

論文 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

小野 晃*1・関 俊力*2・山田 和夫*3

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変形特性に関する解析的な取扱い方法について検討を行った。その結果、全面荷重を受ける場合の荷重－軸変位関係は、横拘束形式および横拘束量に関わらずエンドクロニック理論による多軸効果として説明できるが、支圧荷重を受ける場合は、支圧部コンクリートがかぶり部コンクリート、鋼管および帯筋によって横拘束されることで生じる多軸効果成分とかぶり部コンクリートと支圧部コンクリートの界面で生じるせん断抵抗成分を考慮することにより、荷重－軸変位関係に及ぼす横補強形式および横補強量の影響を合理的に説明できること、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、帯筋、支圧載荷、変形特性、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、別報^{2)~4)}では、コンファインドコンクリートの1軸支圧特性に及ぼす母材強度、横補強比、横拘束形式および支圧端部の横拘束長さの影響について一連の検討を行った。その結果、六車・岡本式⁵⁾による支圧強度の推定結果は、鋼管または帯筋によって横拘束されたコンファインドコンクリート（本論文では、それぞれ鋼管コンクリートおよび帯筋コンクリートと便宜上呼ぶことにする）の何れの場合も過小評価となり、かつ推定誤差は横補強比が大きくなるほど増大することがわかったため、横拘束（横補強比および端部横拘束長さ）の影響を考慮した新たな支圧強度推定式を提案するとともに、支圧強度推定式の適用性について検討した。本研究では、引き続き、支圧荷重を受ける鋼管および帯筋によって横拘束された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な取扱い方法、並びにその適用性について検討を行った。なお、本研究では、支圧載荷時のコンファインドコンクリートの荷重－変形関係をかぶり部コンクリート、鋼管および帯筋による多軸効果成分と支圧部（コア部）とかぶり部界面でのせん断抵抗成分とに分類して考察した。

2. 解析方法

2.1 多軸効果成分の応力度－ひずみ度関係

(1) 全面載荷時の内部応力状態

図－1に示す鋼管または帯筋によって横拘束されたコンファインドコンクリートが1軸の全面圧縮荷重を受けると、ポアソン効果によりコンクリートが横方向に膨らむため、以下の式(1)に示すように、鋼管または帯筋には引張応力（ σ_θ ）が発生すると同時に、全面加力部の

コンクリートにはそれに釣り合う内圧（ p_i ）が生じる。

$$\sigma_\theta = \frac{r^2 + b^2}{(b^2 - a^2)} \frac{a^2}{r^2} p_i \quad (1)$$

上記の式(1)において、肉厚（ $t = b - a$ ）が薄くて $a \approx b = r$ と近似できる場合には、次の式(2)のように表せる。

$$\sigma_\theta = \frac{r}{t} p_i \quad (2)$$

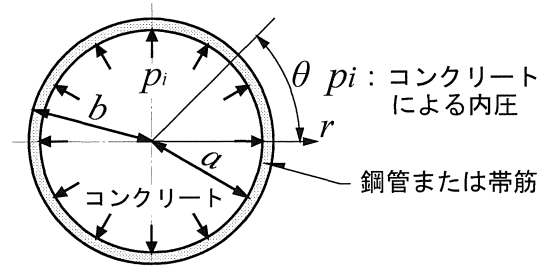
式(2)を p_i と σ_θ との関係で表し直すと、式(3)を得る。

$$p_i = \frac{t}{r} \sigma_\theta \quad (3)$$

式(3)中の t/r は、鋼管コンクリートの横補強比（ p_w ）であるが、帯筋コンクリートの場合には、横拘束効果が帯筋間隔と試験体の直径との関係によって影響を受ける⁶⁾ため、後掲の等価横補強比（ eqp_w ）に置き換える。式(3)を増分形式で表すと、コンクリートの横拘束応力と鋼管および帯筋の応力との関係は、式(4)で与えられる。

$$\Delta p_i = p_w \cdot \Delta \sigma_\theta = p_w \cdot E_s \cdot \Delta \epsilon_\theta \quad (4)$$

ここに、 E_s ：鋼管および帯筋のヤング係数、 $\Delta \epsilon_\theta$ ：円周方向の鋼管および帯筋の増分ひずみ度（ $=\Delta \epsilon_s$ ）。



図－1 全面載荷時の内部応力状態

*1 愛知工業大学大学院 工学研究科建設システム工学専攻 (正会員)

*2 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)

*3 愛知工業大学 工学部建築学科教授 工博 (正会員)

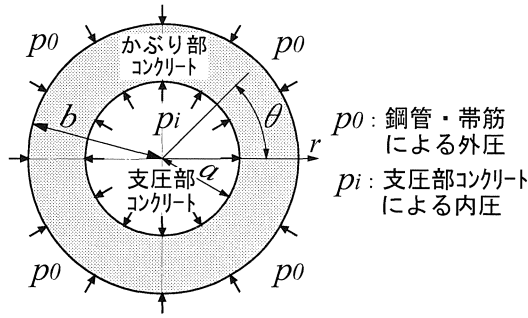
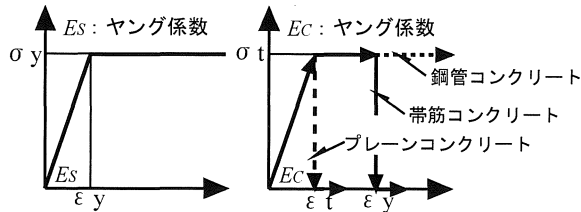


図-2 支圧荷重時の内部応力状態



(a) 鋼管・帯筋 (b) かぶり部コンクリート
図-3 構成材料の応力度-ひずみ度関係

(2) 支圧荷重時の内部応力状態

鋼管または帯筋によって横拘束されたコンファインドコンクリートが、図-2に示すような1軸の支圧荷重を受ける場合を考えると、かぶり部コンクリートには鋼管または帯筋の引張応力度 ($p_0 = \sigma_\theta$) の大きさと半径方向の位置 (r) に応じて変化する円周方向の応力度 (σ_θ) が、また支圧部コンクリートにはそれらに釣り合う内圧 (p_i) が、それぞれ次の式(5)に示す関係で発生する。

$$\sigma_\theta = -\frac{a^2 \cdot b^2 (p_0 - p_i)}{b^2 - a^2} \cdot \frac{1}{r^2} + \frac{p_i \cdot a^2 - p_0 \cdot b^2}{b^2 - a^2} \quad (5)$$

ここに、 a および b ：支圧部半径および試験体半径。

いま、式(5)の関係を支圧部コンクリートの横拘束応力度 (p_i =内圧) とかぶり部コンクリートの応力度 (σ_θ) および鋼管または帯筋の応力度 ($p_0 = \sigma_\theta$) との関係で整理し直した後、支圧部コンクリートの横拘束応力度を $r=b$ のときのかぶり部コンクリートの応力度 (σ_θ) で評価して増分形式で表すと、式(5)は式(6)のように表せる。

$$\left. \begin{aligned} \Delta p_i &= \frac{b^2 - a^2}{2a^2} \Delta \sigma_\theta + \frac{a^2 + b^2}{2a^2} \Delta p_0 \\ \Delta \sigma_\theta &= \Delta \sigma_c = E_c \cdot \Delta \epsilon_c \\ \Delta p_0 &= eqp_w \cdot \Delta \sigma_s = eqp_w \cdot E_s \cdot \Delta \epsilon_s \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

ここに、 E_c および E_s ：コンクリートおよび鋼管・帯筋のヤング係数(図-3参照)、 $\Delta \epsilon_c$ および $\Delta \epsilon_s$ ：コンクリートおよび鋼管・帯筋の増分ひずみ度。なお、本研究では、上式中の等価横補強比⁶⁾ (eqp_w) を、鋼管および帯筋コンクリートに対して、それぞれ次の式(7)で表した。

$$\left. \begin{aligned} \text{a) 鋼管コンクリート: } eqp_w &= p_w = \frac{t}{r} \\ \text{b) 帯筋コンクリート: } eqp_w &= \frac{2A_s}{S \cdot D} \left(1 - \frac{S}{1.25D}\right) \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

ここに、 t および r ：鋼管の肉厚および外径、 A_s ：帯筋の断面積、 S ：帯筋の間隔、 D ：試験体の直径。

(3) 支圧荷重を受けるコンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度関係

変位制御の1軸圧縮荷重を行う場合を考えると、載荷軸方向の $\Delta \epsilon_{11}$ が既知で $\Delta \sigma_{11}$ を未知とする問題となり、載荷軸に対して直交方向の $\Delta \sigma_{22}$ 、 $\Delta \sigma_{33}$ 、 $\Delta \epsilon_{22}$ 、 $\Delta \epsilon_{33}$ とせん断成分の $\Delta \epsilon_{12}$ 、 $\Delta \epsilon_{23}$ 、 $\Delta \epsilon_{31}$ 、 $\Delta \sigma_{12}$ 、 $\Delta \sigma_{23}$ 、 $\Delta \sigma_{31}$ を

$$\left. \begin{aligned} \Delta \sigma_{22} &= -\frac{b^2 - a^2}{2a^2} E_c \cdot \Delta \epsilon_{22} - \frac{a^2 + b^2}{2a^2} eqp_w \cdot E_s \cdot \Delta \epsilon_{22} \\ \Delta \sigma_{33} &= -\frac{b^2 - a^2}{2a^2} E_c \cdot \Delta \epsilon_{33} - \frac{a^2 + b^2}{2a^2} eqp_w \cdot E_s \cdot \Delta \epsilon_{33} \\ \Delta \epsilon_{12} = \Delta \epsilon_{23} = \Delta \epsilon_{31} &= 0, \Delta \sigma_{12} = \Delta \sigma_{23} = \Delta \sigma_{31} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

として求まる増分形式の連立一次方程式を、与えられた $\Delta \epsilon_{11}$ に対して逐次解いて加算することによって、支圧荷重を受けるコンファインドコンクリートの応力度 (σ_{11}) -ひずみ度 (ϵ_{11}) 関係が得られる。なお、全面荷重を受けるコンファインドコンクリートの応力度 (σ_{11}) -ひずみ度 (ϵ_{11}) 関係は、式(8)で $a=b$ とする。

(4) 構成材料の応力度-ひずみ度関係式

a) 支圧部コンクリート：多軸応力を受ける支圧部コンクリートの構成方程式としては、Bazantらが提案した修正エンドクロニック理論⁷⁾を用いた。

b) 鋼管および帯筋：図-3(a)に示すような完全弾・塑性タイプの応力度-ひずみ度関係を用いた。

c) かぶり部コンクリート：図-3(b)に示すように、プレーンコンクリート(引張破壊時に耐力喪失)、鋼管コンクリート(鋼管降伏後も引張強度保持)および帯筋コンクリート(帯筋降伏まで引張強度保持後に耐力喪失)に応じて、異なる応力度-ひずみ度関係を用いた。

2.2 せん断抵抗成分の応力度-ひずみ度関係

せん断抵抗成分の応力度 (τ) -ひずみ度 (ϵ) 関係には、Ahmadら⁶⁾がコンファインドコンクリートの応力度-ひずみ度関係として提案した次の式(9)を用いた。

$$\tau / \tau_{max} = \frac{A(\epsilon / \epsilon_{max}) + (n-1)(\epsilon / \epsilon_{max})^2}{1 + (A-2)(\epsilon / \epsilon_{max}) + n(\epsilon / \epsilon_{max})^2} \quad (9)$$

ここに、 τ_{max} および ϵ_{max} ：コンファインドコンクリートの最大耐力時における支圧部とかぶり部界面でのせん断応力度および軸ひずみ度、 $A (=E_i / E_{max})$ ：初期剛性 (E_i) と最大耐力時の割線剛性 (E_{max}) との比、 n ：実験定数。

2.3 荷重-軸変位関係の評価方法

軸変位 (δ) は、式 (8) と式 (9) 中のひずみ度 (ε) に試験体高さ (h) を乗じることによって算出し、荷重 (P) は、軸変位が δ のときの式 (8) による応力度 (σ) に支圧面積を乗じた多軸効果成分と式 (9) によるせん断応力度 (τ) に支圧部とかぶり部界面の側面積を乗じたせん断抵抗成分との和として求めた。なお、式 (9) 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荷重-軸変位関係と式 (8) から求まる多軸効果成分の荷重-軸変位関係に関する解析結果との差をせん断抵抗成分に関する荷重-軸変位関係の実験結果とし、式 (9) 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、非線形最適化手法 (マルカート法) を適用した逆解析により求めた。

3. 解析の対象とした実験の概要

3.1 試験体

本研究では、別報⁸⁾で示したプレーンコンクリート、鋼管および帯筋コンクリートに関する実験結果のうち、表-1および図-4に示す試験体を解析の対象とした。何れの試験体も外形 (D) × 高さ (H) が $\phi 150 \times 300$ mm の円柱体で、実験要因としては、母材コンクリートの強度 (別報²⁾と同様に、水セメント比 (W/C) を 40、65 および 90% の3種類に変化させた)、支圧径 ($B=50, 75, 100$ および 145 mm の4種類)、横補強形式 (鋼管および帯筋の2種類) および横補強比 ($p_w=0.0\%$ のプレーンコンクリート、鋼管コンクリートの場合は、公称肉厚 (T) が 1.0、1.6 および 2.3 mm で p_w がそれぞれ 1.33、2.13 および 3.07% の3種類、帯筋コンクリートの場合は、 p_w を約 1.33% となるように設定した $\phi 6$ および $\phi 9$ の丸鋼 (外径 150 mm のリング状) で、配筋間隔 (S) がそれぞれ 28.5 および 64.0 mm の2種類の合計6種類) を取り上げた。なお、 $B=145$ mm の支圧径は、鋼管部を直接加力しないように設定したもので、本論文では、この径の加力を準全面加力と表記する。

3.2 試験体の作製および養生方法

試験体の作製に際しては、水セメント比に関わらず何れの試験体も設計スランプを 15 cm に設定し、普通ポルランドセメント、豊田産の山砂 (最大寸法: 5 mm, 表乾密度: 2.55 g/cm³)、豊田産の山砂利 (最大寸法: 25 mm, 表乾密度: 2.60 g/cm³)、瀬戸産の砕石 (最大寸法: 20 mm, 表乾密度: 2.72 g/cm³)、AE減水剤 (W/C=65, 90%) および高性能AE減水剤 (W/C=40%) を使用して試し練りにより調合を決定した。なお、山砂と砕石の調合割合は、全粗骨材量に対して山砂利 70%、砕石 30% とした。本実験で用いたコンクリートの標準調合表を表-2に示す。試験体の打設は、何れも $\phi 150 \times 300$ mm の鋼製型枠に2層に分けて行い、棒状バイブレータを使用して締固めを十分に行った。なお、鋼管の内面には打設前にグリースを

表-1 解析の対象とした実験の概要

実験シリーズ	W/C (%)	鋼管・帯筋の詳細			
		支圧径 B(mm)	鋼管肉厚 T (mm)	鋼管長 L(mm)	帯筋直径 ϕ (間隔 S) (mm)
BS10-C40	40	145, 100, 75, 50	1.0	300	-
BS10-C65	65				
BS10-C90	90				
BS16-C40	40	145, 100, 75, 50	1.6	300	-
BS16-C65	65				
BS16-C90	90				
BS23-C40	40	145, 100, 75, 50	2.3	300	-
BS23-C65	65				
BS23-C90	90				
BH06-00	65	145, 100, 75, 50	-	0	6.0(28.5)
BH09-00					9.0(64.0)
BC40	40	145, 100, 75, 50	-	0	-
BC65	65				
BC90	90				

[注] 試験体記号の例: BS10-C40の10は、鋼管肉厚(T)を表す。

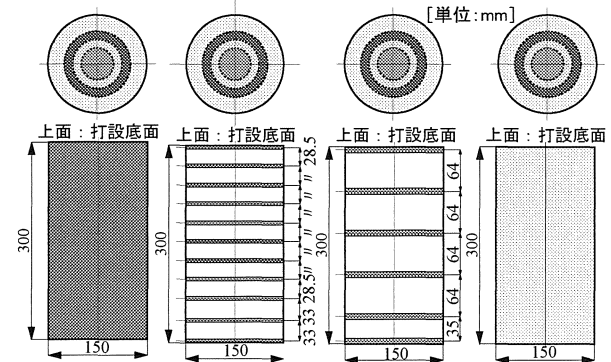


図-4 試験体の形状・寸法

表-2 コンクリートの標準調合表

W/C (%)	単位質量 (kg/m ³)				
	セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤
40	410	164	686	1,035	3.28
65	276	179	811	977	2.76
90	217	195	834	961	2.17

薄く塗布して、鋼管とコンクリート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4日に脱型した後に材齢20日目で研磨を行い、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40～69日であった。なお、使用コンクリートの力学的性質を調べるために、コンクリート打設時に $\phi 100 \times 200$ mm の円柱供試体を同時に作製し、材齢28日 (標準水中養生)、実験の直前および直後 (封緘養生) の時点で圧縮および引張強度試験を行った。本実験で用いたコンクリート、鋼管および帯筋に関する材料試験結果を表-3に示す。なお、表-3(c)中の解放ひずみ度は、幅50mmの鋼管を材軸方向に切断して測定した値であり、肉厚 $T=1.0, 1.6$ および 2.3 mm の鋼管がそれぞれ 526×10^{-6} 、 481×10^{-6} および 378×10^{-6} (元応力度 = 102.6、97.6 および 77.9 MPa) であった。

3.3 加力および測定方法

加力要領を図-5に示す。本実験では、杭頭半剛接合モデル試験体の1軸圧縮加力に際して容量 2,000 kN の耐圧

表-3 材料試験結果
(a) コンクリート

W/C (%)	材齢 (日)	密度 (g/cm ³)	強度試験結果		ヤング係数 (GPa)
			引張 (MPa)	圧縮 (MPa)	
40	40~55	2.19	3.17	27.1	32.0
65	47~62	2.26	2.26	18.6	31.0
90	54~69	2.21	1.91	14.3	25.1

[注] 支圧実験前後に試験した封緘養生供試体の結果。

(b) 鋼管

肉厚 (mm)	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	ヤング係数 (GPa)	伸び率 (%)	解放ひずみ度
1.0	185	339	195	39.5	526 μ
1.6	229	369	203	34.6	481 μ
2.3	223	346	206	35.5	378 μ

(c) 帯筋

種類	呼び名	降伏点 (MPa)	引張強さ (MPa)	ヤング係数 (GPa)	伸び率 (%)
丸鋼	$\phi 6$	322	393	189	27.7
丸鋼	$\phi 9$	339	424	194	35.0

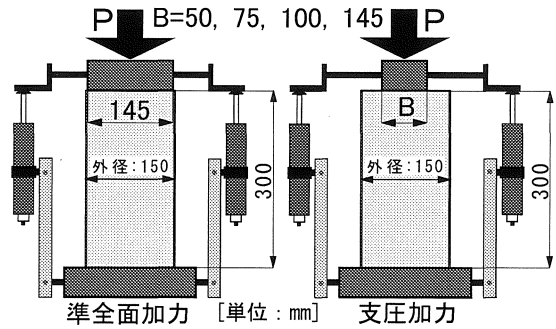


図-5 試験体の加力および軸変位の測定要領

試験機を使用し、毎分約1.0mmの载荷スピードで単調漸増1軸圧縮载荷を行って荷重-軸変位関係および破壊状況の観察を行った。なお、1軸圧縮载荷中の試験体の軸変位（载荷板間変位(図-5参照)）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。

4. 解析結果とその考察

4.1 多軸効果成分による支圧強度と支圧径との関係

図-6 (a)~(f)は、別報⁸⁾において提案したコンファインドコンクリートの支圧強度推定式によって算出した支圧強度と支圧径との関係に関する推定結果(図中の赤の破線、以下では実験結果と略記する)とエンドクロ

ニック理論によって算出した多軸効果成分に関する解析結果(図中の●印~◇印)との比較を横補強比および横補強形式別に示したものである。これらの図によれば、エンドクロニック理論を用いて算出された多軸効果成分による支圧強度は、支圧径が小さくなるほど、かつ横補強比が大きくなるほど増大しており、定性的な傾向は実験結果と一致している。ただし、支圧径が $B=145$ mmの準全面加力の場合には、何れの試験体も実験結果と解析結果は良く一致しているが、 $B=50, 75$ および 100 mmの支圧加力を受ける場合の解析結果は、実験結果ほどには支圧強度の増大を示しておらず、実験結果と解析結果との差は、水セメント比(W/C)が小さくて母材強度が大きいほど、かつ鋼管および帯筋による横拘束効果が大きいほど増大しているのがわかる。このことは、支圧加力を受ける場合の支圧強度の増大を、エンドクロニック理論による多軸効果成分だけでなく、かぶり部コンクリートと支圧部コンクリートとの界面に生じるせん断抵抗成分も考慮に入れて取り扱う必要のあることを示唆している。

図-7 (a)~(c)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))と

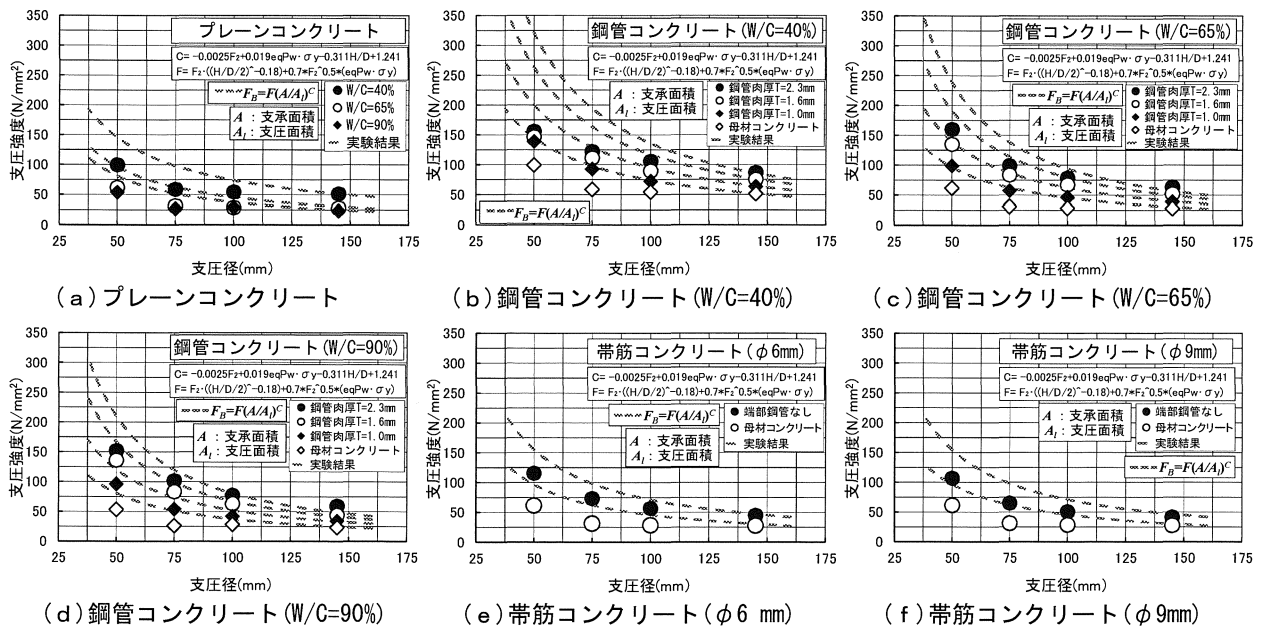
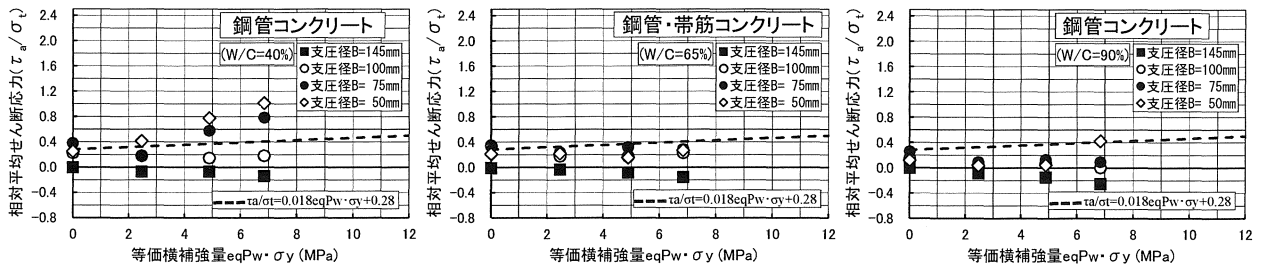


図-6 支圧強度と支圧径との関係に関する実験結果と多軸効果成分に関する解析結果との比較



(a) 鋼管コンクリート (W/C=40%) (b) 鋼管・帯筋コンクリート (W/C=65%) (c) 鋼管コンクリート (W/C=90%)
図-7 最大耐力時における支圧部側面のせん断抵抗成分と等価横補強量との関係

表-4 せん断抵抗成分の応力度-ひずみ度関係に対する同定結果一覧

(a) プレーンコンクリート

試験体記号	τ_{max} (N/mm ²)	ϵ_{max} ($\mu\epsilon$)	A (E_i/E_{max})	n
BC40-B100	1.185	1847	0.911	0.390
BC40-B75	2.374	1660	0.593	0.581
BC40-B50	3.002	1590	0.841	0.475
BC65-B100	2.103	2109	0.447	0.715
BC65-B75	2.227	1544	0.616	0.649
BC65-B50	2.445	1551	0.793	0.551
BC90-B100	1.092	1488	0.719	0.564
BC90-B75	1.447	2467	0.464	0.735
BC90-B50	2.125	1496	0.523	0.721

(b) 鋼管コンクリート (T=1.0mm)

試験体記号	τ_{max} (N/mm ²)	ϵ_{max} ($\mu\epsilon$)	A (E_i/E_{max})	n
BS10-C40-B100	2.136	3219	0.774	0.595
BS10-C40-B75	3.043	3802	0.911	0.590
BS10-C40-B50	4.438	2708	1.191	0.960
BS10-C65-B100	2.186	3002	1.082	0.797
BS10-C65-B75	3.205	2901	1.349	0.858
BS10-C65-B50	4.093	3657	1.789	0.687
BS10-C90-B100	1.557	2140	1.346	0.845
BS10-C90-B75	2.143	2795	1.395	0.892
BS10-C90-B50	2.568	4119	1.956	0.596

(c) 鋼管コンクリート (T=1.6mm)

試験体記号	τ_{max} (N/mm ²)	ϵ_{max} ($\mu\epsilon$)	A (E_i/E_{max})	n
BS16-C40-B100	2.941	4592	0.654	0.694
BS16-C40-B75	5.191	3820	0.837	1.151
BS16-C40-B50	6.093	4452	1.453	1.243
BS16-C65-B100	2.424	3219	1.896	0.832
BS16-C65-B75	3.701	3802	0.891	1.169
BS16-C65-B50	4.752	5186	2.578	0.434
BS16-C90-B100	1.701	2596	1.180	1.133
BS16-C90-B75	2.657	3371	1.019	1.067
BS16-C90-B50	4.011	5670	2.418	0.384

(d) 鋼管コンクリート (T=2.3mm)

試験体記号	τ_{max} (N/mm ²)	ϵ_{max} ($\mu\epsilon$)	A (E_i/E_{max})	n
BS23-C40-B100	3.544	5332	0.621	0.738
BS23-C40-B75	6.022	5041	0.562	1.532
BS23-C40-B50	7.654	6522	2.008	1.395
BS23-C65-B100	2.227	3705	0.661	1.693
BS23-C65-B75	4.161	4119	0.975	1.080
BS23-C65-B50	5.960	7328	2.577	0.258
BS23-C90-B100	1.490	2661	0.887	0.864
BS23-C90-B75	2.899	4077	1.219	0.876
BS23-C90-B50	4.372	6340	2.544	0.791

(e) $\phi 6$ および $\phi 9$ の帯筋コンクリート

試験体記号	τ_{max} (N/mm ²)	ϵ_{max} ($\mu\epsilon$)	A (E_i/E_{max})	n
BH06-00-B100	2.062	4954	2.185	0.549
BH06-00-B75	2.908	3229	2.057	0.856
BH06-00-B50	4.006	4800	0.857	0.889
BH09-00-B100	2.154	6506	1.019	0.968
BH09-00-B75	2.726	5431	2.503	0.457
BH09-00-B50	3.181	4983	1.635	0.317

[注]試験体記号の-B100、-B75および-B50は、支圧径がそれぞれ100、75および50mmであることを示す。

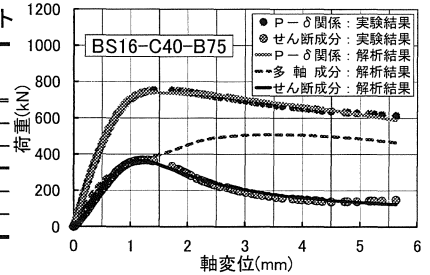


図-8 多軸効果成分とせん断抵抗成分の同定結果の一例

等価横補強量 ($eqPw \cdot \sigma_y$) との関係の水セメント比別に示したものである。なお、図中の破線は、 $B=145mm$ を除く全ての実験データを用いて最小二乗近似した $\tau_{max}/\sigma_c - eqPw \cdot \sigma_y$ 関係である。これらの図によれば、せん断抵抗成分は、 $B=145mm$ の準全面加力時にはほぼ0値を示しているが、支圧加力を受ける場合には、全体的な傾向として等価横補強量が大きくなるほど増大する傾向を示している。また、等価横補強量が同じ場合であっても、水セメント比 (W/C) が小さくて母材強度が大きくなるほど、せん断抵抗成分は増大する傾向にあることがわかる。

以上の点を踏まえて、以下では、荷重-軸変位関係に関する実験結果とエンドクロニック理論による多軸効果成分との差をせん断抵抗成分とみなした場合の荷重-軸変位関係のせん断抵抗成分について、定量化を試みる。

4.2 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 (図中の黒●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 (図中の赤●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(9)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-4は、本実験

結果に対して前掲の式(9)中の τ_{max} 、 ϵ_{max} 、 A および n を2.3節の手順に従って算定した結果を一覧表にして示したものである。この表によれば、 τ_{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。ただし、 ϵ_{max} 、 A および n については、支圧径が小さくなるほど増大する傾向を示す試験体も一部あるが、バラツキが大きくて明確な傾向は認められない。

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(a)~(f)は、それぞれ水セメント比 (W/C) が65%のプレーンコンクリート、各種鋼管コンクリートおよび呼び径が $\phi 6$ と $\phi 9$ の帯筋コンクリートの荷重-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。これらの図によれば、 $B=145mm$ の準全面加力を受ける試験体で、実験結果に比べて靱性に富んだ形状を示している一部の解析結果を除けば、実験結果と解析結果は大変形領域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コンクリートの変形特性は、エンドクロニック理論による多軸効果成分と式(9)による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、準全面加力時の荷

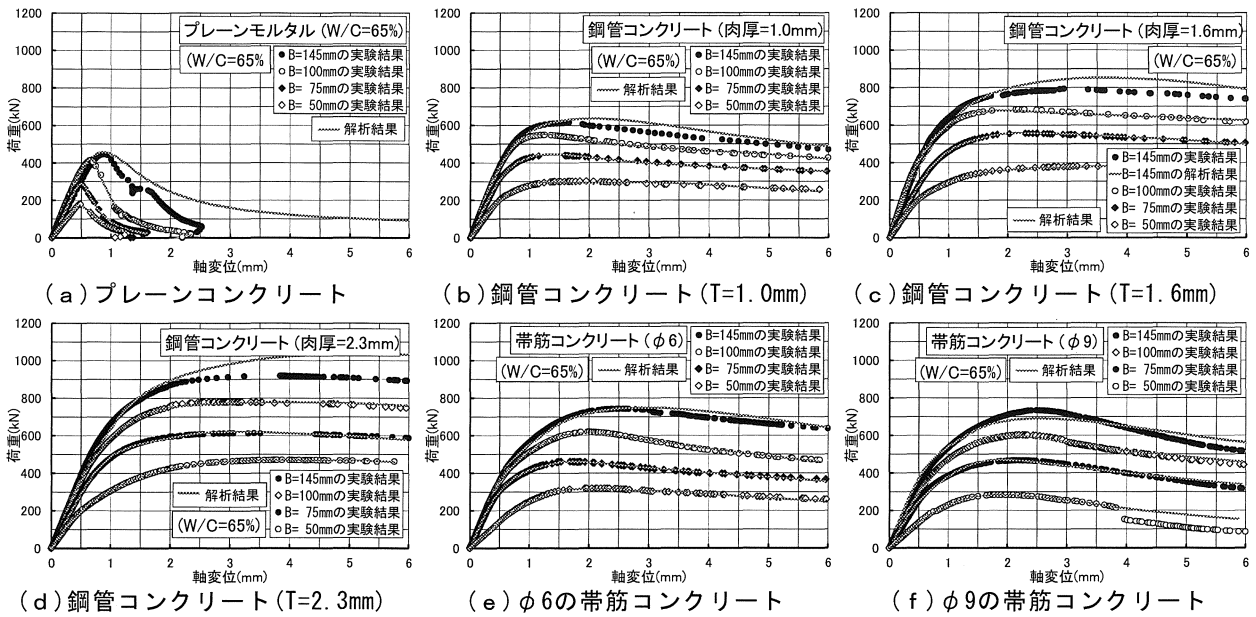


図-9 全面荷重および支圧荷重を受けるプレーンおよびコンファインドコンクリートの荷重-軸変位関係に関する実験結果と解析結果との比較の例

重-軸変位関係で、実験結果に比べて解析結果が靱性に富んだ結果となった原因の一つは、本解析では鋼管の載荷前の初期応力度（公称肉厚(T)が1.0、1.6および2.3mmの鋼管：それぞれ102.6、97.6および77.9MPa(表-3(c)参照))の影響を考慮していなかったことが考えられる。

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) 最大耐力時の相対せん断抵抗成分(τ_{max}/σ_t)は、 $B=145\text{mm}$ の準全面加力時にはほぼ0値を示すが、支圧加力を行った場合には、全体的な傾向として等価横補強量($eqD_w \cdot \sigma_y$)が大きくなるほど増大する。
- (2) $B=145\text{mm}$ の準全面加力時の荷重-軸変位関係は、横拘束形式および横補強量に関わらずせん断抵抗成分が認められず、多軸効果として説明できる。
- (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-軸変位関係は、支圧部のコンクリートがかぶり部コンクリート、鋼管および帯筋によって横拘束されることで生じる多軸効果成分とかぶり部コンクリートと支圧部コンクリートとの界面で生じるせん断抵抗成分を考慮することにより、横補強形式および横補強量の影響を合理的に説明できる。

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健祐君、大橋三記央君、尾形紘希君、近藤寛君、西尾智彦君、藤城匡彦君および古田好輝君に対して謝意を表します。また、本研究は、愛知工業大学耐震実験センターの実験施設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) 六車照，岡本伸：局部荷重を受けるコンクリートの支圧強度に関する研究，プレストレストコンクリート，第5巻，第5号，pp.22-29，1963.10
- 6) Ahmad, S.H. and Shah, S.P.: Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement, Jour. of ACI, Vol.79, No.6, pp.484-490, 1982.6
- 7) 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
- 8) 小野晃，大橋三記央，西尾智彦，山田和夫：端部拘束されたコンファインドコンクリートの支圧強度推定式に関する基礎的研究，日本建築学会東海支部研究報告集，第51号，pp.81-84，2013.2