

論文

[2065] アンボンド型充填鋼管コンクリート構造の中心圧縮性状とその定式化

正会員 ○佐藤 孝典 (清水建設技術研究所)

正会員 下戸 芳寛 (清水建設原子力本部)

渡辺 泰志 (清水建設設計本部)

1. はじめに

高耐力、高靱性構造の一つに、筆者等が既に報告した「アンボンド型充填鋼管コンクリート構造」(以下、UTC構造と略す。)がある^{1),2)}。UTC構造は、主に柱部材に適用される構造形式で、軸力の応力伝達機構に特徴がある。軸力は支圧板等によって充填コンクリート断面のみに伝達され、円形鋼管は充填コンクリートへのコンファインド効果を発揮する。このメカニズムがスムーズに流れるように、円形鋼管の内面にアンボンド材(約0.2mm厚のアスファルト)を塗布して、コンクリートを充填した構成となっている(図-1参照)。

このUTC構造の軸力、曲げ、せん断に対する耐力や変形能力を評価する際、コンファインド効果を考慮した応力-歪関係が必要となる。既往の文献によると最大耐力(f_c)やそのときの歪度(ϵ_0)については数多くの研究が発表されている^{3),4),5)}。また、下降域における変形について述べた研究はいくつかある^{6),7)}。しかしながら、局所的な破壊ゾーンでのすべり量(δ_P)が試験体全体に及ぼす変形能力を検討した文献は少ない⁸⁾。そこで、62体に及ぶ中心圧縮実験を行い、その結果を用いて物理現象をできるだけ忠実に表現できる応力-歪関係を定式化する。

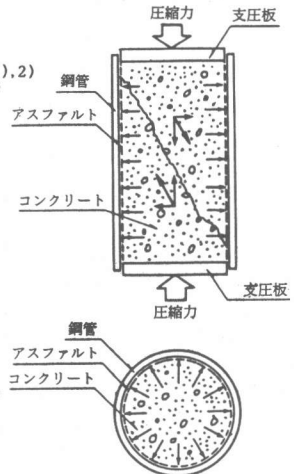


図-1 アンボンド型充填鋼管コンクリート構造

2. 実験概要

2.1 各シリーズの試験体

シリーズⅠにおいて、UTC構造の破壊過程を物理現象として把握し、それに引き続くシリーズⅡ、Ⅲ、Ⅳにおいて、それを定量的に検討することにした。試験体一覧を表-1に示す。

シリーズⅠ …… 試験体の直径(D)を変えてスケールイフェクトを調べ、鋼管の板厚(t)を変えてコンファインド効果を調べた。また、直径 $\phi 216$ 、 $\phi 406$ 、 $\phi 609$ において充填コンクリートの各区分変形を測定し、それらの局所的な破壊状況を調べた。

シリーズⅡ …… シリーズⅠの結果を反映して、局所的な破壊ゾーンでのすべり量(δ_P)を間接的に把握することと、アンボンド性状を調べるために、高さ(H)を変えた。

シリーズⅢ …… 軸鉄筋が入ることもあるので、軸鉄筋量(A_g)を変えて、その影響を調べた。

シリーズⅣ …… コンクリート強度(F_c)と鋼管の板厚(t)の関係を調べた。

下端で鋼管と充填コンクリートが平面保持されるように、プレートを鋼管に溶接した。その後、焼鈍して残留歪と残留応力を取り除いた。そして、鋼管内面にアスファルトをホット・メルト型スプレーで吹付塗布した。その塗布厚は、 $100\mu\text{m}$ ~ $400\mu\text{m}$ のバラツキの範囲にあった。既に報告したように、この範囲のバラツキであれば、構造性能に支障ない¹⁾。

コンクリートは、最大骨材粒径を20mmとし、調合は表-2に示すとおりである。コンクリート強度を調べるテストピースの養生条件については、シリーズⅡのコンクリートで封かん養生と気

乾養生の比較を行った。その結果、表-3に示すように両者の強度の差は6%以内であった。そこで、他のコンクリートについては一般的な気乾養生のコンクリート強度を採用した。

表-1 試験体一覧

名 称	直径 D (mm)	高さ H (mm)	H/D	板厚 t (mm)	D/t	コンクリート強度		鋼管強度		鉄筋強度			体 数	
						圧縮 F_c (kgf/cm ²)	割裂 f_t (kgf/cm ²)	降伏 σ_s (kgf/cm ²)	引張 σ_t (kgf/cm ²)	断面積 A_s (cm ²)	降伏 σ_s (kgf/cm ²)	引張 σ_t (kgf/cm ²)	単調	繰返
I	S06B58	114	600		58			3115	3480				2	1
	MD6B102				102	507	43.5	3025	3580				1	1
	MD6B70	216	1200	6	70			3598	4659				1	1
	MD6B22				22			2935	4718				2	1
	LD6B66	406	2400		66	522	40.0	3580	4730				2	1
	LL06B66	609	3600		66	515	43.5	3651	5002				2	1
II	S03B52		300	3									3	2
	S06B52		600	6									3	2
	S09B52	114	900	9	2.19	464	34.3	2873	3509				2	2
	S12B52		1200	12									2	2
III	S06C36												1	1
	S06C36G	114	600	6	3.20	374	35.8	3664	4728	1.92(6-D6)	4223	5557	1	1
	S06C36H									4.26(6-D10)	4440	5462	1	1
IV	S06A21			5.50	21	627	46.8	3767	4322				5	0
	S06A52			2.19	52	580	42.1	2873	3509				1	0
	S06C52	114	600	6									5	0
	S06C26			4.36	26	374	35.8	2747	3410				3	0
	S06C19			6.11	19			3423	4344				2	0
	S06D71			1.60	71	262	21.7	3467	4410				6	0

表-2 コンクリート調査

コンクリート 強度 F_c (kgf/cm ²)	シリ ーズ	w/c (%)	s/a (%)	重量調査 (kg/m ³)					スラン プ (cm)	空気量 (%)
				水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤		
507	I	40	42	175	438	708	978	1.095	16	1.5
522									17	1.1
515									15	1.4
464	II	45	40	175	388	702	1034	0.776	15	1.3
374									18	1.8
627	IV	34	43	175	515	692	917	1.288	11	1.7
580									15	1.3
262									18	4.0

2.2 加力方法および測定方法

加力は、図-2に示すように上端は十分剛な支圧板を介してコンクリート断面のみを圧縮した。加力速度は、毎秒2~3kgf/cm²とした。くり返し加力は、0.5 P_U (P_U は予想耐力)の定荷重くり返し3回、最大耐力以降の漸増くり返し3回で破壊に至らせた。

測定は、荷重、鋼管の歪、軸変形であった。鋼管の歪は、図-2に示すように、合計12ヶ所に2軸歪ゲージを貼付して測定した。軸変形は、直径 $\phi 114$ の

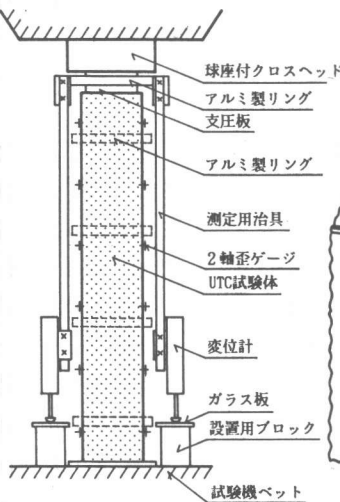


図-2 加力方法及び測定装置

(例) S 06 B 58
試験体大きさ ↓ D/t
H/D コンクリート強度

表-3 養生条件の相違によるコンクリート強度

養生条件	1W	2W	3W	4W
封かん養生	366	420	436	425
気乾養生	380	432	451	453

6W	8W	12W	16W	20W
443	448	470	485	505
464	467	462	488	510

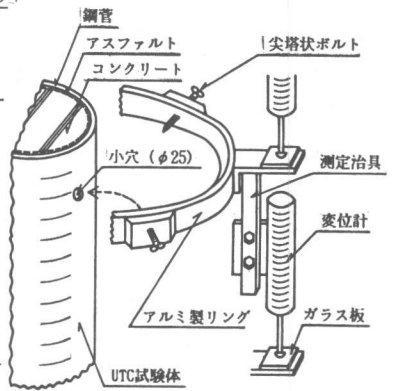


図-3 アルミ製リング及び変位計治具

試験体については、図-2に示すように支圧板から試験機ベントでの全体変形を変位計で測定し、直径 $\phi 216$ 、 $\phi 406$ 、 $\phi 609$ の試験体については、図-2に示すように鋼管の高さ方向4レベルの円周方向3ヶ所に穴をあけ、図-3に示すようにその穴を介してアルミ製リングを尖塔状ボルトで充填コンクリートに直接固定して、5区間の充填コンクリートの変形を変位計で測定した。鋼管

の円周方向応力(σ_θ),軸方向応力(σ_z)は,2軸歪ゲージの円周方向歪(ε_θ),軸方向歪(ε_z)から弾性域では「弾性理論」,塑性域では「ひずみ増分理論」を用いて計算をした。

3. 実験結果および考察

3.1 破壊過程

区間変形を測定したシリーズIの試験体 M06B102を用いて破壊過程を述べる。図-4に各区間ごとの応力-歪関係を示す。まず,初期剛性(E_0)はテストピースの初期剛性(E_{cyl})と同じで, $\frac{2}{3}F_c$ ぐらいからわずかに折れ曲がる。最大耐力までは各区間の歪(ε_i)と全体平均歪(ε)はほとんど同じであるが,下降域においては区間1,2のみで大変形を生じ,他の区間は歪がもどっている。そして,そのもどり剛性(E_R)は初期剛性(E_0)とほぼ同じである。写真-1に示すように,実験終了後に鋼管をガス切断して,充填コンクリートの破壊状況を観察した。斜めすべり面が発生し試験体は2分されているが,それぞれのブロックにはほとんどひび割れが発生していない。これらより,最大耐力以降の下降域においては,ある一断面のみですべり現象が生じ,他は健全であると判断される。

図-5に単調加力と繰り返し加力の応力-歪関係を示す。繰り返し加力の包絡線はほとんど単調加力と一致している。他の試験体でも耐力差は $\pm 5\%$ 以内である。

3.2 すべり面角度を考慮した解析的検討

十分な変形の後にはすべり面が明瞭に形成された試験体について,その角度(θ)を分度器で測定した。なお,「すべり面」とは正確には粉体状になった破面のことで,引張による破面ではない。全部で23体について測定し,平均 63.2° 標準偏差 1.94° であった。

図-6に,すべり面角度(θ)を仮定してコンファインド効果を考慮した軸方向応力(f_1)と拘束力($f_2=2\frac{t}{D}\sigma_y$)の応力図を示す。

応力のつり合い条件より,

$$\sigma_n = f_1 \cos^2 \theta + f_2 \sin^2 \theta \quad \text{.....①}$$

$$\tau = f_1 \sin \theta \cos \theta - f_2 \sin \theta \cos \theta \quad \text{.....②}$$

プレーンコンクリートのときには,「 $f_2=0$ 」とすれば「 $f_1=F_c$ 」を用いて表現できる。ここで, τ はすべり面近傍のコンクリートの破壊程度,つまり横歪(ε_θ)に依存する項($\tau(\varepsilon_\theta)$)と,垂直応力(σ_n)に依存する項($\tau(\sigma_n)$)に分割することができる。

$$\tau = \tau(\varepsilon_\theta) + \tau(\sigma_n) \quad \text{.....③}$$

ここで, $\tau(\sigma_n) = \mu \sigma_n$ の摩擦現象とおくと,

$$\tau(\varepsilon_\theta) = \tau - \mu \sigma_n \quad \text{.....④}$$

式①, ②を式④へ代入すると,

$$\tau(\varepsilon_\theta) = f_1(\sin \theta \cos \theta - \mu \cos^2 \theta) - f_2(\sin \theta \cos \theta + \mu \cos^2 \theta) \quad \text{.....⑤}$$

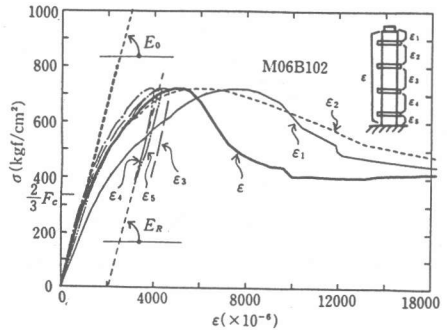


図-4 各区間ごとの応力-歪関係

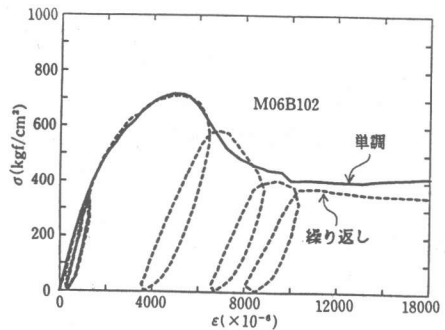


図-5 単調加力と繰り返し加力

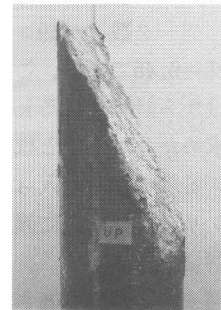


写真-1 充填コンクリートのすべり面発生状況

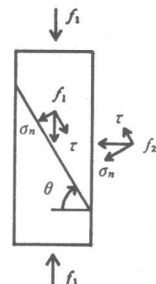


図-6 すべり面角度を考慮したモデル

ここで、 f_2 に依らず $\tau(\varepsilon_\theta)$ は、 ε_θ のみによって一義的に決まると仮定すれば、式⑤において、 $[\tau(\varepsilon_\theta)]_{f_2=f_2}=[\tau(\varepsilon_\theta)]_{f_2=0}$ において整理すると、

$$f_1 = F_c + \frac{\sin \theta \cos \theta + \mu \cos^2 \theta}{\sin \theta \cos \theta - \mu \cos^2 \theta} \cdot f_2 \quad \text{.....⑥}$$

一方、下界定理を用いて、式⑤で $\frac{d\tau(\varepsilon_\theta)}{d\theta} = 0$ とおくと、 $\mu = \tan \left(2\theta - \left(\frac{\pi}{2} \right) \right)$ ⑦

式⑦を式⑥へ代入すると、 $f_1 = F_c + \tan^2 \theta \cdot f_2$ ⑧

ここで、 $f_1 = \bar{f}_c$ とおくと、 $\bar{f}_c = F_c + \tan^2 \theta \cdot f_2$ ⑨

このすべり面角度 $\theta = 63.2^\circ$ とすると、 $\bar{f}_c = F_c + 3.91 f_2$ ⑩

式⑧において、第1項 F_c は充填コンクリートの耐力、第2項は鋼管の円周方向応力による耐力と考えられる。そして、実際には摩擦等によって伝達される鋼管の軸方向応力による耐力が、追加されて、次式のようになる。 A_c は充填コンクリート断面積、 A_s は鋼管断面積である。

$$P_u = \underbrace{F_c A_c}_{P_1} + \underbrace{\tan^2 \theta \cdot f_2 A_c}_{P_2} + \underbrace{s \sigma_z A_s}_{P_3} \quad \text{.....⑪}$$

それぞれの項を、 P_1, P_2, P_3 において、試験体 M06B102の応力分担状況を図-7に示す。最大耐力以降の耐力低下は、ほとんど充填コンクリート(P_1)に起因するものであり、その耐力低下の量にも限界がある。鋼管の軸方向応力による成分(P_3)は比較的小さいので、すべて円周方向応力成分(P_2)に盛り込んで考えることができる。

3.3 最大耐力とそのときの歪

最大耐力については、既に報告した¹⁾ここでは、簡便な式 $\bar{f}_c = F_c + k f_2$ としたときの拘束係数(k)について述べるとともに、シリーズⅡの試験体高さ(H)による影響を調べる。図-8に $\frac{H}{D} = 5 \sim 6$ の試験体について拘束力と最大耐力の関係をプロットする。データ数 $n = 49$ 点、平均 $k = 4.16$ 、標準偏差

$\sigma = 0.46$ である。この値はすべり面の角度(θ)から計算される $k = 3.91$ 、Richart が実験で求めた $k = 4.1$ とほぼ一致する。なお、シリーズⅢの軸鉄筋が入った試験体については、コンクリート強度 F_c に累加して、 $F_c' = F_c + \frac{A_s}{A_c} s \sigma_y$ で評価できる。

図-9に試験体高さ(H)と最大耐力(P_u)の関係をプロットする。高さ(H)が大きくなると耐力(P_u)が下がる。これは、摩擦によって伝達される鋼管の軸方向応力($s \sigma_z$)によるものと考えられる。近似曲線は、次式となる。

$$\bar{f}_c = F_c + (3.2 e^{-0.08 \lambda} + 2) \cdot f_2 \quad \text{.....⑫}$$

ここで、 $\lambda = \frac{H}{D}$

図-10に $\frac{H}{D} = 5 \sim 6$ の試験体について拘束力(f_2)と最大耐力時の歪(ε_θ)の関係をプロットする。コンクリート強度(F_c)に依存してほぼ比例関係となり、次式で近似できる。

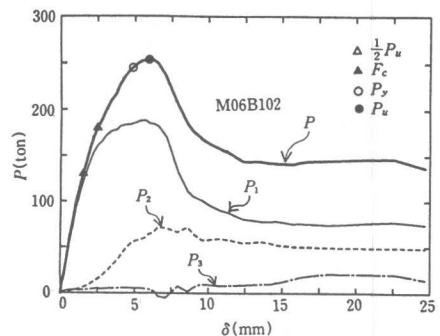


図-7 鋼管とコンクリートの応力分担

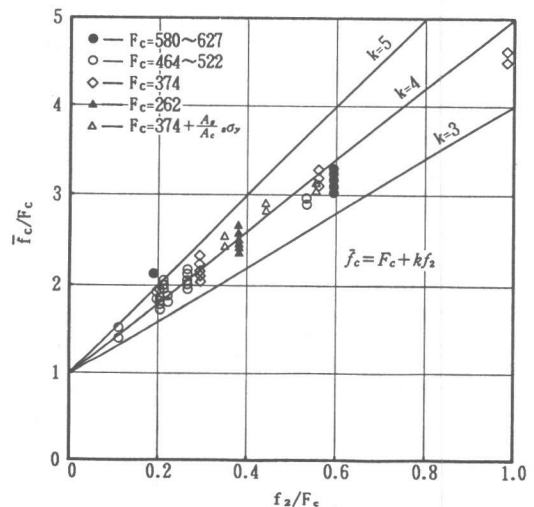


図-8 拘束力と最大耐力

$$\varepsilon_0 = \left\{ \left(0.18 - \frac{F_c}{4000} \right) f_2 + 3 \right\} \times 10^{-3} \quad \cdots \cdots (13)$$

3.4 下降域における耐力とすべり量

図-7で示したように耐力低下の量にも限界がある。図-11に $\frac{H}{D} = 5 \sim 6$ の試験体について拘束力と耐力低下率の関係をプロットする。すると次式で近似できる。

$$\Delta \sigma_z = F_c e^{-\frac{1.8 f_2}{F_c}} \quad \cdots \cdots (14)$$

図-4で述べたように最大耐力以降の歪(ε)は、局部的なすべり量(δ_p)と全体高さのもどり歪(ε_e)より次の関係が得られる。

$$\varepsilon = \varepsilon_0 + \varepsilon_p - \varepsilon_e \quad \cdots \cdots (15)$$

$$\text{ここで, } \varepsilon_p = \frac{\delta_p}{H}, \quad \varepsilon_e = \frac{\Delta \sigma}{E}$$

図-12に $\frac{H}{D} = 5 \sim 6$ の試験体直径(D)が異なる試験体の最大耐力以降の荷重(P)とすべり量(δ_p)の関係を示す。ほとんど同一の曲線上にあることより、無次元量 $\frac{\delta_p}{D}$ として扱えば、スケールイフェクトはないと判断できる。

図-13に試験体高さ(H)が異なる場合(シリーズII)について最大耐力以降の荷重(P)とすべり量(δ_p)の関係を示す。試験体高さ(H)が変っても、曲線の絶対的な形状は同じで、区間が異なるのみである。曲線の絶対的な形状は、次のようになる。

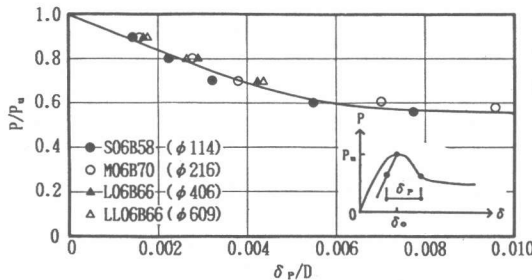


図-12 荷重-すべり量関係

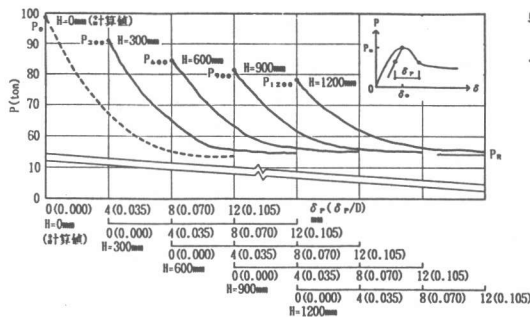


図-13 試験体高さとなすべり量

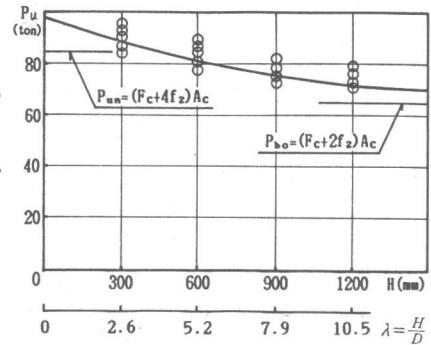


図-9 試験体高さとなす最大耐力

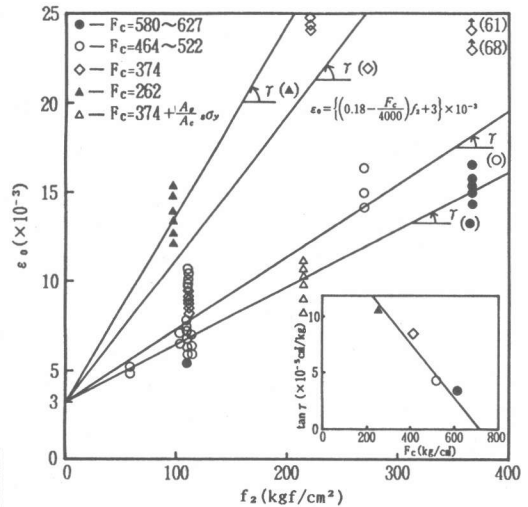


図-10 拘束力と最大耐力時の歪

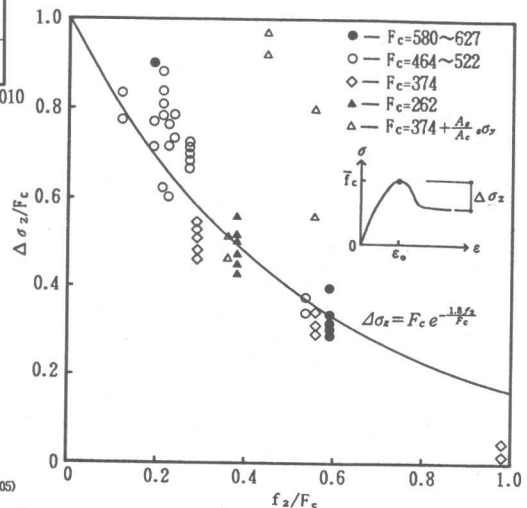


図-11 拘束力と耐力低下率

$$P = (P_0 - P_R)e^{-40\alpha} + P_R \quad \text{.....(16)}$$

ここで, $P_0 = (F_c + 5.2f_2)A_c$ (式⑫で $\lambda = 0$)

$$P_R = \left\{ F_c \left(1 - e^{-\frac{1.8f_2}{F_c}} \right) + 4f_2 \right\} A_c \quad \text{(式⑫で } \lambda = 6, \text{ 式⑭より)}$$

$$\alpha = \frac{\delta p}{D}$$

$$\text{式⑬より, } \alpha(P) = 0.025 \ln \left\{ \frac{P_0 - P_R}{P - P_R} \right\} \quad \text{.....(17)}$$

$$\frac{H}{D} = \lambda \text{ の試験体のとき, } \frac{\delta p}{D} = \alpha(P) - \alpha(P_\lambda) \quad \text{.....(18)}$$

$$P = P_R + (P_\lambda - P_R)e^{-40\lambda\epsilon p} \quad \text{.....(19)}$$

ここで, $P_\lambda = \bar{f}_c A_c$

$$\text{したがって, } \begin{cases} \sigma = \sigma_R + (\bar{f}_c - \sigma_R)e^{-40\lambda\epsilon p} & \text{.....(20)} \\ \epsilon = \epsilon_0 + \epsilon_p - \epsilon_e & \text{.....(21)} \end{cases}$$

$$\text{ここで, } \sigma_R = F_c \left(1 - e^{-\frac{1.8f_2}{F_c}} \right) + 4f_2$$

$$\epsilon_e = \frac{\bar{f}_c - \sigma}{E}$$

4. まとめ

アンボンド型充填鋼管コンクリート構造の中心圧縮性状について、鋼管の幅厚比 ($\frac{D}{t}$)、直径 (D)、コンクリート強度 (F_c)、径高比 ($\frac{H}{D}$)、軸鉄筋量 (A_s)、単調加力と繰返し加力等をパラメータとして、「鋼管によるコンファインド効果」、「摩擦等によって鋼管に伝達される軸方向応力」、「最大耐力以降の下降域でのすべり現象」、「耐力低下の限界」等の物理現象をできるだけ忠実に表現できる応力-歪関係を定式化した。図-14に、試験体S06B52で実験結果との比較を示す。

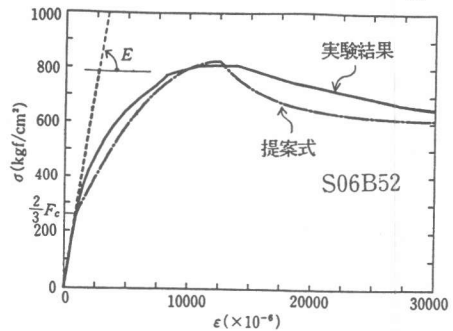


図-14 提案式と実験結果との比較

上昇域

$$0 \leq \epsilon < \frac{2F_c}{3E} : \quad \sigma = E \epsilon \quad \text{.....(22)}$$

$$\frac{2F_c}{3E} \leq \epsilon \leq \epsilon_0 : \quad \sigma = \frac{\frac{2}{3}F_c - \bar{f}_c}{\left\{ \frac{2F_c}{3E} - \epsilon_0 \right\}^2} (\epsilon - \epsilon_0)^2 + \bar{f}_c \quad \text{.....(23)}$$

下降域

$$\epsilon > \epsilon_0 : \quad \begin{cases} \sigma = \sigma_R + (\bar{f}_c - \sigma_R)e^{-40\lambda\epsilon p} & \text{.....(20)} \\ \epsilon = \epsilon_0 + \epsilon_p - \epsilon_e & \text{.....(21)} \end{cases}$$

$$\text{ここで, } \sigma_R = F_c \left(1 - e^{-\frac{1.8f_2}{F_c}} \right) + 4f_2$$

$$\epsilon_e = \frac{\bar{f}_c - \sigma}{E}$$

謝辞 本研究の実施に当たり、懇切なご教示をいただいた東京大学教授青山博之博士、大阪大学教授鈴木計夫博士に深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 下戸, 佐藤: “アンボンド型充填鋼管コンクリート構造の中心圧縮実験” 第8回コンクリート工学年次講演論文集(1986年)
- 2) 佐藤, 下戸, 渡辺: “アンボンド型充填鋼管コンクリートせん断伝達機構” 第9回コンクリート工学年次講演論文集(1987年)
- 3) 鈴木他: “横方向拘束力を受けるコンクリートの力学的特性に関する研究” 日本建築学会概観集(1977.10)
- 4) Richard F.E.: “A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses.” Bul. 185, University of Illinois (1928)
- 5) S.P. Iyengar: “Stress-strain characteristics of concrete confined in steel binders.” M of Concrete Research V. 22, No. 72 1970.9
- 6) S.H. Ahmad S.P. Shah: “Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement.” J of ACI (1982.11)
- 7) 鈴木他: “円形補強筋を用いたコンファインドコンクリートの強度および変形特性” 「材料」第34巻第376号(1985.1)
- 8) G.M. van Mier: “Multiaxial strain-softening of concrete.” Vol. 19-N° 111-Materiaux et Constructions (1986)