

格子状軽量化 PC カーテンウォールの開発

木村 耕三 小嶋 克朗
山田 守

Development of Lattice-shaped Light-weight PC Curtain Wall

Kohzo Kimura Yoshiro Kobatake
Mamoru Yamada

Abstract

Labor saving and rationalization of construction methods are ever-increasing requirements in the construction industry. One way of promoting these things is to industrialization of structural members. This development aims to put light-weight precast curtain walls (PCCW) using advanced materials into practical use. To achieve light weight, the following methods are adopted: ① Concrete cover is decreased by using high corrosion resistant reinforcement such as stainless steel and carbon fiber. ② The PCCW is composed of a thin panel and ribs, thus forming a lattice-shaped wall. Furthermore, the carbon fiber reinforcement may be prestressed to give the PCCW members high bending capacity. This paper describes the structural properties of the PCCW and assesses its structural safety against wind load and its fire resistance.

概 要

近年、建設業では施工の合理化と省力化が求められており、その対処方法の一つとして建築部材の工業化の検討と実用化が進められている。本開発の目的は、使用材料およびパネル形状を工夫し、軽量のプレキャストコンクリートカーテンウォールを実用化することである。本開発では、耐食性に優れた補強筋（ステンレス、炭素繊維）の採用による被り厚さの低減と、PC版の形状を格子ばり形式とすることにより版の軽量化を可能にしている。さらに、格子部分の炭素繊維補強筋に緊張力を与えることによってPC版にプレストレスを導入し、PC版の曲げ強度の向上を図ることができる。本論文では、格子状軽量化PCカーテンウォールの構造性能と構造安全性、PC版の変形追従性および耐火性について述べている。

1. はじめに

建設業では、建設労働者の不足と高齢化等の問題に対処するため、施工の合理化・省力化が求められている。その対策の一つとして、建築部材の工業化（プレファブ化）の検討と実用化が進められている。

プレキャストコンクリート(PC)カーテンウォール(以下、PCCWと記す)は、一般に、製作が容易であること、多様な性能と併せてコストが安くできること、メンテナンスが楽であることなどから外壁として広く利用されている。しかし、PCCWは重いので、軽量のカーテンウォールに比べて安全確実な取付方法と地震に対する十分な耐震性の確保などが要求される。このような観点からPCCWの軽量化は、重要な課題となっている。

本開発の目的は、軽量で耐久性に優れた補強材料（炭素繊維、ステンレス）と力の流れを考慮したパネル形状

の採用による軽量化PCカーテンウォールを実用化することである。具体的には、耐食性に優れた補強筋の採用により、水分の侵入による鉄筋の腐食と、腐食による耐久性の低下および錆汁の流失による美観等の問題点を解決し、従来、耐久性の面から必要とされていた被りコンクリート厚さの低減による軽量化とひび割れ幅制限の緩和が可能となる。また、PC版の形状を格子ばり形式として版部分の薄肉化を図り、単位面積(m²)当たり200kg以下の軽量化PCCWの製作が可能となる。さらに、炭素繊維補強材を緊張材としてPCCWにプレストレス(以下、PS)を導入することにより、曲げひび割れが生じにくくなるとともに、ひび割れ発生後も荷重の除去によりひび割れが閉鎖する。そのため、ひび割れ幅を低減するための補強筋の削減が可能となり、施工の合理化・省力化とコストの低減が期待できる¹⁾。なお、本PCCWの開発は(株)ショックベトン・ジヤパンと、ステンレス補

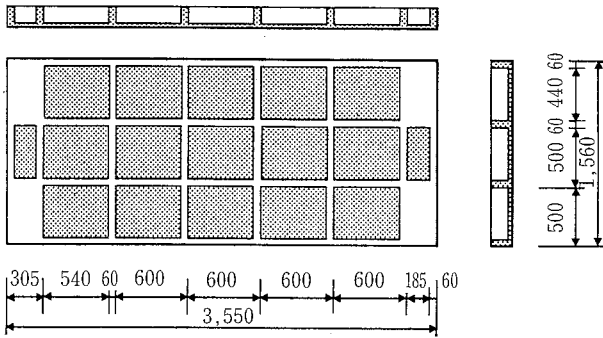


図-1 試験体の形状寸法

表-1 試験体の一覧

試験体名	補強筋の種類と配筋量	導入PS力 (kgf/cm ²)	コンクリート強度 (kgf/cm ²)	加力方法
SUS-P	SUS筋(上端D10,下端D13)	0	464	正曲げ
SUS-N	SUSメッシュ筋φ4-@100	0	415	負曲げ
RC-P	鉄筋(上端D13,下端D16)	0	414	正曲げ
RC-N	SUSメッシュ筋φ4-@100	0	404	負曲げ
CF-P	組紐状炭素繊維補強筋4-D8	0	414(20.2)	正曲げ
CF-N	メッシュ筋なし	0	488(19.2)	負曲げ
PCF-P	組紐状炭素繊維補強筋4-D8	20	426(29.6)	正曲げ
PCF-N	メッシュ筋なし	20	433(35.2)	負曲げ

*圧縮強度, 括弧の値は割裂強度を示す

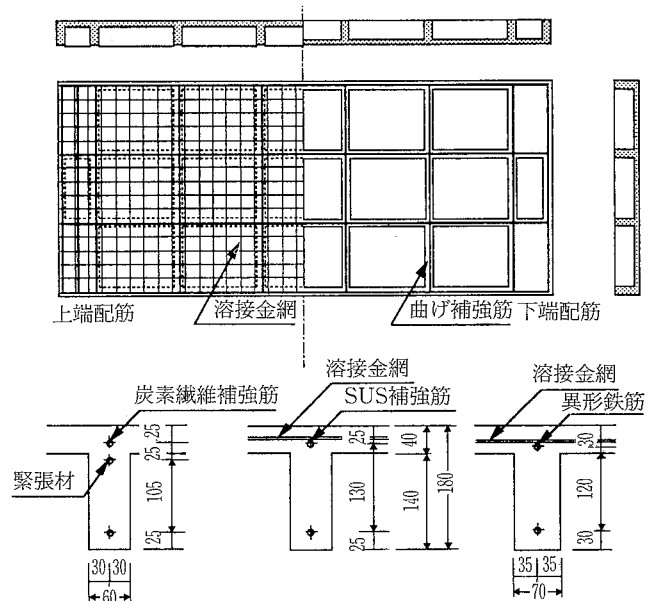


図-2 試験体の配筋

強筋の開発は大同特殊鋼(株)と共同で実施した²⁾。

2. 格子状軽量化 PC 版の曲げ性能実験

2.1 試験体

試験体は、高さ100mでの風荷重に対して設計したスパン4.0mの実大パネルで、その形状寸法および配筋を図-1、図-2に示す。なお、ステンレス(以下、SUS)および炭素繊維(以下、CF)は耐久性に優れている(錆びない)ため、これらを補強筋とした試験体では、鉄筋コンクリート試験体(リブ幅70mm)に対してリブ部の被り厚さを補強筋の両側でそれぞれ5mm低減し、リブ幅60mmとした。

試験体のパラメータは、表-1に示すように(1)補強筋の種類(CF, SUS筋, 異形鉄筋), (2)PSの有無, (3)荷重条件[正曲げ(正圧), 負曲げ(負圧)]である。

試験体名はパラメータの内容がわかるように以下のように定めた。

試験体名: [(PSの有無; 有りP)(補強筋の種類; 炭素繊維CF, ステンレスSUS, 鉄筋RC) - (荷重条件; 正曲げP, 負曲げN)]

試験体に用いた補強筋(CF, SUS筋, 鉄筋)の力学的特性を表-2に示す。曲げ補強筋として用いたCF補強筋はピッチ系CFを組紐状に編んだ棒状の製品である。また、SUS筋は、異形鉄筋と同様に棒材の表面に異形加工を施した製品で、コスト低減を図るため材質をSUS410Lとしている。ひび割れ進展防止用のSUSメッシュ筋は丸棒(φ4, 材質SUS304)を100mm間隔で点

溶接した製品である。なお、組紐状CF補強筋とSUS異形筋はいずれも通常の異形鉄筋と同等の付着強度を有している。また、SUS異形筋(材質SUS410L)は約2年間の屋外暴露試験(大林組技術研究所で継続中)において錆の発生は見られず、異形鉄筋に比べて優れた耐食性を示している。

2.2 PC版の製作と導入プレストレス力

PSを導入したPC版の製作は以下の手順で行った。

- (1) 外型枠(底面型枠)の敷設
- (2) 緊張用架台(緊張フレーム)の据付け
- (3) 外型枠(側型枠)の設置
- (4) 補強筋(曲げ補強筋, メッシュ筋)の配筋
- (5) 緊張材の初期緊張
- (6) 薄板部コンクリートの打設
- (7) 内型枠の設置
- (8) リブ部コンクリートの打設
- (9) 型枠(内・側型枠)脱型
- (10) PSの導入(緊張力の開放)
- (11) 緊張材(炭素繊維)の切断
- (12) コンクリートの養生

PC版(断面積960cm²)に20kgf/cm²の圧縮力(PS力)を導入するためには、4本の緊張材に合計19,200kgf(1本平均4,800kgf)の緊張力を与える必要がある。したがって、定着時のセットロス等による緊張力の低下を考慮して1本当たりの初期緊張力の目標値を5.0tfとした。PS導入時の緊張力の低下量は最大で初期緊張力の21%(平均10%)であった。緊張力の変動(低下)は、コンクリート打設時にも若干見られるものの、コンクリート打設後はほとんど見られない。

図-3に導入PS力の分布の一例を示す。この結果、PS導入端部より40cm以上内側ではPSの導入と同時にコンクリートに所定のひずみが導入され、時間の経過

表-2 使用材料の力学的特性

使用材料	降伏強度 (tf/cm ²)	引張強度 (tf/cm ²)	弾性係数 (tf/cm ²)	降伏ひずみ (×10 ⁻⁶)*1
異形鉄筋(D13)	3.51	4.93	1,800	1,950
異形鉄筋(D16)	3.58	5.36	1,880	1,900
SUS 異形筋(D10)	4.33	6.69	1,930	2,240
SUS 異形筋(D13)	4.18	6.28	1,800	2,320
SUS 丸鋼(4φ)	7.41	9.39	1,900	3,900

* 1) (降伏強度)/(弾性係数), 2) (降伏強度)/(弾性係数)

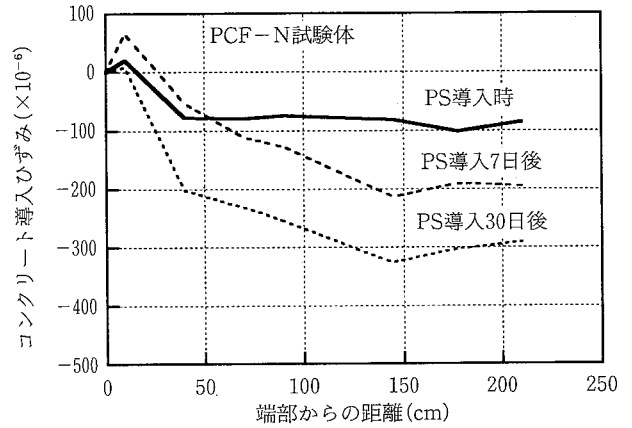


図-3 導入プレストレス力の分布

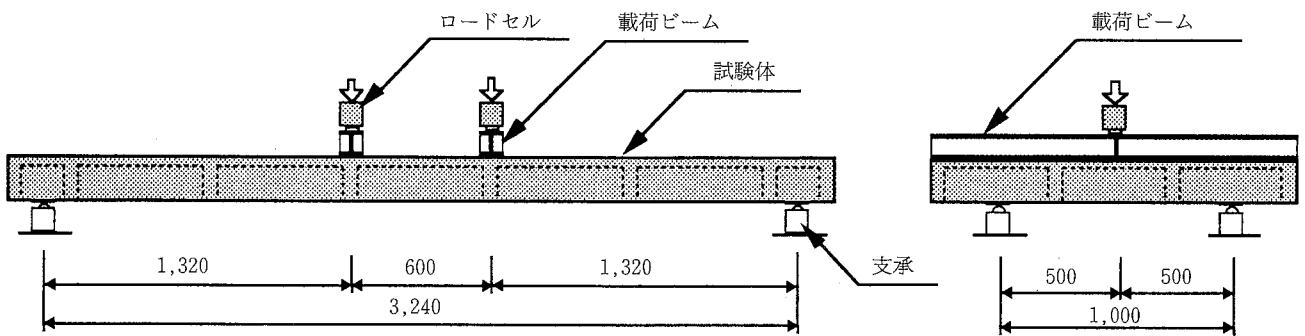


図-4 荷重方法

とともにクリープによってひずみ量が増加している。なお、緊張力が大きい場合や被りコンクリート厚さが小さい場合には、緊張力の解放時(PS導入時)にPC版端部に割裂ひび割れが発生する可能性がある。したがって、PS導入時に割裂ひび割れが生じないように、緊張力および被り厚さについて事前に検討しておく必要がある³⁾。なお、試験体の脱型時にはいずれの試験体においてもリブの拘束あるいは乾燥収縮によるひび割れ等は認められなかった。

2.3 荷重および測定方法

荷重は図-4に示すように実構造物での支持条件(ファスナーによる4点支持)を考慮し、スパン324cmで中央に純曲げ区間60cmを有する4点支持単純はり形式での2点集中荷重で行った。なお、正圧を対象とした正曲げ加力は薄板面を、負圧を対象とした負曲げ加力はリブ面を上面として、2台の油圧ジャッキにより線荷重で加力した。

荷重は、曲げひび割れの発生時および所定の変位で一方方向の繰返しを行った後、終局状態に至るまで一方方向加力した。試験体に作用する荷重はジャッキに取り付けたロードセルにより、スパン中央および加力点下の鉛直方向変位は高感度型変位計で、補強筋およびコンクリートのひずみはひずみゲージを用いて測定した。また、代表的な曲げひび割れ幅の測定は、目視によってひび割れが確認された時点で、一旦荷重を除荷し、ひび割れ位置に

クリップゲージを取り付けて行った。

2.4 破壊経過

正曲げ加力において、鉄筋あるいはSUSを補強筋とした試験体では、いずれも曲げ引張補強筋の降伏後、純曲げ区間でのコンクリートの曲げ圧縮破壊(圧壊)により終局状態に至っている。一方、CFを補強筋とした試験体の内、CF-P試験体は曲げせん断区間でのせん断破壊によって、またPSを導入したPCF-P試験体では緊張材の破断と同時に曲げせん断破壊が生じ、終局状態に至った。

負曲げ加力では、鉄筋を補強筋としたRC-N試験体は中央純曲げ区間(リブ)の圧壊によって、SUS筋を曲げ補強筋としたSUS-N試験体はリブ部分の曲げせん断破壊によってそれぞれ終局状態に至った。また、CFを曲げ補強筋としたCF-N試験体は、加力点近傍(曲げせん断区間)でのコンクリートの圧壊と同時に引張補強筋に沿った付着割裂ひび割れが端部まで進展し、リブで囲まれた平板一枚が落下した。PSを導入したPCF-N試験体はリブ部の曲げせん断破壊と平板部分の剝落によって終局状態に至った。負曲げ加力での最終破壊状況の一例を図-5, 6に示す。

2.5 諸荷重

実験での各試験体の曲げひび割れ発生荷重、降伏荷重、最大荷重とそれらの計算値を表-3に示す。なお、諸荷重の算出にあたって自重は考慮していない。

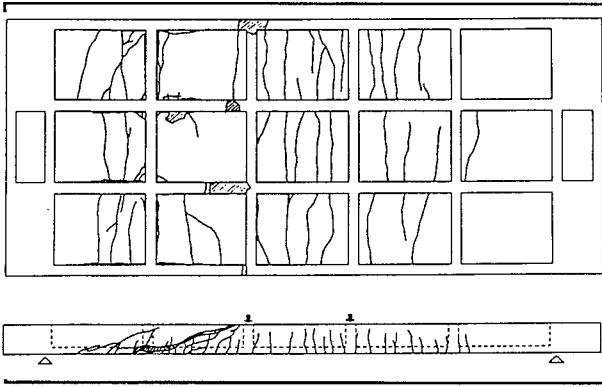


図-5 最終破壊状況 (SUS-N 試験体)

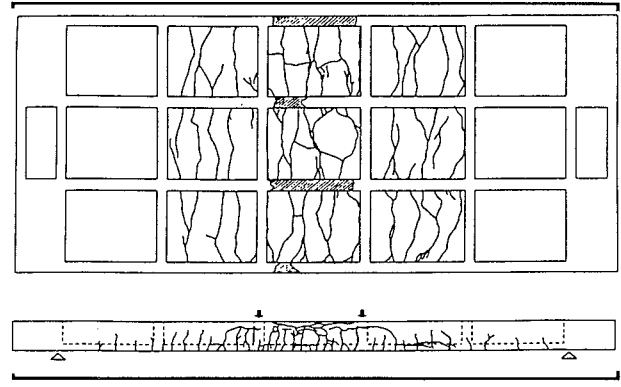


図-6 最終破壊状況 (RC-N 試験体)

表-3 諸荷重の一覧

試験体名	曲げひび割れ荷重			降伏荷重			最大(終局)荷重		
	実験値(1)	計算値(2)	比(1)/(2)	実験値(1)	計算値(2)	比(1)/(2)	実験値(1)	計算値(2)	比(1)/(2)
SUS-P	1.4 tf	0.92 tf	1.52	3.96 tf	4.73 tf	0.84	6.53*1 tf	7.57 tf	0.86
SUS-N	1.56	2.16	0.72	5.97	5.89	1.01	6.73*3	8.03	0.84
RC -P	2.01	0.96	2.09	5.55	5.85	0.95	8.13*1	7.30	1.11
RC -N	1.76	2.23	0.79	5.38	4.73	1.14	6.69*1	6.72	1.00
CF -P	0.16	0.87	0.18				5.55*3	9.12	0.61
CF -N	0.95	2.34	0.41				2.86*3	7.79	0.36
PCF-P	1.14	1.44	0.79				7.14*2	9.77	0.73
PCF-N	3.63	3.62	1.00				5.78*1	11.48	0.50

破壊モード：* 1：曲げせん断破壊，* 2：曲げ引張破壊，* 3：曲げ圧縮破壊

2.5.1 曲げひび割れ荷重 曲げひび割れ荷重の計算値はコンクリートの曲げ引張強度を $1.5\sqrt{f_c}$ とし、PS を導入した試験体では導入 PS 力 (20 kgf/cm²) をコンクリートの曲げ引張強度に加算して求めた。

CF を補強筋とした試験体内、PS を導入していない CF 試験体の曲げひび割れ荷重は計算値に比べて 0.18 (正曲げ)、0.41 (負曲げ) 倍と小さい。しかし、PS を導入した試験体では、SUS 筋あるいは鉄筋を補強筋とした試験体と同様、実験値は計算値の 0.79~2.09 倍 (平均 1.15 倍) となっている。また、PS を導入した PCF-N 試験体では、曲げひび割れ荷重の実験値と計算値が近似しているのに対して、PCF-P 試験体の曲げひび割れ荷重は計算値よりも小さい。この原因の一つとして、緊張材が薄板面より 5 cm の位置にあるため、PS 力の分布が必ずしも断面に一樣となっていないことが考えられる。

2.5.2 降伏荷重 降伏現象が見られた SUS 筋および鉄筋を曲げ補強筋とした試験体での降伏荷重は、計算値の 0.84~1.14 倍 (平均 0.99 倍) で両者の値は近似している。

2.5.3 最大(終局)荷重 表-3 に示した各試験体の終局荷重は、コンクリートの応力~ひずみ関係を e 関数で近似し、断面の釣合いから終局耐力を求める e 関数法

で算出した値である。この結果、曲げ破壊をした鉄筋あるいは SUS 筋を用いた試験体では、実験値が計算値の 0.86~1.11 倍 (平均 0.99 倍) となっている。しかし、CF を補強筋とした試験体の最大荷重は、計算値 (曲げ終局荷重) に対して正曲げでは平均 0.67 倍、負曲げでは平均 0.43 倍と小さくなっている。これは CF 補強筋の引張剛性 (A・E) が鉄筋に比べて 1/5 程度と小さいため、ひび割れ幅とひび割れの進展が大きく、曲げせん断破壊が生じやすいためと考えられる。そこで、曲げせん断破壊を生じた CF-P 試験体、CF-N 試験体について(1)式でせん断耐力 Q_u を求めると、それぞれ 5.58 tf、2.20 tf となり、計算値に対する実験値の比で見るとそれぞれ 0.99 倍、1.30 倍となっている。この結果、本 PCCW の最大耐力は、通常の RC 部材の曲げ耐力式あるいは(1)式によるせん断耐力式でおおむね評価することができると考えられる。

$$Q_u = 2.7 \times a \times X_n \times (F_c / 100 + 5) + 2 \times Q_s \quad (\text{kgf}) \dots \dots \dots (1)$$

- ここで、 X_n ：圧縮縁から中立軸までの距離
- F_c ：コンクリートの圧縮強度
- a ：リブ幅あるいはパネル (版) 幅
- Q_s ：補強筋のダボ効果によるせん断負担力 (CF 補強筋では $Q_s = 0$ とする)

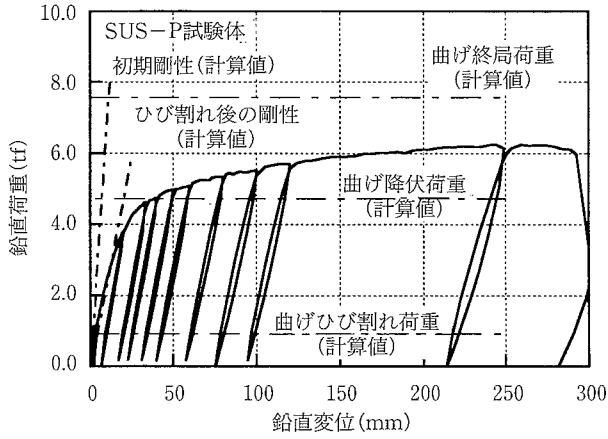


図-7 荷重～変位関係 (SUS-P 試験体)

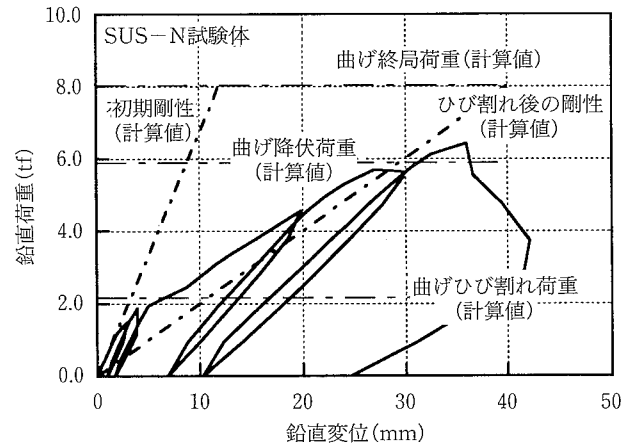


図-8 荷重～変位関係 (SUS-N 試験体)

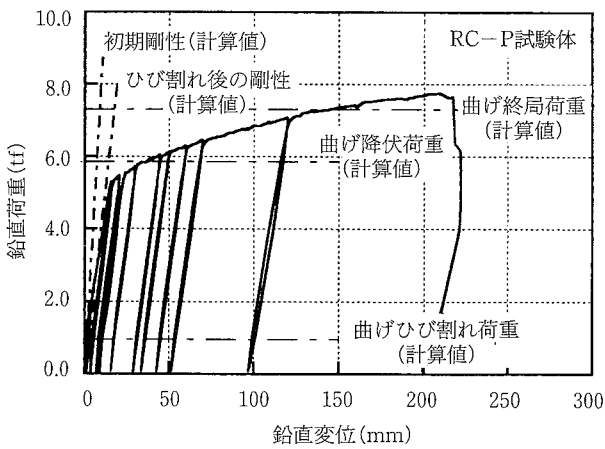


図-9 荷重～変位関係 (RC-P 試験体)

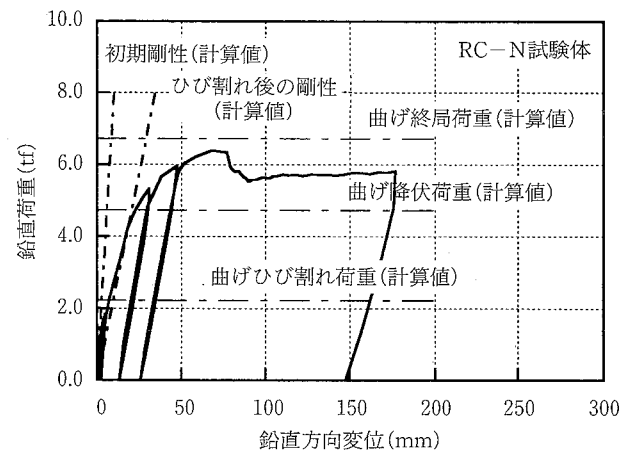


図-10 荷重～変位関係 (RC-N 試験体)

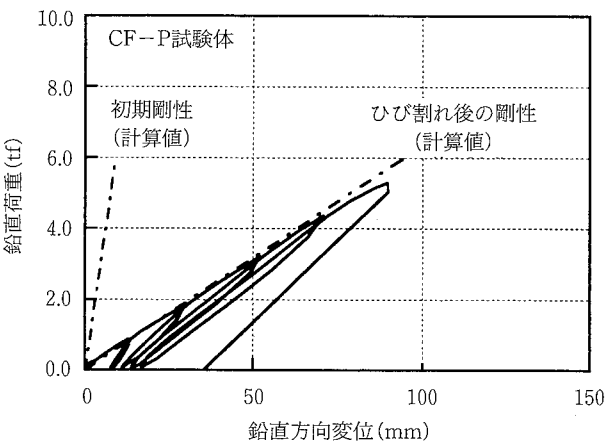


図-11 荷重～変位関係 (CF-P 試験体)

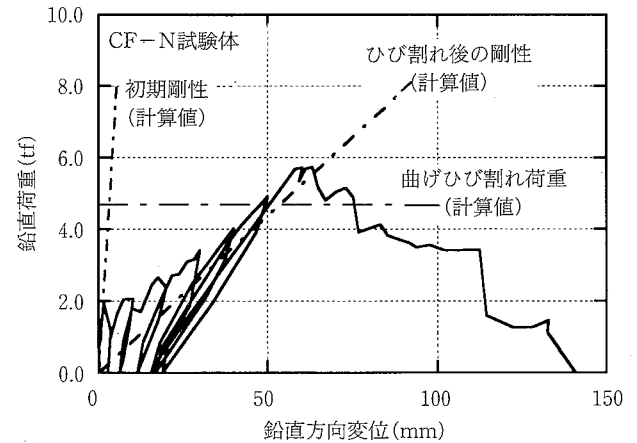


図-12 荷重～変位関係 (CF-N 試験体)

2.6 変位性状

2.6.1 荷重～変位関係 各試験体中央の鉛直方向変位(たわみ)と鉛直荷重の関係を図-7～図-14に示す。図中には単純支持による初期(弾性)およびひび割れ後の剛性と曲げひび割れ等の諸荷重の計算値を併せて示した。なお、初期剛性は全断面有効とした断面2次モーメントを、ひび割れ後の剛性は引張側のコンクリートを無視した断面2次モーメントを用いて算出した。

いずれの試験体においても、曲げひび割れの発生により剛性が低下し、CFを補強筋とした試験体を除いて補強筋の降伏によって、さらに剛性が低下する。CFを補強筋とした試験体では、補強筋の引張剛性が小さいため、

補強筋の引張剛性が小さいため、

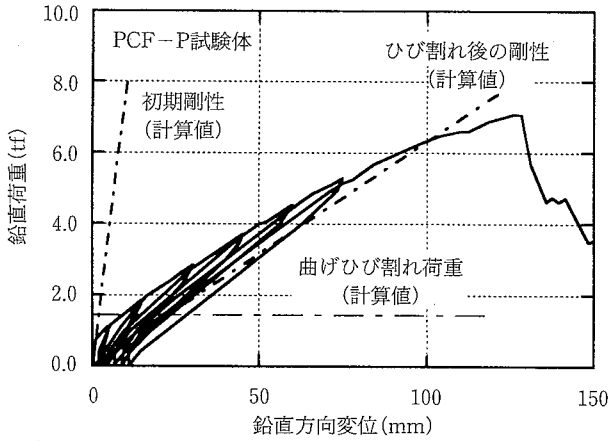


図-13 荷重～変位関係 (PCF-P 試験体)

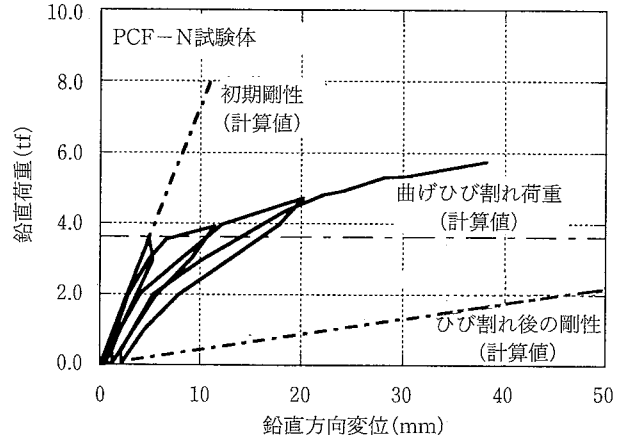


図-14 荷重～変位関係 (PCF-N 試験体)

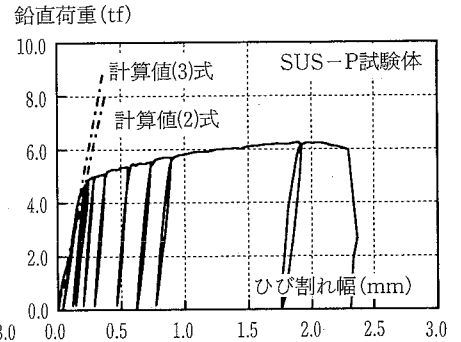
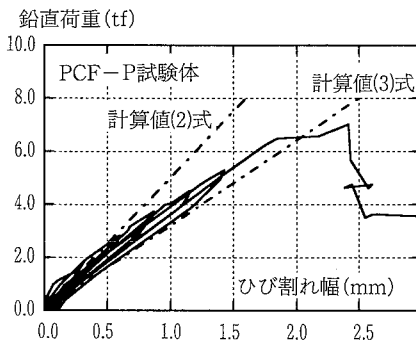
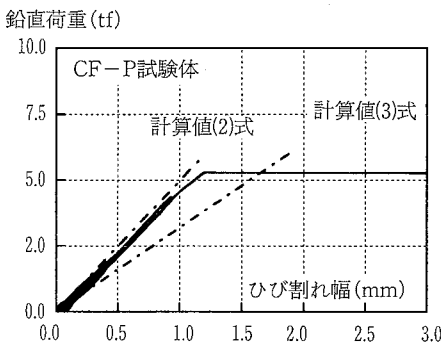


図-15 荷重～ひび割れ幅の関係

曲げひび割れ後の剛性低下が大きい。実験での初期剛性およびひび割れ後の剛性とそれぞれの計算値は近似している。

2.6.2 荷重～ひび割れ幅関係 各正曲げ試験体での代表的な曲げひび割れ幅と荷重の関係を図-15に示す。図中には次式による計算値を併せて示した。なお、(2)式では建築学会式⁴⁾に補強筋の弾性係数比 α を乗じて補強筋の弾性係数による影響を考慮している。

$$w = 1.08 \times 10^{-6} \times \alpha \times \beta \times f_s \times (d_c \cdot A_c)^{1/3} \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$w = \Delta \times \epsilon_s \times (D - X_n) / (d_c - X_n) = \Delta \cdot \epsilon_s \cdot \beta \quad \dots\dots\dots(3)$$

- ここで、 w : 曲げひび割れ幅, D : PC 版の厚さ
 α : 補強筋の剛性による係数 ($= E_s / E_r$)
 β : 中立軸と引張鉄筋中心との距離に対する中立軸と引張縁までの距離の比
 f_s : 引張鉄筋の存在応力度 (kgf/cm²)
 d_c : 最下段の引張鉄筋の中心からコンクリートの引張縁までの距離 (cm)
 A_c : 引張鉄筋と対称をなす引張側コンクリート断面積 (cm²) を鉄筋本数で除した値
 Δ : ひび割れ間隔, ϵ_s : 補強筋のひずみ

ひび割れ幅は、補強筋が降伏するまで(CF を用いた試験体では最大耐力まで) 荷重とともに直線的に変化して

いる。しかし、鋼材を補強筋とした試験体では、荷重に対する降伏後のひび割れ幅の増加が大きく、除荷時の残留ひび割れ幅も大きくなっている。一方、CF には降伏荷がないため CF 補強筋を用いた試験体の残留ひび割れ幅は小さい。なお、ひび割れ幅は、おおむね(2)式あるいは(3)式によって評価することができる。通常、耐久性の面から許容残留ひび割れ幅は 0.2 mm 以下と言われている。今回の試験結果 (図-15) から、SUS 筋あるいは異形鉄筋を補強筋とした場合には補強筋の降伏荷重以下に押さえる必要がある。しかし、CF を補強筋とした場合には、載荷時のひび割れ幅は大きいものの、残留ひび割れ幅は小さく、かつ補強筋の耐久性を考慮すると最大荷重に対して高い荷重まで許容できると考えられる。

3. 格子状軽量化 PC 版の構造安全性

下記の設計条件⁶⁾に基づく PC 版の設計荷重と実験値の一覧を表-4 に示す。

設計条件；

- (1) 建物高さ：H=100 m (スパン L=4.0 m)
- (2) 設計外力：

風圧力 (正圧) $w = 120 \times \sqrt[4]{H} \times 1.0 = 380 \text{ kgf/m}^2$

風圧力 (負圧) $w = 120 \times \sqrt[4]{H} \times 1.5 = 570 \text{ kgf/m}^2$

ひび割れ検討時の限界荷重：風圧力 (正圧) の50%

表-4 設計荷重と実験値の比較

試験体名	曲げひび割れ荷重			曲げ 設計荷重(3)	降伏荷重 実験値(4)	比(4)/(3)	最大荷重 実験値(5)	比(5)/(3)
	設計荷重(1)	実験値(2)	比(2)/(1)					
SUS-P	0.89 tf	1.4 tf	1.57	1.79 tf	3.96 tf	2.21	6.53 tf	3.65
SUS-N		1.56	1.75	2.70	5.97	2.21	6.73	2.49
RC -P		2.01	2.26	1.79	5.55	3.10	8.13	4.54
RC -N		1.76	1.98	2.70	5.38	1.99	6.69	2.48
CF -P		0.16	0.18	1.79			5.55	3.10
CF -N		0.95	1.07	2.70			2.86	1.06
PCF-P		1.14	1.28	1.79			7.14	3.99
PCF-N		3.63	4.08	2.70			5.78	2.14

表-5 外壁（非耐力）1時間耐火構造の仕様

構造区分	長さ	幅	厚さ	コンクリート強度	その他（付帯事項）
外壁（非耐力）	階高	30 m 以下	シエル部 40 mm, リブ高さ 140~200 mm	400 kgf/cm ²	ロックウール（厚 25 mm）の裏張

(3) 設計用曲げモーメント：

正圧時 $M = w \times L^2 / 8 = 76.0 \text{ tf} \cdot \text{cm} / \text{m}$

負圧時 $M = w \times L^2 / 8 = 114.0 \text{ tf} \cdot \text{cm} / \text{m}$

ひび割れ検討時の限界モーメント：

正圧時モーメントの50% (=38.0 tf・cm/m)

この結果、曲げひび割れ荷重については、CF-P 試験体を除いて正曲げで1.28~2.26倍(平均1.70倍)、負曲げで1.07~4.08倍(平均2.22倍)また、曲げ設計荷重については、正曲げで3.10~4.54倍(平均3.82倍)、負曲げで1.06~2.49倍(平均2.04倍)の安全率(設計値に対する実験値の比)がある。したがって、鋼材(SUS筋, 異形鉄筋)を補強筋とした場合には約2倍以上の構造安全性があるといえる。しかし、CFを曲げ補強筋とした場合、PC版の最大耐力は計算値に比べて小さいこと、最大耐力後の耐力低下が大きく脆性的な破壊を生じることから、CFを補強筋として用いる場合には安全率について考慮する必要がある。

4. 格子状軽量化 PC 版の変形追随性

PC版の層間変位追随性は、カーテンウォールを実用に供する上での重要な要因の一つであり、建築工事標準仕様書・同解説 JASS 14 カーテンウォール工事⁷⁾では、(1)ほとんど補修の必要なしに継続使用に耐える限界、(2)ユニットが脱落しない限界について、正負交番面内せん断変形試験によって求めること、また、建設省告示第109号では「高さ31mを越える建築物の屋外に面する帳壁は、その高さの150分の1の層間変位に対して脱落しないこと」が規定されている。

写真-1は本PCCWの層間変位試験状況である。PCCWの取付フレームは、梁を模した上下のH鋼を2本の柱でピン接合したもので、水平荷重に対して力を負担しないようになっている。下側の梁は反力床に固定し、上側の梁はジャッキに連結されローラーガイドにより支

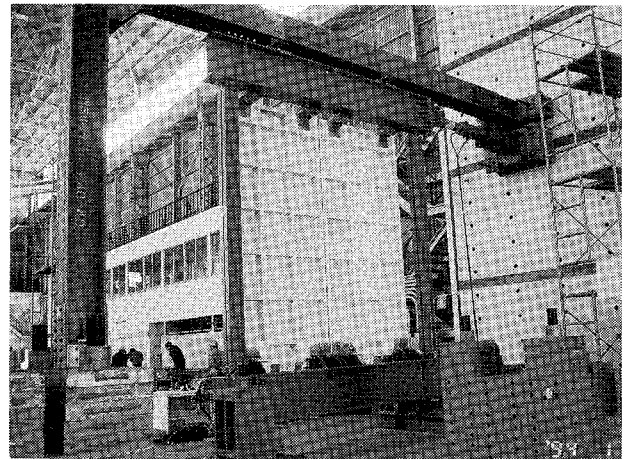


写真-1 層間変位試験状況

持されており、面外方向には変位は生じない構造となっている。本試験装置は、JASS 14に記述されている層間変位試験装置例に準じている。試験装置にはPCCW 2枚を目地幅25mmで配置し、正負交番繰返しによる変位試験を行った。その結果、層間変位角1/50までの繰返しにおいても、PCCWのひび割れ、ファスナー部の破損、脱落等は生じず、本PCCWは良好な層間変位追随性を有することが確認された。

5. 軽量化 PC 版の耐火性能

PC版の耐火性能の把握は、建設省告示第2999号に規定する1時間の加熱試験によって行い、この試験結果に基づき(株)ショックベトン・ジヤパンでは表-5に示す仕様のPCCWについて外壁(非耐力)1時間耐火構造の認定を取得[認(指)定番号: Wn 1285]した。本PCCWの裏面は耐火性および断熱性を高めるために厚さ25mmのロックウール(アルミ箔貼)を打ち込んだ構造となっている。

6. まとめ

耐久性に優れたステンレス筋を用い、かつ PC 版の形状をフラット形式から格子ばり形式とすることによって従来よりも軽量の PC カーテンウォールの開発とその実用化を行った。

本カーテンウォールは、高さ 100 m までの風荷重に対して十分な耐力と変形能を有している。また、プレストレスの導入あるいは、電波吸収性能等の機能性の付与によって、今後、耐久性に優れた軽量・高機能性カーテンウォールとしての幅広い利用が期待できる。

謝 辞

曲げ性能試験の実施に当たり、炭素繊維補強筋を提供して頂きました大阪ガス（株）に対し深謝いたします。

参考文献

- 1) 木村, 小嶋: 炭素繊維緊張材によるプレストレストコンクリート板の曲げ性状, JCI シンポジウム論文集, p. 179~182, (1991)
- 2) 山田, 木村, 小嶋, 森, 及部: 軽量化 PC 版カーテンウォールの開発(その 1 概要, その 2 構造性能), 日本建築学会大会学術講演梗概集, p. 641~644, (1994)
- 3) 木村, 小嶋: FRP を緊張材としたプレストレストコンクリート板の最小板厚の検討, 第 5 回複合材料界面 シンポジウム論文集, (1996.5)
- 4) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造のひび割れ対策(設計・施工) 指針・同解説, (1990)
- 5) 日本建築学会: プレストレス鉄筋コンクリート(III種 PC) 構造設計・施工指針・同解説, (1986)
- 6) コンクリートカーテンウォール工業会: プレキャストコンクリート・カーテンウォール 計算例, (1984)
- 7) 日本建築学会: 建築工事仕様書・同解説 JASS14 カーテンウォール工事, (1985)