

論文 高圧縮軸力下における特厚コンクリート SC 杭の曲げ性能に関する研究

長尾 圭人*1・Clarissa Jasinda*1・Trevor Zhiqing Yeow*2・河野 進*3

要旨：軸力比 -0.51 (引張)~ 0.45 (圧縮)の変動軸力下において、中詰めコンクリートの有無および鋼管厚を変数とした4体の特厚コンクリート SC 杭試験体の曲げせん断実験を行い、各変数が最大耐力後の変形性能に与える影響を確認した。また、日本建築学会指針の解析モデルを用いた断面解析を行い、シェルコンクリート厚が大きくなるほど耐力実験値を計算値で除した値が大きくなることを確認した。さらに、中詰めコンクリートの有無および鋼管厚、シェルコンクリート厚を変数とした8体の SC 杭試験体の再現解析から、シェルコンクリートの材料モデルを一般化し、全ての試験体で最大耐力を誤差9%以内で捉えることができた。

キーワード：SC 杭, 中詰め補強, コンクリート厚, 鋼管厚, 曲げ性能, 軸力比, マルチスプリングモデル

1. はじめに

近年の大地震では杭頭部へ損傷が集中することにより建物全体が傾斜し、地震後の継続使用が困難となる被害が報告されている¹⁾。

杭基礎構造は、大地震時を想定した二次設計を行う法的義務がないことから、終局時挙動について十分な研究が行われてこなかった。SC 杭は、一般に鋼管径厚比 $40\sim 90$ 、シェルコンクリート径厚比 $7\sim 9$ 程度で中空の鋼管コンクリート杭である。近年になり、SC 杭は軸力比 $0.2\sim 0.35$ 程度の圧縮軸力下で最大耐力到達後に急激な耐力低下を示すこと²⁾が確認されている。そのため高軸力下において SC 杭の靱性を確保する手法として、中空部への普通コンクリートの中詰め^(例えば2), 3)や鋼管厚増大⁴⁾による補強が提案されており、これらの補強方法で SC 杭の曲げ変形性能が向上することが報告されている。

本研究では、これらの補強方法に加えて、シェルコンクリート厚 t_c の増大(シェルコンクリート径厚比 $3.5\sim 3.8$)による SC 杭の曲げ変形性能の向上効果の確認と、特厚コンクリート SC 杭においても曲げ挙動を再現できる解析モデルの作成を目的とし、 t_c の設計値を 100mm とした特厚コンクリート SC 杭試験体4体について曲げせん断実験とマルチスプリングモデル(以下、MSモデル)を用いた再現解析を行い、シェルコンクリートの材料モデルを作成する。

2. 高軸力下における特厚 SC 杭の曲げ実験

2.1 実験概要

図-1に試験体概要、表-1に試験体一覧、表-2に材料諸元値を示す。試験体は4体で杭径 D は 400mm 、シェルコンクリート厚 t_c の設計値は全て 100mm の特厚コ

ンクリートとし、遠心成形後の実測値は $103\text{mm}\sim 108\text{mm}$ であった。実験変数は鋼管厚と中詰めコンクリートの有無とし、鋼管厚 t_s は sp5 と sp6 が 6mm 、sp7 と sp8 が 12mm である。中詰めコンクリートの有無は sp5 と sp7 が中詰め無しで中空、sp6 と sp8 が中詰め有りの試験体である。せん断スパン H は 1200mm (せん断スパン比 $H/D=3.0$)とした。圧縮軸力比の算出にはシェルコンクリートと鋼管のみ、引張軸力比の算出には鋼管のみの耐力を考慮し、中詰めコンクリートの耐力は考慮しなかった。

試験体の製作は、 t_s および t_c の設計値が等しい2体(sp5 と sp6, sp7 と sp8)を1本の杭として遠心成形によるシェルコンクリートの打設を行い、その後半分に切断して片方に中詰めコンクリートを打設した(sp6 と sp8)。試験体下部は固定端となるようにコンクリートスタブ内に 800mm 埋め込み、スタブ上面から 1200mm を試験区間とした。中詰め補強の無い sp5 と sp7 についてはスタブ上面から 50mm 低い位置まで高強度モルタルを充填した。sp6 と sp8 の中詰めコンクリートの打設はスタブ上面からの高さ 1200mm の反曲点までとし、その上にはスタイ

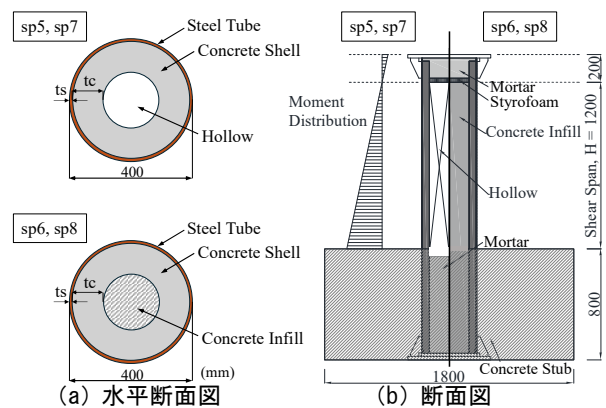


図-1 試験体概要

*1 東京科学大学大学院 環境・社会理工学院建築学系 (学生会員)

*2 東京科学大学 総合研究院 特任助教 博士(工学) (正会員)

*3 東京科学大学 総合研究院 教授 博士(工学) (正会員)

表-1 試験体一覧

Specimen	Diameter	Steel tube thickness	Concrete thickness	D / t _s	(D-2t _s) / t _c	Shear Span H [mm]	Axial Force, N [kN]			Infill material
	D [mm]	t _s [mm]	t _c [mm]				(Axial Force Ratio, η)			
						(H/D)	R = 0%	R = +0.5%	R = -0.5%	
sp5	401	6	104	66.4	3.75	1200 (3.0)	3044 (0.22)	6240 (0.45)	-1666 (-0.51)	-
sp6	401	6	103	66.4	3.77	1200 (3.0)				Concrete
sp7	401	12	107	33.5	3.52	1200 (3.0)				-
sp8	401	12	108	33.5	3.50	1200 (3.0)	3656 (0.22)	7497 (0.45)	-3150 (-0.51)	Concrete

Axial Force Ratio, η : (=N/N₀), Under compressive axial force : N₀=A_cσ_B+A_sf_y, Under tensile axial force : N₀=A_sf_y,

A_c : Area of concrete shell, σ_B : Compressive strength of concrete shell, A_s : Area of steel tube, f_y : Yield strength of steel tube

表-2 材料諸元値

Specimen	Concrete shell			Concrete infill			Steel tube		
	Compressive Strength	Young's Modulus	Compressive Strain at σ _B	Compressive Strength	Young's Modulus	Compressive Strain at σ _B	Yield Strength	Young's Modulus	Yield Strain
	σ _B [MPa]	E _c [GPa]	ε _B [%]	σ _B [MPa]	E _{ic} [GPa]	ε _{ib} [%]	f _y [MPa]	E _s [GPa]	ε _y [%]
sp5	114.3	46.6	0.280	-	-	-	448	198	0.227
sp6	114.3	46.6	0.280	29.1	25.0	0.249	448	198	0.227
sp7	114.9	45.2	0.267	-	-	-	430	198	0.217
sp8	114.9	45.2	0.267	29.1	25.0	0.249	430	198	0.217

ロフォームを詰めて中詰めコンクリートが圧縮軸力を直接負担しないようにした。

図-2 に載荷装置および計測装置概要を示す。試験体はスタブに設置した PC 鋼棒にプレストレス力を与えて固定した。載荷は片持ち形式で変位制御の正負交番繰り返し載荷とし、軸力保持が不能または載荷装置のストロークが限界となった時点で試験終了とし、目標部材角 R が ±0.25%, ±0.50%, ±0.75%, ±1.00%, ±1.50%, ±2.00%, ±3.00% において 2 回ずつ繰り返し、その後正加力 1 方向載荷とした。なお部材角 R は反曲点高さの水平変位をせん断スパン H=1200mm で除した値とした。水平力と鉛直力は載荷梁を介して試験体に与え、反曲点が H/D=3.0 の位置になるように 2 台の鉛直ジャッキの力を制御した。

図-2 (a) に示すように導入軸力は部材角 R により制御する変動軸力とし、R=±0.50% まで直線で変動させ、その後一定とした。

水平力および軸力はジャッキに取り付けたロードセルにより計測した。変位は変位計により試験体両側面および載荷梁下端において鉛直変位を、反曲点位置において水平変位を計測し、鉛直ひずみは試験体側面の鋼管外縁部に取り付けたひずみゲージにより計測した。

2.2 実験結果

2.2.1 曲げモーメントと部材角の関係

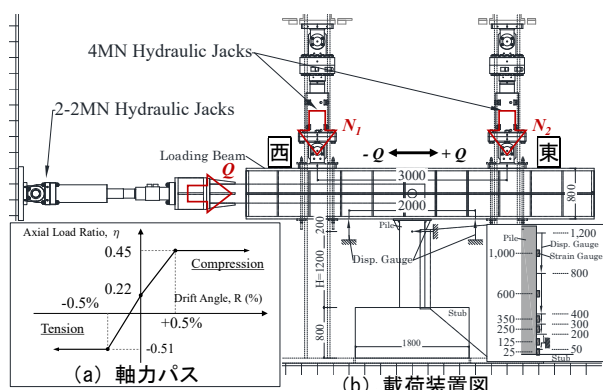


図-2 載荷装置および計測装置概要

図-3 に実験結果の曲げモーメントと部材角の関係、表-3 に正載荷側について最大耐力時と鋼管降伏時の曲げモーメントおよび部材角の一覧を示す。図-3 には 3 章で後述する MS モデルによる解析結果を併せて示す。なお曲げモーメントの算出には P-Δ 効果による付加曲げモーメントを考慮した。

図-3 および表-3 より、いずれの試験体も R=+0.41~+0.48% で東側鋼管が圧縮降伏、R=-0.49~-0.51% で東側鋼管が引張降伏した。sp5 は R=+1.48% で最大耐力に到達した後、急激な耐力低下を示し、R=+2.0% の 2 回目サイクル除荷時に危険断面付近の鋼管座屈が進行して軸力保持が困難となったため載荷終了とした。sp6~sp8 は表-3 に示す部材角時に最大耐力に到達した後、急激な耐力低下は示さずに R=+4.0% 以降まで軸力保持性能が確認でき、載荷装置のストロークの限界となった時点で載荷終了とした。引張軸力下の負載荷側は、sp5 は R=-2.0% まで、sp6~sp8 は R=-3.0% まで耐力が上昇し続け、ピークは確認されなかった。

表-3 より、sp7 と sp8 の最大耐力を比較すると、中詰めコンクリートによって最大耐力は 112kN・m (10%) 上昇したが、sp5 と sp6 の最大耐力を比較すると中詰め補強をした sp6 の方が 62kN・m (6%) ほど最大耐力が小さくなった。これは、シェルコンクリート厚が大きいことで中空部（中詰めコンクリート部）が小さくなり、中詰めによる耐力上昇効果よりも試験体ごとの耐力のばらつきの影響の方が大きく出たためと考えられる。一方で軸力保持性能に関しては、中詰め無しの sp5 は R=+2.0% サイクル時に鋼管が大きく座屈し軸力保持性能を失ったのに対して、sp6 は R=+4.0% まで軸力を保持したことから、シェルコンクリート厚が大きく中空部が小さい SC 杭についても、中詰め補強による鋼管の座屈抑制効果や軸力保持性能の向上効果は期待できると考えられる。鋼管厚増大については、sp5 と sp7 を比較すると 103 kN・m

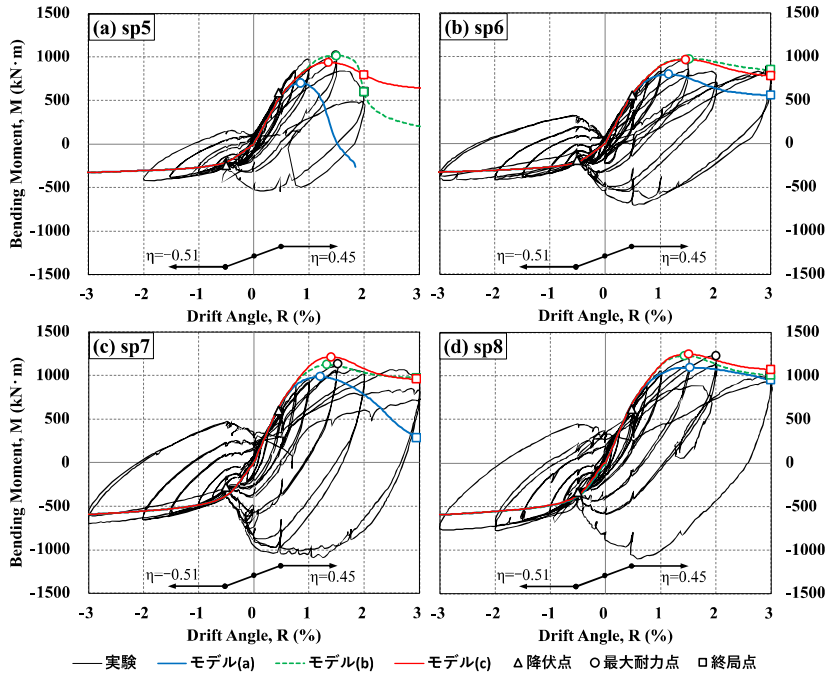


図-3 曲げモーメントと部材角の関係

(10%)の最大耐力上昇とピーク後の急激な耐力低下を抑える効果が確認できた。また、sp6とsp8についても鋼管厚増大によって277 kN・m (29%)の最大耐力上昇効果が確認できた。

2.2.2 軸方向変形

図-4に軸方向変形と部材角の関係を示す。軸方向変形はスタブ上面から反曲点高さ(H=1200mm)までの区間の軸方向の伸びで、試験体東西側面の変位計で計測した。図-4には各目標部材角の1回目到達時の軸方向変形の値を示した。R=-2.0%からR=+3.0%では全ての試験体で軸方向変形に大きな違いは見られなかった。sp6~sp8についてはR=+4.0%以降で違いが見られ、 $t_s=6mm$ で中詰め有りのsp6より $t_s=12mm$ で中詰め無しのsp7の方が軸縮みが進行した。また、 $t_s=12mm$ で中詰め有りのsp8はsp6よりも軸縮みが抑えられた。このことから、鋼管厚増大と中詰め補強ではいずれも大変形時の軸縮みを抑制する効果があり、特に中詰め補強の方がその効果が高い可能性がある。

2.2.3 曲率分布

図-5にsp7の正載荷時の曲率分布を示す。曲率は試験体東西側面のひずみゲージで計測したひずみの傾きか

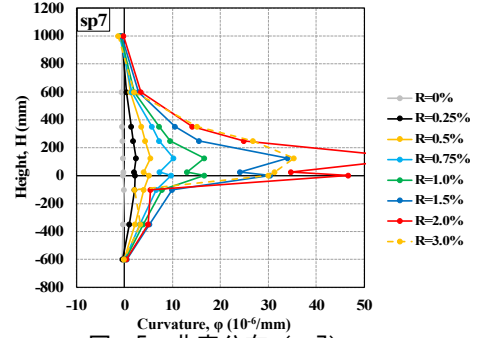


図-5 曲率分布 (sp7)

表-3 実験結果一覧

	sp5	sp6	sp7	sp8
R_y (%)	0.46	0.48	0.41	0.47
M_y (kN・m)	601	558	569	624
R_{max} (%)	1.48	1.48	1.50	1.93
M_{max} (kN・m)	1027	965	1130	1242

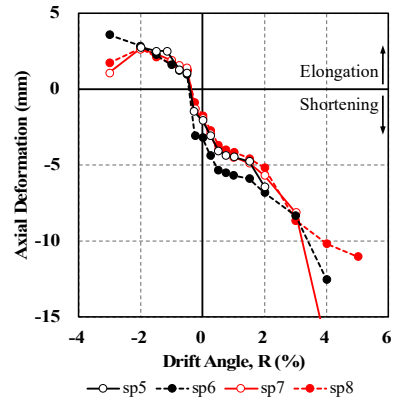


図-4 軸方向変形

ら求めた。スタブ上面から高さH=600mmまでに変形が集中しており、R=+2.0%までH=0~600mmの各点のひずみが増大し続けた。また、スタブ内でもH=350mmまで変形していることが確認できた。他の試験体でも同様の傾向が見られた。

2.2.4 損傷状況

写真-1にsp7の載荷終了時(R=+5.0%)の損傷状況を示す。試験体にはH=0~400mm区間に高さ100mmごとに白グリッド線、東側危険断面付近のH=0~100mm区間に高さ10mmごとに白水平線を描いている。sp7はR=+2.0%の1回目サイクル時から東側危険断面付近で鋼管の膨らみが顕著になったことを目視で確認しており、載荷終了時にはH=0~150mm程度で座屈していること、H=70~80mm程度で座屈高さが最も高かったことが確認できた。他の試験体でも同様に東側危険断面付近で座屈が見られた。

2.3 AIJ 指針モデルを用いた断面解析

2.3.1 解析概要

sp5~sp8と既往実験⁴⁾のsp1~sp4について、日本建築学会の基礎部材の強度と変形性能⁵⁾(以下、AIJ指針)の材料モデルを用いた断面解析結果と実験結果の比較を行

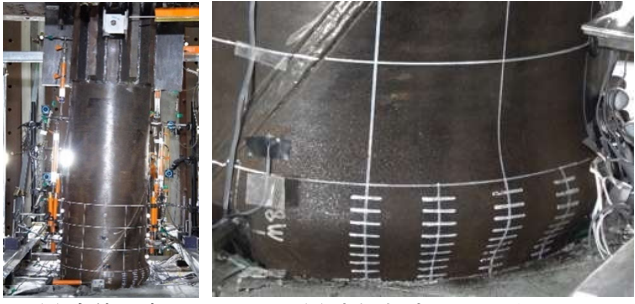


写真-1 損傷状況 (sp7)

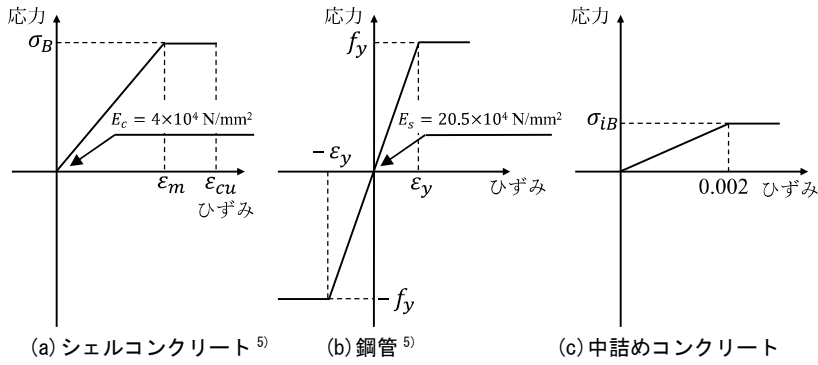


図-6 断面解析に用いた応力-ひずみ関係

った。sp1~sp4 は sp5~sp8 と同様に鋼管厚と中詰めコンクリートの有無をパラメータとしたSC杭試験体であり、シェルコンクリート厚 t_c の設計値は全て 50mm である。図-6 に断面解析に用いた応力-ひずみ関係を示す。ここでは、AIJ 指針に示される図-6 (a), (b) のシェルコンクリートと鋼管のバイリニアモデルに加えて、指針には明記されていない中詰めコンクリートの応力-ひずみ関係を図-6 (c) のように設定した。AIJ 指針では、3 章と異なり拘束効果は考慮していない。正側荷側の最大耐力と比較するため、断面解析における軸力比は実験と同じ $\eta = 0.45$ とした。

2.3.2 解析結果

表-4 に正側荷側について実験の最大耐力 M_{exp} と AIJ 指針モデルの断面解析による最大耐力（安全限界曲げモーメント M_{u0} ）の比較を示す。断面解析の最大耐力はシェルコンクリート圧縮線のひずみが限界ひずみ $\epsilon_{cu} = 0.003$ に達した時点の曲げモーメントとした。

図-7 に M_{exp}/M_{u0} の値と鋼管径厚比およびシェルコンクリート径厚比の関係を示す。 M_{exp}/M_{u0} の値はシェルコンクリート径厚比と強い相関が見られ、シェルコンクリート径厚比が小さくなるほど M_{exp}/M_{u0} の値が大きくなった。

3. マルチスプリングモデルを用いた再現解析

3.1 再現解析概要

2.3 節で対象とした sp1~sp8 について、MS モデルを用いた再現解析を行った。

図-8 に解析モデルの概要、図-9 に解析に用いた材料モデルを示す。本研究では文献 6), 7) の解析モデルを引用した。杭体は弾性線材に置換し、危険断面位置側の端部は MS モデルとした。MS モデルの塑性ヒンジ長さ l_p は高軸力下で行われた文献 7) と同様に 600mm (1.5D) とした。断面は円周方向に 72 分割、半径方向に鋼管は 6 分割、シェルコンクリートは 30 分割、中詰めコンクリートは 20 分割とした。せん断変形は弾性と仮定し、コンクリートおよび鋼管のポアソン比はそれぞれ 0.3, 0.2 とした。解析には弾塑性骨組解析プログラム SNAP ver.8⁸⁾を用い

表-4 断面解析結果一覧

Specimen	M_{exp} (kN·m)	M_{u0} (kN·m)	M_{exp}/M_{u0} (-)
sp1	442	482	0.92
sp2	616	546	1.13
sp3	915	717	1.27
sp4	988	835	1.18
sp5	1022	598	1.71
sp6	968	626	1.55
sp7	1130	771	1.47
sp8	1235	799	1.55

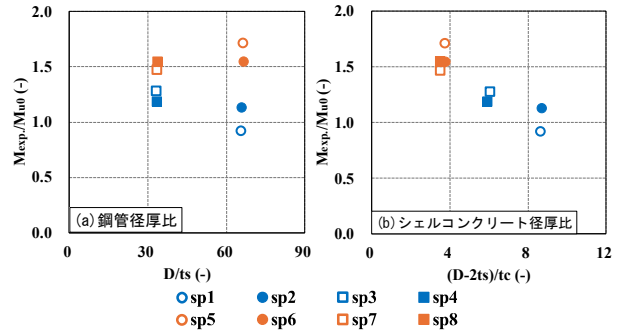


図-7 実験結果と断面解析結果の比較

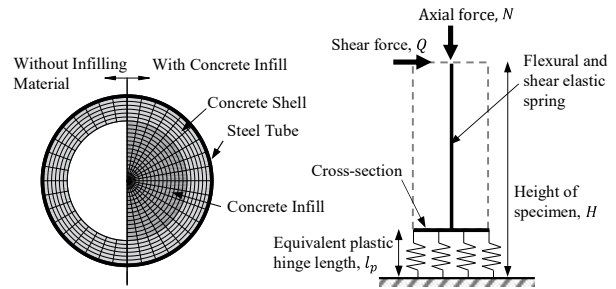


図-8 解析モデル

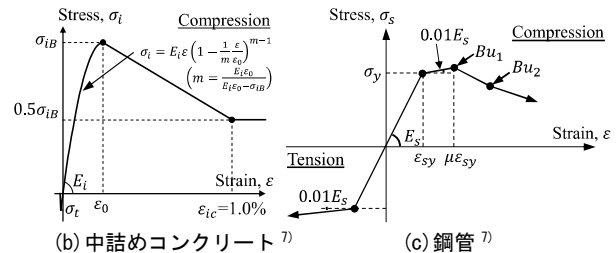
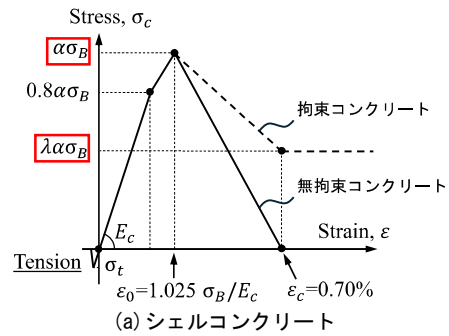


図-9 材料モデル

た。解析は単調漸増載荷を行い、正側は軸力比 0.45、負側は軸力比-0.51 の一定軸力とした。

鋼管の材料モデル (図-9 (c)) は、文献 7) の降伏後の剛性を初期剛性 E_s の 0.01 倍とするモデルであり、sp5~

sp8 の μ の値はそれぞれ 13.6, 17.3, 21.8, 25.8 である。中詰めコンクリートの材料モデル (図-9 (b)) は、文献 7) を引用し、最大圧縮強度 σ_{IB} までは指数曲線のスケルトンカーブとし、圧縮応力度 $0.5\sigma_{IB}$ 、圧縮ひずみ $\varepsilon_{ic} = 1.0\%$ まで直線で下降する構成則とした。

シェルコンクリートの材料モデル (図-9 (a)) は、耐力低下を考慮したトリリニア型の応力-ひずみ関係で、最大圧縮応力到達後は応力が一定となる点(圧縮限界点)まで直線で下降する構成則とする。図-9 (a) 中の変数 α 、 λ 、 ε_c は、江崎らの文献 7) のモデル (以下、モデル(a))、実験の最大耐力と包絡線を再現した最適化モデル(b)、モデル(b)の最適値に基づき一般化したモデル(c)の 3 ケースとした。以下にそれぞれのケースについて、 α 、 λ 、 ε_c の各値と解析結果を示す。

3.2 モデル(a)

江崎らは文献 7) において、シェルコンクリート材料モデルの圧縮限界点のひずみと応力を鋼管厚と中詰めコンクリートの有無によって場合分けしている。圧縮限界点のひずみ ε_c は $t_s = 6 \text{ mm}$ の場合は 0.7% 、 $t_s = 12 \text{ mm}$ の場合は 1.2% 、圧縮限界点の応力は中詰め無しの場合は $0 (\lambda=0)$ 、中詰め有りの場合は $0.5\sigma_B (\lambda=0.5)$ であり、材料モデルの最大圧縮応力は材料試験結果の最大圧縮強度 $\sigma_B (\alpha=1)$ とした。その結果、sp1, sp2, sp3 の実験と解析の最大耐力の比 M_{exp}/M_{ana} はそれぞれ 0.84, 0.96, 1.03 であった。

モデル(a)を sp5~sp8 に適応した場合の解析結果を図-3 に青実線で示す。 M_{exp}/M_{ana} は sp5 から順にそれぞれ 1.46, 1.22, 1.15, 1.13 となり、解析は実験を過小評価する結果となった。このことからモデル(a)では、図-7 (b) で示した AIJ 指針の断面解析モデルと同様に、シェルコンクリート厚増大による最大耐力上昇を十分に再現できなかった。

3.3 モデル(b)

モデル(a)では再現できなかった sp5~sp8 について、シェルコンクリートモデルの修正を行った。モデル(a)では最大耐力について最大 46% の誤差があり、圧縮限界点の応力(λ)やひずみ(ε_c)を変化させるだけでは実験の最大耐力を捉えられない。そこでモデル(b)では図-9 (a) のように材料モデルの最大圧縮応力を材料試験結果の最大圧縮

強度 σ_B の α 倍とし、 α と λ を同時に最適化することで実験結果を再現した。実験の最大耐力と包絡線を再現するため、部材角 $R=3.0\%$ に到達した点 (sp5 は $R=2.0\%$ に到達した点) を終局点とし、 α と λ を 0.01 刻みで変化させ、実験と解析の最大耐力および終局点の耐力の誤差の絶対値合計が最も小さくなるように α と λ を小数点第 2 位まで決めた。このとき、圧縮限界点のひずみ ε_c は変化させず全ての試験体で 0.7% とした。

モデル(b)を用いた解析結果を図-3 に緑破線で示す。全試験体で最大耐力と終局点の耐力をいずれも誤差 1% 以内で再現でき、実験の包絡線を精度よく捉えられた。

3.4 モデル(c)

シェルコンクリートの材料モデルを一般化するために、3.3 節の解析を既往実験 4) の sp1~sp4 についても同様に行った。

sp1~sp8 について、最適化した α とシェルコンクリート径厚比の関係を図-10 (a) に示す。シェルコンクリート径厚比が小さくなるほど α が大きくなる傾向が見られた。

モデル(b)の λ についてはシェルコンクリート径厚比が小さくなるほど λ が大きくなる傾向と、中詰め補強をすると λ が大きくなる傾向が見られた。このことから、一般化モデルではシェルコンクリート径厚比が小さくなる場合と中詰め有りの場合に λ を大きくするべきだと考えられる。しかし、径厚比と中詰めの有無を変数とするとモデルが複雑になりすぎることや、モデル(a)のように中詰めコンクリートの断面積や材質 (ヤング係数) によらず中詰めの有無によって一律に λ を増加させることは不適切であることが考えられる。そこで中詰めコンクリートを弾性係数比 (E_c/E_{ic}) を用いてシェルコンクリートに

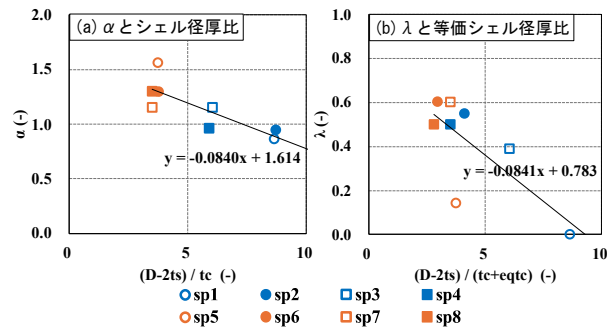


図-10 モデル(b)における α と λ の最適値

表-5 等価シェルコンクリート径厚比の算出

試験体	杭径 D [mm]	鋼管厚 ts [mm]	シェル厚 tc [mm]	鋼管 径厚比 D / ts	シェル 径厚比 (D-2ts) / tc	ヤング係数			断面積			等価シェル面積 (シェル+中詰め) Ac+eqAc [mm ²]	等価シェル厚 (シェル+中詰め) tc+eqtc [mm]	等価シェル径厚比 (シェル+中詰め) (D-2ts) / (tc+eqtc)
						鋼管 Es [MPa]	シェル Ec [MPa]	中詰め Eci [MPa]	鋼管 As [mm ²]	シェル Ac [mm ²]	中詰め Aci [mm ²]			
sp1	400.6	6.1	44.9	65.7	8.7	197700	45308	-	7559	48423	-	48423	44.9	8.7
sp2	400.6	6.1	44.6	65.7	8.7	197700	45308	25191	7559	48188	70262	87254	94.5	4.1
sp3	400.6	12.1	62.2	33.2	6.1	197900	45733	-	14733	61395	-	61395	62.2	6.1
sp4	400.6	12.1	63.6	33.2	5.9	197900	45733	26276	14733	62478	48830	90534	106.9	3.5
sp5	400.6	6.0	103.7	66.4	3.7	197700	46618	-	7475	92806	-	92806	103.7	3.7
sp6	400.6	6.0	103.1	66.4	3.8	197700	46618	25032	7475	92449	26118	106473	132.2	2.9
sp7	400.7	12.0	107.0	33.5	3.5	197900	45232	-	14616	90680	-	90680	107.0	3.5
sp8	400.7	12.0	107.7	33.5	3.5	197900	45232	25032	14616	90998	20458	102320	134.4	2.8

表-6 モデル(c)での解析結果一覧

Specimen		sp1	sp2	sp3	sp4	sp5	sp6	sp7	sp8
α		0.89	0.88	1.11	1.12	1.30	1.30	1.32	1.32
λ		0.05	0.44	0.27	0.49	0.47	0.54	0.49	0.55
Maximum capacity	$M_{exp.}$ (kN·m)	442	616	915	988	1022	968	1130	1235
	$M_{ana.}$ (kN·m)	456	571	873	1063	939	963	1213	1251
	$(M_{exp.})/(M_{ana.})$ (-)	0.97	1.08	1.05	0.93	1.09	1.01	0.93	0.99
Drift Angle at Maximum capacity	$R_{exp.}$ (%)	0.75	1.26	1.01	3.71	1.48	1.48	1.52	2.00
	$R_{ana.}$ (%)	0.68	1.05	1.00	1.25	1.35	1.45	1.40	1.50
	$(R_{exp.})/(R_{ana.})$ (-)	1.11	1.20	1.01	2.97	1.10	1.02	1.09	1.33

置き換え、中詰めによる影響を考慮した等価シェルコンクリート厚（径厚比）を、 λ を決定する変数とする。表-5 に等価シェルコンクリート径厚比 $(D-2t_s)/(t_c+eqt_c)$ を示す。モデル(b)における λ と等価シェルコンクリート径厚比の関係は図-10 (b)のようになり、等価径厚比が小さくなるほど λ が大きくなる傾向が見られた。

図-10 の α とシェルコンクリート径厚比、 λ と等価シェルコンクリート径厚比を直線近似すると式(1), (2)のようになる。ただし、式(1), (2)とも $3.0 \leq (D-2t_s)/t_c \leq 8.0$ を当面の適用範囲とする。

$$\alpha = -0.0840 \cdot \frac{D - 2t_s}{t_c} + 1.614 \quad (1)$$

$$\lambda = -0.0841 \cdot \frac{D - 2t_s}{t_c + eqt_c} + 0.783 \quad (2)$$

sp1～sp8 について、提案式(1), (2)を用いて算出した α と λ の値と、これらの値を用いた場合の解析結果を表-6, M-R 関係を図-3 に赤実線で示す。表-6 より、式(1)で α はシェルコンクリートが厚い sp5～sp8 では $\alpha=1.30 \sim 1.32$ と圧縮強度を割り増し、シェルコンクリートが特に薄い sp1, sp2 では $\alpha=0.88 \sim 0.89$ と圧縮強度を低減する係数となっている。つまり、シェルコンクリートが厚い場合の拘束効果と、薄い場合に圧縮強度到達前に圧壊する不安定性の2因子が α に影響する。その結果、全試験体で最大耐力を誤差 9%以内、うち 5 体については最大耐力時の部材角を誤差 11%以内で再現することができた。モデル(a)と比較すると、式(1)の α によって材料モデルの最大圧縮応力を低減した sp1, 増大した sp5～sp8 は特に最大耐力評価の精度が向上した。また、最大耐力後の耐力低下挙動も概ね再現することができた。

引張軸力下の負荷荷側については、モデル(a)～(c)で変化は見られず、実験より耐力が小さかった。

4. 結論

本研究では軸力比-0.51(引張)～0.45(圧縮)の変動軸力下において、4 体の特厚コンクリート SC 杭試験体の曲げせん断実験結果およびマルチスプリングモデルを用いた数値解析結果を示した。以下に得られた知見を示す。

- 軸力比 0.45 の高圧縮軸力下において、シェルコンクリート厚が大きくなるほど実験の最大耐力 $M_{exp.}$

と AIJ 指針の安全限界曲げモーメント M_{u0} の比 $M_{exp.}/M_{u0}$ が大きくなることを確認した。

- シェルコンクリートの S-S 関係を最適化した結果から、数値解析におけるシェルコンクリートの材料モデルを、径厚比および中詰めの影響を考慮した等価径厚比をパラメータとして一般化することで、全試験体で最大耐力を誤差 9%以内で捉えることができた。

謝辞

本研究は、コンクリートパイル・ポール協会 (COPITA) の補助を受け実施しました。ここに謝意を表します。

参考文献

- 日本建築学会東北支部：2011 年東日本大震災災害調査報告, pp.38-43, 2013.5
- 長澤和彦, 木谷好伸, 後庵満丸：既製コンクリート杭の曲げ変形性能に関する研究 その 1 SC 杭の曲げせん断実験概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造- I, pp.757-758, 2016.7
- 池寄大輔 ほか：外殻鋼管付きコンクリート杭の履歴復元力特性, 日本建築学会構造系論文集, 第 86 巻, 第 790 号, pp.1622-1633, 2021.12
- 長尾圭人, Clarissa Jasinda, 河野進, 山路麻未：高軸力下における SC 杭の曲げ性能特性に関する研究(その① 曲げせん断実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 I, pp.349-350, 2024.8
- 日本建築学会：基礎部材の強度と変形性能, 2022.3
- 小原拓, 河野進, 浅井陽一, 木谷好伸, 後庵満丸：終局時における SC 杭の変形性能に着目した解析的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 86 巻, 第 779 号, pp.117-126, 2021.1
- 江崎宏哉, 河野進, Clarissa Jasinda, 長尾圭人：高圧縮軸力下における SC 杭の曲げ変形性能に関する研究, コンクリート工学年次論文集, pp.409-414, Vol.46, No.2, 2024.7
- 構造システム：SNAP ver.8 テクニカルマニュアル, 第 6 版, 2022.3