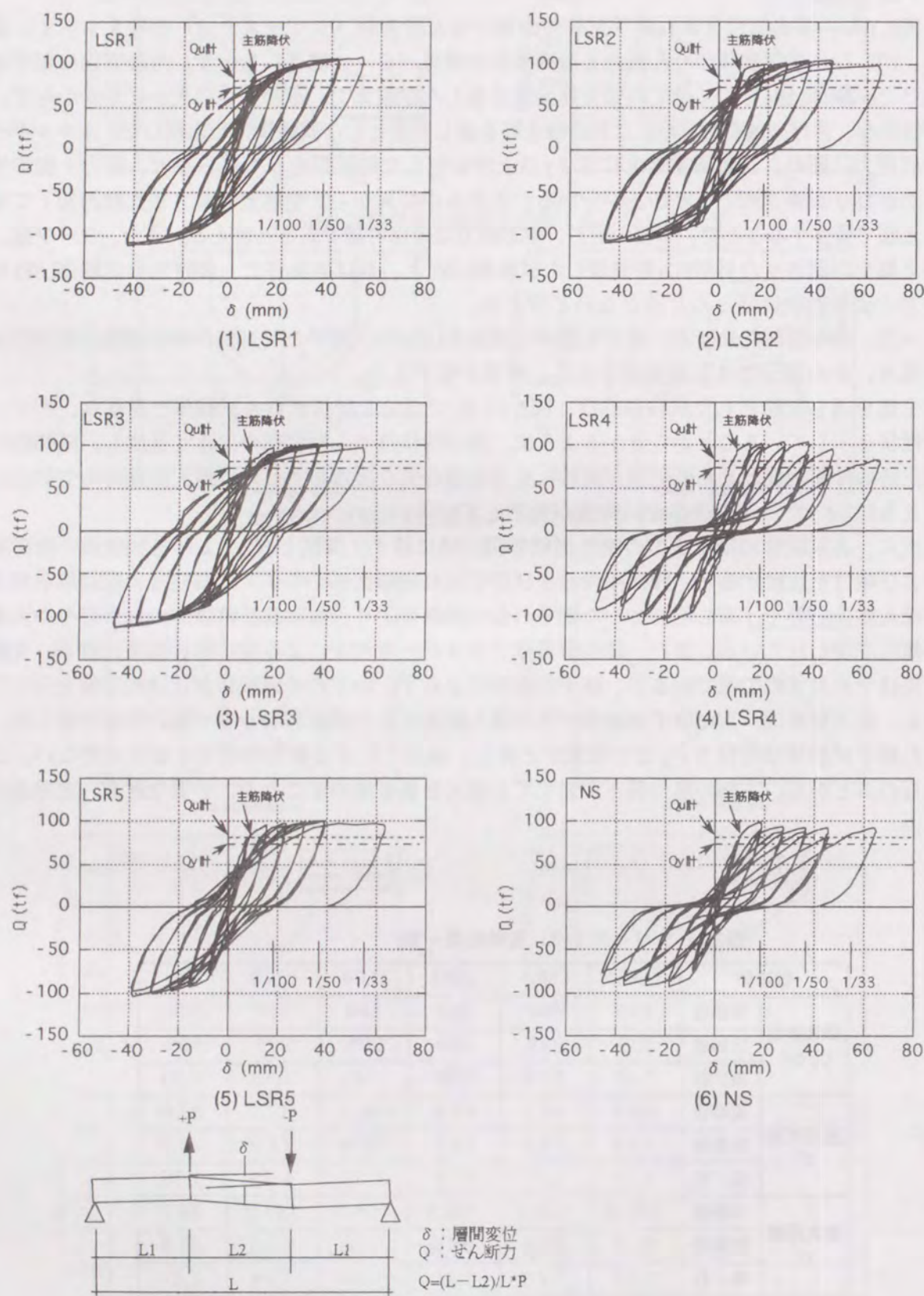


図2.12 シリーズ I-3 (曲げせん断試験体) Q- δ 関係

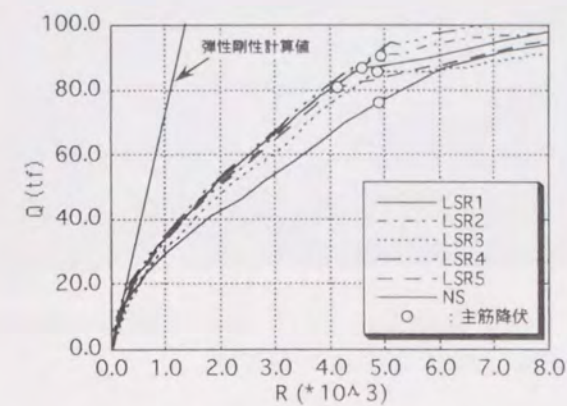


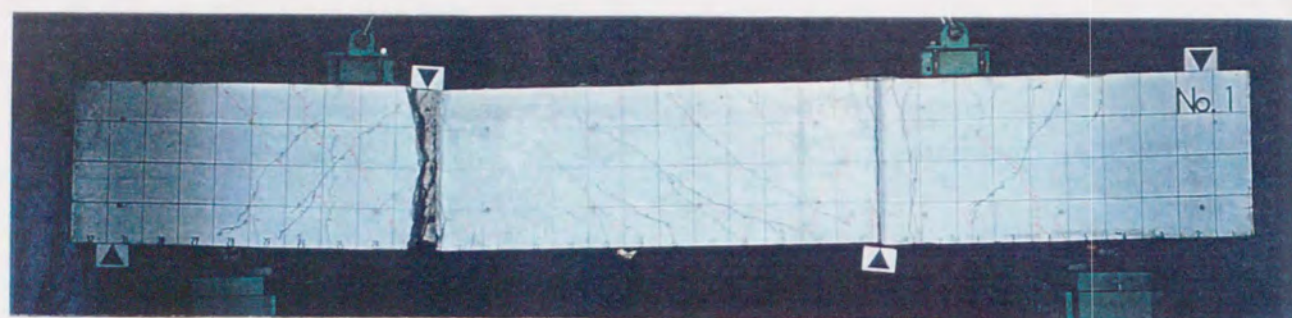
図2.13 初期剛性

を確保でき、主筋降伏後の変形能力に補強効果が顕著に表われることが分かる。

写真2.3は、載荷終了時の試験体状況を示す。試験体は、重ね鉄筋が部材せい方向の上下で重なるように配置されているため、試験区間の曲げ耐力が左右で異なる特徴をもつ。そのため、試験区間のひびわれ発生状況は左右対称でなく、耐力が低いほうの試験区間端部付近で、ひびわれ幅が大きく、かぶりコンクリートの剥落も見られる。特に試験区間端部に継手を配置した試験体LSR4では、継手とは逆の材端部で曲げ降伏後にせん断破壊が生じたことが伺える。また、重ね継手端部（主筋先端部）で特にひびわれ幅が大きくなる現象は見られなかった。

2) 付着強度性状

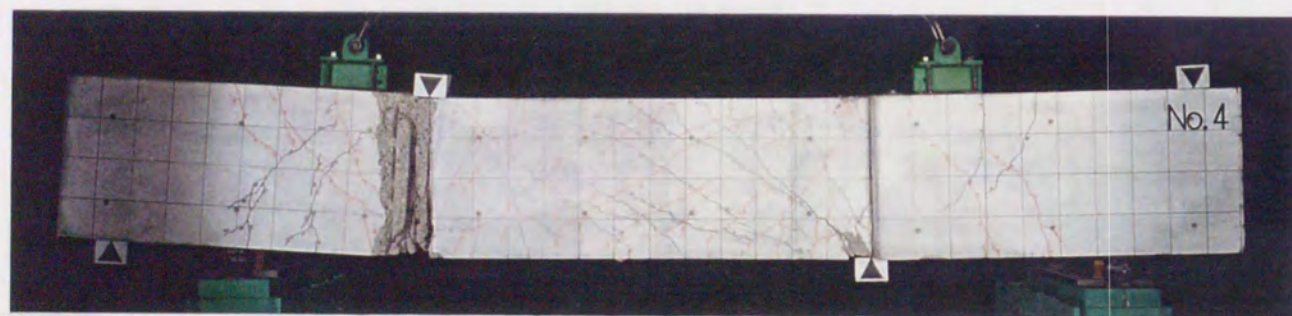
図2.14 (1)の(a)および(b)にそれぞれ、重ね継手試験体LSR1および継手のない試験体NSの各変位における試験区間の主筋および添え筋のひずみ分布（試験体NSは主筋のみ）を示す。また、その他の試験体の、主筋降伏時の主筋および添え筋のひずみ分布を図2.14 (2)に示す。これらのひずみ分布には以下に示す特徴が挙げられる。すなわち、重ね継手端部付近で、主筋と添え筋のひずみが一致すること、主筋と添え筋のひずみが一致するまでの区間でひずみの変化量から求まる付着応力度は、添え筋、主筋ともに後述する τ_{bu} 計算値にほぼ等しいこと、ならびに変形が進んでも主筋の降伏区間があまり広がらないこと、などの結果が得られた。一方、主筋を通し配筋とした試験体NSのひずみ分布には、せん断ひびわれにより付着を失うため、材端からおよそ j ($j=7/8d=480\text{mm}$, d :有効せい)の区間ではひずみ変化が少ないこと、 j より外側の区間ではひずみはほぼ直線状に分布すること、ひずみの値は重ね継手試験体よりどの位置でも比較的高い、などの傾向がある。また、変位が $2\delta_y$ のときの試験体LSR1の主筋降伏域は、試験体NSの1/2以下であるのが特徴で、そのひずみ分布は、純曲げ載荷試験体の場合と同様に、余長部分で主筋が降伏しても添え筋は弾性で付着を失っていないことが推察できる。これらの現象より、添え筋が材端主筋応力の一部を伝達し、主筋の伝達応力を緩和することで、付着破壊を生じにくくしていることが推定される。



試験体名 LSR1
試験体の概要 $b600 \times D680 \times h01800(\text{mm})$, $pg=1.6\%$, $pw=0.61\%$, $\sigma B=249\text{kgf/cm}^2$
主筋重ね継手長さ30d, 添え筋余長(片側)445mm

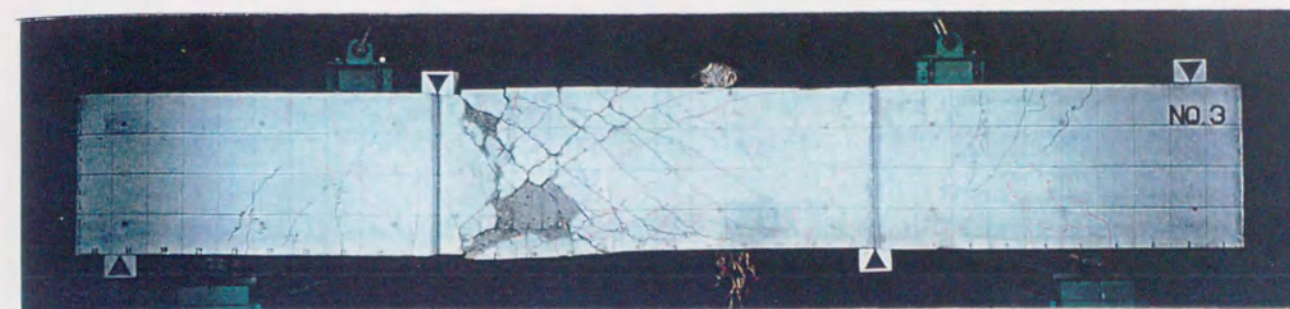


試験体名 LSR2
試験体の概要 $b600 \times D680 \times h01800(\text{mm})$, $pg=1.6\%$, $pw=0.61\%$, $\sigma B=237\text{kgf/cm}^2$
主筋重ね継手長さ25d, 添え筋余長(片側)525mm

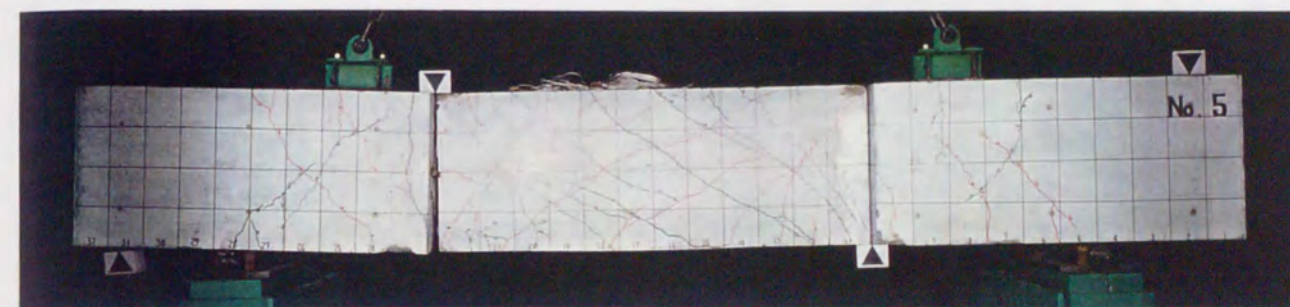


試験体名 LSR3
試験体の概要 $b600 \times D680 \times h01800(\text{mm})$, $pg=1.6\%$, $pw=0.61\%$, $\sigma B=215\text{kgf/cm}^2$
主筋重ね継手長さ35d, 添え筋余長(片側)365mm

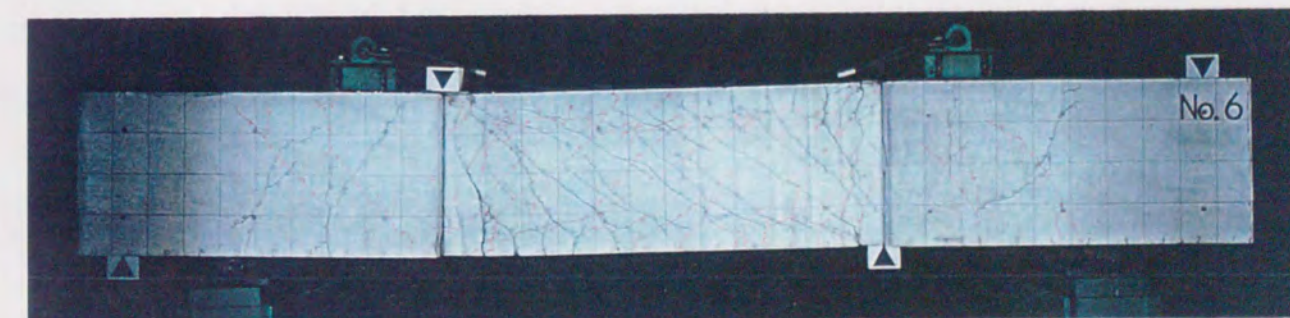
写真2.3 シリーズI-3 試験体破壊状況(その1)



試験体名 LSR4
試験体の概要 $b600 \times D680 \times h01800(\text{mm})$, $pg=1.6\%$, $pw=0.61\%$, $\sigma B=249\text{kgf/cm}^2$
主筋重ね継手長さ25d, 添え筋余長(片側)525mm, 継手は材端部

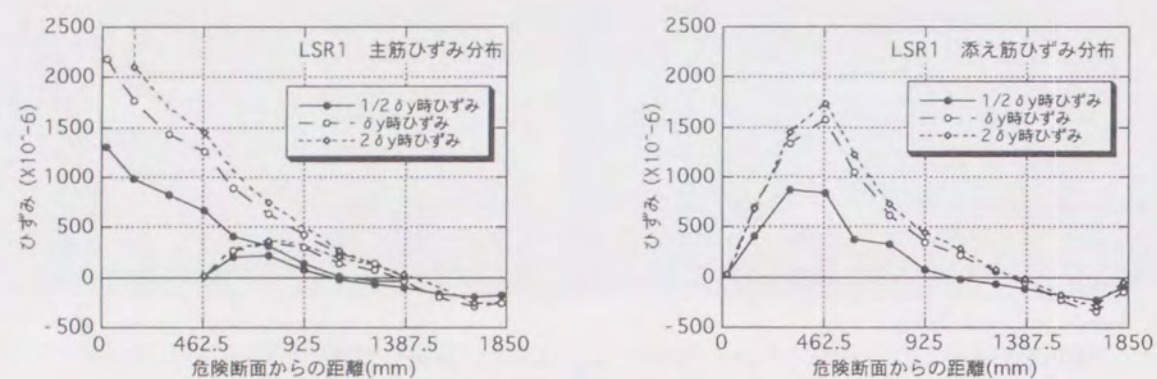


試験体名 LSR5
試験体の概要 $b600 \times D680 \times h01800(\text{mm})$, $pg=1.6\%$, $pw=0.61\%$, $\sigma B=245\text{kgf/cm}^2$
主筋重ね継手長さ30d, 添え筋余長(片側)445mm, 外殻PCa使用

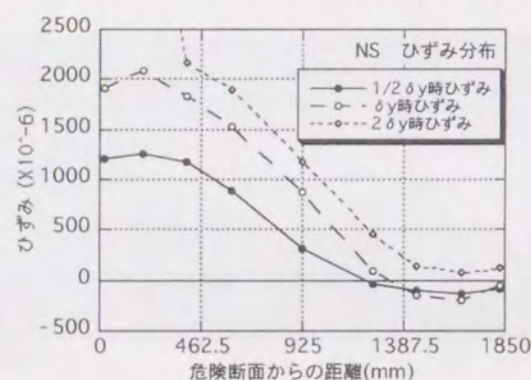


試験体名 NR
試験体の概要 $b600 \times D680 \times h01800(\text{mm})$, $pg=1.6\%$, $pw=0.61\%$, $\sigma B=219\text{kgf/cm}^2$
通し配筋

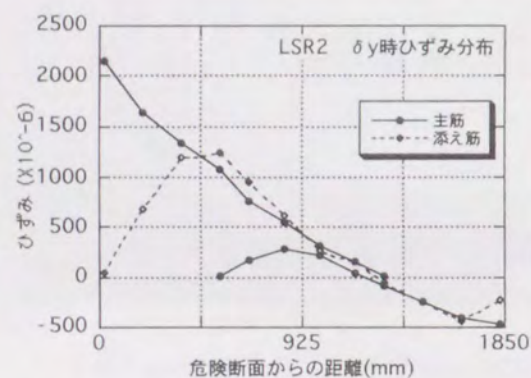
写真2.3 シリーズI-3 試験体破壊状況(その2)



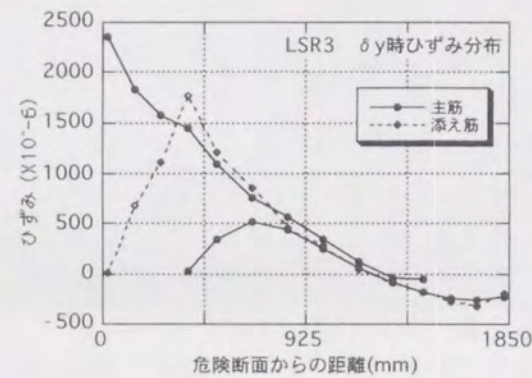
(a) LSR1 試験体の主筋および添え筋ひずみ分布



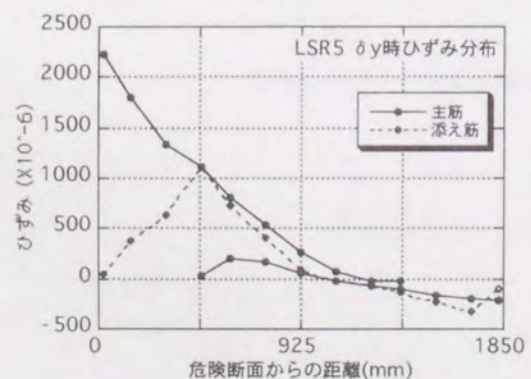
(b) NS (通し配筋) 試験体の主筋ひずみ分布



(a) LSR2



(b) LSR3



(c) LSR5

図2.14 (2) ひずみ分布の一例
(主筋降伏時ひずみ分布)

2.4 考察

2.4.1 太径鉄筋重ね継手の付着強度

ここでは添え筋補強を施さない通常の重ね継手部の付着強度について検討する。

1) 各種強度式の適用性の検討

既往の研究あるいは指針により提案された付着強度式の適用性を比較検討し、実験結果に対する各種強度式の特徴と、簡便で実用性の高い付着強度式を提案するための検討を行う。比較に用いたのは以下の2式で、割裂パターンとして、本実験で観察された全割裂 (Side split) を対象としている。

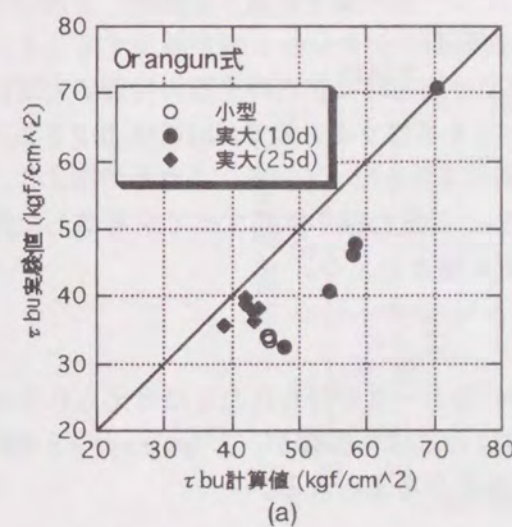
・ C. Orangun, J. O. Jirsaらによる強度式^{2.1)}

C. Orangunらは、細径から太径鉄筋までも含む多数の実験結果から、重ね継手の付着強度を導いている。原文では単位はpsi系であるがkgf/cm²系に変えて示すと以下ようになる。付着強度式の特徴としては、横補強筋の降伏強度を考慮していること、下端筋とその他の鉄筋の付着強度の比を1:1.3と一定にしていることが挙げられる。

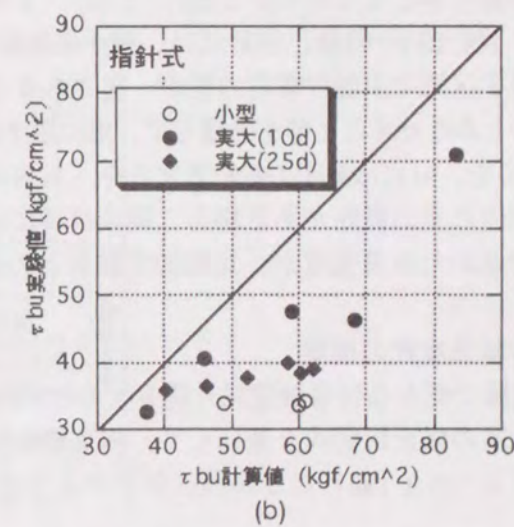
$$\tau_{bu} = (1.2 + 3C/db + 50db/l_s + A_{tr} \cdot \sigma_{wy} / (35.2S_{db})) \cdot 0.265\sqrt{\sigma_B}$$

$$\text{ただし、} A_{tr} \cdot \sigma_{wy} / (35.2S_{db}) \cdot 0.265\sqrt{\sigma_B} \leq 0.8\sqrt{\sigma_B}$$

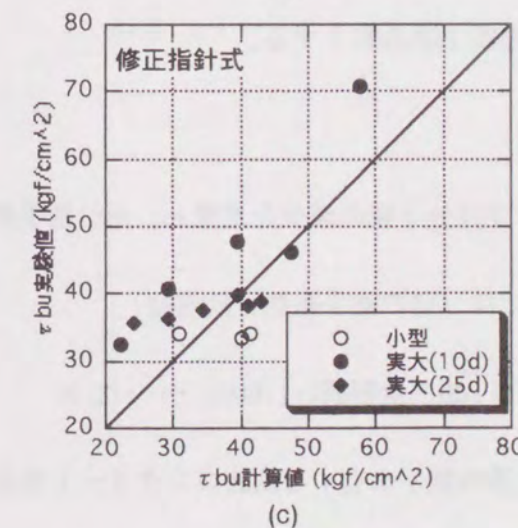
$$C/db \leq 2.5$$



(a)



(b)



(c)

図2.15 各種強度式の適用性の検討

・日本建築学会終局強度型耐震設計指針・同解説の付着強度式（指針式と略す）

指針式は藤井・森田式^{2,3)}を元に誘導されたものであるが、Orangunらの式^{2,1)}と同様にコンクリートの割裂強度と補強筋の効果の合計として付着強度を与えるもので、重ね継手の強度を与えるのではなく主筋の付着、定着強度を主に対象としている。藤井・森田式の τ_{st} が鉄筋群としての平均付着応力度であるのに対し、それをさらに一般化し、あらゆる配筋条件に対応できるように変形したものである。

$$\begin{aligned}\tau_{bu} &= \tau_{co} + \tau_{st} \\ \tau_{co} &= (0.4bi + 0.5)\sqrt{\sigma_B} \\ \tau_{st} &= \left\{ (20/Nt + 5Nu/Nt + 15Ns/Nt)pw' b \sqrt{\sigma_B} \right\} / db \quad (\text{全割裂})\end{aligned}$$

図2.15(a), (b), (c)に実験値と各計算値の適合性を示す。同図(a)のOrangun式、および(b)の指針式は実験値よりも付着強度を高く評価する傾向がある。指針式には重ね継手に適用する際のNuやNtなどの取り扱いが記されていないが、文献によれば、鉄筋本数を重ね継手組数に置き換え、側面かぶり厚さは最外縁の鉄筋に対する値を用いて算定すればよいとされている。図2.15(b)はそれに従って、Ntに継手の総組数、Nuに副帯筋が直接かかっていない継手の組数、Nsに副帯筋が直接かかっている継手の組数を用いた場合の比較を、さらにbiの算出でも継手一組を鉄筋1本として $bi = (b \cdot \Sigma db) / (\Sigma db)$ (Σdb : ここでは一列の継手組数×鉄筋径)を用いている。図2.15(c)の修正指針式は、継手鉄筋によって割裂面コンクリート幅が減少すること、重ね継手区間で主筋付着応力度が一定であること、純曲げ加力時は左右の主筋の付着応力度は等しいとみなせること等を考慮して、重ね継手鉄筋すべてを考慮するもので、biには $(b \cdot 2 \Sigma db) / (2 \Sigma db)$ を、Ntには継手の総組数×2を、Nu, Nsには鉄筋の本数を用いている。これらの図より、割裂面内に重ね鉄筋がある場合、純曲げ時には図2.15(c)の重ね継手鉄筋すべてを考慮した指針式で求めた付着強度が、比較的实验値との適合性がよいといえる。

2) 付着強度式の提案

本実験で新たな付着強度式を提案するために必要十分なデータが得られたとは考えられないが、上述の修正指針式を基にして、拘束筋の付着強度におよぼす影響が、 $\sqrt{(pw \sigma_{wy}) \sigma_B}$ で評価できる(2.3.1節)ことから、以下のような付着強度式が考えられる。

付着強度はコンクリートの割裂抵抗と補強筋による強度上昇の和とする。

$$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad \dots\dots\dots (2.1)$$

コンクリートの割裂 (τ_{co})

$$\tau_{co} = (0.4bi + 0.5)\sqrt{\sigma_B} \quad \dots\dots\dots (2.2)$$

ただし、biの計算には、継手鉄筋による割裂面コンクリート幅の減少を考慮し、かつ継手鉄筋1本当当たりのコンクリート幅を用いる。

すなわち、 $bi = (b \cdot 2 \Sigma db) / (2 \Sigma db)$ (Σdb : ここでは一列の継手組数×鉄筋径)

補強筋による強度上昇 (τ_{st})

$$\tau_{st} = k \left\{ (20/Nt + 5Nu/Nt + 15Ns/Nt) b \sqrt{(pw \sigma_{wy}) \sigma_B} \right\} / db \quad (\text{全割裂 } k=1/600) \quad \dots\dots\dots (2.3)$$

付着割裂パターンにコーナー割裂も考えられるが、重ね継手を有する鉄筋コンクリート柱お

よび梁の実用的な配筋状態では特に全割裂が生じやすいと考えられるため、ここでは全割裂のみを取り上げた。継手鉄筋の配置位置を考慮するためNu, Nsには鉄筋の本数を用いる。

係数kは重ね長さ、あるいは鉄筋径によって変化するものと考えられるが、ここではデータ数の関係から、より実用的な、重ね長さ25dの試験体の付着強度を比較的安全側に評価する数値として $k=1/600$ を採用した。

図2.16は実験値と計算値の適合性を示す。計算値は重ね長さが25dの試験体の実験値を実用上十分な精度で捉えていることがわかる。重ね長さ10dの試験体の計算値は25dの場合と同じ $k=1/600$ を用いたため付着強度が実験値より小さいが、 $k=1/400$ として評価すれば適合性がよい。

ところで、実験に用いた純曲げ試験体のせん断補強筋形状等が特殊なため、(2.3)式の補強筋形状によって決まる項に関しては暫定的に指針式をそのまま使用している。すなわち、副帯筋(中子筋)の使用によって内部コンクリートの拘束度が増し、結果的に付着強度も上昇することが考えられるが、ここでは取り上げていない。また、式(2.3)中の σ_{wy} がコンクリートの強度に比して大きいときには、 σ_{wy} をそのまま使用せず、コンクリート強度に応じて制限すべきと考えられる。既往の研究では、角ら^{2,8)}の $pw \sigma_{wy} < 1.32\sqrt{\sigma_B}$ 、あるいはOrangun式の $Atr \sigma_{wy} / (600Sdb) < 2.5$ (psi)がその例として挙げられる。これらの問題は3章以降にて取り扱うことにする。

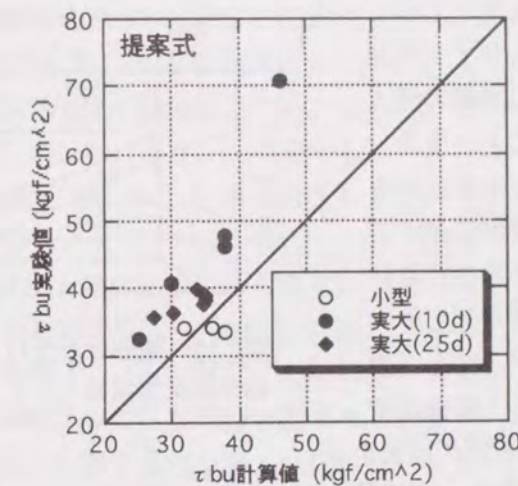


図2.16 提案式の適合性

2.4.2 添え筋付き重ね継手の応力伝達モデル

1) 純曲げを受ける部材

図2.17は、純曲げを受ける部材中に設けた、通常の重ね継手の主筋引張応力分布を示したものである。主筋応力は、コンクリートとの付着を介して徐々に伝達され、図2.17のように直線状に変化するものと仮定する。このときの重ね長さを ℓ 、主筋の断面積を A_s 、周長を ϕ とすると、伝達応力が σ の時に生じる鉄筋とコンクリートの平均付着応力度 τ は、次式で与えられる。

$$\tau = \sigma_1 \cdot A_s / \ell \phi \quad \cdots \cdots (2.4)$$

この τ が限界値(τ_{bu})を超えると、継手は付着破壊を生じる。

図2.18は、図2.17で示す重ね継手に、主筋よりも細径の添え筋を配置した場合の応力分布を、各応力が直線状に変化すると仮定して示したものである。添え筋は主筋重ね長さ ℓ より長いものとし、主筋の重ね継手区間の外側の添え筋部分である余長($\Delta \ell$)を有することとする。図2.18で、添え筋は、余長端部から主筋応力を徐々に分担し、重ね継手区間で主筋が伝達する応力を低減する。また、主筋が曲げ降伏する位置は、余長端部より外側となり、繰り返しや大変形によって、主筋の降伏域が広がっても、継手端部にまで達しにくく、その結果、部材の変形能力が向上すると推定される。添え筋の周長を ϕ_1 、余長部分の付着応力度を τ_1 とすると、主筋重ね継手端部の主筋応力 σ_2 は次式で与えられる。

$$\sigma_2 = (\sigma_1 \cdot as - \tau_1 \phi_1 \Delta \ell) / as \quad \cdots (2.5)$$

ここに

σ_1 : 添え筋がない主筋重ね継手端部の応力
 as : 主筋断面積

2) 曲げとせん断力を受ける部材

図2.19は曲げとせん断力を受ける部材の、主筋ひずみ分布を示したものである。RC規準でも指摘さ

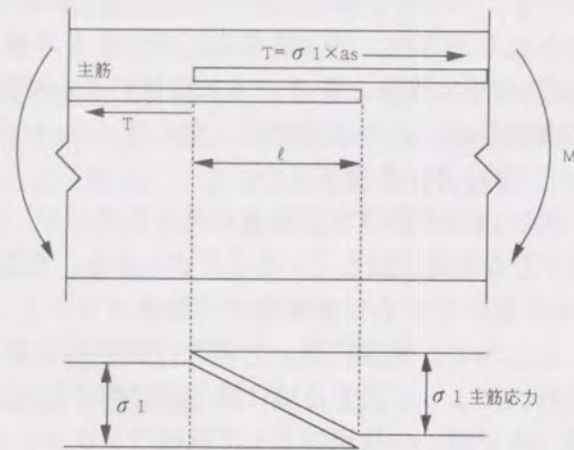


図2.17 純曲げを受ける重ね継手の応力状態

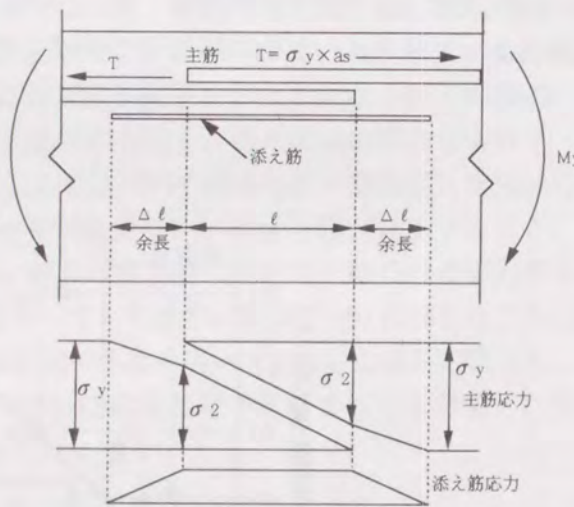


図2.18 純曲げを受ける添え筋補強重ね継手の応力状態

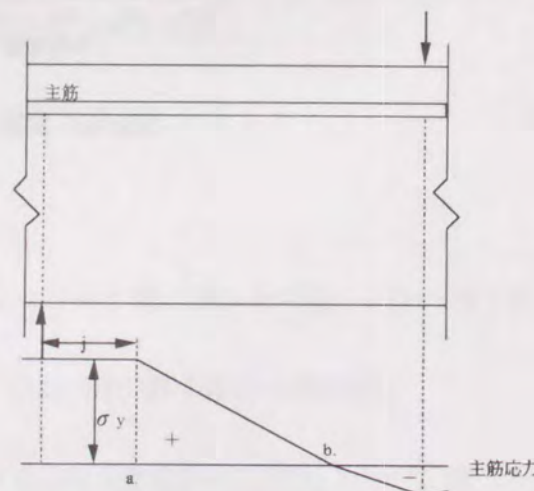


図2.19 曲げとせん断を受ける部材の主筋応力分布

れているように、主筋は引張降伏時に加力点からの距離がおおよそ j (a 点まで)の範囲で、ヒンジの形成とせん断ひびわれにより付着を失う。そのため、主筋応力は、 j から $\sigma=0$ となる区間($a-b$ 間)の付着により伝達され、この伝達付着応力が最大平均付着応力度 τ_{bu} を超えると部材は付着破壊を生じる。

図2.20は曲げとせん断力を受ける部材の中央に重ね継手を設けた場合の応力分布を簡単に示したものである。図2.19と同様に、 a 点まで付着がなく、 a 点から主筋先端までの平均付着応力が τ_{bu} を超えると付着破壊が起こる。したがって、次式により主筋降伏応力の伝達に必要な、加力点からの長さ ℓb が求まる。

$$\ell b = j + as \cdot \sigma_y / (\tau_{bu} \phi) \quad \cdots \cdots (2.6)$$

図2.21は、図2.20で示した継手を添え筋で補強した場合の応力分布を示す。 a 点までの区間は、添え筋が主筋の応力の一部を徐々に分担し、かつ添え筋端部で主筋が降伏するため、主筋は付着を失いにくくなる。また、 $a-b$ 間でも主筋の付着応力は緩和されることが予想される。

さらに、コンクリート強度を上げる、あるいは拘束筋量を増すなどの方法によって式(2.6)中の τ_{bu} が大きくなると、 ℓb を曲げせん断区間長さの1/2まで短縮することも十分可能と考えられる。その場合、主筋を重ねない、”突き合わせ継手”となり、配筋が簡単になる、断面の主筋位置が変化しないなどの利点が得られる。

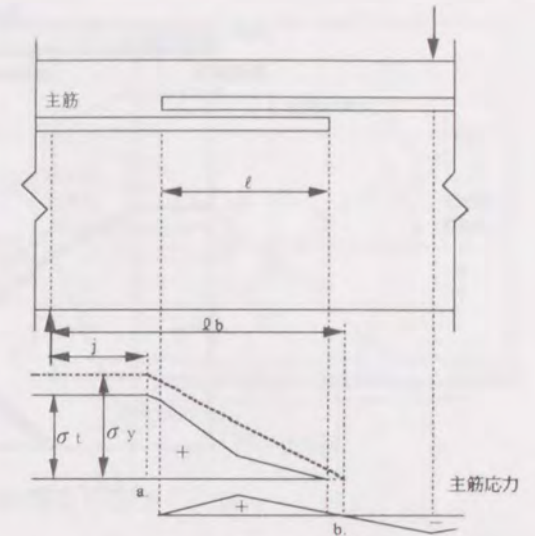


図2.20 重ね継手部が曲げせん断を受けた場合の主筋応力分布

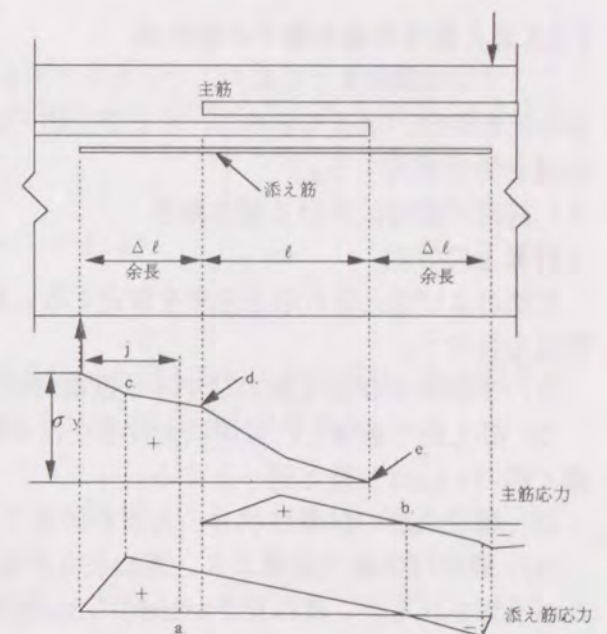


図2.21 添え筋で補強した重ね継手の曲げせん断加力下の応力分布

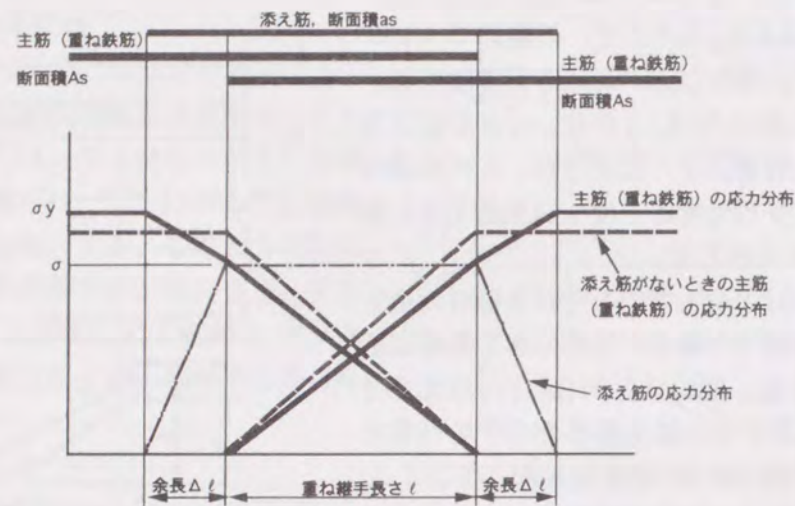


図2.22 添え筋付き重ね継手純曲げ区間の応力分布モデル

2.4.3 添え筋付き重ね継手の設計法

ここでは実験結果と前節の応力分布モデルをもとに、主筋の降伏応力を伝達するのに必要な、添え筋断面積、余長の求め方、および主筋・添え筋の応力分布の算出方法を提案し、実験値との適合性を検討する。

1) 純曲げ部材における重ね継手

・計算上の仮定

主筋および添え筋の応力分布を算定するにあたって、実験結果をもとに次のような計算上の仮定を行なう。

- (1) 主筋および添え筋のひずみは直線的に変化する。
- (2) 添え筋で補強した区間における主筋の最大付着応力度 τ_{bu} は、式(2.3)による。また、添え筋の τ_{bu} は主筋と同一とする。
- (3) 細径鉄筋の付着性状も、太径と同様とし、最大付着応力度は同一式で扱える。
- (4) 純曲げ実験の結果より、重ね長さが変化した場合、最大平均付着応力度も変化することが予想されるが、重ね長さが25dから35d程度の実用的な範囲では、最大平均付着応力度 τ_{bu} は同一式で算定できる。
- (5) 主筋重ね継手端部では平面保持が成り立つ。

・ひずみ(応力)分布モデル

図2.22は、添え筋で補強した場合の純曲げ区間内の応力分布モデルを示している。主筋は継手端部で最初に引張降伏するが、このとき、重ね継手端部で平面保持が成り立ち、かつ添え筋が有効に作用するのに必要な添え筋の余長を、必要余長として求める。

主筋降伏時の継手端部主筋ひずみを ϵ とすると、仮定(5) から、継手端部における添え筋のひずみも ϵ で表わされ、力の釣り合いより次式によって求められる。

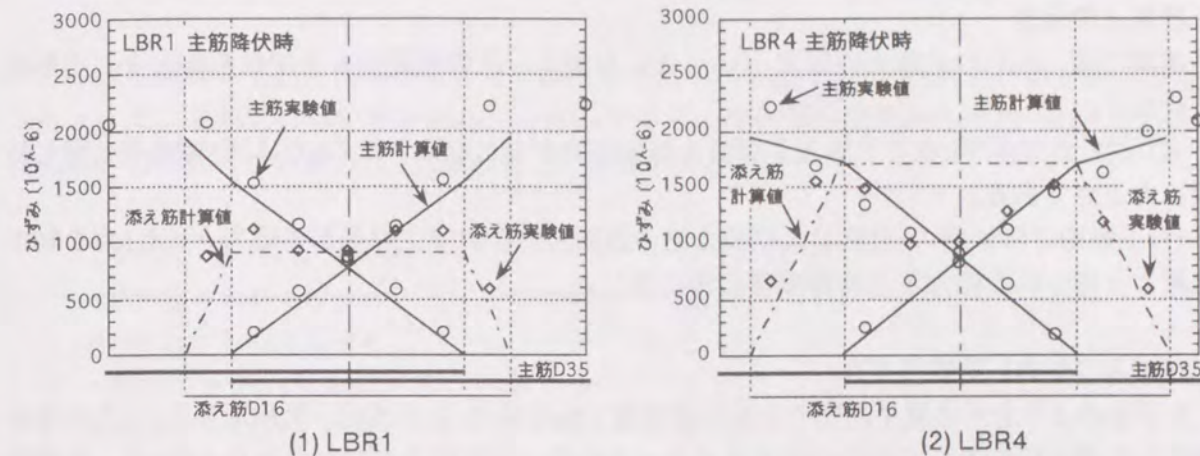


図2.23 ひずみ分布の実験値と計算値の比較

$$\epsilon Es' \cdot asp = (\epsilon_y - \epsilon) Es \cdot as \quad \dots\dots\dots (2.7)$$

as : 主筋断面積 asp : 継手1組に対する添え筋断面積

Es : 主筋弾性係数 Es' : 添え筋弾性係数

ϵ_y : 主筋降伏ひずみ

次に、添え筋余長部分の平均付着応力度は、最大値 τ_{bu} より小さいから余長 l_1 は次式で求まる。

$$l_1 \psi' \tau_{bu} > \epsilon Es' \cdot asp \quad \dots\dots\dots (2.8)$$

ψ' : 継手1組に対する添え筋全周長

一方、余長区間における主筋の平均付着応力度も τ_{bu} を越えないようにすることが必要で、余長区間の主筋の応力変化量から決まる必要余長 l_2 (cm) は次式より求まる。

$$l_2 \psi \tau_{bu} > (\sigma_y - \epsilon Es) as \quad \dots\dots\dots (2.9)$$

ψ : 主筋周長

必要余長は l_1 と l_2 の大きいほうにより決まる。

また逆に、余長 l が決まれば、式(2.7)～(2.9)から、添え筋断面積および主筋応力分布が求められる。

図2.23は主筋降伏時の主筋及び添え筋のひずみ分布計算値と実験値を比較したものである。試験体LBR1, LBR3の余長は必要余長計算値 l_1 より短いため、主筋降伏時の添え筋余長部分の付着応力度を τ_{bu} として、主筋・添え筋それぞれのひずみを求めた結果と多少異なるが、他の計算値は実験値を良くとらえている。

2) 曲げとせん断力を受ける部材の重ね継手

・計算上の仮定

本項では、1) の計算上の仮定 (1)～(5) に加え、次の仮定のもとで鉄筋応力などの解析を行なう。

(6) 図2.21で示すb点で主筋および添え筋の応力が0となる。このb点は図19のb点と同じ位置にある点である。

(7) 主筋曲げ降伏時の主筋および添え筋の鉄筋力の合計は、材端部の応力 σ_y とb点を結ぶ直線より得られる応力と主筋断面積の積に等しい。

・ひずみ(応力)分布モデル

まず求めようとする継手断面の主筋付着強度 τ_{bu} を式(2.3)で求め、危険断面からjの付着を無視した通し配筋として応力分布を求める。その際、主筋応力が0となる点(b点)より圧縮側では端部断面の圧縮鉄筋応力計算値まで直線的に変化するものとみなす。次に、添え筋付き重ね継手部材の主筋と添え筋の鉄筋力の合計を主筋のみの断面積で除した応力は上記の方法で求めた応力分布に等しいとして各部の応力を求める。

図2.24は、主筋と添え筋の弾性係数を一定(E_s)とし、重ね長さ $30d$ の試験体LSR1に対応する、主筋降伏時の応力分布モデルである。応力分布直線の折れ曲がり点a～e点は図2.20および図2.21中の各点に対応しており、主筋応力が引張となる範囲では、点c, d, e. は各々次のように定義される。

c. 点：主筋と添え筋の応力が一致する位置

d. 点：主筋が引張降伏する材端側に近い主筋重ね継手端部

e. 点：d. 点とは逆の主筋重ね継手端部

以上の各点の位置および応力は、力の釣合い式および幾何学的関係によって求められ、次の各式のように表わせる。

c. 点：主筋降伏端からの距離を ℓ_c 、主筋および添え筋の応力を σ_c とする。材端からc. 点までの区間では、添え筋は付着応力度が τ_{bu} であるとする、この点での添え筋応力は次式となる。

$$\sigma_c = \ell_c \psi' \tau_{bu} / \text{asp} \quad \dots\dots\dots (2.10)$$

また、この位置での主筋と添え筋の鉄筋力の合計を $\sigma_{c0}A_s$ とすると(2.11)式を得、幾何学的関係から(2.12)式を得る。

$$\sigma_{c0}A_s = \sigma_c(\text{as} + \text{asp}) \quad \dots\dots\dots (2.11)$$

$$\sigma_{c0} = (1 - \ell_c / \ell_b) \sigma_y \quad \dots\dots\dots (2.12)$$

(2.10)～、(2.12)式より ℓ_c 、 σ_c が求まる。

$$\ell_c = \sigma_y / \{ (1/\text{as} + 1/\text{asp}) \tau_{bu} \psi' + \sigma_y / \ell_b \} \quad \dots\dots\dots (2.13)$$

$$\sigma_c = \sigma_y \tau_{bu} \psi' / \{ (1/\text{as} + 1/\text{asp}) \tau_{bu} \psi' + \sigma_y / \ell_b \} \text{asp} \quad \dots\dots\dots (2.14)$$

ℓ_b ：通し配筋の主筋降伏端からb. 点までの距離で次式で表わせる。(式(2.3)と同じ)

$$\ell_b = j + \text{as} \sigma_y / (\tau_{bu} \psi) \quad \dots\dots\dots (2.15)$$

d, e. 点：同様に主筋降伏端から各点の距離をそれぞれ ℓ_d 、 ℓ_e 、主筋および添え筋の応力を σ_d 、 σ_e と、鉄筋力の合計を $\sigma_{d0}A_s$ 、 $\sigma_{e0}A_s$ とする。幾何学的関係から式(2.16)～(2.19)が得られ、力の釣り合いから式(2.20)、(2.21)が得られる。

$$\ell_d = (h_0 - \ell) / 2, \ell_e = (h_0 + \ell) / 2 \quad \dots\dots\dots (2.16) \quad (2.17)$$

$$\sigma_{d0} = (1 - \ell_d / \ell_b) \sigma_y \quad \dots\dots\dots (2.18)$$

$$\sigma_{e0} = (1 - \ell_e / \ell_b) \sigma_y \quad \dots\dots\dots (2.19)$$

$$\sigma_{d0}A_s = \sigma_d(\text{as} + \text{asp}) \quad \dots\dots\dots (2.20)$$

$$\sigma_{e0}A_s = \sigma_e(\text{as} + \text{asp}) \quad \dots\dots\dots (2.21)$$

h_0 ：柱部材内のり寸法 ℓ ：主筋重ね継手長さ

式(2.16)～(2.21)よりd, e. 点の応力が求まる。

$$\sigma_d = \text{as} / (\text{as} + \text{asp}) \{ 1 - (h_0 - \ell) / (2 \ell_b) \} \sigma_y \quad \dots (2.22)$$

$$\sigma_e = \text{as} / (\text{as} + \text{asp}) \{ 1 - (h_0 + \ell) / (2 \ell_b) \} \sigma_y \quad \dots (2.23)$$

また、部材中央すなわち、端部より $h_0/2$ の位置の主筋および添え筋の応力は、これまでと同様の方法で求められる。この位置が重ね継手の中央部で、主筋1と主筋2が等応力であると考えられることから、主筋応力は添え筋応力の1/2となり、次式を得る。

$$\text{as} (1 - h_0 / 2 \ell_b) \sigma_y = \sigma_{h_0/2} (\text{asp} + 2\text{as}) \quad \dots (2.24)$$

$\sigma_{h_0/2}$ ：部材中央主筋応力

図2.24中には、実験結果もプロットしているが計算値は実験値をよくとらえていると言える。

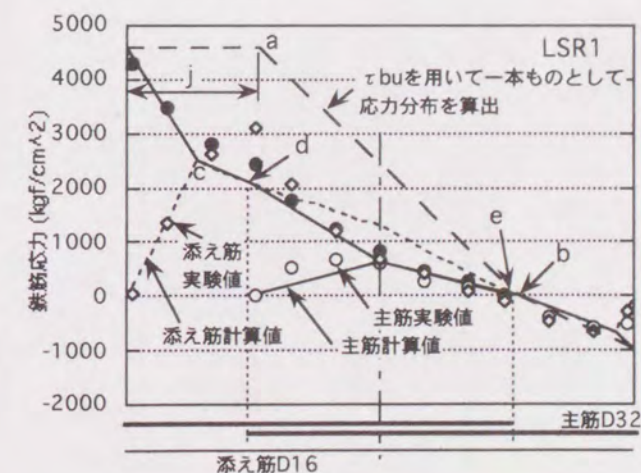


図2.24 応力分布の実験値と計算値の比較

次に、添え筋必要余長を求める。必要余長の条件は、純曲げ部材と同様に、重ね継手端部で主筋と添え筋の応力が一致すること、余長区間で主筋の平均付着応力度が τ_{bu} を超えないこととする。これらの条件を数式化すると以下の2式となる。

$$\ell_d > \ell_c \quad \dots\dots\dots (2.25)$$

$$\sigma_y - \sigma_d < \tau_{bu} \ell_d \phi / a_s \quad \dots\dots\dots (2.26)$$

式(2.25)と式(2.13)から得られる ℓ_d と、式(2.26)と式(2.22)から得られる ℓ_d の大きい方で必要余長が得られる。

以上が重ね継手試験体の場合であるが、主筋を重ねない、突き合わせ継手とする場合、式(2.13)で、添え筋量に応じてc点位置を算出し、c点から部材中央までの主筋付着応力度をチェックする方法を用いれば、容易に応力分布、並びに主筋引張降伏に必要な添え筋量が求められる。すなわち、添え筋量、拘束筋量、コンクリート強度などによっては、突き合わせ継手が可能であることが予想される。

2. 5 まとめ

重ね継手を添え筋で補強した一体打ち部材の、純曲げ加力実験および曲げせん断加力実験によって、以下のことが明らかとなった。

(1) 添え筋のない試験体の純曲げ加力実験より、太径鉄筋を用いた重ね継手の付着強度に及ぼす主筋径、重ね長さ、拘束筋量、コンクリート強度等の影響を定量的に捉え、付着強度式を提案した。

(2) 添え筋付き試験体の純曲げ加力実験では、添え筋補強を施すことで、部材の耐力・変形能力は大きく改善された。また、主筋重ね継手長さが短くても(重ね長さ25d)、重ね継手区間外側の添え筋余長が長ければ、継手長さが長い(30d)場合よりも変形能力が優れる結果が得られた。

(3) ひずみ計測の結果、添え筋は継手端部から徐々に主筋応力を分担し、重ね継手区間で伝達される応力を低減すること、余長が長い場合には継手端部で平面保持が成り立つことなどが確認された。

(4) 添え筋付き試験体の曲げせん断加力実験では、添え筋補強のない、通し配筋の試験体が、主筋の付着割裂破壊を生じたのに対して、添え筋補強重ね継手試験体は、耐力・変形能力ともに向上し、靱性的な、コンクリートの圧壊による曲げ破壊を生じた。ひずみ計測結果からも、添え筋補強が曲げおよびせん断に対して有効であることが分かった。

(5) 添え筋の補強メカニズムとして、余長が主筋の降伏域を重ね継手区間から遠ざけることが、また添え筋断面積の増大に伴い、主筋の降伏域の拡大が制御されることが考えられる。

(6) 純曲げ、あるいは曲げせん断加力下での添え筋付き継手部材の主筋応力伝達に必要な添え筋量あるいは余長を、継手区間のひずみが直線状に変化すること、主筋と添え筋の付着強度 τ_{bu} が等しいこと、ならびに継手端部で平面保持が成り立つことを条件に、ひずみ分布の幾何学的関係から求める方法を提案した。

(7) 曲げせん断を受ける部材では、添え筋量などによっては、主筋を重ねない”突合せ継手”が十分可能であることが分かった。

第3章 外殻プレキャストコンクリート管を用いて構築された柱部材に関する研究

3.1 研究目的

外殻プレキャスト工法は、薄肉、軽量であるため、運搬や揚重に有利であるとともに、鉄筋継手に圧接や溶接、あるいは重ね継手など、安価で一般的な工法の実現が可能である。そのため、従来から一般的に使用されている床スラブだけでなく、主要部材である柱、梁、壁でも新たな製品が開発・使用され、徐々に普及しつつある。

柱部材を対象とする外殻プレキャスト管（以後PCa管）の概要を図3.1に示す。PCa管の使用にあたっては内部充填コンクリートと外殻コンクリートとの一体性や、部材の耐力・変形性状などについて十分な検討が必要で、そのため既に多くの実験的研究が成されてきた^{3.1)~3.9)}。近年では、通常の一体打ち部材とハーフプレキャスト部材の耐力・変形性状を比較する段階から、曲げ耐力や内外コンクリートの一体性についての定量的な評価を試みる段階へと発展している。しかしながら、せん断、付着割裂を含む一般的で適合性の良い終局耐力の評価には至っておらず、今後の研究成果が期待されている。

本章では、せん断補強筋を内蔵させたPCa管を使用し、主筋に継手を用いていない柱部材を対象として、実大および小型試験体の曲げせん断加力実験を実施し、外殻プレキャスト管を用いた柱の基本的な耐力性状および破壊性状を明らかにする。すなわち、それら諸性状を、在来工法による一体打ち柱部材と比較した結果について述べるだけでなく、内外コンクリートの一体性、せん断補強筋の補強効果、主筋の座屈などに関する構造特性を明らかにし、部材の破壊性状に応じた終局強度を定量的に評価することを試みたものである。

3. 2 外殻PCaの概要

外殻PCaは、回転する鋼製型枠内にコンクリートを流し込み、重力加速度の20～30倍の遠心力によって締め固め、その後蒸気養生を行なったのち脱型する遠心成形、ゼロスランプのコンクリートを型枠に投入し、強力な振動締め固めと投入面のプレスによって成形し、ただちに脱型後蒸気養生を行う即時脱型方式の振圧成形、および型枠に高流動コンクリートを流し込で成形する流し込み成形の3通りの方法で成形したものを使用した。遠心成形および振圧成形はヒューム管の製造技術を応用したもので、遠心成形の外殻PCaは、その製造方法上の特徴から、断面の厚さが一様でなく各面中央部は円弧状にくぼみ、隅角部よりやや薄い形状をしている。いずれもコンクリート強度（工場出荷時の管理強度）は500kgf/cm²以上である。

実験には主に遠心成形の外殻PCaを中心に、フープ筋を内蔵させたAタイプとフープ筋を内蔵せずワイヤメッシュで補強したBタイプの2種を使用した。写真3.1に遠心成形PCaの製造過程を示す。外殻PCa内側の隅角部には図3.1に示すようなコッターを成形した。

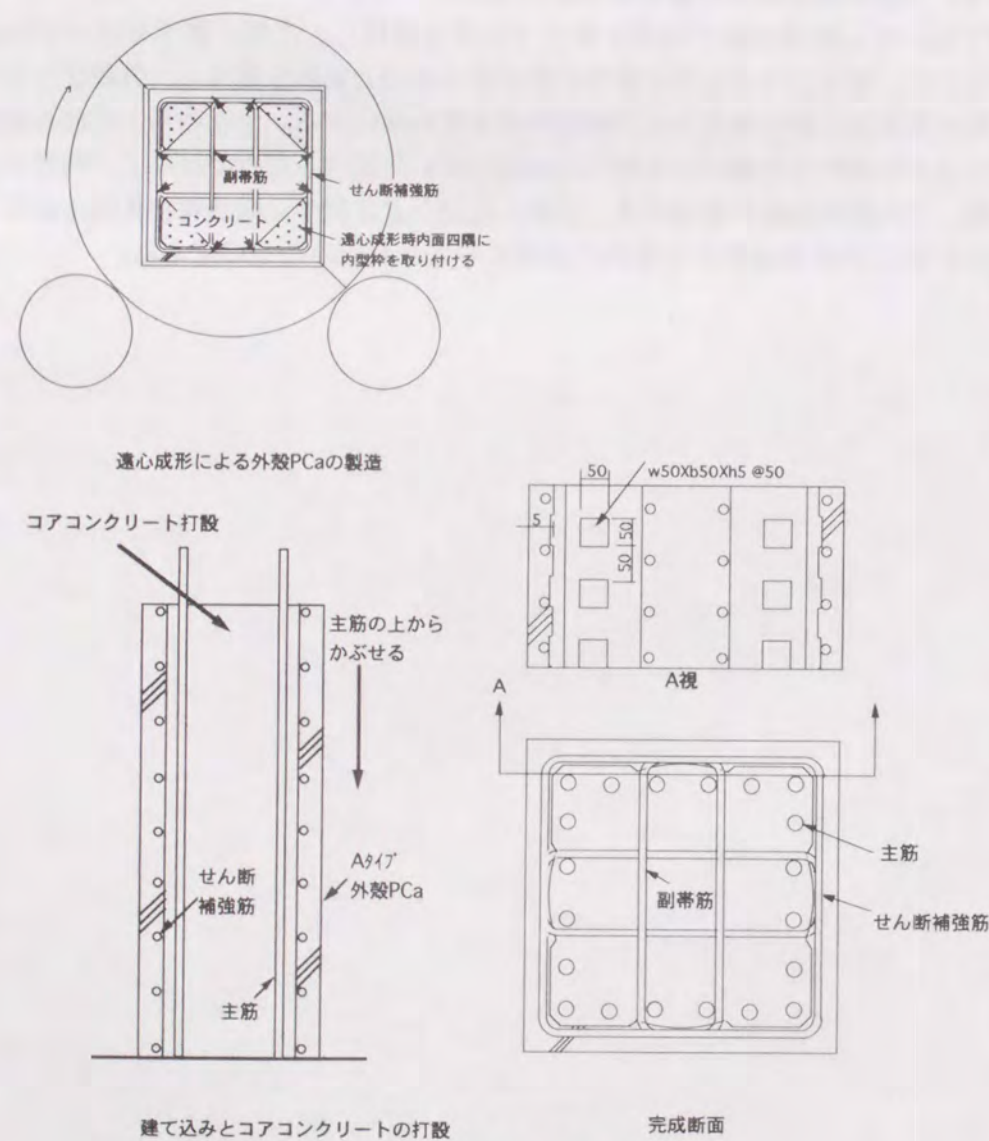
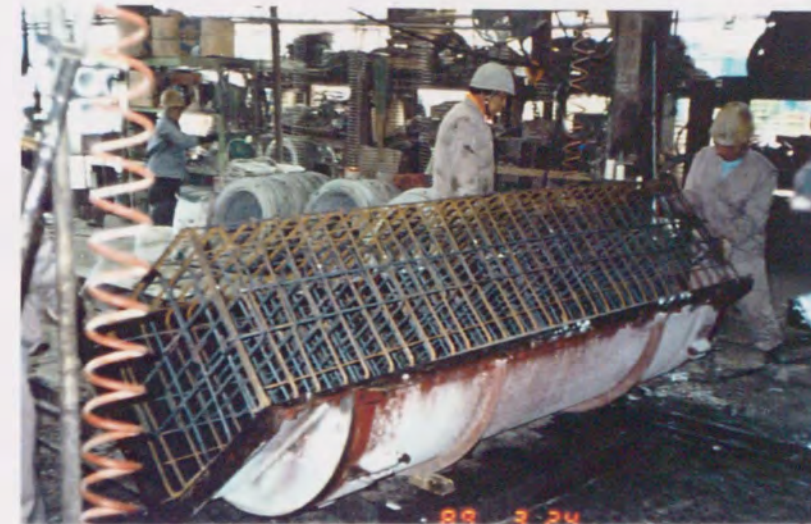
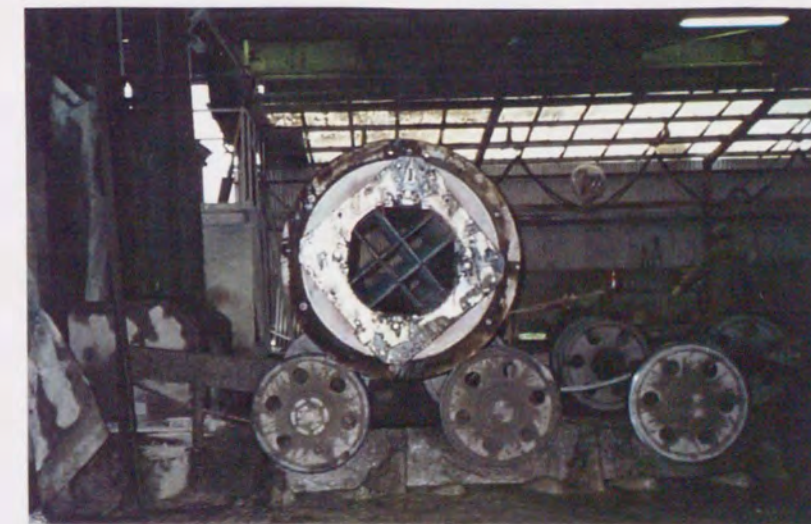


図3.1 外殻PCaの概要



鉄筋かごの型枠へのセット



遠心成形



脱型後常圧蒸気養生

写真3.1 遠心成形PCaの製造状況

3.3 実験概要

3.3.1 試験体概要

表3.1～3.3に各シリーズの実験概要を示す。実験は断面寸法あるいは 外殻PCaの製法・材料が異なる3シリーズよりなっており、いずれも主筋を通し配筋としている。試験体数は、シリーズⅡ-1が9体、シリーズⅡ-2が13体、シリーズⅡ-3が17体の計39体である。表3.4に使用材料を示す。遠心成形PCaのコンクリート強度は、遠心力締固めを行わず、外殻PCaと同様の蒸気養生とした供試体の強度を示している。遠心力締固めを行なった場合、約5%程度の強度上昇が予想される^{3,10)}。

図3.2～3.4に各シリーズの試験体形状および配筋図を示す。

シリーズⅡ-1は太径鉄筋を使用した軸力のない実大試験体で、A、Bタイプの遠心成形PCaを使用し、主に帯筋量を変化させた実験である。ここでは、破壊モードが異なる場合、すなわち曲げ、せん断、付着割裂破壊を生じる場合の各々について、各部材の諸性状を調べることを目的としている。

シリーズⅡ-2は約1/2スケールの小型試験体で、シリーズⅡ-1と同様の2種の遠心成形PCaを使用している。このシリーズでは軸力下の部材性状を調べることを目的とした。

シリーズⅡ-3は、シリーズⅡ-2と同様の小型試験体であるが、外殻PCaを遠心成形の他に、振圧成形または流し込み成形によって製造している。また、超高層RC建物の柱部材を想定した、高強度材料を使用し、高軸応力度を作用させた試験体をも含んでいる。このシリーズでは主に高強度せん断補強筋を使用した部材、および図3.5で示すような2本の外殻PCaを部材中央で継いで使用した場合の力学性状を調べるものである。この外殻PCaはいずれも内のリソパン中央で継ぎ、敷きモルタルなどは行わず、外殻PCaどうしを直接突き合わせた状態で後打ちコンクリートを打ち込んだ。

高強度せん断補強筋には溶接閉鎖型、フック付一筆書きタイプまたは角型スパイラルの3種を使用した。これらはいずれも降伏強度 $\sigma_{wy}=13000\text{kgf/cm}^2$ でせん断設計することが認定された製品である。

3.3.2 試験体の製作

試験体はいずれのシリーズも縦打ちで製作した。すなわち、試験体下部スタブのコンクリートを打ち込んだ後に外殻PCaを建込み、試験区間と上部スタブのコンクリートを同時に打ち込んだ。比較用の一体打ち試験体も同様の手順で製作し、下部スタブと試験区間でコンクリートを打継いでいる。なお、主筋と外殻PCa内面のあきはシリーズⅡ-1で15mm、Ⅱ-2,3で10mmとした。また外殻PCaの内面隅角部にはシアコッター (w50×b50×h5mm @50を材軸に沿って一列に配置) を8箇所に設けた。

3.3.3 载荷および測定方法

図3.6および図3.7に载荷方法を示す。载荷はいずれのシリーズも変位制御によって行い、逆対称加力による正負交番繰返し曲げせん断载荷とし、高感度変位計で部材の層間変位、軸方向変位を、またひずみゲージにより主筋およびフープ筋のひずみを計測を行なった。各変位での繰返し回数は2回で、おのおの繰返しが終了した時点で試験体側面のひびわれ発生状況を記録している。写真3.2に载荷および測定状況を示す。

表3.1 シリーズⅡ-1実験概要

試験体	b×D×h ₀ (mm)	主 筋 (p _g %)	フープ筋 (p _w %)	F _c ,F _c ' (kgf/cm ²)	軸 力	PCa管 タイプ
Ⅱ1-1PB	600×600 ×1850	8-D32 (1.76)	4-D16 @100 (1.33)	F _c :コア F _c ':外殻 (遠心成形)	な し	B
Ⅱ1-2PA						A
Ⅱ1-3R						一体打ち
Ⅱ1-4PA		12-D35 (3.19)	4-D13 @120 (0.71)	F _c =180 F _c '=500		A
Ⅱ1-5PB						B
Ⅱ1-6R						一体打ち
Ⅱ1-7PA	600×600 ×1800	8-D29 (1.43)	4-D13 @200	F _c =300 F _c '=500		A
Ⅱ1-8PA			2-D13 @100			A
Ⅱ1-9R			4-D13 @200 (0.42)			一体打ち

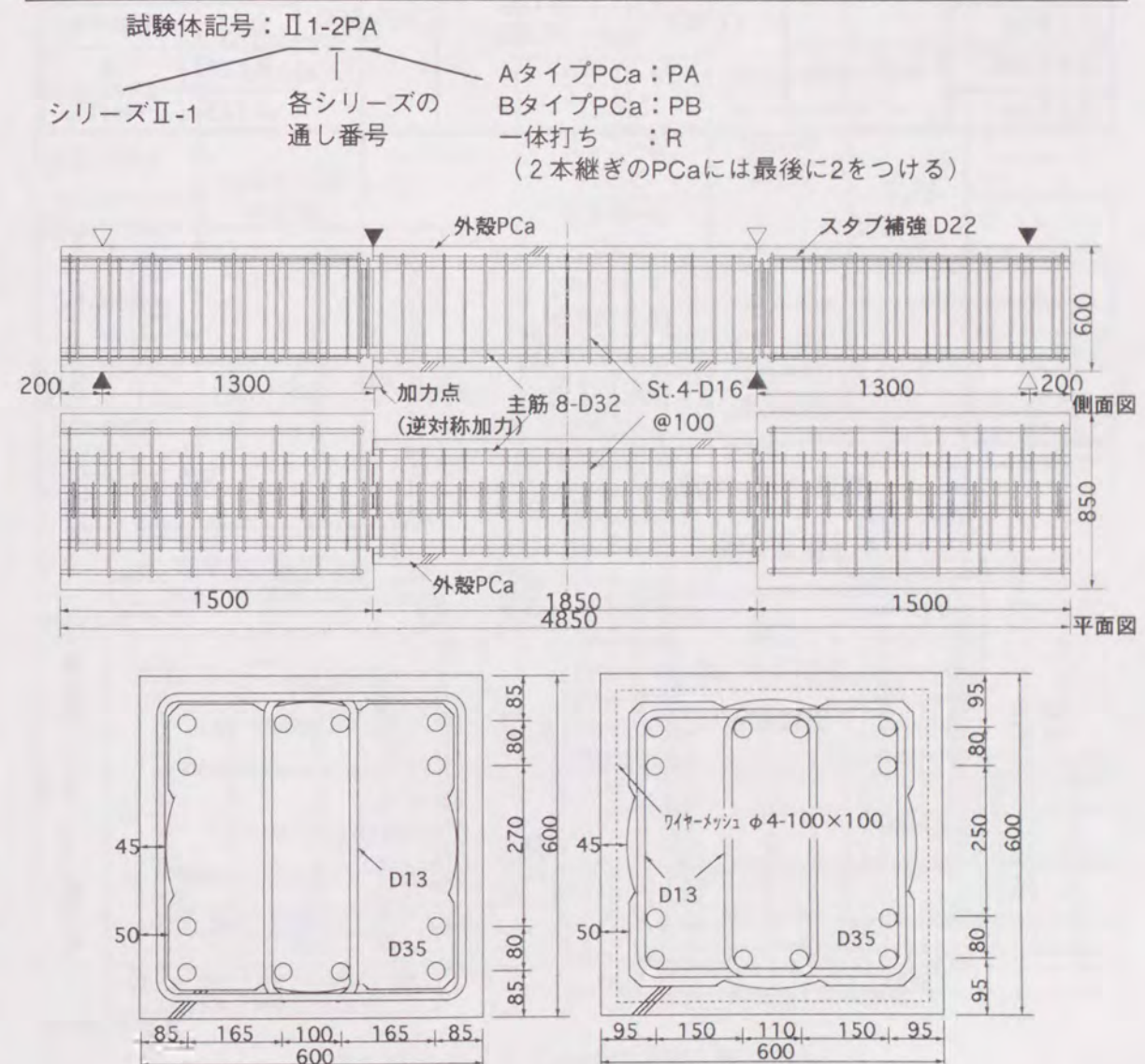


図3.2 シリーズⅡ-1試験体配筋・断面図

表3.2 シリーズⅡ-2 実験概要

試験体	b×D×h ₀ (mm)	主筋 (p _g %)	フープ筋 (p _w %)	F _c , F _c ' (kgf/cm ²)	軸力 (*F _{cb} D)	外殻PCa タイプ
Ⅱ2-1 PA	400×400 ×1600	12-D19 (2.15)	2-D16(外周) 2-D13(副帯筋) @85 (1.92)	F _c :コア F _c ':外殻 (遠心成形) F _c =240 F _c '=500	0.33	A
Ⅱ2-2 PA					0.25	A
Ⅱ2-3 PB					0.25	B
Ⅱ2-4 R					0.33	一体打ち
Ⅱ2-5 PA	350×350 ×800	8-D19 (1.87)	4-D13 @100 (1.45)	F _c =420 F _c '=500	0.55	A
Ⅱ2-6 PB					0.55	B
Ⅱ2-7 R					0.55	一体打ち
Ⅱ2-8 PA	400×400 ×600	8-D19 (1.40)	2-D10 @120 (0.30)	F _c =270 F _c '=500	0.125	A
Ⅱ2-9 R					0.125	一体打ち
Ⅱ2-10 PA					0.25	A
Ⅱ2-11 R					0.25	一体打ち
Ⅱ2-12 PA	400×400 ×1000				0.125	A
Ⅱ2-13 R					0.125	一体打ち

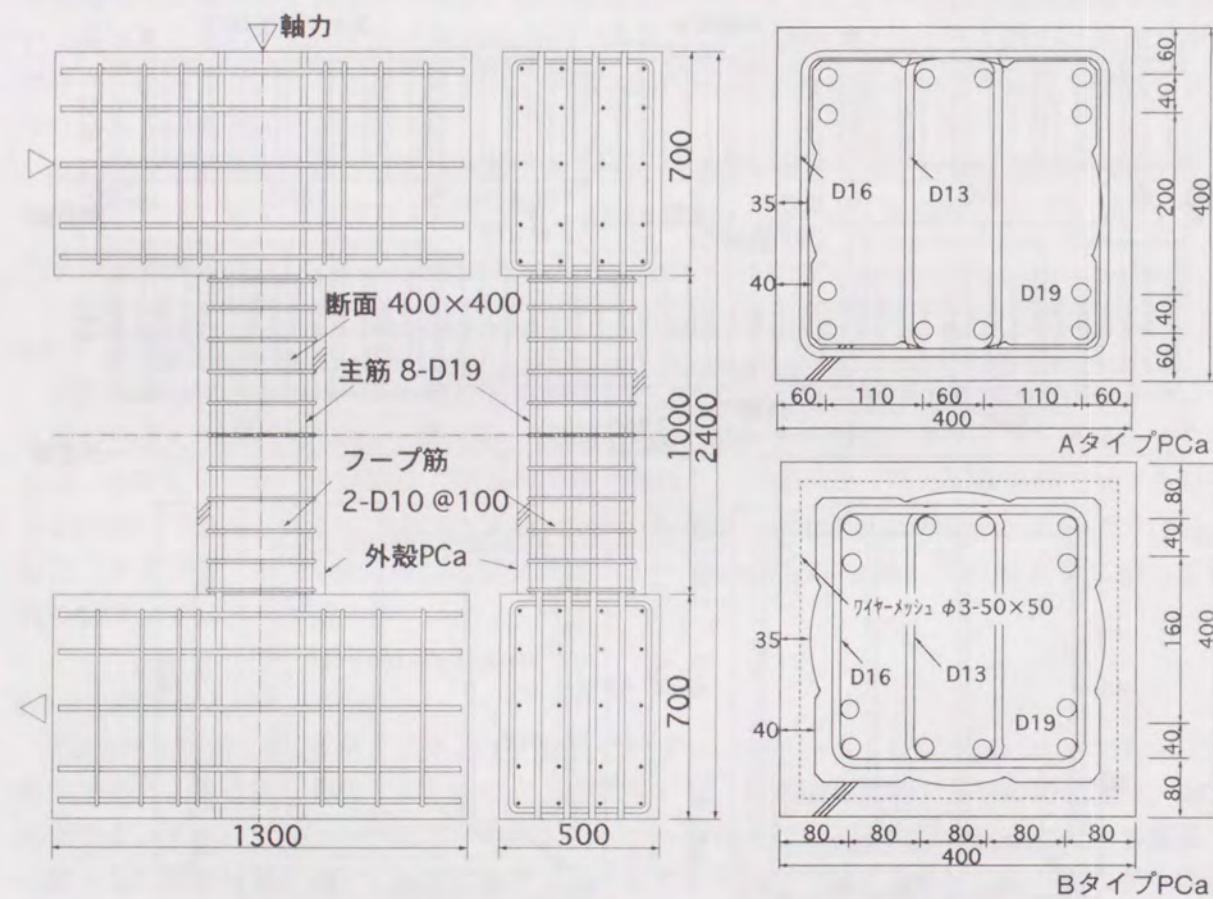


図3.3 シリーズⅡ-2試験体配筋・断面図

表3.3 シリーズⅡ-3実験概要

試験体	b×D×h ₀ (mm)	主筋 (p _g %)	フープ筋 (p _w %)	F _c , F _c ' (kgf/cm ²)	軸力 (*F _{cb} D)	外殻PCa タイプ
Ⅱ3-1 PA	400×400 ×600	8-D19 (1.40)	2-D10 @120 (0.30)	F _c :コア F _c ':外殻 F _c =240 F _c '=500 (振圧成形)	0.2	A
Ⅱ3-2 PA2					0.2	A (2本)
Ⅱ3-3 R					0.2	一体打ち
Ⅱ3-4 PA			2-U7.4 @120 (0.17)	F _c :コア F _c ':外殻 F _c =240 F _c '=500 (振圧成形)	0.2	A
Ⅱ3-5 PA2					0.2	A (2本)
Ⅱ3-6 R					0.2	一体打ち
Ⅱ3-7 PA	400×400 ×1000		Ⅱ3-1~3 に同じ	F _c =240 F _c '=500 (流込み 成形)	なし	A
Ⅱ3-8 PA2			Ⅱ3-4~6 に同じ			A (2本)
Ⅱ3-9 PA2			Ⅱ3-1~3 に同じ			A (2本)
Ⅱ3-10 PA	400×400 ×1000		Ⅱ3-4~6 に同じ	F _c =240 F _c '=500 (流込み 成形)	0.125	A
Ⅱ3-11 PA			Ⅱ3-1~3 に同じ			A
Ⅱ3-12 PA	400×400 ×600		Ⅱ3-4~6 に同じ	F _c =240 F _c '=500 (流込み 成形)	0.25	A
Ⅱ3-13 PA			Ⅱ3-1~3 に同じ			A
Ⅱ3-14 PA	400×400 ×1600	12-D22 (2.90)	4-RB7.4 @50 (0.8)	F _c =600 F _c '=900 (遠心成形)	0.5	A
Ⅱ3-15 PA			2-RB9.2 @40 (0.8)			A
Ⅱ3-16 PA			2-RB7.4 @50 (0.4)			A
Ⅱ3-17 R						一体打ち

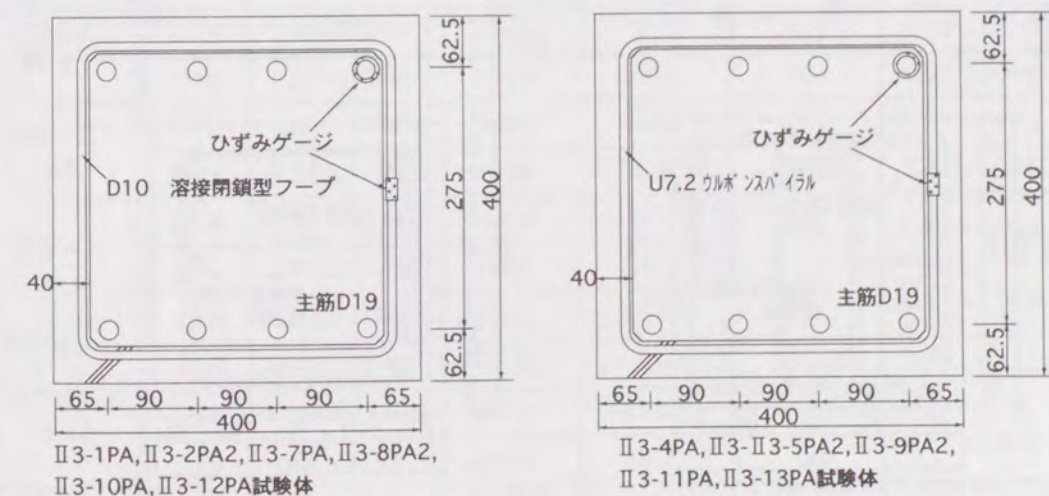
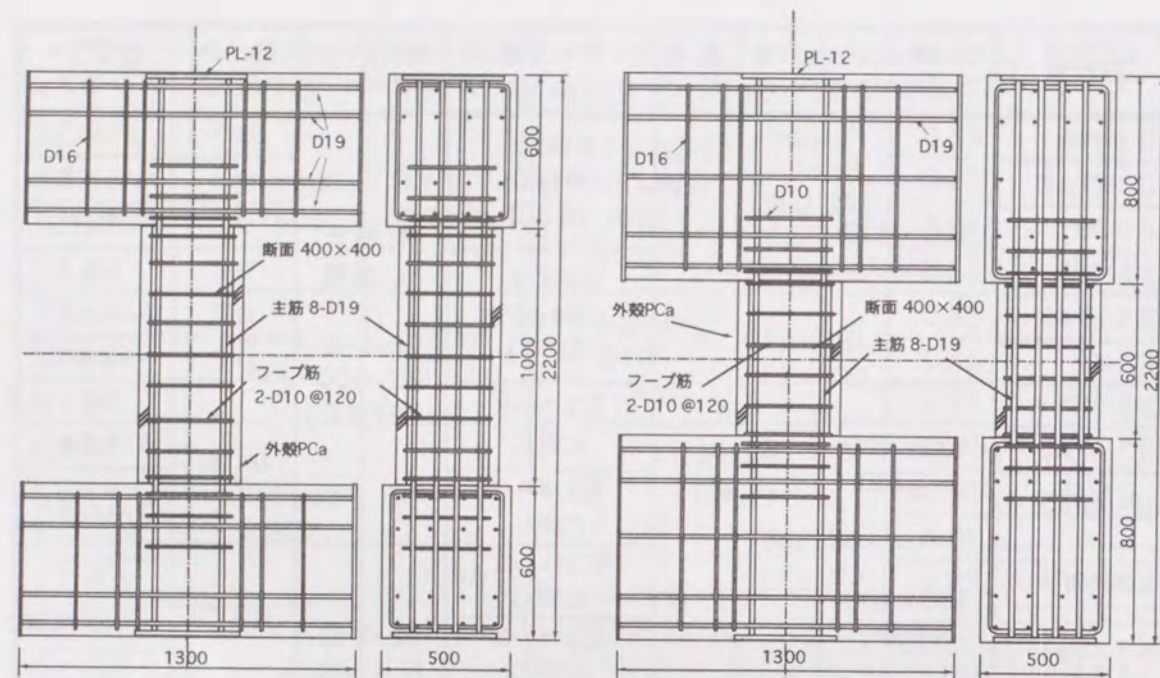
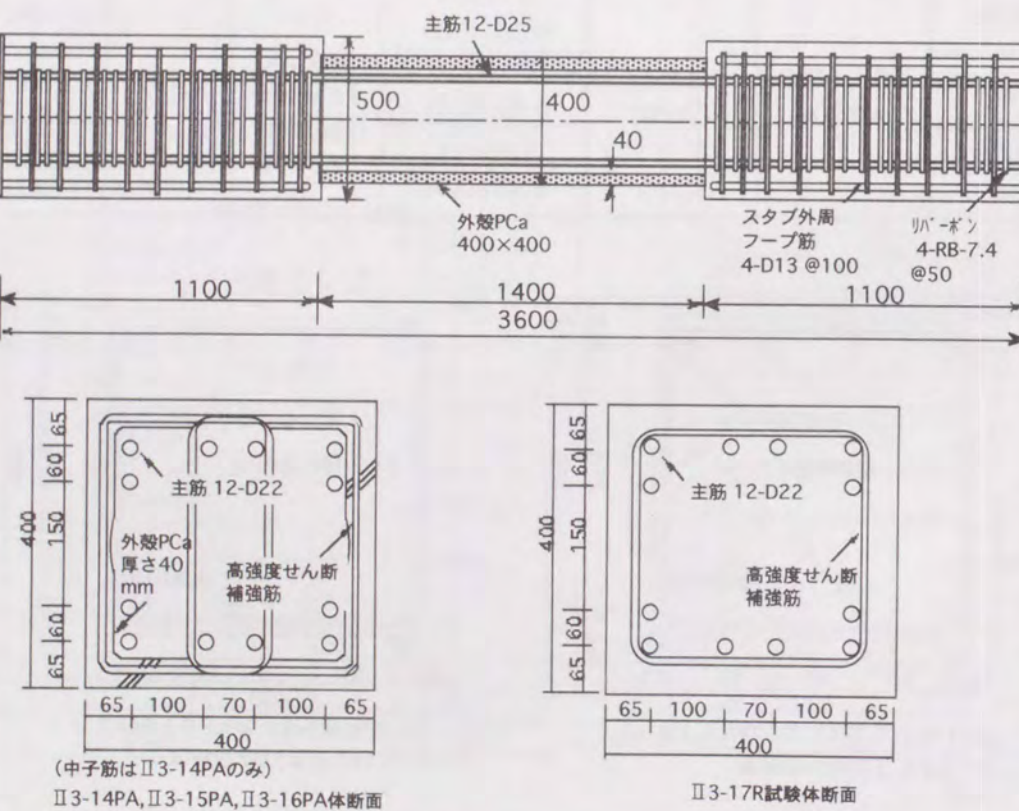


図3.4 シリーズⅡ-3試験体配筋・断面図(1)



h0=1000 (mm) のⅡ3-7PA, Ⅱ3-8PA2, Ⅱ3-10PA試験体
(Ⅱ3-9PA2, Ⅱ3-11PA)試験体はフープ筋がU7.2@120 スパイス

h0=600 (mm) のⅡ3-1PA, Ⅱ3-2PA2試験体、一体打ち試験体も配筋状況は同様
(Ⅱ3-4PA, Ⅱ3-5PA2, Ⅱ3-13PA)試験体はフープ筋がU7.2@120 スパイス



(中子筋はⅡ3-14PAのみ)
Ⅱ3-14PA, Ⅱ3-15PA, Ⅱ3-16PA体断面

Ⅱ3-17R試験体断面

図3.4 シリーズⅡ-3試験体配筋・断面図(2)

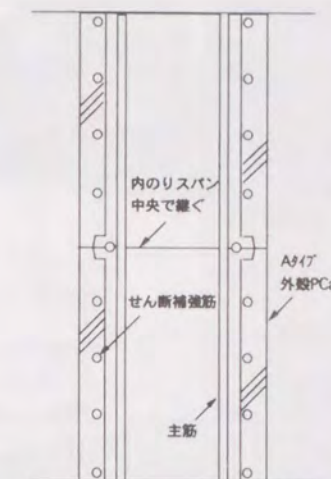


図3.5 外殻PCaの接合方法

表3.4 使用材料

シリーズ	鉄 筋				コンクリート	
	径	弾性係数 kgf/cm ²	降伏強度 kgf/cm ²	引張強度 kgf/cm ²	圧縮強度 kgf/cm ²	弾性係数 kgf/cm ²
Ⅱ1-1 ~3	D16	1.78×10 ⁶	3500	5100	181	1.61×10 ⁵
	D32	1.95×10 ⁶	3560	5490	579	—
Ⅱ1-4~ 6	D13	1.85×10 ⁶	3530	5160	196	2.35×10 ⁵
	D35	1.95×10 ⁶	3861	6230	675	4.03×10 ⁵
Ⅱ1-7~ 9	D13	1.88×10 ⁶	3370	4730	302	2.39×10 ⁵
	D29	1.96×10 ⁶	4170	5860	584	4.03×10 ⁵
Ⅱ2-1 ~4	D13	1.86×10 ⁶	3470	5160	252	2.37×10 ⁵
	D16	1.82×10 ⁶	3710	5660	675	4.03×10 ⁵
	D19	1.85×10 ⁶	3650	5970		
Ⅱ2-5~ 7	D13	1.89×10 ⁶	3460	4990	459	2.70×10 ⁵
	D19	1.97×10 ⁶	3800	5380	584	4.00×10 ⁵
Ⅱ2-8~ 13	D10	1.89×10 ⁶	3460	4990	281	2.37×10 ⁵
	D19	1.96×10 ⁶	3650	5690	562	2.73×10 ⁵
Ⅱ3-1 ~9	U7.4	2.07×10 ⁶	14800	15200	301	2.50×10 ⁵
	D10	2.13×10 ⁶	3700	5420	823	3.91×10 ⁵
	D19	1.96×10 ⁶	4040	5810		
Ⅱ3-10 ~13	U7.4	1.98×10 ⁶	13370	14040	240	2.17×10 ⁵
	D10	1.91×10 ⁶	3900	5750	773	3.67×10 ⁵
	D19	1.87×10 ⁶	3820	5850		
Ⅱ3-14 ~17	RB7.4	2.14×10 ⁶	14500	15100	627	3.30×10 ⁵
	RB9.2	2.13×10 ⁶	14100	15000	915	3.95×10 ⁵
	D22	1.96×10 ⁶	4150	6020		

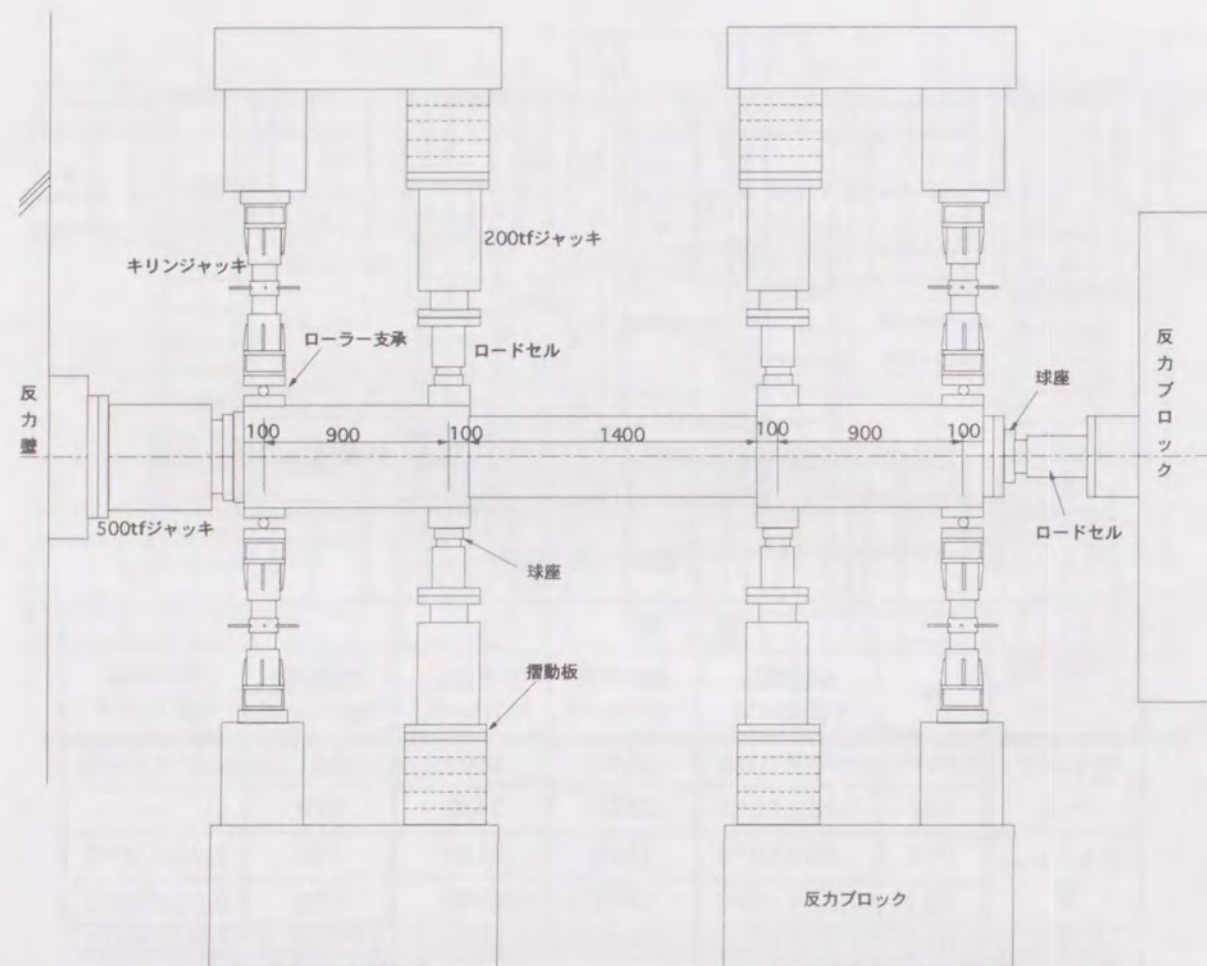


図3.6 シリーズII-1およびII 3-14AP～II 3-17R試験体の載荷方法

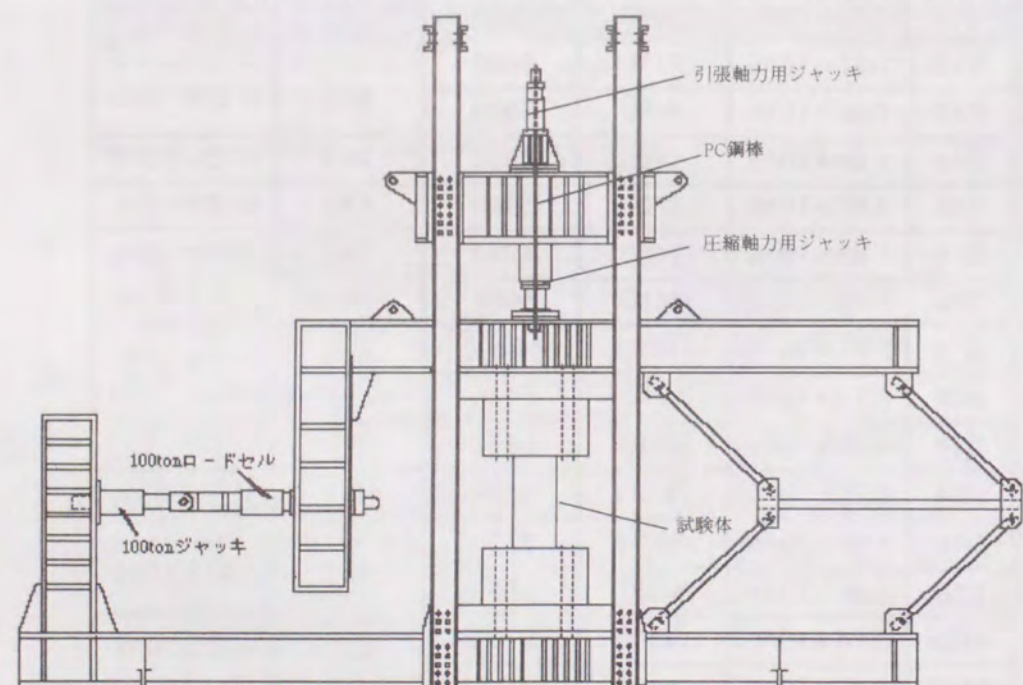
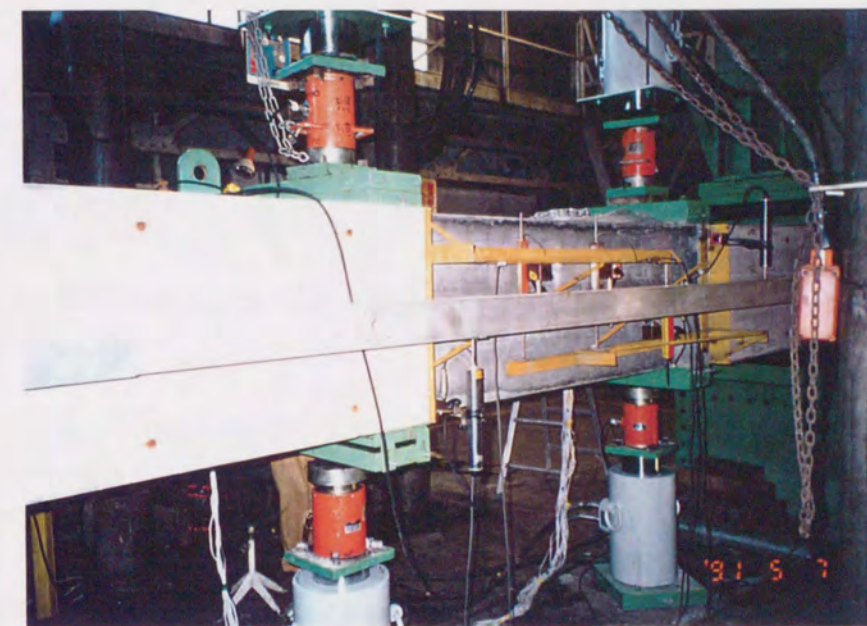
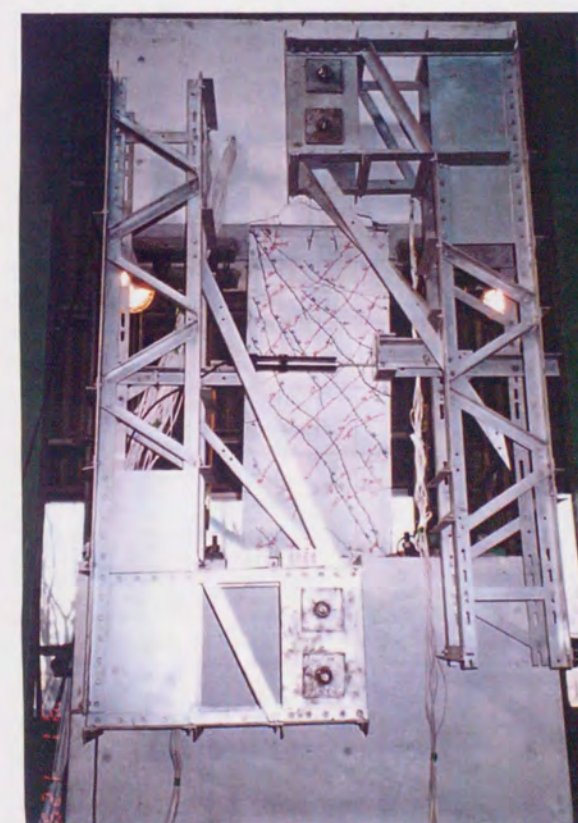


図3.7 シリーズII-2およびII-3(II 3-14PA～II 3-17Rを除く)の載荷方法



実大試験体の載荷・測定状況

(変位の測定は層間変位3ヶ所、加力点変位2ヶ所、ならびに材軸方向の変位1ヶ所)



層間変位の測定



軸方向変位の測定 (中央と左右の3ヶ所)

小型試験体の載荷状況

写真3.2 載荷および測定状況

3. 4 実験結果

3.4.1 実大試験体（シリーズⅡ-1）の結果

表3.5にシリーズⅡ-1の実験結果一覧を、図3.8にせん断力-層間変位関係（ $Q-\delta$ 関係）を示す。表3.3における各種最大荷重の計算値は、後述する断面解析あるいは耐力計算方法に基づく値である。

試験体Ⅱ1-1PB, Ⅱ1-2PA, Ⅱ1-3R, Ⅱ1-7PAは曲げ破壊を、Ⅱ1-4PA, Ⅱ1-5PB, Ⅱ1-6Rはせん断破壊、Ⅱ1-8PA, Ⅱ1-9Rは曲げ降伏後付着割裂破壊を生じた。

まず、曲げ破壊を生じた試験体Ⅱ1-1PB～Ⅱ1-3Rでは、部材角 $R=1/200$ で主筋降伏後、 $R=1/33$ まで荷重が上昇する靱性的な性状を示し、A, Bいずれのタイプの 外殻PCaを使用しても、耐力性状、 $Q-\delta$ 関係に大差はなかった。

せん断破壊を生じた試験体Ⅱ1-4PA～Ⅱ1-6Rのうち、Bタイプの 外殻PCaを使用したⅡ1-5PBのせん断破壊は、外殻PCaの厚みの関係上、他の試験体より主筋が内側にあるため耐力が低く、最大耐力時の変形量も小さい。この試験体は 外殻PCa内のワイヤーメッシュが破断し、外殻とコアコンクリートの一体性が失われると同時に生じた。また、Ⅱ1-4PAとⅡ1-6Rの履歴性状はほぼ同様であったが、AタイプPCaを使用したⅡ1-4PAは主筋の降伏が帯筋の降伏に先行したのに対して、一体打ちのⅡ1-6Rは部材角 $R=8/1000$ で帯筋の降伏が先行し、せん断破壊を生じた。また、破壊後の耐力低下もⅡ1-6R試験体のほうが大きい。

試験体Ⅱ1-7PA～Ⅱ1-9Rは p_w を等しくし、帯筋形状を変えたものであるが、いずれも曲げ降伏が先行し、その後、副帯筋を内蔵させた 外殻PCaを使用したⅡ1-7PAは $R=1/40$ まで荷重が上昇する曲げ破壊を、他の2体は載荷早期から主筋に沿った付着割裂ひびわれが試験区間端部からD（部材せい）付近に発生し、変位が大きくなるにつれて拡大すると同時に部材中央方向に進展し、 $R=1/100$ を最大荷重とする付着割裂破壊を生じた。また外周筋のみを内蔵させた外殻

表3.5 シリーズⅡ-1実験結果一覧

試験体	Ⅱ1-1PB	Ⅱ1-2PA	Ⅱ1-3R	Ⅱ1-4PA	Ⅱ1-5PB	Ⅱ1-6R	Ⅱ1-7PA	Ⅱ1-8PA	Ⅱ1-9R
弾性剛性 tf/cm	243	199	203	403	296	253	267	233	272
Q_{bcr} tf	20.4	23.4	17.5	28.0	35.0	26.3	10.6	11.8	10.6
Q_{scr} tf	49.6	58.4	29.2	46.7	46.7	38.0	38.4	41.3	27.1
降伏荷重 tf	実験値	59.9	58.2	58.3	113.4	103.8	108.5	58.9	58.8
	計算値	55.2	55.2	51.4	98.9	95.0	91.6	55.5	53.6
	実/計	1.09	1.05	1.13	1.15	1.09	1.18	1.06	1.10
最大荷重 tf	実験値	66.9	67.4	65.5	124.0	107.5	120.7	67.2	64.3
	計算値	曲げ 66.6	66.6	55.8	122.9	116.4	107.8	66.3	66.3
	剪断 155.7	155.7	131.2	129.4	126.4	106.7	127.7	127.7	114.0
	実/計	1.00	1.01	1.17	1.01	0.92	1.19	1.01	0.97

Q_{bcr} :曲げひびわれ荷重、 Q_{scr} :剪断ひびわれ荷重（いずれも目視による）
最大荷重の実/計は、曲げ・剪断のうち低いほうの計算値を用いて計算した。

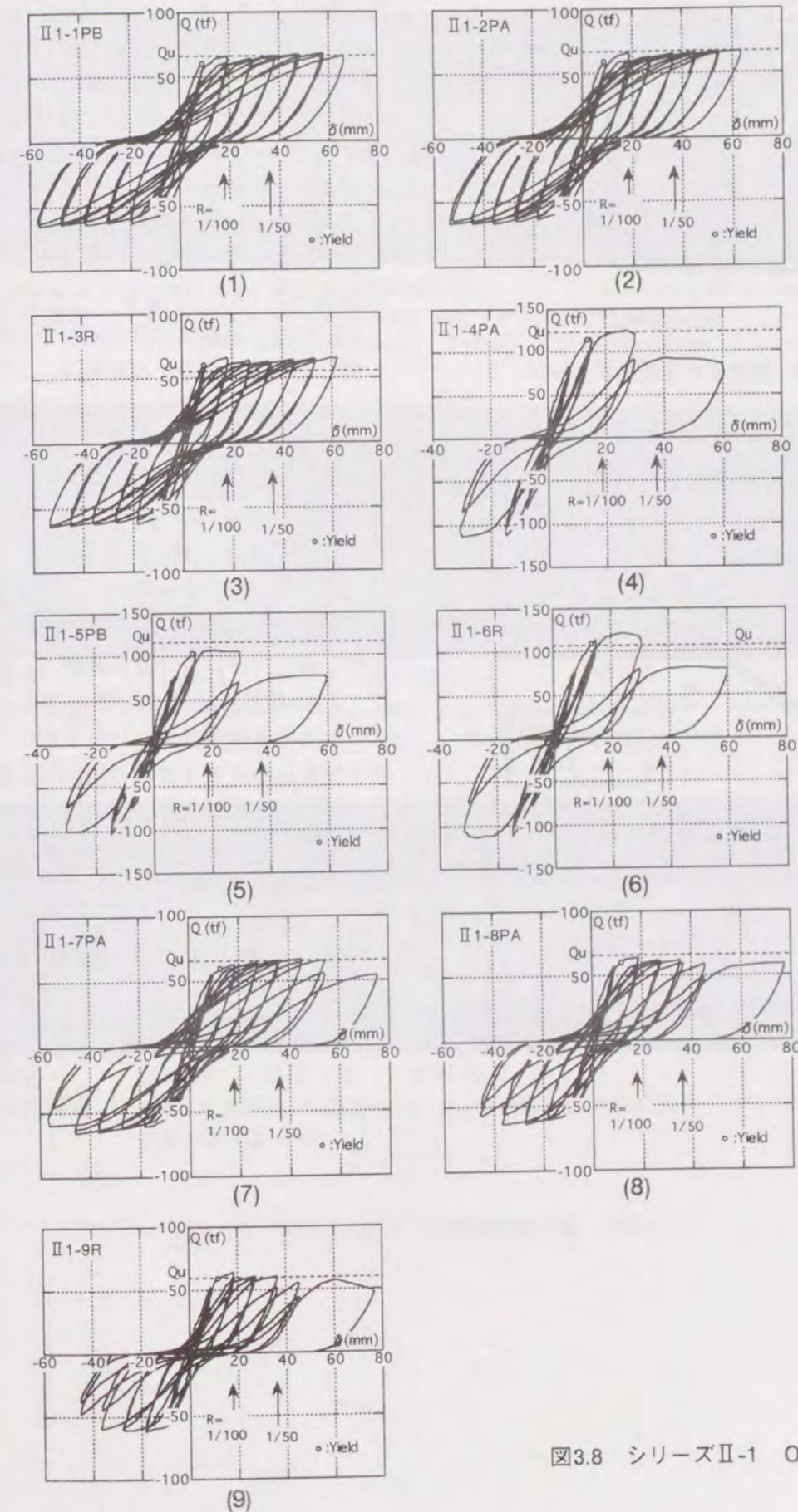


図3.8 シリーズⅡ-1 $Q-\delta$

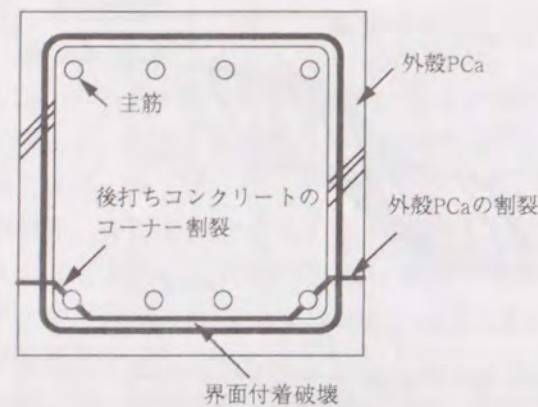


図3.9 推定される割裂パターン

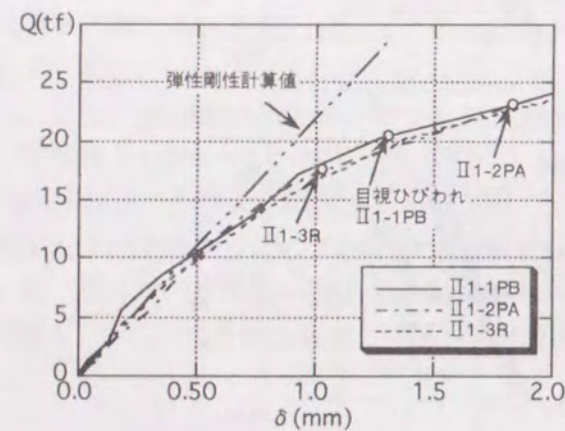


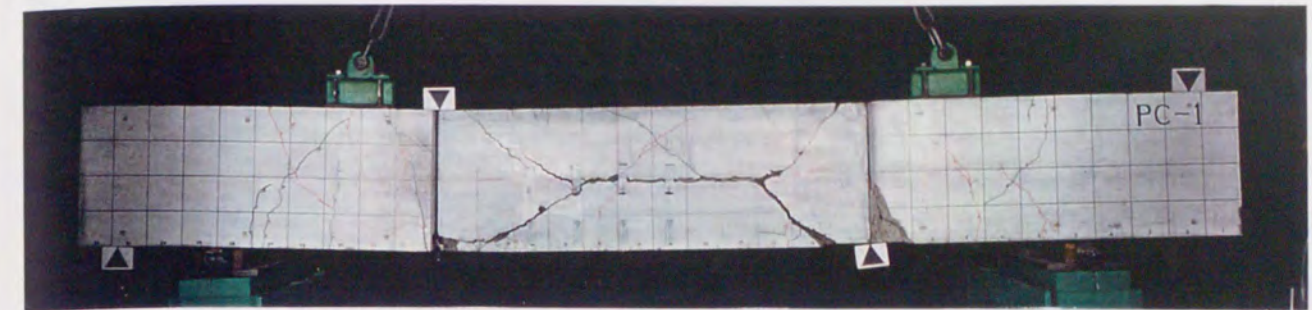
図3.10 弾性剛性の比較

PCaを用いたII-1-8PAでは破壊後のひびわれ性状から図3.9に示す割裂パターンが推定された。これらより、外殻PCaに副帯筋を内蔵させた場合、従来のRC部材同様、コアコンクリートの拘束効果が高まりることに加えて、外殻とコアコンクリートの一体性が向上し、高強度の外殻PCaコンクリートが付着割裂抵抗に有効に寄与ため付着割裂破壊が生じにくくなることが分かる。

図3.10は、試験体の弾性剛性を比較した一例である。図中の1点鎖線は、コアコンクリートの弾性係数を用いた計算値を示す。いずれの実験値も計算値より小さい傾向があるが、外殻PCaの有無、タイプによる差はあまり見られない。

以上のように、軸力のないシリーズII-1では、この工法の特徴の一つに挙げられる主筋とフープ筋とが緊結されていないことが、部材の曲げ及びせん断耐力、変形性状、初期剛性に及ぼす影響はほとんど無く、むしろ高強度コンクリート内にフープ筋を打ち込むAタイプの 外殻PCaを使用した試験体のほうが、各種（曲げ、せん断、付着割裂）の破壊耐力がRC部材に比べ同等以上の値を示す傾向にある結果が得られた。

写真3.3に載荷終了時の試験体の破壊状況を示す。



試験体名 II-1-PB (BタイプPCa使用)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $p_g=1.8\%$, $p_w=1.33\%$
(コア) $\sigma_B=181\text{kgf/cm}^2$, (外殻) $\sigma_B'=579\text{kgf/cm}^2$



試験体名 II-1-2PA (AタイプPCa使用)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $p_g=1.8\%$, $p_w=1.33\%$
(コア) $\sigma_B=181\text{kgf/cm}^2$, (外殻) $\sigma_B'=579\text{kgf/cm}^2$



試験体名 II-1-3R (在来工法、一体打ち)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $p_g=1.8\%$, $p_w=1.33\%$
 $\sigma_B=181\text{kgf/cm}^2$

写真3.3 シリーズII-1 試験体破壊状況（その1）



試験体名 II 1-4PA (AタイプPCa使用)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=3.2\%$, $pw=0.71\%$
(コア) $\sigma_B=196\text{kgf/cm}^2$, (外殻) $\sigma_B'=675\text{kgf/cm}^2$



試験体名 II 1-5PB (BタイプPCa使用)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=3.2\%$, $pw=0.71\%$
(コア) $\sigma_B=196\text{kgf/cm}^2$, (外殻) $\sigma_B'=675\text{kgf/cm}^2$

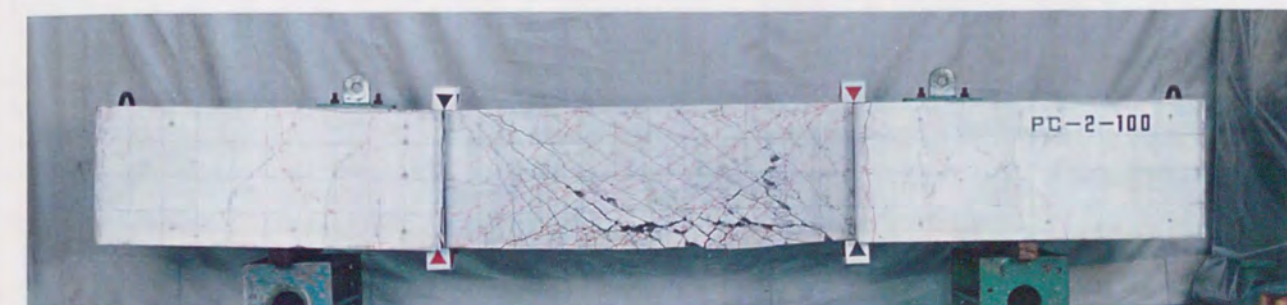


試験体名 II 1-6R (在来工法, 一体打ち)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=3.2\%$, $pw=0.71\%$
 $\sigma_B=196\text{kgf/cm}^2$

写真3.3 シリーズII-1 試験体破壊状況 (その2)



試験体名 II 1-7PA (AタイプPCa使用)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01800(\text{mm})$, $pg=1.4\%$, $pw=0.42\%$
(コア) $\sigma_B=302\text{kgf/cm}^2$, (外殻) $\sigma_B'=584\text{kgf/cm}^2$



試験体名 II 1-8PA (AタイプPCa使用)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01800(\text{mm})$, $pg=1.4\%$, $pw=0.42\%$
(コア) $\sigma_B=302\text{kgf/cm}^2$, (外殻) $\sigma_B'=584\text{kgf/cm}^2$



試験体名 II 1-9R (在来工法, 一体打ち)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01800(\text{mm})$, $pg=1.4\%$, $pw=0.42\%$
 $\sigma_B=302\text{kgf/cm}^2$

写真3.3 シリーズII-1 試験体破壊状況 (その3)

1) 破壞・耐力性状

a) 曲げ破壊試験体 (Ⅱ2-1PA~Ⅱ2-4R) の性状

b)せん断破壊試験体(Ⅱ2-5PA~Ⅱ2-11R)の性状

軸力が低い場合でも同様の傾向が観察され、たとえば試験体Ⅱ2-8PAとⅡ2-9Rを比較すると、外殻PCaを使用したⅡ2-8PAは、部材角 $R=1/130 \sim 1/100$ でせん断破壊を生じたのに対し、一体打ちのⅡ2-9Rは負荷重の $R=1/200$ に達する直前で破壊を生じた。

c)付着割裂破壊試験体（Ⅱ2-12PA～Ⅱ2-13R）の性状

写真3.4は試験体の破壊状況を示す。

試験体		Ⅱ-2-1 PA	Ⅱ-2-2 PA	Ⅱ-2-3 PB	Ⅱ-2-4 R	Ⅱ-2-5 PA	Ⅱ-2-6 PB	Ⅱ-2-7 R	Ⅱ-2-8 PA	Ⅱ-2-9 R	Ⅱ-2-10 PA	Ⅱ-2-11 R	Ⅱ-2-12 PA	Ⅱ-2-1 R	
弾性剛性	tf/cm	94	106	97	82	380	377	352	806	558	786	830	201	27	
Q _{bcr}	tf	25.0	27.5	30.0	25.0	—	—	—	30.0	23.0	38.0	34.0	18.0	14	
Q _{scr}	tf	35.0	34.0	35.7	36.0	80.0	72.0	58.0	56.0	51.0	69.0	58.0	39.0	34	
降伏荷重 tf	実験値	43.9	40.2	40.1	39.1	83.8	67.0	60.0	—	—	—	—	44.9	43	
	計算値	46.2	40.8	39.0	39.1	84.3	82.8	74.8	67.2	63.4	87.7	81.7	40.3	38	
	実／計	0.95	0.99	1.03	1.00	0.99	0.81	0.80	—	—	—	—	1.11	1.1	
	実験値	49.7	46.8	40.4	44.7	86.0	76.3	72.8	61.2	56.3	69.0	62.0	47.6	45	
最大荷重 tf	計算値	曲げ	49.1	44.0	42.2	40.9	87.2	84.8	77.1	79.3	69.0	93.4	87.5	43.8	41
		剪断	96.2	85.1	96.2	88.9	78.4	74.9	72.3	57.9	49.4	57.9	49.4	50.9	46
	実／計	1.01	1.06	0.96	1.09	1.10	1.02	1.01	1.06	1.14	1.19	1.26	1.09	1.1	

Figure 3 is a graph showing the dependence of the load Q (tf) on the displacement δ (mm) for a specimen of type II 2-3PB. The graph displays multiple loading and unloading curves, with the loading curves labeled $R = 1/100$, $1/50$, and $1/25$. The yield point is marked with a circle and labeled "Yield".

図3.11 シリーズⅡ-1 Q- δ 関係 (その1)

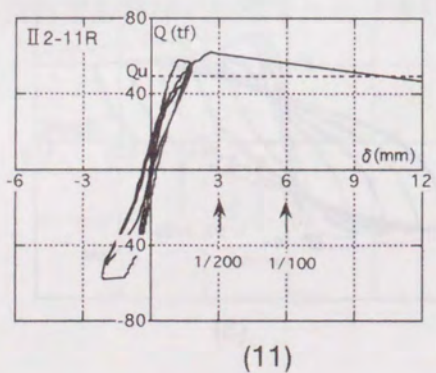
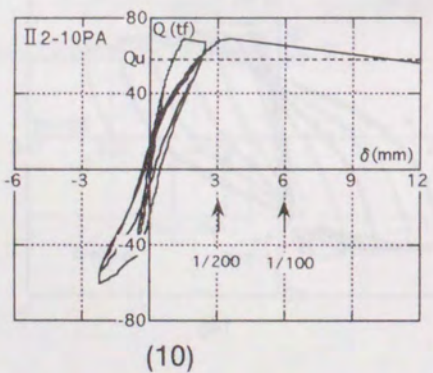
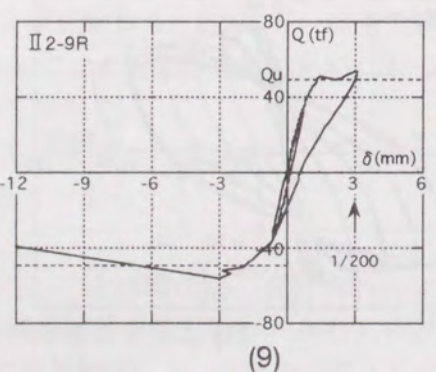
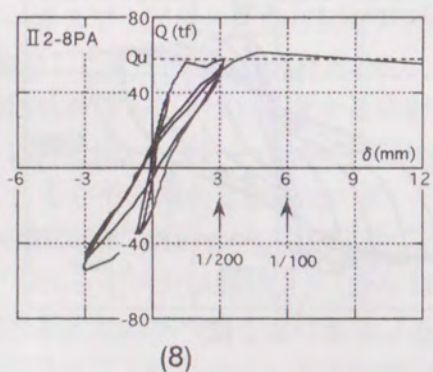
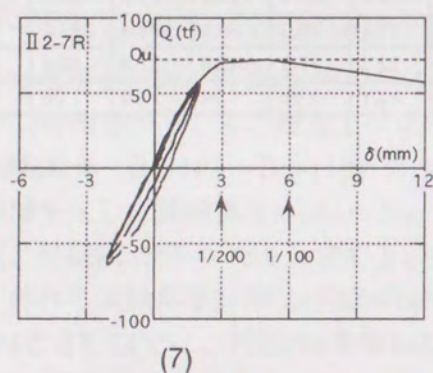
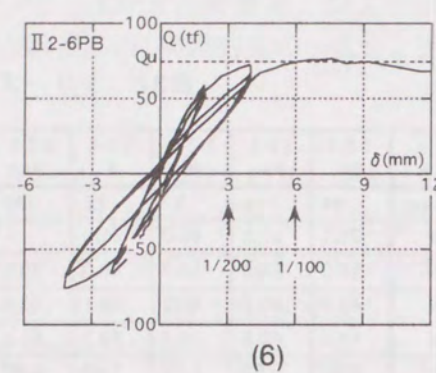
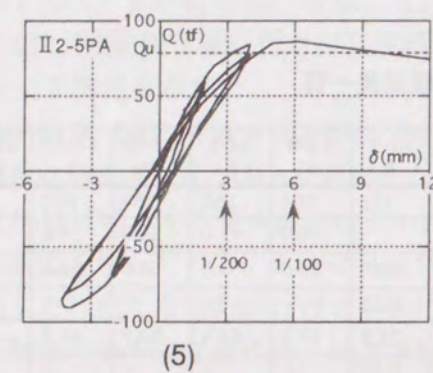


図3.11 シリーズII-1 Q-δ関係 (その2)

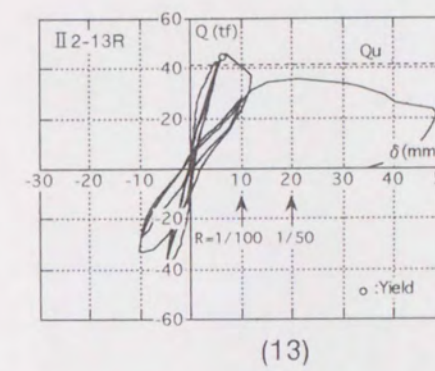
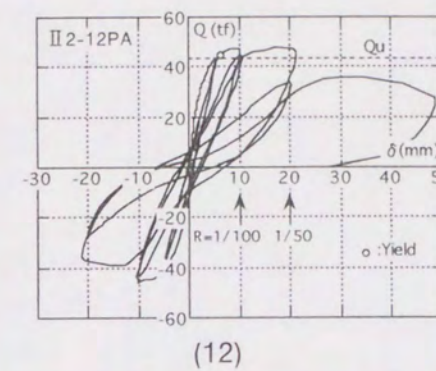


図3.11 シリーズII-1 Q-δ関係 (その3)

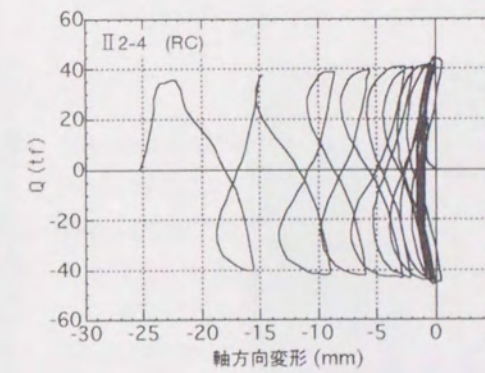
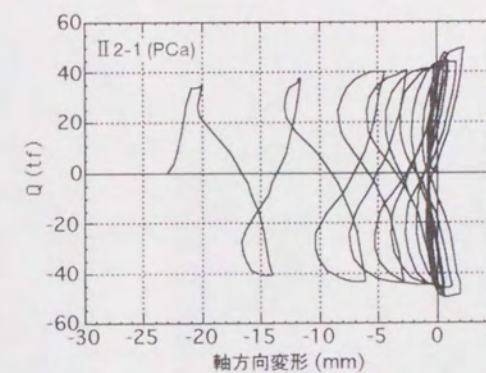
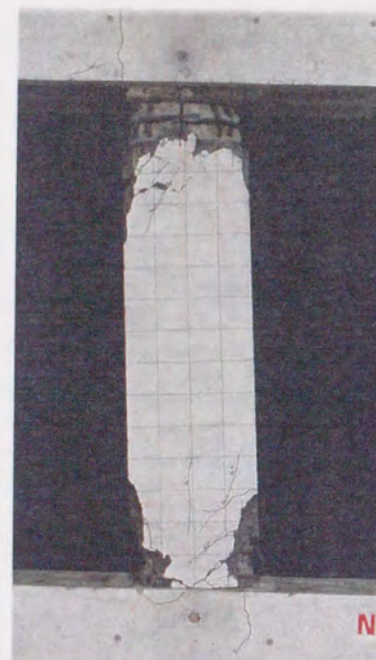
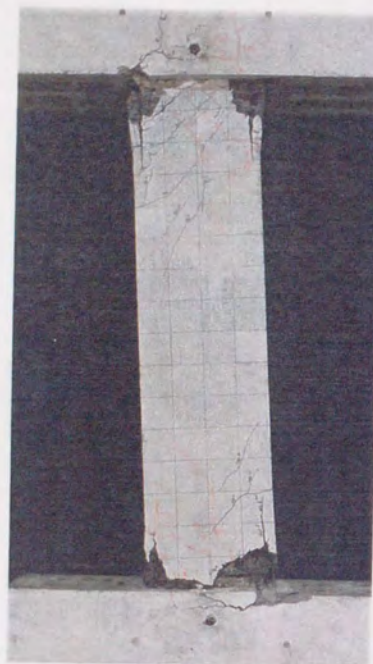


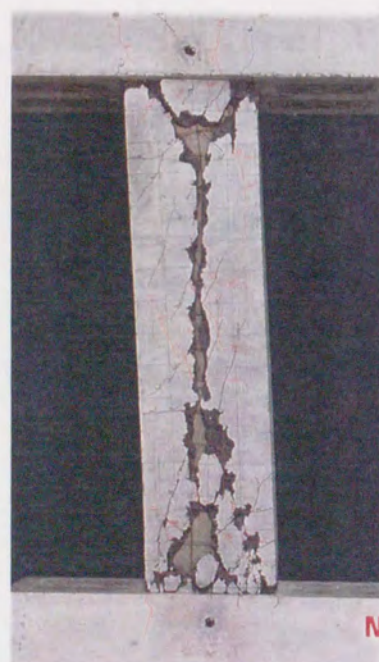
図3.12 軸方向変形性状



試験体Ⅱ2-1PA
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1600
 $pg=2.15\%$
 $pw=1.92\%$
 $\sigma B=252\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma B'=675\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.33$
 AタイプPCa



試験体Ⅱ2-2PA
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1600
 $pg=2.15\%$
 $pw=1.92\%$
 $\sigma B=252\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma B'=675\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.25$
 AタイプPCa



試験体Ⅱ2-3PB
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1600
 $pg=2.15\%$
 $pw=1.92\%$
 $\sigma B=252\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma B'=675\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.25$
 BタイプPCa

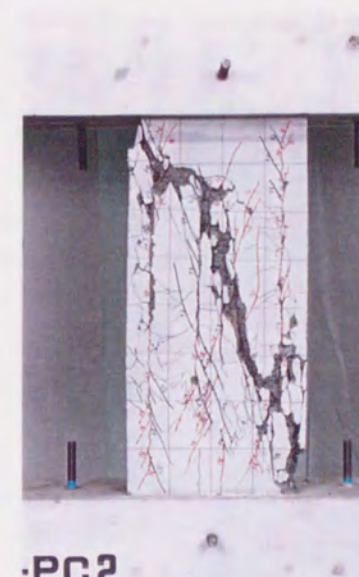


試験体Ⅱ2-4R
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1600
 $pg=2.15\%$
 $pw=1.92\%$
 $\sigma B=252\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma B'=675\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.33$
 一体打ち

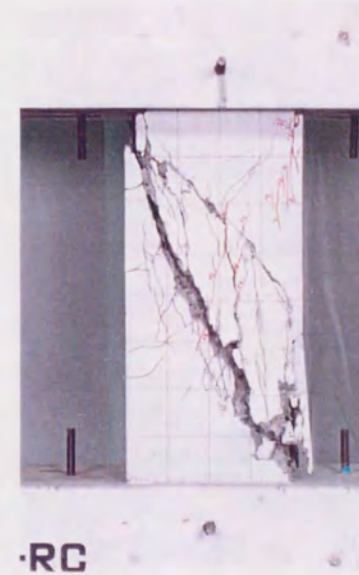
写真3.4 シリーズⅡ-2 試験体破壊状況 (その1)



試験体Ⅱ2-5PA
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 350×350×800
 $pg=1.87\%$
 $pw=1.45\%$
 $\sigma B=459\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma B'=584\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.55$
 AタイプPCa



試験体Ⅱ2-6PB
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 350×350×800
 $pg=1.87\%$
 $pw=1.45\%$
 $\sigma B=459\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma B'=584\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.55$
 BタイプPCa



試験体Ⅱ2-7R
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 350×350×800
 $pg=1.87\%$
 $pw=1.45\%$
 $\sigma B=459\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma B'=584\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.55$
 一体打ち

写真3.4 シリーズⅡ-2 試験体破壊状況 (その2)

試験体 II 2-8PA
 $b \times D \times h_0$ (mm);
 $400 \times 400 \times 600$
 $p_g = 1.40\%$
 $p_w = 0.30\%$
 $\sigma_B = 281 \text{ kgf/cm}^2$
 $\sigma_{B'} = 562 \text{ kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc) = 0.125$
 AタイプPCa

-SN1

試験体 II 2-9R
 $b \times D \times h_0$ (mm);
 $400 \times 400 \times 600$
 $p_g = 1.40\%$
 $p_w = 0.30\%$
 $\sigma_B = 281 \text{ kgf/cm}^2$
 $\sigma_{B'} = 562 \text{ kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc) = 0.125$
 一体打ち

-SN1

試験体 II 2-10PA
 $b \times D \times h_0$ (mm);
 $400 \times 400 \times 600$
 $p_g = 1.40\%$
 $p_w = 0.30\%$
 $\sigma_B = 281 \text{ kgf/cm}^2$
 $\sigma_{B'} = 562 \text{ kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc) = 0.25$
 AタイプPCa

-SN2

試験体 II 2-11R
 $b \times D \times h_0$ (mm);
 $400 \times 400 \times 600$
 $p_g = 1.40\%$
 $p_w = 0.30\%$
 $\sigma_B = 281 \text{ kgf/cm}^2$
 $\sigma_{B'} = 562 \text{ kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc) = 0.25$
 一体打ち

-SN2

試験体 II 2-12PA
 $b \times D \times h_0$ (mm);
 $400 \times 400 \times 1000$
 $p_g = 1.40\%$
 $p_w = 0.30\%$
 $\sigma_B = 281 \text{ kgf/cm}^2$
 $\sigma_{B'} = 562 \text{ kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc) = 0.125$
 AタイプPCa

-B

試験体 II 2-13R
 $b \times D \times h_0$ (mm);
 $400 \times 400 \times 1000$
 $p_g = 1.40\%$
 $p_w = 0.30\%$
 $\sigma_B = 281 \text{ kgf/cm}^2$
 $\sigma_{B'} = 562 \text{ kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc) = 0.125$
 BタイプPCa

-B

写真3.4 シリーズII-2 試験体破壊状況 (その3)

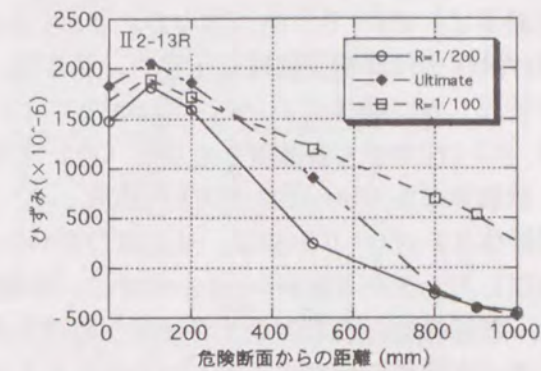
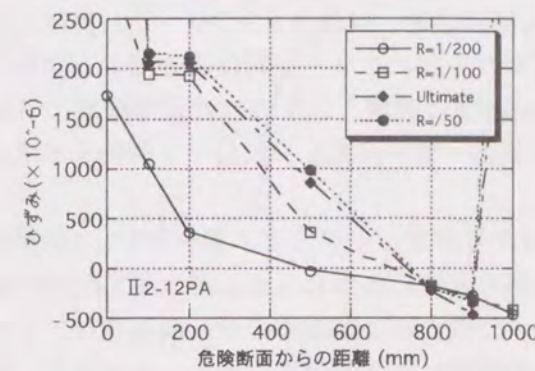


図3.13 主筋ひずみ分布の比較

2) ひずみ計測結果

図3.13は主筋に貼付したひずみゲージから得られた付着割裂破壊試験体の材軸方向主筋ひずみ分布を示す。一体打ちの試験体 II 2-13Rで、載荷早期 ($R=1/200$) に材端部でひずみ分布が平坦になり、この位置で主筋が付着を失っていることが推察される。また、 Q_{max} で降伏ひずみ ε_y に達しているが、ひずみの急増はなく完全な降伏には至っていない。

図3.14に、フープ筋のひずみ分布を示す。せん断破壊試験体では外殻PCaを使用した場合のフープ筋降伏時期は通常の一打打ち部材と同様で、せん断ひびわれ発生時期と一致している。また、外殻PCaを使用した付着割裂破壊試験体 II 2-12PAで、最大耐力時にフープ筋の降伏が生じた。第2章でも触れたが、コンクリート強度と拘束筋強度の組合せによっては付着強度式に拘束筋の降伏強度を考慮する必要があると思われる。

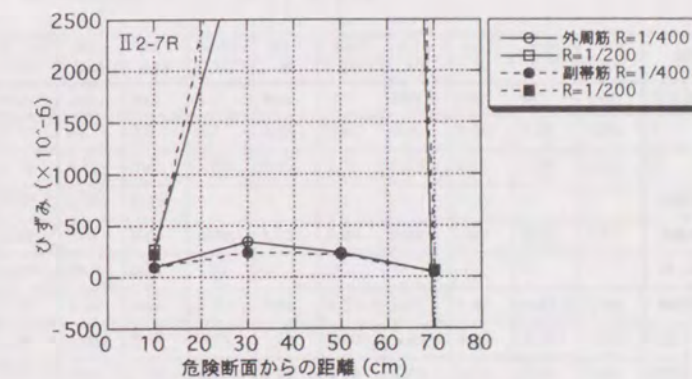
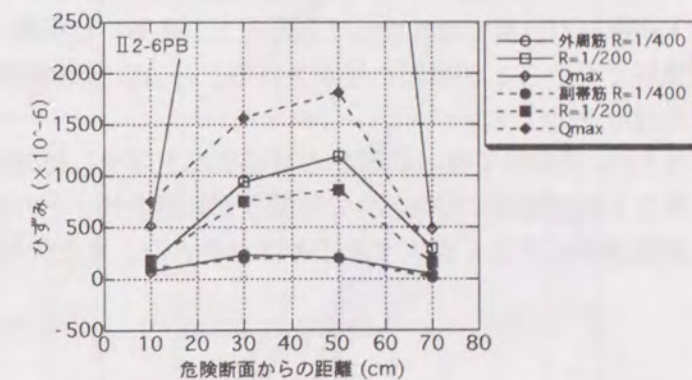
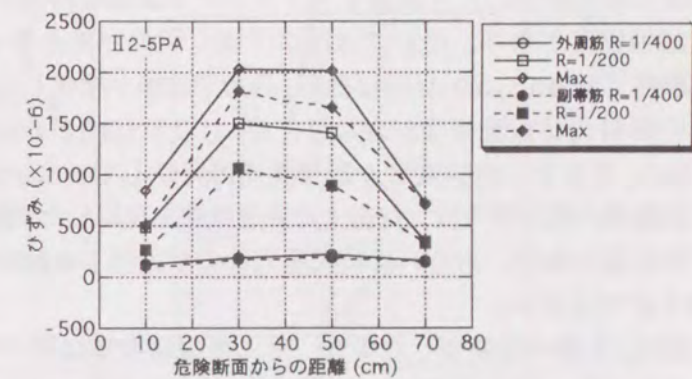


図3.14 フープ筋ひずみ分布

3.4.3 高強度材料使用試験体（シリーズⅡ-3）の結果

試験体Ⅱ3-1PA～Ⅱ3-6R、Ⅱ3-12PA、Ⅱ3-13PAはせん断破壊を、試験体Ⅱ3-7PA～Ⅱ3-11PAは主筋曲げ降伏後付着割裂破壊を生じた。さらに、外殻とコアコンクリート共に高強度コンクリートを使用した試験体Ⅱ3-14PA～Ⅱ3-17RではⅡ3-14PAが曲げ破壊、Ⅱ3-15PAが付着破壊、Ⅱ3-16PA、Ⅱ3-17Rがせん断破壊を生じた。表3.7に実験結果の一覧を、図3.15にQ- δ 関係を示す。

1) 試験体Ⅱ3-1PA～Ⅱ3-13PAの結果

試験体Ⅱ3-1PA～Ⅱ3-6Rは、せん断ひびわれ発生後余り荷重が上がらず、部材角 $R=1/150$ 程度で破壊した。またⅡ3-4PA～Ⅱ3-6Rでは、外殻PCa使用の有無にかかわらず、最大耐力時の高強度せん断補強筋に生じたひずみは弾性範囲であった。このことは試験体のせん断破壊は、トラス・アーチ機構を形成するコンクリートストラットの破壊によって決まったことを意味し、設計上せん断補強筋の強度制限が必要となることを示唆している。終局強度型指針では高強度せん断補強筋の設計応力上限値をコンクリート強度の25倍で制限しているが、実験結果によれば26～32倍程度となり、指針では設計上安全側の評価となっている。

試験体Ⅱ3-7PA～Ⅱ3-11PAは約 $R=1/200$ で主筋が降伏した後に付着割裂破壊を生じた。最大耐力時の部材角は試験体Ⅱ3-7PA、Ⅱ3-8PA2、Ⅱ3-10PAが約 $R=1/50$ 、試験体Ⅱ3-9PA2、Ⅱ3-11PAが $R=1/100$ であり、高強度せん断補強筋は降伏していない。また、高強度せん断補強筋を使用した試験体の最大耐力は、対応する普通鉄筋を使用した試験体よりも若干低い値を示している。曲げ降伏後の靱性、あるいは最大耐力後の耐力低下の傾向に及ぼす高強度せん断補強筋の影響は明らかではない。

外殻PCaを継いで使用した場合、せん断破壊荷重は継がない場合に比べ若干低下する傾向が見られた。この傾向は高強度せん断補強筋を使用したほうが顕著であった。これは外殻コンクリートが継いだ位置で薄くなっていること、あるいは圧縮ストラットを形成する外殻コンクリートが連続でないことが原因と推定される。一方、付着割裂破壊試験体では継がない場合と同等の耐力性状を示した。

写真3.5に載荷終了後の試験体の破壊状況を示す。外殻PCaを継いだ試験体は、せん断ひびわれの発生とほぼ同時に接合部分に目開きが観察され、その後の載荷で若干その幅も拡大したが、せん断破壊時に大きく拡大することはなかった。また、付着破壊試験体はせん断破壊型試験体

表3.7 シリーズⅡ-3実験結果一覧

試験体	Ⅱ3-1 PA	Ⅱ3-2 PA2	Ⅱ3-3 R	Ⅱ3-4 PA	Ⅱ3-5 PA2	Ⅱ3-6 R	Ⅱ3-7 PA	Ⅱ3-8 PA2	Ⅱ3-9 PA2	Ⅱ3-10 PA	Ⅱ3-11 PA	Ⅱ3-12 PA	Ⅱ3-13 PA	Ⅱ3-14 PA	Ⅱ3-15 PA	Ⅱ3-16 PA	Ⅱ3-17 R
弾性剛性 tf/cm	842	774	666	894	770	646	253	248	242	225	284	637	700	173	223	201	230
Q _{bc} tf	26.0	36.0	22.0	28.0	28.0	26.0	7.0	3.0	5.0	7.3	11.2	28.0	26.0	50.9	51.8	49.0	44.4
Q _{scr} tf	69.0	63.0	59.0	61.0	67.0	63.0	28.0	24.0	22.0	31.3	43.1	66.3	58.5	97.1	89.7	81.7	84.6
降伏荷重							31.0	29.9	31.0	50.3	49.7						
計算値	94.8	94.8	83.2	99.9	99.9	87.4	30.0	30.0	30.0	39.6	39.6						
実/計	—	—	—	—	—	—	1.03	1.00	1.03	1.27	1.26						
最大耐力	69.0	66.9	59.0	75.0	67.0	63.0	36.8	36.9	35.8	52.3	50.4	73.1	75.4	109.9	97.9	88.1	77.5
計算値	101.5	101.5	88.6	105.2	105.2	93.2	38.5	38.5	38.5	42.0	42.0	70.0	70.0	110.0	109.4	110.8	95.4
剪断	68.2	68.2	52.4	69.2	69.2	53.4	63.5	63.5	64.9	57.3	57.5	61.2	63.5	142.5	141.2	102.1	97.5
実/計	1.01	0.98	1.13	1.08	0.97	1.18	0.96	0.96	0.93	1.25	1.20	1.19	1.19	1.00	0.89	0.86	0.81

Q_{bc}:曲げひびわれ荷重、Q_{scr}:剪断ひびわれ荷重（いずれも目視による）
最大耐力の実/計は、曲げ・剪断のうち低いほうの計算値を用いて計算した。

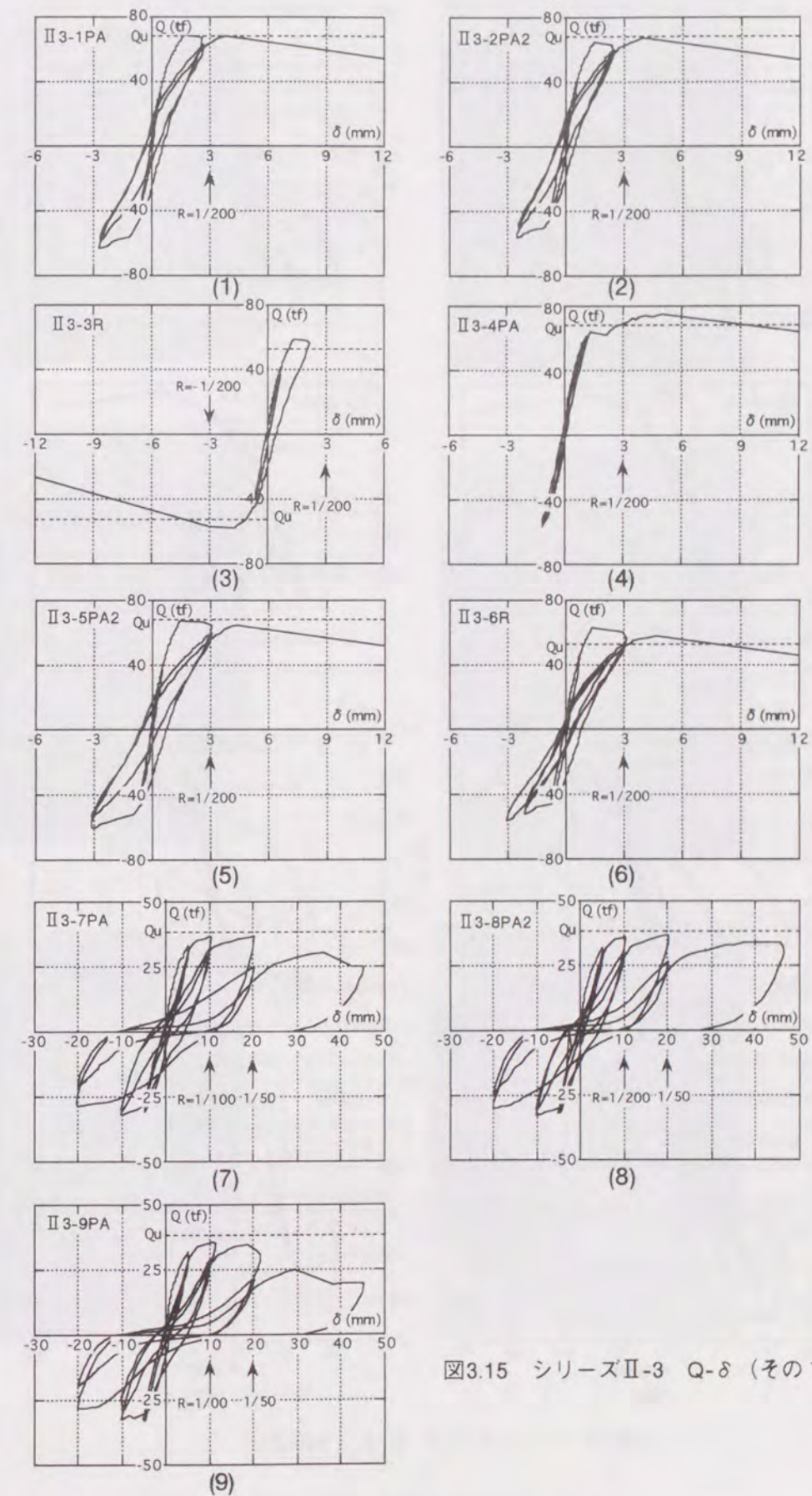


図3.15 シリーズⅡ-3 Q- δ (その1)

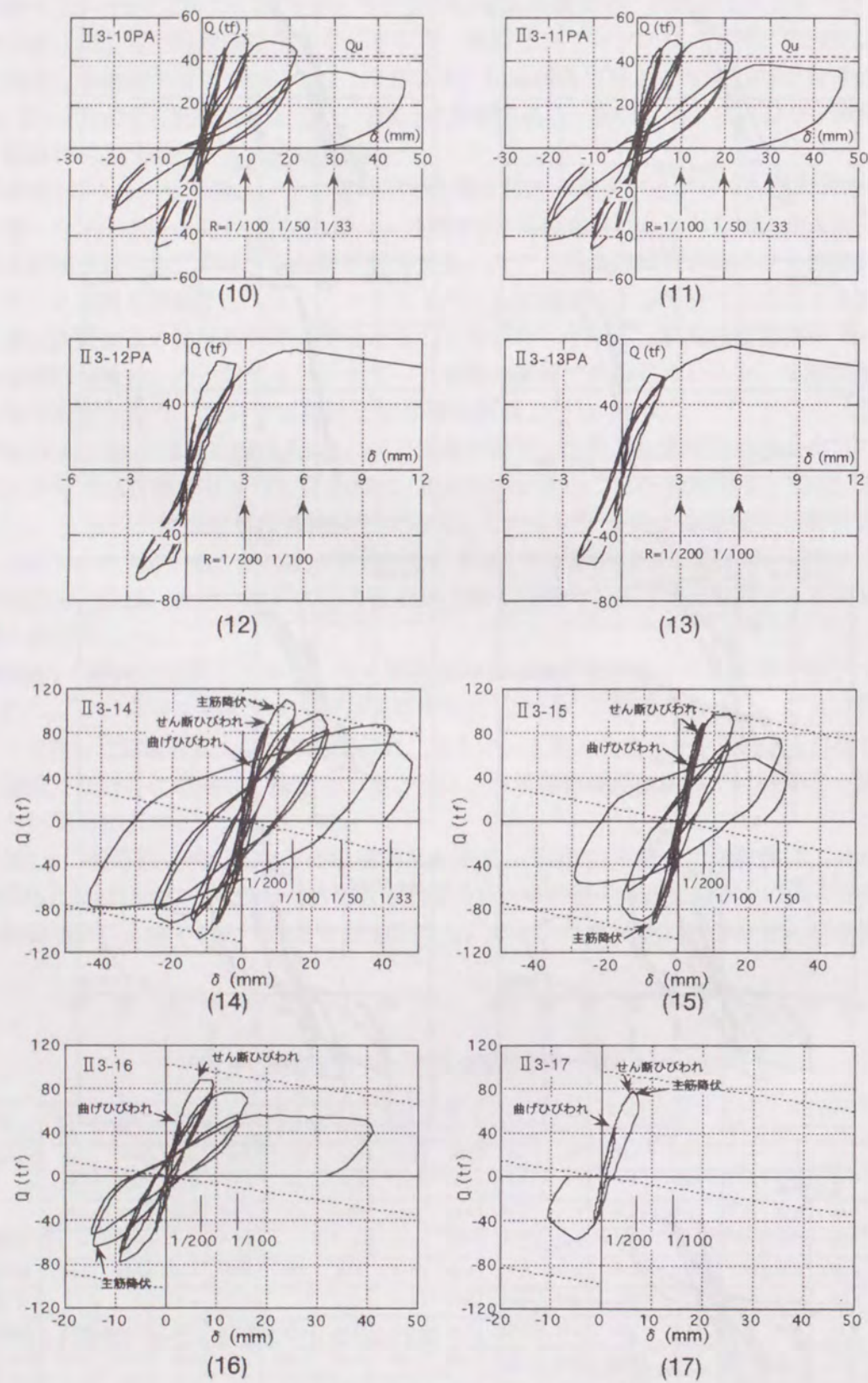
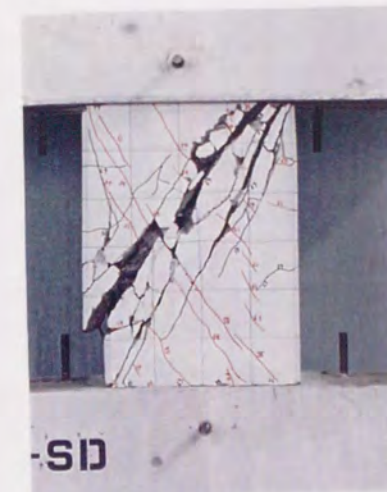
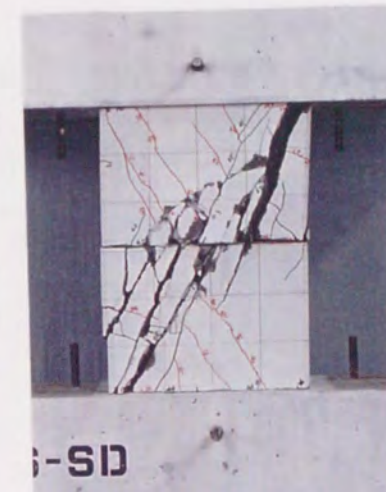


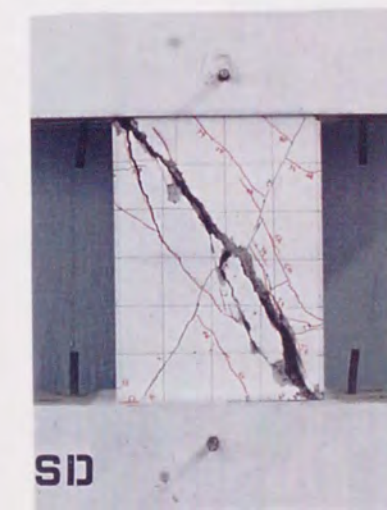
図3.15 シリーズII-3 Q- δ (その2)



試験体 II 3-1PA
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×600
 $p_g=1.40\%$
 $p_w=0.30\%$
 $\sigma_B=301\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_{B'}=823\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.2$
 AタイプPCa



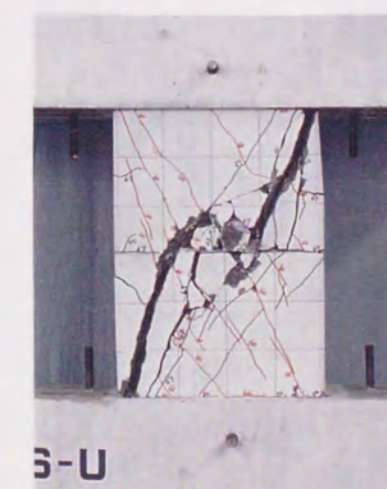
試験体 II 3-2PA2
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×600
 $p_g=1.40\%$
 $p_w=0.30\%$
 $\sigma_B=301\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_{B'}=823\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.2$
 AタイプPCa
 2本継ぎ



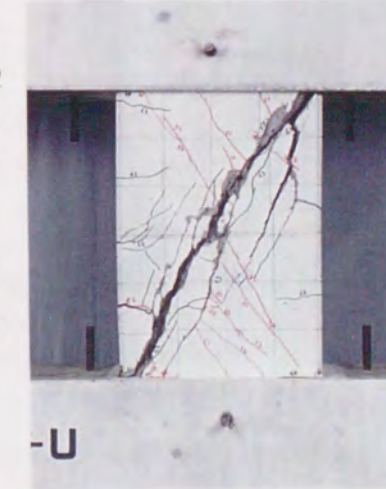
試験体 II 3-3R
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×600
 $p_g=1.40\%$
 $p_w=0.30\%$
 $\sigma_B=301\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_{B'}=823\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.2$
 一体打ち



試験体 II 3-4PA
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×600
 $p_g=1.40\%$
 $p_w=0.17\%$
 $\sigma_B=301\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_{B'}=823\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.2$
 AタイプPCa



試験体 II 3-5PA2
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×600
 $p_g=1.40\%$
 $p_w=0.17\%$
 $\sigma_B=301\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_{B'}=823\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.2$
 AタイプPCa
 2本継ぎ



試験体 II 3-6R
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×600
 $p_g=1.40\%$
 $p_w=0.17\%$
 $\sigma_B=301\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_{B'}=823\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.2$
 一体打ち

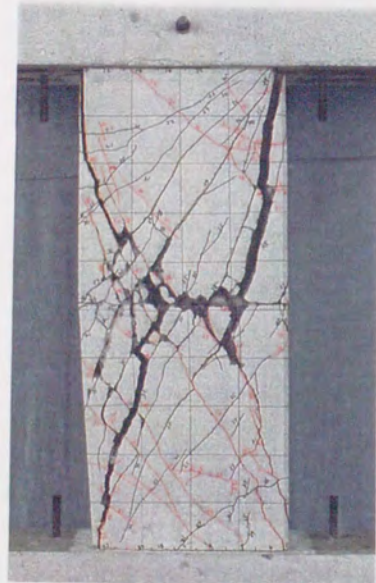
写真3.5 シリーズII-3 試験体破壊状況 (その1)



試験体 II 3-7PA
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1000
 $pg=1.40\%$
 $pw=0.30\%$
 $\sigma B=301\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma B'=823\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0$
 AタイプPCa



試験体 II 3-8PA2
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1000
 $pg=1.40\%$
 $pw=0.30\%$
 $\sigma B=301\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma B'=823\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0$
 AタイプPCa
 2本継ぎ



試験体 II 3-9PA2
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1000
 $pg=1.40\%$
 $pw=0.17\%$
 $\sigma B=301\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma B'=823\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0$
 AタイプPCa
 2本継ぎ

写真3.5 シリーズII-3 試験体破壊状況 (その2)



試験体 II 3-10PA
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1000
 $pg=1.40\%$
 $pw=0.30\%$
 $\sigma B=240\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma B'=773\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.125$
 AタイプPCa

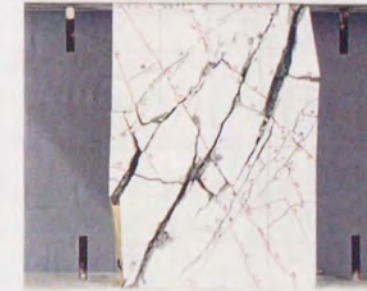


試験体 II 3-11PA
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1000
 $pg=1.40\%$
 $pw=0.17\%$
 $\sigma B=240\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma B'=773\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.125$
 AタイプPCa



試験体 II 3-12PA
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×600
 $pg=1.40\%$
 $pw=0.30\%$
 $\sigma B=240\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma B'=773\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.25$
 AタイプPCa

-SH-F



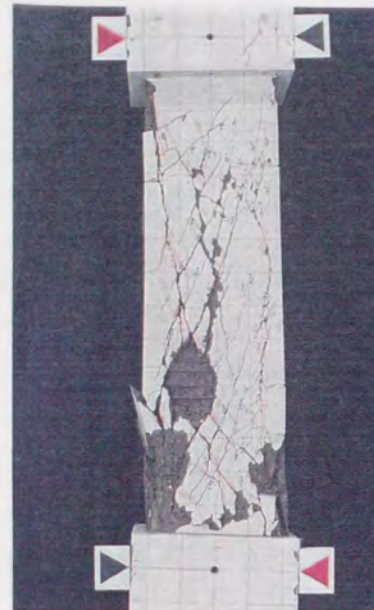
試験体 II 3-13PA
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×600
 $pg=1.40\%$
 $pw=0.17\%$
 $\sigma B=240\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma B'=773\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.25$
 AタイプPCa

-SHU-F

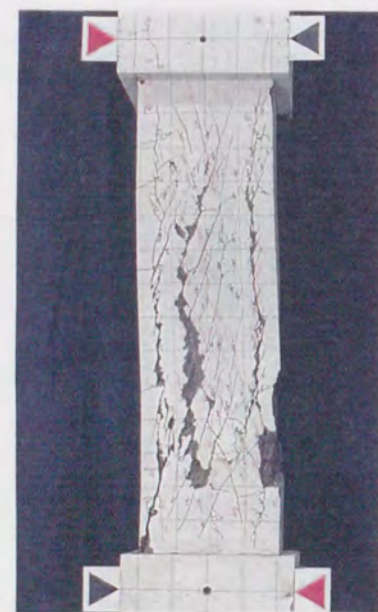
写真3.5 シリーズII-3 試験体破壊状況 (その3)



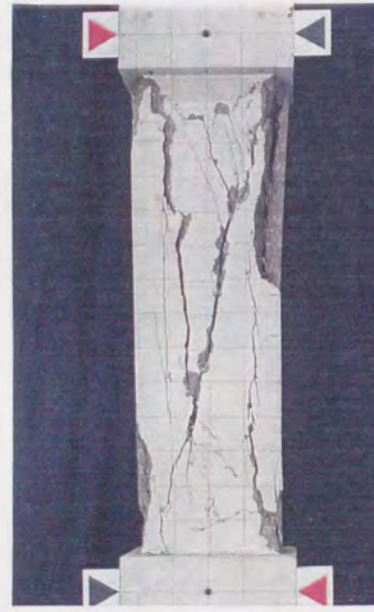
試験体 II 3-14PA
 $b \times D \times h_0$ (mm);
 400×400×1600
 $p_g=2.90\%$
 $p_w=0.80\%$
 $\sigma_B=627\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=915\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDF_c)=0.5$
 AタイプPCa



試験体 II 3-15PA
 $b \times D \times h_0$ (mm);
 400×400×1600
 $p_g=2.90\%$
 $p_w=0.80\%$
 $\sigma_B=627\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=915\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDF_c)=0.5$
 AタイプPCa



試験体 II 3-16PA
 $b \times D \times h_0$ (mm);
 400×400×1600
 $p_g=2.90\%$
 $p_w=0.40\%$
 $\sigma_B=627\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=915\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDF_c)=0.5$
 AタイプPCa



試験体 II 3-17R
 $b \times D \times h_0$ (mm);
 400×400×1600
 $p_g=2.90\%$
 $p_w=0.40\%$
 $\sigma_B=627\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=915\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDF_c)=0.5$
 一体打ち

写真3.5 シリーズII-3 試験体破壊状況 (その4)

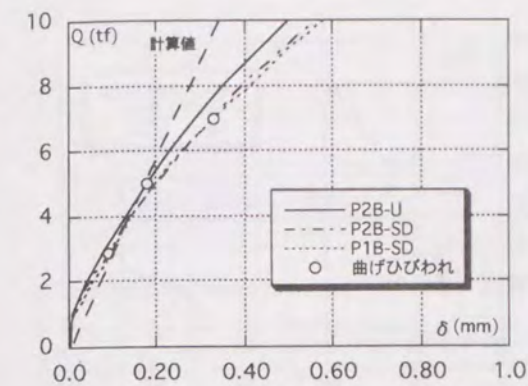


図3.16 初期剛性の比較

と異なり、外殻PCaの接合部分に生じる目開きは主筋の曲げ降伏以後 ($R=1/100$ 以後) に生じたが、その後ほとんど拡がらなかった。付着割裂破壊試験体の割裂パターンはシリーズII-2の結果と同様であった。

図3.16に、曲げ破壊型試験体の初期剛性を比較して示す。同図からは試験体による違いは余り見られない。表3.5中には弾性剛性の実験値を比較している。実験値はひびわれ発生直前の計測点と原点を結ぶ直線の傾きで求めたため、ひびわれの目視による発見が遅いほど弾性剛性が小さくなる特徴があり、データのばらつきが大きいが、外殻PCaを継いで使用した場合の弾性剛性は約10%程度低い傾向が見られる。

主筋およびフープ筋のひずみ分布の一例として、図3.17に付着破壊試験体II 3-10PA, II 3-11PAの主筋のひずみ分布を、図3.18に付着およびせん断破壊試験体II 3-10PA～II 3-13PAのフープ筋のひずみ分布を示す。

図3.18より、普通鉄筋フープを使用した試験体ではせん断ひびわれが発生と同時にフープ筋のひずみはほぼ降伏ひずみあるいはそれ以上に急増しているのに対して、高強度せん断補強筋を使用した場合は同様の傾向があるものの、ひずみは最後まで弾性限界ひずみを超えていない。高強度せん断補強筋のひずみの最大値は4000 μ ～4500 μ であった。

2) 高強度コンクリートを用いた試験体 (II 3-14PA～II 3-17R) の結果

試験体II 3-14PA～II 3-17Rは高強度材料を用い、高軸力下で載荷したため他の試験体と耐力性状が異なる。

せん断補強筋に副帯筋を用いた試験体II 3-14PAは $R=1/100$ で圧壊を伴う曲げ破壊を生じた。最大耐力直後、主筋が圧縮降伏を生じ、最終的には主筋の座屈によって軸力を保持できなくなった。Q- δ 曲線には後述するファイバーモデルを用いた断面解析結果に、P- δ 効果を考慮した

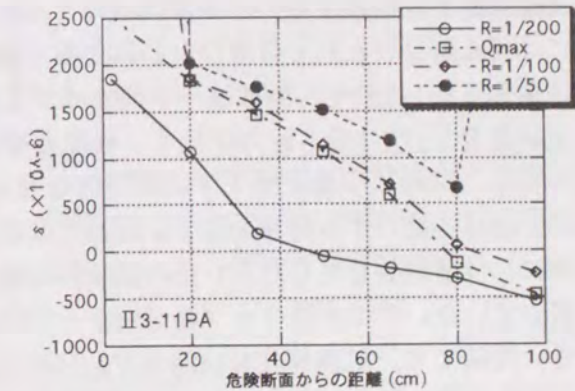
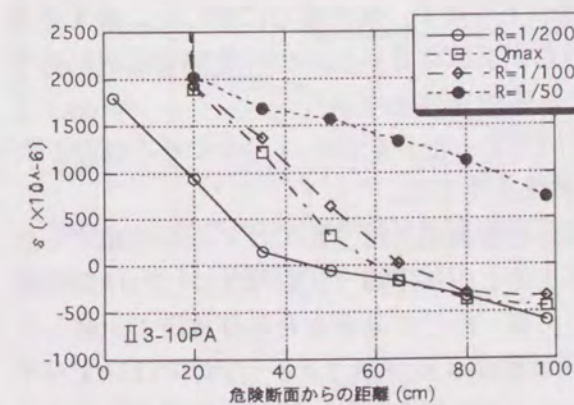


図3.17 高強度せん断補強筋が主筋ひずみ分布に及ぼす影響 (右が高強度せん断補強筋)

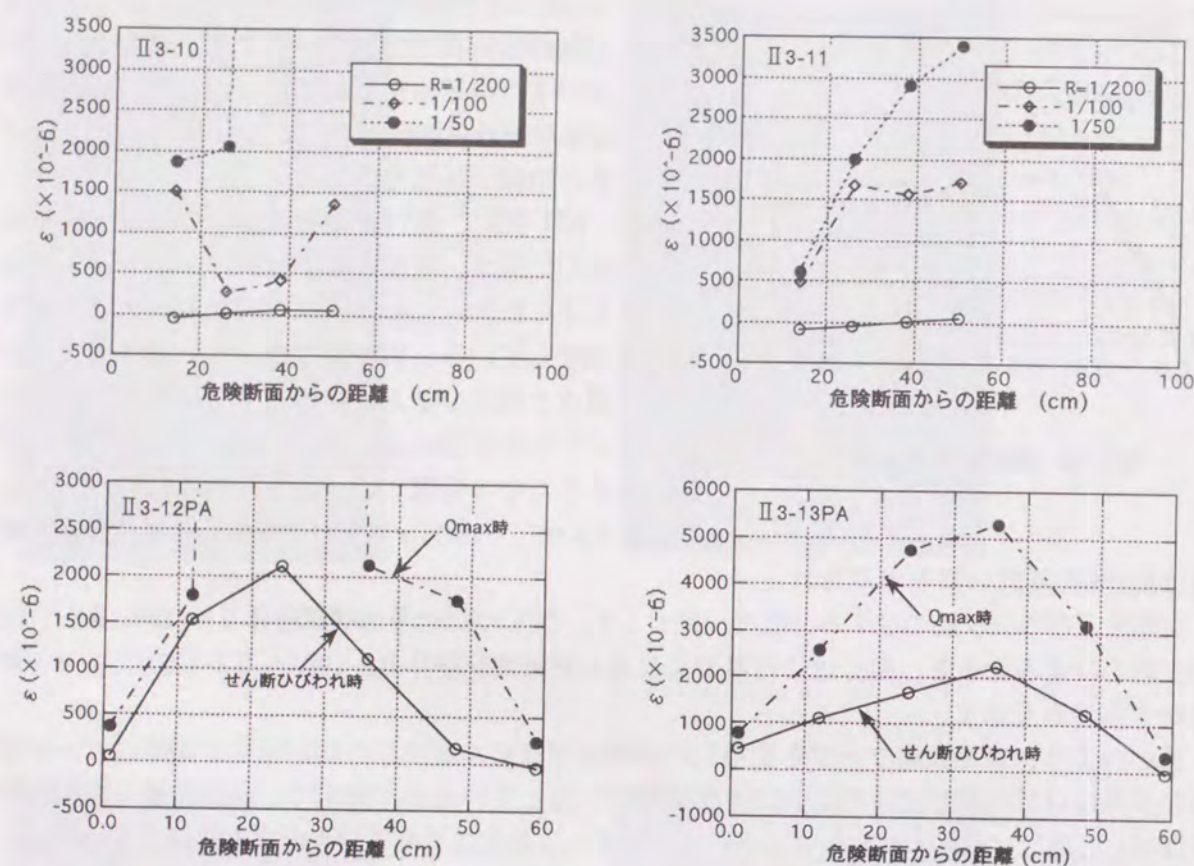


図3.18 セン断補強筋のひずみ (右側が高強度セン断補強筋)

最大耐力計算値を記入しているが、耐力性状はほぼ計算値に等しいといえる。

外周筋のみでセン断補強した試験体II 3-15PAは最大耐力に至るまでの諸性状は試験体II 3-14PAとほぼ同様であるが、最大耐力はII 3-14PAよりやや低く、その後の耐力低下もぜい性的である。最大耐力時のひびわれ状況は試験体側面の材軸に沿った付着ひびわれがII 3-14PAよりかなり多く、曲げによる最大耐力に達する前に曲げ圧壊と付着の複合的な破壊を生じたと推定される。変位R=1/50で主筋の座屈により軸力が保持できなくなった。

試験体II 3-16PAは主筋の圧縮降伏後ほとんど荷重が上昇せず、最大耐力に達した。最大耐力時にはセン断ひびわれと付着ひびわれが多く観察され、試験体II 3-15PAの付着破壊と次に述べる試験体II 3-17Rのセン断破壊の中間タイプと言える破壊を生じた。

試験体II 3-17Rは最も耐力が低く、破壊もぜい性的であった。変位R=1/200でセン断ひびわれの発生と同時に荷重が低下する典型的なセン断破壊を生じた。

図3.19は主筋ひずみ分布を示す。同図では各試験体の断面隅角部主筋のひずみを比較すると同時に、付着割裂を生じたII 3-15PA試験体の隅角部主筋と内部主筋（試験体II 3-15PAは副帯筋を用いていないので直接フープ筋がかかっていない主筋）のひずみ分布を各荷重階と比較している。同図より、試験体II 3-14PAとII 3-15PAおよび試験体II 3-16PAとII 3-17R間ではひずみ分布に明確な違いは見られないこと、試験体II 3-15PAのびわれ荷重以降、特に材端部で隅角部主筋の方が内部主筋よりひずみが大きい傾向が現われており、副帯筋のない場合の付着応力度は

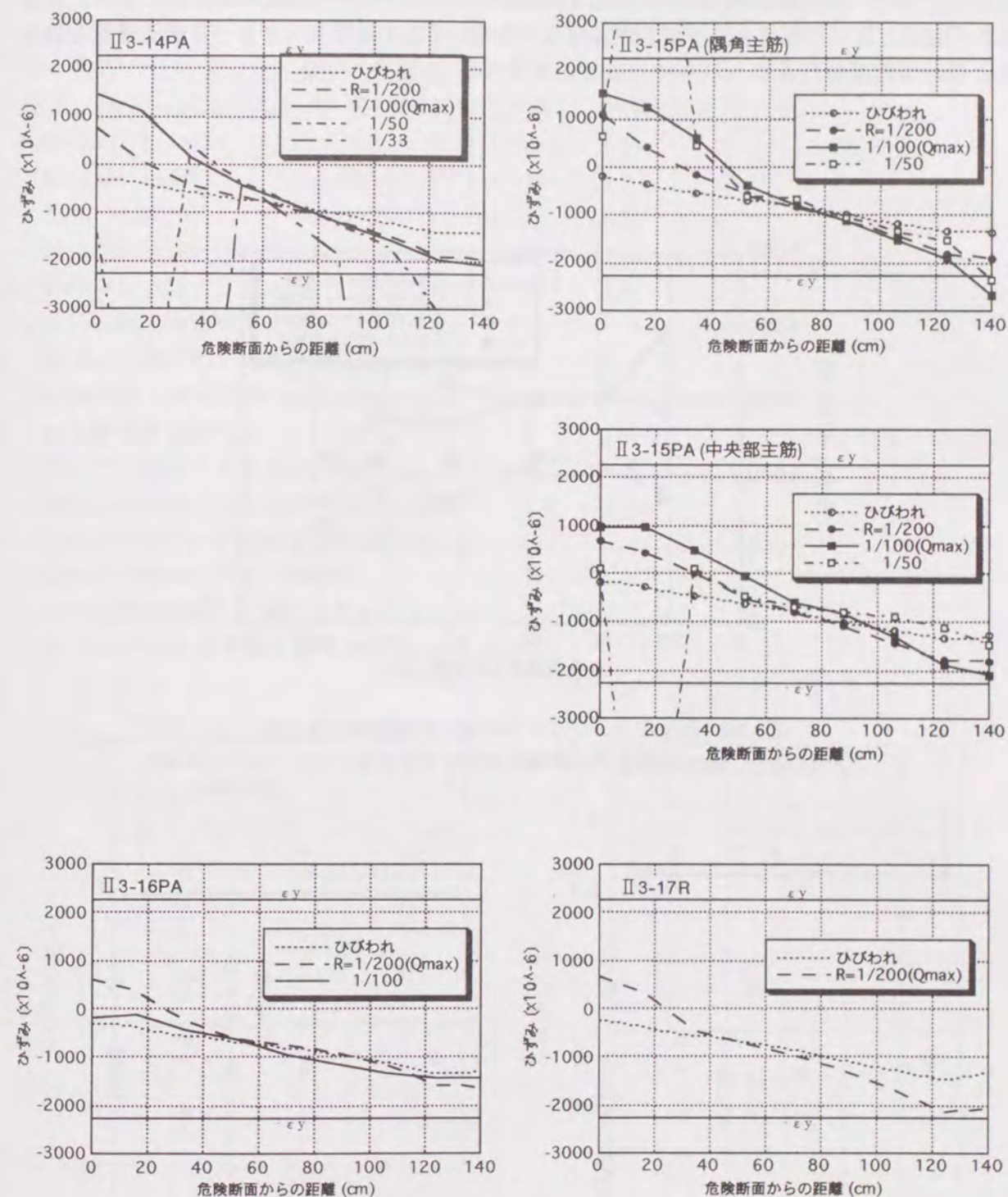


図3.19 高強度コンクリートを用いた部材の主筋ひずみ分布

隅角部主筋の方が大きいことなどがわかる。

図3.20にフープ筋ひずみ分布。高強度せん断補強筋はせん断破壊試験体でも降伏ひずみ(0.2%オフセット値)に達しておらず、ひずみと弾性係数から計算されるせん断破壊時の応力はおおよそ4500~6000kgf/cm²であった。これはコアコンクリート強度の約10倍となり、前述1)の結果(26~32倍)と比べてひずみ値はやや高いもののコアコンクリートの強度比で表わすと低い値となった。

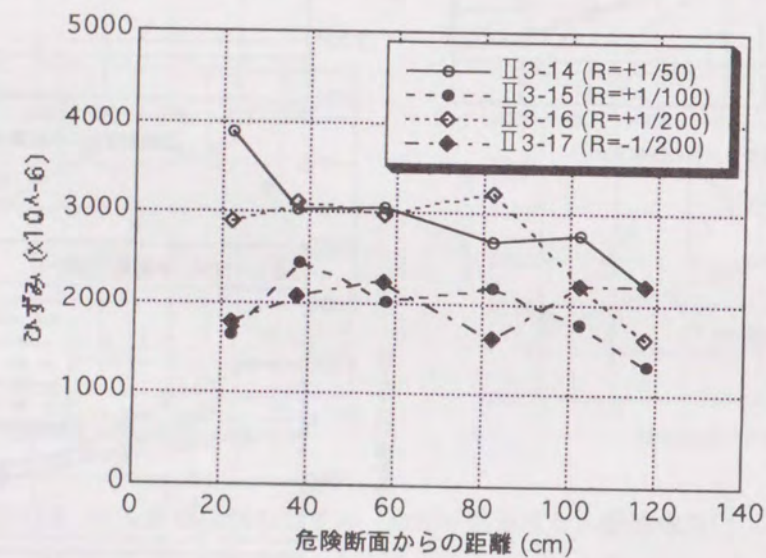


図3.20 高強度コンクリートを用いた試験体における
高強度せん断補強筋のひずみ分布

3. 5 外殻PCaを用いた柱部材の耐力性状

3.5.1 弾性剛性

図3.21(a)は弾性剛性の(実験値/計算値)の値を横軸に軸力比をとって比較したものである。実験値は目視によるひびわれ発生荷重の直前の計測ステップにおける剛性(計測点と原点を結ぶ直線の傾き)を、計算値はコアコンクリートの強度を用いて、加力スタブの剛域を考慮する次式^{3.11)}によった。また、同図(b)は計算値に外殻コンクリートを考慮したもので、式(3.2), (3.3)に代えて式(3.4), (3.5)を用いて計算した結果を示している。

$$K_e = 1 / (1/K_f + 1/K_s) \quad (3.1)$$

$$K_f = 12 E_c \cdot I_e / h^3 \quad (3.2)$$

$$K_s = G \cdot A / (\kappa \cdot h) \quad (3.3)$$

$$K_f = 12 (E_{cs} \cdot I_{es} + E_{cc} \cdot I_{ec}) / h^3 \quad (3.4)$$

$$K_s = (G_s \cdot A_s + G_c \cdot A_c) / (\kappa \cdot h) \quad (3.5)$$

ここに、 K_e : 弾性剛性

K_f, K_s : 曲げおよびせん断剛性

$h = h_0 + 2S$ ($S = 0.25D$)

h_0 : 柱内乗りスパン

E_c : コンクリートのヤング係数

$E_c = 2.1 \times 10^5 \cdot (\gamma / 2.3) 1.5 \sqrt{(\sigma_{Bc} / 200)}$

γ : コンクリートの単位容積重量(=2.4)

σ_{Bc} : コアコンクリート強度

I_e : 鉄筋を考慮した断面2次モーメント

G : コンクリートのせん断弾性係数(=6/14 E_c)

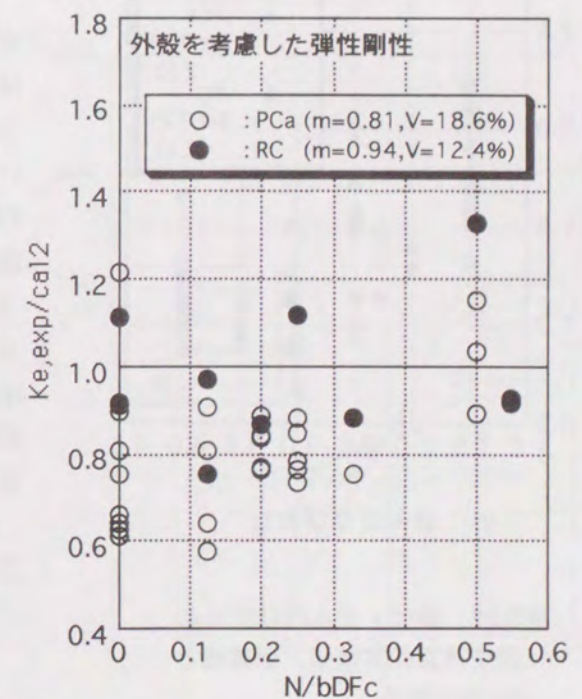
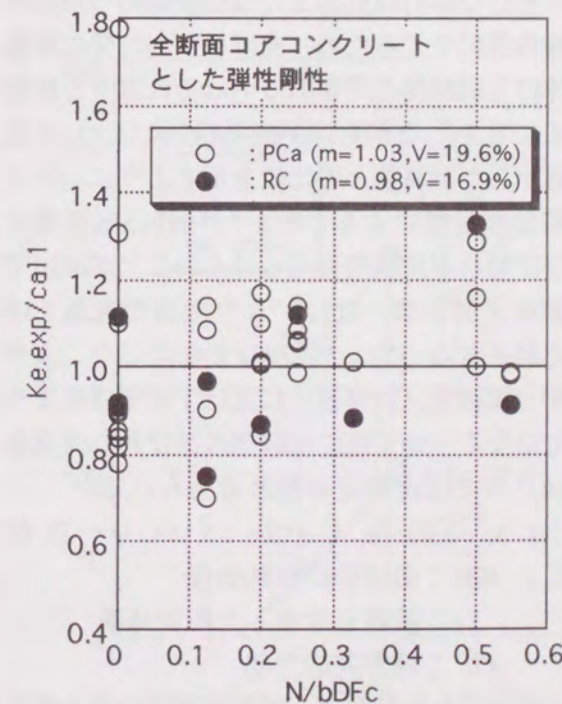
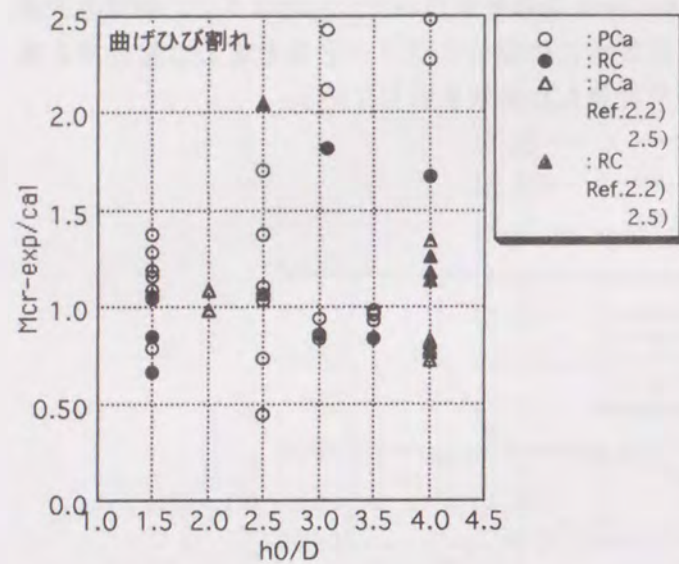
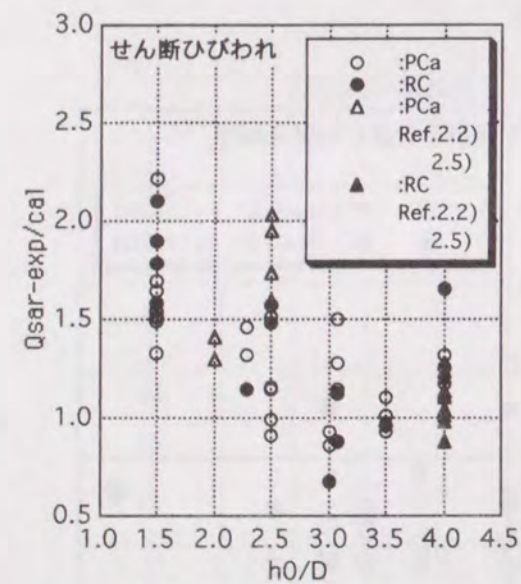


図3.21 弾性剛性の実験値/計算値と軸力比の関係



(a) 曲げひびわれ



(b) せん断ひびわれ

図3.22 曲げ・せん断ひびわれ発生荷重の実験値/計算値とh0/Dの関係

Ecs, Ecc: 外殻およびコアコンクリートのヤング係数

Ies, Iec: 外殻およびコア部分の断面2次モーメント

Gs, Gc: 外殻およびコアコンクリートのせん断弾性係数

A: 部材断面積 (=bD)

As, Ac: 外殻およびコア部分の断面積

κ : 形状係数 (=1.2)

b, D: 断面の幅および全せい

図3.21では、一体打ち試験体の平均値 $M=0.94$ 、変動係数 $V=12.4\%$ で計算値と良く一致している。一方、プレキャスト試験体は、外殻部分を考慮しない図3.21(a)で、 $M=1.02$ 、 $V=21.8\%$ 、外殻部分を考慮した同図(b)で、 $M=0.80$ 、 $V=17.9\%$ となった。すなわち外殻を考慮しない方が、ばらつきが大きいことが実験値と良く一致している。これは剛域を考慮した加力スタブの剛性の影響によるものと推定される。

3.5.2 曲げおよびせん断ひびわれ発生荷重

曲げ初ひびわれは柱頭または柱脚部の外殻PCa水平接合部に生じるため、曲げひびわれ発生荷重は一体打ち試験体と同等あるいはそれ以下と推定される。しかしながら図3.22(a)に式(3.6)を用いて算出した計算値との比較を示すように、ひびわれ荷重が目視によること、外殻PCa水平接合部のひびわれが比較的発見しにくいことが原因で(実験値/計算値)は1.0より上方で大きくばらつく結果となった。外殻PCaを使用したことや $h0/D$ が(実験値/計算値)に及ぼす影響はあまり明確ではなく、いずれの試験体のひびわれ荷重も式(3.6)^{3.11)}では推定可能と考えられる。

$$MBC = 1.8 \sqrt{\sigma_{Bc} \cdot Z_e + \sigma_0 Z_e} \quad \dots\dots (3.6)$$

ここに、MBC: 曲げひびわれ強度

Z_e : 鉄筋を考慮した断面係数

σ_0 : 軸方向応力度

せん断ひびわれ荷重は、試験体側面の中央線を越えて斜めひびわれが生じたときの荷重と定義し

た。表3.5~3.7から分かるようにせん断ひびわれ荷重はプレキャスト試験体のほうが一体打ち試験体より高い。図3.22(b)は、大野・荒川式(式(3.7))による計算値と実験値を比較したものである。コンクリート強度に等価強度を用いると、(実験値/計算値)にプレキャストと一体打ちの差がなくなること、 $h0/D \geq 2$ では比較的精度良く実験値をとらえていることが分かる。一方、 $h0/D=1.5$ の試験体では、せん断ひびわれが試験体の対角線全長にわたってほぼ同時に生じる。このタイプのひびわれ荷重は式(3.8)で精度良くとらえることができた(10体の $Q_{scr-exp/cal}$ の平均値1.04、変動係数7.0%)。

$$Q_{scr} = (1 + \sigma_0/150) [0.085 k_c (500 + \sigma_{Be}) / \{ (M/Qd) + 1.7 \}] \cdot b_j \quad \dots\dots (3.7)$$

$$Q_{scr} = bD \sqrt{(\sigma_{te}^2 + \sigma_0 \cdot \sigma_{te})} / 1.5 \quad \dots\dots (3.8)$$

ここに、

σ_{Be} : 等価コンクリート強度 (= $(\sigma_{Bs} A_s + \sigma_{Bc} A_c) / A$)

σ_{te} : 等価曲げ引張強度 (= $1.8 \sqrt{\sigma_{Be}}$)

k_c : 断面寸法による補正係数

j : $7d/8$ d : 有効せい

M/Qd : シアスパン比

σ_{Bs} : 外殻コンクリート強度

3.5.3 曲げ降伏および曲げ終局耐力

外殻PCaを使用することで部材の曲げ降伏荷重、終局耐力が上昇すること、また軸力比が高いほど上昇も大きいことが実験から得られた。そこで、外殻PCaの強度を考慮したファイバー法による断面解析を行ない、この現象をより定量的にとらえることを試みる。

本解析は通常のファイバー法と同様に、平面保持を仮定し、断面のひずみ分布を直線分布と

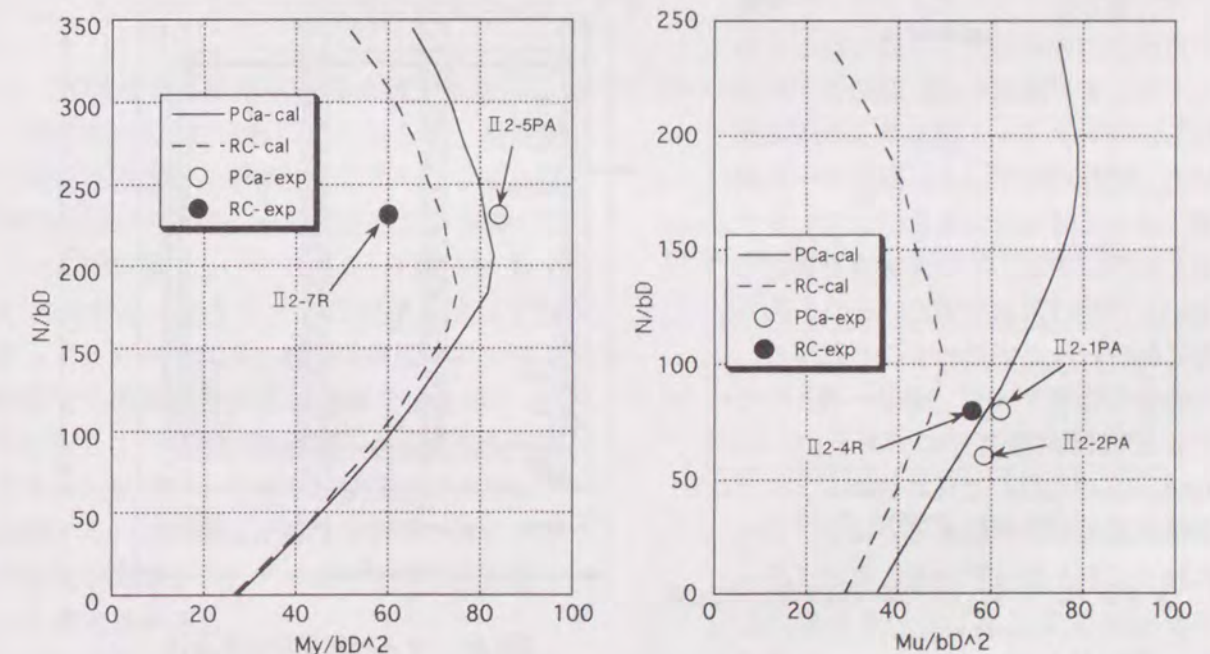


図3.23 M-N相関図に及ぼすPCa管の影響

したが、特に外殻とコアコンクリートは終局状態まで完全に一体であると仮定している。また断面を中立軸に平行および垂直な直線で分割し、各長方形要素に外殻あるいはコアコンクリートを対応させた。コンクリートの応力 (σ) - ひずみ関係 (ϵ) 関係には e 関数式を、鉄筋の $\sigma - \epsilon$ 関係にはひずみ硬化を弾性係数の1%とするバイリニア曲線を用いた。なお解析は断面の曲率を単調に増加させ、断面力の釣合いからモーメントを求めた。計算結果は各試験体の実験結果一覧表内に記入しているが、計算値は外殻コンクリートが高強度であることによる耐力上昇を精度よくとらえていることが分かる。また、図3.23は試験体II 2-1PA, II 2-2PA, II 2-4Rの終局モーメント-軸力相関曲線および試験体II 2-5PA, II 2-7R試験体の降伏モーメント-軸力相関曲線を示す。解析より軸力比が大きいほど一体打ち部材に比べ曲げ降伏・終局耐力は高くなる傾向が得られた。

3.5.4 セン断強度

1) セン断補強筋に普通鉄筋を用いる場合

外殻プレキャスト部材のせん断耐力を評価する時にしばしば用いられている方法に、せん断ひびわれ荷重を求める際に用いたような、コンクリート強度を外殻とコアの断面積に応じた等価強度とし、これを従来の強度算定式に適用して強度を算出する方法がある。この方法は簡便で、比較的精度良くせん断強度を評価できることが報告されている^{(3.3)(3.6)(3.12))}。しかしながらコンクリートを等価強度とすることの根拠が曖昧であることなどが問題点と言えよう。

そこでAタイプ PCaを使用した部材を対象に、せん断強度の評価方法を鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説（以後、終局強度型指針と言う）に採用されているような塑性理論の下界定理に基づく明快な理論式として導くことを試みた。コンクリートの圧縮強度有効係数 ν および圧縮束の角度 ϕ には、外殻およびコアコンクリートの2種の強度について取扱うことの煩雑さを避けるため、コンクリート強度の影響を受けない同指針B法による評価方法にならうことにした。

せん断力はトラスおよびアーチ機構の負担分力の合計として得られるものとする。まず断面を図3.24のように分割し、コンクリートがトラスの圧縮弦材として作用している区間とアーチ機構によってせん断力を負担している区間とを想定する。トラス機構を負担している区間は帯筋を中心にそれを取り巻く幅 bts, btc で表わすこととする。このようなモデルは、若林・南^(3.13))モデルとほぼ同様のものであるが、 $b = \{2bts + (n-2)btc\}$ で表わされるアーチ機構負担部分を外殻あるいはコアごとに独立に取り扱っている。コンクリートが有効強度に達しているものとして、帯筋降伏時に幅 bts, btc は式(3.10a, b)で、トラス負担分力は式

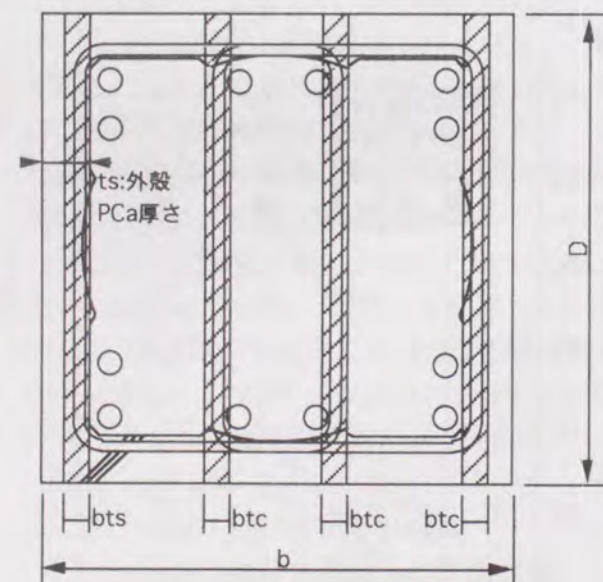


図3.24 セン断終局耐力算定用断面分割モデル

(3.11)で表わせる。また、アーチ負担分力は式(3.12)に示すように、外殻およびコアコンクリートの負担分力の和として求められる。

$$Vu = Vt + Va \quad \dots\dots\dots (3.9)$$

$$bts = ast \sigma_{wy} / (S \cdot \sin^2 \phi \cdot \nu \sigma_{Bs}) \quad \dots\dots\dots (3.10a)$$

$$btc = ast \sigma_{wy} / (S \cdot \sin^2 \phi \cdot \nu \sigma_{Bc}) \quad \dots\dots\dots (3.10b)$$

$$Vt = 2bts \cdot \nu \sigma_{Bs} \cdot jt \cdot \cos \phi \cdot \sin \phi + (n-2)btc \cdot \nu \sigma_{Bc} \cdot jt \cdot \cos \phi \cdot \sin \phi \\ = b \cdot jt \cdot pw \sigma_{wy} \cot \phi \quad \dots\dots\dots (3.11)$$

$$Va = Vas + Vac \quad \dots\dots\dots (3.12)$$

$$Vas = \tan \theta \cdot bs D \nu \sigma_{Bs} / 2$$

$$Vac = \tan \theta \cdot bc D \nu \sigma_{Bc} / 2$$

$$\tan \theta = \sqrt{\{(2M/VD)^2 + 1\}} \cdot 2M/VD$$

$$bs = 2ts - 2bts, \quad bc = b - 2ts - (n-2)btc$$

ここに、

n, ast, S : それぞれせん断補強筋の足数、断面積、間隔

pw : セン断補強筋比

σ_{wy} : セン断補強筋降伏強度

Vt, Va : それぞれトラス、アーチ機構負担せん断力

Vas, Vac : それぞれ外殻、コアコンクリートによるアーチ機構負担せん断力

jt : 主筋中心間距離

bts, btc : それぞれ外殻、コアコンクリート内でトラス機構の作用する断面幅

bs, bc : それぞれ外殻、コアコンクリート内でアーチ機構が作用する断面幅

ts : 外殻PCaの厚さ

ν : コンクリートの有効係数で次式による

$$\nu = (2M/VD + 1) / 4 \quad (0.5 \leq \nu \leq 1.0)$$

ϕ : コンクリート圧縮束角度で45度とする

2) 高強度せん断補強筋を使用する場合

外殻PCa使用の有無にかかわらず、最大耐力時に高強度せん断補強筋に生じたひずみは弾性範囲であった。すでに述べたように、このせん断破壊は、トラスあるいはアーチ機構を形成するコンクリートの破壊によって決まったと考えられる。終局強度型指針では高強度せん断補強筋の降伏強度を $\sigma_{wy} = 25 \cdot \sigma_B$ で低減しているが、これはストラットを形成するコンクリートがせん断補強筋に先行して破壊するとされる $pw \sigma_{wy}$ よりも低い値で上述の現象が生じることを考慮して設けられたものと推定される。

図3.25では横軸に等価コンクリート強度をとって、せん断破壊を生じた試験体のひずみ

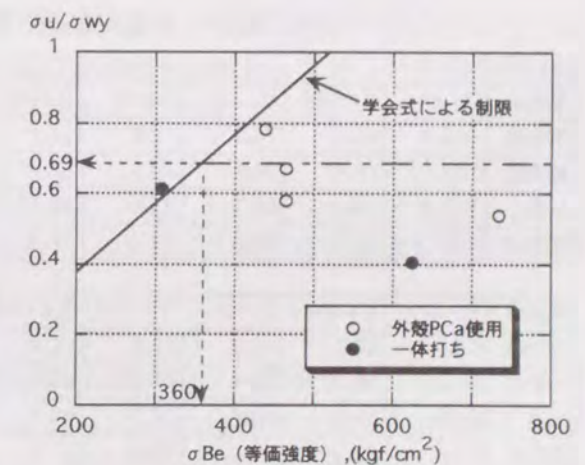


図3.25 最大耐力時の高強度せん断補強筋ひずみ σ_u の降伏ひずみ σ_{wy} に対する比の値(σ_u / σ_{wy})と等価強度の関係

から求められた破壊時のフープ筋応力 σ_{wu} が σ_{wy} に対してどの程度であることを示すものである。図中の直線は $\sigma_{wy}=13000\text{kgf/cm}^2$ と仮定して、終局強度型指針式 $\sigma_{wy}=25\cdot\sigma_B$ によって σ_{wy} がコンクリート強度に応じて低減される値を示している。データ数が少ないが、 $\sigma_B\leq 360\text{kgf/cm}^2$ 以下では指針式が適用可能といえるが、 σ_B が 360kgf/cm^2 を超える高強度コンクリートでは鎖線で示したように σ_{wy} を一定値とする方が実験結果を良く捕えることができる。この現象は外殻PCaを用いた試験体ばかりでなく通常の一体打ち試験体でも同様の傾向が得られており、せん断耐力算定に用いる高強度せん断補強筋の σ_{wy} をコンクリート強度に応じて制限する必要があると考えられる。

3) せん断耐力式の適用性

表3.8は実験結果と次の3通りの計算方法によるせん断破壊耐力計算値を比較したものである。すなわち(1)本章で提案する断面分割法による計算値、(2)日本建築学会編「終局強度型耐震設計指針・同解説」A法で、コンクリート強度に等価強度を用いた計算値、および(3)等価強度を用いたセンター指針式：この計算式は外殻PCaを用いた柱の設計施工に関する建築センターの一般評定に採用されたもので、以下による。

$$Q_u = bQ_{su} + 0.1\sigma_0 \cdot b \cdot j \quad \dots\dots\dots (3.13)$$

$$bQ_{su} = \{0.068pt^{0.23}(Fc' + 180) / (M / (Q \cdot d) + 0.12) + 2.7\sqrt{pw \cdot \sigma_{wy}}\} \cdot b \cdot j \quad \dots\dots\dots (3.14)$$

Fc' : コンクリートの圧縮に対する材料強度で、等価強度とする (kgf/cm^2)
 pt : 引張鉄筋比 (%)
 M/Q : 耐力を算定する断面のモーメントとせん断力の比
 pw : せん断補強筋比
 σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (kgf/cm^2)

表3.8 各種せん断耐力式の適合性比較

試験体	II-1-6R	II-2-5PA	II-2-6PB	II-2-7R	II-2-8PA	II-2-9R	II-2-10PA	II-2-11R	II-3-1PA	II-3-2PA2	II-3-3R
実験値	120.7	86.0	76.3	72.8	61.2	56.3	69.0	62.0	69.0	66.9	59.0
提案式	106.7	78.4	74.9	72.3	57.9	49.4	57.9	49.4	68.2	68.2	52.4
A法	127.4	74.6	68.1	73.4	53.4	48.3	53.4	48.3	57.8	59.4	51.0
荒川式	72.7	80.3	80.3	79.0	53.8	49.7	53.8	49.7	60.9	60.9	53.3

試験体	II-3-4PA	II-3-5PA2	II-3-6R	II-3-12PA	II-3-13PA	II-3-16PA	II-3-17R	まとめ
実験値	75.0	67.0	63.0	73.1	75.4	88.1	95.4	m: (実験値/計算値) の平均
提案式	69.2	69.2	53.4	61.2	63.5	102.1	97.5	m=1.076, 標準偏差0.122
A法	65.3	65.2	52.7	55.3	58.1	112.4	111.7	m=1.113, 標準偏差0.170
荒川式	63.4	63.4	54.0	58.6	59.3	90.4	88.4	m=1.141, 標準偏差0.177

A法：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説より

$$Q_u = b j \{ p w \sigma_{wy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) b D \nu \sigma_{se} / 2$$

$$\tan \theta = \{ \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D \}, \beta = \{ (1 + \cot^2 \phi) p w \sigma_{wy} \} / (\nu \sigma_{se})$$

荒川式： $Q_u = (\tau_{bu} + \alpha) b j$

$$\tau_{bu} = 0.068 p t^{0.23} (180 + \sigma_{se}) / (M / Q d + 0.12) + 2.7 \sqrt{p w \sigma_{wy}}$$

b : 断面の幅 (cm)
 d : 断面の有効せい (cm)
 j : 断面の応力中心間距離 (7/8dとしてよい) (cm)
 σ_0 : 平均軸方向応力度 $= N / (b \cdot d)$ ただし、 $0.4Fc$ 以下とする。 (kgf/cm^2)

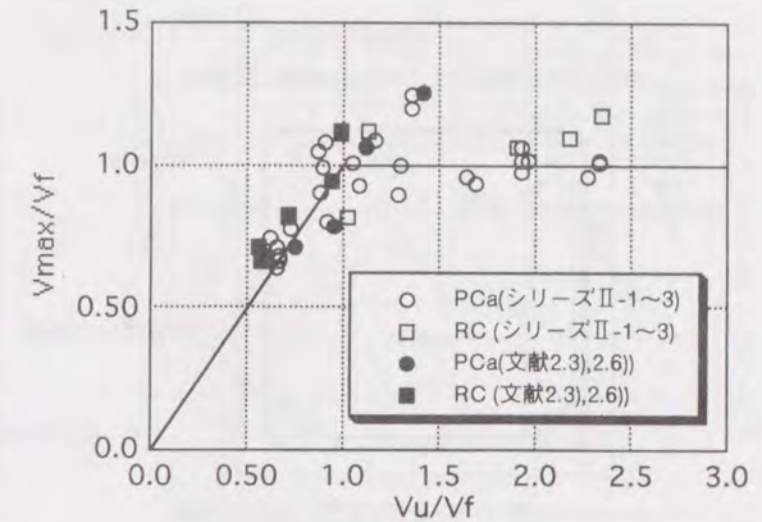


図3.26 せん断耐力式の適用性の検討

表3.8中のこれらのせん断破壊荷重を比較すると、いずれの計算方法も比較的精度がよいといえるが、特に(1)法による計算値は最も実験値を正確とらえ、外殻PCaを使用したことによる耐力上昇をうまく評価できることが分かる。

(実験値/計算値)の値が、0.8から1.2までにない試験体数が(1)では1体、(2)(3)でそれぞれ6、5体であったことから精度の差が伺える。ただし、いずれの計算法も高強度コンクリートに対しては後述するNewRC式に比べて精度がよいといえない。

図3.26は実験結果および既往の研究について、提案する(1)法による計算式を適用したものであるが、実用上十分な精度でせん断耐力が評価できることが分かる。

3.5.5 付着割裂強度

実験結果で示したように、外殻PCaを使用することで独特の割裂パターンが生じることがあること(図3.9)、また外殻PCaに副帯筋を内蔵させた場合、一体打ち部材に比べ付着割裂が生じにくいことなどが分かった。これらの現象をより定量的に把握するため、以下に示す仮定のもとに、コンクリートの割裂による強度とせん断補強筋による補強効果の重ね合わせ(式(3.15))とする終局強度型指針に準じた方法で付着割裂強度を求めた。ただし、正負交番繰返し荷重による付着劣化を考慮して、式(3.15)では α を乗じて低減している。

- ・外殻とコアコンクリートは同時に割裂を生じる。
- ・外殻とコアコンクリート間の界面付着力は無視する。
- ・AタイプPCaでは帯筋は主筋に緊結されないが、このことが主筋の付着強度に及ぼす影響は無い。
- ・その他の仮定は終局強度型指針に同じ。

考えられる割裂パターンは、実験で見られた図3.9(以後、コア内割裂と称する)、および外殻PCaとコアコンクリートの一体性が良いときに生じると考えられる、通常的全割裂と呼ばれる一列の主筋に沿った割裂(図3.27)の2種である。隅角部主筋を含む一般的なコーナー割裂は、上記仮定より、コア内割裂に比べ明らかに割裂強度が高いため発生し得ない。

まず、各割裂パターンにおけるコンクリートの割裂強度は外殻とコアの割裂強度の合計とし、式(3.16)で表わせる。ここでAはコア内割裂を、Bは全割裂を表わす。

次にせん断補強筋の補強効果による付着強度 τ_{st} について検討する。終局強度型指針で示さ

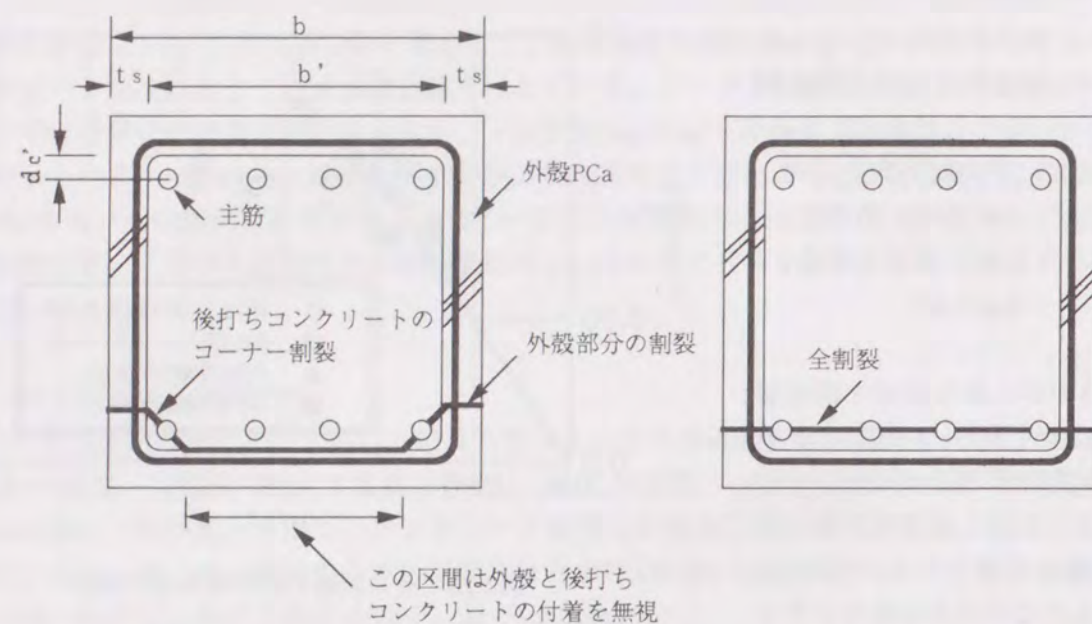


図3.27 割裂パターン

れている τ_{st} 計算式では副帯筋の補強効果が過小に評価されることから、多くの研究によってより正確にこれを評価する方法が提案されている^{3.14)}が、高強度の外殻PCaを使用すること、本実験結果はいずれも主筋降伏後の付着割裂であり、繰返しを受けていること等からこれらの提案式をそのまま用いることはできないと考えられる。一方、第2章では終局強度型指針式が簡便で実用的であることから、これを修正し式(3.17)を導いた。しかしながら式(3.17)を導くために用いた試験体には副帯筋が使用されていない。そこで、副帯筋を使用することによる拘束効果の向上とダボ効果により、外殻とコアコンクリートの一体性が向上することを適切に評価するため式(3.17)を式(3.18)に示すように修正した。

低減係数 α は、付着割裂破壊を生じた試験体の実験結果でヒンジゾーン以外にせん断ひびわれが進展するのは主に主筋降伏以後であること、主筋降伏後の同一変位での繰返しで付着応力の低下が認められること、および主筋降伏以前は部材剛性も高く、僅かな荷重の上昇によって主筋の τ -S関係はその処女載荷曲線に復帰すると考えられることから文献^{3.15)}の一定振幅繰返し載荷試験の結果を参考に、式(3.19)、

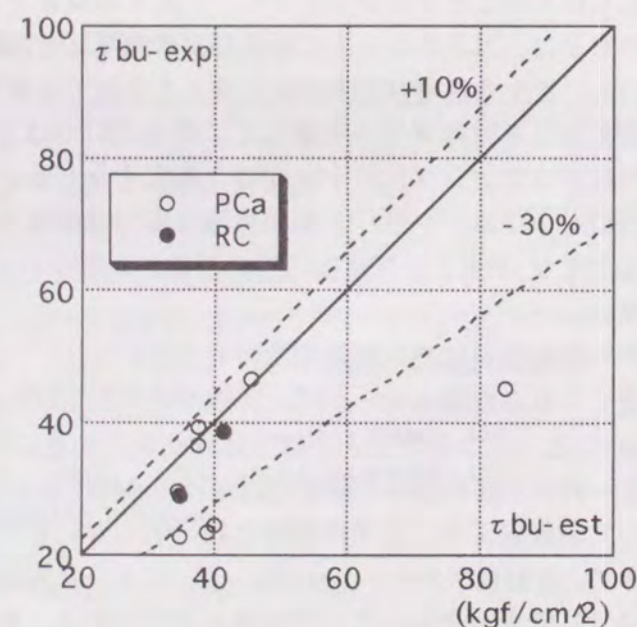


図3.28 付着割裂強度式の適合性

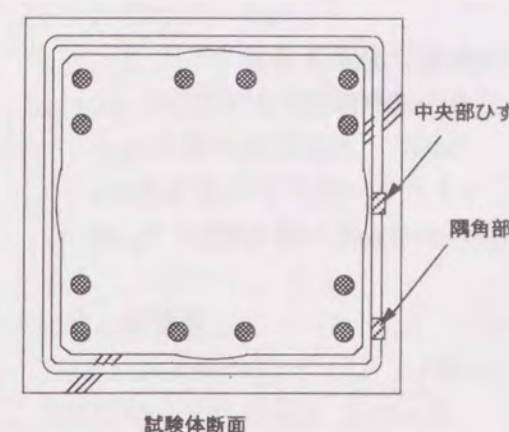
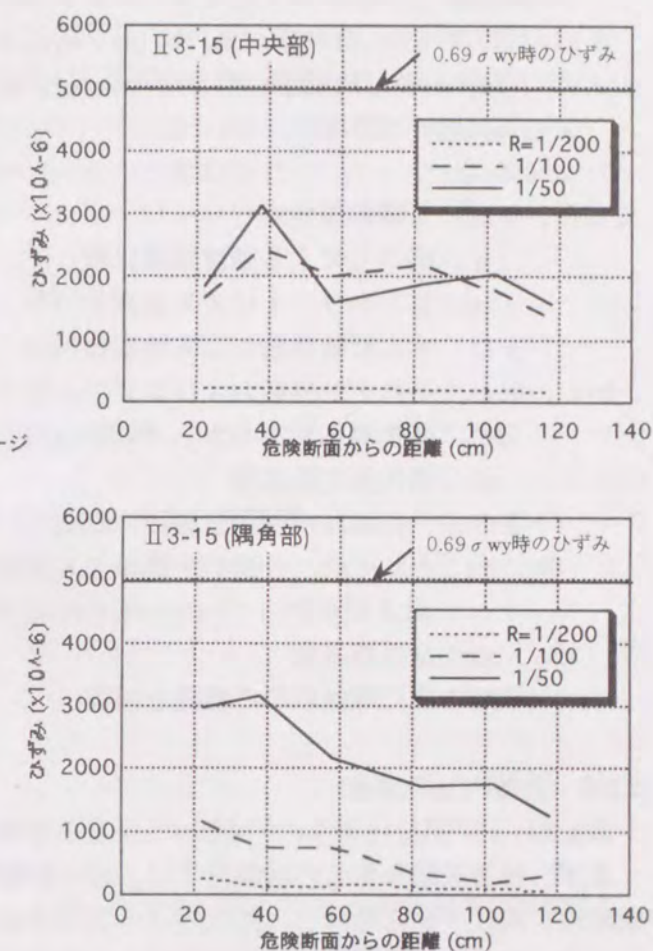


図3.29 高強度せん断補強筋の中央部と隅角部のひずみ分布



式(3.20)で示す曲線で表わすこととし

た。文献^{3.16)}では、 α を部材の塑性変形量に応じて決めているが、ここでは、曲げ降伏後の繰返し回数 N に応じて付着応力の減少量も徐々に低下する二次曲線とし、繰返し6回以降は一定値0.5となる曲線で α を表わす。

図3.28は付着割裂破壊を生じた試験体の最大耐力時における主筋付着応力度を、主筋に貼付したひずみゲージの値から算出した実験値と計算値を比較したものである。ただし実験値は主筋が弾性である区間の平均付着応力度で、計算値の α には最大耐力に至るまでの繰返し回数を用い、高強度せん断補強筋強度にはせん断耐力算定用の値($0.69\sigma_{wy}$)を使用している。全体的に実験値は計算値を下回る傾向があり、特に高強度せん断補強筋を用いたII 3-15PAで顕著であった。図3.29はII 3-15PA試験体の主筋に沿ったフープ筋ひずみ分布を示しているが、 $0.69\sigma_{wy}$ に対応するひずみに比して低いことがわかる。その他の試験体でも主筋に沿った位置のひびわれ発生状況や軸力が異なるため、実験値のばらつきが大きい。一体打ち試験体を含めて付着耐力は概ね提案式によって評価が可能と思われる。

$$\tau_{bu} = \alpha (\tau_{co} + \tau_{st}) \quad \dots\dots\dots (3.15)$$

$$\tau_{co} = (0.4b_{is} + 0.5)\sqrt{\sigma_{Bs}} + (0.4b_{ic} + 0.5)\sqrt{\sigma_{Bc}} \quad \dots\dots\dots (3.16)$$

$$A: b_{is} = t_s / d_b, \quad b_{ic} = (2\sqrt{2} \cdot d_c' - d_b) / d_b$$

$$B: b_{is} = 2t_s / \sum d_b, \quad b_{ic} = \{ (b - 2t_s) - \sum d_b \} / \sum d_b$$

τ_{co} はbis 及びbic に上記AまたはBを用いたときのいずれか小さいほうの値とする。

$$\tau_{st} = \{ (20/Nt + 5Nu/Nt + 15Ns/Nt) \cdot b_v \sqrt{pw \sigma_{wy}} \sqrt{\sigma_{Bc}/600} \} / db \quad \dots\dots\dots (3.17)$$

$$\tau_{st} = \{ (20/Nt + 5Nu/Nt + 20Ns/Nt) \cdot b_v \sqrt{pw \sigma_{wy}} \sqrt{\sigma_{Bc}/600} \} / db \quad \dots\dots\dots (3.18)$$

$$\alpha = 1/50 \cdot (Nc^2 - 12N + 61) \quad (Nc < 6) \quad \dots\dots\dots (3.19)$$

$$\alpha = 0.5 \quad (Nc \geq 6) \quad \dots\dots\dots (3.20)$$

ここに、 τ_{bu} : 付着割裂強度

α : 繰返しによる強度低減係数

τ_{co} : コンクリートによる強度負担分

τ_{st} : セン断補強筋による強度負担分

bis, bic: それぞれ外殻およびコアコンクリートの割裂に関する係数

dc': 隅角部主筋中心から 外殻PCa内表面までのかぶり厚さ

db: 隅角部主筋直径

Σdb : 一列に並んだ主筋直径の総和

Ns, Nu: それぞれ、一列の主筋のうち直接副帯筋のかかっているもの、
およびかかっていないものの本数

Nt: 全主筋本数

Nc: 曲げ降伏以降の繰返し回数

3.5.6 外殻PCaの接合

表3.7および図3.15より、外殻PCaの接合の有無が耐力・変形性状に及ぼす影響を調べる。

まず、付着破壊を生じた試験体では、せん断補強筋の種類にかかわらず外殻PCaの接合が初期剛性、曲げ・せん断耐力、変形性状へ及ぼすの影響はほとんどないものと考えられる。

一方、せん断破壊を生じた試験体のうち普通鉄筋を用いた試験体Ⅱ3-1PAとⅡ3-2PA2では、外殻PCaを継いだ試験体Ⅱ3-2PA2のほうが若干耐力が低いものの、変形性状はほぼ同様であったが、高強度せん断補強筋を使用した試験体Ⅱ3-4PAとⅡ3-5PA2では最大耐力に差が見られる。外殻PCaを継いだ試験体でせん断耐力が若干低下するのは、外殻PCaコンクリートの圧縮ストラットが部材中央で不連続（メタルタッチのように完全に接合面が接しているとは考えられない）であるためと考えられる。またこのうち特に、高強度せん断補強筋を使用した部材のせん断耐力が外殻PCa継手のない場合に対して比較的大きく約10%低下しているが、せん断破壊が圧縮ストラットの破壊によって生じるため、他の試験体よりもコンクリートが不連続であることが耐力に及ぼす影響が大きいことが主な原因と推定される。

3.5.7 高強度コンクリートを用いた場合の耐力性状（New RC式との比較）

高強度コンクリートを用いた場合の代表的な強度算定式に総プロNew RCの提案式^{3.17)}（以後New RC式）があげられる。表3.9はNew RC式を用いて高強度コンクリートと高強度せん断補強筋を使用した試験体Ⅱ3-14PA～Ⅱ3-17Rのせん断耐力を求めた結果を示している。計算値と実験値の対応性は良好で、New RC式の方が外殻PCa柱用の提案式よりも精度がよい結果となっている。ただし、New RC式では外殻部分の影響でせん断耐力が上昇することを評価するため、コンクリート強度に等価強度を使用している。

・New RC式

曲げ耐力（終局強度）

$$Q_{bu} = \{ 0.5ag \sigma_y g_1 \cdot D + 0.024 (1 + g_1) (3.6 \cdot g_1) bD^2 \sigma_B \} \times (N_{max} - N) h_0 / (N_{max} - N_b)^2 \quad (N) \quad \dots\dots\dots (3.21)$$

$$N_{max} = bD \sigma_B + ag \sigma_y \quad (N) \quad \dots\dots\dots (3.22)$$

$$N_b = 0.22 (1 + g_1) bD \sigma_B \quad (N) \quad \dots\dots\dots (3.23)$$

N: 軸力 (N)

b: 柱幅 (mm)

D: 柱せい (mm)

σ_B : コンクリート強度 (N/mm²)

ag: 全主筋の断面積の和 (mm²)

σ_y : 主筋の降伏強度 (N/mm²)

g₁: 柱の断面の半分にそれぞれ含まれる鉄筋群の重心間距離 (mm)

h₀: クリアスパン (mm)

せん断強度

$$Q = b j t p w \sigma_{wy} \cot \phi + \alpha (1 - \beta) b D \nu_0 \sigma_B \quad \dots\dots\dots (3.24)$$

ただし、 $\sigma_{wy} \leq 125 \sqrt{(\nu_0 \sigma_B)}$

$$\alpha = \{ \sqrt{(1 + (h_0/D)^2)} - h_0/D \} / 2$$

$$\beta = (1 + \cot^2 \phi) p w \sigma_{wy} / (\nu_0 \sigma_B)$$

$$\nu_0 = 1.7 (1 + 2n) \sigma_B \cdot 1/3 \leq 1.0$$

$$\cot \phi = \min(A, B, C) \geq 1.0$$

$$A = 2.0 - 3n_0$$

$$B = j t / (2 \alpha D)$$

$$C = \sqrt{(\nu_0 \sigma_B / (p w \sigma_{wy}) - 1.0)}$$

j t: 主筋間隔

h₀: 柱内のり高さ

n₀: 無次元化軸力

ν_0 : コンクリート強度有効係数

σ_{wy} : セン断補強筋の降伏強度

ϕ : 圧縮ストラットの材軸となす角度

表3.9 NewRc式を用いた終局強度の計算結果

曲げ耐力		
試験体	Ⅱ3-14PA	Ⅱ3-15R
Qu,実験値(tf)	109.9	97.9
Qu-NewRC,計算値(tf)	73.6	73.6
実験値/計算値	1.49	1.33

せん断耐力		
試験体	Ⅱ3-16PA	Ⅱ3-17R
Qu,実験値(tf)	88.1	77.5
Qu-NewRC,計算値(tf)	87.0	84.7
実験値/計算値	1.01	0.91

3. 6 まとめ

遠心成形などの方法で薄肉角型の管状に成形した、型枠兼用の外殻プレキャストコンクリート（外殻PCa）を使用して構築した、柱の耐力・変形性状を把握するため、実大および1/2スケールの小型試験体を用いた曲げせん断実験を行った。実験結果および考察から得られた主な知見を以下に示す。

（1）フープ筋を内蔵させた外殻PCaの使用は、柱主筋とフープ筋の直接緊結を不可とするが、このことが柱の耐力・変形性状とりわけ主筋の座屈性状に及ぼす影響は明確ではない。むしろ、外殻部分が高強度であるため、曲げ降伏及び終局耐力は一体打ち部材よりも向上する。この傾向は、軸力比が高いほど大きいことを実験およびファイバーモデルを用いた解析によって確認した。

（2）外殻PCaを使用した柱のせん断耐力は、曲げ耐力と同様に一体打ち部材よりも高い傾向がある。また、同せん断耐力は下界定理に基づき、アーチ機構によるせん断負担力を外殻とコアコンクリートで独立に扱うせん断理論式によって精度良く評価できる。

（3）外殻PCaを使用した柱の付着割裂破壊には、外殻コンクリートの割裂と同時に、外殻とコアコンクリートとの剥離を伴う独特の割裂パターンが生じることがある。ただし、外殻PCaに副帯筋を内蔵させることで、コアコンクリートの拘束力が高まるとともにそのダボ効果により付着割裂は生じにくくなる。

（4）2章で提案した付着強度評価式に、せん断補強筋の形状、特に副帯筋の効果を考慮して修正を加え、実用的で簡便な強度評価式を提案した。

（5）外殻PCaを用いた柱の弾性剛性および曲げひびわれ荷重は、外殻部分を考慮しない従来の算定式で、また、せん断ひびわれ荷重は外殻とコアコンクリートの強度とそれぞれの断面積を考慮した等価強度を用いて算定できることを示した。

（6）外殻PCaを柱の内のり高さの1/2の位置で継いで使用した場合、継がない場合と比べ、曲げおよび付着耐力は同等だが、せん断耐力はやや低下する。

（7）高強度せん断補強筋を用いた場合、その降伏強度（0.2%オフセット値）に達する以前に、柱がせん断破壊を生じる傾向があり、せん断耐力を算出する際のせん断補強筋強度をコンクリート強度の25倍とする終局強度型指針のせん断設計では危険側の評価となる場合もある。すなわち、外殻とコアコンクリートの等価強度が 360kgf/cm^2 を超える範囲では、せん断補強筋強度を一定として取り扱うほうがよいことが高強度コンクリートを含む実験から得られた。

（8） $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ を超える高強度コンクリートを用いた際のせん断耐力は、いわゆるNewRC式によって、比較的精度良く求め得る。ただし、実験における高強度せん断補強筋の応力の最大値は、同式の計算に用いる強度に達していないので、その使用にあたっては十分な注意が必要である。

第4章 添え筋内蔵の外殻プレキャストコンクリートを用いた「突合せ継手」を有する部材の耐力性状

4. 1 研究目的

第1章でその例を述べたように、梁部材では降伏ヒンジを計画する材端部に重ね継手を用いたプレキャスト工法^{(4.1)~(4.4)}が実用化されている。しかしながら、柱部材で同様の工法は未だほとんど検討されていないのが現状である。

本章では、第1章でその概要を説明した、帯筋・添え筋を外殻PCaに内蔵させて、突合せ継手を採用したプレキャスト柱部材（図4.1に再掲する）を対象として、部材の耐力・破壊性状を解明し、各種耐力式の提案を目指したものである。

突合せ継手を用いた柱部材の実用化には、以下に示すような本工法特有の現象を解明する必要があると考えられる。

(i) 本工法では、主筋と添え筋がそれぞれコアコンクリートと外殻PCa内に配筋され、重ね継手を構成する特徴を有する。そのため、重ね鉄筋相互の応力伝達に最も重要な、外殻とコアコンクリートの一体性に影響を及ぼす諸要因を明らかにする。

(ii) さらに、一体性の喪失による特有の破壊・耐力性状を、定性的・定量的に解明する。

(iii) 主筋の応力伝達に必要な添え筋量、帯筋量を明らかにし、部材の各種耐力・弾塑性挙動を評価する。

本章は、上記(i)~(iii)を解明するため、太径鉄筋の付着性状およびそれが部材耐力に及ぼす影響を調べる、実大試験体の曲げせん断実験（シリーズⅢ-1）と、約1/2スケールの試験体を用いて重ね長さ、柱軸力、せん断補強筋量およびその形状が、部材耐力に及ぼす影響を調べる、小型試験体の曲げせん断実験（シリーズⅢ-2）を実施した。

本章は主に突合せ継手を用いた柱部材の破壊・耐力性状に主眼を置いたもので、変形能力については主に第5章で扱うこととする。なお、柱内のりに配する重ね鉄筋は、一種の主筋と考えられるが、ここでは区別のため添え筋と称している。また、外殻PCaを使用した突合せ継手を有する柱を“突合せPCa柱”、通常の一打柱で突合せ継手を有するものを、“突合せRC柱”、ならびに主筋を通し配筋とした通常の一打柱を“RC柱”と略称する。

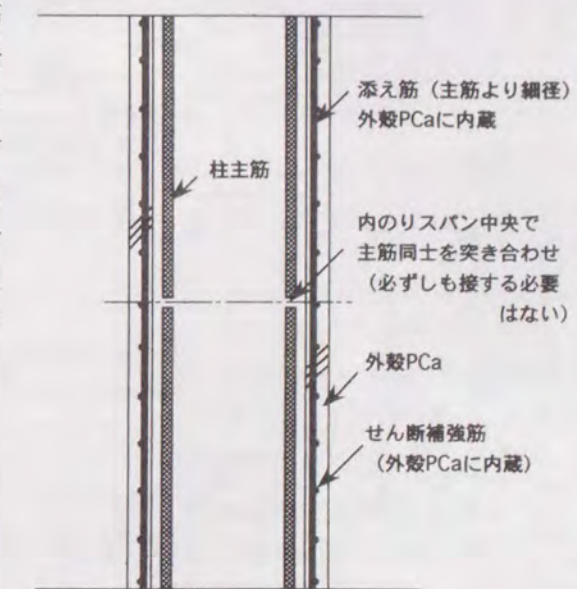


図4.1 工法の概要

4.2 実験概要

4.2.1 実大試験体の曲げせん断実験（シリーズⅢ-1）

シリーズⅢ-1は太径鉄筋を用いた実大試験体（断面：600X600mm）13体よりなる。表4.1に実験概要および使用材料を、図4.2に断面および配筋図を示す。取り上げたパラメータは、主筋および添え筋の径、添え筋量、せん断補強筋量、軸力、ならびに外殻PCa使用の有無である。主筋の突き合わせ位置はすべて内のり高さの中央とし、添え筋は柱内のり全長に配置した。添え筋量は、主筋のない部材中央で最小値 $p_g \geq 0.8\%$ を満足するように計画し、L3SR試験体のみ、その量を多くした。せん断補強筋量は部材がせん断破壊を生じないように、表4.1に示す範囲で変化させた。外殻PCaは第3章で述べた遠心成形PCaで、帯筋、副帯筋（中子筋）、添え筋を内蔵させ、内部隅角部にはシアコッター（ $w100 \times 150 \times h5\text{mm}$ @50を8箇所、第3章の試験体と同様）を設けたものを使用した。

突合せPCa柱試験体では、主筋と添え筋は密着しない、いわゆるあき継手となるが、突合せRC柱試験体では主筋と添え筋は密着させ帯筋に緊結している。また、上下の主筋同士は必ずしもメタルタッチとはせず、シリーズⅢ-1の試験体では約5mm前後のあきが設けている。

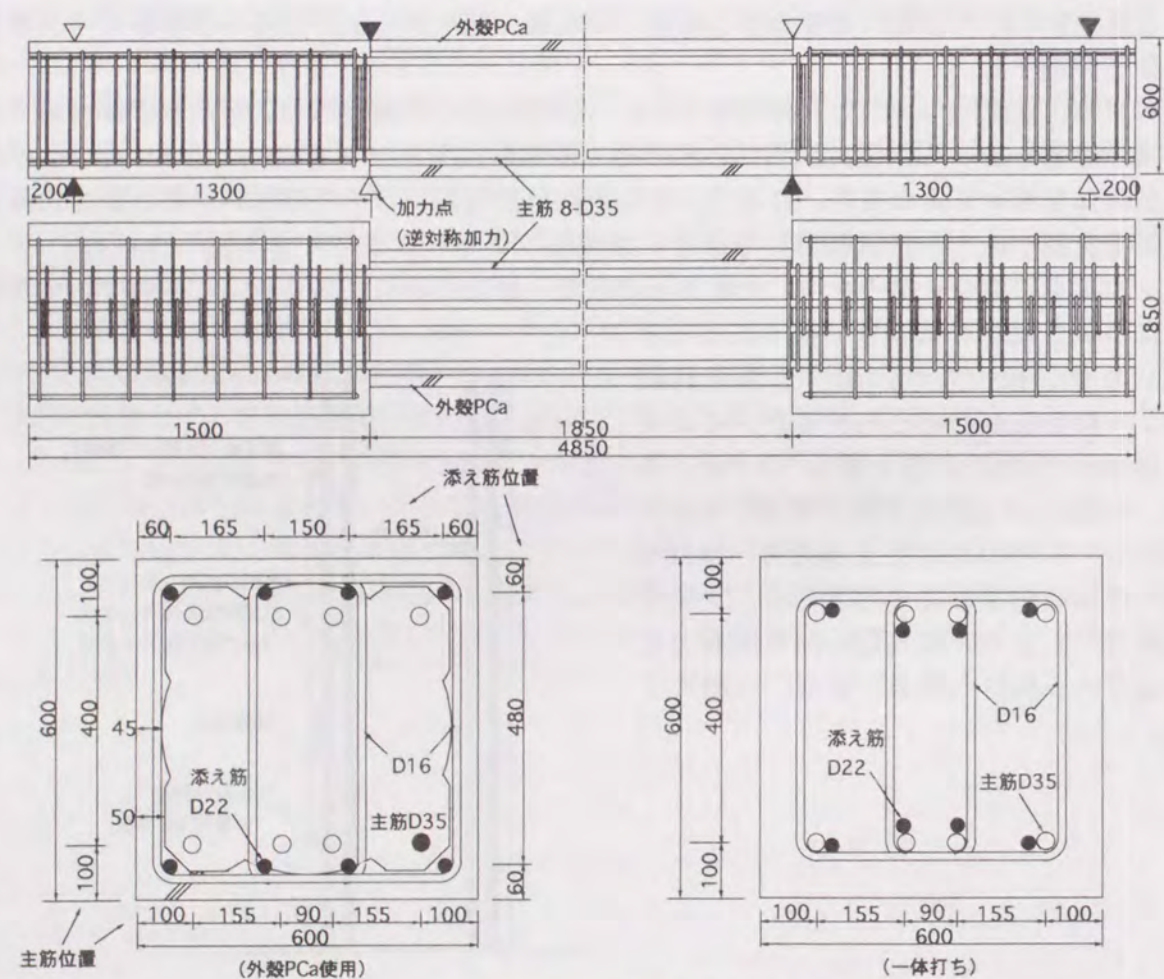


図4.2 シリーズⅢ-1試験体断面・配筋図

表4.1 シリーズⅢ-1実験概要および使用材料

試験体	L1SR	L2SR	L3SR	L4SR	L5SR	L6SR	L7SP	L8SR	L9SP	L10SP	L11SP	L12SR	L13SP
断面 (mm)	幅600×せい600												
内のり高さ	h0=1850 (mm), h0/D=3.08												
Fc (kgf/cm ²)	240												
主筋 p _g (%)	12-D29 (2.14)	8-D35 (2.12)	12-D29 (2.14)	8-D35 (2.12)	12-D29 (2.14)				8-D35 (2.12)				
添え筋 中央部p _g (%)	12-D19 (0.96)		12-D22 (1.29)		12-D19 (0.96)				8-D22 (0.97)				
せん断補強筋 pw(%)	4-D16 @100 (1.33)			4-D16 @65 (2.03)		4-D16 @50 (2.65)	4-D16 @65 (2.03)	2-D16 @80 (0.83)		2-D13 @80 (0.53)	4-D13 @85 (1.00)	4-D16 @80 (1.66)	
軸力比(F _{cb} D)	0			1/6		1/3	1/6	0				1/6	

試験体記号：L1SR

L1:実大試験体（シリーズⅢ-1）と通し番号。（小型試験体はS）

S:継手あり（通し配筋はN）

R:一体打ち（外殻PCa使用試験体はP）

4.2.2 小型試験体の曲げせん断実験（シリーズⅢ-2）

シリーズⅢ-2は約1/2スケール（断面400×400mm）の小型試験体14体からなっている。試験体の概要および使用材料を表4.2に、断面および配筋図を図4.3に示す。

小型試験体は主筋の量および径、添え筋量、せん断補強筋量、軸力、コンクリート強度、ならびに突合せ位置を変数に取り上げた。せん断補強筋は量(pw)と形状すなわち副帯筋の有無もパラメータとした。また、軸力比は変動軸力、軸力なしを含め4タイプとした。主筋の突合せ位置は1体を除き内のり高さ中央とし、ほぼ主筋同士が接する程度に、他の1体（試験体S8SP）は内のり高さを5:4に内分する位置とした。小型試験体（シリーズⅢ-2）の外殻PCaは実大試験体と同様に第3章で述べた遠心成形PCaを使用している。なおシアコッター（ $w50 \times b50 \times h5\text{mm}$ @50を8箇所）も第3章の小型試験体と同様である。

試験体	コアコンクリート		外殻コンクリート	
	圧縮強度	弾性係数	圧縮強度	弾性係数
L1SR	187	2.33	—	—
L2SR	207	2.50		
L3SR	207	2.56		
L4SR	233	2.51		
L5SR	276	2.53		
L6SR	289	2.40		
L7SP	315	2.74	621	—
L8SR	295	2.43	—	
L9SP	312	2.59	524	—
L10SP	323	2.39		
L11SP	330	3.00		
L12SR	330	2.96		
L13SP	333	2.79	524	—

強度の単位はkgf/cm²
コンクリートの弾性係数は1/3
割線係数で $\times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$
鉄筋の弾性係数は
 $\times 10^4 \text{ kgf/cm}^2$

鉄筋				
径	弾性係数	降伏強度	引張強度	使用部位
D13	1.89	3370	4730	S1SP, S2SPのせん断補強筋
D16	1.96	3810	5370	S10SPのせん断補強筋
D16	1.90	3350	4930	S13SP, S14SPのせん断補強筋
D22	1.96	3450	5270	S3SP~S8SPのせん断補強筋
D22	1.89	3370	4730	S9SP, S11SP, S12NRのせん断補強筋、S9SP~S12NRの添え筋
D29	2.00	4420	6410	S1SP~S8SPの添え筋
D35	1.96	3460	5330	S13SP, S14SPの添え筋
D35	1.89	4760	6650	S9SP~S12NRの主筋

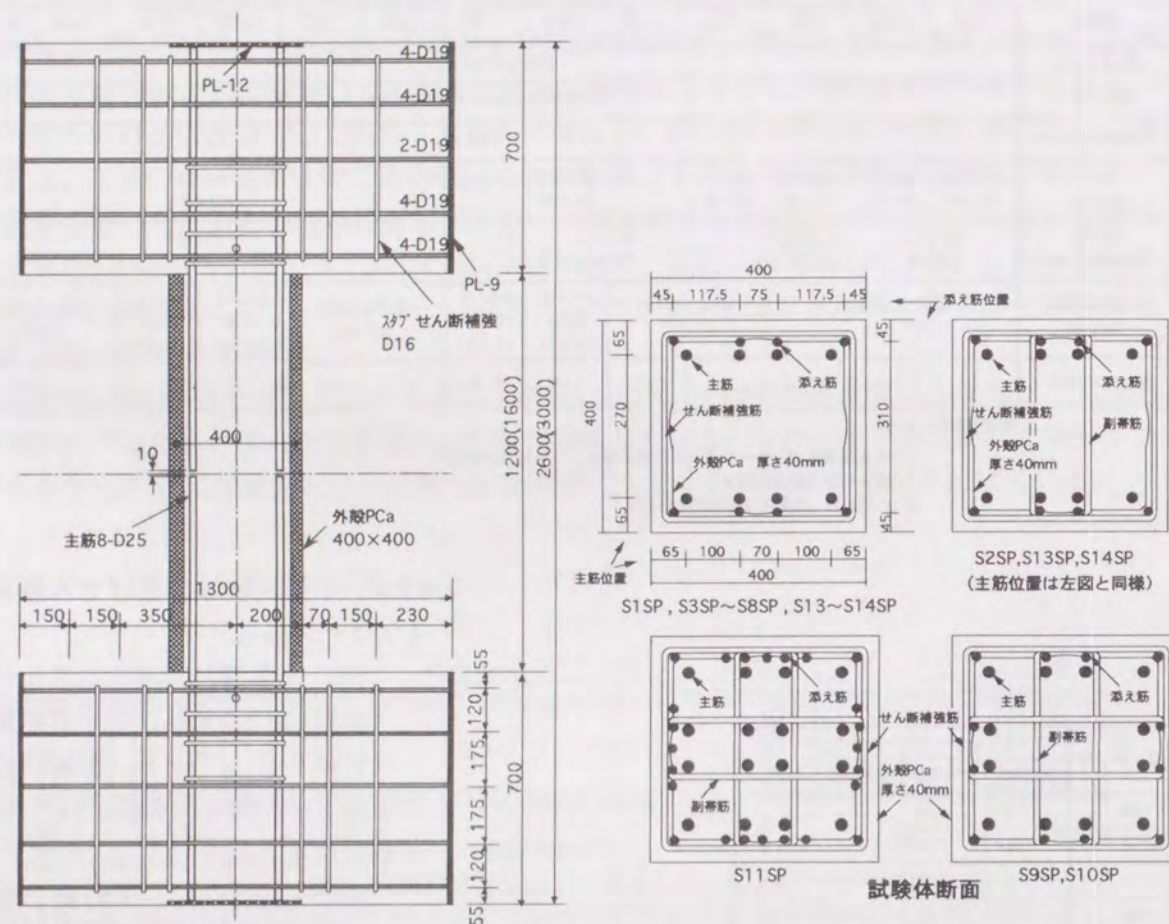


図4.3 シリーズⅢ-2試験体断面・配筋図

表4.2 シリーズⅢ-2実験概要および使用材料

試験体	S1SP	S2SP	S3SP	S4SP	S5SP	S6SP	S7SP	S8SP	S9SP	S10SP	S11SP	S12NR	S13SP	S14SP
断面 (mm)	400×400								425×425				400×400	
内のり高さ (mm)	1200, h ₀ /D=3.0							1600 h ₀ /D=4.0	1000 h ₀ /D=2.35				1400 h ₀ /D=3.5	
F _c (kgf/cm ²)	240								270		360		270	
主筋 pg (%)	8-D25 (2.54)								12-D19 (1.91)		16-D19 (2.54)		8-D22 (1.94)	
添え筋 中央部 pg (%)	8-D16 (1.00)					8-D13 (0.64)	8-D16 (1.00)	12-D13 (0.84)		24-D13 (1.69)		—	8-D16 (1.00)	
せん断補強筋 pw (%)	2-D10 @100 (0.36)	4-D10 @120 (0.60)	2-D13 @100 (0.64)	2-D13 @75 (0.85%)				4-D13 @100 (1.19)	4-D10 @120 (0.56)	4-D13 @120 (1.00)		4-D10 @100 (0.71)	2-D10 @50 (0.71)	
継手位置	内のり中央 (600mm:600mm の位置)							下から 1000mm	内のり中央			通し配筋	内のり中央	
軸力	F _{cb} D/6				なし		~0.2A _g σ _y ~F _{cb} D/3	F _{cb} D/6		なし		~0.5A _g σ _y ~0.6F _{cb} D	F _{cb} D/3	

試験体	コアコンクリート		外殻コンクリート	
	圧縮強度	弾性係数	圧縮強度	弾性係数
S1SP	235	2.43	562	2.89
S2SP	248	2.63		
S3SP	256	2.47		
S4SP	273	2.46		
S5SP	272	2.50		
S6SP	285	2.55		
S7SP	285	2.47	495	-
S8SP	283	2.43		
S9SP	354	2.59		
S10SP	331	2.39		
S11SP	441	3.00		
S12NR	436	2.96		
S13SP	287	2.79	743	3.41
S14SP	267	2.54		

強度の単位は kgf/cm²
コンクリートの弾性係数は 1/3
割断係数で $\times 10^5$ kgf/cm²
鉄筋の弾性係数は $\times 10^6$ kgf/cm²

径	弾性係数	降伏強度	引張強度	使用部位
D10	2.04	3910	5620	S1SP, S2SP のせん断補強筋
D10	1.96	3810	5370	S10SP のせん断補強筋
D10	1.90	3350	4930	S13SP, S14SP のせん断補強筋
D13	1.96	3450	5270	S3SP ~ S8SP のせん断補強筋
D13	1.89	3370	4730	S9SP, S11SP, S12NR のせん断補強筋, S9SP ~ S12NR の添え筋
D16	2.00	4420	6410	S1SP ~ S8SP の添え筋
D16	1.96	3460	5330	S13SP, S14SP の添え筋
D19	1.89	4760	6650	S9SP ~ S12NR の主筋
D22	2.01	3760	5720	S13SP, S14SP の主筋
D25	1.96	3860	6080	S1SP ~ S8SP の主筋

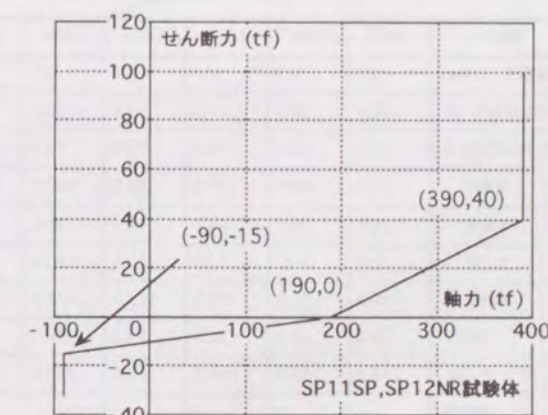
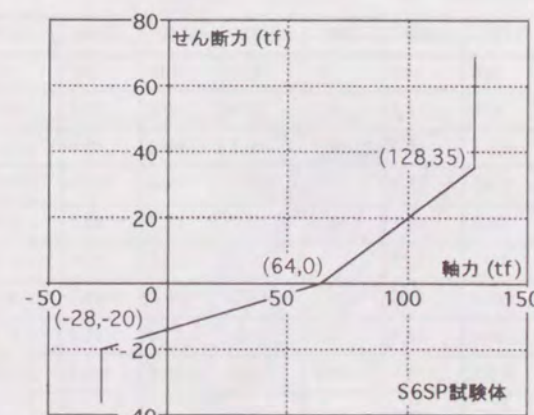


図4.4 変動軸力試験体の Q-N 関係

4.2.3 試験体の製作

試験体はすべて通常の柱と同様に縦打ちにて製作した。まず、下部スタブコンクリートを打ち込んだ後、柱脚部を打ち継ぎ面として、添え筋を内蔵した外殻PCaを建て込み、上部の主筋およびスタブ筋の配筋後、試験区間および上部スタブのコンクリートを一体に打ち込んだ。外殻PCaと下部スタブの接触面には、コンクリートが硬化後、グラウトあるいはエポキシ系樹脂を注入した。

4.2.4 載荷および測定方法

載荷および測定方法は第2、3章と同様の方法（図3.6および図3.7）で実施した。すなわち、シリーズⅢ-1では部材角1/200の整数倍で、シリーズⅢ-2では1/200, 1/100, 1/50, 1/33で各2回づつ繰り返す正負交番繰り返し載荷とした。変動軸力を作用させた試験体S6SP, S11SPおよび試験体S12NRのせん断力Qと軸力Nの関係を図4.4に示す。

4.3 実験結果

4.3.1 実大試験（シリーズⅢ-1）の結果

1) 破壊・耐力性状

表4.3に実験結果の一覧を、図4.5に試験体に作用するせん断力と層間変位の関係（ $Q-\delta$ 関係）を示す。シリーズⅢ-1では主に以下に示す3種の破壊性状が観察された。pwが比較的少くかつ外周筋のみで補強した試験体L8SR, L9SP, L10SPは、主筋降伏が生じる直前あるいは降伏とほぼ同時に付着割裂破壊を、試験体L1SR, L2SR, L3SR, L11SPは主筋曲げ降伏後、変位 $R=1/50$ 前後で部材中央部で添え筋の引張降伏を生じ、およそ $R=1/40$ （試験体LSR11は $1/33$ ）をピークに耐力が低下する破壊を、他の試験体は部材角 $R=1/50$ 以上でも耐力が低下しない靱性的な曲げ破壊を生じた。

以下に各破壊の特徴について述べる。まず、付着破壊を生じた試験体L8SR, L9SP, L10SP（図4.5(8)～(10)）は、 $R=1/100$ をピークに脆性的な耐力低下を生じており、 $Q-\delta$ 関係にもスリッブ性状が現われている。これらの試験体の内、突合せPCa柱試験体L9SP, L10SPは、突合せRC柱試験体L8SRよりも耐力が低く、主筋の曲げ降伏を生じていない。これは、第3章で述べたように、外殻PCaを使用した試験体の付着割裂パターンが一体打ち試験体と異なることに起因する考えられる。

部材中央部で添え筋の引張降伏を生じ耐力が低下した試験体L1SR, L2SR, L3SR, L11SP（図4.5(1)～(3), (11)）は添え筋降伏が生じるまでは、曲げ破壊試験体と同様に紡錘型の履歴曲線を描いているが、添え筋降伏後の耐力低下はやや脆性的である。そのうち、高強度な外殻コンクリート内に添え筋がある突合せPCa柱試験体L11SPの耐力低下は、他の突合せRC柱試験体のそれよりも小さい傾向がある。

その他の曲げ破壊を生じた試験体（図4.5(4)～(7), (12), (13)）は、エネルギー吸収能力に優れた靱性的な履歴性状を示した。表4.3に示す最大耐力計算値は第2, 3章で述べたファーマーモデルによる断面解析結果であるが、曲げ破壊試験体の最大耐力実験値はこれを30～40%上回る傾向を示している。この曲げ耐力が上昇する現象は、後述するひずみ分布の結果より、曲げ変形が危険断面に集中することにより、主筋のひずみ硬化がすすむことに起因すると考えられる。

表4.3 シリーズⅢ-1実験結果一覧

試験体	L1SR	L2SR	L3SR	L4SR	L5SR	L6SR	L7SP	L8SR	L9SP	L10SP	L11SP	L12SR	L13SP
弾性剛性 tf/cm	433	337	354	307	315	419	369	310	370	337	302	267	328
曲げひびわれ tf	20.5	20.5	17.5	14.6	51.2	61.8	42.6	17.5	29.2	23.4	35.0	52.6	46.7
せん断ひびわれ tf	35.0	35.0	35.0	35.0	70.1	87.6	105.1	46.7	46.7	46.7	40.9	58.6	75.9
降伏荷重 tf	実験値	75.4	80.0	75.4	80.8	102.2	125.9	109.3	77.3	—	—	76.0	105.3
	計算値	58.2	59.3	58.7	59.3	85.8	113.9	93.2	60.1	65.2	65.2	88.1	93.4
	実/計	1.30	1.35	1.28	1.36	1.19	1.11	1.17	1.29	—	—	1.17	1.20
最大耐力	実験値	95.8	97.8	99.9	109.9	139.5	171.0	141.5	77.3	69.7	65.2	89.0	128.1
	曲げ	72.3	68.2	72.3	68.2	96.0	120.5	110.0	68.4	74.8	74.8	96.3	101.9
	せん断	164.2	149.4	164.2	196.6	240.8	290.0	256.9	150.1	159.8	133.6	162.6	209.1
	付着割裂	—	—	—	—	—	—	—	—	—	57.2	—	—
	実/計	1.33	1.43	1.38	1.61	1.45	1.42	1.29	1.13	0.93	1.14	1.19	1.33
破壊性状	曲げ破壊							降伏後付着破壊	付着破壊	曲げ破壊			

曲げひびわれおよびせん断ひびわれ荷重は目視による。
最大荷重の実/計は曲げ、せん断、付着割裂の内、最も低い値を用いて計算した。

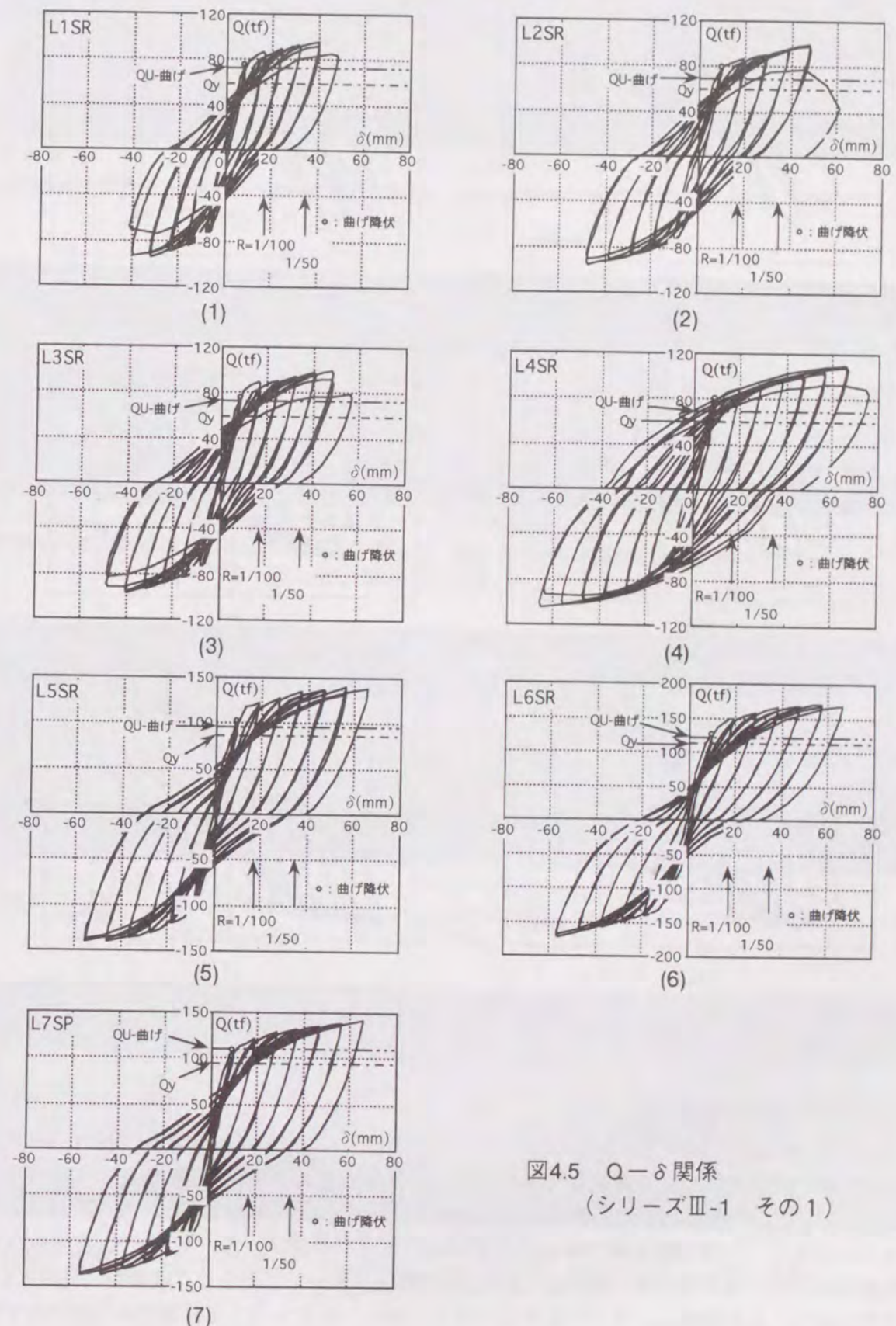
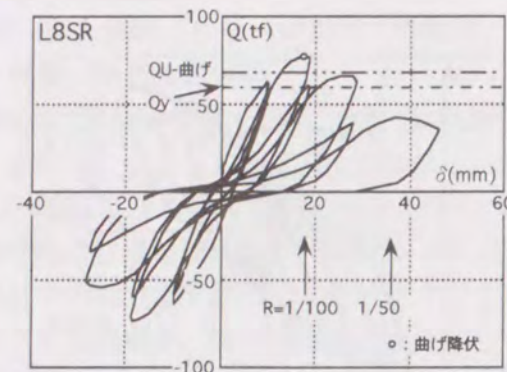
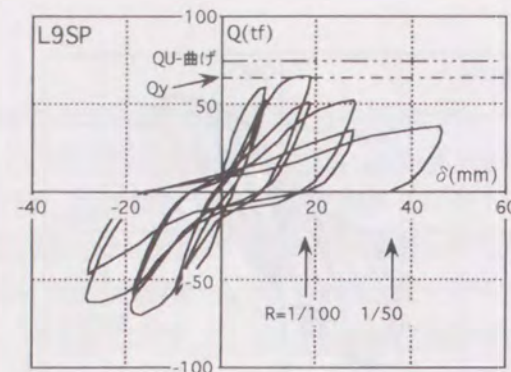


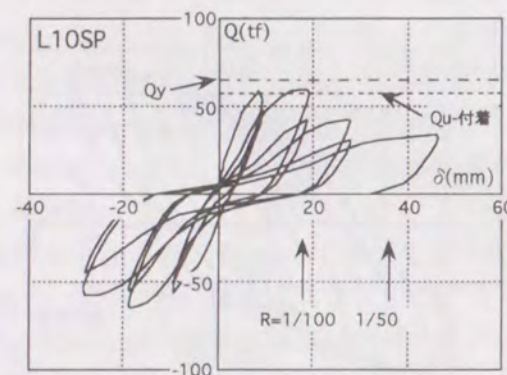
図4.5 $Q-\delta$ 関係
(シリーズⅢ-1 その1)



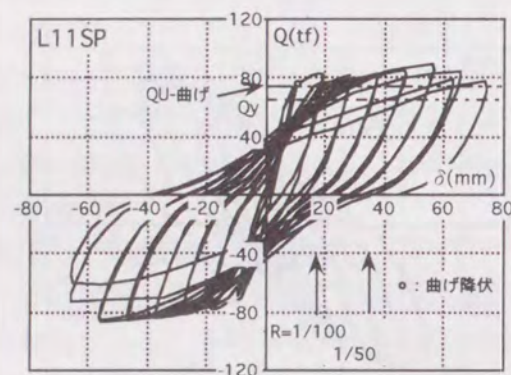
(8)



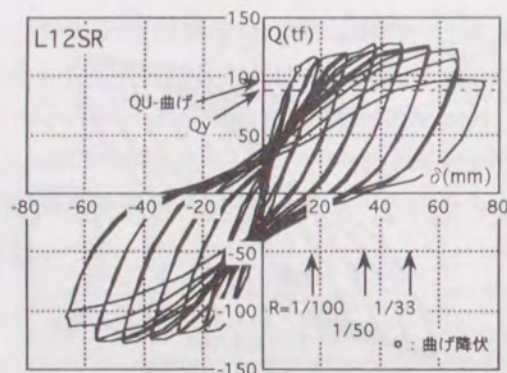
(9)



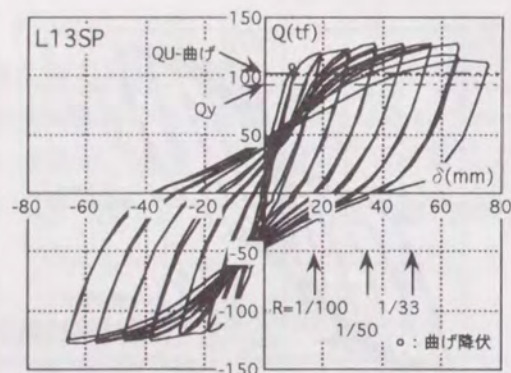
(10)



(11)



(12)

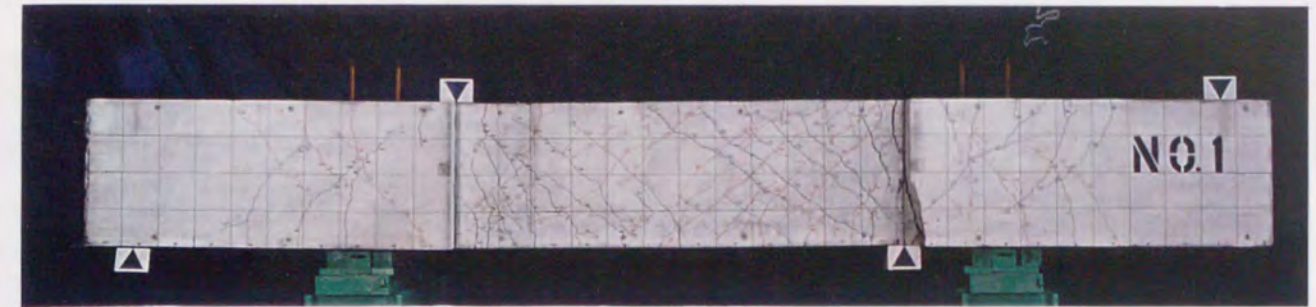


(13)

図4.5 Q-δ関係 (シリーズⅢ-1 その2)

2) ひびわれおよび破壊状況

写真4.1に荷終了時試験体写真を示す。曲げ破壊を生じた試験体は 外殻PCa使用の有無によるひびわれ発生状況の差はあまり明確でない。付着割裂破壊を生じた試験体のうち突合せRC柱試験体には、主筋に沿った付着割裂ひびわれが多く生じ、最大耐力後にはこのひびわれが広がっているなど、付着割裂破壊であることが容易に判定できる。一方、突合せPCa柱試験体の付着割裂破壊は、第3章の通り配筋としたPCa柱の割裂パターンと異なり、破壊時に外殻PCaがコアコンクリートと剥離し、コアコンクリートと主筋が一体となって部材端部から抜け出す特有の破壊を生じた。



試験体名 L1SR (突合せ継手, RC柱試験体)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=2.14\%$, $pg'=0.96\%$, $pw=1.33\%$
 $\sigma B=187\text{kgf/cm}^2$, $N/(bDFc)=0$



試験体名 L2SR (突合せ継手, RC柱試験体)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=2.12\%$, $pg'=0.96\%$, $pw=1.33\%$
 $\sigma B=207\text{kgf/cm}^2$, $N/(bDFc)=0$



試験体名 L3SR (突合せ継手, RC柱試験体)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=2.14\%$, $pg'=1.29\%$, $pw=1.33\%$
 $\sigma B=207\text{kgf/cm}^2$, $N/(bDFc)=0$

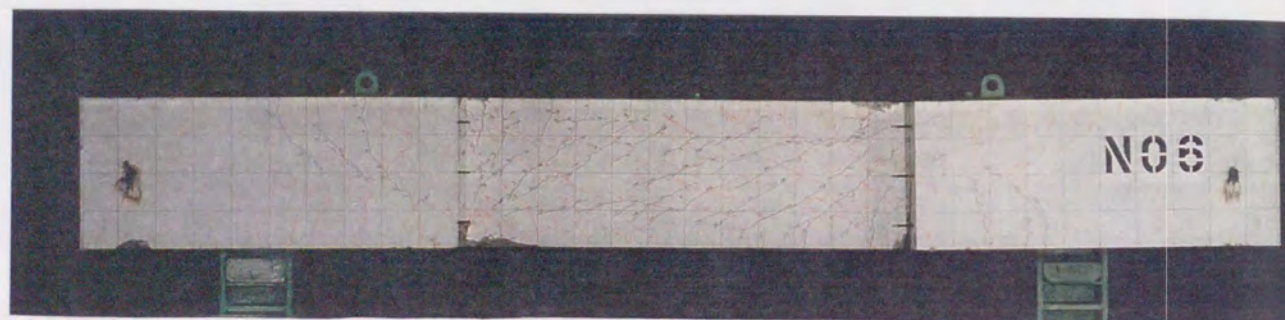


試験体名 L4SR (突合せ継手, RC柱試験体)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=2.12\%$, $pg'=0.96\%$, $pw=2.03\%$
 $\sigma B=233\text{kgf/cm}^2$, $N/(bDFc)=0$

写真4.1 シリーズⅢ-1 (突合せ継手試験体実大実験) 試験体破壊状況 (その1)



試験体名 L5SR (突合せ継手, RC柱試験体)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=2.14\%$, $pg'=0.96\%$, $pw=2.03\%$
 $\sigma_B=276\text{kgf/cm}^2$, $N/(bDFc)=0.167$



試験体名 L6SR (突合せ継手, RC柱試験体)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=2.14\%$, $pg'=0.96\%$, $pw=2.65\%$
 $\sigma_B=289\text{kgf/cm}^2$, $N/(bDFc)=0.333$

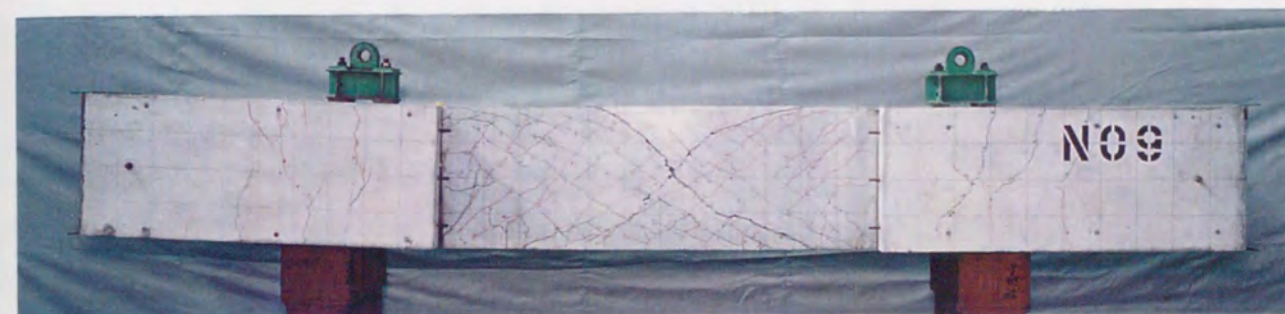


試験体名 L7SP (突合せ継手, PCa柱試験体)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=2.14\%$, $pg'=0.96\%$, $pw=2.03\%$
 $\sigma_B=315\text{kgf/cm}^2$, $\sigma_B'=621\text{kgf/cm}^2$, $N/(bDFc)=0.167$

写真4.1 シリーズⅢ-1 (突合せ継手試験体実大実験) 試験体破壊状況 (その2)



試験体名 L8SR (突合せ継手, RC柱試験体)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=2.12\%$, $pg'=0.97\%$, $pw=0.83\%$
 $\sigma_B=295\text{kgf/cm}^2$, $N/(bDFc)=0$



試験体名 L9SP (突合せ継手, PCa柱試験体)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=2.12\%$, $pg'=0.97\%$, $pw=0.83\%$
 $\sigma_B=312\text{kgf/cm}^2$, $\sigma_B'=524\text{kgf/cm}^2$, $N/(bDFc)=0$

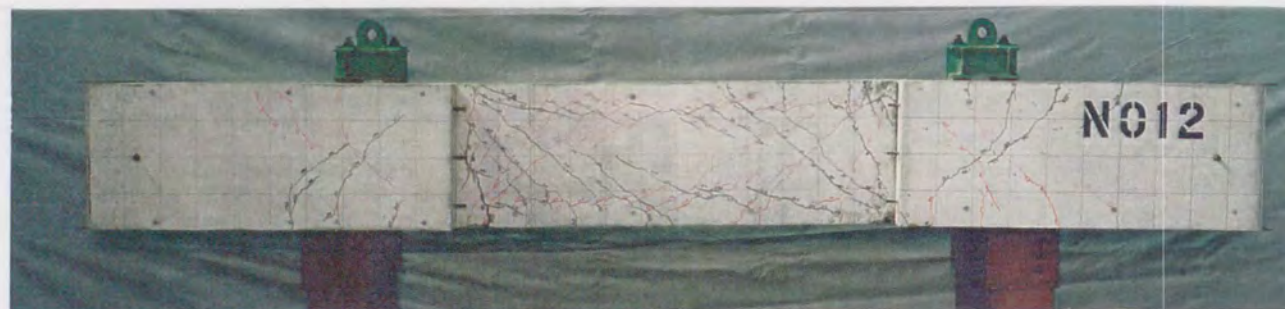


試験体名 L10SP (突合せ継手, PCa柱試験体)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=2.12\%$, $pg'=0.97\%$, $pw=0.53\%$
 $\sigma_B=323\text{kgf/cm}^2$, $\sigma_B'=524\text{kgf/cm}^2$, $N/(bDFc)=0$

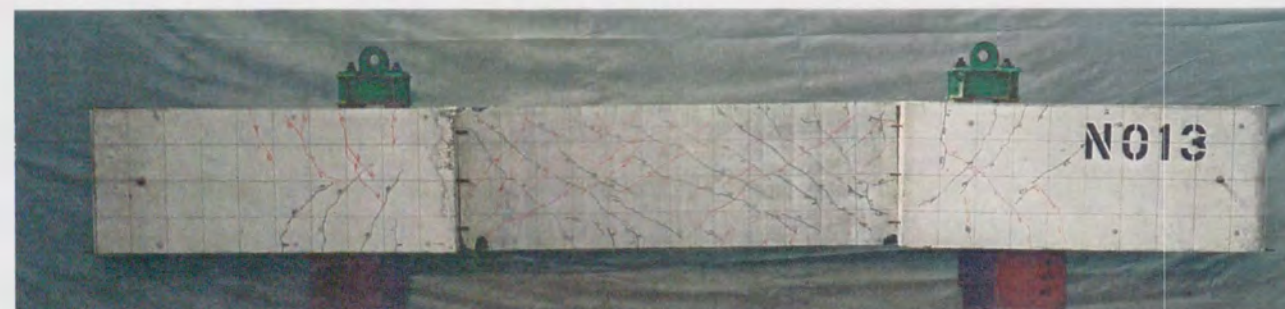
写真4.1 シリーズⅢ-1 (突合せ継手試験体実大実験) 試験体破壊状況 (その3)



試験体名 L11SP (突合せ継手, PCa柱試験体)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=2.12\%$, $pg'=0.97\%$, $pw=1.00\%$
 $\sigma B=330\text{kgf/cm}^2$, $\sigma B'=524\text{kgf/cm}^2$, $N/(bDFc)=0$



試験体名 L12SR (突合せ継手, RC柱試験体)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=2.12\%$, $pg'=0.97\%$, $pw=1.66\%$
 $\sigma B=330\text{kgf/cm}^2$, $N/(bDFc)=0.167$



試験体名 L13SP (突合せ継手, PCa柱試験体)
試験体の概要 $b600 \times D600 \times h01850(\text{mm})$, $pg=2.12\%$, $pg'=0.97\%$, $pw=1.66\%$
 $\sigma B=333\text{kgf/cm}^2$, $\sigma B'=524\text{kgf/cm}^2$, $N/(bDFc)=0.167$

写真4.1 シリーズⅢ-1 (突合せ継手試験体実大実験) 試験体破壊状況 (その4)

3) ひずみ分布

図4.6に主筋および添え筋のひずみ分布の一例として、図4.6(a)に主筋曲げ降伏後、部材中央の添え筋降伏による破壊を生じた軸力のない試験体L11SPを、(b)に軸力のある曲げ破壊試験体L13SPのひずみ分布状況を示す。同図(a)(b)を比較すると、軸力の有無により添え筋のひずみ分布が大きく異なることが分かる。以下に添え筋ひずみについて検討する。同図(a)より、軸力のない場合、添え筋のひずみは、部材端部危険断面で0であるが、部材中央に向かって徐々に増加し、曲げモーメントが0となる中央部で引張ひずみが最大となっている。R=1/33ではこの位置で降伏ひずみに達しており、こののち耐力は低下した。この主筋突合せ位置で添え筋に引張ひずみが生じる現象は、せん断力を負担するトラスおよびアーチ機構におけるコンクリート圧縮束の水平成分の一部が主筋(この場合は添え筋)に作用するためと推定される。これは比較的短い柱が逆対称曲げモーメントを受けせん断ひびわれが生じると、主筋応力は部材中央でゼロにならない^{4,5)}のと同様と言える。図4.6(b)より、添え筋中央部の引張ひずみは、圧縮軸力が作用する試験体L13SPでは小さくなる傾向があり、軸力による圧縮ひずみと相殺されていることが考えられる。

次に主筋ひずみについて検討する。主筋の降伏区間は軸力の有無にかかわらず、R=1/33でも危険断面から40cm(0.7D:柱せい)より小さいのが特徴で、添え筋が徐々に主筋応力を負担するため、主筋の降伏域は拡大しにくく、曲げ変形が材端部に集中する傾向があることが分かる。

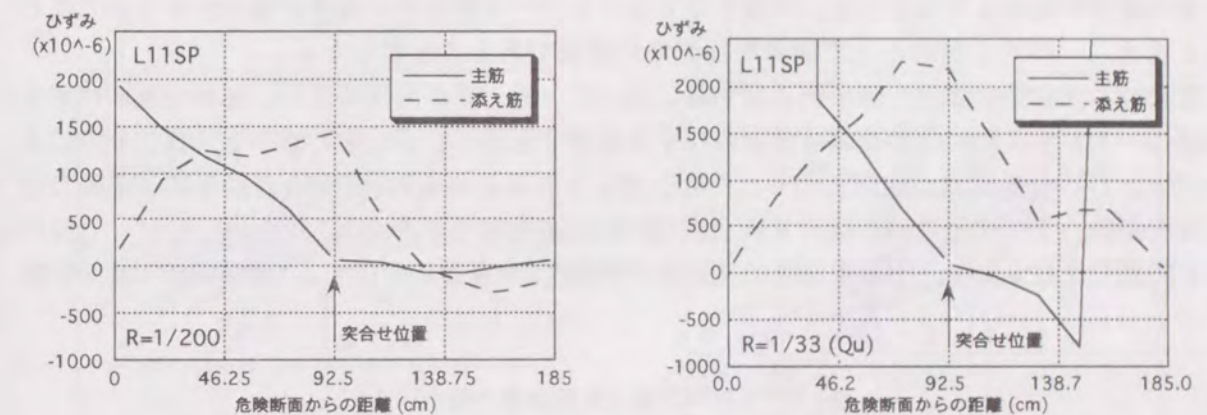


図4.6(a) 軸力のない試験体の主筋・添え筋ひずみ分布

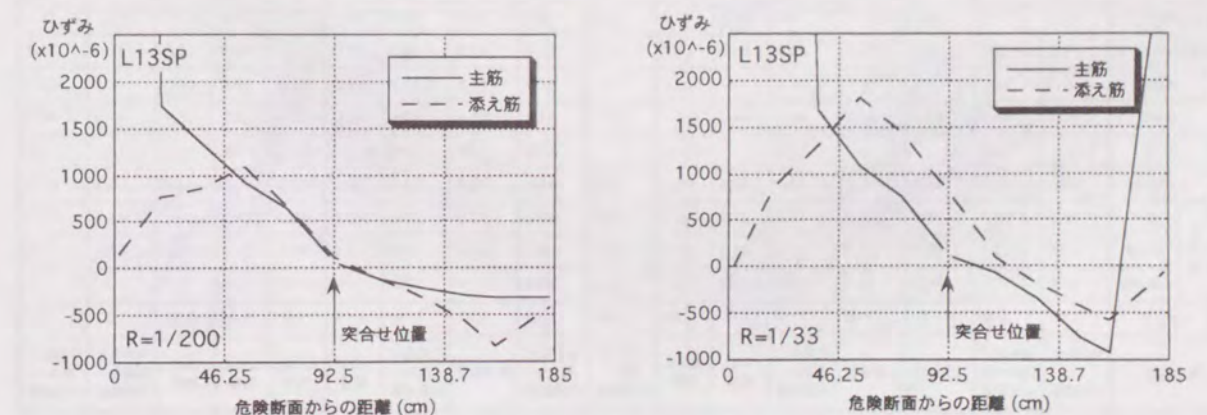


図4.6(b) 軸力のある試験体の主筋・添え筋ひずみ分布

4.3.2 小型試験体（シリーズⅢ-2）の結果

1) 破壊・耐力性状

表4.4に実験結果の一覧を、図4.7に $Q-\delta$ 関係を示す。小型試験体のシリーズⅢ-2では、実大試験体で述べた曲げ、付着、および添え筋降伏による破壊に加えて、せん断破壊が観察された。また、曲げ降伏後の付着破壊、添え筋降伏後の付着破壊、および帯筋降伏後の付着破壊など複合的な破壊性状も併せて観察された。以下に各試験体の破壊モードと破壊の特徴、ならびに軸力およびせん断補強筋の量と形状（副帯筋の有無）が、破壊性状、耐力性状に及ぼす影響について述べる。

試験体S1SP, S3SP, S4SP, S6SP, S7SPは、曲げ降伏前に付着破壊を生じた。これらはいずれもせん断補強筋に副帯筋を使用せず、外周筋のみでせん断補強したものである。図4.7より、これらの試験体の耐力性状の特徴として、部材角 $R=1/100 \sim 1/50$ 程度で最大耐力に達し、その後脆性的な耐力低下を示すこと、 $Q-\delta$ 曲線はエネルギー吸収能力に乏しく原点指向型であることがあげられる。

試験体S5SP, S10SP, S14SPは曲げ降伏後に付着破壊を生じた。pwが小さい試験体S10SPを除いて試験体S5SP, S14SPは外周筋のみでせん断補強したものである。このうち試験体S14SPの耐力性状を副帯筋を有するS13SPと比較すると、図4.6(13), (14)より、副帯筋を有する試験体S13SPの履歴性状は $R=1/33$ まで紡錐型で耐力も保持しており、副帯筋がないS14SPよりも明らかに優れることが分かる。これらのことと、4.2.1項（実大試験体）で述べた付着破壊試験体の耐力性状より、突合せPCa柱の付着割裂破壊は、外殻とコアのおのにおに配筋された鉄筋相互間の重ね継手の破壊よりもむしろ、外殻とコアコンクリート相互の一体性が失われることで生じると言え、一体性を高める上で副帯筋は非常に重要であることが分かる。

変動軸力試験体S6SP, S11SPの引張軸力時において、添え筋が引張降伏し、部材が破壊に至る破壊モードが生じた。この破壊は前項のひずみ分布でも述べたが、せん断トラス負担分力による引張応力に引張軸応力が加わったためと考えられる。外殻PCa使用の有無を高圧縮軸力から高引張軸力まで変動させた突合せPCa柱試験体S11SPとRC柱試験体S12SPを図4.6(11), (12)の $Q-\delta$ 関係で比較すると、圧縮軸力時は高強度の外殻PCaが有効に作用するため試験体S11SPの耐

表4.4 シリーズⅢ-2実験結果一覧

試験体	S1SP	S2SP	S3SP	S4SP	S5SP	S6SP		S7SP	S8SP	S9SP	S10SP	S11SP		S12NR		S13SP	S14SP	
弾性剛性 tf/cm	239	277	264	256	226	228		224	130	189	190	439	—	490	—	193	154	
曲げひびわれ tf	11.0	9.0	16.0	11.2	4.0	26.0	-6.0	18.0	5.0	30.0	26.0	60.0	-13.5	53.0	-10.0	19.1	21.2	
せん断ひびわれ tf	44.0	42.0	44.0	43.0	28.0	56.0	-20.0	42.0	30.0	32.0	36.0	66.0	-28.0	62.0	-15.0	41.3	39.8	
降伏荷重 tf	実験値	—	57.1	—	—	40.9	—	-36.2	—	42.9	41.8	41.4	64.4	-31.8	26.0	-42.0	53.5	52.4
	計算値	54.5	54.5	54.5	54.5	39.4	68.1	-32.1	54.4	40.8	38.4	44.5	120.0	-33.4	118.9	-32.1	47.5	47.5
	実/計	—	1.05	—	—	1.04	—	1.13	—	1.05	1.09	0.93	(0.54)	0.95	(0.64)	1.31	1.13	1.10
最大耐力 tf	実験値	48.1	58.7	55.6	58.2	44.7	68.9	-36.2	56.9	48.1	60.8	53.5	101.0	-32.0	90.0	-43.9	68.5	61.2
	曲げ	58.7	58.7	58.8	58.8	45.4	71.7	-39.1	58.8	44.1	50.0	57.0	120.0	-50.0	118.9	-45.4	51.4	51.4
	せん断	50.5	59.6	59.3	67.0	67.0	68.2	-68.2	68.2	59.3	92.4	73.8	98.6	-98.6	95.7	-95.7	52.5	50.3
	付着割裂	44.6	—	49.5	54.1	39.3	68.7	-33.1	54.4	40.6	—	—	—	-21.4	—	—	—	—
	実/計	1.08	1.00	1.11	1.08	1.14	1.01	1.09	1.05	1.18	1.07	0.94	1.02	1.50	0.94	0.97	1.33	1.22
破壊性状	帯筋降伏→付着破壊	主筋曲げ降伏→せん断破壊	付着破壊	付着破壊	主筋曲げ降伏→付着破壊	付着破壊	添え筋降伏	添え筋降伏→付着破壊	主筋曲げ降伏→付着破壊	曲げ破壊	主筋曲げ降伏→付着破壊	せん断破壊	添え筋降伏	せん断破壊	曲げ破壊	降伏後主筋降伏→付着破壊	主筋曲げ降伏→付着破壊	

曲げひびわれおよびせん断ひびわれ荷重は目視による。
最大荷重の実/計は曲げ、せん断、付着割裂の内、最も低い値を用いて計算した。

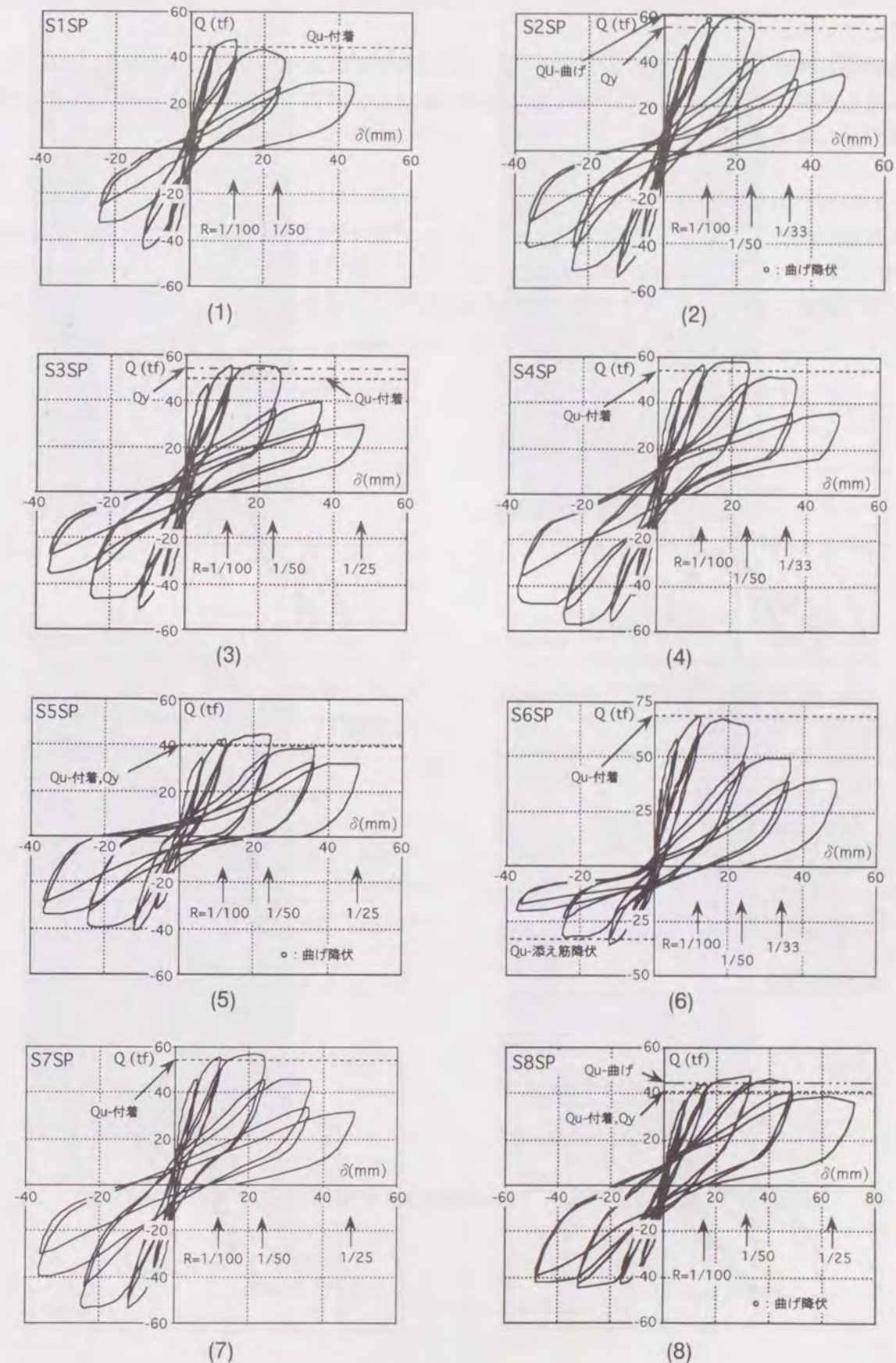


図4.7 $Q-\delta$ 関係（シリーズⅢ-2 その1）

力性状がよいが、引張軸力時は主筋に先行して添え筋が降伏するため逆に耐力性状が劣る結果となっている。

変動軸力試験体S11SP, S12NRの圧縮軸力時、および試験体S2SPの3体でせん断破壊を生じた。このうち試験体S2SPは曲げ降伏後のせん断破壊である。いずれも付着破壊と同様にぜい性的な破壊であることがわかる。

2) ひびわれおよび破壊状況

試験体の載荷後の状況を写真4.2に示す。シリーズⅢ-1では付着破壊を生じた試験体は外殻PCaからコアコンクリートが抜け出すものであったが、軸力を作用させたシリーズⅢ-2ではその現象は観察されなかった。同写真では付着破壊を生じた試験体に、主筋に沿ったひびわれが生じているが、これらは最大耐力後に生じたものである。

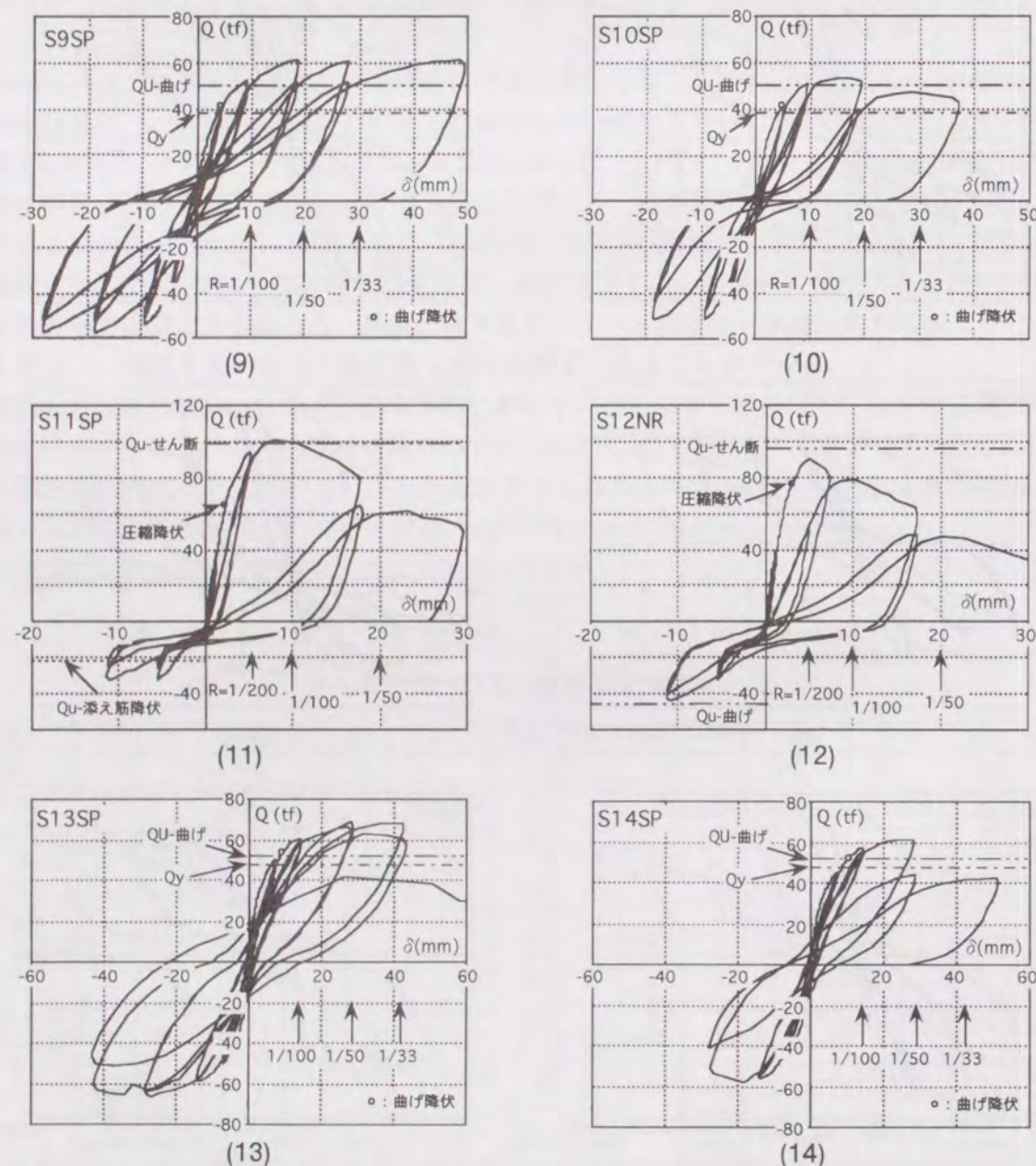


図4.7 Q-δ関係 (シリーズⅢ-2 その2)



試験体S1SP
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 $400 \times 400 \times 1200$
 $pg = 2.54\%$
 $pg' = 1.00\%$
 $pw = 0.36\%$
 $\sigma_B = 235 \text{ kgf/cm}^2$
 $\sigma_B' = 562 \text{ kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc) = 0.167$
 突合せPCa柱



試験体S2SP
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 $400 \times 400 \times 1200$
 $pg = 2.54\%$
 $pg' = 1.00\%$
 $pw = 0.60\%$
 $\sigma_B = 248 \text{ kgf/cm}^2$
 $\sigma_B' = 562 \text{ kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc) = 0.167$
 突合せPCa柱

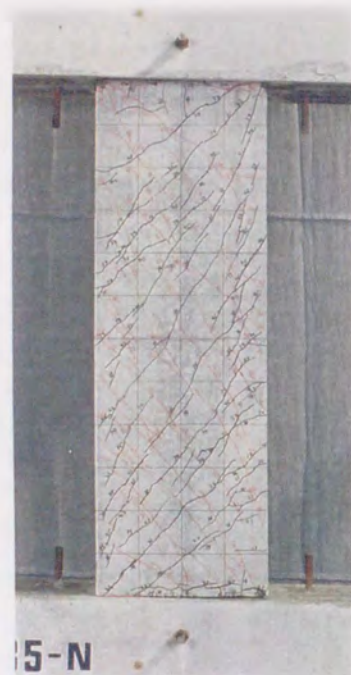


試験体S3SP
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 $400 \times 400 \times 1200$
 $pg = 2.54\%$
 $pg' = 1.00\%$
 $pw = 0.64\%$
 $\sigma_B = 256 \text{ kgf/cm}^2$
 $\sigma_B' = 562 \text{ kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc) = 0.167$
 突合せPCa柱



試験体S4SP
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 $400 \times 400 \times 1200$
 $pg = 2.54\%$
 $pg' = 1.00\%$
 $pw = 0.85\%$
 $\sigma_B = 273 \text{ kgf/cm}^2$
 $\sigma_B' = 562 \text{ kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc) = 0.167$
 突合せPCa柱

写真4.2 シリーズⅢ-2 (突合せ小型試験体) 試験体破壊状況 (その1)



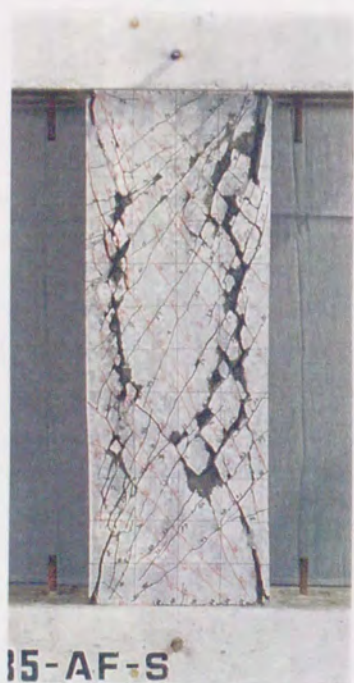
試験体S5SP
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1200
 $p_g=2.54\%$
 $p_g'=1.00\%$
 $p_w=0.85\%$
 $\sigma_B=272\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=562\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0$
 突合せPCa柱

15-N



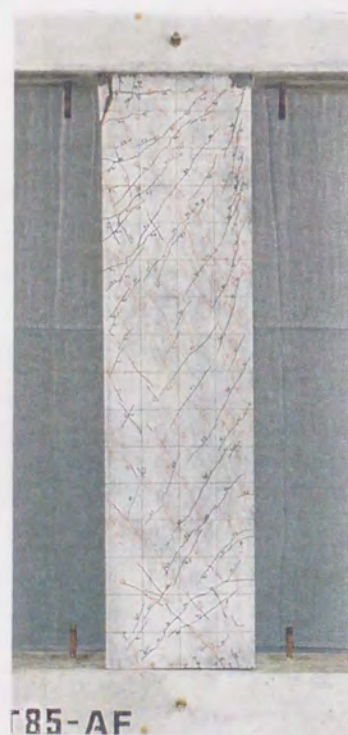
試験体S6SP
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1200
 $p_g=2.54\%$
 $p_g'=1.00\%$
 $p_w=0.85\%$
 $\sigma_B=285\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=562\text{kgf/cm}^2$
 $N=-0.2Ag \sigma_y \sim$
 $bDFc/3$
 突合せPCa柱

15-CH



試験体S7SP
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1200
 $p_g=2.54\%$
 $p_g'=0.64\%$
 $p_w=0.85\%$
 $\sigma_B=285\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=562\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.167$
 突合せPCa柱

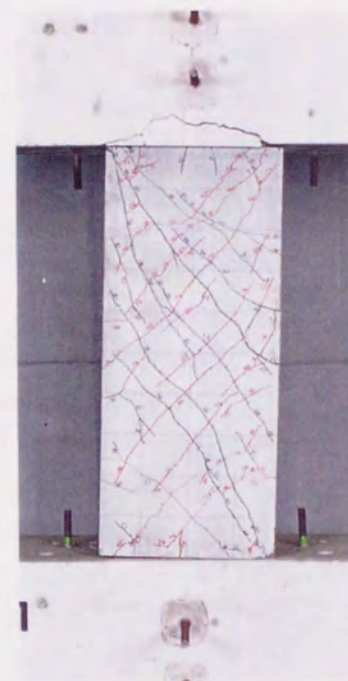
15-AF-S



試験体S8SP
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1600
 $p_g=2.54\%$
 $p_g'=1.00\%$
 $p_w=0.85\%$
 $\sigma_B=283\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=562\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.167$
 突合せPCa柱
 突合せ位置：
 柱脚から1000mm

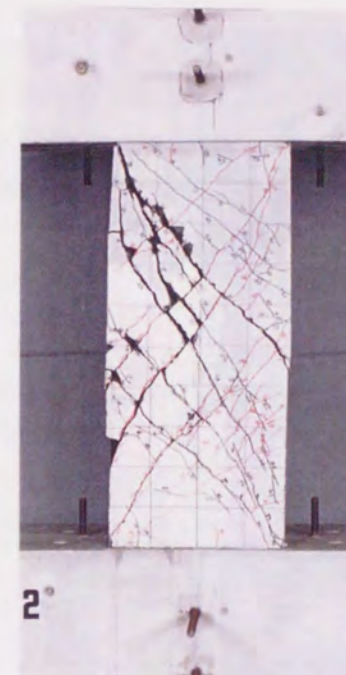
15-AF

写真4.2 シリーズⅢ-2 (突合せ小型試験体) 試験体破壊状況 (その2)



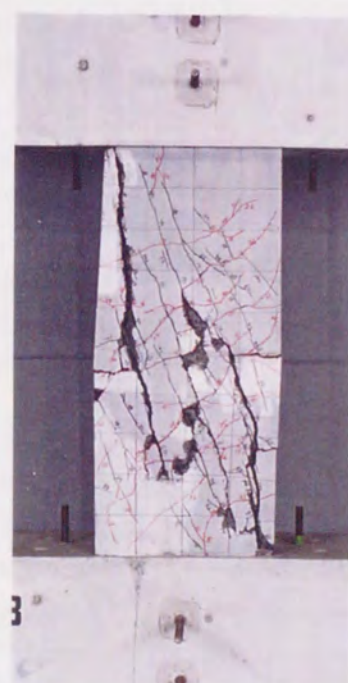
試験体S9SP
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1000
 $p_g=1.91\%$
 $p_g'=0.84\%$
 $p_w=1.19\%$
 $\sigma_B=354\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=495\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0$
 突合せPCa柱

1



試験体S10SP
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1000
 $p_g=1.91\%$
 $p_g'=0.84\%$
 $p_w=0.56\%$
 $\sigma_B=331\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=495\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0$
 突合せPCa柱

2



試験体S11SP
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1000
 $p_g=2.54\%$
 $p_g'=1.69\%$
 $p_w=1.00\%$
 $\sigma_B=441\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=495\text{kgf/cm}^2$
 $N=-0.5Ag \sigma_y \sim$
 $0.6bDFc$
 突合せPCa柱

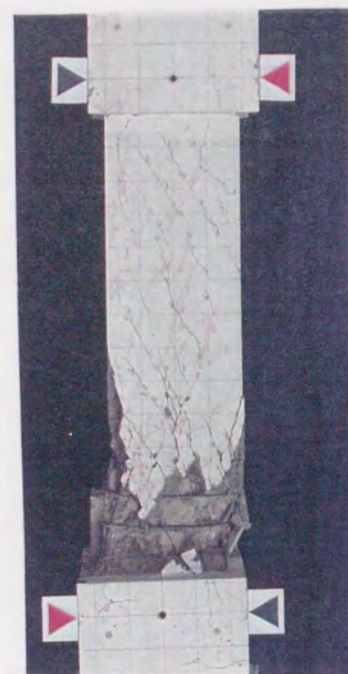
3



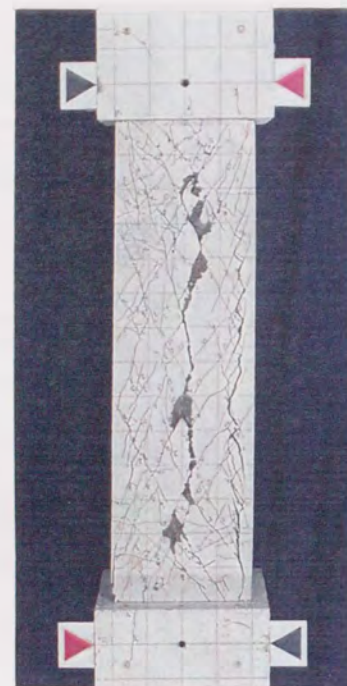
試験体S12NR
 $b \times D \times h_0$ (mm) ;
 400×400×1000
 $p_g=2.54\%$
 $p_w=1.00\%$
 $\sigma_B=436\text{kgf/cm}^2$
 $N=-0.5Ag \sigma_y \sim$
 $0.6bDFc$
 継手なし
 一体打ち柱

1

写真4.2 シリーズⅢ-2 (突合せ小型試験体) 試験体破壊状況 (その3)



試験体S13SP
 $b \times D \times h_0$ (mm);
 400×400×1400
 $p_g=1.94\%$
 $p_g'=1.00\%$
 $p_w=0.71\%$
 $\sigma_B=287\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=743\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.33$
 突合せPCa柱

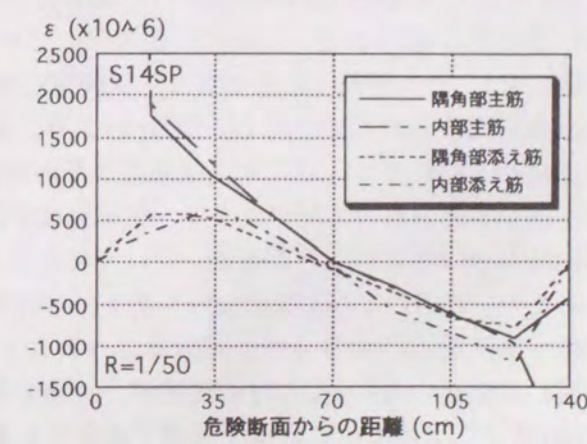
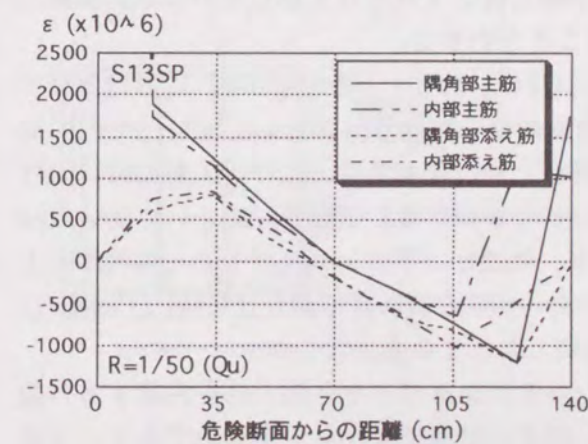
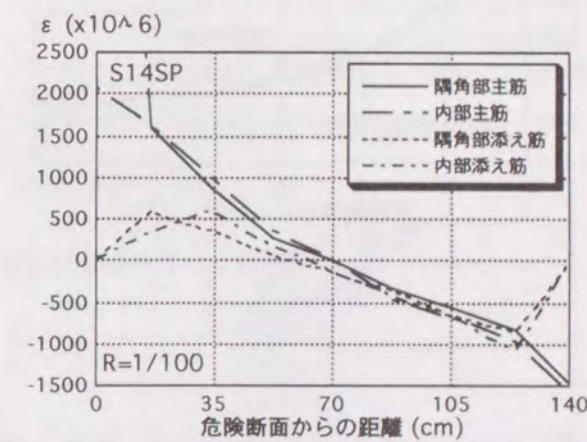
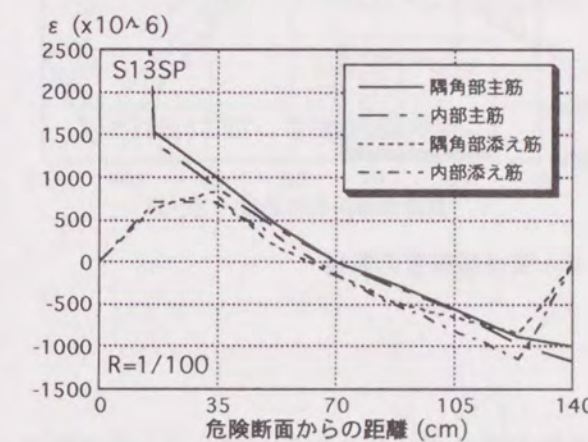
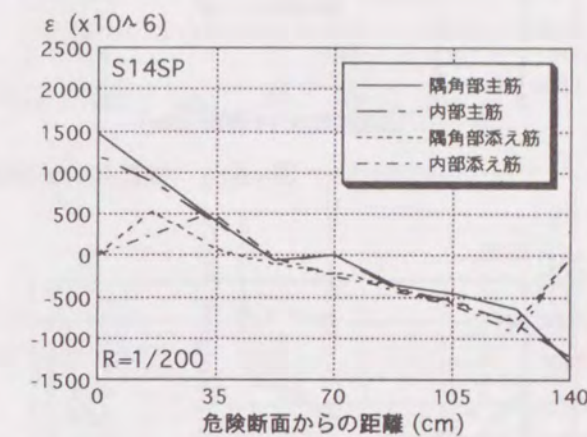
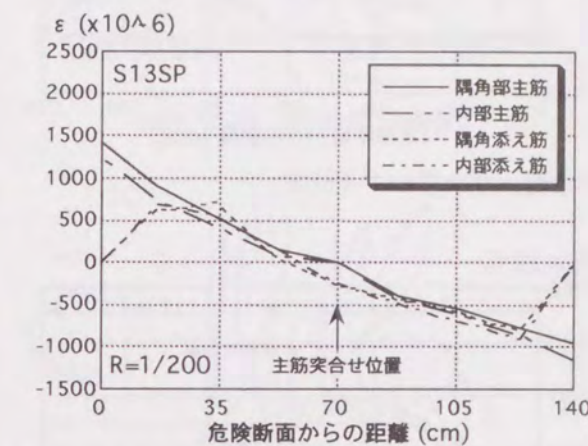


試験体S14SP
 $b \times D \times h_0$ (mm);
 400×400×1400
 $p_g=1.94\%$
 $p_g'=1.00\%$
 $p_w=0.71\%$
 $\sigma_B=267\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=743\text{kgf/cm}^2$
 $N/(bDFc)=0.33$
 突合せPCa柱

写真4.2 シリーズⅢ-2 (突合せ小型試験体) 試験体破壊状況 (その4)

3) ひずみ分布

図4.8に主筋および添え筋のひずみ分布の一例を示す。図4.8(a)では副帯筋の有無が隅角部主筋と内部主筋および添え筋ひずみに及ぼす影響を調べたものである。同図によれば、副帯筋の有無により添え筋のひずみ分布に若干差が見られるものの、通し配筋としたPCa柱で観察された隅角部主筋と内部主筋のひずみ分布の違い (図3.19参照) がここでは殆ど現われず、突合せ継手とすることで付着割裂パターンが異なることが確認された。



S13SP試験体 (副帯筋あり)

S14P試験体 (副帯筋なし)

図4.8(a) 一定軸力試験体の主筋・添え筋ひずみ分布
 (副帯筋有無の比較)

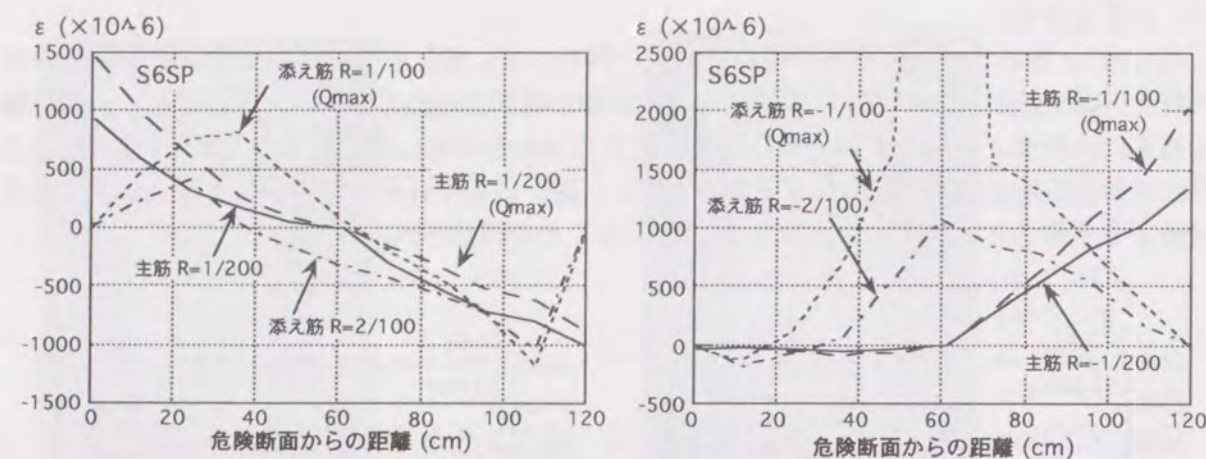


図4.8(b) 変動軸力試験体の主筋・添え筋ひずみ分布

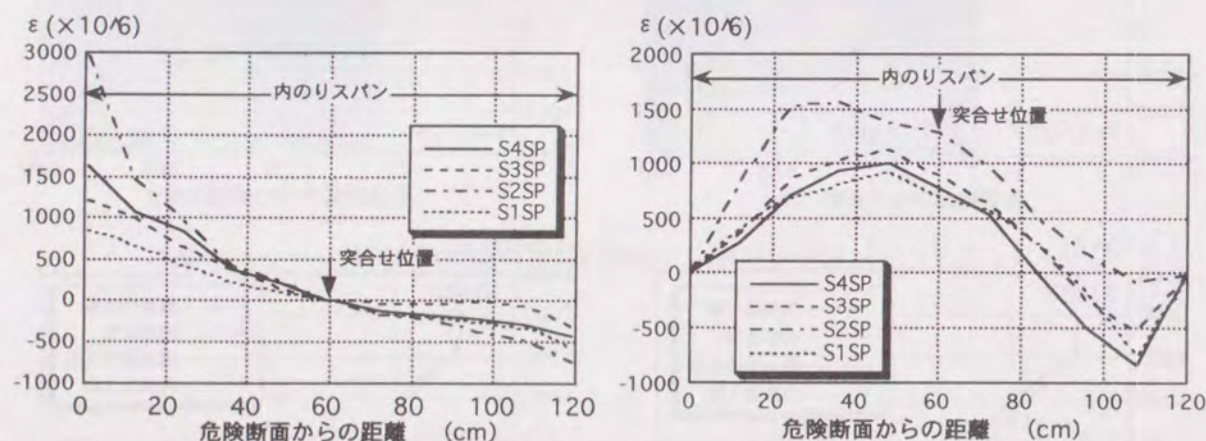
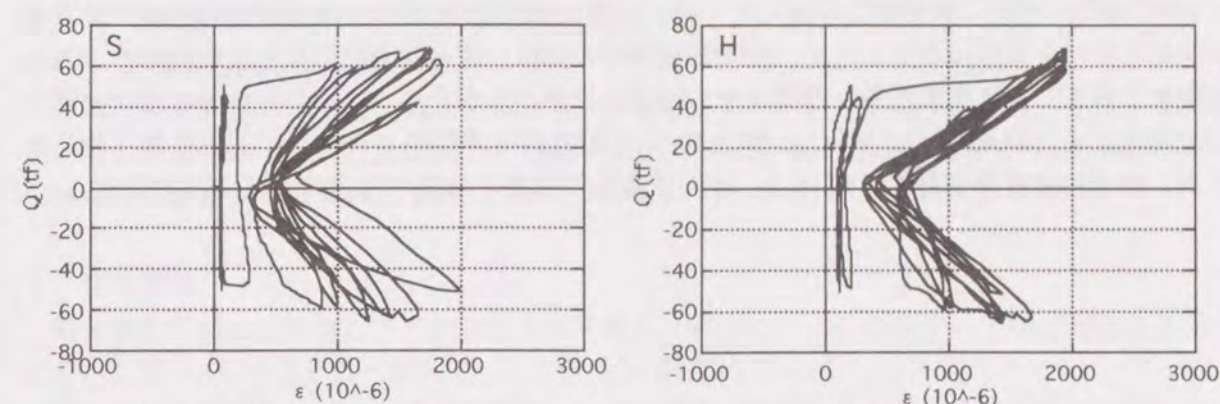


図4.9 ひずみ分布に及ぼすせん断補強筋量の影響

図4.8(b)は変動軸力試験体S6SPの圧縮および引張軸力時ひずみ分布を示している。引張軸力時に添え筋が部材中央で早期に引張降伏していることがわかる。

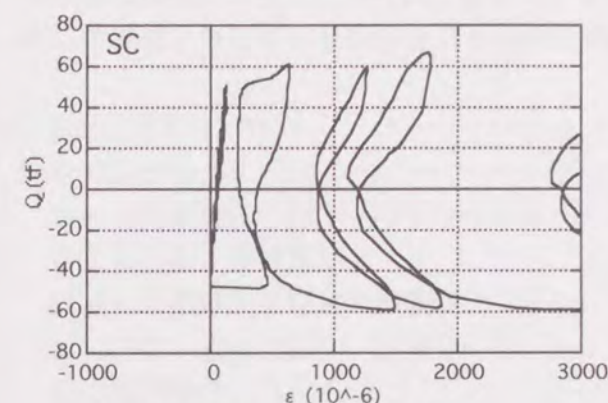
図4.9は、せん断補強筋量が異なる試験体S1SP～S4SPの $R=1/100$ （最大耐力時）におけるひずみ分布を比較したものである。同図(1)より、副帯筋のない試験体S1SP ($p_w=0.36\%$), S3SP (0.64%), S4SP (0.85%)では、せん断補強筋量が多い試験体ほど同一部材角時および最大耐力時における主筋ひずみ分布の勾配が大きく、付着強度が高いことがわかる。試験体S2SP ($p_w=0.60\%$)は p_w がS3SPとほぼ等しいが、副帯筋を用いたことにより、外殻とコアコンクリートの一体性が向上するため主筋のひずみ勾配すなわち最大付着強度が高い傾向が現われており、同時に、同図(2)で示す添え筋のひずみも他の試験体より大きい結果となっている。

図4.10は突合せPCa柱の付着破壊が、主筋を含むコアコンクリートと添え筋を内蔵する外殻PCaの滑りによって生じる継手破壊であることを、ひずみ計測結果から示すものである。同図はせん断補強筋形状のみがことなる試験体S13SPとS14SPの、危険断面から1.4D(D:柱せい)の位置で計測したせん断補強筋のひずみを、縦軸に荷重をとって示している。いずれもせん断補強筋の隅角位置が中央部に先行して曲げを伴う引張降伏を生じ、特に副帯筋を使用していない



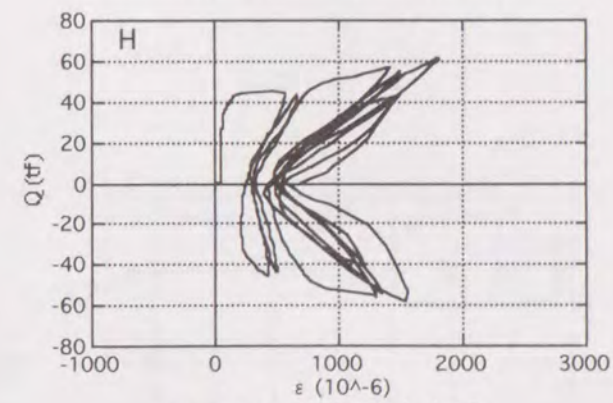
(1)S13SP 副帯筋中央部

(2)S13SP 外周筋中央部

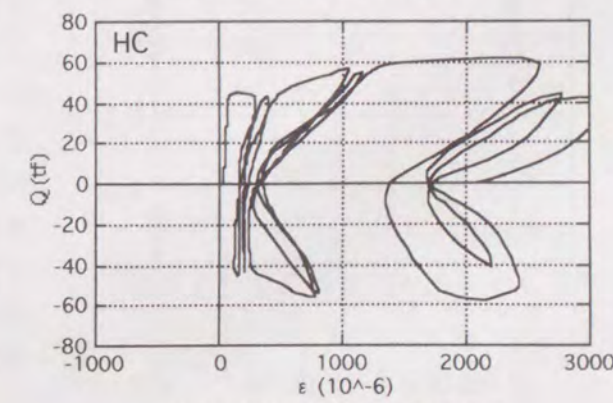


(3)S13SP 副帯筋隅角部

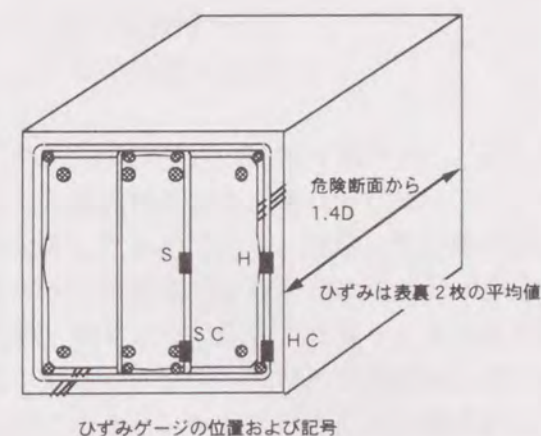
(4)S13SP 外周筋隅角部



(5)S14SP 外周筋中央部



(6)S14SP 外周筋隅角部



ひずみゲージの位置および記号

図4.10 フープ筋各位置のひずみ

S14SPでは降伏直後に最大耐力に達している。一方、副帯筋を使用したS13SPでは外周筋隅角部が降伏した後も荷重は増加したが、副帯筋隅角部の降伏に伴い耐力低下を生じている。これらの現象と前述した隅角部主筋と内部主筋のひずみ分布に差が見られないこと、軸力がない場合の破壊状況を合わせて検討すると、突合せPCa柱特有の付着割裂パターンが確認され、後述するが、付着耐力式を誘導する際には、せん断補強筋強度を考慮すべきであることが分かる。

4. 4 突合せ継手を有するPCa柱部材の耐力性状

4.4.1 各種耐力式の適用性の検討

本項では第3章に示した、通し配筋としたPCa柱部材を対象とする弾性剛性、曲げ・せん断ひびわれ荷重、曲げ及びせん断耐力の各計算式あるいは計算方法が、突合せPCa柱部材に対しても適用可能かどうかを検討する。

1) 弾性剛性

第2章と同様に、外殻とコアの強度差を無視し、式(4.1)～(4.3)を用いて弾性剛性を算出した式(4.1)～(4.3)はそれぞれ式(3.1)～(3.3)に同じ。

図4.11は弾性剛性の(実験値/計算値)の値を横軸に軸力比をとって比較したものである。実験値は目視によるひびわれ発生荷重の直前の計測値と原点を結ぶ直線の傾きを示しているため、計算値より小さい傾向があるものの比較的良好に一致していると言える。

$$K_e = 1 / (1/K_f + 1/K_s) \quad \dots\dots\dots (4.1)$$

$$K_f = 12E_c \cdot I_e / h^3 \quad \dots\dots\dots (4.2)$$

$$K_s = G \cdot A / (\kappa \cdot h) \quad \dots\dots\dots (4.3)$$

ここに、 K_e ：弾性剛性

K_f, K_s ：曲げおよびせん断剛性

$h = h_0 + 2S$ ($S = 0.25D$)

h_0 ：柱内乗りスパン

E_c ：コンクリートのヤング係数

$$E_c = 2.1 \times 10^5 \cdot (\gamma / 2.3)^{1.5} \cdot \sqrt{(\sigma_{Bc} / 200)}$$

γ ：コンクリートの単位容積重量(=2.4)

σ_{Bc} ：コアコンクリート強度

I_e ：鉄筋を考慮した断面2次モーメント

G ：コンクリートのせん断弾性係数(=6/14 E_c)

A ：部材断面積(=bD)

κ ：形状係数(=1.2)

図4.12は、図4.11に第3章で示した通し配筋とした試験体の結果を重ねてプロットし、両者を比較したものである。通常、重ね継手を有する部材の弾性剛性は断面内の鉄筋量が多くなるため、継手がない場合より高くなる傾向があることが報告され^{4.7)}、同様の結果が第2章でも得られている。しかしながら図4.12によれば、継手のある場合はない場合と比べ、ほぼ同程度あるいは逆に低い傾向も見られる。これは曲げ初ひびわれの発生位置である柱脚部の打継ぎ部分が、外殻PCaとスタブの取り合い部でもあるためひびわれの発見が相対的に遅いこと、シリーズ

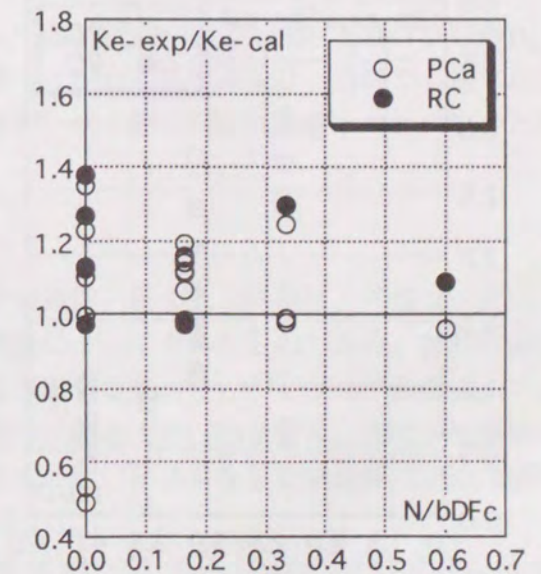


図4.11 弾性剛性計算値の適合性

Ⅲ-1では測定治具によってさらにこの位置の観察が困難であったことなどが原因と推定される。

2) 曲げ・せん断ひびわれ荷重

図4.13、図4.14にそれぞれ曲げおよびせん断ひびわれ荷重の実験値と計算値を比較した結果を示す。曲げひびわれ荷重は(4.4)式で、せん断ひびわれ荷重は式(4.5)によって評価した(式(4.4)、(4.5)はそれぞれ式(3.6)、(3.7)に同じ)。曲げ初ひびわれは外殻PCaとスタブの打継ぎ面に生じることを考慮すると、曲げひびわれ荷重は、外殻PCaを用いない部材と同等あるいはそれ以下と予想されるが、本実験結果は計算値の1/2程度であった。せん断ひびわれ荷重実験値は軸力がない場合には計算値と良好な一致を示したが、ある場合には計算値に比べかなり高い結果となった。

$$MBC = 1.8 \sqrt{\sigma_{Bc} \cdot Z_e + \sigma_0 Z_e} \dots \dots \dots (4.4)$$

$$Q_{scr} = (1 + \sigma_0 / 150) [0.085 k_c (500 + \sigma_{Be}) / \{ (M/Qd) + 1.7 \}] \cdot b_j \dots \dots (4.5)$$

ここに、MBC：曲げひびわれ強度

Z_e：鉄筋を考慮した断面係数

σ₀：軸方向応力度

σ_{Be}：等価コンクリート強度 (= (σ_{BS} A_s + σ_{Bc} A_c) / A)

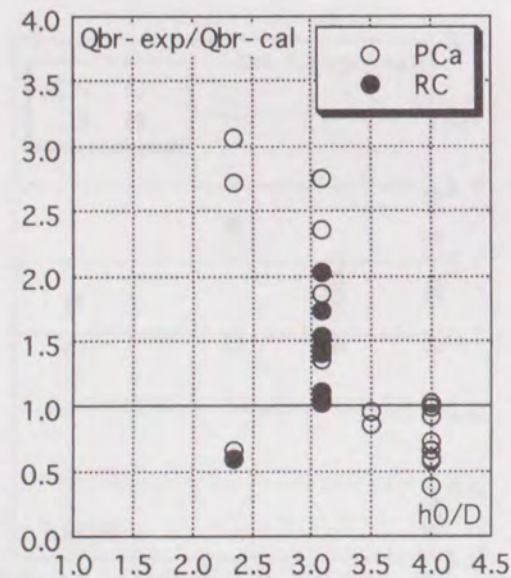


図4.13 曲げひびわれ発生荷重
計算式の適合性の検討

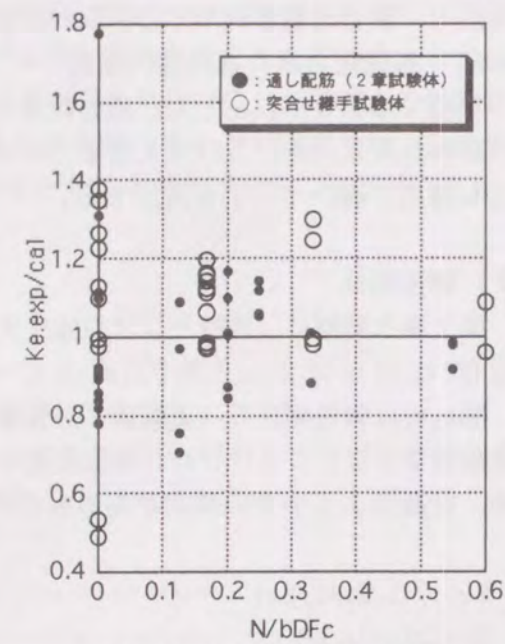


図4.12 継手の有無による
弾性剛性の比較

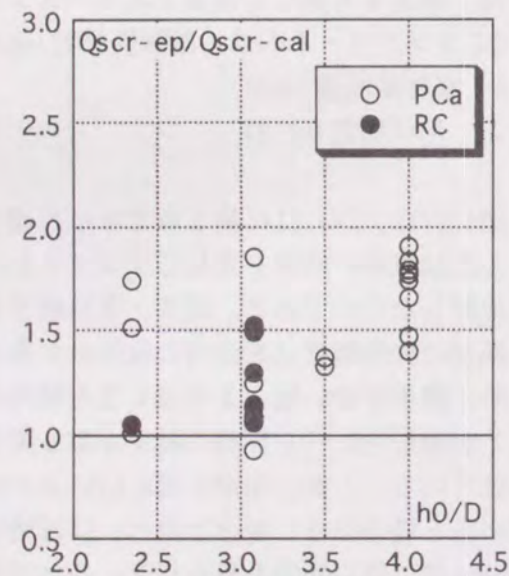


図4.14 せん断ひびわれ発生荷重
計算式の適合性の検討

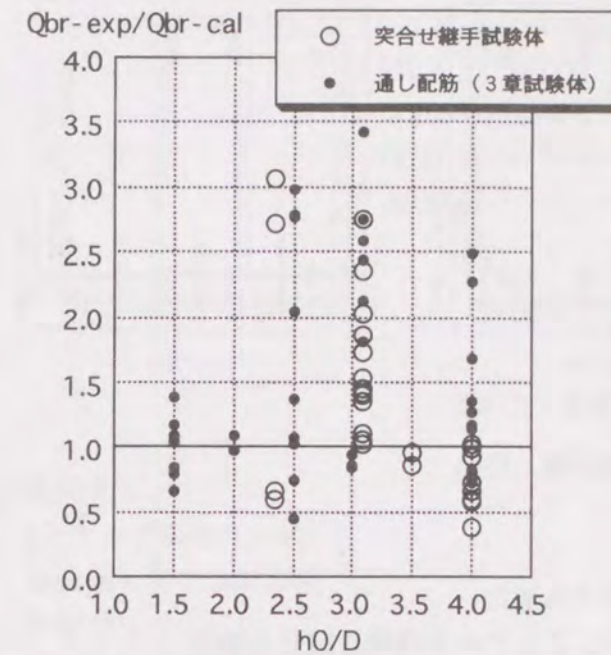


図4.15 継手の有無による曲げ
ひびわれ発生荷重の比較

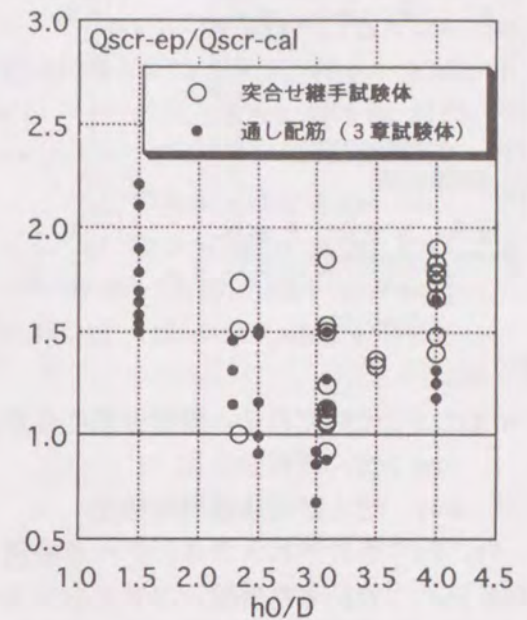


図4.16 継手の有無によるせん断
ひびわれ発生荷重の比較

k_c：断面寸法による補正係数
j：7d/8 d：有効せい
M/Qd：シアスパン比
σ_{BS}：外殻コンクリート強度

図4.15および図4.16はそれぞれ第3章で対象とした通し配筋としたPCa部材と曲げひびわれ、せん断ひびわれ発生荷重を比較したものである。曲げひびわれ発生荷重は、前項でも述べたようにシリーズⅢ-1では計算値よりも高い傾向にあるが、せん断ひびわれは継手の無い場合と同様の傾向を示している。

3) 曲げ及びせん断耐力

表4.3、表4.4に示した曲げ降伏荷重、最大耐力計算値は、第3章と同様に、外殻コンクリートの強度を考慮するファイバーモデルによる断面解析によって求めたものである。材料の応力(σ)－ひずみ(ε)関係は、鉄筋をひずみ硬化を考慮する(E_sの2%)バイリニア曲線に、コンクリートの圧縮側をe関数式で、引張側を引張強度(圧縮強度の1/10と仮定)まで弾性係数の傾きを持つ直線とし、引張強度に達した後はσ=0とた。曲げ降伏を生じた試験体(S2SP, S8SP)の実験値は計算値と良く一致していることが分かる。

せん断耐力は第3章で示した提案式と同様で、式(4.6)～(4.9)によった(それぞれ式(3.9)～(3.12)に同じ)。試験体は付着破壊したものがほとんどであるが、ほぼ予想される曲げあるいはせん断耐力を発揮している。

$$\begin{aligned}
V_u &= V_t + V_a & \dots\dots\dots (4.6) \\
bts &= ast \sigma_{wy} / (S \sin^2 \phi \cdot \nu \sigma_{Bs}) & \dots\dots\dots (4.7a) \\
btc &= ast \sigma_{wy} / (S \sin^2 \phi \cdot \nu \sigma_{Bc}) & \dots\dots\dots (4.7b) \\
V_t &= 2bts \cdot \nu \sigma_{Bs} \cdot jt \cdot \cos \phi \cdot \sin \phi + (n-2) btc \cdot \nu \sigma_{Bc} \cdot jt \cdot \cos \phi \cdot \sin \phi \\
&= b \cdot jt \cdot pw \sigma_{wy} \cdot \cot \phi & \dots\dots\dots (4.8) \\
V_a &= V_{as} + V_{ac} & \dots\dots\dots (4.9) \\
V_{as} &= \tan \theta \cdot bs D \nu \sigma_{Bs} / 2 \\
V_{ac} &= \tan \theta \cdot bc D \nu \sigma_{Bc} / 2 \\
\tan \theta &= \sqrt{\{(2M/VD)^2 + 1\}} - 2M/VD \\
bs &= 2ts - 2bts, \quad bc = b - 2ts - (n-2) btc
\end{aligned}$$

ここに、

- n, ast, S : それぞれせん断補強筋の足数、断面積、間隔
 pw : せん断補強筋比
 σ_{wy} : せん断補強筋降伏強度
 V_t, V_a : それぞれトラス、アーチ機構負担せん断力
 V_{as}, V_{ac} : それぞれ外殻、コアコンクリートによるアーチ機構負担せん断力
 jt : 主筋中心間距離
 bts, btc : それぞれ外殻、コアコンクリート内でトラス機構の作用する断面幅
 bs, bc : それぞれ外殻、コアコンクリート内でアーチ機構が作用する断面幅
 ts : 外殻PCaの厚さ
 ν : コンクリートの有効係数で次式による
 $\nu = (2M/VD + 1) / 4 \quad (0.5 \leq \nu \leq 1.0)$
 ϕ : コンクリート圧縮角度で45度とする

4.4.2 添え筋降伏による最大耐力の定量化

部材中央位置で添え筋が降伏することによる最大耐力は以下の要領で求めることができる。

まず以下に計算上の仮定を示す。

(i) 内のり高さ中央の主筋突合せ位置では、逆対象モーメントが作用する時は曲げモーメントが0であるので、添え筋応力はすべてせん断トラス機構により生じる。

(ii) せん断補強筋は降伏しない。

せん断補強筋の引張力、コンクリートの圧縮ストラット、および添え筋の引張力によるトラスの釣り合い関係から次のように求められる。

$$V_{us} = A_{sp} \sigma_s / \cot \phi \quad \dots\dots\dots (4.10)$$

$$\sigma_s = \sigma_y - \sigma_{ns} \quad \dots\dots\dots (4.11)$$

$$\sigma_{ns} = nrN / (bD + (nr-1) A_{sp}) \quad \dots\dots\dots (4.12)$$

$$\text{ただし、引張軸力時 } \sigma_{ns} = N / A_{sp} \quad \dots\dots\dots (4.13)$$

ここに、

V_{us} : 添え筋降伏による破壊時層せん断力

σ_s : 軸力を考慮した添え筋最大負担応力

σ_{ns} : 軸力による付加応力、ただしコンクリートの引張強度を超える場合は全軸力を添え筋

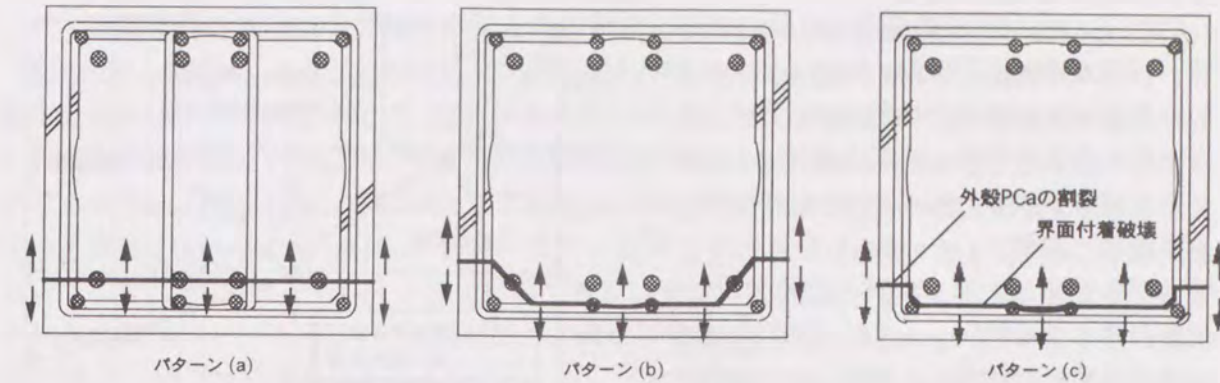


図4.17 割裂パターン

が負担する。

nr : ヤング係数比 (=15)

A_{sp} : 添え筋の全断面積

N : 軸力

b, D : それぞれ断面の幅、せい

ϕ : コンクリートの圧縮角度で45度とする。

上式ではアーチ機構を無視しているが、実際にはトラス機構に加えてアーチ機構も作用していると考えられる。従って、下界定理の考え方に依って、せん断力が最大となるように添え筋の鉄筋力をそれぞれトラスおよびアーチ機構寄与分に配分すべきであるが、簡便でかつ安全側の評価となるように、添え筋の鉄筋力は全てトラス機構に寄与するものとした。さらに引張軸力が作用した場合、コンクリートの引張強度を無視し、全軸力を添え筋が負担するとしている。

軸力のない実大試験体L2SR, L3SR, L4SRで添え筋降伏後に若干の耐力上昇が観察されたが、これらの試験体は主筋の降伏が先行しており、主筋と添え筋のひずみ硬化の影響が表れたものと推定される。またシリーズⅢ-2の引張軸力を作用させた試験体(S6SP, S11SP : 図4.7 (6), (11))では、添え筋が降伏するとその後の耐力上昇がほとんどなかった。表4.4中の変動軸力試験体の引張軸力時計算値は上式による計算結果を示している。

4.4.3 付着割裂強度

1) 付着割裂パターン

外殻PCaを用いた試験体の付着破壊タイプは載荷終了時の試験体の状態から、図4.17 (a) に示すように外殻とコアコンクリートが一体となって全割裂を生じるもの、同図 (b) に示すように外殻PCaの割裂とコアのコーナー割裂、外殻とコアの界面付着破壊によるもの、同図 (c) に示す、外殻の割裂にともなう界面付着破壊による継手破壊の3通りが推定された。タイプ (a) および (b) の破壊は通し配筋としたPCa試験体で観察された割裂パターンである。このうち軸力のない試験体では、最大耐力後に隅角部コアコンクリートを含むコアコンクリート全体が外殻PCaから抜け出す現象が観察されたことから、明らかに (c) タイプの破壊を生じたと考えられる。軸力のある試験体では判別が困難であったが、4.3.2項で述べた現象やひびわれ発生状況から判断すると (c) が生じて耐力低下後にコアコンクリートの割裂を生じるものと思われる、最大耐力は (c) タイプで決まると推定される。

2) 主筋付着強度の定義

図4.18に試験体S2SPの最大耐力時における、ひずみ計測値とヤング係数 E_s から算出した主筋と添え筋の応力実験値と、第2章に示した継手応力分布の算出法に従って求めた主筋および添え筋の応力分布計算値とを比較して示す。4.3.1項の3)で述べたように、最大耐力時には主筋と添え筋の平面保持が成り立っていないため、添え筋計算値は実験値との対応がよくないが、主筋応力の計算値は実験値を良く捉えている。この結果より、主筋応力分布は直線状ではなく、付着応力度も一定でないことが予想されるが、本項では、危険断面の応力と主筋突合せ端部の応力(=0)を直線で結ぶ応力分布(図中点線)と大差ないことから、この直線から求められる付着応力度を主筋付着応力度と定義する。

3) 付着割裂強度

以下に(c)タイプの割裂強度すなわち最大耐力時主筋付着強度について検討する。この主筋付着強度は式(4.14)で示すようにコンクリートの割裂強度と拘束筋の補強効果による強度上昇の和として求められると仮定している。また第3章では繰り返しによる強度低減係数 α を採用しているが、 α は鉄筋とコンクリート間の付着特性を検討した文献^{4,9)}に基づく係数であり、コアコンクリート全体が抜け出す(c)タイプの継手破壊には適用できないと考えられる。

(1)コンクリートの割裂強度

コンクリートの割裂強度は日本建築学会「鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説」^{4,9)}(以後終局強度型指針と省略する)におけるコンクリートの割裂強度式を準用した。

すなわち外殻とコアコンクリートの界面付着を無視し、外殻PCaに設けたシアコッターの付着抵抗は考慮しない条件のもとで、外殻コンクリートの割裂強度のみで評価することとした(式(4.15))。

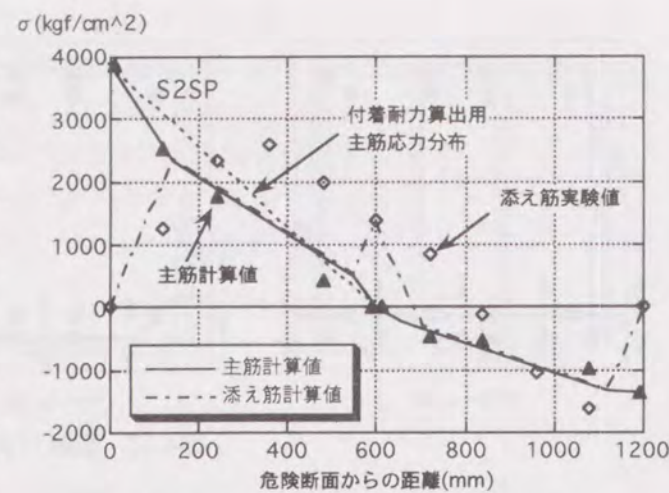


図4.18 主筋および添え筋応力の分布

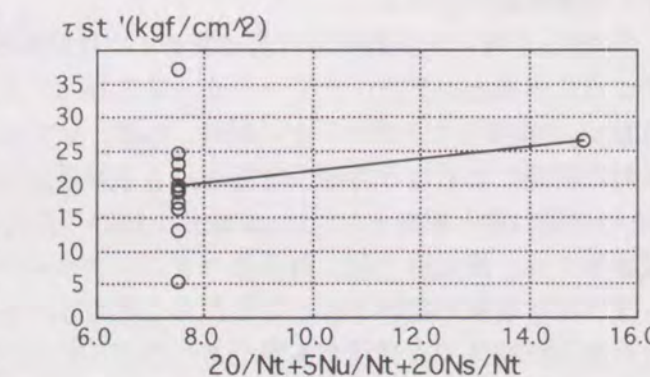
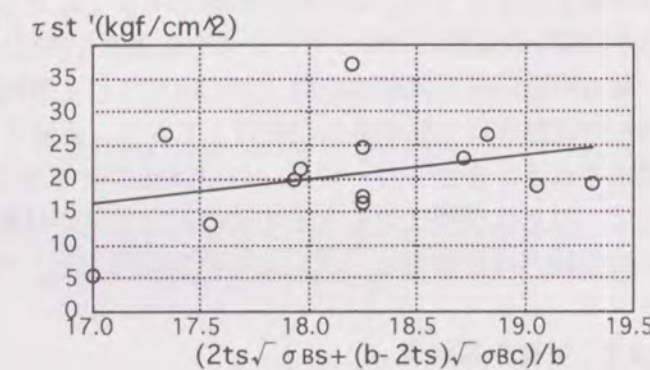
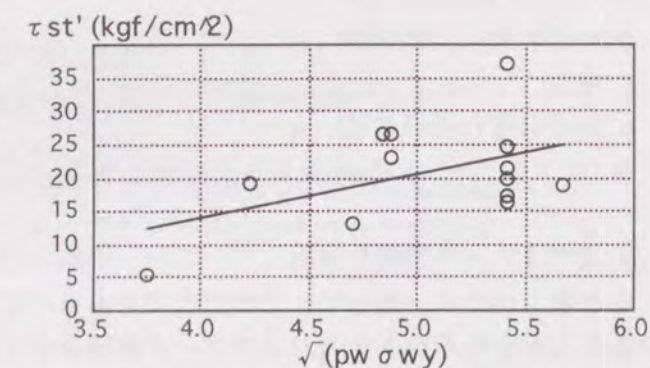


図4.19 τ_{st}' におよぼす各要因の検討

(2)せん断補強筋の補強効果による付着強度上昇

せん断補強筋の補強効果に関する考え方は3章と同様で式(4.16)を基本とする。

突合せPCa柱では、4.3.2項のひずみ計測結果から得られたように、隅角部と内部主筋の付着強度を別々に求めるのではなく、部材の最大耐力時にはすべての主筋の付着強度 τ_{bu} は等しいとして求め、同時に τ_{bu} に及ぼすせん断補強筋の降伏強度の影響を適切に考慮する必要があると考えられる。図4.19は付着破壊を生じた突合せPCa試験体を対象に、最大耐力時主筋付着強度の実験値 τ_{bu-exp} から τ_{co} (計算値)を引いた値(τ_{st}')と $\sqrt{(pw\sigma wy)}$ の関係、および τ_{st}' と式(4.16)中のコンクリート強度に関する項、せん断補強筋の拘束に関する項との関係をそれぞれ調べたもので、図中の直線は最小二乗法による近似直線である。同図からこれら各項目が τ_{st}' とほぼ比例関係にあることがわかる。データ数が少なく使用した補強筋の降伏強度、補強筋形状が非常に限られた範囲であるが、せん断補強筋の降伏強度を考慮する項として式(4.16)の pw に代えて $\sqrt{(pw\sigma wy)}$ を用い、 τ_{st}' との一致性を考慮して決定した係数(1/600)を乗じることで τ_{st} を評価することができる(式(4.17))。突合せRC柱および通し配筋RC柱試験体の付着割裂強度は式(4.16)で外殻厚さを0として算出した。

$$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad \dots\dots\dots (4.14)$$

$$\tau_{co} = (0.8ts/\Sigma db + 0.5)\sqrt{\sigma Bs} \quad \dots\dots\dots (4.15)$$

$$\tau_{st1} = \{(20/Nt + 5Nu/Nt + 20Ns/Nt)pw(2ts\sqrt{\sigma Bs} + (b-2ts)\sqrt{\sigma Bc})\}/db \quad \dots\dots\dots (4.16)$$

$$\tau_{st} = \{(20/Nt + 5Nu/Nt + 20Ns/Nt)\sqrt{(pw\sigma wy)}/600 \cdot (2ts\sqrt{\sigma Bs} + (b-2ts)\sqrt{\sigma Bc})\}/db \quad \dots\dots\dots (4.17)$$

ここに、

db:隅角部の主筋直径

Σdb :一列に並ぶ主筋直径の総和

Ns, Nu:それぞれ一列の主筋のうち直接副帯筋のかかっているものといないものの本数。

Nt:一列の全主筋本数($Nt=2+Ns+Nu$)。

表4.3及び4.4の付着耐力計算値は上式による τ_{bu} 計算値を用いて、部材端部で主筋応力を算出し($\sigma = \tau_{bu} \cdot 4/db \cdot h/2$)、断面解析による主筋応力と一致する時点の耐力を算出して実験値と比較している(ただし $\sigma > \sigma_y$ となる時は"ー"を記入している)。曲げ破壊を生じなかった試験体の計算結果は主筋径、軸力にかかわらず精度良く実験結果を捉えており、各試験体の破壊モードも一致している。また、図4.20は実験値(τ_{bu-exp})と計算値(τ_{bu-est})を比較したものである。

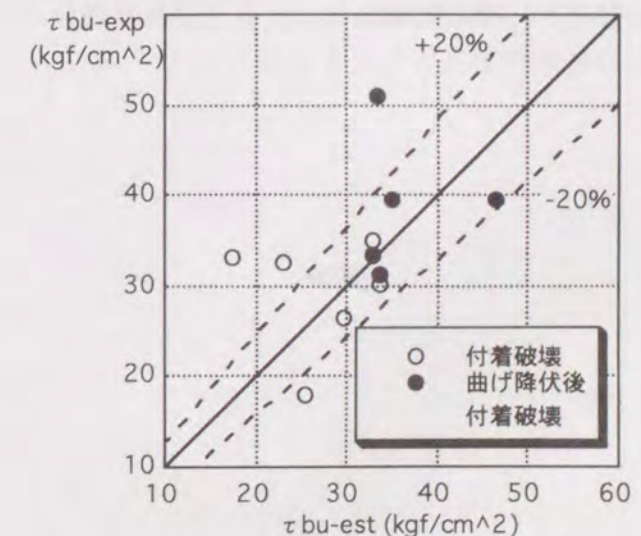


図4.20 付着強度式の適合性の検討

4. 5 まとめ

突合せ継手を用いた実大および約1/2スケールの小型柱試験体の曲げせん断実験を実施し、部材の破壊・耐力性状を調べた結果、以下に示す知見が得られた。

(1) 部材の破壊性状には、通常の曲げ、せん断破壊に加えて、突合せPCa柱試験体特有の割裂パターンによる付着割裂破壊と、部材中央部の主筋突合せ位置で添え筋が引張降伏する破壊の合計4種が観察された。靱性的な曲げ破壊を除き、他の破壊を生じた部材はエネルギー吸収に乏しいスリップ型の履歴性状を示し、脆性的な荷重低下を示すのが特徴である。

(2) 突合せPCa柱は外殻とコアコンクリートの一体性が失われると同時に付着割裂破壊が生じる。この一体性にせん断補強筋が大きく影響を及ぼすが、外周筋のみのせん断補強では、その量を増しても効果は少ない。一体性の向上には、副帯筋（中子筋）を外殻PCaに内蔵させて使用するとが最も効果的で、この副帯筋により拘束効果の増大と、外殻とコアコンクリート間のダボ筋としての効果が期待できる。

(3) 突合せPCa柱部材における主筋の応力分布は、突合せ位置を0として危険断面から直線的に変化する。この応力分布状況は層間変形角が大きくなっていてもあまり変わらず、主筋の曲げ降伏域は狭く、変形が危険断面に集中する傾向がある。またこれにより危険断面位置のひずみ硬化が進み、曲げ耐力が計算値より30~40%高くなる傾向がある。

(4) 突合せPCa柱部材の弾性剛性、ひびわれ荷重、曲げおよびせん断耐力は、第3章で示した、通し配筋としたPCa柱の提案式によって求めることができる。

(5) 部材中央部の主筋突合せ位置で添え筋が引張降伏する破壊は、軸力を作用させない、あるいは引張軸力が作用する時に生じた。この部材中央位置の添え筋応力はせん断ストラットの材軸方向成分と軸力による付加応力の和と考えられる。添え筋が降伏することによる最大耐力算定式をせん断補強筋の引張力、コンクリートの圧縮ストラット、および添え筋の引張力の釣り合い関係から求める方法を提案し、実験値との適応がよいことを示した。

(6) 突合せPCa柱試験体の付着割裂破壊は、外殻PCaとコアコンクリートが一体性を失う特有の割裂パターンによって生じる。このときの主筋付着割裂強度を、外殻PCaの割裂による強度と、せん断補強筋による付着強度増分の和として評価できることを示し、実験結果との対応性が良いことを示した。

第5章 添え筋内蔵の外殻プレキャストコンクリートを用いた「突合せ継手」を有する柱部材の靱性能に関する研究

5. 1 研究目的

メカニズム時に塑性ヒンジを生じるように計画された柱部材には、靱性的な塑性変形能力を発揮することが望まれる。さらに、阪神大震災で見られるように、設計地震力を大きく上回る大地震時には、柱は予想以上の大変形で、多数回の繰返しを受ける。このような、最大耐力を超える繰返しに対しても、部材に急激な耐力低下を生じないように設計することが最も重要であるといえる^{5.1)}。

柱主筋に突合せ継手を用いる場合も同様で、降伏ヒンジ形成に伴う主筋の付着喪失や、繰返しによる付着劣化を適切に評価し、継手設計を行う必要がある。特に曲げ降伏後の繰返しによってぜい性的なせん断破壊あるいは付着破壊が生じることを避けるため、せん断補強筋量、外殻およびコアコンクリート強度等を総合的に評価し、塑性ヒンジを計画する部材に欲求される、靱性能を確保する設計法、すなわち靱性設計の確立が望まれる。

本章では、突合せPCa柱部材を対象に、靱性設計を確立するための基礎となる実験データを得るために、主筋付着性状に及ぼす繰返し荷重、およびせん断補強筋量等の影響を多数回繰返し載荷実験によって明らかにすることを試みた。さらに、本章は得られた実験結果と第4章の実験結果を併せて検討し、部材に欲求される塑性変形能力と突合せ継手主筋に必要な付着強度の関係を定量的に捉えることによって、大変形繰返しに対する靱性能を確保する付着設計法の一素案を提示しようとするものである。

5.2 多数回繰り返し載荷実験（シリーズⅣ）

5.2.1 実験概要

表5.1に実験概要を、図5.1に試験体の断面および配筋を示す。試験体数は6体で、5体を突合せPCa柱試験体とし、1体を外殻PCaを用いた通し配筋の試験体(PC-N)、他の1体を通し配筋で在来工法によるRC柱試験体(RC-N)としている。用いたパラメータは上記の外殻PCaおよび継手の有無に加えて、せん断補強筋比およびその形状である。すなわち、せん断補強筋比を1.2%、0.8%、0.6%の3レベルとし、PC-L4を除くすべての試験体のせん断補強筋に副帯筋（中子筋）を配した囲型の配筋を、PC-L4は外周筋だけで補強した口型の配筋とした。

試験体は曲げ降伏が先行するように計画し、シアスパン比が4.0の長柱とした。突合せ継手を採用した試験体におけるコア内の柱主筋は、いずれも柱脚から800mm (42d) の位置までとした。表5.2に使用材料を示す。

5.2.2 載荷および測定方法

載荷は図5.2に示す方法により、200tf静的アクチュエータを用いて、部材角 $R=1/100, 1/50, 1/33$ で各10回づつ繰返す正負交番繰返し載荷とし、繰返し終了後は $R=1/17$ まで単調に荷重を増加させた。軸力は、柱頭部PC鋼棒定着端に取り付けたロードセルの値が常に一定となるよう、コンパレータを用いて反力ブロック側油圧ジャッキの締め付け力を調節する方法で、定軸力 $0.15F_{cbD}$ (64.8tf)を与えた。変位およびひずみの測定項目は、加力点の鉛直変位、主筋重ね継手端部位置の鉛直変位、および主筋・添え筋のひずみである。載荷状況を写真5.1に示す。

表5.1 実験概要

試験体	PC-L1	PC-L2	PC-L3	PC-L4	PC-N	RC-N
断面	400×400 mm $h_0/2=1200$ mm					
コンクリート強度	コアコンクリート $F_c=270$ kgf/cm ²					
主筋	12-D19 (SD345) $\rho_g=2.15\%$					
帯筋	囲-D10 @60 $\rho_w=1.2\%$	囲-D10 @90 $\rho_w=0.8\%$	囲-D10 @120 $\rho_w=0.6\%$	口-D10 @45 $\rho_w=0.8\%$	囲-D10 @90 $\rho_w=0.8\%$	囲-D10 @90 $\rho_w=0.8\%$
突合せ継手	あり（添え筋12-D13）				なし	
PCa管	使用 ($F_c'=500$ kgf/cm ²)					なし
軸力	$0.15F_{cbD}$ (64.8tf)					

試験体記号

PC：外殻PCaを使用した試験体（在来工法一体打ちはRC）

L：突合せ継手試験体（通し配筋の試験体はN）Lの後の数字は通し番号

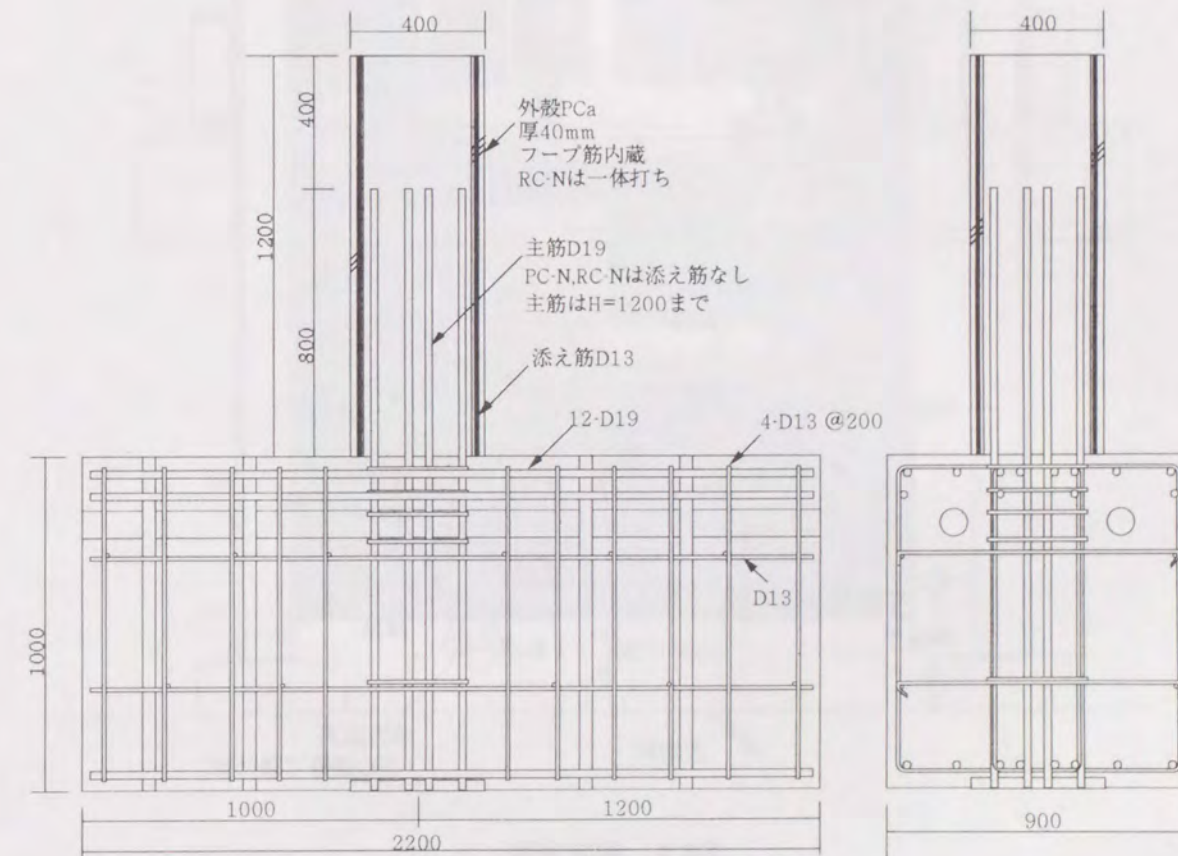
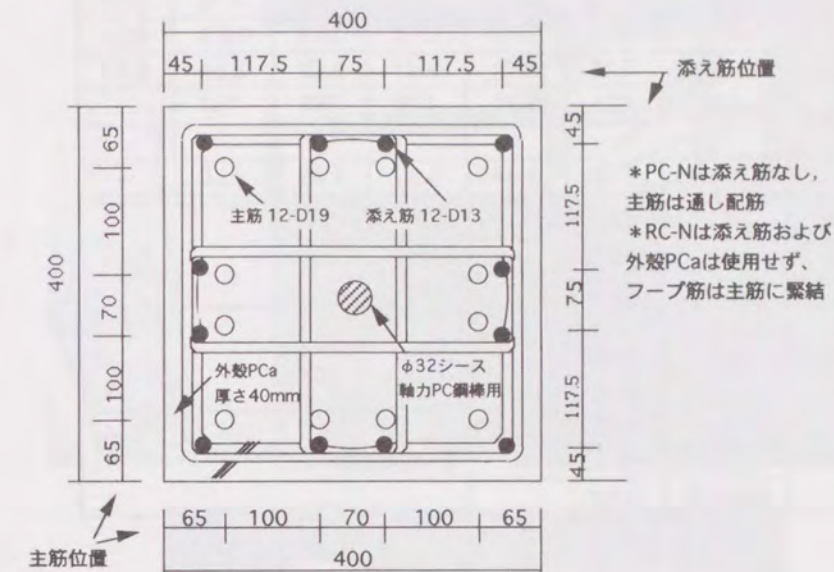


図5.1 試験体形状および断面

表5.2 使用材料

試験体			PC-L1	PC-L2	PC-L3	PC-L4	PC-N	RC-N
コンクリート	コア	σ_B	370	352	323	321	314	323
		σ_t	25.6	27.0	27.3	20.1	22.5	23.8
		$E_c(\times 10^5)$	2.13	2.21	2.07	2.07	2.04	2.13
	外殻 PCa管	σ_B	761	693	778	769	752	—
		σ_t	—	—	—	—	—	—
		$E_c(\times 10^5)$	3.39	3.44	3.35	3.33	3.38	—

鉄筋	D19	σ_y	3970	主筋
		σ_u	5880	
		$E_s(\times 10^6)$	2.01	
	D13	σ_y	3280	添え筋
		σ_u	4880	
		$E_s(\times 10^6)$	1.99	
	D10	σ_y	3480	せん断補強筋
		σ_u	5210	
		$E_s(\times 10^6)$	1.94	

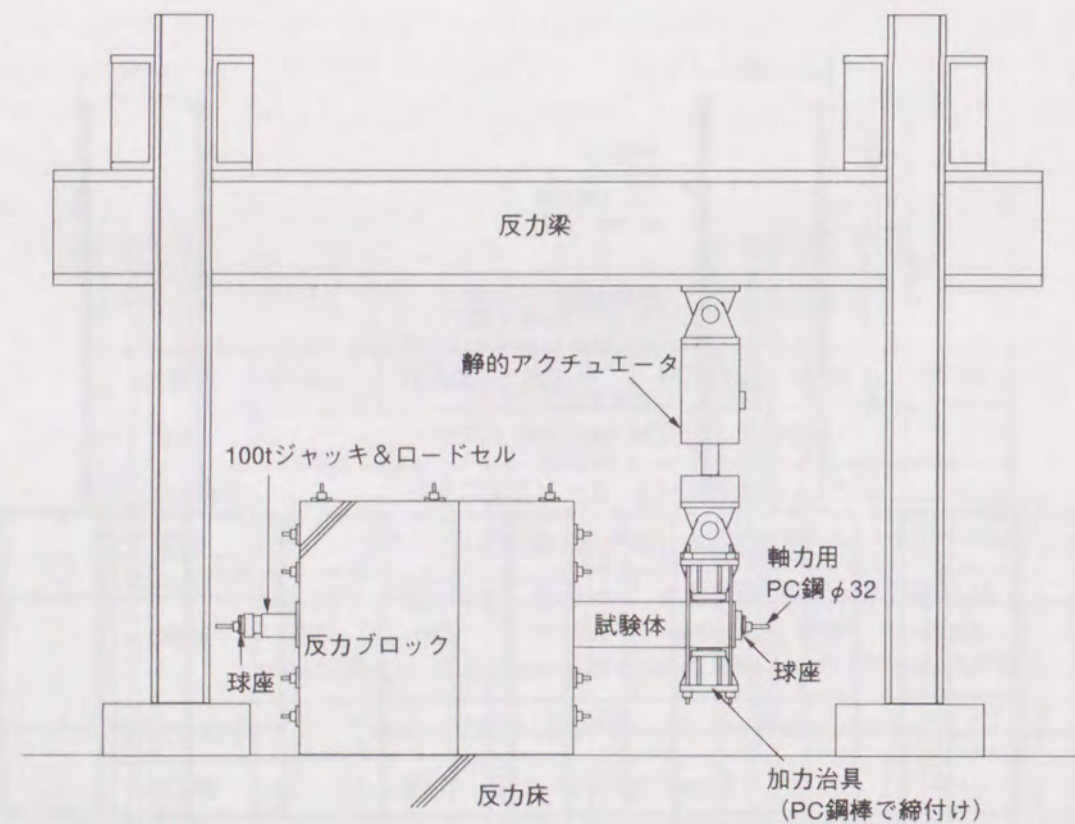


図5.2 載荷方法

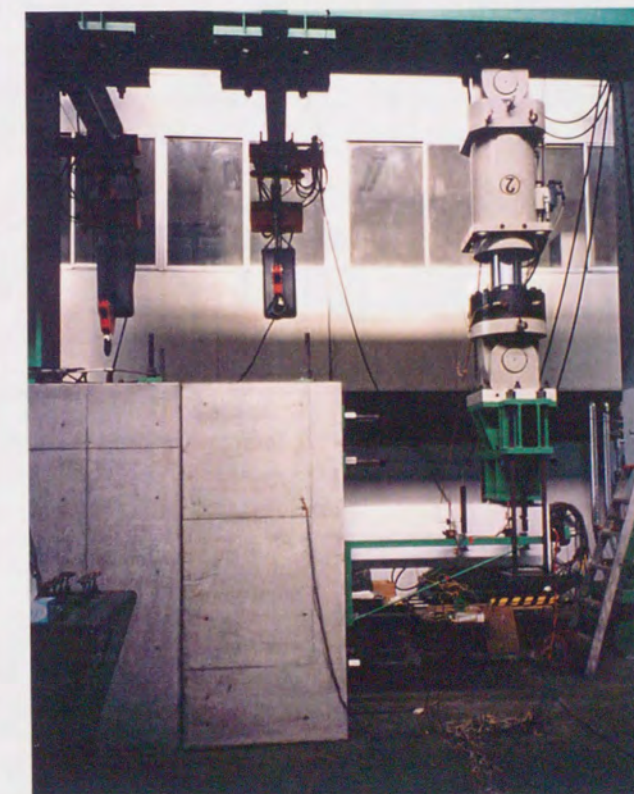


写真5.1 載荷状況

5.2.3 実験結果および考察

1) 破壊耐力性状

・破壊性状

表5.3に実験結果の一覧を、図5.3にせん断力(Q)と加力点変位(δ)の関係を示す。各試験体の破壊性状は、コンクリート強度の発現が設計値を大きく上回ったために、いずれも靱性的な曲げ破壊を生じた。すなわち、層間変形角 $R=1/150$ 程度で主筋の曲げ降伏が生じ、 $R=1/50$ で最大耐力(試験体PC-L3は $1/33$ 、試験体PC-L4は $1/17$ で最大耐力。ただし、PC-L4の繰返し载荷中の最大耐力は $R=1/50$ 時であった)を示した。

破壊の特徴として、次のような現象が観察された。外殻PCaを用いた試験体は継手の有無にかかわらず、層間変形角 $R=1/50$ で5回程度の繰返しを受けた時に、柱脚部のスタブコンクリートが柱の外周を取り巻くように割裂を生じた。 $R=1/33$ でその部分の剥落が開始し、同時に曲げ圧壊の進展が少なくなる傾向が見られた。図5.4に、ひびわれおよび圧壊の進展状況の一例を、写真5.2にスタブコンクリートの割裂状況の一例を示す。この傾向は、突合せPCa柱試験体において顕著で、せん断補強筋比が大きい試験体ほど曲げせん断ひびわれ本数が少く、危険断面すなわち柱脚部への変形の集中が大きい傾向がある。逆に、一体打ちの試験体RC-Nは、スタブコンクリートの割裂は生じたが、外殻PCaを用いた試験体よりも小規模でコンクリートが剥落するには至らず、むしろ $R=1/33$ を超えると柱脚部の曲げ圧壊が進み、载荷終了時の圧壊域は柱脚部よりおよそ $D/2$ (=20cm)程度であった。これらの現象と载荷時の軸力比が0.15と比較的低いことから、スタブコンクリートの割裂は、外殻コンクリート強度が高いことに起因する、圧縮側

表5.3 実験結果一覧

試験体		PC-L1	PC-L2	PC-L3	PC-L4	PC-N	RC-N
弾性剛性 (tf/cm)	実験値	130.6	82.4	90.9	95.5	67.7	63.5
	計算値	84.0	86.7	81.9	81.9	80.9	84.0
	実/計	1.55	0.95	1.11	1.17	0.84	0.76
曲げ ひびわれ 荷重 (tf)	実験値	6.73	5.46	6.16	4.44	5.10	5.29
	計算値	7.93	7.79	7.72	7.71	7.69	7.69
	実/計	0.85	0.70	0.80	0.58	0.66	0.69
せん断 ひびわれ 荷重 (tf)	実験値	20.5	18.2	21.9	21.8	18.0	17.4
	計算値	17.4	16.8	17.0	16.9	16.8	14.2
	実/計	1.18	1.08	1.29	1.29	1.07	1.23
降伏荷重 (tf)	実験値	24.2	24.1	24.3	24.1	23.1	22.7
	計算値	22.7	22.3	22.8	22.7	22.6	19.9
	実/計	1.07	1.08	1.07	1.06	1.02	1.14
最大耐力 (tf)	実験値	28.7	28.4	29.8	28.7	27.4	25.9
	計算値	28.4	28.0	28.5	28.5	28.3	24.8
	実/計	1.01	1.01	1.05	1.01	0.97	1.04
破壊性状		曲げ破壊					

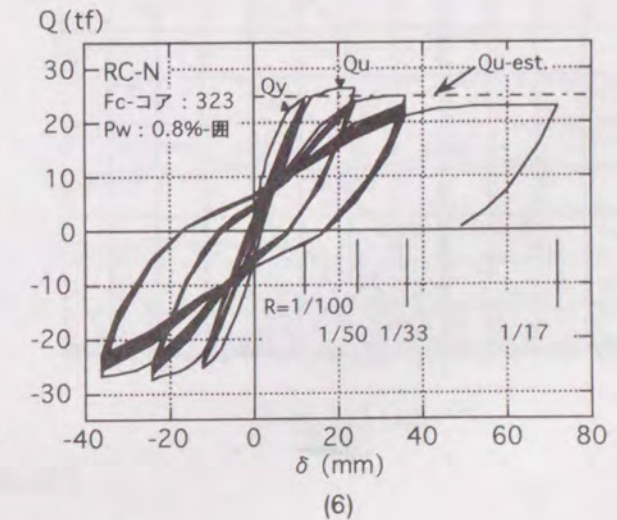
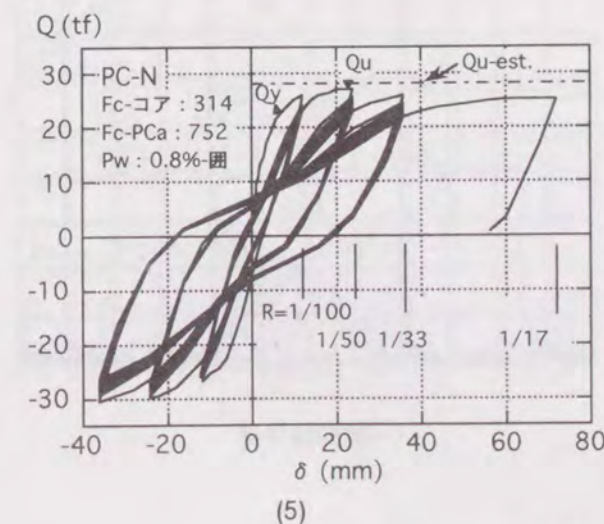
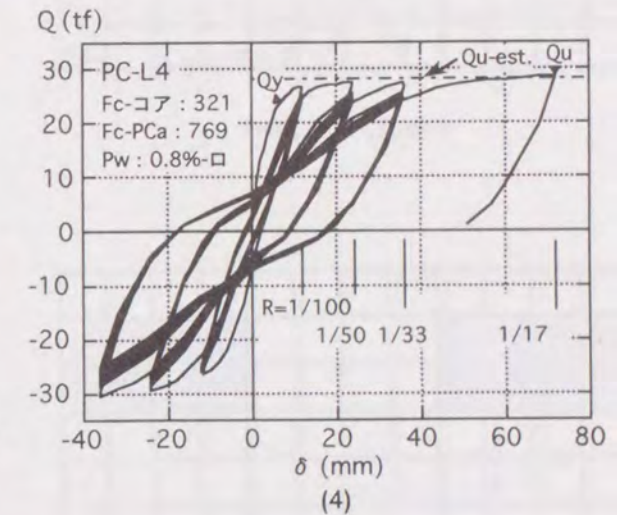
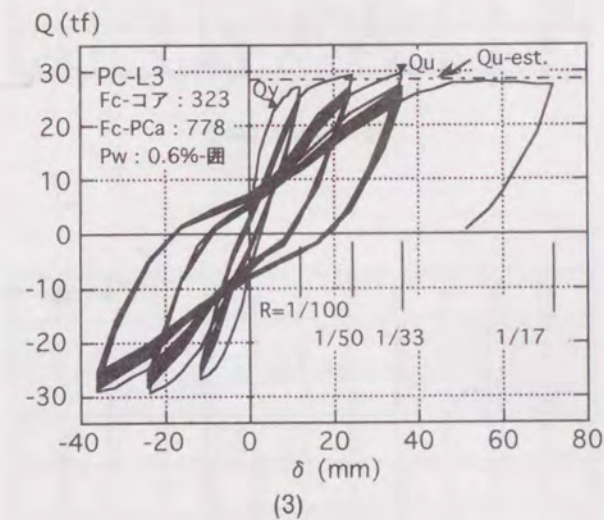
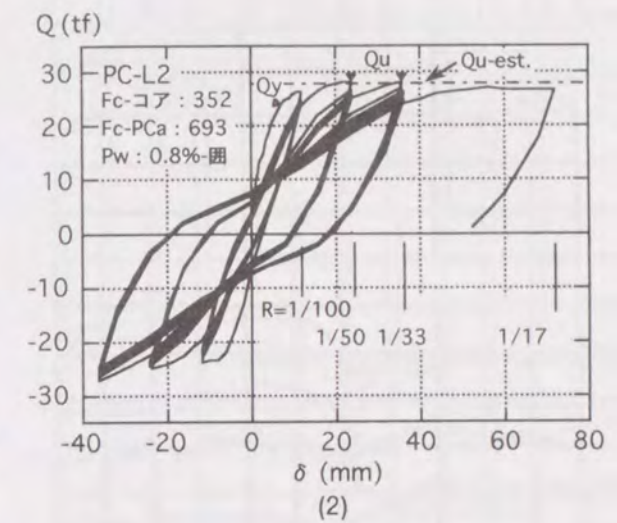
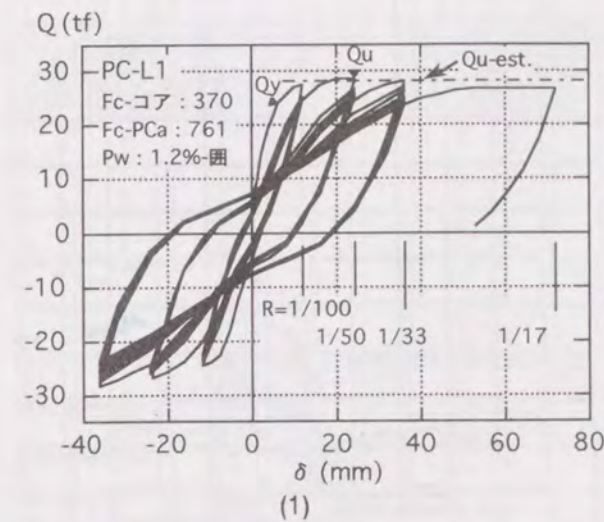
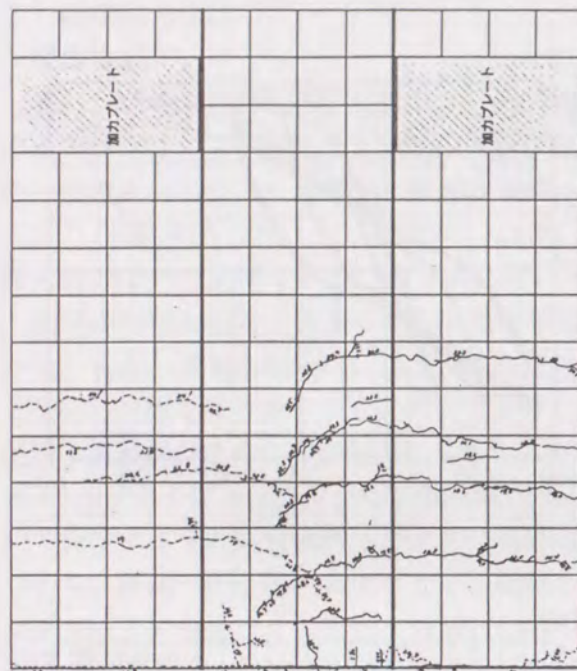
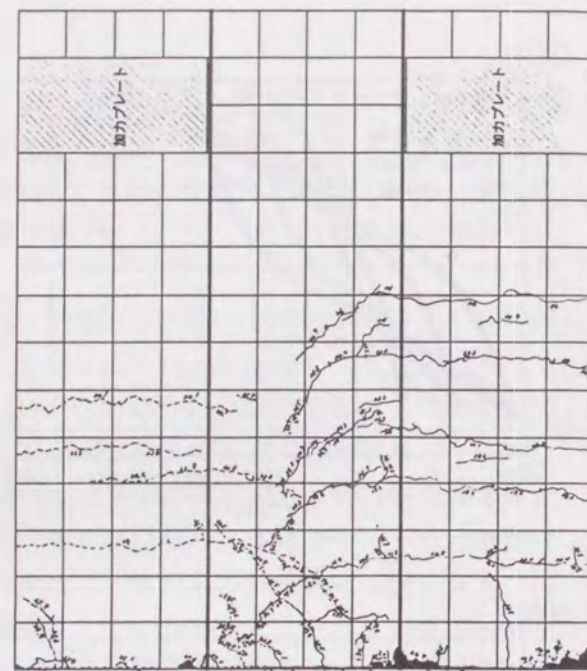


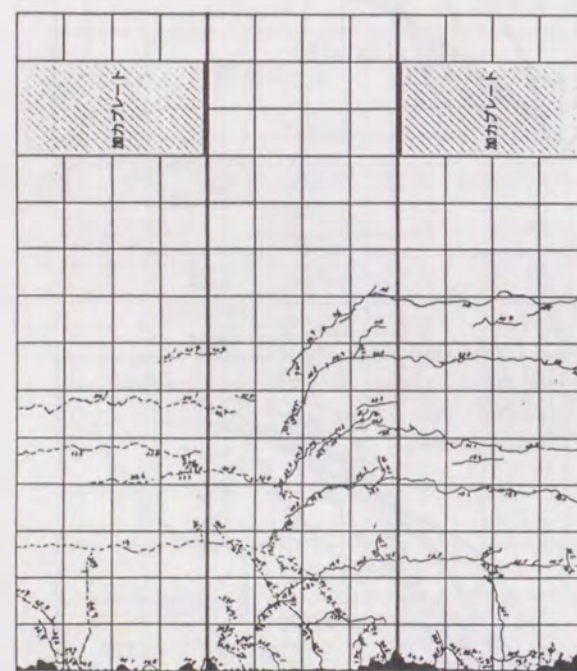
図5.3 Q-δ関係



R=1/100 ,N=1

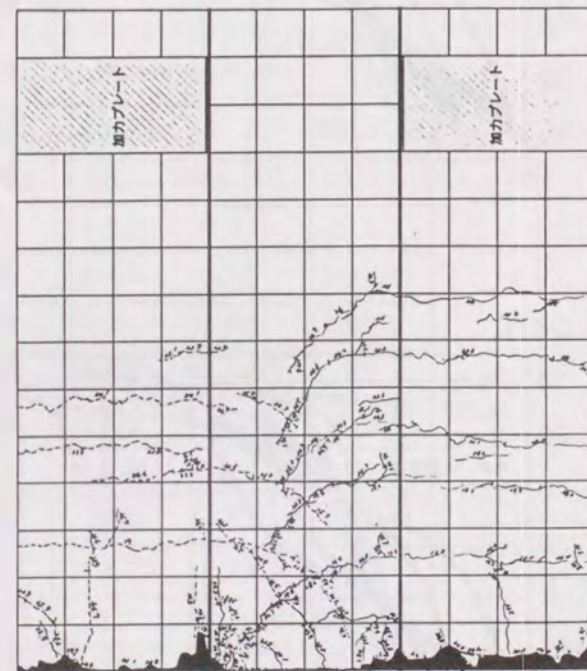


R=1/50 ,N=1

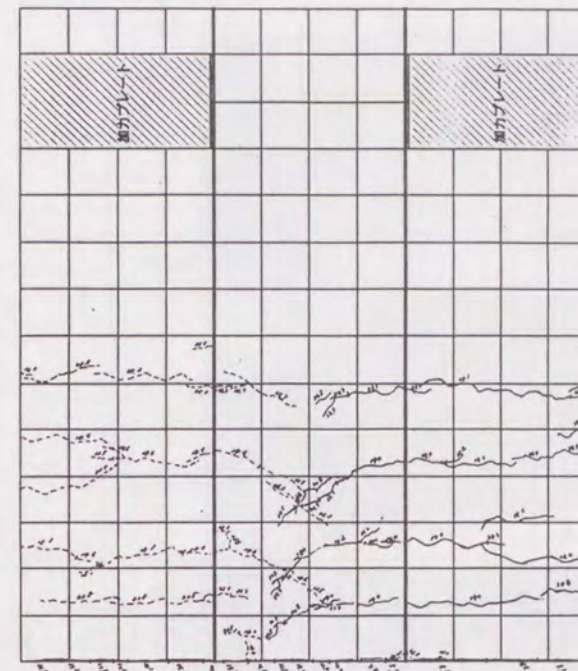


R=1/33 ,N=1

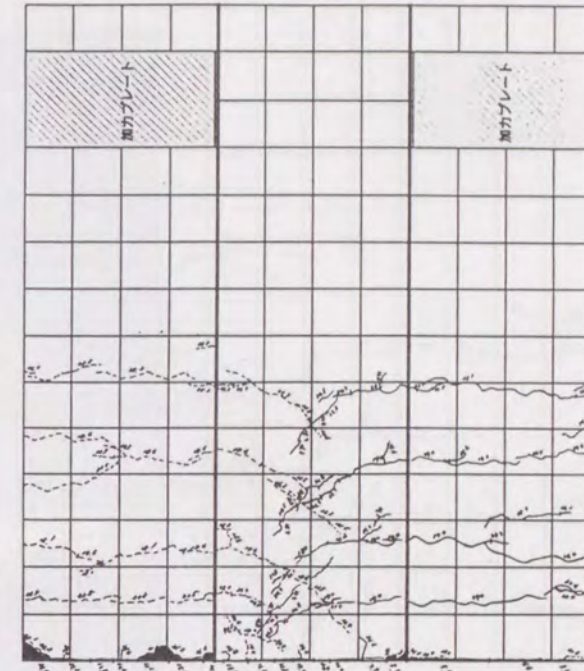
PC-L2



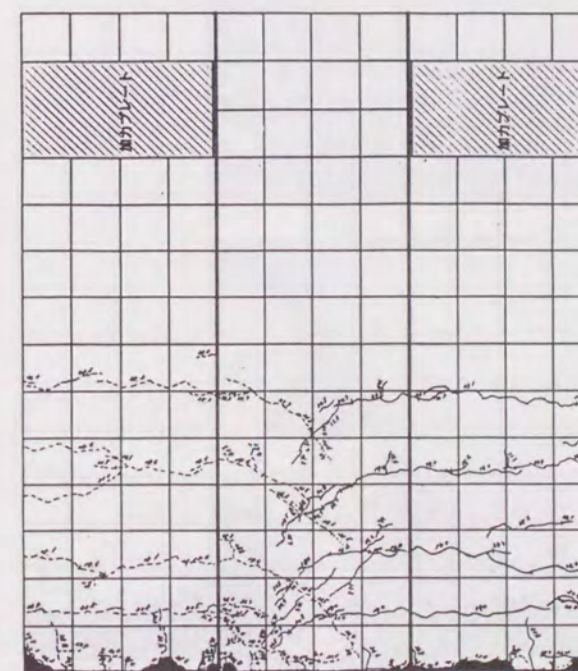
載荷終了時



R=1/100 ,N=1

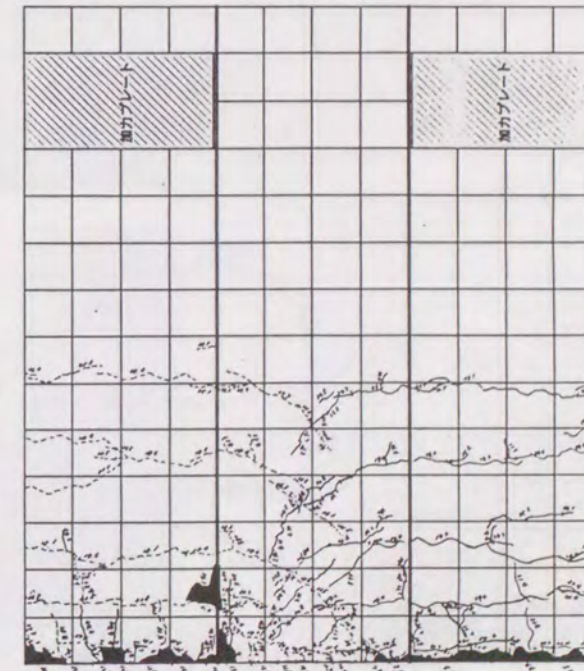


R=1/50 ,N=1

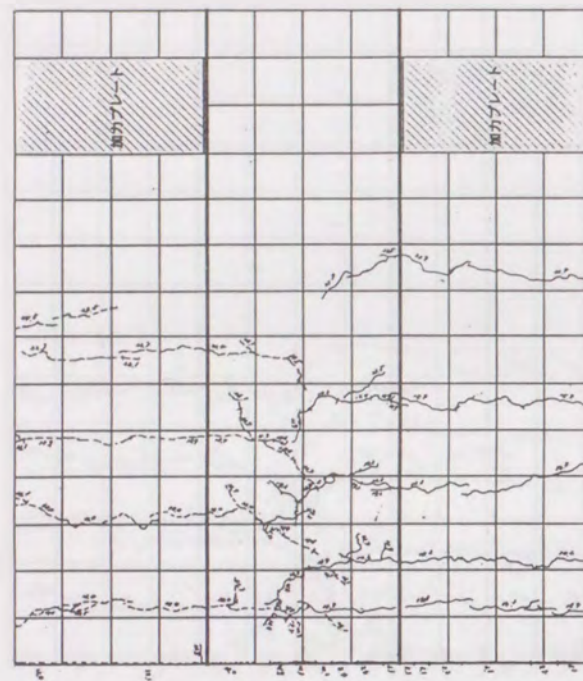


R=1/33 ,N=1

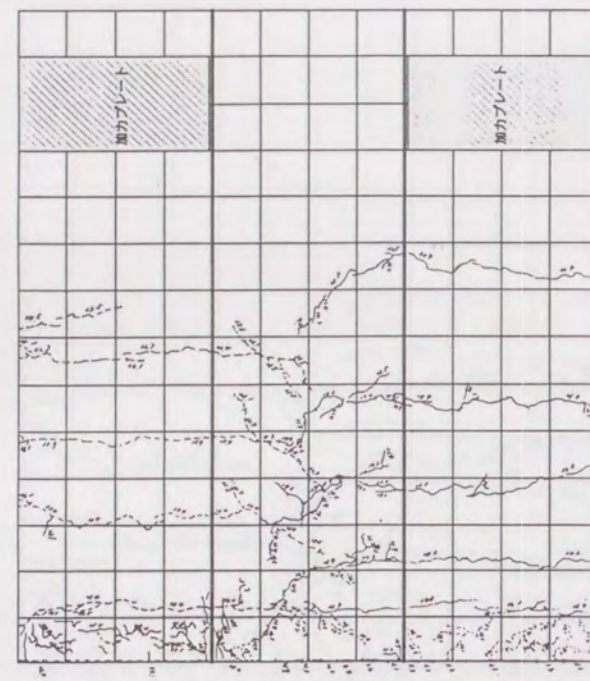
PC-N



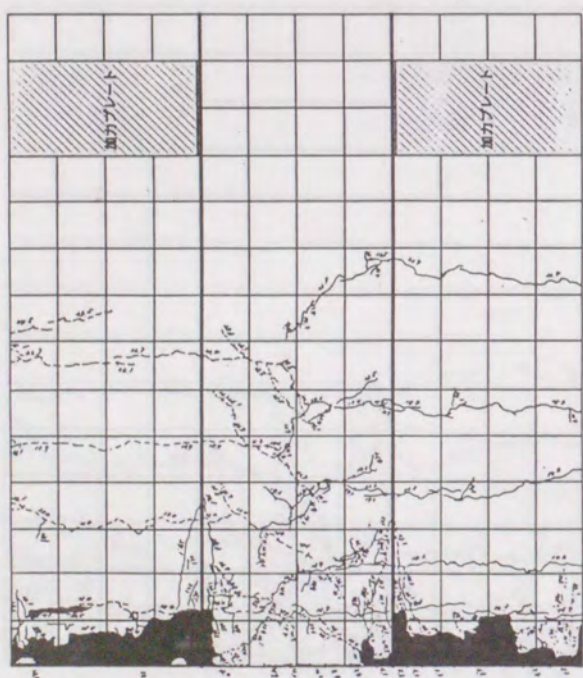
載荷終了時



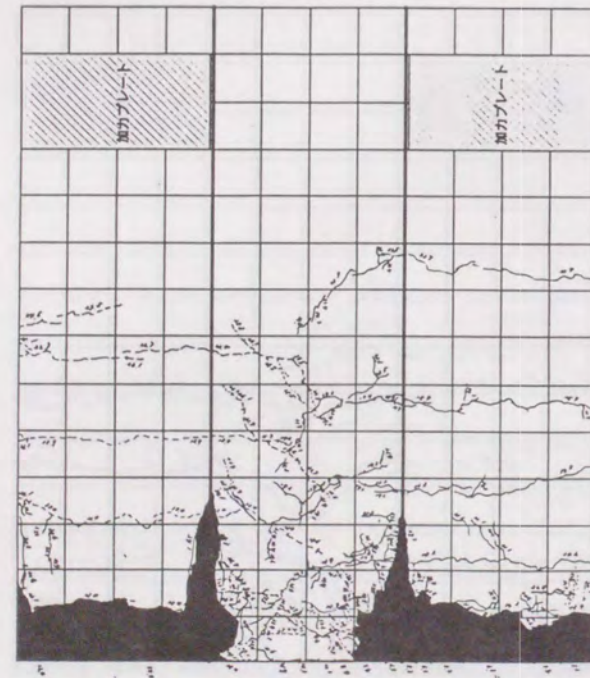
R=1/100 ,N=1



R=1/50 ,N=1

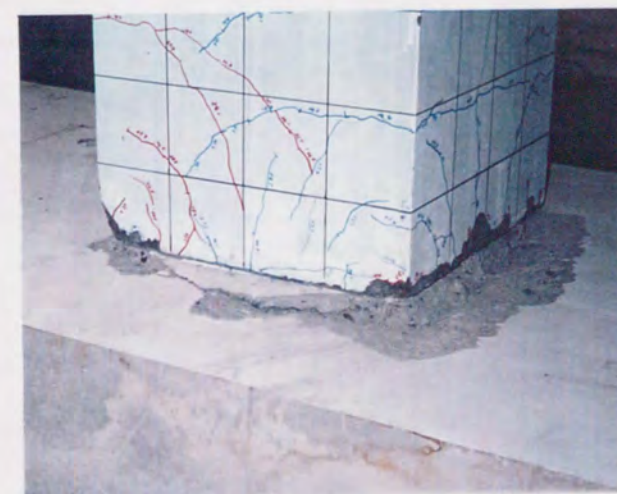


R=1/33 ,N=1



載荷終了時

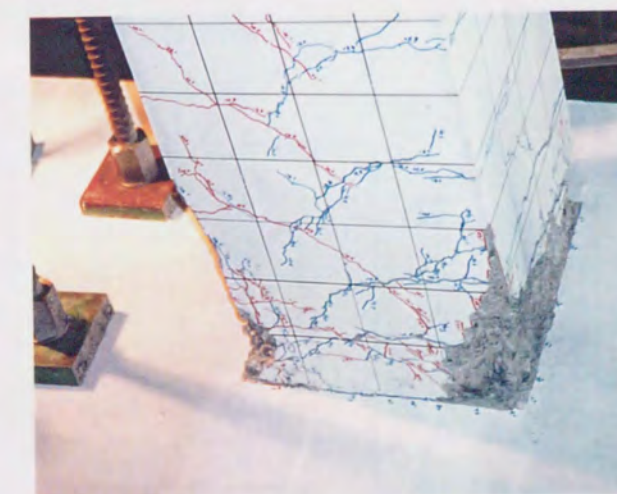
RC-N



(1) 試験体PC-L4
載荷終了時
柱脚部



(2) 試験体PC-N
載荷終了時
柱脚部



(3) 試験体RC-N
載荷終了時
柱脚部

写真5.2 加力スタブの割裂・剥落状況

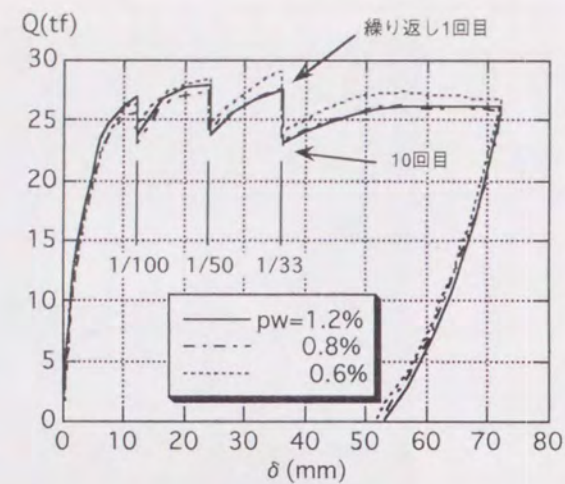
ストレスブロックの支圧力によるものと推察される。スタブを柱梁接合部とみなすと、降伏ヒンジを計画する柱に外殻PCaを採用する際には、柱梁接合部の有効面積についても併せて検討を要することが言える。写真5.3に載荷終了時の各試験体写真を示す。

図5.5は正荷重の $Q-\delta$ 包絡線を実験パラメータごとに比較したものである。同図(1)のせん断補強筋比および(2)のせん断補強筋形状の比較では、 $Q-\delta$ 包絡線に明確な違いが現われていない。これはコンクリート強度が予想以上に発現したことにより、主筋の付着強度が増進したこと、および軸力比が低いためにコンファインド効果の差が発揮されていないことが原因といえる。一方、同図(3)の工法の違いを比較した $Q-\delta$ 包絡線図では、在来工法の試験体RC-Nが耐力、剛性とも最も低く、次いで主筋が通し配筋のPCa柱試験体PC-N、突合せPCa柱試験体PC-L2の順となった。

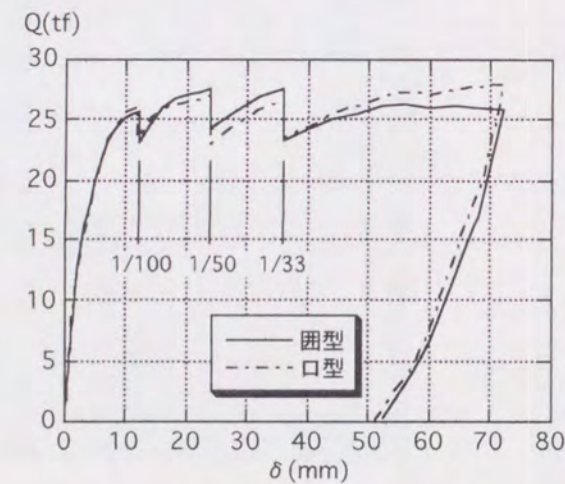
・各種耐力性状

表5.3には弾性剛性、曲げひびわれ荷重、せん断ひびわれ荷重の実験値と計算値を示している。弾性剛性の実験値は継手のある試験体が、主筋に加えて添え筋が配筋されるため他の試験体より高い傾向が現われている。計算値は第3、4章で述べた計算式に従って求めたもので、実験値との比は、いずれの項目もばらつきが大きい傾向にある。しかしながら、目視で観察するひびわれ荷重は通常大きくばらつくものであり、第3章のデータのばらつきと比しても、計算値と実験値は比較的良く一致していると言えよう。

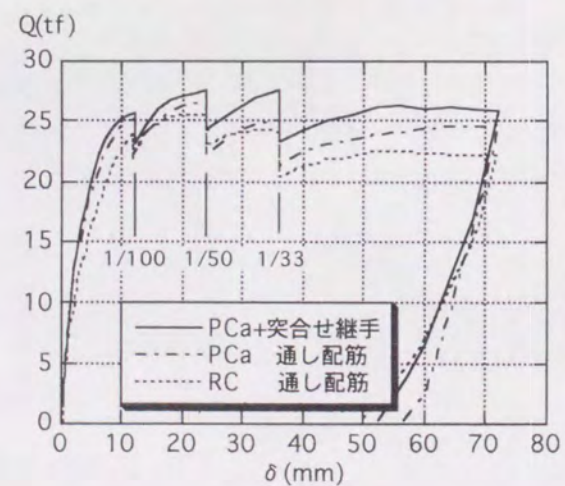
表5.3中の曲げ降伏荷重は、2段配筋となっている引張鉄筋の外縁側主筋が降伏した時点の荷重を示している。降伏荷重および最大耐力の計算値は、すでに述べたファイバーモデルによる断面解析で求めたものであるが、実験値を精度良く捉えていることが分かる。



(1) pwの比較

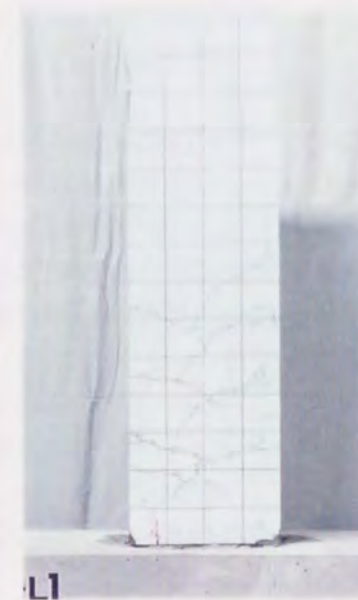


(2) せん断補強筋形状の比較

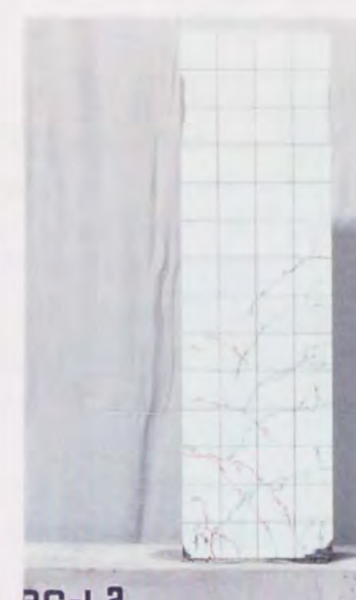


(3) 工法の比較

図5.5 Q-δ包絡線



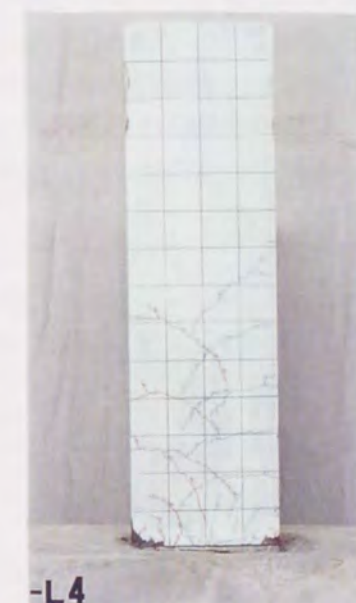
試験体PC-L1
b×D×h0 (mm) ;
400×400×2400
pg=2.15%
pg'=0.96%
pw=1.20%
 $\sigma_B=370\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=761\text{kgf/cm}^2$
N/(bDFc)=0.15
突合せPCa柱



試験体PC-L2
b×D×h0 (mm) ;
400×400×2400
pg=2.15%
pg'=0.96%
pw=0.80%
 $\sigma_B=352\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=693\text{kgf/cm}^2$
N/(bDFc)=0.15
突合せPCa柱



試験体PC-L3
b×D×h0 (mm) ;
400×400×2400
pg=2.15%
pg'=0.96%
pw=0.60%
 $\sigma_B=323\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=778\text{kgf/cm}^2$
N/(bDFc)=0.15
突合せPCa柱



試験体PC-L4
b×D×h0 (mm) ;
400×400×2400
pg=2.15%
pg'=0.96%
pw=0.8%
 $\sigma_B=321\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=769\text{kgf/cm}^2$
N/(bDFc)=0.15
突合せPCa柱



試験体PC-N
b×D×h0 (mm) ;
400×400×2400
pg=2.15%
pw=0.80%
 $\sigma_B=314\text{kgf/cm}^2$
 $\sigma_B'=752\text{kgf/cm}^2$
N/(bDFc)=0.15
継手なしPCa柱



試験体RC-N
b×D×h0 (mm) ;
400×400×2400
pg=2.15%
pw=1.20%
 $\sigma_B=323\text{kgf/cm}^2$
N/(bDFc)=0.15
継手なしRC柱

写真5.3 シリーズIV (繰返し載荷実験) 試験体破壊状況

2) ひずみ計測結果

図5.6に主筋および添え筋のひずみ分布を示す。同図(1)～(4)に示す、突合せPCa柱試験体の柱脚部における主筋降伏区間は、いずれも危険断面よりD/2(D:柱せい;40cm)位置のひずみゲージの値が常に弾性ひずみであり、pwおよびその形状による違いは明確ではない。同図でR=1/100時のひずみ(1)～(4)と1/33時のひずみ(7)～(10))をそれぞれ比較すると、主筋ひずみ分布の勾配は層間変形が進んでも危険断面で ε_y 、先端部を0とする直線の勾配と同程度であり変化せず、主筋の付着応力度は曲げ降伏以降はほぼ一定であることが分かる。一方、通し配筋の試験体PC-NおよびRC-Nでは同図(11)、(12)より、柱脚部の付着喪失区間がR=1/33では各々D/2およびDとなっている。これらの結果から、第4章で得られた結果と同様に、突合せPCa柱試験体では主筋の降伏区間が狭く変形が集中することが確認された。また、前述した突合せPCa柱試験体の曲げ最大耐力が通し配筋の試験体PC-NやRC-Nよりも高いことの原因として、この位置で主筋のひずみ硬化がより進むことが考えられる。

主筋には危険断面からスタブ内のDの位置までひずみゲージを貼付し、主筋の抜け出しに伴うひずみも調べた。図5.6より、外殻PCaを用いた試験体のスタブ内の主筋ひずみは一体打ち試験体RC-Nのそれと大差なく、危険断面付近に変形が集中することが、スタブ内の主筋ひずみ分布あるいは降伏区間に及ぼす影響はほとんどないことが伺える。柱梁接合部とスタブの応力状態は異なるが、突合せ継手の採用に伴い、接合部主筋の抜け出し量が特に増加することはないと推定される。

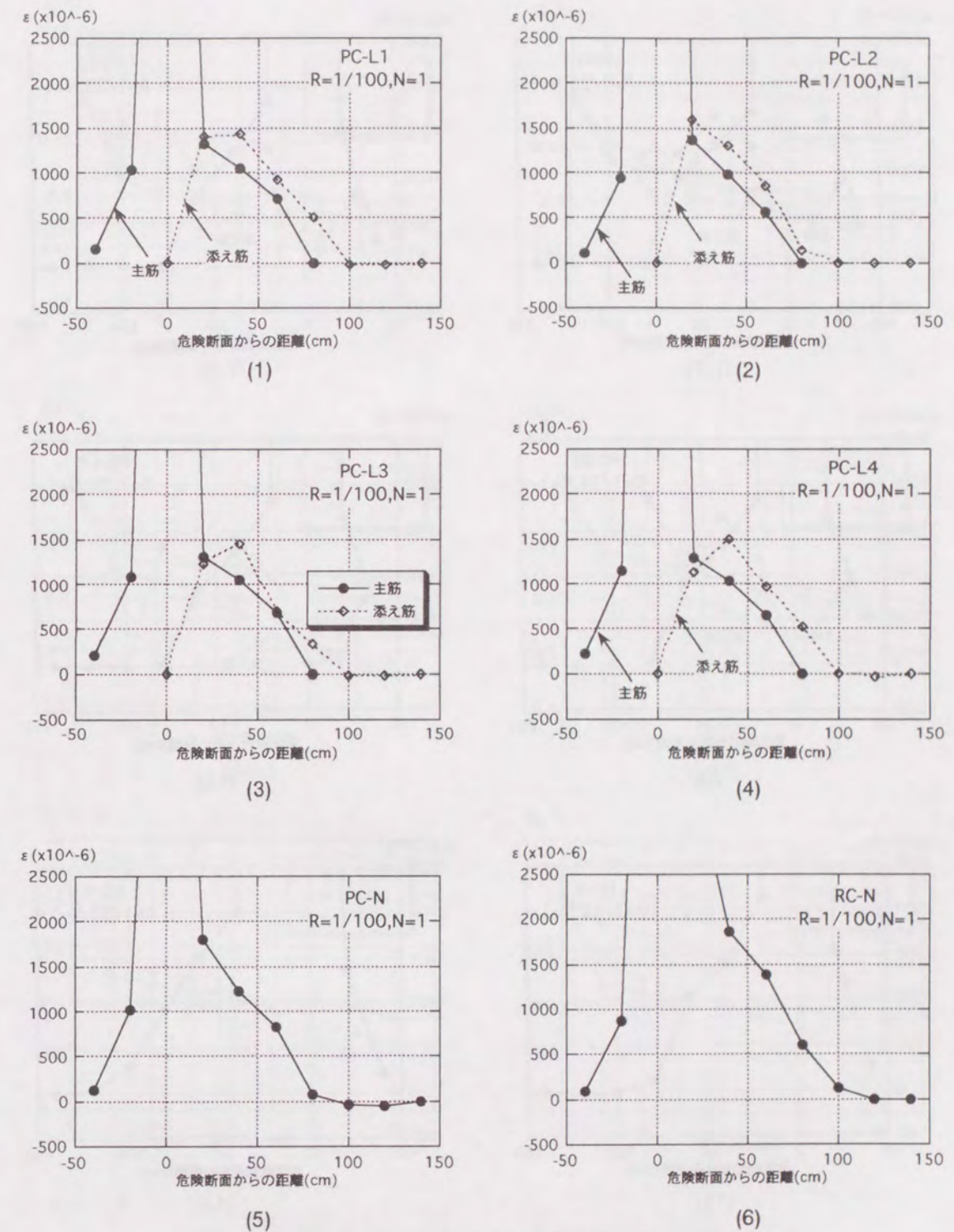
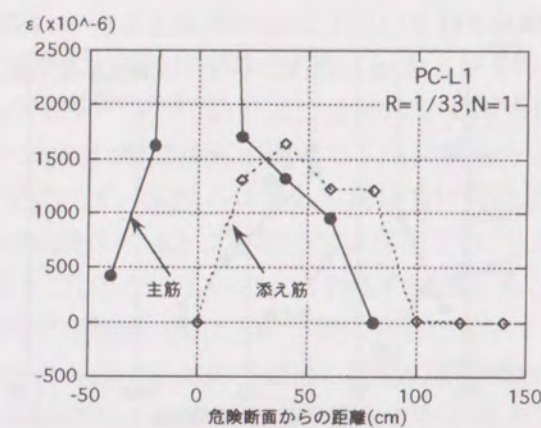
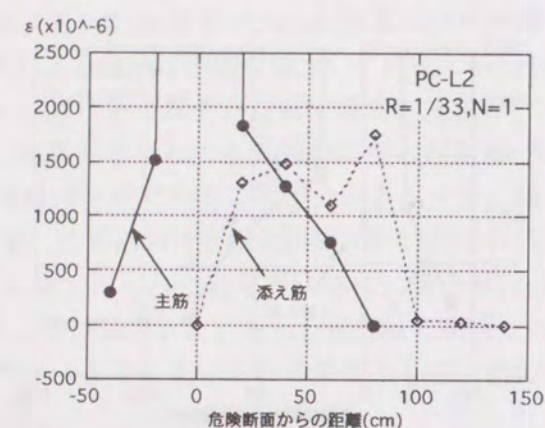


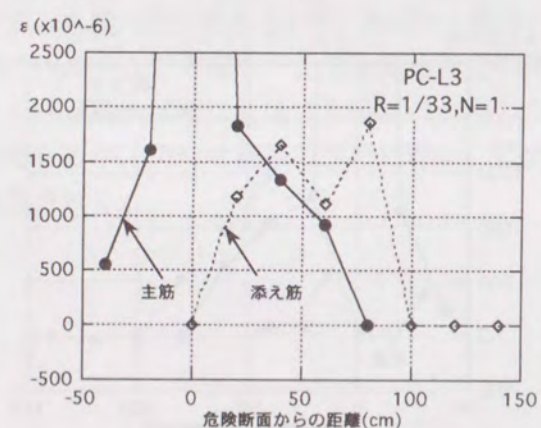
図5.6 ひずみ分布 (その1) R=1/100



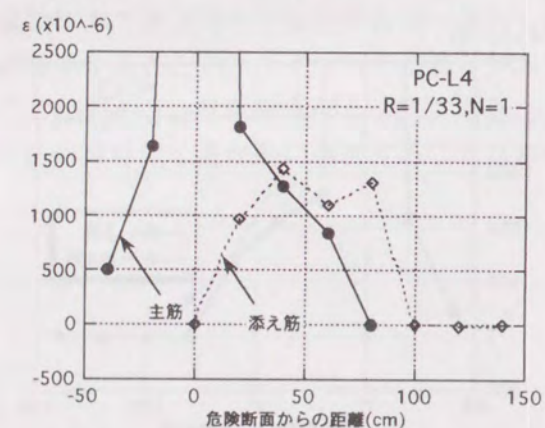
(7)



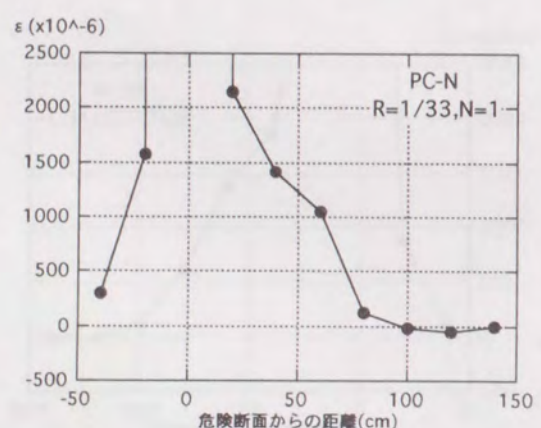
(8)



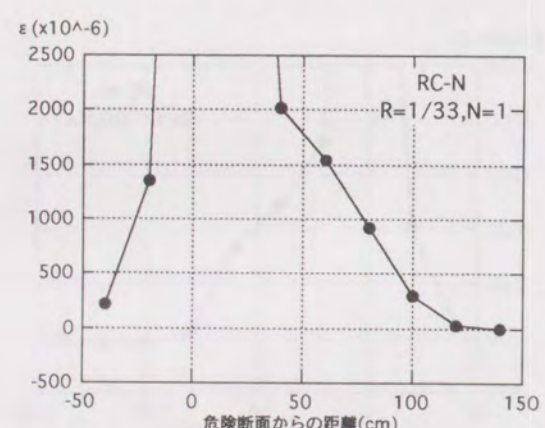
(9)



(10)

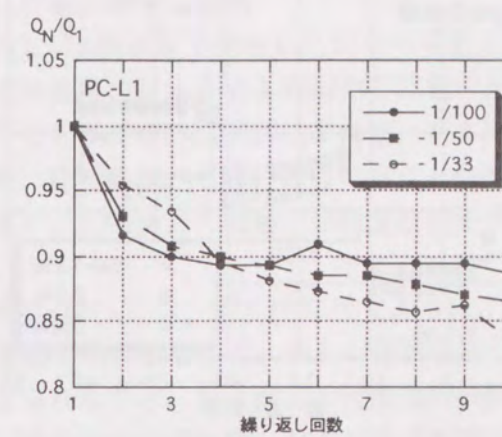


(11)

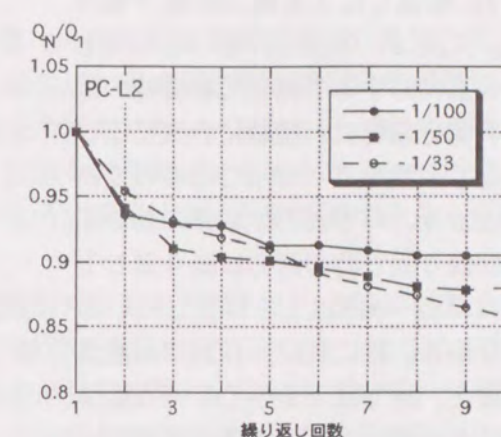


(12)

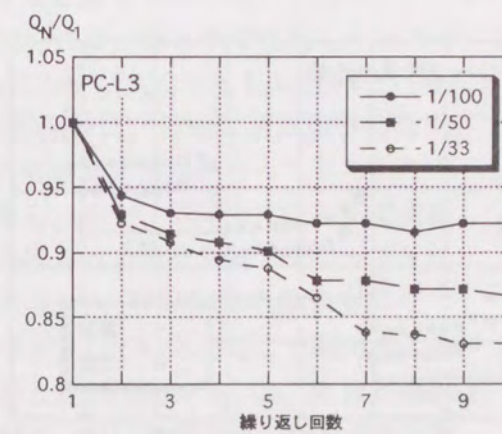
図5.6 ひずみ分布 (その2) R=1/33



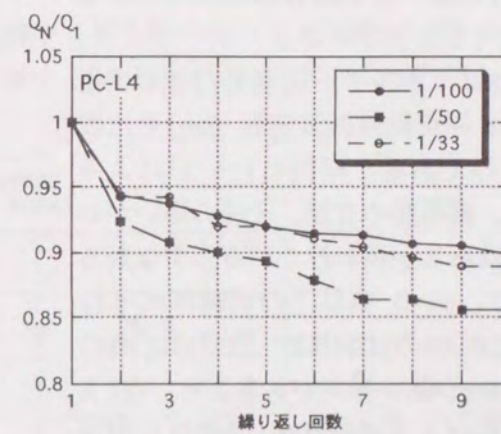
(1)



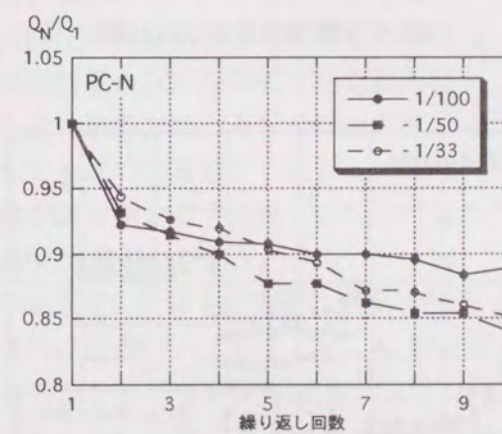
(2)



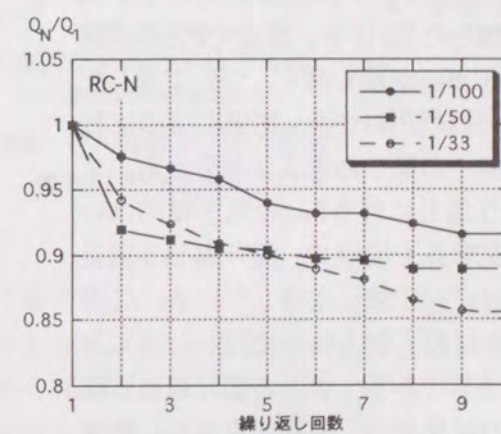
(3)



(4)



(5)



(6)

図5.7 繰り返しによる荷重低下傾向

3) 部材の靱性

図5.7に繰返しによる耐力の低下傾向を示す。同図は、各変位における荷重1回目の荷重に対する各繰返し荷重時の荷重の比の値を縦軸に、横軸に各変位ごとの繰返し回数をとって示したものである。同図より、いずれの試験体においても、10回繰返し時の耐力は繰返し1回目のほぼ83~85%以上を保持していることが分かる。特に変位 $R=1/33$ では最大耐力を超え、耐力低下を生じている変位であるにもかかわらず、継手の有無によらず $R=1/100$, $1/50$ 時とはほぼ同等の荷重低下傾向を示している。

図5.8はエネルギー吸収能力を示す指標である等価粘性減衰定数 (Heq) を比較したものである。同図(1)~(3)によると、 pw 、副帯筋の有無、工法の違いがわずかではあるが現われている。すなわち(1)より、 $pw=0.8\%$ 以上の試験体PC-L1, PC-L2と 0.6% の試験体PC-L3では 0.6% のほうが Heq が低い傾向があること、(2)より副帯筋がある試験体PC-L2のほうがない試験体PC-L4よりも Heq が高いこと、工法を比較した(3)より、突合せPCa柱試験体PC-L2の Heq が最も高く、ついで通し配筋のPCa柱試験体PC-N、在来工法のRC柱試験体RC-Nの順であることが分かる。また、繰返しに伴う Heq の低下傾向はいずれの試験体も同様で、繰返し3回目以降はほぼ一定値に収束している。この収束傾向は最大耐力後の変位 $R=1/33$ においても同様である。以上の部材靱性に関する検討結果から、柱脚部を適切に拘束することで大地震時の大変形を伴う繰返し荷重に対しても靱性的な突合せPCa柱部材とする設計が可能といえる。

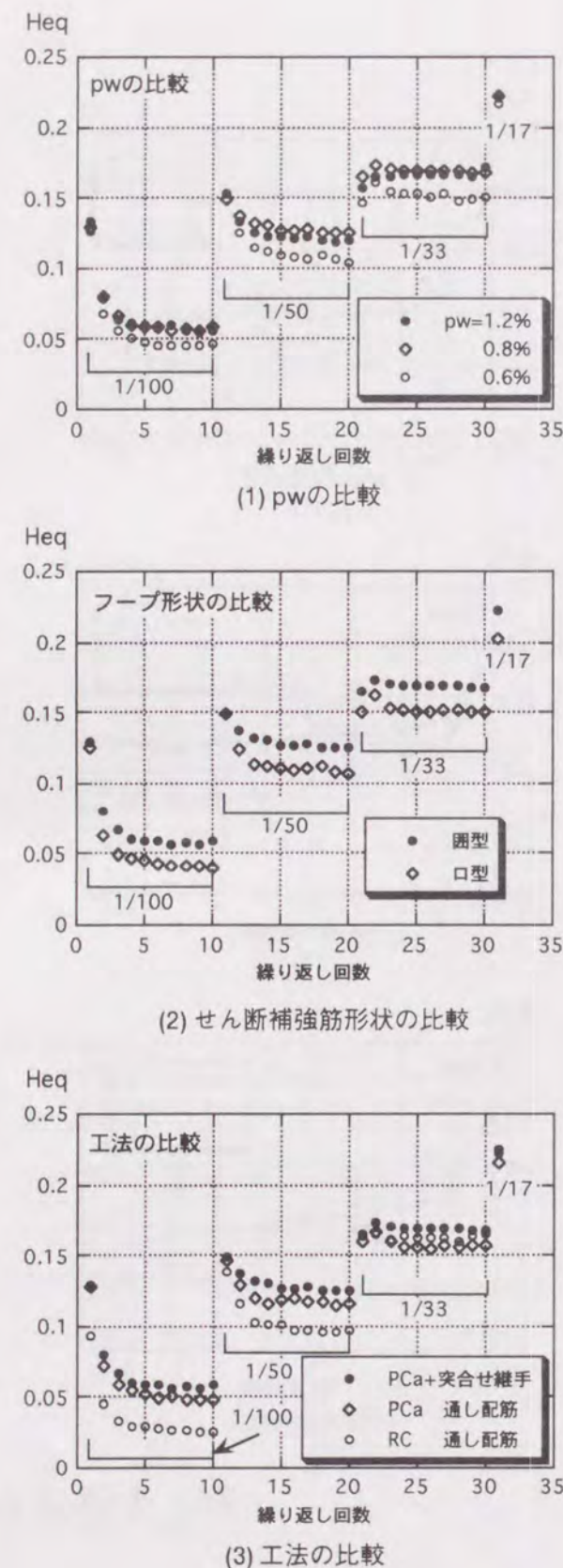


図5.8 等価粘性減衰定数

5.3 靱性の評価と設計法の提案

1) 付着に対する設計

図5.9は第4章で実施したシリーズⅢ-1およびⅢ-2の突合せ継手試験体を対象に、曲げ終局強度計算値に対するせん断耐力計算値の比の値を縦軸に、最大耐力時の部材角を横軸にとって示したものである。同図によれば、せん断補強筋量の増加に伴い、破壊モードがせん断、付着割裂、曲げ破壊へと移行していることが分かる。試験体に作用させた軸力比は $0 \sim 1/3$ が中心であるが、この軸力の範囲では付着破壊を生じないように設計することが重要であると考えられる。

突合せPCa柱は、図5.10に示すように、主筋先端部で応力が0であり、主筋の応力分布はほぼ直線で表わせるので、例えば部材の曲げ降伏に必要な主筋の付着応力度 (τ_{by}) は式(5.1)で与えられるなど、部材耐力と付着強度の関係を比較的捉えやすい。これを用いて、付着破壊、曲げ降伏後の付着破壊、および曲げ破壊を生じた各試験体の付着強度と変形能の関係を捉えることを試みる。

図5.11は、第4章で実施した軸力が $1/3F_{cbD}$ 未満で各荷重階の繰返し回数が2回の突合せPCa柱および突合せRC柱試験体を対象に、 τ_{by} に対する付着強度 τ_{bu} 計算値の比の値 (τ_{bu}/τ_{by}) を縦軸に、横軸に各試験体の最大耐力時層間変形角をとって示したものである。また、同図中には本章で実施した繰返し荷重実験(シリーズⅣ)の突合せPCa柱試験体の結果も併せてプロットしている。ここで縦軸として採用した (τ_{bu}/τ_{by}) は、突合せ継手部材が、曲げ終局状態に至るまで主筋の降伏域が小さく、そのひずみ分布は曲げ降伏時の分布とほとんど変わらない実験結果から、分母の τ_{by} を終局時の主筋付着応力度とみなせば、それに対して部材の付着強度 τ_{bu} がどの程度余裕があるかを示す指標(以後、付着余裕度と言う)となる。さらに、 τ_{bu} は付着強度に及ぼす副帯筋の拘束効果が、間接的であるが、定量的に評価されているため、この付着余裕度によって、付着破壊を生じない曲げ破壊試験体の靱性能をある程度評価することが可能であると考えたことによる。同図中の矢印はジャッキのストローク等実験上の都合で決まった最大変形角で、未だ最大耐力に至っていないことを示している。同図によれば、付着余裕度 (τ_{bu}/τ_{by}) と最大耐力時層間変形角の間には強い相関が見られ、矢印付き試験体とシリーズⅣの結果を除いて最小二乗法による直線近似を行った結果、式(5.2)を得た(図中実線で示す)。また同図では、 $1.0 < (\tau_{bu}/\tau_{by}) \leq 1.5$ の範囲に曲げ降伏後に付着破壊を

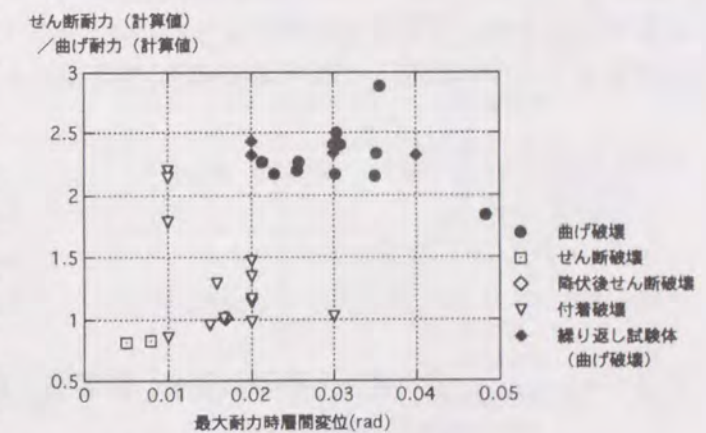


図5.9 せん断耐力/曲げ耐力—最大耐力時層間変位関係

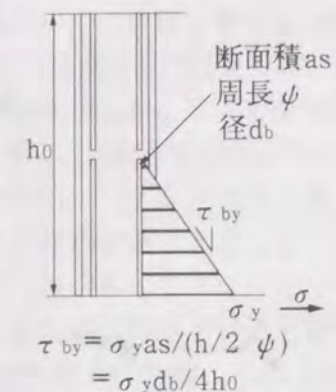


図5.10 主筋の応力分布と付着強度

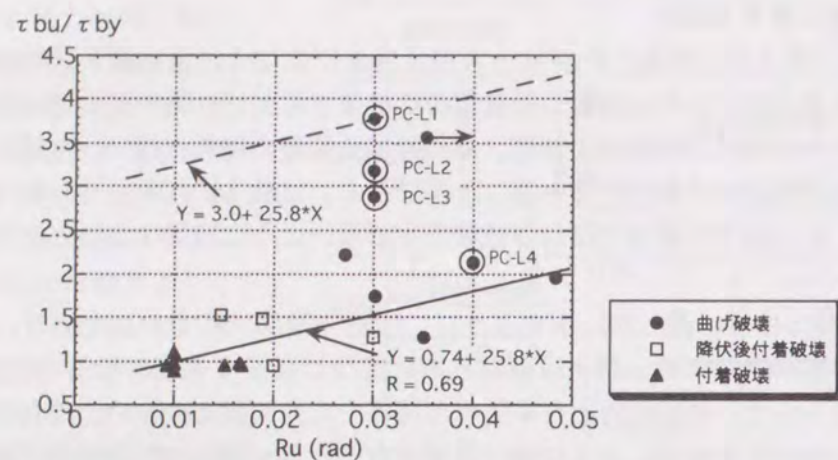


図5.11 付着余裕度—最大耐力時層間変形角関係 (τ_{bu}/τ_{by} — R_u 関係)

生じた試験体が集中していることが分かり、部材を靱性的な曲げ破壊とするには、少なくとも $(\tau_{bu}/\tau_{by}) > 1.5$ が必要であると言える。実設計において、降伏ヒンジを計画する柱に、十分な変形能力と靱性的な破壊を期待するためには、図5.11中で式(5.2)を、シリーズⅣの結果を包含するように平行移動して得られる式(5.3)を用いる方法が考えられる。

$$\begin{aligned} \tau_{by} &= \sigma_{yas} / (h_0 / 2 \cdot \psi) \\ &= \sigma_{ydb} / 4h_0 \end{aligned} \quad (5.1)$$

$$\tau_{bu} / \tau_{by} > 0.74 + 25.8 R_u \quad (5.2)$$

$$\tau_{bu} / \tau_{by} > 3.0 + 25.8 R_u \quad (5.3)$$

ここに、 $\sigma_y, \sigma_{as}, \psi$:それぞれ主筋降伏強度、断面積、および周長
 h_0 :柱内のり高さ
 R_u :最大耐力時層間変形角

2) 曲げとせん断に対する設計

図5.12は第4章のシリーズⅢ-1で用いた実大試験体を対象に、軸力比をパラメータに、部材が曲げ降伏前に、せん断および付着破壊を生じる時のせん断補強量 $p_w \sigma_{wy}$ を調べたものである。付着破壊を生じる時のせん断補強筋量 ($p_w \sigma_{wy}$ ・付着と言う)には、付着余裕度が1.0 ($\tau_{bu} = \tau_y$)となる時の値を採用し、せん断破壊を生じる時のせん断補強筋量 ($p_w \sigma_{wy}$ ・せん断と言う)には、第4章の式(4.6)～(4.9)で算出されるせん断耐力 V_u が、断面解析による曲げ降伏強度 Q_y と等しくなる時の値を採用した。同図によれば、($p_w \sigma_{wy}$ ・付着)は付着強度が軸力の影響を受けないものとしているため、常に一定値であるが、($p_w \sigma_{wy}$ ・せん断)は、曲げ降伏強度が軸力の影響を受けるため、軸力比によって変化している。すなわち、($p_w \sigma_{wy}$ ・付着) > ($p_w \sigma_{wy}$ ・せん断)となる、軸力が比較的低い領域 ($N/bD \leq 0.25$) およびかなり高軸力 ($N/bD \geq 0.72$) となる領域では、せん断補強量 ($p_w \sigma_{wy}$) の増加に伴い、破壊モードがせん断、付着、曲げへと移行する。一方、($p_w \sigma_{wy}$ ・付着) < ($p_w \sigma_{wy}$ ・せん断)となる、中～高軸力の範囲 ($0.25 < N/bD < 0.72$) では $p_w \sigma_{wy}$ の増加に伴い、付着、せん断、曲げへと破壊モードが移行することとなる。従って、中～

高軸力の範囲では式(5.3)を用いた付着設計だけでは靱性を確保できない場合も生じる得ることが考えられる。

せん断破壊はぜい性的でエネルギー吸収能力が少なく、当然避けるべき破壊モードである。さらに主筋を生じる部材でも変形が増大するに伴い、せん断破壊を生じる場合がある。この曲げ降伏後のせん断破壊は、図3.8(4)～(6)あるいは図4.7(2)が一例であるが、曲げ降伏後の繰返し2回目で1回目の荷重の約60%まで耐力が低下する傾向を示しており、曲げ降伏後の付着破壊と同様に避けるべき破壊モードの一つであるといえる。すなわち、部材のせん断破壊に対する余裕度を十分にとり、曲げ降伏後のせん断破壊を許容しない設計が求められる。図5.9より、(せん断耐力/曲げ耐力)の値を1.5～2.0程度にすればよいと思われるが、繰返しを考慮したデータを蓄積し、より明快な設計式を提案する必要がある。

曲げに対しては、通常の鉄筋コンクリート柱を対象として、部材の耐力と変形性能に関して多くの検討がなされている^{5.2)～5.7)}。さらに、せん断補強筋によるコンファインド効果は、その足数や形状に大きく影響を受ける^{5.8)}、鈴木、中塚らによって、それを考慮した曲げ耐力と靱性を求める設計式や図表が整備されている^{5.9)}。曲げに対する設計に関しては、これら豊富なRC柱に関する設計式を準用すればよいと考えられるが、外殻部分が高強度であること、主筋とせん断補強筋が直接接していないことが曲げ靱性に及ぼす影響を明らかにすることが重要で、今後多くのデータを蓄積し、検討を加える必要がある。

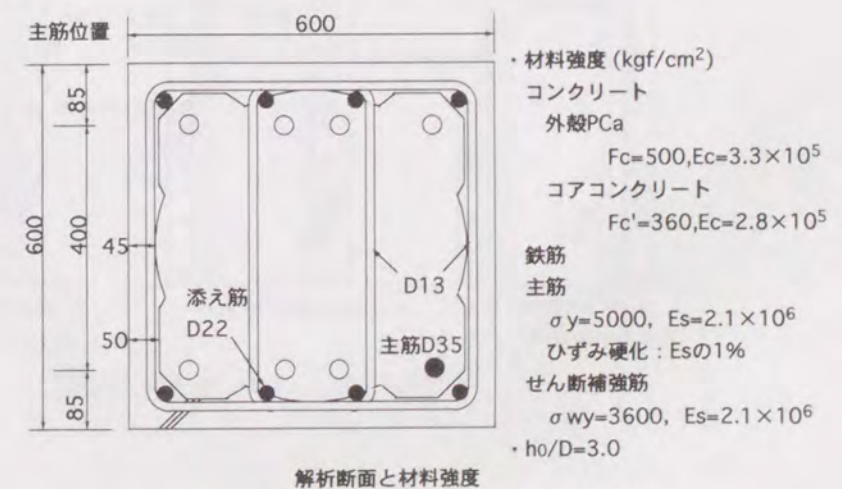
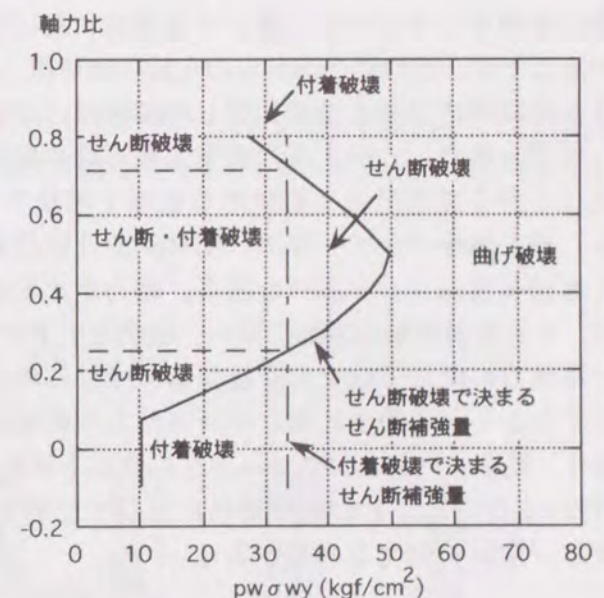


図5.12 軸力と破壊モードの関係

5. 4 まとめ

突合せ継手部材の靱性を考慮した設計法を確立することを目的に、突合せPCa柱試験体の繰返し載荷実験を行ない、以下に示す知見が得られた。

(1) いずれの試験体も、最大耐力を超え、耐力低下を生じる変位においても10回繰返し時の耐力が繰返し1回目のほぼ85%以上を保持する靱性的な破壊を示した。

(2) $Q-\delta$ 包絡線や等価粘性減衰定数で工法による違いを比較すると、在来工法のRC試験体が耐力、剛性、エネルギー吸収能力とも最も低く、次いで主筋が通し配筋のPCa柱試験体で、突合せPCa柱試験体が最も優れる結果となった。

(3) 外殻PCaを用いた試験体の破壊の特徴として、層間変形角 $R=1/50$ で5回程度の繰返しを受けると、柱脚部のスタブコンクリートが、外殻コンクリート強度が高いことに起因する、圧縮側ストレスブロックの支圧力によるものと推察される剥落を生じた。これより、降伏ヒンジを計画する柱に外殻PCaを採用する際には、柱梁接合部の有効面積についても併せて検討が必要と言える。

(4) 突合せPCa柱試験体では、部材角 $R=1/33$ 時の柱脚部の付着喪失区間は、いずれも $D/2$ (D :柱せい) 未満と小さく、危険断面に変形が集中することが分かった。しかしながら、変形の集中がスタブ内の主筋ひずみ分布に及ぼす影響は少ない。これより、突合せ継手を用いることが、柱梁接合部からの主筋の抜け出しに及ぼす影響も少ないことが予想される。

(5) 終局時の付着応力度に対して部材の付着強度 τ_{bu} がどの程度余裕があるかを示す指標(付着余裕度)と最大耐力時層間変形角の関係を定量的に表わし、降伏ヒンジを計画する柱に十分な変形能力と靱性的な破壊を確保するための付着設計式を提案した。

(6) 軸力比をパラメータに、部材が曲げ降伏前に、せん断および付着破壊を生じる時のせん断補強量 p_w や w_y を調べた結果、軸力が比較的低い、あるいはかなり高軸力となる領域では、せん断補強量の増加に伴い、破壊モードがせん断、付着、曲げへと移行する。一方、中～高軸力の範囲ではせん断補強量の増加に伴い、付着、せん断、曲げへと破壊モードが移行することが予想された。中～高軸力の範囲の靱性確保には、曲げ降伏後のせん断破壊を避け、既存の鉄筋コンクリート柱に関する靱性評価式を準用すればよいと考えられるが、外殻PCaを用いることが曲げ靱性に及ぼす影響を明らかにするため、今後多くのデータを蓄積し、検討を加える必要がある。

第6章 プレキャスト柱の設計法

6. 1 はじめに

第3章から5章でプレキャスト柱の耐力・変形性状について検討した。その結果、第3章および4章より、柱の外殻PCa部分に高強度コンクリートを使用する場合、曲げおよびせん断耐力は在来工法による一体打ち部材よりも上昇するが、付着割裂耐力は外殻PCaを使用することや突合せ継手の有無によって特有の割裂パターンを生じるため、必ずしも一体打ち部材より上昇するとは言えない結果が得られた。さらに、第4および5章でPCa柱部材、特に突合せPCa柱部材では外殻PCaとコアコンクリートの一体性を確保することが部材に求められる耐力・変形性状を確保し、十分な靱性を発揮する上で重要であることを示し、そのための各種耐力式を第4章で、靱性を確保するための付着設計を第5章で提案した。

本章では、以上のような前章までの結果を取りまとめ、実設計を考慮した実用的で合理的なプレキャスト柱の設計法を提案することを目的としたものである。なお対象とするプレキャスト柱には、突合せPCa柱だけでなく、通し配筋とするPCa柱も含んでいる。

6. 2 適用範囲および使用材料

6.2.1 適用範囲

本設計法は図6.1に示すような、フープ筋および添え筋(突合せ継手方式のみ)を内蔵する外殻PCaを使用した、突合せPCa柱あるいは通し配筋とするPCa柱で、耐震壁が取りつかない独立柱に適用する。

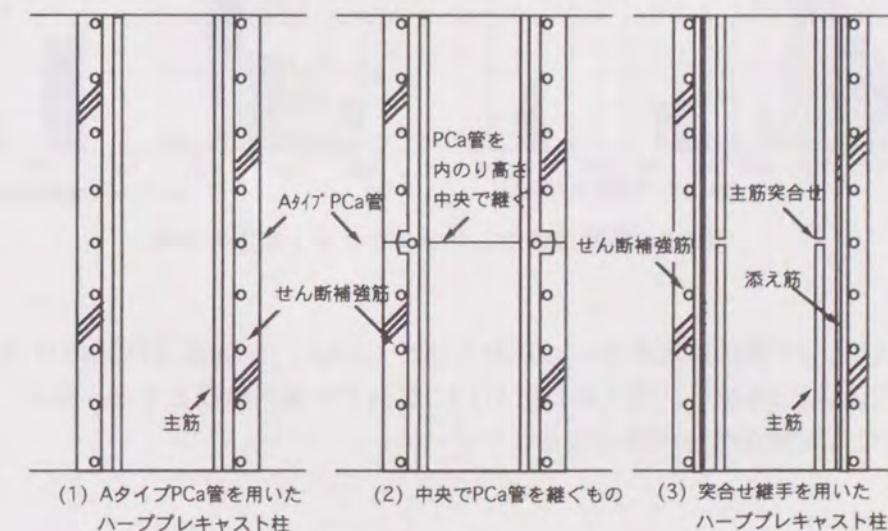


図6.1 対象とするハーフPCa柱

6.2.2 使用材料

1) コンクリート

外殻、コアコンクリート共に骨材種別で普通コンクリートを用いる。

設計基準強度 (F_c) はコアコンクリートが 210kgf/cm^2 以上 600kgf/cm^2 以下、外殻コンクリートが 500kgf/cm^2 以上とし、外殻コンクリートは常にコアコンクリートよりも高強度となるよう設計する。

<解説>

実験に用いたコンクリート強度は以下のとおりで、その分布を図6.2に示す。

3章 (通し配筋の場合)

コアコンクリート: $181\sim 627\text{kgf/cm}^2$ 、外殻PCaコンクリート: $579\sim 915\text{kgf/cm}^2$

4章・5章 (突合せ継手試験体)

コアコンクリート: $187\sim 441\text{kgf/cm}^2$ 、外殻PCaコンクリート: $495\sim 743\text{kgf/cm}^2$

図6.2よりコアコンクリートが 360kgf/cm^2 を超える範囲では試験体数が少ないことがわかる。本設計で扱うコアコンクリート強度は 600kgf/cm^2 以下としたが、主な対象は 360kgf/cm^2 以下であり、それ以上の強度範囲ではデータ数が不十分であるから、あくまで参考程度の取扱いとすることが望ましい。

一方、外殻PCaは工場製品であり、安定した品質が確保でき、 500kgf/cm^2 以上の強度が容易に得られること、製品の取扱い上の必要強度 (ハンドリング強度) などの観点から、設計基準強度は 500kgf/cm^2 以上とした。

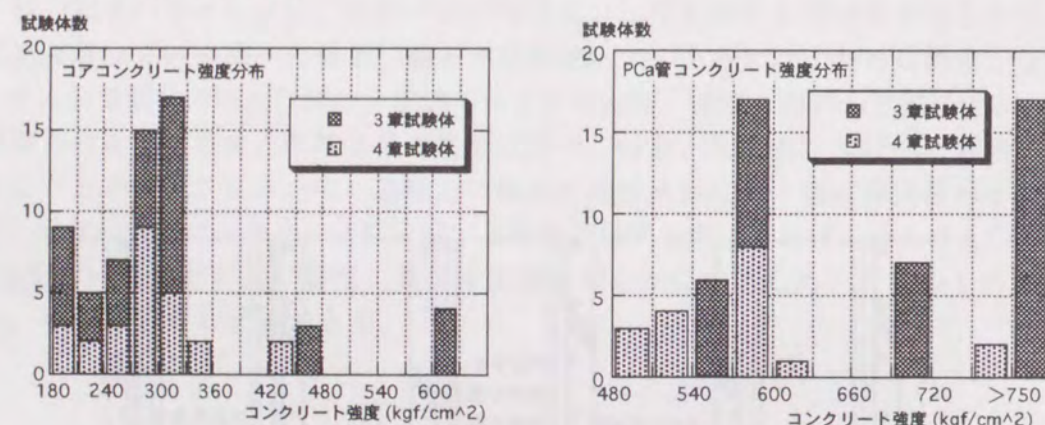


図6.2 実験に使用したコンクリート強度の分布

2) 鉄筋

鉄筋にはJISG3112の規格に定めるSD295AおよびB、SD345、SD390およびSD490の異形鉄筋を用い、主筋径はD19以上D35以下、添え筋はD13以上D25以下の異形鉄筋とする。なお、せん断補強筋には高強度せん断補強筋を使用してもよい。

<解説>

JISG3112の規格には丸鋼が含まれるが、実験データがなく、実際にもほとんど使用されていないことからこれを除外する。せん断補強筋にはスパイラル筋または溶接閉鎖型のものを使用する。

6.3 設計に関する基本方針

6.3.1 設計方針

本設計は日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説^{6.1)} (以後終局強度型指針という) に基づく終局強度型設計で、大地震時に建物がエネルギー吸収力に優れた明快な全体崩壊形のメカニズムを生じ、その塑性変形能力を保证する設計法をとる。

<解説>

本章で触れていない事項、およびPCa柱とそれが取りつく柱梁接合部以外の部位に関しては上記指針に従うものとする。

6.3.2 降伏機構設計および降伏機構保証設計

地震力に対する設計としては、終局強度型指針に従い、降伏機構設計および、降伏機構保証設計を行う。突合せ継手を用いる場合、主筋の突合せ位置では添え筋のみによる断面設計が必要で、特にこの位置で添え筋が降伏しないよう降伏機構保証設計によって信頼強度を確保する。

6.3.3 靱性設計

予期せぬ巨大地震によって、塑性ヒンジを計画した柱が保証変形を超える変形を生じ、耐力低下を生じても、その破壊はエネルギー吸収能力に富む破壊となるよう部材の靱性能を確保する。

6. 4 曲げと軸方向力に対する設計

6.4.1 断面算定

断面算定は曲げモーメントと軸力の関係が最も不利な状態について行う。突合せ継手を用いる場合は部材中央部の断面についても同様とする。

<解説>

断面算定においては外殻とコアコンクリートの平面保持を仮定し、応力度とひずみ度の関係には各々のコンクリートの特性値を用いる。2種類のコンクリートを用いることから算定手法にはファイバーモデルを用いた断面解析法が最も明快で簡便である。

ファイバーモデルで解析を行う場合、通常は断面をせい方向に分割し、平面保持の仮定にしたがって、各要素の応力度を算出するが、ここでは図6.3に示すように、断面を中立軸に平行および直角な直線で分割し、各要素に外殻PCaあるいはコアコンクリートの $\sigma - \epsilon$ 関係を与えて応力を算出する。

6.4.2 曲げ信頼強度および上限強度

曲げ信頼強度、上限強度の算定は外殻とコアコンクリート各々の強度を用いて行う。その際、圧縮縁コンクリートの圧縮強度時ひずみ度は0.3%とする。鉄筋強度には信頼強度用・上限強度用をそれぞれ用い、中段筋の負担応力度を考慮する。

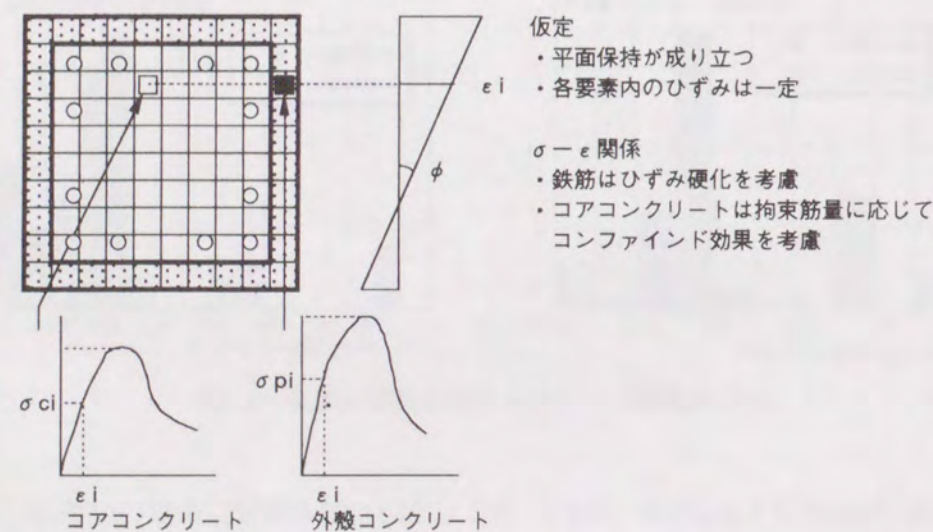


図6.3 ファイバーモデルによる曲げ解析

6.4.3 軸力制限

降伏ヒンジを計画する柱では以下の式を満足するよう軸力を制限する。

$$-k_2 A_{sp} \sigma_{y'} \leq N \leq k_1 A \sigma_{Bc} \quad \dots\dots\dots (6.1)$$

ここに、

N：柱の降伏機構保証設計用軸力で圧縮を正とする

A：柱の水平断面積

A_{sp} ：添え筋の全断面積

$\sigma_{y'}$ ：添え筋の信頼強度用の降伏強度

ただし、突合せ継手としない場合は主筋の全断面積 a_g とその信頼強度 σ_y を用いる

σ_{Bc} ：コアコンクリートの圧縮強度

k_1 ：圧縮軸力に対する係数で1/3

ただし、終局強度型指針の「特別ヒンジ領域の横補強筋」の各項目に従う場合
2/3とできる

k_2 ：引張軸力に対する係数で3/4とする

<解説>

突合せ継手を用いる場合、引張軸力の制限値は、主筋突合せ位置で添え筋のみの断面によって決まる。通し配筋とするPCa柱では終局強度型指針に従う。

6.4.4 構造規定

降伏ヒンジを計画する柱には帯筋に加えて副帯筋（中子筋）を配筋し、柱に十分な曲げ靱性を与える。

<解説>

具体的な横補強筋の設計法については、せん断・付着設計と併せて6.5.4節で述べる。

6. 5 セン断と付着に対する設計

6.5.1 設計の原則

降伏機構保証設計用せん断力・主筋応力に対して、部材がぜい性的なせん断・付着破壊を生じないよう信頼強度を確保する。特に降伏ヒンジを計画する柱に関しては塑性変形能力が保証変形を上回るようにせん断・付着設計をおこなう。

<解説>

せん断と付着に対する設計は、終局強度型指針と同様に、せん断設計後に付着のチェックを行い、付着割裂破壊を防止する設計法をとる。

6.5.2 セン断強度

1) セン断補強筋に普通鉄筋を用いる場合の信頼強度

せん断補強筋に普通鉄筋を用いる場合の信頼強度 V_u は次式による。

$$V_u = V_t + V_a \quad \dots\dots\dots (6.2)$$

$$bts = ast \sigma_{wy} / (S \cdot \sin^2 \phi \cdot \nu \sigma_{Bs}) \quad \dots\dots\dots (6.3)$$

$$btc = ast \sigma_{wy} / (S \cdot \sin^2 \phi \cdot \nu \sigma_{Bc}) \quad \dots\dots\dots (6.4)$$

$$V_t = 2bts \cdot \nu \sigma_{Bs} \cdot jt \cdot \cos \phi \cdot \sin \phi + (n-2)btc \cdot \nu \sigma_{Bc} \cdot jt \cdot \cos \phi \cdot \sin \phi \\ = b \cdot jt \cdot pw \sigma_{wy} \cdot \cot \phi \quad \dots\dots\dots (6.5)$$

$$V_a = V_{as} + V_{ac} \quad \dots\dots\dots (6.6)$$

$$V_{as} = \tan \theta \cdot bsD \nu \sigma_{Bs} / 2 \quad \dots\dots\dots (6.7)$$

$$V_{ac} = \tan \theta \cdot bcD \nu \sigma_{Bc} / 2 \quad \dots\dots\dots (6.8)$$

$$\tan \theta = \sqrt{\{(2M/VD)^2 + 1\}} \cdot 2M/VD \quad \dots\dots\dots (6.9)$$

$$bs = 2ts - 2bts, \quad bc = b - 2ts - (n-2)btc \quad \dots\dots\dots (6.10)$$

ここに、

n, ast, S : それぞれせん断補強筋の足数、断面積、間隔

pw : セン断補強筋比

σ_{wy} : セン断補強筋降伏強度

V_t, V_a : それぞれトラス、アーチ機構負担せん断力

V_{as}, V_{ac} : それぞれ外殻、コアコンクリートによるアーチ機構負担せん断力

jt : 主筋中心間距離 (2段以上の配筋の場合は外縁側の主筋)

bts, btc : それぞれ外殻、コアコンクリート内でトラス機構の作用する断面幅

bs, bc : それぞれ外殻、コアコンクリート内でアーチ機構が作用する断面幅

ts : 外殻PCaの厚さ

ν : コンクリートの有効係数で次式による

$$\nu = (2M/VD + 1) / 4 \quad (0.5 \leq \nu \leq 1.0)$$

ϕ : コンクリート圧縮束角度で45度とする

σ_{Bs} : 外殻コンクリート強度

σ_{Bc} : コアコンクリート強度

2) 高強度せん断補強筋を使用する場合の信頼強度

次式によって算出される強度 σ_{wu} を降伏強度として式(6.2)～(6.10)に従いせん断強度を算出する。

$\sigma_{Be} \leq 360 \text{ kgf/cm}^2$ の時

$$\sigma_{wu} = 25 \sigma_{Be} \leq \sigma_{wy} \quad \dots\dots\dots (6.11)$$

$\sigma_{Be} > 360 \text{ kgf/cm}^2$ の時

$$\sigma_{wu} \leq \sigma_{wy} \quad \text{かつ} \quad \sigma_{wu} \leq 9000 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad \dots\dots\dots (6.12)$$

$$\text{ただし、} \sigma_{Be} = \{(b-2ts)(D-2ts) \sigma_{Bc} + (bD - (b-2ts)(D-2ts)) \sigma_{Bs}\} / (bD)$$

ここに、

σ_{Be} : 等価コンクリート強度

σ_{wy} : 高強度せん断補強筋の降伏強度

b, D : それぞれ断面幅、せい

3) 突合せ位置での添え筋降伏の防止

主筋突合せ位置において、6.4.1の曲げ設計とは別に、降伏機構保証設計時せん断力に対して、次式で算出される信頼強度が上回るよう設計する。

$$V_{us} = Asp \sigma_s / \cot \phi \quad \dots\dots\dots (6.13)$$

$$\sigma_s = \sigma_y - \sigma_{ns} \quad \dots\dots\dots (6.14)$$

$$\sigma_{ns} = nrN / (bD + (nr-1)Asp) \quad \dots\dots\dots (6.15)$$

$$\text{ただし、引張軸力時} \sigma_{ns} = N / Asp \quad \dots\dots\dots (4.16)$$

ここに、

V_{us} : 添え筋降伏による破壊時層せん断力

σ_s : 軸力を考慮した添え筋最大負担応力

σ_y : 添え筋降伏強度

σ_{ns} : 軸力による付加応力、

ただしコンクリートの引張強度を超える場合は全軸力を添え筋が負担する。

nr : ヤング係数比 (=15)

Asp : 添え筋の全断面積

N : 降伏機構保証設計用軸力

ϕ : コンクリートの圧縮束角度で45度とする。

<解説>

式(6.2)～(6.12)は第3章の3.5.4および第4章の4.4.1に示したせん断耐力式である。式(6.11)～(6.16)は第4章4.4.2の式(4.12)～(4.15)に示した添え筋降伏による耐力式である。

6.5.3 付着に対する設計

降伏ヒンジを計画しない柱主筋の付着に対する設計では、重ね継手の有無によって付着割裂パターン、主筋応力状態が異なるため、それぞれの場合に応じた付着強度式を用いる。算出した付着強度 τ_{bu} が、各々の場合の設計用付着応力度（ τ_t と τ_f の小さいほう）を上回ることを確認する。

1) 通し配筋とするPCa柱主筋の付着割裂強度

$$\tau_f = db \sigma_y / \{2(h_0 - d)\}, \quad \tau_t = bpw \sigma_{wy} / \Sigma \phi \quad \dots\dots\dots (6.17)$$

$$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad \dots\dots\dots (6.18)$$

$$\tau_{co} = (0.4bis + 0.5)\sqrt{\sigma_{Bs}} + (0.4bic + 0.5)\sqrt{\sigma_{Bc}} \quad \dots\dots\dots (6.19)$$

$$A: bis = ts/db, \quad bic = (2\sqrt{2} \cdot dc' - db)/db$$

$$B: bis = 2ts/\Sigma db, \quad bic = \{(b - 2ts) - \Sigma db\} / \Sigma db$$

τ_{co} は bis 及び bic に上記AまたはBを用いたときのいずれか小さいほうの値とする。

$$\tau_{st} = \{(20/Nt + 5Nu/Nt + 20Ns/Nt) \cdot b\sqrt{pw \sigma_{wy}}\sqrt{\sigma_{Bc}}/600\} / db \quad \dots\dots\dots (6.20)$$

ここに、

τ_{bu} : 付着割裂強度

τ_{co} : コンクリートによる強度負担分

τ_{st} : セン断補強筋による強度負担分

bis, bic : それぞれ外殻およびコアコンクリートの割裂に関する係数

dc' : 隅角部主筋中心から 外殻PCa内表面までのかぶり厚さ

db : 隅角部主筋直径

Σdb : 一列に並んだ主筋直径の総和

$\Sigma \phi$: 一列に並んだ主筋周長の総和

Ns, Nu : それぞれ、一列の主筋のうち直接副帯筋のかかっているもの、およびかかっていないものの本数

Nt : 全主筋本数

2) 主筋を突合せ継手とした場合の付着割裂強度

$$\tau_f = db \sigma_y / (2h_0), \quad \tau_t = bpw \sigma_{wy} / \Sigma \phi \quad \dots\dots\dots (6.21)$$

$$\tau_{bu} = \tau_{co} + \tau_{st} \quad \dots\dots\dots (6.22)$$

$$\tau_{co} = (0.8ts/\Sigma db + 0.5)\sqrt{\sigma_{Bs}} \quad \dots\dots\dots (6.23)$$

$$\tau_{st} = \{(20/Nt + 5Nu/Nt + 20Ns/Nt)\sqrt{(pw \sigma_{wy})/600} \cdot (2ts\sqrt{\sigma_{Bs}} + (b - 2ts)\sqrt{\sigma_{Bc}})\} / db \quad \dots\dots\dots (6.24)$$

記号はすべて通し配筋とする場合に同じ。

<解説>

式(6.17)は終局強度型指針による。式(6.18)～(6.20)は第3章の3.5.5で示した式(3.15)～(3.20)によっている。ただし、繰り返しによる曲げ降伏後の付着強度の低減係数は1.0とした。これは、降伏ヒンジを計画する柱の τ_{bu} が次節の付着設計で決まることによる。

式(6.21)は突合せ継手特有の主筋応力分布を考慮したもので、第5章の式(5.1)による。式(6.22)～(6.24)は、それぞれ第4章の式(4.16), (4.17), (4.19)に同じ。

6.6 降伏ヒンジを計画する柱の靱性設計

6.6.1 設計目標及び原則

降伏ヒンジを計画する柱では、繰り返しを伴う大変形時に、断面の曲げ靱性を確保し、せん断破壊を防止することに加えて、付着破壊を防止する。

6.6.2 降伏ヒンジを計画する柱の曲げとせん断に対する設計

柱の軸力を、終局強度型指針の「特別ヒンジ領域の横補強筋」の各項目に従うことにより、 $(1/3)A\sigma_{Bc}$ を超えて $(2/3)A\sigma_{Bc}$ までの範囲に引き上げる場合、柱部材はせん断破壊を生じることなく、十分な曲げ靱性を発揮することを確認する。

<解説>

第5章の5.3で述べたように、6.4.3で制限される通常の軸力の範囲内（ $-(3/4)A_s p \sigma_y' \leq N \leq (1/3)A\sigma_{Bc}$ ）であれば、次に述べる付着設計によって靱性は確保できると考えられる。

曲げ靱性の確保には、せん断補強筋のコンファインド効果を考慮して、文献^{6.2)}に示されている設計法を準用することが望ましい。ただし、外殻PCaの使用が曲げ終局耐力及び靱性に及ぼす影響について十分検討する必要がある。

6.6.3 降伏ヒンジを計画する柱の付着設計

降伏ヒンジを計画する柱の付着強度 τ_{bu} は、次式を満足するよう設計する。

$$\tau_{bu} \geq 3.8 \sigma_y db / (4h_0) \quad \dots\dots\dots (6.25)$$

ここに、 σ_y : 主筋降伏強度

db : 主筋径

h_0 : 柱内のり高さ

<解説>

降伏ヒンジを計画する柱においては、層間変位 $R=1/33$ で10～20回の正負交番繰り返しを受け、単調加力の85%以上の耐力を確保し、エネルギー吸収に乏しい付着破壊を生じないことを目標に、第5章の結果にしたがって、式(6.25)を定めた。これは突合せ継手を用いない柱にも適用する。

6. 7 柱梁接合部

6.7.1 設計目標および原則

接合部のせん断力に対する設計では、接合部の信頼強度が降伏機構保証設計用せん断力を上回るように設計する。

6.7.2 接合部のせん断強度

接合部のせん断強度は式 (6.26) による。

$$V_{ju} = \kappa \sigma_c b_c b_j D_j \quad \dots\dots\dots (6.26)$$

D_j は $(D-2t_s)$ または (90度折曲げ筋水平投影長さ $-t_s$) とする。ただし、接合部に隣接する柱頭または柱脚に降伏ヒンジを計画しない場合で、降伏機構保証設計時の柱頭あるいは柱脚部断面の圧縮縁応力がコアコンクリート強度を上回らないことを確認した場合には、 D_j は D または 90度折曲げ筋水平投影長さとしてよい。

$$b_j = b_b + b_{a1} + b_{a2} \quad \dots\dots\dots (6.27)$$

ここに、 b_b は梁幅、 b_{a1} は $b_i/2$ または $(D-2t_s)/2$ の小さいほうとする。ただし、接合部に隣接する柱頭または柱脚に降伏ヒンジを計画しない場合で、降伏機構保証設計時の柱頭あるいは柱脚部断面の圧縮縁応力がコアコンクリート強度を上回らないことを確認した場合には、 b_{a1} は $b_i/2$ または $D/2$ の小さいほうとする。

<解説>

外殻PCaは通常図6.1に示すように、柱の内り部分に使用するため、接合部には全断面後打ちコンクリート（コアコンクリート）が充填される。従って、降伏機構保証設計時に柱頭あるいは柱脚部断面の圧縮縁応力がコアコンクリート強度を超える場合が考えられる。図6.4は軸力比、主筋量、コアコンクリート強度をパラメータに断面解析を行った結果を示している。同図は主筋降伏時の圧縮縁応力をプロットしているが、比較的低軸力比でも、主筋降伏前に圧縮縁応力がコアコンクリート強度を超えることがわかる。従って、接合部に隣接する柱頭または柱脚に降伏ヒンジを計画しない場合で、降伏機構保証設計時の柱頭あるいは柱脚部断面の圧縮縁応力がコアコンクリート強度を上回らないことを確認した場合に限り有効断面積の計算に柱全せいをを用いることができるとし、その他の場合は外殻PCa厚さを除いて有効断面積の計算を行うこととした。

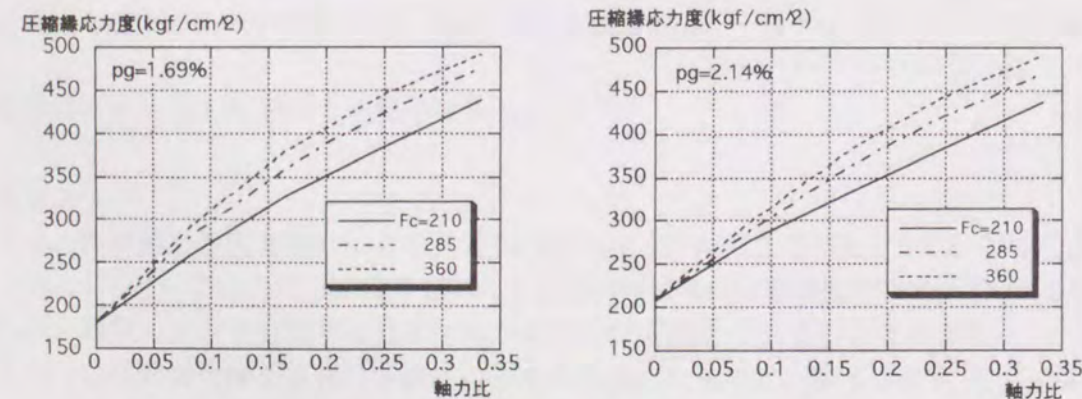


図6.4 主筋降伏時圧縮縁応力

6. 8 外殻PCaの設計

6.8.1 設計の原則

外殻PCaは工場からの搬出、運搬、現場での建込みからコンクリート打設までの一連の施工段階で、完成後の柱の構造性能に悪影響を及ぼすひびわれを生じないことを原則とする。

1) 材料・強度

外殻PCaは $F_c' = 500 \text{ kgf/cm}^2$ 以上の普通コンクリートとする。

<解説>

遠心成形によって製造した外殻PCaのコンクリート強度は、遠心力を与えないテストピース強度よりも一般に高強度であるが^{86, 3)}、その差は5~10%程度であり、この差が柱の耐力にほとんど影響はほとんどないものと考えられる。

6.8.2 外殻PCa厚さの算定

外殻PCaの厚さ t_s は次式による。

$$t_s \leq 0.08D \quad \dots\dots\dots (6.28)$$

ここに、 D : 柱せい

<解説>

外殻PCaの厚さは、以下の仮定の下で求めた。

- a) コアコンクリート打込み時の側圧 (JASS5に示される型わく設計用のコンクリートの側圧) に対してひびわれを生じない。
- b) 外殻PCaの圧縮強度 $F_c' = 500 \text{ kgf/cm}^2$ に対して曲げ強度は $F_b' = 60 \text{ kgf/cm}^2$ である^{6, 4)}。
- c) 一回の打込み高さ H は 4m 以下とする。

仮定a)c)より、外殻PCaに作用する内圧の最大値 P_{max} は、コンクリートの単位容積重量 γ を 2.3 tf/m^3 とすると、

$$P_{max} = \gamma H = 2.3 \times 4 = 9.2 \text{ (tf/m}^2\text{)}$$

図6.5に示すような、外殻PCaの1/4断面を取り出したモデルを用いてFEM弾性解析を行い、外殻PCa厚さをパラメータとして、内圧 P_{max} によって生じる応力を算出した。解析の結果、 $t_s = 0.05D$ で内面隅角部に応力の最大値 54 kgf/cm^2 生じ、仮定b)を考慮して式 (6.28) とした。

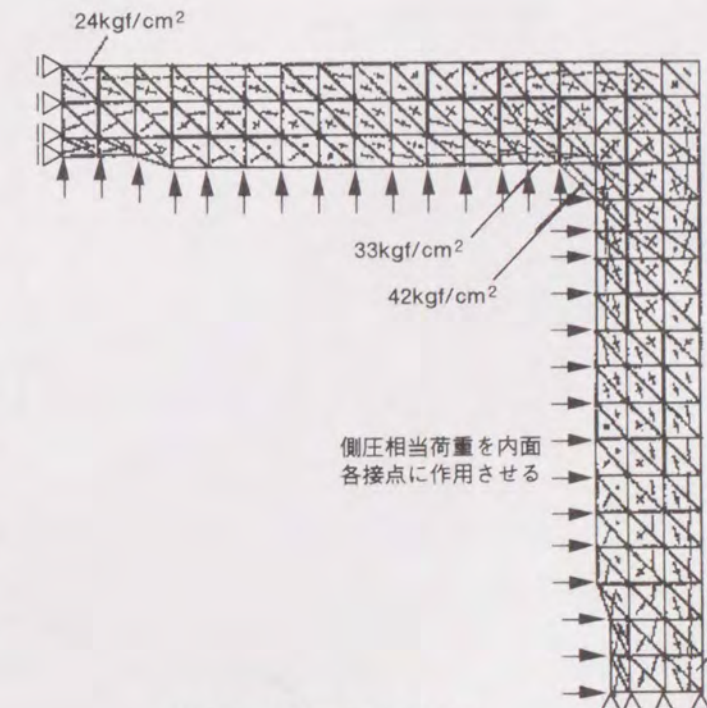


図6.5 解析方法と応力図

6. 9 細則

1) 外殻PCaの接合

突合せ継手を用いないプレキャスト柱では2本の外殻PCaを継いで使用することができる。その際、柱のせん断耐力は、6.5.2節で求められる強度に95/100を乗じた値とする。

<解説>

外殻PCaを継いだ場合の曲げおよびせん断耐力については3章で検討したが、曲げおよび付着破壊試験体についてはその影響が見られず、せん断破壊試験体については継がない場合より平均で約5%耐力が低下したことによる。

6. 10 まとめ

(1) 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針に沿って、外殻PCaを用いる一般的なプレキャスト柱、および柱主筋に突合せ継手を用いた柱の設計法を提案した。以下にその特徴を述べる。

a) 本設計法で対象とする部材は、(i) フープ筋を内蔵した外殻PCaを使用する柱で、コア内に配置した主筋の継手に、圧接や溶接等を使用する通し配筋のPCa柱、(ii) フープ筋と同時に添え筋を外殻PCaに内蔵させ、主筋はコア内で突合せ継手とするPCa柱(突合せPCa柱)の2種である。

b) 曲げ設計では、外殻とコアコンクリートの強度を考慮した合成部材として断面解析を行う。突合せ継手を用いる場、主筋突合せ位置でも添え筋を対象に断面解析を実施する。

c) せん断設計では、断面をトラス機構が作用している区間とアーチ機構によってせん断力を負担している区間とに分割し、個々の区間の負担せん断力をコンクリート強度に応じて求め、それを合計する方法を採用した。

d) 付着設計は鉄筋継手が異なる場合、付着割裂パターンが異なるため設計法も突合せ継手を用いた場合とその他の場合にわけ、それぞれの割裂パターンに応じた付着強度を算定することとした。

(2) 本設計法では、塑性ヒンジを計画する部材に保証変形を超える大変形が10回以上にわたって繰り返し作用し、部材が耐力低下を生じた場合においても、エネルギー吸収能力に優れた、靱性的な破壊を生じるような付着設計法を提案した。

(3) 柱梁接合部についても、柱外殻部の強度を考慮した設計が必要であり、接合部の有効断面積の算出方法について述べた。

(4) 外殻PCaに欲求される型枠性能によって外殻PCaの厚さを求める方法を示した。

第7章 結論

7. 1 結論

本節では、各章で得られた研究成果についてまとめる。

第2章では、太径鉄筋に重ね継手を採用した柱部材の耐力性状、主筋付着性状を調べると同時に、主筋より細径の添え筋によって継手部を補強した場合の補強効果を明らかにすることを目指した。ほぼ実大の純曲げおよび曲げせん断実験を実施し、添え筋補強メカニズムと応力伝達機構を検討した結果、主に以下のことが明らかとなった。

(1) 添え筋補強のない試験体の純曲げ加力実験より、太径鉄筋を用いた重ね継手の付着強度に及ぼす主筋径、重ね長さ、拘束筋量、コンクリート強度等の影響を定量的に捉え、付着強度式を提案した。

(2) 添え筋補強試験体の純曲げ加力実験より、添え筋補強を施すことで、部材の耐力・変形能力は大きく向上すること、添え筋余長が長いほど、すなわち、継手端部から離れた位置で主筋が降伏するほど、変形能力が優れるなどの結果が得られた。また、ひずみ計測からも、添え筋は継手端部から徐々に主筋応力を分担し、重ね継手区間で伝達される応力を低減すること、余長が長い場合には主筋重ね継手端部で平面保持が成り立つことなどが確認された。

(3) 純曲げ、あるいは曲げせん断加力を受ける部材では、添え筋は主筋の降伏域の拡大を制御し、主筋重ね継手区間外側の添え筋余長は降伏域を主筋重ね継手区間から遠ざけることで、部材の変形能力、靱性を改善すると考えられる。

(4) 純曲げ、あるいは曲げせん断加力下での、添え筋補強重ね継手部材における主筋・添え筋応力分布モデルを提案し、その補強メカニズムに基づく添え筋量あるいは余長の算出方法を示した。

(5) 曲げせん断を受ける部材では、添え筋量などによっては、主筋を重ねない”突き合わせ継手”が十分可能であることが分かった。

第3章では、遠心成形などの方法で薄肉角型の管状に成形した、外殻PCaを用いて構築したプレキャスト柱部材の基本的な耐力性状を明らかにすることを主目的に、柱主筋を重ね継手とせず、通し配筋とした部材を対象に実験を行い、曲げおよびせん断耐力、付着割裂強度を検討した。得られた主な知見を以下に示す。

(1) せん断補強筋を内蔵させた外殻PCaの使用は、柱主筋とフープ筋の直接緊結を不可とするが、このことが柱の耐力・変形性状とりわけ主筋の座屈性状に及ぼす影響は明確ではない。むしろ、外殻部分が高強度であるため、曲げ降伏及び終局耐力は一体打ち部材よりも向上する。この傾向は、軸力比が高いほど大きいことを実験およびファイバーモデルを用いた解析によって確認した。

(2) 外殻PCaを使用した柱のせん断耐力は、曲げ耐力と同様に一体打ち部材よりも高い傾向を示す。また、同せん断耐力は下界定理に基づき、アーチ機構によるせん断負担力を外殻とコアコンクリートで独立に扱うせん断理論式によって精度良く評価できる。

(3) 外殻PCaを使用した柱の付着割裂破壊には、外殻コンクリートの割裂と同時に、外殻とコアコンクリートとの剥離を伴う独特の割裂パターンが生じることがある。ただし、外殻PCaに副帯筋を内蔵させることで、コアコンクリートの拘束力が高まるとともにそのダボ効果によ

り付着割裂は生じにくくなる。

(4) 2章で提案した付着強度評価式に、せん断補強筋の形状、特に副帯筋の効果を考慮して修正を加え、実用的で簡便な強度評価式を提案した。

(5) 外殻PCaを用いた柱の弾性剛性および曲げひびわれ荷重は、外殻部分を考慮しない従来の算定式で、また、せん断ひびわれ荷重は外殻とコアコンクリートの強度とそれぞれの断面積を考慮した等価強度を用いて算定できることを示した。

(6) 高強度せん断補強筋を用いた場合、その降伏強度(0.2%オフセット値)に達する以前に、柱がせん断破壊を生じる傾向があり、せん断耐力を算出する際のせん断補強筋強度をコンクリート強度の25倍とする終局強度型指針のせん断設計では危険側の評価となる場合もある。すなわち、外殻とコアコンクリートの等価強度が 360kgf/cm^2 を超える範囲では、せん断補強筋強度に上限を設けて取り扱うほうがよいことが高強度コンクリートを含む実験から得られた。

第4章では突合せ継手を有する柱部材の曲げせん断実験を実施し、耐力・変形状、および設計上の指標となる弾性剛性やひびわれ荷重等を継手がない場合と比較するとともに、主筋の付着割裂強度に及ぼす諸要因を調べた結果、主に以下に示す知見が得られた。

(1) 部材の破壊性状には、通常の曲げ、せん断破壊に加えて、突合せPCa柱試験体特有の割裂パターンによる付着割裂破壊と、部材中央部の主筋突合せ位置で添え筋が引張降伏する破壊の合計4種が観察された。靱性的な曲げ破壊を除き、他の破壊を生じた部材はエネルギー吸収に乏しいスリップ型の履歴性状を示し、脆性的な荷重低下を示すのが特徴である。

(2) 突合せPCa柱は外殻とコアコンクリートの一体性が確保されることが重要である。この一体性にせん断補強筋が大きく影響を及ぼすが、外周筋のみのせん断補強では、その量を増しても効果は少ない。一体性の向上には、副帯筋(中子筋)を外殻PCaに内蔵して使用するとが最も効果的で、副帯筋による拘束効果の増大と、外殻とコアコンクリート間のダボ筋としての効果も期待できる。

(3) 突合せPCa柱部材における主筋の応力分布は、突合せ位置を0として危険断面から直線的に変化する。この応力分布状況は層間変形角が大きくなってもあまり変わらず、主筋の降伏域は狭く、変形が危険断面に集中する傾向がある。またこれにより危険断面位置の主筋のひずみ硬化が進み、曲げ耐力が計算値より30~40%高くなる傾向がある。

(4) 突合せPCa柱部材の弾性剛性、ひびわれ荷重、曲げおよびせん断耐力は、第3章で示した、継手のないPCa柱の提案式によって求めることができる。

(5) 部材中央部の主筋突合せ位置で添え筋が引張降伏する破壊は、軸力を作用させない、あるいは引張軸力が作用する時に生じた。部材中央位置の添え筋応力をせん断ストラットの材軸方向成分と軸力による付加応力の和と考え、添え筋が降伏することによる最大耐力算定式を提案し、実験値との適応がよいことを示した。

(6) 突合せPCa柱試験体の付着割裂破壊は、外殻PCaとコアコンクリートが一体性を失う特有の割裂パターンによって生じる。このときの主筋付着割裂強度を、外殻PCaの割裂による強度と、補強筋の降伏強度を考慮する付着強度増分の和として評価できることを示し、実験結果との対応性が良いことを示した。

第5章では、突合せ継手部材の靱性を考慮した設計法を確立することを目的に、突合せPCa柱部材の多数回繰返し載荷実験を行い、繰返し荷重下の付着耐力性状とそれに及ぼす拘束

筋量などの諸要因の影響を調べ、塑性変形量を定量的に捉えることを試み、主に以下に示す結果を得た。

(1) 靱性的な破壊を示した試験体の、 $Q-\delta$ 包絡線や等価粘性減衰定数で工法による違いを比較すると、在来工法のRC試験体が耐力、剛性、エネルギー吸収能力とも最も低く、次いで主筋を通し配筋としたPCa柱試験体で、突合せPCa柱試験体が最も優れる結果となった。

(2) 外殻PCaを用いた試験体の破壊の特徴として、層間変形角 $R=1/50$ で5回程度の繰返しを受けると、柱脚部のスタブコンクリートが、外殻コンクリート強度が高いことに起因する、圧縮側ストレスブロックの支圧力によると推定される剥落を生じた。これより降伏ヒンジを計画する柱を突合せPCa柱とする場合には、柱梁接合部の有効面積についても検討が必要である。

(3) 終局時の付着応力度に対して部材の付着強度 τ_{bu} がどの程度余裕があるかを示す指標(付着余裕度)と最大耐力時層間変形角の関係を定量的に捉えることで、降伏ヒンジを計画する柱に、十分な塑性変形能力と靱性的な破壊を確保することが可能であることを示し、付着設計式を提案した。

(4) 軸力比をパラメータに、部材が曲げ降伏前に、せん断および付着破壊を生じる時のせん断補強量 $p_w \sigma_{wy}$ を調べた結果、軸力が比較的低い、あるいはかなり高軸力となる領域では、付着破壊時の $p_w \sigma_{wy}$ がせん断破壊時の $p_w \sigma_{wy}$ より小さく、中~高軸力の範囲ではせん断破壊時の $p_w \sigma_{wy}$ が逆に小さい結果が得られた。中~高軸力の柱の靱性確保には、曲げ降伏後のせん断破壊を避け、既存の鉄筋コンクリート柱に関する靱性評価式を準用すればよいと考えられるが、外殻PCaを用いることが曲げ靱性に及ぼす影響を明らかにする必要がある。

第6章では、鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針に沿って、外殻PCaを用いる一般的なプレキャスト柱、および柱主筋に突合せ継手を用いた柱の設計法を提案した。以下にその特徴を述べる。

a) 本設計法で対象とする部材は、(i) フープ筋を内蔵した外殻PCaを使用する柱で、コア内に配置した主筋の継手に、圧接や溶接等を使用する通常のPCa柱、(ii) フープ筋と同時に添え筋を外殻PCaに内蔵させ、主筋はコア内で突合せ継手とするPCa柱(突合せPCa柱)の2種である。

b) 曲げ設計では、外殻とコアコンクリートの強度を考慮した合成部材として断面解析を行う。突合せ継手を用いる場、主筋突合せ位置でも添え筋を対象に断面解析を実施する。

c) せん断設計では、断面をトラス機構が作用している区間とアーチ機構によってせん断力を負担している区間とに分割し、個々の区間の負担せん断力をコンクリート強度に応じて求め、それを合計する方法を採用した。

d) 付着設計は鉄筋継手が異なる場合、付着割裂パターンが異なるため設計法も突合せ継手を用いた場合とその他の場合にわけ、それぞれの割裂パターンに応じた付着強度を算定することとした。

e) 柱梁接合部についても、柱外殻部の強度を考慮した設計が必要であり、接合部の有効断面積の算出方法について述べた。

以上の終局強度型の設計法に加え、本設計法では、塑性ヒンジを計画する部材に保証変形を超える大変形が10回以上にわたって繰返し作用し、部材が耐力低下を生じた場合に、エネルギー吸収能力に優れた、靱性的な破壊を生じるような設計法を提案した。

7. 2 今後の課題

本論文では突合せ継手を採用したプレキャスト柱を中心に、その耐力・変形性状について調べた。その成果として、突合せ継手を使用した場合だけでなく、外殻PCaを用いるプレキャスト部材に適用が可能な柱部材の設計法を提案した。本節ではこの設計法に残された課題について述べ、今後のプレキャスト部材に関しても必要とされるであろう研究について言及する。

(1) 高強度材料の使用について

コンクリートの製造技術は化学混和剤やセメント製造技術の発展によって飛躍的に進歩し、高品質の高強度コンクリートが容易に得られるようになり、鉄筋コンクリート造建物の超高層化が可能となった。プレキャスト工法は、対象とする建物が高層で大規模であるほど工期短縮や経済面で効果が期待できることから、高強度材料を包含した設計法が不可欠である。一方、高強度材料を対象とするプレキャスト構工法に関する研究は比較的少なく、本論文においても、提案する設計法は $F_c=600\text{kgf/cm}^2$ までの実験データに基づくもので、かつ、 $F_c=420\text{kgf/cm}^2$ を超える範囲ではデータに乏しいことが言える(図6.2参照)。今後は $F_c=800\sim 1000\text{kgf/cm}^2$ あるいはそれ以上の超高強度コンクリートと、相応の高強度鉄筋が使用されることが予想され、これらを対象とする実験データの蓄積が必要と考えられる。

(2) 柱はり接合部の設計

柱に外殻PCaを用いる場合の接合部の設計法については6.7節で述べたが、接合部内柱主筋の付着は、主筋の太径化、突合せ継手の使用に伴い厳しくなることが予想される。今後は実験的にその安全性を確認し、設計法を補充することが課題といえる。

(3) 靱性設計の確立

本論文では、塑性ヒンジを計画する部材に、塑性変形能力と繰返しを考慮した靱性を確保するために、突合せ継手に特有な付着割裂破壊に着目し、付着余裕度なる指標を用いた設計法を一素案として提示した(6.6節参照)。しかしながら、より一般的な、主筋を突合せ継手としないプレキャスト部材や高軸力を受ける部材に対しては、ここで提案する設計法で十分とは言い難い。すなわち、比較的高軸力部材において、コンファインド効果と外殻部分の強度を考慮して、曲げ靱性を評価する設計法を加えることがあげられる。今後さらに検討を重ね、上記(1)の高強度材料を含む、適用範囲の広い靱性設計法を確立する必要がある。

参考文献

第1章の参考文献

- 1.1) 日本建築学会：新型枠技術の現状と課題；1993年度日本建築学会大会（関東）材料施工部門パネルディスカッション資料
- 1.2) 建設省建築研究所ほか：プレキャストコンクリートラーメン構造に関する研究報告書 - 平成4年度 - ；1993年
- 1.3) 日本コンクリート工学協会：構造部材の市場流通化手法研究委員会報告書；1995年5月
- 1.4) 美原義徳，小谷俊介，青山博之：プレキャスト鉄筋コンクリート部材の設計式の検討；日本建築学会大会学術講演梗概集，1992，pp. 991-992
- 1.5) 黒澤明ほか：薄肉PCaを用いた複合化構法の研究（その2～その7）；日本建築学会大会学術講演梗概集，1995，pp. 435-446
- 1.6) 小川淳二，渋谷純一，阿部良洋，星道夫：二軸の水平力を受けるPCa柱及びRC柱の破壊挙動に関する実験的研究；日本建築学会構造系論文報告集，1994. 6，No. 460，pp. 103-112
- 1.7) 中江晃彦，浅野芳伸，早川邦夫，細矢博：薄肉中空断面プレキャスト工法に関する研究（その1 柱部材の構造実験）；日本建築学会大会学術講演梗概集，1995，pp. 457-458
- 1.8) 竹脇拓也ほか：曲げせん断を受ける太径鉄筋D32重ね継手の付着割裂強度に関する研究；日本建築学会大会学術講演梗概集，1995，pp. 3-4
- 1.9) 中山達雄，脇坂達也，吉岡研三：太径異形鉄筋の重ね継手工法の開発；コンクリート工学年次論文報告集，1990，pp. 515-520
- 1.10) 今井弘ほか：プレキャスト柱の重ね継手の耐力に関する研究；日本建築学会大会学術講演梗概集，1992，pp. 979-982
- 1.11) 桜本文敏，別所佐登志：ラーメンプレハブ工法の開発（その1）；日本建築学会大会学術講演梗概集，1989，pp. 187-188
- 1.12) 森本仁，松崎育弘，市川昌和，平山明ほか：薄肉中空プレキャスト工法開発に関する実験的研究その1～その3；日本建築学会大会学術講演梗概集，1992，pp. 831-832
- 1.13) 森田司郎，角徹三：繰返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究；日本建築学会論文報告集，No. 229，昭和50年，pp. 15-24

第2章の参考文献

- 2.1) C.O.Orangun, J.O.Jirsa, and J.E.Breen: A Reevaluation of Test Data on Development Length and Splices, ACI Journal, March 1977, pp. 114-122
- 2.2) 藤井栄，森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究 - 第1報 付着割裂破壊を支配する要因についての実験結果 - ；日本建築学会論文報告集，No. 319，昭和57年9月，pp. 47-55
- 2.3) 藤井栄，森田司郎：異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究 - 第2報 付着割裂強度算定式の提案 - ；日本建築学会論文報告集，昭和58年2月，No. 324，pp. 45-53

- 2.4) 池田尚治：重ね継手に関する実験：コンクリート・ジャーナル，Vo.12，No.5，May1974，pp.71-76
- 2.5) 矢代秀雄，桜田智之：3本束ね鉄筋の重ね継手長さに関する研究；第6回コンクリート工学年次講演会論文集，1984，pp.373-376
- 2.6) 南宏一，西村泰志，可児長英，上原広：鉄骨鉄筋コンクリート梁の梁主筋の継手部の応力伝達機構；コンクリート工学年次論文報告集，1988，pp.205-210
- 2.7) 矢代秀雄，桜田智之，藤本利昭：2本束ね鉄筋重ね継手部の曲げ靱性；日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），1987，pp.145-146
- 2.8) 角徹三，服部覚志，松野一成，松井洋和：横補強筋の降伏強度がRC部材の付着強度に与える影響について；コンクリート工学年次論文報告集，Vol.16No.2，1994，pp.247-252

第3章の参考文献

- 3.1) 武井一夫，宮永英彦，新林実：RCラーメン構造の外殻部をプレキャストとした部材の耐震性能に関する実験的研究（その1），日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和58年，pp.1827-1828
- 3.2) 武井一夫ほか4名：RCラーメン構造の外殻部をプレキャストとした部材の耐震性能に関する実験的研究（その4），日本建築学会大会学術講演梗概集，昭和59年，pp.1975-1976
- 3.3) 青木雅秀ほか：フープ筋付プレキャスト型枠を用いたRC柱部材に関する実験的研究（その1，2），日本建築学会大会学術講演梗概集，1989年，pp.191-194
- 3.4) 青木雅秀ほか：フープ筋付プレキャスト型枠を用いたRC柱部材に関する実験的研究（その4～6），日本建築学会大会学術講演梗概集，1990年，pp.523-528
- 3.5) 瀬口健夫，川端一三，勝田雅道：遠心成形プレキャストコンクリート柱の構造実験（その2），日本建築学会大会学術講演梗概集，1990年，pp.519-520
- 3.6) 香田伸次，斎藤豊，山田信一，中澤春生：遠心成形外殻を用いたハーフPCa柱のせん断性状に関する実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，1992年，pp.993-994
- 3.7) 黒澤明ほか：薄肉PCaを用いた複合化構法の研究（その2～その7）；日本建築学会大会学術講演梗概集，1995，pp.435-446
- 3.8) 小川淳二，渋谷純一，阿部良洋，星道夫：二軸の水平力を受けるPCa柱及びRC柱の破壊挙動に関する実験的研究；日本建築学会構造系論文報告集，No.460，1994.6，pp.103-112
- 3.9) 中江晃彦，浅野芳伸，早川邦夫，細矢博：薄肉中空断面プレキャスト工法に関する研究（その1 柱部材の構造実験）；日本建築学会大会学術講演梗概集，1995，pp.457-458
- 3.10) 古藪徳二：遠心力締固めコンクリートの圧縮強度試験方法について，セメント・コンクリート，No.262，pp.12-21
- 3.11) 日本建築学会：鉄筋コンクリート終局強度設計に関する資料，pp.70-71
- 3.12) 美原義徳，小谷俊介，青山博之：プレキャスト鉄筋コンクリート柱部材の設計式の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集，1992年，pp.991-992
- 3.13) 若林實，南宏一：コンクリート系構造部材のせん断強度について，京都大学防災研究所年報第24号B-1，昭和56年，pp.1-33

- 3.14) たとえば，前田匡樹，小谷俊介，青山博之：鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度式の提案，構造工学論文集Vol.38B，1992年，pp.293-306
- 3.15) 森田司郎，角徹三：繰返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究，日本建築学会学論文報告集第229号，昭和50年3月，pp.15-24
- 3.16) 前田匡樹，小谷俊介，青山博之：鉄筋コンクリート部材の付着割裂破壊に対する設計，コンクリート工学年次論文報告集Vol.15No.2，1993年，pp.199-204
- 3.17) (財)国土開発技術研究センター：平成4年度NewRC研究開発概要報告書，平成5年3月，pp.3-3-1 - 3-3-43

第4章の参考文献

- 4.1) 桜本文敏，別所佐登志：ラーメンプレハブ工法の開発（その1）；日本建築学会大会学術講演梗概集，1989，pp.187-188
- 4.2) 崎浜，鈴木ほか：梁端部に重ね継手を用いたU字型プレキャスト梁の曲げせん断実験その1～2；日本建築学会大会学術講演梗概集，1994，pp.969-972
- 4.3) 入沢，吉野：U字型プレキャスト部材内における主筋の重ね継ぎ性状に関する実験的研究；日本建築学会大会学術講演梗概集，1994，pp.975-976
- 4.4) 森本仁，市川昌和ほか：薄肉中空プレキャスト工法開発に関する実験的研究その1～その3；日本建築学会大会学術講演梗概集，1992，pp.831-832
- 4.5) 六車熙，渡辺史夫：鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構に関する研究，日本建築学会構造系論文報告集，No.341，1984年7月，pp.11-18
- 4.6) 前田匡樹，小谷俊介，青山博之：RC部材の付着割裂強度に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.13，No.2，1991年，pp.145-150
- 4.7) 重ね継手部の弾性剛性の報告
- 4.8) 森田司郎，角徹三：繰返し荷重下における鉄筋とコンクリート間の付着特性に関する研究，日本建築学会学論文報告集第229号，昭和50年3月，pp.15-24
- 4.9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計指針・同解説

第5章の参考文献

- 5.1) 鈴木計夫：コンファインド（横拘束）コンクリートと耐震構造 —阪神大震災の教訓—，コンクリート技術の要点'95 [資料編] 新技術の要点，1995，pp.291-300
- 5.2) 鈴木計夫，中塚佑，中田浩之，山中昌一：高強度コンクリート・高強度横補強筋を用いたRC柱部材の荷重変形特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.11，No.2，1989，pp.455-460
- 5.3) 境有紀，日比純一，小谷俊介，青山博之：高強度コンクリートを用いたRC柱の曲げ変形性能に関する実験的研究，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.12，No.2，1990，pp.445-450

- 5.4) 六車熙, 俣野善治, 日下部一, 角彰, 瀬川輝夫, 加藤裕造, 久徳敏治: 高強度せん断補強筋により横拘束されたRC柱に関する実験的研究, 日本建築学会大会梗概集, 1986.8, pp. 383-384
- 5.5) 中澤淳, 三原重郎, 益尾潔, 南宏一: 高強度マルチフープを用いた鉄筋コンクリート柱のせん断破壊性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.13, No.2, 1991, pp. 445-450
- 5.6) 中澤淳, 三原重郎, 益尾潔, 南宏一: 高強度マルチフープを用いた鉄筋コンクリート柱の曲げ変形性能, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, 1992, pp. 301-306
- 5.7) 蔡健, 鈴木計夫, 蘇道遠: 多量な円形補強筋で横拘束された鉄筋コンクリート円柱の力学性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, 1994, pp. 695-700
- 5.8) 阪井由尚, 中塚佑, 中川裕史, 鈴木計夫: コンファインドコンクリートの強度・変形特性に及ぼす横補強筋の形状と量の影響, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, 1994, pp. 443-448
- 5.9) 高木秀晃, 中塚佑, 岸本一蔵, 鈴木計夫: RC柱の終局曲げ耐力と曲げ靱性設計図表, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, 1992, pp. 931-936

第6章の参考文献

- 6.1) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説
- 6.2) 高木秀晃, 中塚佑, 岸本一蔵, 鈴木計夫: RC柱の終局曲げ耐力と曲げ靱性設計図表, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.14, No.2, 1992, pp. 931-936
- 6.3) 古藪徳二: 遠心力締固めコンクリートの圧縮強度試験方法について, セメント・コンクリート, No. 262, pp. 12-21
- 6.4) 近藤泰夫, 板静雄監修: コンクリート工学ハンドブック, 朝倉書店

発表論文一覧

[日本建築学会構造系論文報告集]

- 1 外殻に薄肉プレキャスト管を使用した鉄筋コンクリート柱の耐力性状に関する研究
増田安彦, 吉岡研三
1994年4月, No. 458, pp. 109-118
- 2 重ね継手を有するハーフプレキャスト柱に関する研究
増田安彦, 吉岡研三
1995年10月, No. 476, pp. 139-148

[コンクリート工学論文集]

- 1 添え筋を用いた太径異形鉄筋継手に関する研究
増田安彦, 吉岡研三, 脇坂達也
1990年7月, Vol. 1, No. 2, pp. 91-103

[コンクリート工学年次論文報告集]

- 1 遠心成形プレキャストコンクリート柱の曲げせん断実験
増田安彦, 吉岡研三, 脇坂達也
1990年, Vol. 12, No. 2, pp. 351-356
- 2 突合せ式重ね継手を有するハーフプレキャスト柱部材に関する研究
増田安彦, 吉岡研三, 脇坂達也
1992年, Vol. 14, No. 2, pp. 113-118
- 3 突合せ式重ね継手を有するハーフプレキャスト柱部材の耐力性状に関する研究
増田安彦, 吉岡研三
1994年, Vol. 16, No. 2, pp. 283-288

[Transactions of Japan Concrete Institute]

- 1 Ultimate Strength of Half Precast R/C Columns Using Lap Splices
Yasuhiko MASUDA and Kenzoh YOSHIOKA
1994, Vol. 16, pp. 297-302

[日本建築学会大会学術講演梗概集]

1 太径異形鉄筋の重ね継手に関する研究

その2 添え筋補強重ね継手工法の開発
増田安彦、脇坂達也、吉岡研三、中山達雄
1989年, pp. 373-374

2 太径異形鉄筋の重ね継手に関する研究

その4 突き合わせ継手工法の開発
増田安彦、脇坂達也、吉岡研三
1990年, pp. 681-682

3 太径異形鉄筋の重ね継手に関する研究

その6 突き合わせ継手工法の開発
増田安彦、脇坂達也、吉岡研三
1991年, pp. 377-378

4 太径異形鉄筋の重ね継手に関する研究

その8 突き合わせ継手工法の開発
吉岡研三、増田安彦、脇坂達也
1992年, pp. 947-948

5 外郭コンクリート管を用いた半PCa柱に関する研究

その1 柱の付着割裂強度に関する検討
増田安彦、吉岡研三、脇坂達也
1992年, pp. 967-968

6 外郭コンクリート管を用いた半PCa柱に関する研究

その2 柱のせん断破壊に関する検討
増田安彦、吉岡研三、脇坂達也
1993年, pp. 677-678

7 高強度コンクリートを用いたハーフプレキャスト柱部材の耐力性状に関する研究

小林譲、増田安彦、吉岡研三
1995年, pp. 425-426

8 重ね継手を有するハーフプレキャスト柱に関する研究

増田安彦、小林譲、吉岡研三
1995年, pp. 17-18

[大林組技術研究所報]

1 太径異形鉄筋の重ね継手工法の開発 (その1)

—添え筋補強継手の構造性能実験—
増田安彦、脇坂達也、吉岡研三、中山達雄
1989年8月, No. 39, pp. 97-102

2 太径異形鉄筋の重ね継手工法の開発 (その2)

—プレカラムを用いた突合せ継手工法—
増田安彦、吉岡研三、脇坂達也
1992年2月, No. 44, pp. 21-26

3 太径異形鉄筋の重ね継手工法の開発 (その3)

—プレカラムを用いた突合せ継手工法”クイックカラム工法”—
増田安彦、吉岡研三
1994年8月, No. 49, pp. 19-24

4 遠心成形プレキャストコンクリート部材の開発

—「プレカラム」の力学的諸性状について—
増田安彦、吉岡研三、脇坂達也
1990年8月, No. 41, pp. 61-67

5 遠心成形プレキャストコンクリート部材の開発 (その2)

—「プレカラム」に打込む副帯筋と柱の付着割裂の関係—
増田安彦、吉岡研三、脇坂達也
1992年8月, No. 45, pp. 11-16

6 遠心成形プレキャストコンクリート部材の開発 (その3)

—「プレカラム」を用いた部材の終局強度について—
増田安彦、吉岡研三
1994年2月, No. 48, pp. 89-94

謝 辞

本論文は、著者が大林組技術研究所において担当した数年にわたる研究成果の一部を、大阪大学教授 鈴木計夫先生のご指導のもとに取りまとめたものです。鈴木先生には終始変わらぬご指導ご鞭撻を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。

大阪大学教授 井上 豊先生、同 橋 英三郎先生には、本論文をまとめるにあたり、有益なご指摘ならびにご助言を賜りました。両先生に対し謹んで感謝の意を表します。

大阪大学講師 中塚 信先生には懇切丁寧にご指導ご助言をいただきました。また、大阪大学助教授 大野義照先生、同 井上一朗先生には折に触れて有益なご鞭撻をいただきました。ここに心より御礼申し上げます。

大林組 常務取締役 武田寿一技術研究所所長には、本論文をまとめる機会を与えていただくとともに、本論文をまとめるにあたって的確なご意見とご指導を賜りました。ここに深く感謝申し上げます。

大林組技術研究所構造第三研究 吉岡研三室長には、著者が本研究に取り組んで以来、終始変わらぬご指導、ご鞭撻を頂くとともに、本論文をまとめるにあたって格別のご配慮を賜りました。ここに厚く御礼申し上げます。また、大林組技術研究所 山口恒雄部長、脇坂達也室長、中根 淳室長、中山達雄主任研究員には、本研究を進めるにあたって、数々のご助言、ご配慮をいただきました。ここに謹んで感謝の意を表します。

通常の業務を担当しながら本論文をまとめることができましたのは、吉岡室長を始めとする構造研究室の皆様のご支援があればこそです。ここに心より御礼申し上げます。

数多くの実験を遂行するにあたって、構造研究室の実験助手の方々には、多くのご助力、ご協力をいただきました。また、三菱マテリアル建材(株)ならびに(株)上田商会には外殻プレキャストの製造に多くのご協力を得ました。ここに謹んで感謝の意を表します。

末筆ながら、本論文の執筆を陰から支え、暖かく励ましてくれた、妻 由佳子に感謝します。

