

論文 支圧荷重を受けるコンファインドコンクリートの多軸効果成分およびせん断抵抗成分に関する基礎的研究

関 俊力*1・山田 和夫*2

要旨：本研究では、支圧荷重を受けるコンファインドコンクリートの荷重一軸変位関係を多軸効果成分とせん断抵抗成分とに分類した場合の取扱い方法について、実験的および解析的な観点から総合的に検討を行った。その結果、支圧強度に及ぼす支圧径および支圧部側面のせん断抵抗の影響は、母材強度および鋼管・かぶり部による横拘束が大きいほど著しいこと、最大耐力時のせん断抵抗成分は、一般的に横拘束圧が大きいほど増大すること、支圧荷重の降下領域を含めて、同一軸変位時の荷重は、鋼管・かぶり部の横拘束による荷重成分と支圧部側面でのせん断抵抗による荷重成分との和として評価できること、などが明らかとなった。

キーワード：コンファインドコンクリート、鋼管、支圧強度、荷重一軸変位関係、多軸効果、せん断抵抗

1. はじめに

筆者らは、従来から鋼管形式による杭頭半剛接工法の確立を目的とした一連の基礎的研究^{1)~4)}を行っており、先に杭頭半剛接接合部の圧縮耐力は、断面を减小させた鋼管部の支圧により杭本体が割り裂かれることによって決まる場合が多く、杭頭半剛接工法を確立するためには、杭頭部の支圧特性の向上を図ることが重要であることを指摘した。また、前報⁵⁾では、コンファインドコンクリートの支圧荷重時の荷重一軸変位関係をかぶり部コンクリートおよび鋼管・帯筋による多軸効果成分と支圧部側面のせん断抵抗成分とに分類した場合の解析的な取扱い方法、並びにその妥当性について検討を行った。本研究では、引き続き、支圧荷重を受けるコンファインドコンクリートの破壊挙動を解明するための基礎的研究として、せん断抵抗成分の有無を実験要因とした支圧実験を行い、支圧荷重を受けるコンファインドコンクリートの荷重一軸変位関係と多軸効果成分およびせん断抵抗成分との関係を検討するとともに、前報⁵⁾で提案したエンドクロニック理論⁶⁾を用いた解析手法の適用性を解析的に検討した。なお、本実験では、従来の実験と同様に1/10スケールモデルの1軸支圧特性に及ぼす幾何学的非均質性 (D/d ：試験体寸法と粗骨材寸法との比) の影響を取り除くために、粗骨材を含まないモルタルを使用した。

2. 実験方法

2.1 試験体

本実験では、表-1および図-1に示すように、何れの試験体も外形 (D) ×高さ (h) が $\phi 150 \times 300$ mm の円柱体を使用し、実験要因としては、支圧径 ($B=50, 75, 100$ および 145 mm の4種類 (図-1の平面図の◎部))、横拘束比 ($P_w=0.0\%$ のプレーンモルタルと $P_w=2.13\%$ に設定した鋼管

表-1 実験の概要

試験体記号	W/C (%)	試験体外寸法		加力条件		鋼管詳細	
		直径 D (mm)	高さ H (mm)	支圧径 B (mm)	支圧側面付着	肉厚 T (mm)	横補強比 P_w (%)
BC40-P-B145	40	150	300	145	有り	—	—
BC40-P-B100	40	150	300	100	有り	—	—
BC40-P-B075	40	150	300	75	有り	—	—
BC40-P-B050	40	150	300	50	有り	—	—
BC40-C-B100	40	150	300	100	無し	—	—
BC40-C-B075	40	150	300	75	無し	—	—
BC40-C-B050	40	150	300	50	無し	—	—
BC90-P-B145	90	150	300	145	有り	—	—
BC90-P-B100	90	150	300	100	有り	—	—
BC90-P-B075	90	150	300	75	有り	—	—
BC90-P-B050	90	150	300	50	有り	—	—
BC90-C-B100	90	150	300	100	無し	—	—
BC90-C-B075	90	150	300	75	無し	—	—
BC90-C-B050	90	150	300	50	無し	—	—
BS40-P-B145	40	150	300	145	有り	1.6	2.13
BS40-P-B100	40	150	300	100	有り	1.6	2.13
BS40-P-B075	40	150	300	75	有り	1.6	2.13
BS40-P-B050	40	150	300	50	有り	1.6	2.13
BS40-C-B100	40	150	300	100	無し	1.6	2.13
BS40-C-B075	40	150	300	75	無し	1.6	2.13
BS40-C-B050	40	150	300	50	無し	1.6	2.13
BS90-P-B145	90	150	300	145	有り	1.6	2.13
BS90-P-B100	90	150	300	100	有り	1.6	2.13
BS90-P-B075	90	150	300	75	有り	1.6	2.13
BS90-P-B050	90	150	300	50	有り	1.6	2.13
BS90-C-B100	90	150	300	100	無し	1.6	2.13
BS90-C-B075	90	150	300	75	無し	1.6	2.13
BS90-C-B050	90	150	300	50	無し	1.6	2.13

(ストレート継ぎ目溶接された外径150mmの鋼管で、公称肉厚 (T) が1.6mm) モルタルの2種類)、水セメント比 ($W/C=40$ および 90% の2種類)、並びに支圧部側面のせん断抵抗 (有りおよび無しの2種類)、を取り上げた。

2.2 試験体の作製および養生方法

試験体の作製に際しては、目標フロー値を 200 ± 10 に設定し、普通ポルトランドセメント、多治見産の山砂 (最大寸法：2.5mm、表乾密度：2.60g/cm³) を使用して試し練りにより調合を決定した。本実験で用いたモルタルの標準調合表を表-2に示す。モルタルの打設は、何れも ϕ

*1 愛知工業大学大学院 工学研究科生産・建設工学専攻 修士(工学) (正会員)

*2 愛知工業大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

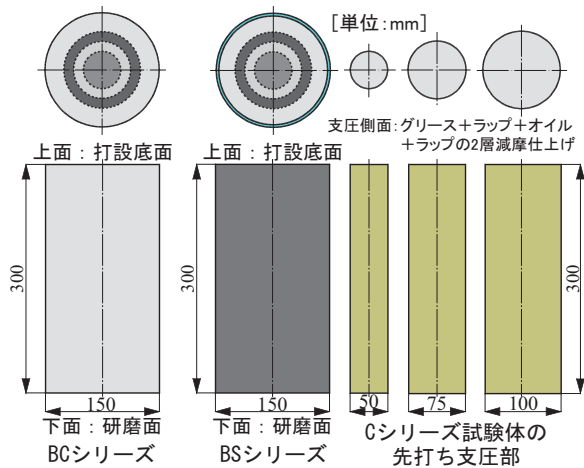


図-1 試験体の形状・寸法

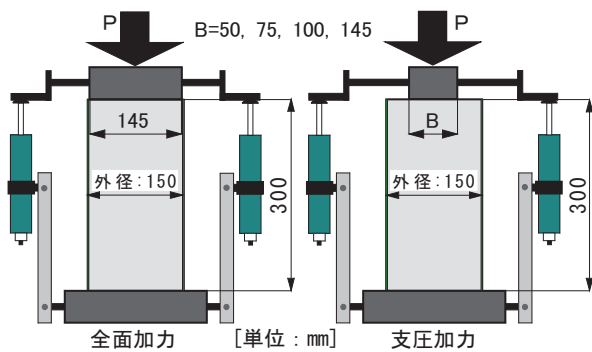


図-2 試験体の加力および軸変位の測定要領

150×300mmの鋼製型枠に2層に分けて行い、棒状パイププレートを使用して締固めを十分に行った。なお、支圧部側面のせん断抵抗を無しに設定した試験体については、予め図-1の右側に示す支圧部円柱体（材齢6日）を作製し、円柱体側面を『グリース塗布+ラップ巻付け+オイル塗布+ラップ巻付け』することによって減摩処理した後に型枠の中心位置に両面テープで固定し、かぶり部モルタルの打設を行った。一方、鋼管モルタルについては、打設前に鋼製型枠内に設置した鋼管の内面にグリースを薄く塗布してモルタルとの界面の摩擦が極力小さくなるように設定した。試験体は、材齢5日で脱型した後7日目に研磨を行い、その後、実験実施まで実験室内でシート養生を行った。実験時の材齢は124日（減摩処理した支圧部円柱体の材齢：130日）であった。また、使用モルタルの力学的性質を調べるためにモルタル打設時にφ100×200mmの円柱供試体を同時に作製し、材齢28日（標準水中養生）、実験直後（封緘養生）の時点で圧縮および引張強度試験を行った。本実験で用いたモルタルおよび鋼管に関する材料試験結果を表-3に示す。ただし、表-3(c)中の解放ひずみ度は、幅50mmの鋼管に1対のひずみゲージ（ゲージ長5mm）を円周方向に貼付した後に鋼管を材軸方向に切断して測定した鋼管の解放ひずみ度であり、本実験では 125×10^{-6} （元応力=25.8MPa）であった。

表-2 標準調査表

W/C (%)	S/C	単位量 (kg/m ³)			目標フロー値
		セメント	水	細骨材	
40	1.25	835	334	1,044	200±10
90	4.50	339	305	1,527	

表-3 材料試験結果

(a) モルタル(材齢28日)

W/C (%)	養生方法	密度 (g/cm ³)	強度試験結果		ヤング係数 (GPa)	ポアソン比
			引張 (MPa)	圧縮 (MPa)		
40	水中	2.19	3.82	57.2	-	-
90	水中	2.11	1.98	15.6	-	-

(b) モルタル(材齢124日(支圧実験時))

W/C (%)	養生方法	密度 (g/cm ³)	強度試験結果		ヤング係数 (GPa)	ポアソン比
			引張 (MPa)	圧縮 (MPa)		
40	封緘	2.16	4.67	63.7	31.6	0.22
90	封緘	2.06	2.17	19.7	22.0	0.20

(c) 鋼管

肉厚 (mm)	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	ヤング係数 (GPa)	ポアソン比	伸び率 (%)	解放ひずみ度
1.6	324.9	481.9	206.5	0.30*	33.4	124.7

[注]*: 解析に用いた値で、仮定値であることを示す。

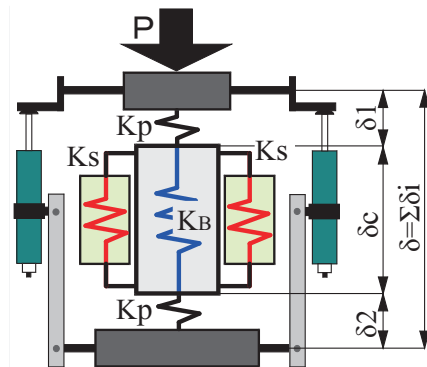


図-3 解析モデル

2.3 加力および測定方法

加力要領を図-2に示す。本実験では、杭頭半剛接合モデル試験体の1軸支圧加力に際して容量2,000kNの耐圧試験機を使用し、毎分約1.0mmの載荷スピードで単調漸増1軸支圧荷重を行って荷重-軸変位関係の測定および破壊状況を目視で観察するとともにデジタルカメラを用いて撮影・記録した。なお、1軸支圧荷重中の試験体の軸変位（載荷板間変位(前掲の図-2参照)）の計測には、ストローク50mmの高感度ひずみゲージ式変位計を使用した。

3. 解析方法

本研究で採用した解析モデルの概要を図-3に示す。本解析モデルでは、試験体端面と載荷板間との界面の凹凸の影響を線形バネ（バネ剛性： Kp ）でモデル化し、支圧荷重を受けるコンファインドモルタルの変形特性を多軸効果成分とせん断抵抗性成分を反映した非線形バネ（バネ剛性：それぞれ KB および Ks ）でモデル化した。

表-4 実験結果一覧

シリーズ名	種類	W/C (%)	試験体高さH (mm)	支圧径 B (mm)	支圧耐力		最大軸変位		支圧強度		せん断抵抗成分 (N/mm ²)
					pPc (kN)	cPc (kN)	pδc (mm)	cδc (mm)	pF _B (N/mm ²)	cF _B (N/mm ²)	
BC40	プレーンモルタル	40	300	145	1098	1098	1.07	1.07	66.5	66.5	0.00
				100	675	530	0.68	1.11	85.9	67.5	1.54
				75	431	328	0.57	1.11	97.6	74.2	1.46
				50	235	196	0.43	1.53	119.7	99.8	0.83
BC90	プレーンモルタル	90	300	145	386	386	0.95	0.95	23.4	23.4	0.00
				100	304	182	0.63	0.80	38.7	23.2	1.29
				75	212	145	0.54	1.12	48.0	32.8	0.95
				50	127	78	0.69	2.13	64.7	39.7	1.04
BS40	鋼管モルタル	40	300	145	1530	1530	2.09	2.09	92.7	92.7	0.00
				100	1015	851	1.58	2.95	129.2	108.4	1.74
				75	760	533	1.85	4.23	172.0	120.6	3.21
				50	495	298	16.21	10.32	252.1	151.8	4.18
BS90	鋼管モルタル	90	300	145	773	773	10.02	10.02	46.8	46.8	0.00
				100	555	504	7.91	8.28	70.7	64.2	0.54
				75	433	377	11.23	21.70	98.0	85.3	0.79
				50	330	253	24.27	23.95	168.1	128.9	1.63

[注] pPc, pF_B: 支圧部側面のせん断抵抗が有る場合の支圧耐力および支圧強度、
 cPc, cF_B: 支圧部側面のせん断抵抗が無い場合の支圧耐力および支圧強度、
 pδc, cδFc: 支圧部側面のせん断抵抗が有りおよび無い場合の支圧耐力時の軸変位。

3.1 荷重-軸変位関係の多軸効果成分

本研究では、支圧荷重を受けるコンファインドモルタルの荷重-軸変位関係の多軸効果成分として、支圧部側面のせん断抵抗を無しに設定したCシリーズ試験体(表-1参照)の実験結果を用いる場合と、前報で提案した力学モデル⁵⁾による解析結果を用いる場合の2種類の方法を検討の対象とした。以下に、前報で提案したエンドクロニック理論⁶⁾を適用した場合の解析方法の概要を示す。すなわち、変位制御の1軸支圧載荷の場合の多軸効果成分は、Δε₁₁が既知でΔσ₁₁を未知とする問題となり、

$$\left. \begin{aligned} \Delta\sigma_{12} &= \Delta\sigma_{23} = \Delta\sigma_{31} = 0 \\ \Delta\sigma_{22} &= -\frac{b^2 - a^2}{2a^2} E_c \cdot \Delta\varepsilon_{22} - \frac{a^2 + b^2}{2a^2} eqP_w \cdot Es \cdot \Delta\varepsilon_{22} \\ \Delta\sigma_{33} &= -\frac{b^2 - a^2}{2a^2} E_c \cdot \Delta\varepsilon_{33} - \frac{a^2 + b^2}{2a^2} eqP_w \cdot Es \cdot \Delta\varepsilon_{33} \end{aligned} \right\} (1)$$

式(1)から求まる増分形式の連立一次方程式を積分すると、支圧荷重を受けるコンファインドモルタルの多軸効果成分の応力度(σ)-ひずみ度(ε)関係が得られ、得られた応力度とひずみ度に支圧面積と試験体長さを乗じることで荷重-軸変位関係が得られる。なお、式(1)中のaおよびbは支圧部半径および試験体半径、EcとEsはモルタルと鋼管のヤング係数、eqP_wは等価横補強比である。

3.2 荷重-軸変位関係のせん断抵抗成分

支圧荷重を受けるコンファインドモルタルの支圧部とかぶり部との界面で生じるせん断抵抗成分の荷重-軸変位関係として、前報⁵⁾と同様に、次の式(2)のせん断応力度(τ)-軸ひずみ度(ε)関係を用いた。なお、せん断

応力度と軸ひずみ度に支圧部側面の表面積と試験体長さを乗じることによって、荷重-軸変位関係が得られる。

$$\tau/\tau_{max} = \frac{A(\varepsilon/\varepsilon_{max}) + (n-1)(\varepsilon/\varepsilon_{max})^2}{1 + (A-2)(\varepsilon/\varepsilon_{max}) + n(\varepsilon/\varepsilon_{max})^2} \quad (2)$$

ここに、τ_{max}およびε_{max}は、支圧荷重を受けるコンファインドモルタルの最大耐力時の平均せん断応力度および軸ひずみ度、AはE_i/E_{max}(E_iおよびE_{max}:初期剛性および最大耐力時の割線剛性)、nは実験定数である。

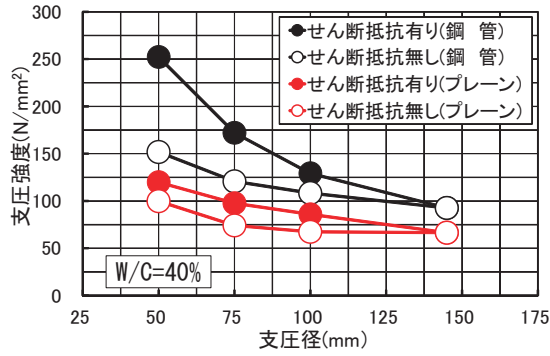
3.3 全荷重-軸変位関係の評価方法

試験体部分の変位がδcのときの全荷重(P)は、式(1)による多軸効果成分の荷重(またはCシリーズの実験結果)と式(2)によるせん断抵抗成分の荷重との和として求め、全軸変位(δ)は、上記の多軸効果成分の式(1)(またはCシリーズの実験結果)とせん断抵抗成分の式(2)を反映した非線形バネ(K_BおよびK_s)および試験体端面と載荷板間との界面の凹凸の影響を反映した線形バネ(K_p)による変位の和として求めた。なお、式(2)中のτ_{max}, ε_{max}, Aおよび実験定数(n)は、実験によって得られたPシリーズの荷重-軸変位関係と式(1)から求まる荷重-軸変位関係の多軸効果成分に関する解析結果(またはCシリーズの実験結果)との差を荷重-軸変位関係のせん断抵抗成分に関する実験結果として評価し、式(2)による計算結果との残差の二乗和が最小となる値として、マルカート法を適用した逆解析によって求めた。

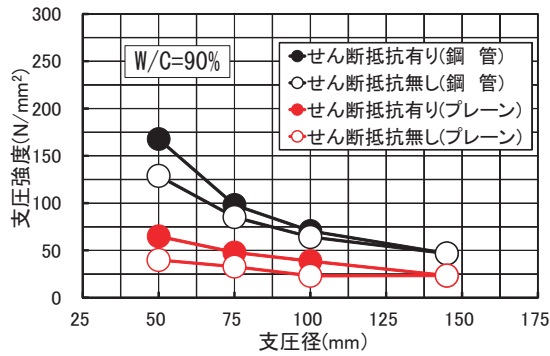
4. 結果とその考察

4.1 支圧強度に関する実験結果

表-4に本実験によって得られた実験結果の一覧を、ま



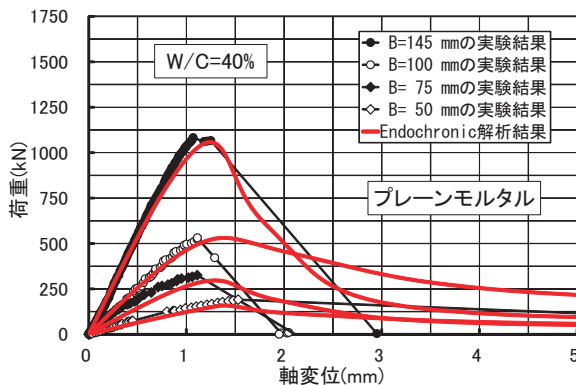
(a) 水セメント比(W/C)=40%の場合



(b) 水セメント比(W/C)=90%の場合

図-4 支圧強度と支圧径との関係

た図-4に支圧強度と支圧径との関係に関する実験結果を示す。これらの表および図によれば、コンファインドモルタルの支圧強度は、支圧径が小さくなるとともに増大し、その増大傾向は、水セメント比が小さく強度が大きいほど、かつプレーンモルタルよりも鋼管モルタルの方が著しくなっているのがわかる。また、支圧部側面のせん断抵抗が無い試験体の支圧強度(図中の○および○印)は、せん断抵抗が有る試験体(図中の●および●印)よりも小さくなっており、支圧強度が支圧部側面のせん断抵抗の有無によって影響を受けることも確認できる。なお、支圧強度に及ぼす支圧部側面のせん断抵抗の影響は、支圧径が小さくなるほど、水セメント比が小さくて母材強度が大きいほど、更にプレーンモルタルよりも鋼管モ



(a) BC40-Cシリーズ

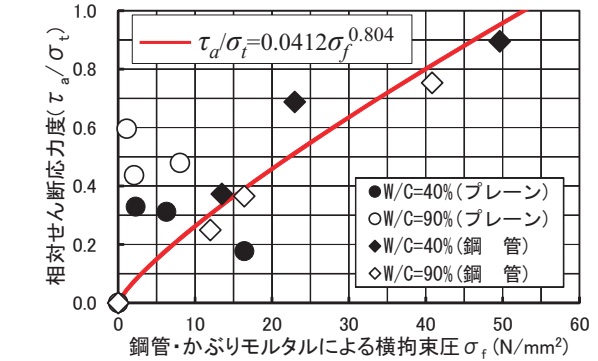


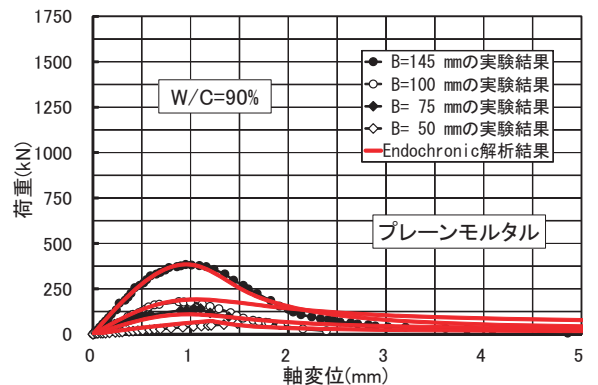
図-5 最大耐力時における支圧部側面のせん断抵抗成分と横拘束圧との関係

ルタルの方が顕著となる傾向を示している。

図-5は、最大耐力時の支圧部側面の相対せん断抵抗成分(せん断応力度(τ_{max})/引張強度(σ_t))と鋼管およびかぶりモルタルによる支圧部モルタルへの試験体中央部での平均横拘束圧との関係を試験体の種類別に示したものである。ただし、平均横拘束圧の値は、エンドクロニック理論による解析結果を用いている。図によれば、プレーンモルタルの結果(図中の●および○印)は、 τ_{max}/σ_t と横拘束圧との間に明確な相関は認められないが、鋼管モルタルの結果(図中の◆および◇印)は、強い相関が認められ、横拘束圧が大きくなるほど最大耐力時のせん断抵抗成分が増大し、両者の関係は、図中の赤の実線によって近似させることができる。なお、プレーンモルタルで τ_{max}/σ_t と横拘束圧との間に明確な相関が認められないのは、支圧荷重を受けるプレーンモルタルの破壊が不安定でかつ不確実な数本の割裂ひび割れが瞬間的に発生するによって脆性的に生じるためと考えられるが、この点に関しては、今後更に詳細に検討する必要がある。

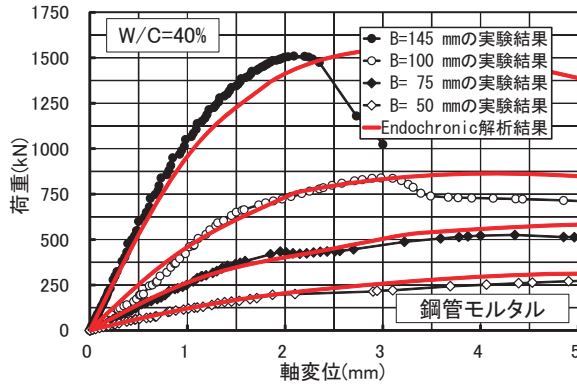
4.2 荷重-軸変位関係の多軸効果成分に関する実験結果と解析結果との比較

図-6および図-7は、それぞれ支圧部側面のせん断抵抗の無いCシリーズのプレーンおよび鋼管モルタル試験体によって得られた荷重-軸変位関係に関する実験結果と

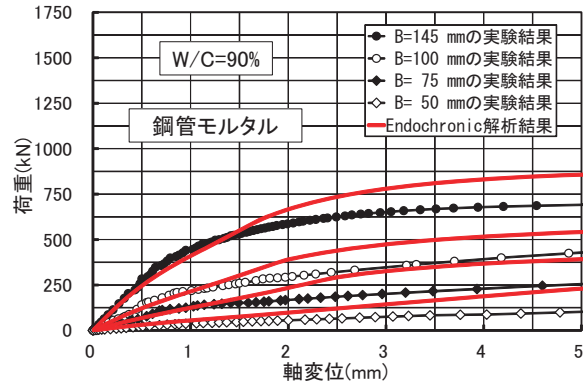


(b) BC90-Cシリーズ

図-6 荷重-軸変位関係に関する実験結果とEndochronic理論による解析結果との比較



(a) BS40-Cシリーズ



(b) BS90-Cシリーズ

図-7 荷重-軸変位関係に関する実験結果とEndochronic理論による解析結果との比較

表-5 せん断抵抗成分の同定結果一覧
(a) Cシリーズの結果を用いた場合

シリーズ名	支圧径 B (mm)	τ_{max} (N/mm^2)	ϵ_{max} ($\mu\epsilon$)	A (E_i/E_{max})	n
BC40	100	3.370	2624	0.918	0.453
	75	2.789	1858	0.281	0.898
	50	2.970	1473	0.669	0.558
BC90	100	1.157	1493	1.499	0.456
	75	1.478	1754	0.507	0.621
	50	2.074	1961	0.721	0.590
BS40	100	4.758	3226	0.695	0.829
	75	4.979	4923	2.940	0.326
	50	6.369	3538	0.816	0.155
BS90	100	2.325	5275	3.266	0.514
	75	2.449	7377	8.370	0.283
	50	4.142	10243	40.226	0.820

(b) Endochronic理論を用いた場合

シリーズ名	支圧径 B (mm)	τ_{max} (N/mm^2)	ϵ_{max} ($\mu\epsilon$)	A (E_i/E_{max})	n
BC40	100	3.480	2267	0.774	0.472
	75	3.450	1964	0.721	0.512
	50	3.295	1490	0.692	0.562
BC90	100	1.101	1943	0.706	0.535
	75	1.751	1677	0.582	0.613
	50	1.778	1930	0.579	0.633
BS40	100	4.417	3954	10.002	0.526
	75	5.423	4574	1.640	0.585
	50	6.328	3660	1.225	0.440
BS90	100	1.936	2881	10.269	0.698
	75	2.301	3783	10.216	0.766
	50	2.741	5519	30.607	0.130

エンドクロニック理論による荷重-軸変位関係に関する多軸効果成分とを比較したものである。なお、エンドクロニック理論による解析結果では、载荷に従って生じる試験体端面凹凸部の局部圧壊の影響を反映させた線形バネ剛性 (K_p) として、別報²⁾で定量化した200MPa/mmを用いた。これらの図によれば、 $K_p=200MPa/mm$ を用いると、解析によって得られた荷重-軸変位関係の初期勾配は、水セメント比および支圧径に関わらず実験結果と良く一致しているのがわかる。また、荷重-軸変位関係の全体的な特徴も、実験結果と解析結果とは比較的良く一致しており、前報で提案した力学モデル⁵⁾を用いることによって、コンファインドコンクリートの支圧特性に及ぼす横拘束の影響が合理的に説明できるといえる。

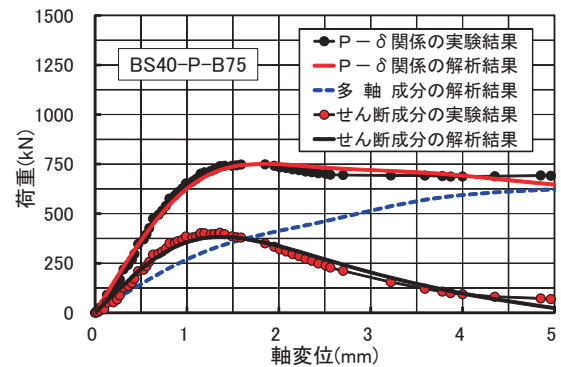


図-8 せん断抵抗成分の同定結果の一例

4.3 せん断抵抗成分の算定結果

図-8は、荷重-軸変位関係に関する実験結果（図中の●印）とエンドクロニック理論による多軸効果成分（図中の青の破線）との差をせん断抵抗成分（図中の●印）とみなして、荷重-軸変位関係のせん断抵抗成分を前掲の式(2)によって評価した場合の結果（図中の黒の実線）を示した一例である。また、表-5(a)および(b)は、荷重-軸変位関係の多軸効果成分としてそれぞれCシリーズの実験結果およびエンドクロニック理論による解析結果を用いた場合に対する式(2)中の τ_{max} 、 ϵ_{max} 、Aおよびnの算定結果を一覧表にして示したものである。この表によれば、脆性的な破壊を示すプレーンモルタルの場合を除けば、 τ_{max} および ϵ_{max} は、一般的に支圧径が小さくなるに従って大きくなる傾向を示しているのがわかる。

4.3 支圧荷重を受けるコンファインドコンクリートの荷重-軸変位関係に関する解析結果

図-9は、荷重-軸変位関係の多軸効果成分としてCシリーズの実験結果を用いた場合の荷重-軸変位関係に関する実験結果と解析結果との比較を支圧径別に示したものである。図によれば、実験結果（図中の●、○、◆および◇印）と解析結果（図中の赤の実線）は、脆性的な破壊を示すプレーンモルタルを含めて全体的に良く一致しており、支圧荷重を受けるコンファインドモルタルの荷重-軸変位関係は、支圧部モルタルに対する鋼管およ

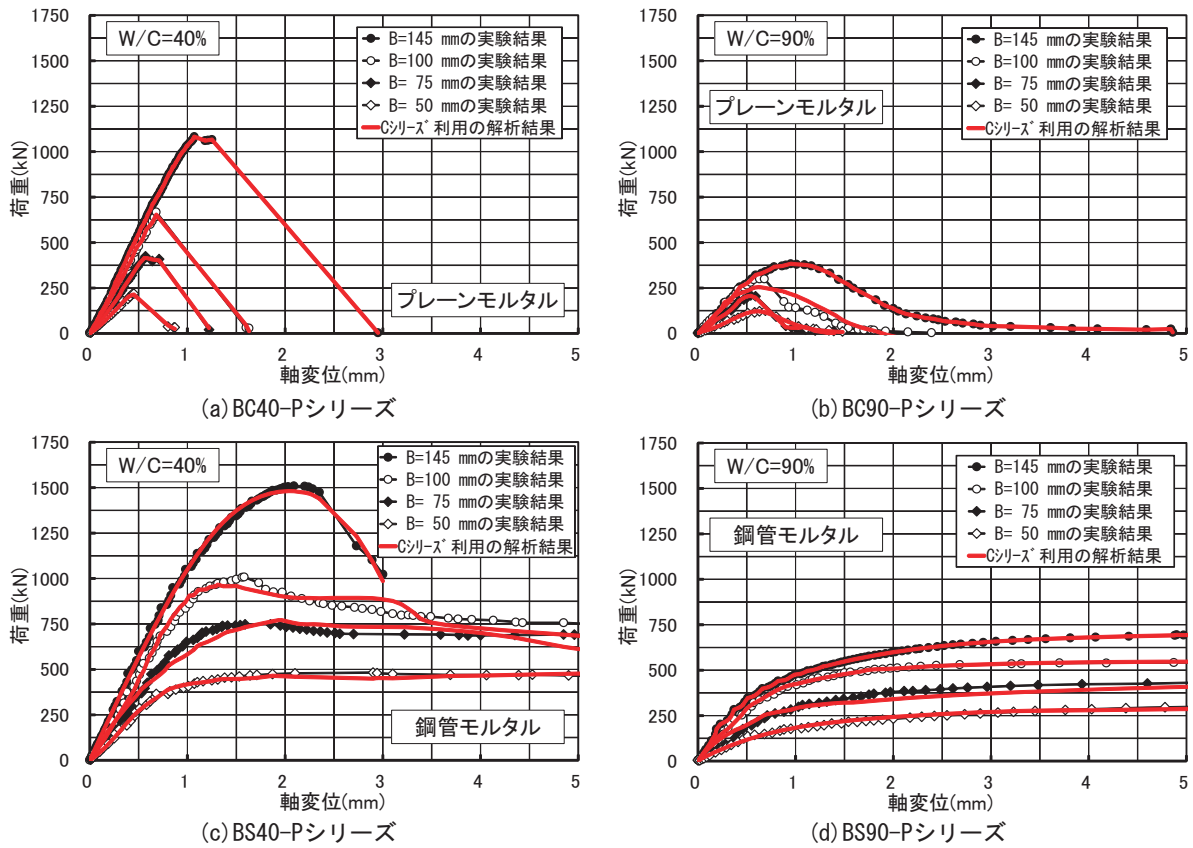


図-9 荷重-軸変位関係に関する実験結果と解析結果との比較

びかぶりモルタルの横拘束による多軸効果成分と支圧部側面でのせん断抵抗成分との和として合理的に評価できることがわかる。なお、紙数の関係で図には示していないが、荷重-軸変位関係の多軸効果成分として、エンドクロニック理論による解析結果を用いた場合についても、図-9に示す解析結果とほぼ同様の結果が得られた。

5. 結論

本研究によって得られた結果を要約すると、およそ以下のようにまとめられる。

- 1) コンファインドモルタルの支圧強度に及ぼす支圧径および支圧部側面のせん断抵抗の影響は、母材強度、鋼管・かぶり部による横拘束が大きいほど著しい。
- 2) コンファインドモルタルの最大耐力時のせん断抵抗成分は、一般的に横拘束圧が大きいほど増大する。
- 3) 荷重降下域を含む支圧荷重を受けるコンファインドモルタルの同一軸変位時の荷重は、鋼管・かぶり部の横拘束(多軸効果)による荷重成分と支圧部側面でのせん断抵抗による荷重成分との和で評価できる。

謝辞

実験および解析にご助力を得た愛知工業大学学部生の池田章悟君、磯村伸一君、神谷真登君、杉山拓君および中西健太君に対して謝意を表します。また、本研究の実

施に際しては、愛知工業大学耐震実験センターの実験施設と研究助成費を使用したことを付記し、謝意を表する。

参考文献

- 1) 山田和夫, 関俊力, 山本俊彦, 伴幸雄: 鋼管形式による杭頭半剛接合部の1軸圧縮特性に関する基礎的研究, セメント・コンクリート論文集, No.62, pp.240-247, 2009.2
- 2) 山田和夫, 関俊力, 瀬古繁喜, 三井健郎: 横拘束コンクリートの支圧特性に関する基礎的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.32, No.1, pp.299-304, 2010.7
- 3) 小野晃, 関俊力, 瀬古繁喜, 山田和夫: コンクリートの支圧特性に及ぼす横拘束形式の影響に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, No.1, pp.401-406, 2011.7
- 4) 小野晃, 関俊力, 山田和夫: コンファインドコンクリートの支圧特性に及ぼす端部拘束の影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.34, No.1, pp.316-321, 2012.7
- 5) 小野晃, 関俊力, 山田和夫: 支圧荷重を受けるコンファインドコンクリートの変形特性に関する解析的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.35, No.1, pp.319-324, 2013.7
- 6) Bazant, Z.P. and Shieh, C.L.: Endochronic Model for Non-linear Triaxial Behavior of Concrete, Nuclear Eng. and Design, Vol.47, pp.305-315, 1978