

アンボンド型充填鋼管コンクリート構造に関する研究 (その3)

—中心圧縮性状とその定式化—

佐藤 孝典
(技術研究所)下戸 芳寛
(原子力本部)

§ 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)~5)}。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-ひずみ関係が必要となる。そこで、62体に及ぶ中心圧縮実験を行ない、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-ひずみ関係を定式化する。

§ 2. 既往の研究

2.1 充填鋼管コンクリート構造に関する研究

充填鋼管コンクリート構造の起源は、1902年に J. S. Sewell が鋼管内面の錆止めとしてコンクリートを充填した柱⁶⁾にさかのぼる。その後、コンクリートが鋼管の局部座屈の発生、進展を阻止し、鋼管がコンクリートの脆性破壊を阻止するという相乗効果により優れた構造性能をもつことが注目され始めた。1960年代半ばごろまでは、軸力材として使用する目的で円形鋼管コンクリート構造の中心圧縮実験^{6)~8)}、クリープ実験⁹⁾、全体座屈実験⁷⁾¹⁰⁾等の研究が行なわれ、1960年代半ば以降は偏心圧縮実験の研究が盛んに行なわれた^{11)~15)}。その後は、柱梁接合部での納まりを考慮して、角形鋼管を採用した場合について曲げせん断実験が行なわれている^{16)~20)}。

このような時流のなかで、1967年に鋼管コンクリート

構造設計規準が作成された²¹⁾。しかし、これは充填型だけではなく充填被覆型および中空被覆型も包含する一律の基準となっているので、充填型特有の鋼管のコンクリートに対するコンファイン効果は考慮されていない。ちなみに最近の曲げ実験結果を見てみると、実験による耐力は規準で与えられている累加強度の約2倍となっている²⁰⁾。これを説明するためには、部材の曲げ圧縮部におけるコンクリートの応力-ひずみ関係にコンファイン効果を考慮しなければならない。とりわけ、最大耐力 (f_c) および下降域は大きく影響するといわれている²²⁾。そこで、本研究ではこれを定量的に考慮することに力点を置いている。

2.2 コンファインドコンクリートに関する研究

コンファインドコンクリートの応力-ひずみ関係に関する研究は、最初静水圧による拘束²³⁾²⁴⁾や円形鋼管による拘束²⁵⁾²⁶⁾の実験より最大耐力 (F_c) について議論され、1928年に F. E. Richart によって提唱された²³⁾ $\bar{f}_c = F_c + 4.1 f_2$ (\bar{f}_c : 最大耐力, F_c : プレーンコンクリート強

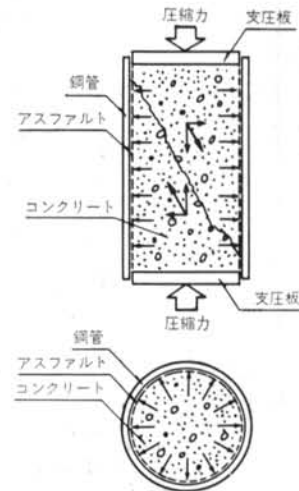


図-1 アンボンド型充填鋼管コンクリート構造

度、 f_2 : 拘束応力度)がよく知られている。その後、円形だけでなく、また最大耐力(\bar{f}_c)だけでなく角形や下降域を含む応力-ひずみ関係について研究された²⁷⁾⁻³⁴⁾。残念ながら、最大耐力以降の下降域における局所的な破壊ゾーンでのすべり量(δ_p)は考慮されていない。ひずみ度(ϵ)は、このすべり量(δ_p)を試験体長さ(H)で除したものである。下降域の応力-ひずみ関係は試験体長さ(H)を含む関数となるはずである。ごく最近になって、これを定性的に把握した研究が幾つか発表された³⁵⁾⁻³⁷⁾。本研究では、さらにこれを定量的に把握して定式化を試みている。

§ 3. 実験概要

3.1 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、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)の関係を変えた。

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、焼鈍して残留ひずみ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け塗布した。その塗布厚は、100~400 μm のばらつき範囲にあった。既に報告したように、この範囲のばらつきであれば構造的に支障ない¹³⁾。

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なった。その結果、表-3に示すように両者の強度の差は6%以内で

シリーズ	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		軸鉄筋強度			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_u (kgf/cm^2)	断面積 A_g (cm^2)	降伏 σ_s (kgf/cm^2)	引張 σ_u (kgf/cm^2)	単調	繰返
I	S06B58	114	600	6	1.97	58	507	43.5	3115	3480	—	—	—	2	1
	M06B102				2.11	102			3025	3580				1	1
	M06B70	216	1200		3.09	70	3598	4659	1	1					
	M06B22				9.94	22	2935	4718	2	1					
	L06B66	406	2400		6.14	66	522	40.0	3580	4730				2	1
	L.L06B66	609	3600		9.17	66	515	43.5	3651	5002				2	1
II	S03B52	114	300	3	2.19	52	464	34.3	2873	3509	—	—	—	3	2
	S03B52		600	6										3	2
	S09B52		900	9										2	2
	S12B52		1200	12										2	2
III	S06C36	114	600	6	3.20	36	374	35.8	3664	4728	—	—	—	1	1
	S06C36G										1.92(6-D6)	4223	5557	1	1
	S06C36H										4.26(6-D10)	4440	5462	1	1
IV	S06A21	114	600	6	5.50	21	627	46.8	3767	4322	—	—	—	5	0
	S06A52				2.19	52	580	42.1	2873	3509				1	0
	S06C52				4.36	26	374	35.8	2747	3410				5	0
	S06C26								3423	4344				3	0
	S06C19				6.11	19	262	21.7	3467	4410				2	0
	S06D71				1.60	71	262	21.7	3467	4410				6	0

*) S 06 B 58

表-1 試験体一覧

コンクリート 強度 F_c (kgf/cm^2)	シリーズ	W/C (%)	S/a (%)	重量調合 (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	III	45	40	175	388	702	1034	0.776	18	1.8
627	IV	34	43	175	515	692	917	1.288	11	1.7
580		35	37	175	500	600	1024	1.250	15	1.3
262		54	47	173	318	844	962	0.795	18	4.0

表一 2 コンクリート調合

養生条件	1W	2W	3W	4W	6W	8W	12W	16W	20W
封かん養生	366	420	436	425	443	448	470	485	505
気乾養生	380	432	451	453	464	467	462	488	510

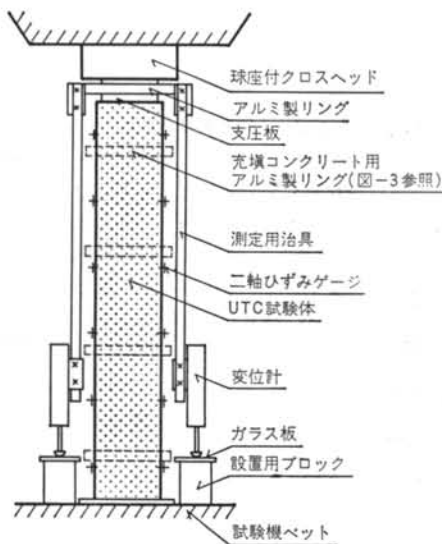
表一 3 養生条件の相違によるコンクリート強度

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。

3.2 加力方法および測定方法

加力は、図一 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 2~3 kgf/cm^2 とした。繰り返し加力は $0.5 P_u$ (P_u : 予想耐力) の定荷重繰り返し 3 回、最大耐力以降の漸増繰り返し 3 回で破壊に至らせた。

測定は荷重、鋼管のひずみ、軸変形であった。鋼管のひずみは、図一 2 に示すように合計 12 カ所に二軸ひずみ



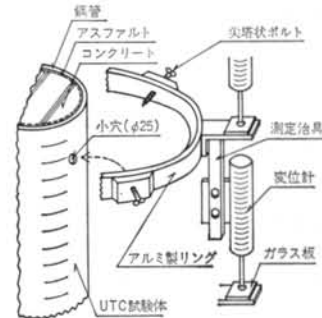
図一 2 加力および測定装置

ゲージを貼付して測定した。軸変形は、直径 $\phi 114$ の試験体については図一 2 に示すように支圧板から試験機ベットま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一 2 に示すように鋼管の高さ方向 4 レベルの円周方向 3 カ所に穴を明け、図一 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、二軸ひずみゲージの円周方向ひずみ (ϵ_{θ})、軸方向ひずみ (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。

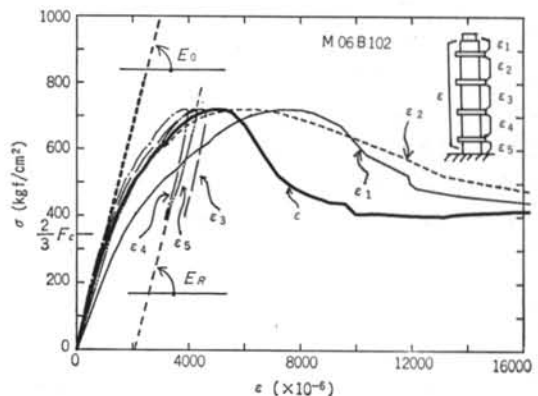
§ 4. 実験結果および考察

4.1 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。図一 4 に、各区間ごとの応力-ひずみ関係を示す。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



図一 3 アルミ製リングおよび変位計治具



図一 4 各区間ごとの応力-ひずみ関係



写真-1 充填コンクリートのすべり面発生状況

折れ曲がる。最大耐力までは各区間のひずみ(ϵ_s)と全体平均ひずみ(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、他の区間はひずみもどっている。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-ひずみ関係を示す。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±5%以内である。

4.2 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、割裂引張り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効果を考慮した軸方向応力(f_1)と拘束力($f_2=2\frac{t}{D}f_y$)の応力の釣り合い図を示す。

$$\sigma_n = f_1 \cos^2 \theta + f_2 \sin^2 \theta \quad \dots\dots(1)$$

$$\tau = f_1 \sin \theta \cos \theta - f_2 \sin \theta \cos \theta \quad \dots\dots(2)$$

プレーンコンクリートのときは、 $f_2=0$ とすれば $f_1=F_c$

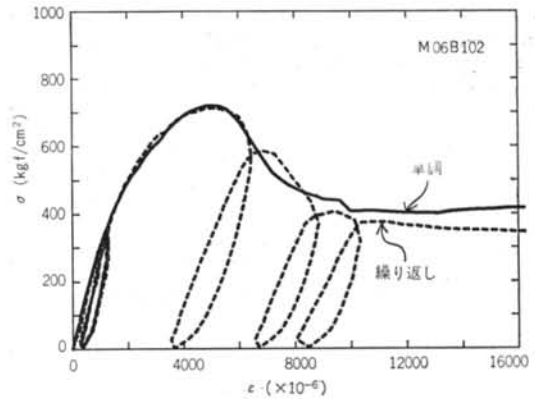


図-5 単調加力と繰り返し加力

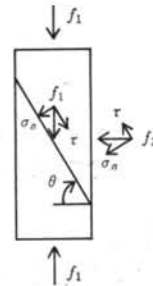


図-6 すべり面角度を考慮した応力モデル

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、つまり横ひずみ(ϵ_s)に依存する項 $\tau(\epsilon_s)$ 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。

$$\tau = \tau(\epsilon_s) + \tau(\sigma_n) \quad \dots\dots(3)$$

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

$$\tau(\epsilon_s) = \tau - \mu \sigma_n \quad \dots\dots(4)$$

式(1)、(2)を式(4)へ代入すると、

$$\tau(\epsilon_s) = f_1 (\sin \theta \cos \theta - \mu \cos^2 \theta) - f_2 (\sin \theta \cos \theta + \mu \sin^2 \theta) \quad \dots\dots(5)$$

ここで、 f_2 に依らず $\tau(\epsilon_s)$ は ϵ_s 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、

$$[\tau(\epsilon_s)]_{f_1=f_2} = [\tau(\epsilon_s)]_{f_2=0}$$

とおいて整理すると、

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

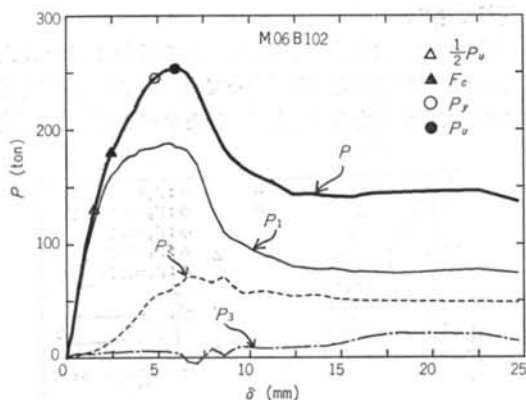
一方、下界定理を用いて式(5)で

$$\frac{d\tau(\epsilon_s)}{d\theta} = 0$$

とおくと、

$$\mu = \tan\left(2\theta - \frac{\pi}{2}\right) \quad \dots\dots(7)$$

式(7)を式(6)へ代入すると、



図一七 鋼管とコンクリートの応力分担

$$f_1 = F_c + \tan^2 \theta \cdot f_2 \quad \dots\dots(8)$$

ここで、 $f_1 = \bar{f}_c$ とおくと、

$$\bar{f}_c = F_c + \tan^2 \theta \cdot f_2 \quad \dots\dots(9)$$

このすべり面角度 $\theta = 63.2^\circ$ とすると、

$$\bar{f}_c = F_c + 3.91 f_2 \quad \dots\dots(10)$$

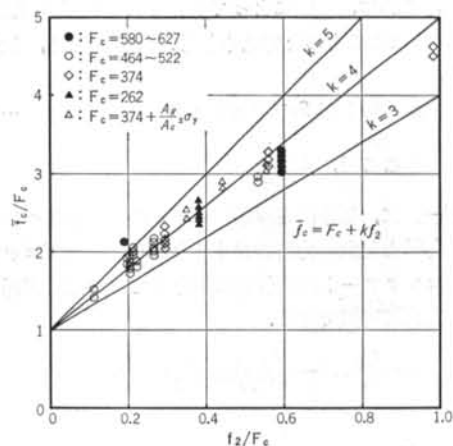
式(8)において第1項 P_1 は充填コンクリートの耐力、第2項 P_2 は鋼管の円周方向応力による耐力と考えられる。そして、実際には摩擦等によって伝達される鋼管の軸方向応力による耐力 P_3 が追加されて、次式のようなになる。 A_c は充填コンクリート断面積、 A_s は鋼管断面積である。

$$P_u = \frac{F_c A_c + \tan^2 \theta \cdot f_2 A_c + s \sigma_s A_s}{F_1 + F_2 + F_3} \quad \dots\dots(11)$$

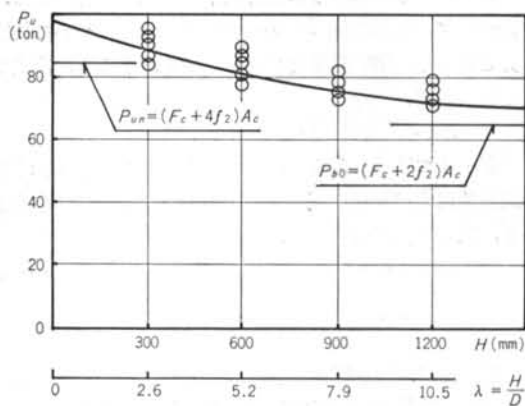
それぞれの項を F_1 、 F_2 、 F_3 において、試験体M06B102の応力分担状況を図一七に示す。最大耐力以降の耐力低下は、ほとんど充填コンクリート(P_1)に起因するものであり、その耐力低下の量にも限界がある。鋼管の軸方向応力による成分(P_3)は比較的小さいので、すべて円周方向応力成分(P_2)に盛り込んで考えることができる。

4.3 最大耐力とそのときのひずみ

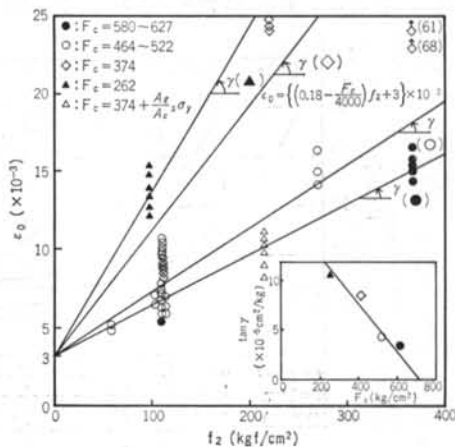
最大耐力については既に報告した¹⁴⁾。ここでは、簡便な式 $\bar{f}_c = F_c + k f_2$ としたときの拘束係数(k)について述べるとともに、シリーズIIの試験体高さ(H)による影響を調べる。図一八に、標準高さ $H/D = 5 \sim 6$ の試験体について拘束力と最大耐力の関係をプロットする。データ数 $n = 49$ 個、平均 $k = 4.16$ 、標準偏差 $\sigma = 0.46$ である。この値は、すべり面の角度(θ)から計算される $k = 3.91$ 、Richart が実験で求めた $k = 4.1$ とほぼ一致する²³⁾。なお、シリーズIIIの軸鉄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 $F_c' = F_c + \frac{A_s}{A_c} s \sigma_s$ で評価できる。



図一八 拘束力と最大耐力



図一九 試験体高さとも最大耐力



図一十 拘束力と最大耐力時のひずみ

図一八に、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(σ_z)によるものと考えられる。近似曲線は、次式となる。

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

ここで、 $\lambda = \frac{H}{D}$

図-10に、標準高さ $H/D=5\sim 6$ の試験体について拘束力(f_2)と最大耐力時のひずみ(ε_0)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。

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

4.4 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、標準高さ $H/D=5\sim 6$ 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。

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

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

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

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

図-12に、標準高さ $H/D=5\sim 6$ 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)を示す。試験体高さ(H)が変わっても曲線の絶対的な形状について最大耐力以降の荷重(P)とすべり量(δ_p)の関係

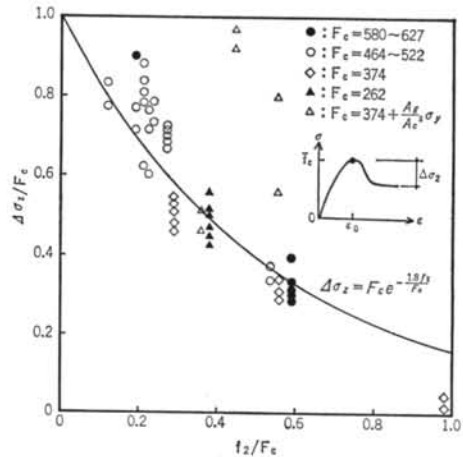


図-11 拘束力と耐力低下率

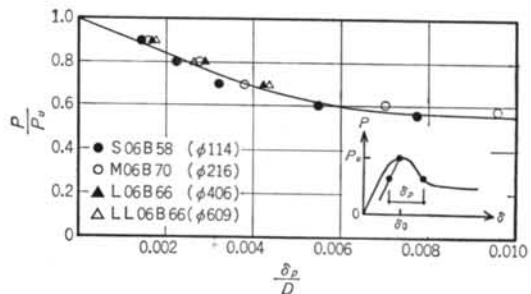


図-12 荷重—すべり量関係

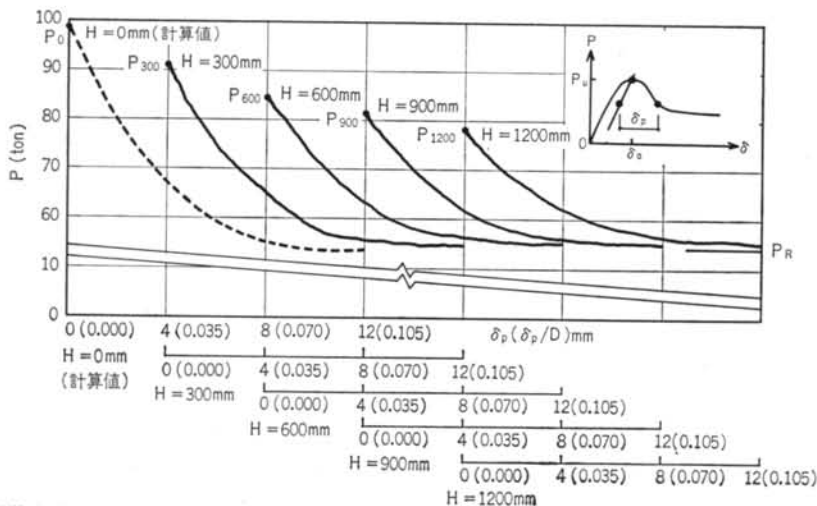


図-13 試験体高さとしべり量

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。

$$P = (P_0 - P_R)e^{-4\alpha\epsilon} + P_R \quad \dots\dots(16)$$

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

$$P_R = \{F_c(1 - e^{-1.8f_2/F_c}) + 4f_2\}A_c$$

(式(12)で $\lambda = 6$, 式(14)より)

$$\alpha = \frac{\delta_p}{D}$$

式(16)より、

$$\alpha(P) = 0.025 \ln \left\{ \frac{P_0 - P_R}{P - P_R} \right\} \quad \dots\dots(17)$$

$H/D = \lambda$ の試験体のとき、

$$\frac{\delta_p}{D} = \alpha(P) - \alpha(F_c) \quad \dots\dots(18)$$

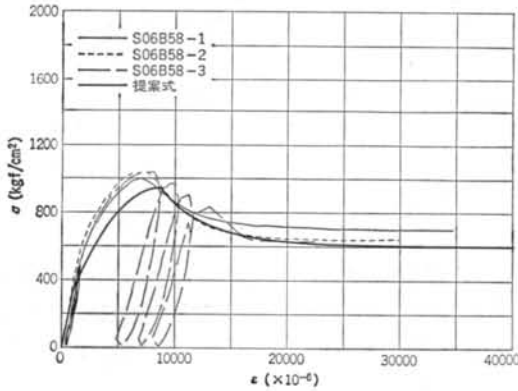


図-14 提案式と実験結果の比較 (S06B58の場合)

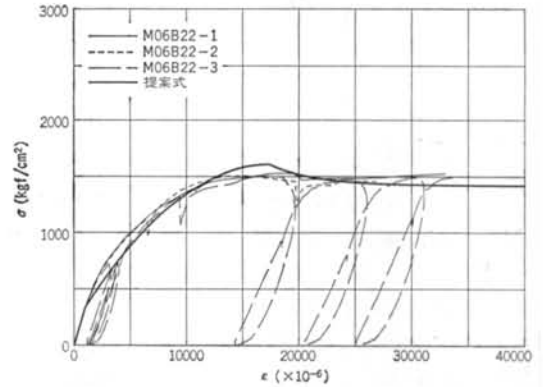


図-17 提案式と実験結果の比較 (M06B22の場合)

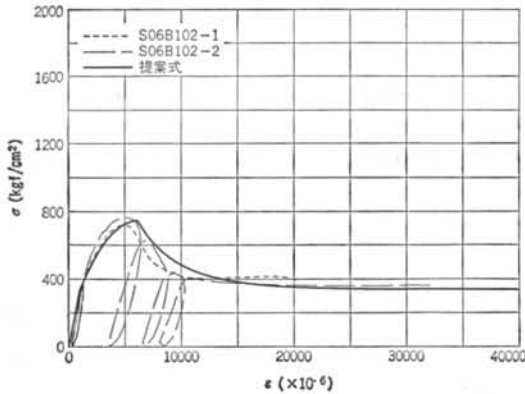


図-15 提案式と実験結果の比較 (S06B102の場合)

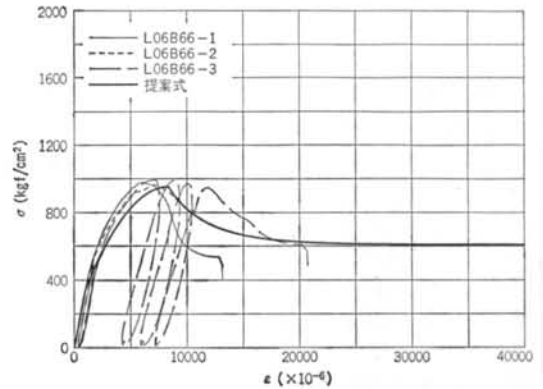


図-18 提案式と実験結果の比較 (L06B66の場合)

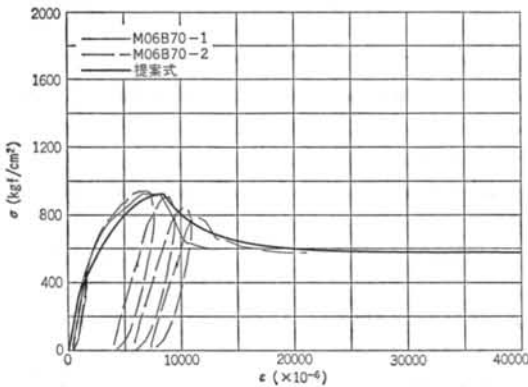


図-16 提案式と実験結果の比較 (M06B70の場合)

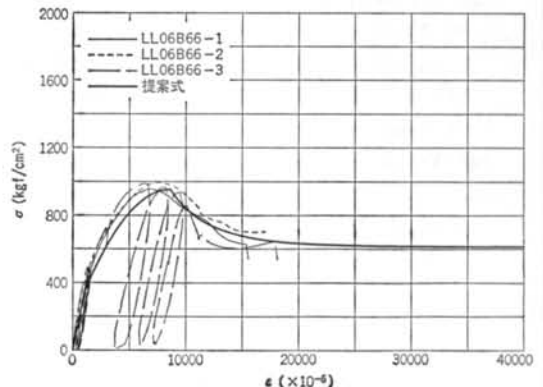


図-19 提案式と実験結果の比較 (LL06B66の場合)

$$P = P_R + (P_L - P_R)e^{-40.2\epsilon_p} \quad \dots\dots(19)$$

ここで、 $P_L = \bar{f}_c A_c$

したがって、

$$\sigma = \sigma_R + (\bar{f}_c - \sigma_R)e^{-40.2\epsilon_p} \quad \dots\dots(20)$$

$$\epsilon = \epsilon_0 + \epsilon_p - \epsilon_e \quad \dots\dots(21)$$

ここで、 $\sigma_R = F_c(1 - e^{-1.9f_d/F_c}) + 4f_2$

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

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-ひずみ関係を定式化した。図-14~図-19にシリーズIの全試験体について、提案式と実験結果との比較を示す。

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

$$\frac{2F_c}{3E} \leq \epsilon \leq \epsilon_0: \sigma = \frac{\frac{2}{3}F_c - \bar{f}_c}{\left\{\frac{2F_c}{3E} - \epsilon_0\right\}}(\epsilon - \epsilon_0)^2 + \bar{f}_c \quad \dots\dots(24)$$

$$\text{下降域: } \epsilon_0 < \epsilon: \begin{cases} \sigma = \sigma_R + (\bar{f}_c - \sigma_R)e^{-40.2\epsilon_p}, & \dots\dots(25) \\ \epsilon = \epsilon_0 + \epsilon_p - \epsilon_e & \dots\dots(23) \end{cases}$$

ここで、 $\sigma_R = F_c(1 - e^{-1.9f_d/F_c}) + 4f_2$

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

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ならびに当プロジェクトメンバーに深甚なる謝意を表します。

§ 5. 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 (D/t)、直径 (D)、コンクリート強度 (F_c)、径高さ比 (H/D)、軸鉄筋量 (A_d)、単調加力と繰り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

<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会論文集 (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構造のせん断伝達機構” 第9回コンクリート工学年次講演会論文集 (1987年)
- 3) 佐藤, 下戸, 渡辺: “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” 第10回コンクリート工学年次講演会論文集 (1988年)
- 4) 佐藤, 下戸: “アンボンド型充填鋼管コンクリート構造に関する研究 (その1) ——中心圧縮実験——” 清水建設研究報告 Vol.45 (1987年) pp.1~13
- 5) 佐藤, 下戸, 渡辺: “アンボンド型充填鋼管コンクリート構造に関する研究 (その2) ——鋼管と充填コンクリート相互間のせん断伝達機構——” 清水建設研究報告 Vol.46 (1987年) pp.59~66
- 6) J.S. Sewell: “Columns for Buildings” Engineering News, Vol.48, No.17 (1902)
- 7) H.J. Salani & J.R. Sims: “Behavior of Mortar Filled Steel Tubes in Compression” J. of Am. Conc. Inst., Vol. 61, No.10 (1964)
- 8) 仲, 加藤, 阿部: “コンクリート充填鋼管の圧縮強さ” 日本建築学会論文報告集 第69号 (昭和36年)
- 9) Von K. Klöppel & W. Goder: “Traglastversuche mit ausbetonierten Stahlrohren und Aufstellung einer Bemessungsformel, (I)” Der Stahlbau, Vol.26, No.1 (1957)
- 10) Von K. Klöppel & W. Goder: “*ibid.*, (II)” Der Stahlbau, Vol.26, No.1 (1957)
- 11) R.W. Furlong: “Strength of Steel-Encased Concrete Beam Columns” J. of Structural Div., ASCE, Vol.93, No.5 (1967)
- 12) R.W. Furlong: “Design of Steel-Encased Concrete Beam Columns” J. of Structural Div., ASCE, Vol.94, No.1 (1968)
- 13) P.K. Neogi, H.K. Sent & J.C. Chapman: “Concrete-filled Tubular Steel Columns under Eccentric Loading” Structural Eng., Vol.47, No.5 (1969)
- 14) R.B. Knowles & R. Park: “Strength of Concrete Filled Steel Tubular Columns” J. of Structural Div., ASCE, Vol.95, No.12 (1969)

- 15) 仲, 加藤, 金谷, 山口: “コンクリート充填鋼管の偏心圧縮実験” 日本建築学会論文報告集 号外 (昭和40年9月)
- 16) 山田, 坂恵, 近藤: “軸圧をうけるコンクリート充填鋼管柱の弾塑性曲げ変形状に関する研究” 日本建築学会論文報告集 第233号 (昭和50年)
- 17) M. Tomii & H. Sakino: “Experimental Studies on the Ultimate Moment of Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns” 日本建築学会論文報告集 第275号 (昭和54年)
- 18) M. Tomii & H. Sakino: “Elasto-Plastic Behavior of Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns” 日本建築学会論文報告集 第280号 (昭和54年)
- 19) M. Tomii & H. Sakino: “Experimental Studies on Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns Subjected to Monotonic Shearing Force and Constant Axial Force” 日本建築学会論文報告集 第281号 (昭和54年)
- 20) 鈴木, 木村, 小河, 伊藤, 宮下: “コンクリート充填角形鋼管柱の弾塑性性状について” 日本建築学会論文報告集 第345号 (昭和59年)
- 21) 日本建築学会編: “鋼管コンクリート構造設計規準・同解説” 日本建築学会 (1976年)
- 22) 富井, 崎野: “充填コンクリート鋼管構造に関する研究の現状 (その1) 部材の弾塑性性状” コンクリート工学 Vol. 13, No. 2 (1975年)
- 23) F.E. Richart, A. Brandtzaeg & R.L. Brown: “A Study of the Failure of Concrete under Combined Compressive Stress” Eng. Experimental Station Bull., No. 185 (1928)
- 24) C.J. Bellamy: “Strength of Concrete under Combined Stress” J. of Am. Conc. Inst., Vol. 58, No. 4 (1961)
- 25) N.J. Gardner & E.R. Jacobson: “Structural Behavior of Concrete Filled Steel Tubes” J. of Am. Conc. Inst., Vol. 64, No. 7 (1967)
- 26) N.J. Gardner: “Triaxial Behavior of Concrete” J. of Am. Conc. Inst., Vol. 66, No. 2 (1969)
- 27) S.P. Iyengar: “Stress-Strain Characteristics of Concrete Confined in Steel Binders” Magazine of Concrete Research, Vol. 22, No. 72 (1970)
- 28) S.A. Sheikh & S.M. Uzumeri: “Strength and Ductility of Tied Concrete Columns” J. of Structural Div., ASCE, Vol. 106, No. 5 (1980)
- 29) R. Park, M.J.N. Priestly & W.D. Gill: “Ductility of Square-Confined Concrete Columns” J. of Structural Div., ASCE, Vol. 108, No. 4 (1982)
- 30) R. Park: “A Comparative Study of Confinement Models” J. of Am. Conc. Inst., Vol. 80, No. 3 (1983)
- 31) M.J.N. Priestly, R. Park & R.T. Potangaroa: “Ductility of Spirally-confined Concrete Columns” J. of Structural Div., ASCE, Vol. 107, No. 1 (1981)
- 32) S.H. Ahmad & S.P. Shah: “Complete Triaxial Stress-Strain Curves for Concrete” J. of Structural Div., ASCE, Vol. 108, No. 4 (1982)
- 33) S.H. Ahmad & S.P. Shah: “Stress-Strain Curves of Concrete Confined by Spiral Reinforcement” J. of Am. Conc. Inst., Vol. 79, No. 6 (1982)
- 34) 鈴木, 中塚, 吉田: “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年)
- 35) 小阪, 谷川, 山田, 畑中: “多軸圧縮下のコンクリートの塑性変形挙動に関する研究” 第5回コンクリート工学年次講演会論文集 (1983年)
- 36) 小柳, 六郷, 内田: “コンクリートの圧縮塑性” セメント技術年報 第37号 (昭和58年)
- 37) G.M. van Mier: “Multiaxial Strain-Softening of Concrete” Materials & Structures, Vol. 19, No. 111 (1986)

