

修復部を持つ鉄筋コンクリート造円筒殻の耐力

田中 正史*¹ 井上 嘉之*² 岩下 大作*² 真下 和彦*³

Strength of Reinforced Concrete Cylindrical Shells with Retrofitted Region

by

Masafumi TANAKA*¹, Yoshiyuki INOUE*², Daisaku IWASHITA*², and Kazuhiko MASHITA*³

(Received on September. 9, 2009 and accepted on January. 12, 2010)

Abstract

The main purpose of this study is to investigate, both experimentally and numerically, the strength of reinforced concrete cylindrical shells with retrofitted region. Although reinforced concrete shells are highly prone to damage by various phenomena, such as earthquakes, impacts, winds, and explosions, the strength of retrofitted reinforced concrete shells has hardly been reported and evaluated. This paper treats the case of shell structure damage only within a local region. Three kinds of retrofits to the damaged shells were adopted. Precut retrofit was firstly defined as the method for cutting the region adjacent to the damaged boundary to be smoothed in order to avoid stress concentration. Next, filler retrofit was defined as the method for filling the region with shrinkage-compensating mortar after application of the precut retrofit. Lastly, sheeting retrofit was defined as the method for covering the surface of the region with carbon fiber sheets after filler retrofit. Each retrofitted region with and without steel reinforcement was investigated. An experimental study was conducted on small-scale models under a one-point concentrated load. Furthermore a numerical study was also conducted by material and geometrical nonlinear FEM analysis considering fluctuations of the shell thickness. The strength of retrofitted concrete shells was discussed based on the results of experiments and numerical analyses.

Keywords: Strength, Concrete shell, Retrofit

1. 序

近年、鉄筋コンクリート構造物においてコンクリートのひび割れ発生や剥落等が問題となっている。しかし、鉄筋コンクリート造シェルに損傷が発生し、修復を施した場合のシェル耐力を究明した報告はわずかである^{1,2)}。したがって、経年変化や自然災害により、鉄筋やコンクリートの劣化が進行した場合に、当該箇所に修復を施した際のシェル耐力を考慮し、安全性を評価することは、コンクリート系シェル構造の今後の発展において重要な位置を占めると考えられる。

鉄筋コンクリートシェル構造は、機能性と芸術性の要求を同時に満たすことが可能な優れた構造形式であり^{3,4)}、これまで柱の無い大空間を持つ建築物が多く建設されてきた⁵⁾。従来のコンクリートシェル構造は、多様な施設として活用されており、今後もシェル構造の特徴を生かして自然災害時等の避難施設や防災拠点としての位置付けが期待できる。鉄筋コンクリートシェル構造の耐力を推定し評価する試みは、幾多の実験的研究に基づく方法^{6,7)}、理論解に基づく方法および数値解に基づく方法など多くの試みがなされてきたが⁸⁻¹¹⁾、鉄筋とコンクリートから構成されている複合材料としての複雑さを考

慮すると、実験結果を踏まえた理論解および数値解による耐力評価に対する精度を高めることは重要であると考えられる。

一般に鉄筋コンクリート造シェルの設計においては、高い耐力を考慮した弾性設計を行うが、損傷が発生した場合に大幅なシェル耐力の低下が懸念される。筆者らは、鉄筋コンクリート構造の補強方法として活用されている炭素繊維シートを用いて¹²⁾、鉄筋コンクリート造のシェル耐力についての基礎的な報告を行った^{13,14)}。しかし、シェル構造を対象とした修復に関する研究は、若干の報告に留まっている¹⁵⁾。

筆者らは、これまでに修復の領域が小規模な場合において、損傷を受けた領域のコンクリートばかりでなく補強鉄筋をも同時に除去した上での修復に焦点を絞り、鉄筋コンクリートシェルの修復が耐力に及ぼす影響を究明するための検討を行なってきた^{1,2)}。しかし、修復の対象となる領域(以後、修復部と呼ぶ)に鉄筋が配筋された場合におけるシェル耐力を検討した報告はなされていない。コンクリートにひび割れなどの損傷が生じた場合に、当該領域の鉄筋が健全な場合には、鉄筋を保持したまま、当該領域のコンクリートのみを除去した上で、修復作業に取り掛かる場合も想定される。加えて、当該領域に配筋された鉄筋も損傷を受けている場合には、鉄筋を溶接などの手段を用いて、再配筋した上で、修復作業に着手する場合も想定される。このため、既往の文献と比較し

*1 総合理工学研究科総合理工学専攻博士課程

*2 工学研究科建築学専攻修士課程

*3 工学部建築学科教授

て修復幅がより拡大された場合も考慮に入れた上で^{1,2)}、本論文では、新規に修復部内の配筋の有無を取扱い、修復がシェル耐力に及ぼす影響を究明するために、実験のおよび数値解析的な検討を行った。

2. 実験の概要

2.1 実験供試体

本実験の目的は、シェル端部に損傷が発生した場合における修復効果に焦点をあて、シェル耐力およびひび割れ形態への影響を把握することで修復改善効果および破壊メカニズムを明らかにすることである。

本研究で扱った3種の修復方法は、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した。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した。修復Sは、修復Fを適用した後に、シェル面を炭素繊維シートで覆って仕上げる方法として定義した。これは、炭素繊維シート補強による修復となる。実験的研究では、小型供試体を作製し静的載荷実験を行った。載荷実験は、油圧式万能試験機を用いてシェル中央部への1点集中荷重とし、実験供試体が最大耐力を経験した状態で除荷した。なお、加力は万能試験機により載荷荷重を管理し、制御した。支持条件はアーチの水平スラストを拘束する4点からなる対辺支持とした。測定は、シェル頂部および端部2点の合計3点における鉛直方向の変位測定を行った。これらの載荷装置をFig.1に示す。

実験供試体は、Fig.2に示す通り水平投影面においてX方向500mm、Y方向500mmの正方形であり、設計シェル板厚を $T_0 (= 8\text{mm})$ 、ライズ・スパン比を1/5とした。これは曲率半径362.5mm、全開角 87.1° となる。修復部の寸法は、修復幅が125mm(板厚の15.625倍)および20mm(板厚の2.5倍)、修復長さは水平投影面において62.5mm(シェル・スパンの1/8)と設定した。修復部がシェルに接する隅角部は応力集中を避けるため、回転半径2mmの曲面加工を施した。この修復部は、供試体毎に2箇所設け、水平投影面においてスパン中央を通る線上の両端に配置した。支持形態は、炭素短繊維補強コンクリート製(幅62.5mm)の支承とシェル端部の間に均しモルタルを注入しシェル端部を4点ピン支持とした。

配筋は、 $\phi 1.1\text{mm}$ の平織金網(Table 1(a))を鉄筋として使用し、X・Y方向に10mm間隔の単配筋とした。この配筋位置は、モルタル製のスペーサーを用いてシェル厚の中央となるようにした。コンクリートの調合は、セメント対骨材の重量比を1対2、水セメント比を47%とした。ここで使用した骨材は、粗骨材(粒径1.2mmを超え2.5mm以下)・細骨材(粒径1.2mm以下)とした。修復Fを適用した供試体は、修復Pを適用した供試体を作製した後、修復部に無収縮モルタル(Table 1(b))を充填した。修復Sを適用した供試体は、修復Fを適用した供試体を作製した後にエポキシ系樹脂を塗布して炭素繊維シート(Table

1(c))をシェル両面に貼り付けた。なお、炭素繊維シートの断面は、一般に広く使用されているTR3110MS(厚さ $t_0 = 0.19\text{mm}$)を採用し、補強領域は文献(13)に基づき、補強効果が著しいシェル両面の全面への補強とした。

修復部の作製方法は、修復Pによる修復部を確保するための型枠製作において、コンクリート打設前の当該部

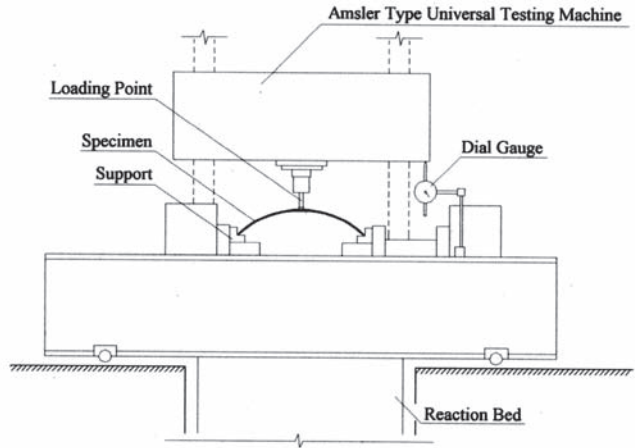


Fig.1 Loading Apparatus

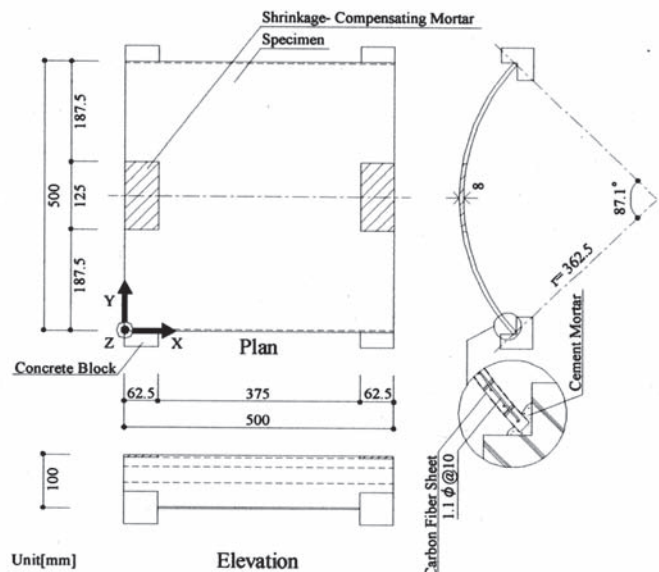


Fig.2 Form of Specimen

Table 1(a) Material Property of Steel Bar

Steel Diameter [μm]	Modulus of Tensile Elasticity [GPa]	Tensile Strength [MPa]
1.1	203	368

Table 1(b) Material Property of Shrinkage-Compensating Mortar

Young's Modulus [GPa]	Compressive Strength [MPa]	Tensile Strength [MPa]	ν
29.5	67.5	3.82	0.230

Table 1(c) 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	1.12	71.6	1.5	1.03×10^{-5}

分に両面接着布テープでスタイロフォームを型枠へ貼り付けて施工を行った。これらの供試体名、コンクリートの材料諸元、施工板厚における平均値および標準偏差値を Table 2 に示す。コンクリートおよび鉄筋の材料定数を決定するために圧縮試験および引張試験を行った。それぞれテストピース 3 本の平均値を採用した。

ここで、同表の供試体名の文字構成について説明する。初めに、損傷および修復の無い供試体を健全な供試体と定義し、N で示す。この健全な供試体に炭素繊維シート補強を施した供試体を R とする。次に、修復を施した供試体を 3 文字で示し、第 1 文字目は修復方法を示しており、修復 P を施した供試体は Pa0, Pa1, Pb0 および Pb1 であり、修復 F を施した供試体は Fa0, Fa1, Fb0 および Fb1 であり、修復 S を施した供試体は Sa0, Sa1, Sb0 および Sb1 である。続いて、上記の供試体名の第 2 文字目は修復幅 125mm と修復幅 20mm をそれぞれ a, b と表記する。最後に第 3 文字目は修復部の鉄筋の有無を示し、0 は鉄筋無し、1 は鉄筋有りを示す。

作製した供試体は、健全な供試体 1 体、健全な供試体に炭素繊維シート補強を施した供試体 1 体、修復 P を適用した供試体 4 体、修復 F を適用した供試体 4 体および修復 S を適用した供試体 4 体の総計 14 体である。

2.2 全面領域および限定領域

実験供試体の耐力を検討する上で、荷重および修復部による影響が卓越すると想定される領域を設定する。まず、シェル全面における領域を全面領域と定義する。次に載荷点を中心としたシェル全面の 1/16 領域(限定領域 A)、1 箇所の修復部に対して、修復部を含むシェル全面の 1/16 および 1/8 領域(限定領域 B、修復幅 20mm と 125mm に対応)の 2 種を限定領域と定義し、Fig.3 に示す。ここで、シェル全面の施工板厚実測値の平均値を全面板厚 T_{aG} とし、限定領域における施工板厚の実測値の平均値を限定板厚 T_{aA} および T_{aB} とする。さらに、標準偏差値をそれぞれ T_{sG} , T_{sA} , T_{sB} として纏めて Table 2 に示す。

3. 数値解析の概要

数値解析は、シェルの耐力を予測する際に大変形の影響が現れることを考慮し、材料および幾何学的非線形有限要素法を使用した。使用したコンクリートの要素は、9 節点双 2 次 Lagrange 型要素を採用している。コンクリートは板厚方向に 10 分割し、鉄筋および炭素繊維シートは、等価な層として表現した。なお、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 方向で剛性を分離させ、各繊維方向の軸剛性を考慮した数値モデルを採用した。

数値解析に使用した材料構成則を Fig.4 に示す。同図(a)にコンクリートの応力-ひずみ関係を示し、同図(b)にコンクリートの降伏曲面を示す。同図(c)および(d)に、それぞれ鉄筋および炭素繊維シートの応力-ひずみ関係を示した。コンクリートの終局圧縮ひずみは 0.003 と設定し、この値を超えた場合、圧縮破壊と判定した。鉄筋のモデル化においては、応力-ひずみ関係にバイリニア型を採用した。計算は、静的荷重を最大耐力まで載荷して行った。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。

解析モデルは、Fig.5(a)に示した通り水平投影面において X・Y 方向に 8 等分した 64 要素に分割した。同図の斜線部を修復要素とする。また、境界条件および載荷点位置は、○印をピン支持、□印を載荷点とした。同図は、修復幅 125mm の場合を示す。同図(b)は、シェル断面の積層モデルを示しており、鉄筋は断面中央に直交方向へ 2 層、炭素繊維シートは断面上下端部へそれぞれ 2 層を付加した。

本研究では 3 種の数値解を設定した。これらは、数値解 S、数値解 D および数値解 A である。数値解 S(Standard Solution)は、供試体のコンクリートの材料定数を一定値 ($E=20\text{ GPa}$, $F_c=40\text{ MPa}$, $F_t=3\text{ MPa}$, $\nu=0.2$) に設定し、板厚を設計シェル板厚 T_0 に設定した解である。数値解 D(Discrete Solution)は、各供試体の施工シェル板厚の実測

Table 2 Material Property of Concrete and Shell Thickness

Specimen	Material Property of Concrete				Shell Thickness[mm]					
	E [GPa]	F_c [MPa]	F_t [MPa]	ν	Average			Standard Deviation		
					Global	Local		Global	Local	
					T_{aG}	T_{aA}	T_{aB}	T_{sG}	T_{sA}	T_{sB}
N	20.6	46.0	3.2	0.240	10.4	11.7	11.2	1.7	0.8	1.8
R	20.6	46.0	3.2	0.240	10.8	11.4	11.3	1.4	0.6	1.0
Pa0	20.6	44.1	3.1	0.248	9.9	11.0	10.4	1.5	0.8	1.4
Pa1	20.7	43.8	3.2	0.214	10.2	10.6	10.4	1.1	0.5	0.8
Pb0	22.3	51.2	3.2	0.240	10.2	10.8	10.8	1.0	0.6	1.1
Pb1	23.7	45.7	3.2	0.226	10.3	10.8	10.9	1.3	0.4	1.2
Fa0	20.4	50.7	2.9	0.233	9.6	10.2	10.3	1.6	0.7	1.2
Fa1	20.6	44.1	3.1	0.248	9.4	9.7	9.9	1.4	0.5	1.4
Fb0	22.1	47.5	3.1	0.196	9.9	11.1	11.1	1.5	0.5	1.4
Fb1	20.2	48.2	3.1	0.230	10.4	11.5	11.4	1.5	0.8	1.4
Sa0	20.7	43.8	3.2	0.214	11.0	12.1	11.6	1.6	0.9	1.4
Sa1	20.4	50.7	2.9	0.233	10.3	10.7	10.9	1.3	0.5	1.0
Sb0	22.3	51.2	3.2	0.240	9.9	10.4	10.4	1.0	0.8	1.1
Sb1	23.7	45.7	3.2	0.226	11.0	11.9	11.8	1.4	0.6	1.0
Average	21.3	47.1	3.1	0.231	10.2	11.0	10.9	1.4	0.6	1.2
Standard Deviation	1.2	2.9	0.1	0.014	0.5	0.7	0.5	0.2	0.2	0.3

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), where the a and s show the Average and the Standard Deviation and the G, A and B show Global, Local A and B Regions.

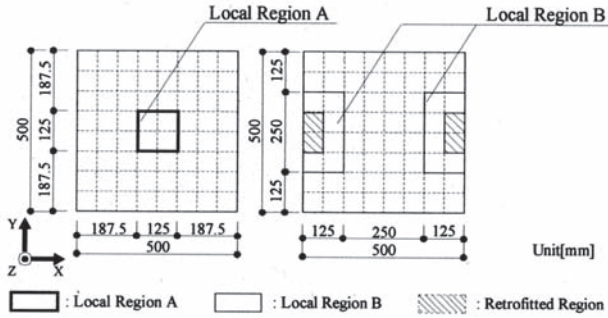
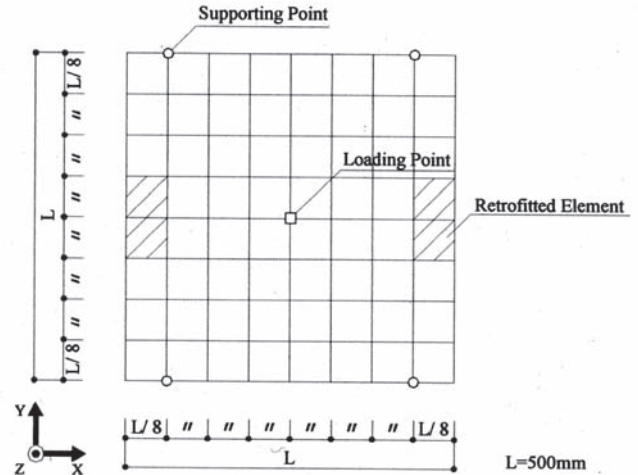
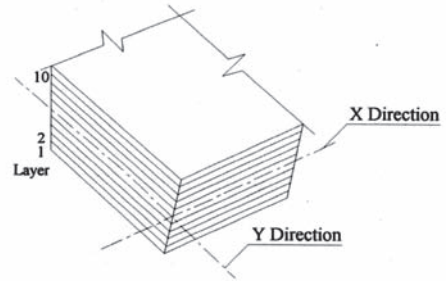


Fig.3 Shell Thickness for Local Region



(a) Finite Element Mesh



(b) Layered Model

Fig.5 Analysis Model

体に対する各供試体の全面板厚による全面板厚比 T_G で示した. ここで, 健全な供試体として, シート補強の無い場合に供試体 N を, シート補強の有る場合に供試体 R を, それぞれ採用した. 同様に, 各限定板厚 A・B を健全な供試体 N の限定板厚で除した値を限定板厚比 T_{LA} , T_{LB} で示した. 同表(a)は, 上記の T_G および T_{LA} に基づく耐力補正, 同表(b)は, T_G および T_{LB} に基づく耐力補正をそれぞれ示した. 実験の健全な供試体に対する各実験供試体の耐力比を実験耐力比 E_0 と定義した. 数値解 S の健全な供試体に対する各数値解 S の供試体の耐力比を数値解 S 耐力比 S_0 と定義した. ここで, 健全な供試体として, シート補強の無い場合の実験供試体および数値解 S における N の耐力は, $P_{N,exp}(=2.67\text{kN})$ および $P_{N,num-S}(=1.95\text{kN})$ であり, シート補強の有る場合の実験供試体および数値解 S における R の耐力は, $P_{R,exp}(=4.06\text{kN})$ および $P_{R,num-S}(=3.88\text{kN})$ である. 次に, 修復方法の相違が実験と数値解 S の耐力に与える影響を確認するため, 数値解 S 耐力比 S_0 に対する実験耐力比 E_0 を無補正耐力整合比 E_I と定義して示した. 上記の無補正耐力整合比に対して, 全面板厚比 T_G による線形・2次・3次補正を求め, シェル全面領域に対する整合比 $E_{GA1} \cdot E_{GA2} \cdot E_{GA3}, E_{GB1} \cdot E_{GB2} \cdot E_{GB3}$ を求めた. 同様に, 限定領域 A・B に対する整合比 $E_{LA1} \cdot E_{LA2} \cdot E_{LA3}, E_{LB1} \cdot E_{LB2} \cdot E_{LB3}$ 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た.

$$E_I = E_0 / S_0,$$

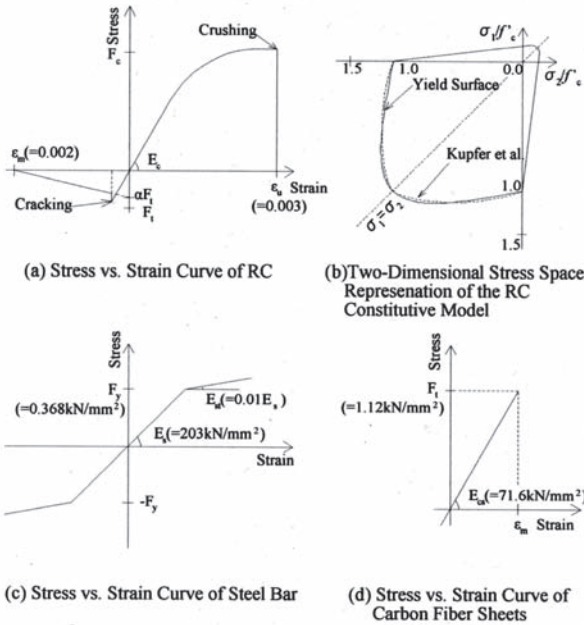


Fig.4 Constitutive Model

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の材料試験結果と対応した材料諸元を採用した解である. 数値解 A(Average Solution)は, 各供試体の施工シェル板厚の実測値の平均を有限要素の各節点に反映させた板厚および各供試体の材料試験結果と対応した材料諸元を採用した解である.

4. 実験・数値解析の結果および考察

4.1 数値解 S に基づく実験値の耐力補正

既往の研究からシェル耐力は, 施工の際生じるシェル板厚の変動により大きく影響されることが報告されている^{1,2)}. 本研究では, 実験供試体の作製時にシェルの施工板厚を抑制する目的で両面型枠を適用したが, 施工板厚において, 均一化することは困難であり, 板厚変動を考慮したシェル耐力を評価する必要がある. 本研究においては, 施工板厚の変動がシェル耐力に及ぼす影響を確認するばかりでなく, 修復部における鉄筋の有無とシェルの応力状態(面内力および面外力)との間の相互作用を検討するため, 各実験供試体の耐力比とシェル板厚比を用いてシェル耐力の補正を行う.

Table 3(a, b)には, 板厚と材料諸元を統一した数値解 S に基づいた, 耐力補正結果を示す. 最初に, 健全な供試

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

Strength Ratio	T_G	T_{LA}	S_0	E_I	E_{GA1}	E_{LA1}	E_{GA2}	E_{LA2}	E_{GA3}	E_{LA3}
Pa0/ N	0.95	0.94	0.89	0.79	0.83	0.84	0.87	0.90	0.91	0.96
Pa1/ N	0.98	0.90	0.96	0.85	0.87	0.95	0.90	1.05	0.92	1.17
Pb0/ N	0.99	0.92	0.89	0.79	0.80	0.86	0.82	0.94	0.83	1.02
Pb1/ N	0.99	0.92	0.99	0.79	0.80	0.86	0.80	0.94	0.81	1.02
Fa0/ N	0.93	0.87	0.95	1.04	1.12	1.20	1.21	1.38	1.30	1.59
Fa1/ N	0.91	0.83	1.11	0.67	0.74	0.81	0.82	0.98	0.90	1.19
Fb0/ N	0.95	0.95	0.94	0.76	0.80	0.80	0.84	0.85	0.88	0.89
Fb1/ N	1.00	0.98	1.01	1.00	1.00	1.02	1.00	1.04	1.00	1.06
Sa0/ R	1.06	1.03	1.80	0.72	0.68	0.70	0.64	0.67	0.60	0.65
Sa1/ R	0.99	0.91	1.87	0.69	0.70	0.76	0.71	0.84	0.71	0.92
Sb0/ R	0.95	0.89	1.75	0.73	0.77	0.83	0.81	0.93	0.85	1.06
Sb1/ R	1.06	1.01	1.82	0.87	0.82	0.86	0.77	0.85	0.73	0.84
RMS-N0	-	-	-	0.85	0.90	0.94	0.95	1.04	1.00	1.15
Average-N0	-	-	-	0.84	0.89	0.92	0.93	1.01	0.98	1.12
Standard Deviation-N0	-	-	-	0.13	0.16	0.18	0.18	0.25	0.22	0.32
RMS-N1	-	-	-	0.84	0.86	0.91	0.88	1.00	0.91	1.11
Average-N1	-	-	-	0.83	0.85	0.91	0.88	1.00	0.91	1.11
Standard Deviation-N1	-	-	-	0.14	0.11	0.09	0.09	0.05	0.08	0.08
RMS-N	-	-	-	0.84	0.88	0.93	0.91	1.02	0.95	1.13
Average-N	-	-	-	0.84	0.87	0.92	0.91	1.01	0.94	1.11
Standard Deviation-N	-	-	-	0.12	0.13	0.13	0.14	0.16	0.16	0.22
RMS-S0	-	-	-	0.95	0.98	0.97	1.02	1.00	1.06	1.05
Average-S0	-	-	-	0.95	0.98	0.97	1.01	0.99	1.05	1.02
Standard Deviation-S0	-	-	-	0.01	0.09	0.12	0.17	0.23	0.25	0.34
RMS-S1	-	-	-	1.03	1.03	1.03	1.04	1.04	1.05	1.05
Average-S1	-	-	-	1.02	1.03	1.03	1.04	1.04	1.05	1.05
Standard Deviation-S1	-	-	-	0.16	0.11	0.08	0.07	0.01	0.02	0.07
RMS-S	-	-	-	0.99	1.01	1.00	1.03	1.02	1.06	1.05
Average-S	-	-	-	0.99	1.00	1.00	1.02	1.01	1.05	1.03
Standard Deviation-S	-	-	-	0.10	0.09	0.09	0.11	0.13	0.15	0.20
RMS-0	-	-	-	0.89	0.93	0.95	0.97	1.03	1.02	1.12
Average-0	-	-	-	0.88	0.92	0.94	0.96	1.01	1.00	1.08
Standard Deviation-0	-	-	-	0.11	0.14	0.15	0.17	0.22	0.21	0.30
RMS-1	-	-	-	0.90	0.92	0.95	0.94	1.02	0.96	1.09
Average-1	-	-	-	0.89	0.91	0.95	0.93	1.01	0.95	1.09
Standard Deviation-1	-	-	-	0.16	0.14	0.10	0.11	0.04	0.10	0.08
RMS	-	-	-	0.89	0.92	0.95	0.95	1.02	0.99	1.10
Average	-	-	-	0.89	0.91	0.94	0.94	1.01	0.98	1.09
Standard Deviation	-	-	-	0.13	0.13	0.12	0.14	0.15	0.16	0.21

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

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

耐力補正を評価するために 2 乗平均平方根(RMS:Root Mean Square), 平均値(Average), 標準偏差(Standard Deviation)を同表に示した。ここで, RMS は実験値と数値解 S が完全に一致する場合, すなわち耐力整合比が 1.0 の場合からの偏差に基づく 2 乗平方根を示す。上記の RMS, Average, Standard Deviation に対して, 以下の拡張子を加えて表示する。拡張子の N と S は, シート補強が無い場合と有る場合に対応している。拡張子の 0 と 1 は, 修復部に鉄筋が無い場合と有る場合に対応している。なお, 同表の拡張子が無い場合は, 全ての供試体について纏めて示した値である。以上より, 以下に示した合計 9 分類のケースを設定し, 耐力整合比の評価を行った。

- 分類 1: シート補強無しで修復部に鉄筋が無い場合,
- 分類 2: シート補強無しで修復部に鉄筋が有る場合,
- 分類 3: シート補強無しの全ての場合,
- 分類 4: シート補強有り修復部に鉄筋が無い場合,
- 分類 5: シート補強有り修復部に鉄筋が有る場合,
- 分類 6: シート補強有りの全ての場合,
- 分類 7: 修復部に鉄筋が無い全ての場合,
- 分類 8: 修復部に鉄筋が有る全ての場合,
- 分類 9: 全ての場合。

Table 3(a)より, 耐力評価で信頼性の高い RMS で比較すると, 分類 1 で 1.00(E_{GA3}), 分類 2 で 1.00(E_{LA2}), 分類

3 で 1.02(E_{LA2}), 分類 4 で 1.00(E_{LA2}), 分類 5 で 1.03(E_I, E_{GA1}, E_{LA1}), 分類 6 で 1.00(E_{LA1}), 分類 7 で 1.02(E_{GA3}), 分類 8 で 1.02(E_{LA2}), 分類 9 で 0.99(E_{GA3})が示された。したがって, シート補強の無い場合の分類 1 から 3 を比較すると, 板厚変動の影響を受けやすく板厚の 2 乗から 3 乗, すなわち, 曲げ応力を主体とした面外力および曲げ剛性と対応した補正が有効であることを示している。特に, 修復部に鉄筋が無い場合, シェルの曲げ剛性が卓越し, 板厚の 3 乗補正が有効であるのに対し, 修復部に鉄筋が有る場合は, シェルの曲げ剛性への影響が緩和され板厚の 2 次補正が有効であることを示している。次に, シート補強の有る場合の分類 4 から 6 を比較すると, 板厚変動の影響が先の分類 1 から 3 と比較して緩和され, 板厚無補正から 2 次補正, すなわち, シェルの面内力の影響が増大している。特に, 修復部に鉄筋が有る場合に, シェルの面内剛性が卓越し, 板厚補正の必要性が無い結果が示されたことは注目に値する。最後に, 分類 7 から 9 を比較すると, 分類 1 から 3 と類似しているが, これは分類 1 から 3 の母集団が分類 4 から 6 の場合と比較して, 規模が大きいことによるものと考えられる。以上より, 修復部に鉄筋が有る場合は無い場合と比較して, シェルの面内剛性を高め, 板厚変動の影響を受けにくい特徴を明らかにした。特に, シート補強が有る場合, この特徴が顕著であることを示した。

Table 3(b)より, 同表(a)と同様に, RMS で比較すると, 分類 1 で 1.00(E_{GB3}), 分類 2 で 0.95(E_{LB3}), 分類 3 で

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

Strength Ratio	T_G	T_{LB}	S_0	E_I	E_{GB1}	E_{LB1}	E_{GB2}	E_{LB2}	E_{GB3}	E_{LB3}
Pa0/ N	0.95	0.93	0.89	0.79	0.83	0.85	0.87	0.91	0.91	0.97
Pa1/ N	0.98	0.93	0.96	0.85	0.87	0.91	0.90	0.98	0.92	1.05
Pb0/ N	0.99	0.97	0.89	0.79	0.80	0.82	0.82	0.84	0.83	0.87
Pb1/ N	0.99	0.98	0.99	0.79	0.80	0.81	0.80	0.83	0.81	0.85
Fa0/ N	0.93	0.92	0.95	1.04	1.12	1.13	1.21	1.23	1.30	1.34
Fa1/ N	0.91	0.89	1.11	0.67	0.74	0.76	0.82	0.85	0.90	0.96
Fb0/ N	0.95	0.99	0.94	0.76	0.80	0.76	0.84	0.77	0.88	0.77
Fb1/ N	1.00	1.02	1.01	1.00	1.00	0.98	1.00	0.96	1.00	0.94
Sa0/ R	1.06	1.04	1.80	0.72	0.68	0.69	0.64	0.66	0.60	0.64
Sa1/ R	0.99	0.98	1.87	0.69	0.70	0.71	0.71	0.73	0.71	0.74
Sb0/ R	0.95	0.93	1.75	0.73	0.77	0.79	0.81	0.84	0.85	0.91
Sb1/ R	1.06	1.05	1.82	0.87	0.82	0.82	0.77	0.78	0.73	0.74
RMS-N0	-	-	-	0.85	0.90	0.90	0.95	0.95	1.00	1.01
Average-N0	-	-	-	0.84	0.89	0.89	0.93	0.94	0.98	0.99
Standard Deviation-N0	-	-	-	0.13	0.16	0.16	0.18	0.20	0.22	0.25
RMS-N1	-	-	-	0.84	0.86	0.87	0.88	0.91	0.91	0.95
Average-N1	-	-	-	0.83	0.85	0.87	0.88	0.91	0.91	0.95
Standard Deviation-N1	-	-	-	0.14	0.11	0.10	0.09	0.07	0.08	0.08
RMS-N	-	-	-	0.84	0.88	0.88	0.91	0.93	0.95	0.98
Average-N	-	-	-	0.84	0.87	0.88	0.91	0.92	0.94	0.97
Standard Deviation-N	-	-	-	0.12	0.13	0.13	0.14	0.14	0.16	0.17
RMS-S0	-	-	-	0.95	0.98	0.98	1.02	1.02	1.06	1.07
Average-S0	-	-	-	0.95	0.98	0.98	1.01	1.01	1.05	1.05
Standard Deviation-S0	-	-	-	0.01	0.09	0.09	0.17	0.17	0.25	0.26
RMS-S1	-	-	-	1.03	1.03	1.02	1.04	1.02	1.05	1.02
Average-S1	-	-	-	1.02	1.03	1.02	1.04	1.02	1.05	1.02
Standard Deviation-S1	-	-	-	0.16	0.11	0.11	0.07	0.05	0.02	0.00
RMS-S	-	-	-	0.99	1.01	1.00	1.03	1.02	1.06	1.04
Average-S	-	-	-	0.99	1.00	1.00	1.02	1.02	1.05	1.03
Standard Deviation-S	-	-	-	0.10	0.09	0.08	0.11	0.10	0.15	0.15
RMS-0	-	-	-	0.89	0.93	0.93	0.97	0.98	1.02	1.03
Average-0	-	-	-	0.88	0.92	0.92	0.96	0.96	1.00	1.01
Standard Deviation-0	-	-	-	0.11	0.14	0.14	0.17	0.18	0.21	0.23
RMS-1	-	-	-	0.90	0.92	0.92	0.94	0.95	0.96	0.97
Average-1	-	-	-	0.89	0.91	0.92	0.93	0.94	0.95	0.97
Standard Deviation-1	-	-	-	0.16	0.14	0.12	0.11	0.08	0.10	0.07
RMS	-	-	-	0.89	0.92	0.93	0.95	0.96	0.99	1.00
Average	-	-	-	0.89	0.91	0.92	0.94	0.95	0.98	0.99
Standard Deviation	-	-	-	0.13	0.13	0.12	0.14	0.13	0.16	0.16

0.98(E_{LB3}), 分類 4 で 1.02(E_{GB2} , E_{LB2}), 分類 5 で 1.02(E_{LB1} , E_{LB2} , E_{LB3}), 分類 6 で 1.00(E_{LB1}), 分類 7 で 1.02(E_{GB3}), 分類 8 で 0.97(E_{LB3}), 分類 9 で 1.00(E_{LB3})が示された。したがって、シート補強の無い場合の分類 1 から 3 を比較すると、板厚変動の影響を受けやすく板厚の 3 乗、すなわち、曲げ剛性と対応した補正が有効であることを示している。なお、限定領域 B の場合は、修復部の鉄筋の有無と板厚補正の累乗との相互関係は確認されない。

次に、シート補強の有る場合の分類 4 と 6 を比較すると板厚変動の影響が先の分類 1 から 3 と比較して緩和され、板厚の 2 乗補正が有効であることを示している。ただし、分類 5 に注目すると、 E_{LB1} から E_{LB3} までの全ての値が 1.02 を示し、分類 2 と比較して、板厚の変動が緩和されていることを示している。なお、分類 5 の E_{LA1} から E_{LB3} の値は Average も同一(1.02)であり、Standard Deviation は若干 E_{LB3} が小さいものの、 E_I , E_{GB1} , E_{GB2} , E_{GB3} の順に、1.03, 1.03, 1.04, 1.05 が示され、いずれも 1.00 に近く、しかも板厚無補正が最良値を示しており、シート補強および修復部に鉄筋が有る場合には、板厚変動の影響が微小であることを示している。

最後に、分類 7 から 9 を比較すると、同表(a)と同様に、母集団の規模の影響を受け、分類 1 から 3 と類似している。以上より、修復部に鉄筋が有る場合は無い場合と比較して、シート補強が無い場合は、板厚変動の影響の相違が認められないものの、シート補強が有る場合は、板厚変動の影響が緩和されることを示した。

なお、著者らは、修復部の鉄筋の有無を考慮していない文献(16)において、本研究の供試体 Pa0 と同一の数値解 S を対象として、単位荷重を受けた場合の応力度比 r_s ($=\sigma/\sigma_0$; $\sigma_0=6.26\text{kN/mm}^2$)を示した。その結果、限定領域 B の最大の r_s は 0.35 であり、限定領域 A の最大の r_s は、シェル最大の $r_{s, \max}(=1.0)$ に一致する。したがって、本研究の場合においても、同表(a)による評価を適用することが適切であると考えられる。このため、本研究の実験に関して、修復部の鉄筋の有無とシェルの耐力比の相互関係を検討した結果、「修復部に鉄筋が有る場合、特に、シート補強も有る場合には、シェルの面内剛性が高まり、板厚変動の影響を受けにくい。」という特徴が明示された。

4.2 数値解 S の耐力における修復改善効果

実験値は、施工板厚の不整による影響を受けるため、修復効果を純粋に評価することが困難である。したがって、材料定数および板厚を一定に設定した数値解 S に基づき修復が耐力に及ぼす影響を検討する。

修復部の鉄筋がシェル耐力に及ぼす影響を検討するため、修復部に鉄筋が無い場合の耐力に対する鉄筋が有る場合の耐力の比率を第 1 次修復耐力パラメータ RPS1($\text{RPS1}(\text{Retrofitted Strength Parameter by Steel Reinforcement})$)と定義し、各耐力比の値を $r_{i,j,k}$ で示す。ここで添字 i は解析種別および実験値を示し、数値解 S の場合は num-S で示す。なお次節で実験値を exp, 数値解 A および D を num-A および num-D で示す。次に添字 j は修復の種別を示し、修復 P・F・S をそれぞれ P・F・S で示す。最後に

添字 k は修復幅を示し、修復幅 125mm および 20mm を 125・20 で示す。続いて、上記の RPS1 に基づき、修復幅の相違による耐力の差を第 2 次修復耐力パラメータ RPS2(2nd Retrofitted Strength Parameter by Steel Reinforcement) と定義し、各耐力比の差の値を $r_{2, i, j} (= r_{1, i, j, 125} - r_{2, i, j, 20})$ で示す。以上の結果を、Table 4(a-d) に示す。なお、Table 4(a)には数値解 S より求めた $r_{1, num-S, j, k}$ および $r_{2, num-S, j}$ を示す。

同表より、RPS1 で比較すると修復幅 125mm および 20mm に対して、修復 P で 9%増および 11%増、修復 F で 16%増および 7%増、修復 S で共に 4%増が示された。これより、全ての RPS1 の値は増大値が示され、修復部の鉄筋によるシェル耐力の増大が確認された。さらに、RPS2 に関しては修復 P で 2%減、修復 F で 9%増、修復 S で増減無しが示された。ここで、RPS2 の修復 P に若干の負が示された理由は、鉄筋のむき出し部分が拡大されたことにより、当該修復部分の剛性低下率が増大したことによるものと考えられる。しかし、RPS1 で比較すると修復 P はいずれの修復幅においても耐力が増大しており、修復部における引張応力を鉄筋が負担することによりコンクリートが充填されていない場合においても耐力の増大が認められた。この修復部における応力状態を確認するために、汎用解析コード(Nastran)により単位荷重を載荷した場合の図を Fig.6 に示した。同図は、健全な供試体 N のシェル全面におけるアーチ方向(Y 方向)の直応力を示しており、修復部と対応した部分の引張応力の分布状態を確認できる。

次に、修復 F において RPS2 が 9%増大した理由は、無

Table 4(a) Retrofitted Strength Parameter on Solution S

Retrofit	RPS1		RPS2
	$r_{1, num-S, j, 125}$	$r_{1, num-S, j, 20}$	$r_{2, num-S, j}$
Precut Retrofit	1.09	1.11	-0.02
Filler Retrofit	1.16	1.07	0.09
Sheeting Retrofit	1.04	1.04	0.00

Table 4(b) Retrofitted Strength Parameter on Experiment

Retrofit	RPS1		RPS2
	$r_{1, exp, j, 125}$	$r_{1, exp, j, 20}$	$r_{2, exp, j}$
Precut Retrofit	1.18	1.11	0.07
Filler Retrofit	0.75	1.40	-0.65
Sheeting Retrofit	1.00	1.23	-0.23

Table 4(c) Retrofitted Strength Parameter on Solution D

Retrofit	RPS1		RPS2
	$r_{1, num-D, j, 125}$	$r_{1, num-D, j, 20}$	$r_{2, num-D, j}$
Precut Retrofit	1.25	1.12	0.13
Filler Retrofit	0.79	1.37	-0.58
Sheeting Retrofit	1.01	1.26	-0.25

Table 4(d) Retrofitted Strength Parameter on Solution A

Retrofit	RPS1		RPS2
	$r_{1, num-A, j, 125}$	$r_{1, num-A, j, 20}$	$r_{2, num-A, j}$
Precut Retrofit	1.24	1.08	0.17
Filler Retrofit	0.87	1.31	-0.44
Sheeting Retrofit	0.99	1.05	-0.06

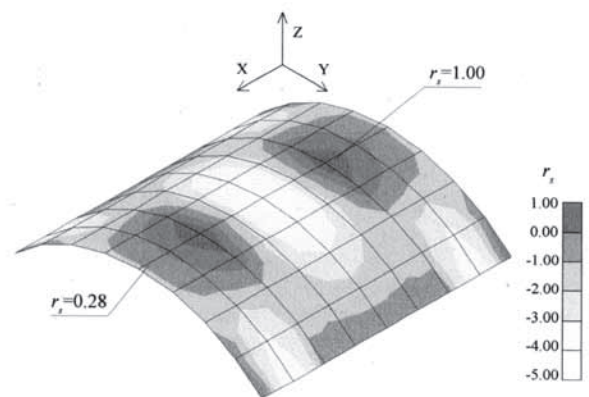
収縮モルタルの強度がシェル本体の材料強度より大きい上に、この無収縮モルタルと鉄筋が一体化した修復部の拡大によるものと考えられる。修復 S の RPS2 において、修復幅の相違と耐力との間に相関性は認められない。その理由は、修復部の鉄筋が耐力に与える影響と比較して、シート補強によるシェルの剛性増大効果が大きいことによるものと考えられる。

4.3 数値解 D および A の耐力における修復改善効果

修復部における鉄筋の有無が耐力に与える影響を検討するため、前節と同様に RPS1 および RPS2 を用いて纏め、Table 4(b-d) に示した。同表(b)の実験値において、RPS1 で比較すると修復幅 125mm および 20mm に対して、修復 P で 18%増および 11%増、修復 F において、25%減および 40%増、修復 S において増減無しおよび 23%増が示された。これより、 $r_{1, exp, f, 125}$ 以外の RPS1 の値は増大値が示され、修復部の鉄筋によるシェル耐力の増大が確認された。さらに、RPS2 に関しては修復 P で 7%増、修復 F で 65%減、修復 S で 23%減が示された。

修復 P において、RPS2 の $r_{2, exp, p}$ は $r_{2, num-S, p}$ と正負が逆転している。この理由は、修復幅 125mm の板厚 T_{aG} が鉄筋有りの供試体 Pa1 で Pa0 より 0.3mm 厚く、さらに修復幅 20mm のコンクリート圧縮強度が鉄筋有りの Pb1 と比較して鉄筋無しの Pb0 の値が 12%増であることによるものと考えられる。さらに、修復 F において、RPS2 の $r_{2, exp, f}$ は $r_{2, num-S, f}$ と比較して、大幅な相違が認められる。この理由について考察すると、Fa1 のコンクリートの圧縮強度は、Fa0 と比較して 13%減を示しているが、修復幅 125mm の Fa1 における板厚が Fa0 と比較して、載荷点直下の板厚が薄いことにより、板厚の差による影響が卓越していることによるものと考えられる。

続いて、修復 S においては、増減の無い $r_{2, num-S, s}$ と比較すると、 $r_{2, exp, s}$ は大幅な負の値を示している。この理由は、修復幅 20mm の Sb0 が Sb1 と比較して全面および限定板厚が薄く、さらに修復幅 125mm の Sa0 が Sa1 と比較して全面および限定板厚が厚く、特に載荷点直下の板厚においてこの差が著しいことに起因するものと考え



Note) $r_y (= N_y / N_{y, max})$
 $N_{y, max} = 5.04 \text{ N/mm}$ at $x=0.24$ and 0.76 , and $y=0.50$,
 where $x=X/L$ and $y=Y/L$, $L=500\text{mm}$

Fig.6 Normal Force N_y under Point Load 1kN

られる。なお、修復幅 20mm の Sb0 のコンクリート圧縮強度は Sb1 の 12%増が示され、修復幅 125mm の Sa0 の値は Sa1 の 14%減が示されている。この場合も、板厚の差が耐力に与える影響は材料定数による影響よりも卓越していることによると考えられる。

続いて、同表(c)の数値解 D の RPS1 で比較すると修復幅 125mm および 20mm に対して、修復 P で 25%増および 12%増、修復 F に対して、21%減および 37%増、修復 S で 1%増および 26%増が示され、さらに、RPS2 に関して修復 P で 13%増、修復 F で 58%減、修復 S で 25%減が示され、実験値と数値解 D との良い対応が確認された。

同表(d)の数値解 A の RPS1 で比較すると修復幅 125mm および 20mm に対して、修復 P で 24%増および 8%増、修復 F に対して、13%減および 31%増、修復 S で 1%減および 5%増が示され、さらに、RPS2 に関して修復 P で 17%増、修復 F で 44%減、修復 S で 6%減が示され、実験値と数値解 A との対応が確認された。

以上より、数値解 D および A の RPS1 および RPS2 は各実験値との比較的良い対応が示されているものと考えられる。特に、修復 F の RPS2 における実験値の大幅な負の値は、数値解 D の値と良い整合性が認められた。

4.4 荷重変位曲線

実験値と数値解 A および D により得られた荷重変位曲線を Fig.7 に示した。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。太い実線は実験を示し、細い実線は数値解 A、細い破線は数値解 D をそれぞれ示している。健全な供試体 N を同図(a)およびシート有りの健全な供試体 R を同図(h)に示した。同図上段の 2 列目から修復部に鉄筋が無い場合を示し、同図下段の 2 列目から修復部に鉄筋が有る場合を示した。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。修復 P を適用した同図(b, c, i, j)を健全な供試体の同図(a)と比較する。全ての

供試体において初期剛性の低下傾向が示された。修復幅の相違による大きな差異は確認されないが、修復部に鉄筋の有る Pa1 および Pb1 は、修復部に鉄筋の無い Pa0 および Pb0 と比較して、弾性範囲を超えると塑性変形量の増大が顕著である。

次に、修復 F を適用した同図(d, e, k, l)を健全な供試体の同図(a)と比較する。修復幅 125mm の場合に、修復部に鉄筋の有る Fa1 が Fa0 より耐力が低い。その理由は、前節で言及した通り Fa1 の板厚が薄いことによる。

最後に、修復 S を適用した同図(f, g, m, n)を健全な供試体の同図(a)と比較する。健全な供試体 N に対して、弾性域および最大耐力の大幅な増大が示され、荷重変位曲線においても修復 S の適用によるシェル耐力の改善効果が確認された。修復 P と同様に、修復部に鉄筋の有る Sa1 および Sb1 は、修復部に鉄筋の無い Sa0 および Sb0 と比較して、塑性変形量の増大が顕著である。

数値解との対応を検討すると、数値解 D および A は共に実験値と良い対応が示されている。特にシート補強を行った場合に、数値解 A と実験値との良い対応が顕著である。

4.5 ひび割れ形態および破壊メカニズム

載荷実験終了後、目視により確認したシェル上面と下面のひび割れ形態およびシェル板厚の変動分布を Fig.8 に示した。

修復 P においては、修復幅が狭い場合にシェル上下面のひび割れ量が減少している。修復部に鉄筋が有る場合は、多数のひび割れ発生が特徴的である。これは、前述の「4.3 数値解 D および A の耐力における修復改善効果」で記述した通り、塑性範囲の増大に起因するものと考えられる。修復 F においては、修復 P と比較して修復部の幅による影響が少ない。修復幅の狭い Fb0 および Fb1 は、Pb0 および Pb1 と比べてひび割れ量の増加が確認できる。特に、Pb0 では修復部を結ぶ線上の脆性的な破壊が卓越しているのに対し、Fb0 ではシェル全面でのひび割れ発

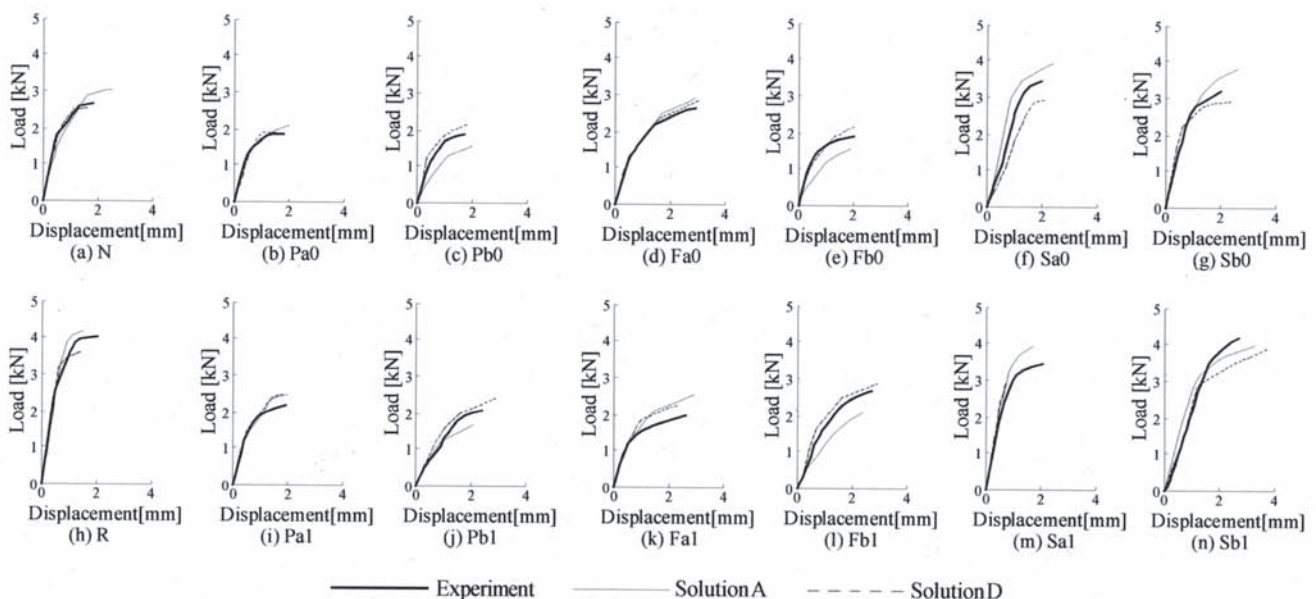


Fig.7 Load vs. Displacement Curves

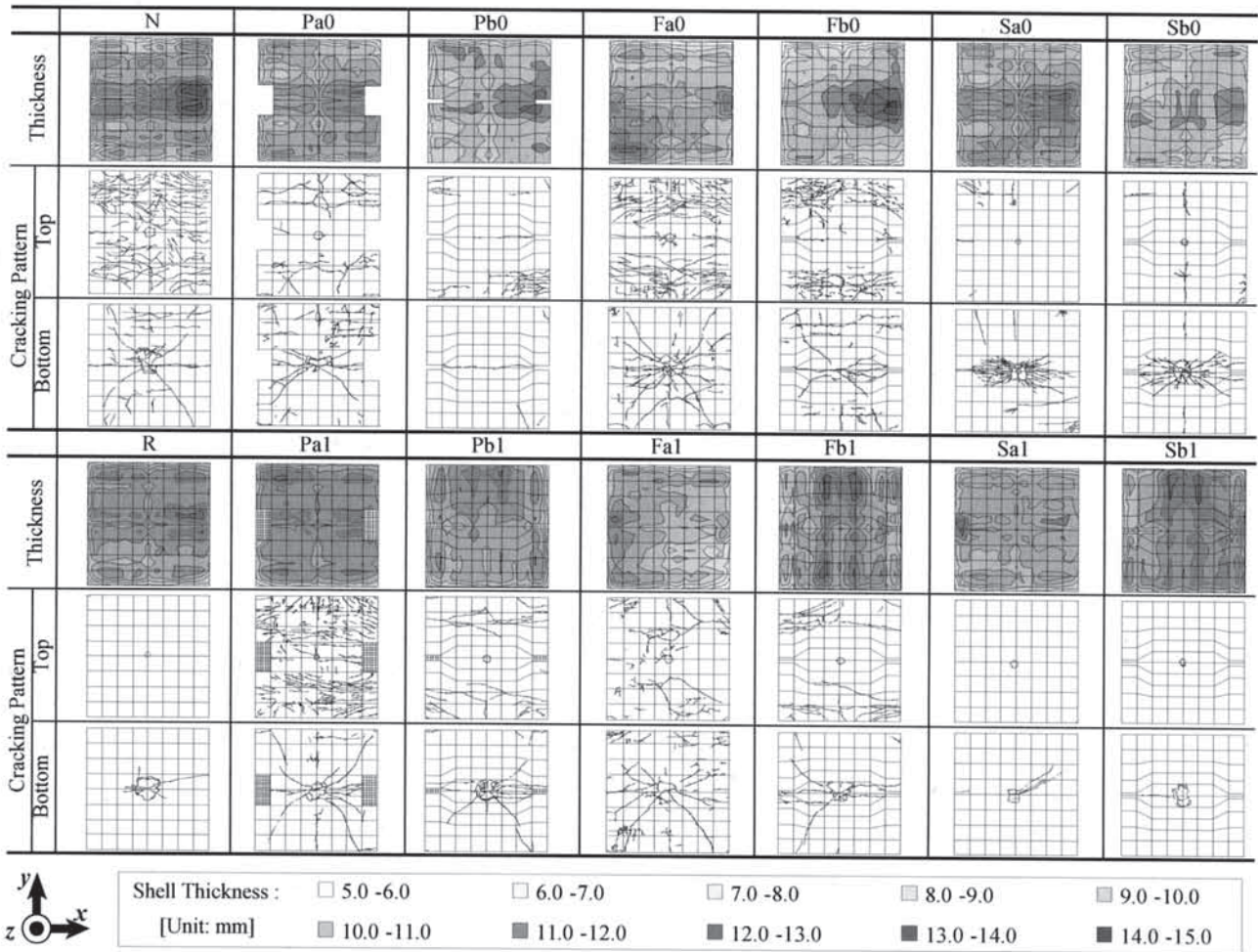


Fig.8 Cracking Pattern at Ultimate Strength

生による耐力および変位の増大が特徴的である。なお、修復部の鉄筋の有無による影響は少なく、大きな差異は認められない。

修復 S においては、いずれの供試体も修復 P・F を適用した供試体のひび割れと比較して、大幅にひび割れ範囲が減少し、シート補強によるひび割れ抑制効果が確認された。加えて、シート補強および修復 S を適用した供試体の破壊メカニズムは、いずれもシェル下面における載荷点直下の破壊モードが卓越し、修復部の鉄筋の有無による影響が顕著である。修復部に鉄筋が無い場合は、めり込み破壊が生じ、そのひび割れ形態は載荷点直下から放射状に進展する亀裂が支配的である。一方、修復部に鉄筋が有る場合は、貫通破壊が生じ、そのひび割れ形態は載荷点を中心とした同心円状のひび割れが支配的である。

上記に示した通り、シェル面にシート補強を施した場合、修復部の鉄筋の有無により、シェル中央部の載荷点直下およびその近傍におけるコンクリートの破壊性状に明確な差異が認められた。すなわち、修復部に鉄筋が無い場合のめり込み破壊および修復部に鉄筋が有る場合の貫通破壊が特徴的である。前者の主要な原因は、シェル上下面のシート補強によりシェルの変形に対する拘束力が支配的である状態において、後者と比較してシェルの変形が増大し、最終的に載荷点直下およびその近傍にお

いて曲げ変形が卓越し、シェル上面の曲げ圧縮降伏および圧縮破壊が進展した結果、当該部分にめり込み破壊が生じたものと考えられる。これに対し、後者の修復部に鉄筋が有る場合においては、前者と比較してシェルの変形能力がいっそう抑制され、当該部分において面外せん断力を主体とした面外力による破壊が卓越し、貫通破壊を招いたものと考えられる。

5. 結

修復部の鉄筋の有無および修復 P・F・S を対象として、これらが鉄筋コンクリート造円筒殻の耐力へ与える影響を実験的および数値解析的に比較検討した結果、以下の知見を得た。

- 1) 修復部の鉄筋の有無および修復 P・F・S を対象として、実験の耐力と材料定数および板厚を一定値に設定した数値解 S の耐力との整合性を確認するため、施工板厚比による耐力補正を行い、耐力整合比の RMS を用いて確認した。その結果、修復部に鉄筋が有る場合、特に、シート補強も有る場合には、シェルの面内剛性が高まり、板厚変動の影響を受けにくいという特徴が明示された。
- 2) 修復部の鉄筋がシェル耐力に及ぼす影響を検討するため、修復部に鉄筋が無い場合の耐力に対する鉄筋が有

る場合の耐力の比率を第1次修復耐力パラメータ RPS1 と定義し、数値解 S において、修復部の鉄筋によるシェル耐力の増大を4%から16%の範囲で確認した。続いて、上記の RPS1 に基づき、修復幅の相違による耐力の差を第2次修復耐力パラメータ RPS2 と定義し、数値解 S において、修復 P・F・S における修復幅と修復部の鉄筋の有無の相違が耐力に与える影響を確認した。

- 3) 数値解 D および A の RPS1 および RPS2 は各実験値との比較的良い対応が示されているものと考えられる。特に、修復 F の RPS2 における実験値の大幅な負の値は、数値解 D の値と良い整合性が認められた。
- 4) 実験における荷重点直下の荷重変位曲線は、修復 S およびシート補強を施した場合において、数値解 A と実験値との良い対応が確認され、それ以外の場合は数値解 D と実験値との良好な対応が示された。修復 S により、弾性範囲および耐力の顕著な増大が確認された。施工板厚にばらつきがみられた修復 F を除くと、修復 P および修復 S において、修復部に鉄筋の有る場合は、修復部に鉄筋の無い場合と比較して、塑性変形量の増大が顕著であることが明示された。
- 5) 修復 P・F・S ならびに修復幅および修復部における鉄筋の有無による相違がひび割れ形態に及ぼす影響を実験的に示した。シェル両面の全面にシート補強を施した場合、修復部の鉄筋の有無により、シェル中央部の荷重点直下およびその近傍におけるコンクリートの破壊性状に明確な差異が認められた。修復に鉄筋が無い場合のめり込み破壊および修復に鉄筋が有る場合の貫通破壊が特徴的であり、その原因をシェルの変形能力の相違に基づき解説し、破壊形態の相違を明らかにした。

参考文献

- 1) 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, 2008.3
- 2) 田中正史, 真下和彦, 岩下大作: 炭素繊維シートにより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.55B, pp.1-8, 2009.3
- 3) 坪井善勝: 曲面構造 シェル理論とその応用, 丸善, 1965.3
- 4) 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
- 5) H. ISLER: Generating Shell Shapes by Physical Experiments, IASS, Bulletin Vol.34, pp.53-63, 1993.4
- 6) 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, 1993.3
- 7) 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, 日本建築学会構造論文報告集, 第 429 号, pp.111-124, 1991.11
- 8) 皆川洋一: 裾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, 日本建築学会構造論文報告集, 第 463 号, pp.75-84, 1994.9
- 9) E. Dulacska: Buckling of Reinforced Concrete Shells, ASCE, pp.2381-2401, 1981.12
- 10) Scordelis, A: Nonlinear Material, Geometrical and Time-Dependent Analysis of Reinforced and Prestressed Concrete Shells, Proc. IASS, Madrid, pp.57-70, 1989.9
- 11) 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
- 12) J. G. Teng and L. Lam: 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, 2005.6
- 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, 破壊形態および振動特性—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: 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, 日本建築学会構造系論文集, 第 643 号, pp.1639-1648, 2009.9
- 16) 田中正史, 岩下大作, 真下和彦: 修復領域を持つ炭素短繊維補強コンクリート造円筒殻の耐力, 東海大学工学部紀要, Vol.49, No.1, pp.49-58, 2009.3