炭素繊維シートにより修復された 炭素短繊維補強コンクリート造円筒殻の耐力

STRENGTH OF CARBON FIBER CHIP REINFORCED CONCRETE CYLINDRICAL SHELLS RETROFITTED WITH CARBON FIBER SHEETS

田中正史*, 眞下和彦**
Masafumi TANAKA and Kazuhiko MASHITA

The strength and cracking patterns of retrofitted carbon fiber chip reinforced concrete cylindrical shells were investigated, both experimentally and numerically. Three kinds of retrofits to the damaged shells were adopted in this paper: Precut retrofit, filler retrofit and sheeting retrofit. Precut retrofit was defined as the method worked to cut the region adjacent to the damaged boundary to be smoothed in order to avoid the stress concentration. Filler retrofit was defined as the method made by filling the region with the non-contracted mortar after applying by precut retrofit. Sheeting retrofit was defined as the method worked on the surface of the region covered with the carbon fiber sheets after applying by filler retrofit. The concrete was artificially damaged before it was evaluated by a loading experiment using a one-point concentrated load, and the retrofit applied to the damaged shells was realized by the three kinds of retrofitting methods described above. In the experimental study, a static point load was applied perpendicularly onto the retrofitted cylindrical shell specimens until the cracking pattern was obtained by applying the maximum force. In the numerical analysis, nonlinear finite element analysis to model the effects of concrete cracking and tension stiffening was applied. The strength and cracking patterns of the retrofitted carbon fiber chip reinforced concrete shells are discussed based on the results of the numerical analysis and the experiment.

Keywords : retrofit, carbon fiber sheet, carbon fiber chip, concrete shell

修復, 炭素繊維シート, 炭素短繊維, コンクリートシェル

1. 序論

コンクリートシェル構造は、柱の無い大空間を覆う軽快な構造形式^{1,2)}として、これまで多くの建築物が建設され³⁾様々な施設として活用されてきた。鉄筋コンクリートシェル構造の耐力を評価する試みは、座屈耐力に基づく方法⁴⁾、理論解に基づく方法⁵⁾、数値解に基づく方法^{6,7)}など多くの試みがなされてきたが、鉄筋とコンクリートの複合材料から構成されていることから材料学的にも複雑なため、幾多の実験的研究に基づく検証^{8,9)}がなされてきた。近年、コンクリートの補強材料として、新素材による補強方法に関する研究が報告されており、Domingo.A らによる鋼繊維補強コンクリート造シェル¹⁰⁾、筆者らの炭素短繊維補強コンクリート造シェル¹¹⁾、更に炭素繊維シートを貼り付けた補強方法¹²⁾などの報告が行われている。

コンクリートシェル構造は、従来の優れた集客力を有する空間構造としての役割に加えて、今後は高い耐荷能力を生かして、自然災害時の避難施設や防災拠点等の公共性の高い建築物としての位置付けが期待できる。しかし、地震や台風等の自然災害および経年変化により、コンクリートの剥落、ひび割れ等により部分的な損傷がコ

ンクリートシェル構造に発生した場合、構造物本来の耐力が損なわれて大惨事を招く危険性は慎重に回避されなければならない。そのため、損傷を受けたシェルおよびこれに対して修復を施したシェルの耐力を適切に評価する問題は、今後の重要な課題であるが、これに関する報告は、殆どなされていない。

一般に鉄筋コンクリート造シェルの施工において、複雑に変化するシェルの曲率に対応させた配筋作業が要求される。一方、炭素短繊維補強コンクリート造シェルでは、この複雑な配筋作業および鉄筋による異方性を回避し、耐候性に優れ、より同質性が高くひび割れ抑制効果が期待できるシェル構造を実現することが可能となる。しかし、鉄筋補強を行わないため、最大耐力経過後の靱性が小さく脆性的な破壊メカニズムが懸念される。従って、炭素短繊維補強コンクリート造シェルの設計においては、安全率を適切に考慮した弾性設計が最適であると考えられる。このような状況を考慮して、著者らは、文献(13, 14)において炭素繊維シートを施すことにより、炭素短繊維補強コンクリート造シェルの弾性域および最大耐力を増大させ、安全性の高い破壊メカニズムの形成に有効であることを示した。以上を踏まえて、本研究においては、炭素繊維シート補強を

* 東海大学大学院総合理工学研究科総合理工学専攻
大学院生・修士(工学)

** 東海大学工学部建築学科 教授・工博

Graduate Student, Course of Science and Technology, Course in Architectural and Civil Engineering, Tokai Univ., M. Eng.

Prof., Department of Architectural and Building Engineering, Faculty of Engineering, Tokai Univ., Dr. Eng.

含めて、修復を施したコンクリートシェル構造に焦点を当て、実験のおよび数値解析的にシェル耐力を究明する。

本研究における修復は、損傷部の除去、除去後の断面欠損部への充填およびシート補強を含めて、異なる3種の修復に着目し、シェル耐力の改善効果を検討する。設定した修復方法は、修復P(Precut Retrofit)、修復F(Filler Retrofit)および修復S(Sheeting Retrofit)である。修復Pは、損傷部の応力集中を避けるために損傷部の境界に隣接した領域を円滑に除去して仕上げる方法として定義する。修復Fは、上記の修復Pを適用した後に、無収縮モルタルを当該領域に充填して仕上げる方法として定義する。修復Sは、修復Fを適用した後に、シェル両面を炭素繊維シートで覆って仕上げる方法として定義する。コンクリート造の表記として、FC造(炭素短繊維補強コンクリート造)、FC-S造(炭素短繊維補強に炭素繊維シート補強を同時に施した複合炭素繊維補強コンクリート造)を定義した。

なお、本研究では、接着剤充填による補修可能なヘアークラックが生じた場合および損傷領域が大きく補修困難な場合等の修復を除外した。従って、局所的な損傷領域に限定した場合を対象とし、修復がシェルに及ぼす耐力改善効果を明らかにするための基礎的研究として、屋根型円筒殻の端部に局所的損傷が発生した場合を1例として取り上げる。

1点集中荷重を受ける小型供試体による載荷実験およびこれと対応する非線形数値解析に基づき、修復がシェルに及ぼす耐力改善効果を明らかにする。

2. 実験の概要

修復がシェルに及ぼす耐力改善効果を究明するため静的載荷実験を行った。このため、14体の小型実験供試体を作製した。載荷荷重は、シェル面中央部への1点集中荷重とした。なお、載荷実験は、コンクリート造シェルが最大耐力を経験した状態で終了とした。その理由は、最大耐力時のひび割れ形態を出来る限り正確に温存するためである。更に、炭素短繊維補強コンクリート造シェルにおいて、文献(14)により最大耐力経過後、分離破壊等の靱性の少ない崩落的な破壊を生じやすい傾向が示されており、本研究の最大耐力経過後の速やかな除荷は、この時点のひび割れ形態の再現が困難となる危険性を回避する意図に基づくものである。実験に用いた供試体は、Fig.1(a)に示したように、水平投影面において、一辺500mmの正方形とし、設計シェル板厚 $T_0(=8\text{mm})$ 、ライズ・スパン比を1/5と設定した。なお、これは曲率半径362.5mm、全開角 87.1° となる。支持方法は、シェル端部を4点支持とし、4つのコンクリート製の支承上に均しモルタルを敷き、その上に供試体を設置した。

炭素繊維シート(Table 1(a): シート板厚 $t_0=0.19\text{mm}$)は、シェル上下各面の全領域に渡って貼り付けとした。この繊維シート補強領域は、既往の研究から¹⁴⁾シェル両面の全領域を補強したものが最も効果的であるという知見を得ているためである。コンクリートの調査は、セメント対骨材(最大粒径1.2mm)の重量比を1対1.5、水セメント比を47%とし、炭素短繊維(Table 1(b))をセメント重量に対して、2.0%混入した。コンクリートの調査は、より精度の高い混練を目的としてオムニミキサーを用い、材料の均質性の改善を図った。

修復部の詳細寸法は、Fig.1(b)に示した通り、幅4mmおよび

20mmとした。修復長さは、水平投影面において、X方向もしくはY方向のどちらか一方に、それぞれ62.5mmと設定した。この修復部は1つの供試体において2箇所設け水平投影面においてそれぞれのスパン中央を通る線上の両端に配置した。なお、Fig.1には、X方向の修復を施した供試体を示している。修復部の断面欠損の製作方法は、コンクリート打設前にスタイロフォームをアクリル製の両面型枠へ設置し、型枠脱型時にスタイロフォームを除去する方法を適用した。修復Pにおける修復状態は、上記の断面欠損の製作方法のみを適用したものである。修復Fによる供試体は、修復Pによる断面欠損部にセメント系無収縮モルタル($E=29.5\text{GPa}$, $F_c=67.5\text{MPa}$, $F_t=3.82\text{MPa}$)を充填し、作製した。修復Sによる供試体は、修復Fによる修復後、エポキシ系樹脂を塗布して炭素繊維シートを

Table 1(a) Material Property of Carbon Fiber Sheets

Type	Fiber Diameter [μm]	Tensile Strength [GPa]	Modulus of Tensile Elasticity [GPa]	Elongation [%]	Density [N/mm ³]
TR3110MS	17.0	1.12	71.6	1.5	1.03×10 ⁻⁵

Table 1(b) Material Property of Carbon Fiber Chips

Type	Fiber Diameter [μm]	Tensile Strength [GPa]	Modulus of Tensile Elasticity [GPa]	Fiber Length [mm]	Density [N/mm ³]
K661	17.0	1.77	180.0	18.0	1.90×10 ⁻⁵

両面に貼り付け作製した。

Table 2 には各供試体名の文字表記構成、コンクリートの材料定数、施工シェル板厚の平均値および標準偏差 (全面領域と限定領域) を示す。ここで、全面領域 (Global Region) は供試体水平投影面におけるシェル全面を示し、限定領域は以下の 3 領域を設定した。

- ①限定領域 A(Local Region A)：載荷点を中心とした全面領域の 1/16 であり Fig.1(a) の太い実線で示す領域である。
- ②限定領域 B(Local Region B)：X 方向の修復部 (同図の斜線部) を含む全面領域の 1/16 であり、同図の太い点線で示した領域である。
- ③限定領域 C(Local Region C)：Y 方向の修復部を含む全面領域の 1/16 である。なお、当該領域は上記の限定領域 B を載荷点に関して 90 度回転させた位置にある。

Table 2 において、全面板厚 T_{aG} (Global Average) は、シェル全面の施工板厚実測値の平均値を示し、限定板厚 T_{aA} , T_{aB} , T_{aC} (Local Average A, B, C) は対応する限定領域 A, B, C(Local Region A, B, C) における施工板厚の実測値の平均値を示す。標準偏差 (STDEV) は上記の全面領域と A, B, C の各限定領域に対して T_{sG} , T_{sA} , T_{sB} , T_{sC} で示した。ここで、シート補強無しの健全な供試体 FPnn は FC 造、シート補強有りの健全な供試体 FSnn は FC-S 造に相当する。

3. 数値解析の概要

本研究において、FC 造および FC-S 造円筒殻の耐力を理論的に検討するため、材料および幾何学的非線形有限要素解析を行った。使用した要素は、3 次元退化厚肉シェル要素である。変位関数として双 2 次ラグランジェ型 (Lagrange) を採用し、板厚方向に積層分割を行った 9 節点アイソパラメトリック系要素を適用した。要素分割は、X 方向 10 分割および Y 方向 10 分割とし、板厚を 10 層に分割した。なお、修復 F・S の修復部分におけるコンクリートのモデル化は、炭素短繊維補強コンクリートは適用せず「2. 実験の概要」内で示した無収縮モルタルのみを使用し、シェル板厚を 10 分割とした。この修復部のモデル化において、実験供試体および数値解析の要素分割を Fig.1(c) に示す。コンクリートおよび炭素繊維シートの材料構

成則は Fig.2 に示した通りである。同図 (a) にコンクリートの応力度 - ひずみ度関係を示し、同図 (b) にコンクリートの降伏曲面を示す。同図 (c) に、炭素繊維シートの応力度 - ひずみ度関係を示した。

コンクリートの引張挙動は、分布ひび割れ型モデルを採用し、引張剛性は文献 (13) と同様に、コンクリートの引張強度 F_t の 8 割の応力度と引張ひずみ度の関係を線形に仮定した。次に、炭素短繊維補強コンクリートにおける圧縮場の材料構成則を検討するため、炭素短繊維無混入コンクリートと比較して Fig.3 に応力度 - ひずみ度曲線を示す。同図の実線 A は、本実験の材料試験において、代表的な 5 本のテストピースを選定し、その圧縮強度試験の結果に基づき、平均値を示した。比較のため、文献 (15) の鉄筋コンクリート造シェルで使用した炭素短繊維無混入コンクリート材料の場合を点線 B で示した。ここで、上記の実線 A と点線 B は、同一の水セメント比に統一している。点線 B で示した供試体は、粗骨材 (粒径 1.2mm を超え 2.5mm 以下)・細骨材 (粒径 1.2mm 以下)・セメントの重量比は 1 対 1 対 1 であり、代表的なテストピース 6 本の平均値である。同図は、無次元化表示であり、縦軸は最大圧縮応力度比 $\sigma' (= \sigma / \sigma_{\max})$, σ : 圧縮応力度, $\sigma_{\max}$: 最大圧縮応力度) であり、

Fig. 2 Constitutive Model

Fig. 3 Stress vs. Strain Curve of Concrete

Table 2 Material Property of Concrete and Shell Thickness

Model Name	First Capital	Second Capital	Third Capital	Fourth Capital	Material Property of Concrete				Shell Thickness [mm]							
	F:Carbon Fiber Chip Reinforced Concrete	P:Precut Retrofit F:Filler Retrofit S:Sheeting Retrofit	n:None a:X Direction b:Y Direction	n:None a:4.0mm b:20.0mm	E [GPa]	F _c [MPa]	F _t [MPa]	ν	Average				STDEV			
									Global		Local		Global		Local	
									T _{aG}	T _{aA}	T _{aB}	T _{aC}	T _{sG}	T _{sA}	T _{sB}	T _{sC}
FPnn	F	P	n	n	22.8	49.2	2.8	0.229	10.46	11.04	11.04	9.95	1.36	0.64	1.21	1.71
FPaa	F	P	a	a	23.7	56.9	4.2	0.207	10.46	11.43	10.96	9.96	1.26	0.60	0.85	1.42
FPab	F	P	a	b	17.9	48.8	4.9	0.244	9.73	10.26	10.04	9.87	1.19	0.99	1.57	0.82
FPba	F	P	b	a	19.8	40.8	3.6	0.231	9.79	10.76	10.01	9.67	1.24	1.10	1.58	1.10
FPbb	F	P	b	b	17.9	48.8	4.9	0.244	10.04	10.75	10.85	9.45	1.04	0.55	1.08	0.95
FFaa	F	F	a	a	22.8	49.2	2.8	0.229	10.19	11.11	11.00	10.10	1.28	0.60	1.28	0.77
FFab	F	F	a	b	18.6	44.5	4.8	0.231	10.31	11.49	11.58	9.13	1.56	0.70	1.38	1.53
FFba	F	F	b	a	22.6	48.9	2.8	0.226	9.80	10.24	10.42	9.44	1.15	0.60	1.18	1.26
FFbb	F	F	b	b	18.3	40.8	4.1	0.237	10.28	11.08	10.19	9.81	1.48	0.68	1.48	1.07
FSnn	F	S	n	n	18.6	44.5	4.8	0.231	10.26	10.87	11.04	9.69	1.21	0.49	0.86	1.30
FSaa	F	S	a	a	20.5	45.0	4.1	0.246	9.93	10.49	10.18	9.96	0.95	1.02	0.93	0.85
FSab	F	S	a	b	17.9	48.8	4.9	0.244	10.06	10.84	10.76	9.82	1.32	0.57	1.24	1.12
FSba	F	S	b	a	19.8	40.8	3.6	0.231	10.39	11.22	11.16	9.74	1.25	0.61	1.12	1.42
FSbb	F	S	b	b	18.3	40.8	4.1	0.237	10.45	10.91	11.28	9.80	1.34	0.56	1.32	1.59
Ave.					20.0	46.3	4.0	0.234	10.15	10.89	10.75	9.74	1.26	0.69	1.22	1.21
STDEV					2.1	4.7	0.8	0.01	0.26	0.38	0.50	0.26	0.16	0.19	0.24	0.30

Note) E: Young's Modulus, F_c: Ultimate Compressive Strength, F_t: Ultimate Tensile Strength, ν: Poisson's Ratio

T_{ij} (i=a, s; j=G, A, B, C), Where the a and s Show the Average and the Standard Deviation, and the G, A, B and C Show Global, Local A, B and C Regions.

横軸は最大圧縮ひずみ度比 $\varepsilon' (= \varepsilon / \varepsilon_u, \varepsilon : \text{圧縮ひずみ度}, \varepsilon_u : \text{終局圧縮ひずみ度 } 0.003)$ である。 $\sigma_{\max}$ は、実線 A で 43.0 kN/mm^2 、点線 B で 44.2 kN/mm^2 であり、実線 A と点線 B は比較的類似している。秋浜らの既往の文献において¹⁶⁾、混入量 2% 場合は、誤差 10% の範囲で終局圧縮ひずみ度は 0.003 で適切であることが示されている。以上より、本研究では、鉄筋コンクリート造と同様に終局圧縮ひずみ度を 0.003 とし、この値を超えた場合、圧縮破壊と判定した。

繊維補強コンクリート部材に曲げが作用した場合は、通常の鉄筋コンクリートの場合と異なり、一般に引張場に比べて圧縮場が部材の耐力に与える影響は少ないことが指摘されている¹⁷⁾。即ち、繊維補強コンクリートの場合は、鉄筋が無いことにより引張側の耐力が低いため、圧縮側が降伏する以前に終局状態を迎えることが指摘されており、圧縮側への影響が小さい。一般に、繊維補強コンクリートの場合、圧縮ひずみ度は、上記の 0.003 に到達する以前の 0.002 以下に収まることが報告されている¹⁷⁾。従って、繊維補強コンクリート材料においては、圧縮側の応力場に対応して^{13,14,18)}、鉄筋コンクリート材料に有効な構成則の適用性が高いと考えられる。本研究では Fig.2(b) に示した通り、クーパーの実験結果を考慮した構成則を適用した^{19,20)}。

炭素繊維シートの数値モデル化においては、文献(13)に基づき、X と Y 方向で剛性が分離する直剛性モデルを採用した。計算は応力制御により、最大耐力までの計算を行った。なお、各実験供試体の名称と対応する数値解の名称は同一名とする。

数値解は、施工板厚および材料特性の変化を考慮して 3 種類を設定した。これらは、数値解 S (Standard Solution)、数値解 D (Discrete Solution) および数値解 A (Average Solution) である。数値解 S は、全ての供試体の材料定数を一定値 ($E = 20 \text{ GPa}$, $F_c = 40 \text{ MPa}$, $F_t = 4 \text{ MPa}$, $\nu = 0.20$) に設定し、板厚を設計シェル板厚 T_0 に設定したものである。数値解 D は、供試体毎の 441 点からなる施工板厚実測値を有限要素の各節点に反映させた板厚および各供試体と対応した材料試験結果に基づく材料諸元を設定したものである。数値解 A は、上記の施工板厚実測値の平均を有限要素の各節点に設定した板厚および各供試体と対応した材料試験結果に基づく材料諸元を設定したものである。

実験と解析の支持条件の対応を検討するため、文献(14)と同様に 4 種の数値解支持条件を設定し、Fig.4 に示した。同図の記号 EXP は実験、 N_0, N_1, N_2, N_3 は数値解析を示す。記号 N_0 は、支承部全長に渡るピン支持を示す。記号 N_1 から N_3 は、それぞれの支承部の外端、中央および内端でのピン支持を示す。ここで、実験での繊維シート補強無しの健全な供試体 (FPnn) は、数値解 D との良好な対応が確認されており^{13,14)}、数値解 D の FPnn を用いた解析結果より荷重変位曲線を Fig.5 に示した。同図の EXP は、 N_3 と最も良好な対応を示しているため、本解析は、 N_3 状態の支持条件を用いて解析を行う。

4. 荷重実験および数値解析の結果

4.1 数値解 S に基づく耐力補正

既往の研究^{13,14,15)}より、実験供試体の耐力は施工シェル板厚の変動によって大きく左右されることが示されている。本研究ではコンクリートの打設において両面型枠を使用しており板厚変動を相当程度に抑制した施工を施しているが、若干の板厚変動は確認されてい

る。したがって、板厚と材料諸元を統一した数値解 S に基づき施工板厚の変動を考慮して、実験の耐力を確認する。その結果をまとめて Table 3(a-c) に示す。ここで、全供試体を母集団 A、X 方向の修復を含む供試体を母集団 B、Y 方向の修復を含む供試体を母集団 C と分類する。まず、全面板厚比をシェル全面領域の実測平均値の板厚比と定義し、FPnn の実験供試体の全面領域での施工板厚に対する各供試体の全面板厚比を T_{GA}, T_{GB}, T_{GC} で示す。ここで、 T_{GA} は母集団 A を、 T_{GB} は母集団 B を、 T_{GC} は母集団 C をそれぞれ対象としている。次に、限定板厚比をシェル限定領域の実測平均値の板厚比と定義し、FPnn の実験供試体の限定領域 A, B, C での施工板厚に対する各供試体の限定板厚比をそれぞれ T_{LA}, T_{LB}, T_{LC} で示す。この T_{LB} と T_{LC} は、X 方向両端と Y 方向両端の修復に基づき、それぞれ修復箇所と対応した領域の平均板厚比である。

同表 (a) は、全面板厚比 T_{GA} および限定板厚比 T_{LA} に基づき、同表 (b) は、全面板厚比 T_{GB} および限定板厚比 T_{LB} に基づき、同表 (c) は、全面板厚比 T_{GC} および限定板厚比 T_{LC} に基づき、各耐力補正を示した。ここで、修復 P・F・S が実験と数値解 S の耐力に与える影響を確認するため、個々の耐力とシート補強無しの健全な供試体に対応する耐力との比を用いて検討を行う。全面板厚比 T_{GA}, T_{GB}, T_{GC} の補正と対応して、FPnn の実験値に対する各実験の耐力比を E_{0A}, E_{0B}, E_{0C} で示し、FPnn の数値解に対する各数値解の耐力比を S_{0A}, S_{0B}, S_{0C} で示す。FPnn の実験値および数値解における最大耐力をそれぞれ P_{0e} および P_{0s} で表示すると、 $1.66 \text{ kN}(= P_{0e})$ および $1.18 \text{ kN}(= P_{0s})$ を得た。領域毎の耐力整合比を、上述の S_{0A}, S_{0B}, S_{0C} に対する E_{0A}, E_{0B}, E_{0C} の比率として、それぞれ E_A, E_B, E_C と定義する。上記の板厚比の補正を適用した実験耐力比の線形・2 次・3 次補正を求め、シェル全面領域に対する整合比 $E_{GA1} \cdot E_{GA2} \cdot E_{GA3}, E_{GB1} \cdot E_{GB2} \cdot E_{GB3}, E_{GC1} \cdot E_{GC2} \cdot E_{GC3}$ を求めた。同様に、限定領域 A・B・C に対する整合比 $E_{LA1} \cdot E_{LA2} \cdot E_{LA3}, E_{LB1} \cdot E_{LB2} \cdot E_{LB3}, E_{LC1} \cdot E_{LC2} \cdot E_{LC3}$ をそれぞれ求めた。以上を纏めて各整合比を次式より求める。

Fig. 4 Support Condition

Fig. 5 Load vs. Displacement Curves

Table 3(a) Strength Ratio Adjusted by Shell Thickness for Region A

Strength	E_{0A}	S_{0A}	T_{0A}	T_{LA}	E_A	E_{GA1}	E_{LA1}	E_{GA2}	E_{LA2}	E_{GA3}	E_{LA3}
FPaa/FPnn	0.81	0.88	1.00	1.04	0.92	0.92	0.89	0.92	0.86	0.92	0.83
FPab/FPnn	0.90	0.91	0.93	0.93	0.99	1.06	1.06	1.14	1.15	1.23	1.23
FPba/FPnn	0.81	0.93	0.94	0.97	0.88	0.94	0.90	1.00	0.92	1.07	0.95
FPbb/FPnn	0.91	0.96	0.96	0.97	0.95	0.99	0.97	1.03	1.00	1.07	1.03
FFaa/FPnn	0.91	0.92	0.97	1.01	0.99	1.02	0.98	1.04	0.98	1.07	0.97
FFab/FPnn	1.02	0.95	0.99	1.04	1.08	1.09	1.03	1.11	0.99	1.12	0.95
FFba/FPnn	0.86	0.97	0.94	0.93	0.89	0.95	0.96	1.01	1.03	1.08	1.11
FFbb/FPnn	1.03	0.99	0.98	1.00	1.05	1.06	1.04	1.08	1.04	1.10	1.03
FSnn/FPnn	2.42	2.68	0.98	0.98	0.90	0.92	0.92	0.94	0.93	0.96	0.95
FSaa/FPnn	2.39	2.55	0.95	0.95	0.94	0.99	0.99	1.04	1.04	1.10	1.09
FSab/FPnn	2.42	2.57	0.96	0.98	0.94	0.98	0.96	1.02	0.98	1.06	1.00
FSba/FPnn	2.32	2.57	0.99	1.02	0.90	0.91	0.89	0.91	0.87	0.92	0.86
FSbb/FPnn	2.40	2.61	1.00	0.99	0.92	0.92	0.93	0.92	0.94	0.92	0.95
Average	-	-	-	-	0.95	0.98	0.96	1.01	0.98	1.05	1.00
STDEV	-	-	-	-	0.06	0.06	0.06	0.07	0.08	0.09	0.11
RMS	-	-	-	-	0.08	0.06	0.07	0.07	0.08	0.10	0.10

Table 3(b) Strength Ratio Adjusted by Shell Thickness for Region B

Strength	E_{0B}	S_{0B}	T_{0B}	T_{LB}	E_B	E_{GB1}	E_{LB1}	E_{GB2}	E_{LB2}	E_{GB3}	E_{LB3}
FPaa/FPnn	0.81	0.88	1.00	0.99	0.92	0.92	0.93	0.92	0.93	0.92	0.94
FPab/FPnn	0.90	0.91	0.93	0.91	0.99	1.06	1.09	1.14	1.20	1.23	1.32
FFaa/FPnn	0.91	0.92	0.97	1.00	0.99	1.02	0.99	1.04	1.00	1.07	1.00
FFab/FPnn	1.02	0.95	0.99	1.05	1.08	1.09	1.03	1.11	0.98	1.12	0.93
FSaa/FPnn	2.39	2.55	0.95	1.00	0.94	0.99	0.94	1.04	0.94	1.10	0.94
FSab/FPnn	2.42	2.57	0.96	0.92	0.94	0.98	1.02	1.02	1.11	1.06	1.20
Average	-	-	-	-	0.98	1.01	1.00	1.05	1.02	1.08	1.05
STDEV	-	-	-	-	0.06	0.06	0.06	0.08	0.10	0.10	0.16
RMS	-	-	-	-	0.06	0.06	0.05	0.08	0.10	0.12	0.16

Table 3(c) Strength Ratio Adjusted by Shell Thickness for Region C

Strength	E_{0C}	S_{0C}	T_{0C}	T_{LC}	E_C	E_{GC1}	E_{LC1}	E_{GC2}	E_{LC2}	E_{GC3}	E_{LC3}
FPba/FPnn	0.81	0.93	0.94	0.97	0.88	0.94	0.90	1.00	0.93	1.07	0.95
FPbb/FPnn	0.91	0.96	0.96	0.95	0.95	0.99	1.00	1.03	1.05	1.07	1.10
FFba/FPnn	0.86	0.97	0.94	0.95	0.89	0.95	0.93	1.01	0.98	1.08	1.04
FFbb/FPnn	1.03	0.99	0.98	0.99	1.05	1.06	1.06	1.08	1.07	1.10	1.09
FSba/FPnn	2.32	2.57	0.99	0.99	0.90	0.91	0.91	0.91	0.93	0.92	0.94
FSbb/FPnn	2.40	2.61	1.00	0.98	0.92	0.92	0.94	0.92	0.96	0.92	0.98
Average	-	-	-	-	0.93	0.96	0.96	0.99	0.99	1.03	1.02
STDEV	-	-	-	-	0.06	0.06	0.06	0.06	0.06	0.08	0.07
RMS	-	-	-	-	0.09	0.07	0.07	0.06	0.06	0.08	0.06

$$E_i = E_{0i}/S_{0i}, (i=A, B, C)$$

$$E_{Gim} = E_i/(T_{Gi})^m, (i=A, B, C, m=1, 2, 3)$$

$$E_{Lim} = E_i/(T_{Li})^m, (i=A, B, C, m=1, 2, 3) \quad \dots (1a-c)$$

耐力補正効果を評価するために各母集団の平均値 (Average)、標準偏差 (STDEV)、二乗平均平方根 (RMS) を同表に示した。実験耐力比と数値解耐力比の整合性を評価するためには基準値 1.0 からの偏差距離を示す RMS が効果的であると考えられる。

Table 3(a) より、RMS で比較すると耐力補正を行わない E_A の 0.08 と比較して、 E_{GA1} の 0.06 が最も 0.00 に近く良い結果を示している。これは、全面板厚比による 1 次補正、即ちシェルの面内力に対する補正である。

Table 3(b) より RMS で比較すると耐力補正を行わない E_B の 0.06 と比較して、 E_{LB1} の 0.05 が最も 0.00 に近く良い結果を示している。これらは X 方向の修復領域に関して、限定領域 B による 1 次補正、即ちシェルの面内力に対する補正である。限定領域 B は、シェル両端のアーチ効果による耐力を直接補正するものである。

Table 3(c) より RMS で比較すると耐力補正を行わない E_C の 0.09 と比較して、 E_{GC2} , E_{LC2} , E_{LC3} の 0.06 が最も 0.00 に近く良い結果を示している。ここで、上記の 3 者の平均値および標準偏差を比較すると、 E_{GC2} および E_{LC2} の平均値 0.99 および標準偏差 0.06 が最適である。これらは Y 方向の修復領域に関して、全面領域および限定領域 C による 2 次補正、即ちシェルの面外力に対する補正である。シェル裾部両端の X 方向の曲げ抵抗を直接補正するものである。

ここで、限定領域 A, B, C の最大主応力度を比較するため、修復 P による FPab および FPbb を取り上げ、単位集中荷重 1kN 載荷時

の応力度を弾性応力解析により求めた。シェル面全領域の最大応力度 σ_0 (FPab で 21.7N/mm², FPbb で 21.5N/mm²) に対する応力度比 $R_s (= \sigma / \sigma_0, \sigma$: 主応力度) を Fig.6 に示した。この σ_0 は、いずれも限定領域 A の載荷点直下のシェル下面における値となる。同図に示した通り、限定領域 B で 0.49(= R_s) および限定領域 C で 0.02(= R_s) を得た。従って、今回対象とした供試体では載荷点直下の限定領域 A および全面領域の耐力補正が有効であると考えられる。以上を考慮して、Table 3(a-c) に対する考察をまとめると、Table 3(a) で示した全面板厚比 T_{GA} による 1 次補正 E_{GA1} が最も有効であると考えられる。

次に、文献 (21) の炭素短繊維混入量 4% と本研究の混入量 2% において、シート補強無しの健全な供試体の実験耐力は、同文献の 2.35kN および前述の P_{0e} が示された。これにより、29% の耐力低下が確認された。

4.2 数値解 S において修復が耐力に及ぼす影響

数値解 S の耐力から 3 種の修復効果を検討する。Table 3(a) より修復 P に関して、耐力は 4% 減 (FPbb) から 12% 減 (FPaa) が示された。修復幅の相違によって耐力が異なる理由は、修復幅の狭い領域において応力集中が生じ、より大きなシェル耐力の低下を招いたと考えられる。修復 F に関して、耐力は 1% 減 (FFbb) から 8% 減 (FFaa) が示され、修復 P の場合と比べて耐力の減少が抑制され、修復 F による耐力の改善効果が示された。この修復 F を施した供試体の耐力が FPnn より小さい理由は、修復部における無収縮モルタルの材料特性の値 (コンクリート引張剛性パラメーター α 、コンクリートの引張強度 F_t) が、炭素短繊維補強コンクリート造の対応する各値より小さいことに起因していると考えられる。なお、修復部のモル

Fig. 6 Major Principal Stress on the Bottom Surface under Point Load 1kN

タルの引張剛性は、炭素短繊維補強が無い場合、零が採用されている。修復 S に関して、全ての場合に 2.55 倍以上の耐力増加が示され、修復 S を施した場合に優れた耐力の改善効果が確認された。

ここで、本研究における設計シェル板厚 T_0 (「2. 実験の概要」に記載したシェル板厚) は、鉄筋コンクリート構造計算基準における²²⁾、スラブ厚 80mm、耐震壁厚 120mm を最低断面としていることを考慮し、実施設計上はシェル板厚として 120mm 程度を想定している。実大模型におけるシェル板厚と実験供試体の設計シェル板厚では、シェル板厚とシート板厚の相対比率が異なるため、シェル耐力に及ぼす効果において相当程度の相違が予測される。従って、シート板厚と本研究における設計シェル板厚 T_0 との相対比を変化させてシート補強効果を検討する。シート補強有り FSnn の耐力とシート補強無し FPnn の耐力との比をシート耐力比 $R_p (= p/P_{0s}, p: \text{FSnn}$ における数値解 S の耐力、 $P_{0s}: \text{FPnn}$ における数値解 S の耐力) と定義し、シート板厚 t に対するシェル板厚 T の比をシート板厚比 $R_t (= t/T)$ と定義する。更に、本研究で採用したシート板厚 t_0 (「2. 実験の概要」に記載したシート板厚) および設計シェル板厚 T_0 の比を実験シート板厚比 $R_0 (= t_0/T_0)$ と定義する。本研究のシェルスパンは、規模が小さいためシェル板厚をそのまま増大させた場合には、シェル板厚が薄肉シェルの仮定から逸脱するため、便宜上シェル板厚 T を T_0 に固定してシート板厚 t を変化させた解析を行い、 R_p と R_t の関係を求めて、Fig.7 に示した。同図の横軸は、 R_t を対数表示で示し、図中の点 A から D の値は、実験シート板厚比 R_0 を用いて示した。同図は、本研究で採用したシート板厚比 R_0 (点 A) からシート板厚

比 $R_0/1000$ (点 B) までのシート板厚比の範囲を対象として、 R_p と R_t の相関関係を示している。同図の横軸 ($\log_{10} R_t$) において、 $\log_{10} (R_0/10)$ および $\log_{10} (R_0/100)$ と対応した曲線上の点をそれぞれ点 C および点 D で示す、点 C では、緩やかな減少傾向を示し、点 D では、ほぼ一定値を示す。上記の点 A から点 D までに対応した R_t の値を R_{tA} から R_{tD} で、同様に R_p の値を R_{pA} から R_{pD} で示した。点 A から点 D に対応した R_p の値は、それぞれ 3.40、1.00、1.29、1.07 となる。同図において、シート板厚 t_0 の場合に、シェル板厚 T を 120mm に増大するとシート耐力比 R_p は 63% 減 ($= 1 - 1.25/3.40$) となる。

同図より、シート補強を行った場合の耐力は、Felix Candela²³⁾ の宇宙線研究所 (鉄筋コンクリート造シェル板厚 15mm) で 2.6 倍、Jorg Schlaich²⁴⁾ の Federal Garden Exhibition (ガラス繊維補強コンクリート造シェル板厚 12mm) で 2.9 倍、シェル板厚 120mm の場合には、1.2 倍以上が期待できる。なお、実際の繊維補強コンクリート造シェルにおいては、従来の鉄筋のかぶり厚が不要であり、より薄肉のシェルの設計・施工が期待できる。 R_p が 1.5 倍以上で板厚 48mm 以下、 R_p が 2.0 倍以上で板厚 23mm 以下が示された。従って、繊維シート補強により、この板厚以下の場合には、短期荷重の規模を長期荷重として取り扱うことができる可能性を示した。

4. 3 施工板厚を考慮した数値解による耐力

実験耐力と数値解 D および数値解 A による耐力を比較して Fig.8 に示す。ここで、数値解析の最大耐力 P_{num} から実験の最大耐力 P_{exp} を差し引いた誤差耐力 $P_{dif} (= P_{num} - P_{exp})$ と実験の最大耐力 P_{exp} との比を最大耐力誤差比 $r_{err} (= P_{dif} / P_{exp})$ と定義した。同図より、FPnn, FPaa, FPab, FPba および FPbb において、それぞれ数値解 D の誤差比が、0.6% 増、1.5% 増、3.4% 減、2.2% 減および 2.0% 減となり、数値解 A と比較して実験値との良好な対応が示された。同様に、FFaa, FFab, FFba および FFbb においても数値解 D で、それぞれ誤差比が、1.3% 減、1.2% 増、2.8% 増および 2.3% 増となり、実験値との良好な対応が示された。修復 P・F では、板厚変動を忠実に再現した数値解 D と実験値の良好な対応が示されたのに対し、シート補強有りの FSnn, FSaa, FSab, FSba および FSbb では、数値解 A において、誤差比がそれぞれ 4.5% 増、1.0% 減、2.0% 増、0.8% 減および 1.5% 減となり、数値解 A と実験値との良好な対応が示された。これは、

Fig.7 R_p vs. R_t

修復 S を施した場合、シート補強により板厚変動の影響が抑制されたことにより、数値解 A の結果が実験値と良い対応を示したものと考えられる。

次に、数値解 D および数値解 A による各修復方法の効果について検討する。まず、シート補強無しの健全な供試体 FPnn と修復 P による耐力を比較検討する。Fig.8 より数値解 D において、最大耐力を比較すると、FPnn の 1.67kN に対して、FPaa、FPab、FPba および FPbb で 18.0% 減、13.8% 減、21.0% 減および 11.4% 減の耐力が確認された。続いて、修復 P・F による耐力を比較検討する。FPaa に対して FFaa は 8.8% 増、FPab に対して FFab は 19.4% 増、FPba に対して FFba は 11.4% 増、FPbb に対して FFbb は 18.2% 増となり、それぞれ耐力の増加が確認された。これは、修復領域に充填した無収縮モルタルによって修復領域での応力集中が抑制されたことに起因すると考えられる。これより、修復 F による修復効果が定量的に明示された。さらに、数値解 A において、修復 S を用いた最大耐力を比較すると、シート補強無しの健全な供試体 FPnn の耐力に対して、2.4 倍以上の耐力増加が確認された。これより、修復 S によるシェル耐力の大幅な改善効果が示された。

4. 4 荷重変位曲線

Fig. 8 Strength Error Ratio to Experimental Strength

実験 (太い実線) における荷重変位曲線を数値解 D(細い破線) および数値解 A(細い実線) の結果と共に Fig.9 に示す。同図は、載荷荷重と載荷点直下の鉛直方向変位の関係を示している。シート補強無しの健全な供試体 FPnn を同図 (a) およびシート補強有りの健全な供試体 FSnn を同図 (h) に示した。同図上段の 2 列目から修復幅 4mm の場合を示し、同図下段の 2 列目から修復幅 20mm の場合を示した。修復 P による場合を同図 (b, c, i, j)、修復 F による場合を同図 (d, e, k, l)、修復 S による場合を同図 (f, g, m, n) にそれぞれ示した。最初に実験値について考察する。シート補強無しの健全な供試体 FPnn および修復 P による場合において、前述「4.2 数値解 S において修復が耐力に及ぼす影響」と同様に、修復幅 20mm (FPab, FPbb) に比べて修復幅 4mm(FPaa, FPba) の場合に若干の耐力低下が確認でき、僅かな剛性低下も確認できる。次に、シート補強無しの健全な供試体 FPnn および修復 F による場合において、弾性範囲内では全ての供試体がほぼ同一の挙動を示しているのに対して塑性域で若干の相違が認められる。最後に、シート補強無しの健全な供試体 FPnn と比較して、修復 S による供試体は耐力の大幅な増大が示された。しかも、修復 S による供試体は、初期剛性が高く、最大耐力までほぼ直線的な耐力の増大が示され、シート補強無しの供試体と比べて広い弾性範囲が顕著に示されている。以上より、シート補強を施した場合に、シェルの弾性設計の許容範囲を大幅に拡大できる。なお、シート補強有りの健全な供試体 FSnn と比較して、X 方向の修復幅 20mm の FSab を除くと変形量の大幅な増大が示されている。次に、実験値と数値解を比較すると、数値解 A と数値解 D の間に大きな相違は認められない。これは、両面型枠施工により施工板厚の管理精度が高まったことによるものと考えられる。しかし、修復 S の場合では、数値解 D と比較すると数値解 A の方が実験値に対してさらに良い対応が確認できる。この理由は、シート補強により施工板厚の変動による耐力への影響が緩和されたことによるものと考えられる。

4. 5 ひび割れ形態

実験におけるひび割れ図を上面と下面に分けて板厚の変動分布と

Fig. 9 Load vs. Displacement Curves

共に Fig.10 に示す。なお、修復 S の場合において、同図に示した各ひび割れ状態は、実験終了後炭素繊維シートを剥がして目視により確認したものである。この時、シート補強有りの場合、シート破断は確認されていない。実大寸法では前述の Fig.7 の結果を考慮すると、シート板厚比 R_t の減少と共にシート耐力比が減少するため、シート耐力比 R_t が前述「4.2 数値解 S において修復が耐力に及ぼす影響」で示した R_{tB} より小さくなると、更にシート自体に加わる負担は減少するものと考えられる。

修復 P によるいずれの供試体も健全な FPnn よりひび割れ量が多く、しかもシェル下面における修復領域を結ぶ線上のひび割れが特徴的である。修復幅の相違による影響に注目すると、X 方向および Y 方向の修復に対していずれも、修復幅の広い FPab および FPbb は修復幅の狭い FPaa および FPba より、ひび割れ量が多いことが特徴的である。修復 F の場合には、対応する修復 P の場合と比較して、それぞれ荷点からシェル面に広がる広範囲のひび割れが特徴的である。これらのひび割れの特徴はシート補強無しの健全な供試体 FPnn と比較して一層明確に示されている。加えて、修復 P の場合と同様に、修復 F の場合は、修復領域を結ぶ線上のひび割れが特徴的である。修復 S の場合は修復箇所および修復幅による影響が少なく、いずれも荷点を中心とした円形および放射状の曲げひび割れが特徴的である。FC-S 造のシート補強有りの健全な供試体 FSnn の

ひび割れは、修復 S による場合と比較して、若干ひび割れ量が少ないものの相互に類似しており、シート補強効果が明確に示されているものと考えられる。なお、文献 (21) の炭素短繊維混入量 4% の場合と比較すると、本研究の 2% の場合にひび割れ発生量は、増加傾向にあることが示された。

「2. 実験の概要」で記述した通り、最大耐力経過後の脆性的な崩落状態を回避するため、本研究の全供試体は、最大耐力経過後速やかに荷重を除荷している。本数値解析では、分布ひび割れモデルを採用しており、ひび割れ幅が大きく進行した場合、即ち最大耐力経過後のひび割れ幅増大および荷点直下における陥没破壊等の終局状態のひび割れを正確に確認することは困難である。しかしながら、本研究の最大耐力時の実験によるひび割れ形態並びに実験および数値解析の荷重変位曲線から破壊メカニズムを考察すると、以下の点を指摘することができる。Fig.10 のシート補強を行った供試体は、いずれも荷点直下のめり込み破壊 (FSnn, FSba) および貫通破壊 (FSaa, FSab) である。即ち、シート補強もしくは修復 S を施した場合、荷点直下の破壊モードが卓越し、めり込み破壊では放射状の亀裂が進行し、貫通破壊では荷点近傍以外のひび割れは限定的である。シート補強無しの場合に、修復の無い FPnn および X 方向に修復を施した全ての供試体の破壊メカニズムは同図に示した通り、いずれの供試体 (FPaa, FPab, FFaa, FFab) も荷点を通る X 方向のひ

Fig. 10 Cracking Pattern at Ultimate Strength

び割れ、即ちアーチ頂部の曲げひび割れが卓越し、シェルの分離破壊への危険性を含んだ大規模な破壊に近づく傾向が示されている。一方、シート補強無しで Y 方向に修復を施した全ての供試体の破壊メカニズムは同図に示した通り、いずれの供試体 (FPba, FPbb, FFba, FFbb) も載荷点を通る Y 方向のひび割れが卓越し、シェルの分断する大規模な破壊に向かう傾向が示されている。すなわち、炭素短繊維補強コンクリート造では、最大耐力経過後、比較的脆性的な破壊メカニズムを生じ易い。しかし、シート補強を行うことで脆性的な破壊モードを防止し、さらに「4.4 荷重変位曲線」で前述した通り、弾性範囲を大幅に拡大し、シェル耐力を増大することでシェルの安全性に十分貢献できる。加えて、本実験においては、シートの破断は皆無であり、そのためシート補強により炭素短繊維補強コンクリート造シェルの分離破壊および崩落的な破壊を防止する効果が示されたものと考えられる。ここで、炭素繊維シートによる破壊モードを比較すると、修復の無い場合に、FSnn は、FPnn と比較して載荷点裏面の限定的なひび割れ発生が特徴的である。さらに、修復 S の場合においても、シート補強による同様のひび割れ抑制効果が確認された。これにより、本研究で対象とした修復領域に関して、シート補強の有無による破壊モードの特徴は、ほぼ等しいことが示された。

5. 結論

小型実験供試体による載荷実験および数値解析より、対称な 2 箇所の修復箇所を対象として 3 種の修復された FC 造円筒殻の耐力とひび割れ形態を検討した結果、以下の結論を得た。

- 1) 修復 P・F・S を対象として、板厚および材料定数を一定値に設定した数値解 S と実験の耐力との整合性を耐力整合比の RMS を用いて確認した。全面板厚比によるシェルの面内力 (板厚比に比例) に対する耐力補正の有効性が示された。X 方向の修復領域に関して、シェル両端のアーチ効果 (板厚比に比例)、および Y 方向の修復領域に関して、シェル裾部両端の X 方向の曲げ抵抗 (板厚比の二乗に比例) に対する耐力補正が有効であることをそれぞれ確認した。なお、本研究の範囲では、全面板厚比 T_{GA} による線形補正 E_{GA} が最も有効であると考えられる。
- 2) 炭素短繊維混入量 4% の場合 (文献 (21)) と本研究の 2% の場合の実験耐力を比較することにより、繊維混入量が 2% の場合におけるシェル耐力は、シート補強無しの健全な供試体において 3 割以下の耐力低下に抑制できることを確認した。
- 3) 数値解 S の耐力から、各修復改善効果を明らかにした。修復 P の場合は、耐力低下を 1 割程度に抑制する効果を示した。修復幅の広い場合に、その効果がより明確に示された。修復 F の場合は、修復 P の場合と比較して若干の耐力改善を示した。修復 S の場合は、全ての場合に 2.5 倍以上の耐力増加を示した。更に、シート耐力比 R_p が 1.5 倍以上で板厚 48mm 以下、 R_p が 2.0 倍以上で板厚 23mm 以下が示され、この板厚以下の場合には、繊維シート補強により短期荷重の規模を長期荷重として取り扱うことができる可能性を示した。
- 4) 実験値と数値解におけるシェル耐力の比較より、修復 P・F を施した供試体に関して、実験値と施工板厚の変動を再現した数値解 D は良い対応を示した。修復 S による場合は、実験値と施工板厚の平均値を採用した数値解 A と良い対応を示し、炭素繊維シート

補強による板厚変動の抑制効果を明示した。

- 5) 本研究の実験供試体のシェル板厚とシート板厚を変化させた場合のシート補強によるシェル耐力効果の変動範囲を数値計算により求め、シート板厚比 R_t に対応するシート耐力比 R_p の相関関係を示した。
- 6) 実験における載荷点直下の荷重変位曲線は、数値解 D および数値解 A と比較的良い対応を示した。特に、修復 S による場合は、シート補強により弾性範囲および耐力を増大することで、シェルの弾性設計の許容範囲を大幅に増大できることを示した。
- 7) ひび割れ形態の比較により、修復 P・F・S によるひび割れ発生の影響が、修復幅と修復箇所の関係と共に明確に示された。特に、シート補強による影響は顕著であり、脆性的な破壊モードを防止し、シェルの安全性に十分貢献できることを示した。

謝辞

本研究の一部は、財団法人大林都市研究振興財団の研究助成を受けた成果であります。また、本論文の執筆にあたり貴重なご助言を頂きました、川崎健二郎氏に深謝致します。

参考文献

- 1) 坪井善勝：曲面構造 シェル理論とその応用、丸善、1965.03
- 2) 加藤渉、本岡順二郎：プレストレストコンクリート円筒曲板の試作、日本建築学会論文報告集、第 66 号、pp.493-496、1960.10
- 3) Isler, H: Generating Shell Shapes by Physical Experiments, IASS, Bulletin Vol.34, pp. 53- 63, 1993.04
- 4) Dulacska, E: Buckling of Reinforced Concrete Shells, ASCE, pp. 2381-2401, 1981.12
- 5) 皆川洋一：樑梁を有する直交異方性円筒シェル屋根の解析解と静的挙動、日本建築学会構造系論文集、第 463 号、pp.75-84、1994.09
- 6) Scordelis, A: Nonlinear Material, Geometrical and Time-Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Shells, Proc. IASS, Madrid, pp.57-70, 1989.09
- 7) 武藤厚、花井健吾、舟崎孝介、加藤史郎：一葉双曲面 RC 造冷却塔の構造特性に及ぼす形状不整の影響の分析 - 実測された形状の再現モデルを用いた損傷・耐力評価 -, 日本建築学会構造系論文集、第 584 号、pp.103-110、2004.10
- 8) 國枝治郎、加藤史郎、高山誠、半谷裕彦、真下和彦、皆川洋一、山田聖志：鉄筋コンクリートシェル耐荷力実験資料集、日本建築学会、1993.03
- 9) 高山誠、中村博志、加藤史郎：形状初期不整を有する鉄筋コンクリート円筒シェルの破壊性状と最大耐力に関する実験と数値解析の比較、日本建築学会構造系論文報告集、第 429 号、pp.111-124、1991.11
- 10) Domingo, A et al.: Design of a Thin Shell Steel Fiber Reinforced Concrete Hyper Roof, Proc. IASS 1999, Madrid, Volume I, A171-A179, 1999
- 11) 真下和彦、小林 剛：点荷重を受ける開口部付き炭素短繊維補強コンクリート造円筒殻の耐力、日本建築学会構造系論文集、第 539 号、pp.79-86、2001.01
- 12) Teng, J.G. and Lam, L: Compressive Behavior of Carbon Fiber Reinforced Polymer-Confined Concrete in Elliptic Columns, J of Structural Engineering, ASCE, pp.1535-1543, 2002.12
- 13) 川崎健二郎、真下和彦：集中荷重を受ける複合炭素繊維補強コンクリート造円筒殻の耐力、日本建築学会構造系論文集、第 592 号、pp.105-112、2005.06
- 14) 川崎健二郎、真下和彦：複合炭素繊維補強コンクリート造円筒殻の耐力、破壊形態及び振動特性 - 集中荷重による破壊実験に対する検討 -, 日本建築学会構造系論文集、第 609 号、pp.113-120、2006.11
- 15) 田中正史、真下和彦、川崎健二郎：修復された鉄筋コンクリート造円筒殻の耐力、構造工学論文集、Vol.54B, pp.289-294、2008.03

- 16) 秋浜繁幸, 末永龍夫, 坂野正: 炭素繊維を用いたセメント系複合体 (CFRC) の力学的性質に関する実験的研究, コンクリート工学, Vol.20, No.8, pp.75-84, 1982.08
- 17) Lim, T.Y., Paramasivam, P. and Lee, S.T: Bending Behavior of Steel- Fiber Concrete Beams, ACI Structural Journal, Vol.84, No.6, pp.524-536, Nov.-Dec. 1987.
- 18) 渡部憲, 白井伸明, 大岡督尚, 白都滋, 藤田敬: 高靱性ビニロン短繊維補強モルタル耐震壁の弾塑性挙動に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 559 号, pp.211-218, 2002.09
- 19) E, Hinton and D, R, J, Owen, : Finite Element Software for Plates and Shells, Pinerige Press, 1984
- 20) H.Kupfer, K. H. Hilsdorf and H. Rush: Behaviour of Concrete under Biaxial Stress, Proc. ACI, Vol.66, No.8, pp.656-666, Aug. 1969
- 21) 田中正史, 真下和彦, 川崎健二郎: 前損傷および修復の有無による炭素短繊維補強コンクリート造円筒殻の耐力と損傷形態変化, 東海大学紀要工学部, Vol.47, No.1, pp.43-47, 2007.09
- 22) 鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説: 日本建築学会, 1999.
- 23) Felix Candela: Notes for History, The Development of Thin Shells in Mexico, IASS, Bulletin n.71, 72, pp. 27- 38, Sep. 1979
- 24) Alan Holgate: The Art of Structural Engineering, The Work of Jorg Schlaich and His Team, Edition Axel Menges, Stuttgart/ London, 1997

(2009年2月9日原稿受理, 2009年6月12日採用決定)