

新しい地下構造用合成鋼管柱の開発

渡邊 健*・木川富男**・森崎 充***

地下鉄駅内の支柱に使われてきた鋼管柱形式、合成柱形式の2種類の柱を一本化することにより、新しい地下構造用合成鋼管柱を開発した。その内容は、FEM解析シミュレーションによる支承板形状の決定、ハーフサイズモデルによる実験検証、実用のための標準化である。この開発により、地下柱の施工性、経済性の向上を図ることができた。

Key Words : concrete-filled tubular steel column, cast steel bearing plate, composite column

1. はじめに

地下鉄駅内の混雑する場所の柱には、駅構内の空間を有効に利用するため、柱径を細くできる円形鋼管の支柱が多く使われている。

円形鋼管柱の歴史をたどると、最初は中空鋼管の上下に円形または正方形の極厚の鋼板（支承板）を取り付けたものであった。この極厚の支承板が高価なことから、その支承板を使用しない柱として、昭和30年代には鋼管の端部を鉄筋コンクリート梁部に直接固定結合し鋼管の中にコンクリートを中埋めした合成柱¹⁾が開発された。この合成柱が普及しなかった理由の一つとして、柱と梁の結合部の施工が煩雑であることが推定される。

昭和40年代初期には、帝都高速度交通営団（以下、営団という）で、先に説明した構造柱に改良を加えた鋼管柱形式^{2),3)}、合成柱形式¹⁾の2種類の柱が開発され、現在まで使われてきた。鋼管柱形式は、発生する断面力に合わせて断面形状を変化させた鋳鋼製支承板を中空鋼管の上下に取り付けた柱で、鉄筋コンクリート梁を支えるものである。設計ではその材端をピンとして取り扱っている。合成柱形式は、鋼管の中に充填したコンクリートが鋼管と一体となって梁を支える柱で、設計ではその材端を剛として取り扱っている。両者の概要は図-1に示すとおりである。

鋼管柱形式は、柱の位置を決めるための軽微なアンカーボルトをあらかじめ鉄筋コンクリート梁に埋め込んでおき、その上に鋼管と支承板が一体となった柱を設置し、支承板とアンカーボルトとをすみ肉溶接接合する形式である。そのため、現場施工が非常に簡単であり、こ

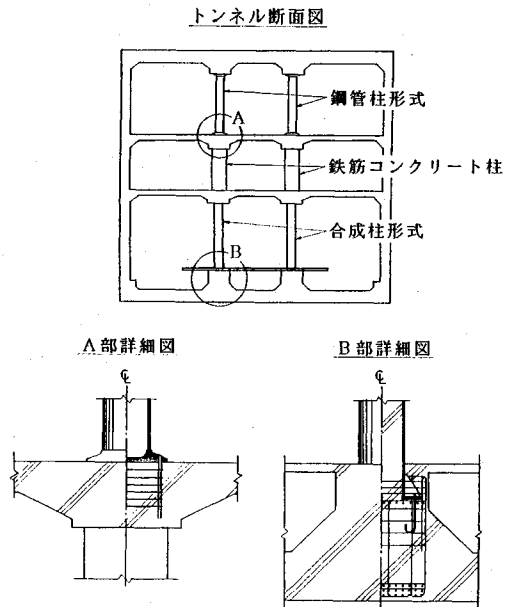


図-1 従来の鋼管柱形式、合成柱形式の概要

れがひとつの特徴となっている。このような柱と梁との結合方法が成り立つのは、構造上、支柱に発生する断面力は圧縮軸力が大きく曲げモーメントが小さい、つまりアンカーボルトに引き抜きが生じない場合であることが前提となっている。そのため、設計では、便宜上この柱の両端をピンとして取り扱っている。しかし、支承板が大きな幅で梁と接触しているため、実際には柱に曲げモーメントが発生するものと考えられる。ただし、現状では、この柱は前述したような軸力が支配的な場所で使用されているので、柱と梁との結合をピンとしても剛としてもその差異は小さいと思われる。

一方、合成柱形式は、その支承部を梁の中に埋め込み柱と梁を剛構造としているため、柱に曲げモーメント

* 正会員 工博 メトロ開発(株)社長
(〒107 港区赤坂5-4-5)

** 正会員 工博(株)クボタ 素形材事業本部 技監
*** (株)クボタ 素形材技術部

が発生する場所にも使用できるという特徴をもつ一方、支承部の施工が煩雑であるとか、構造上、最下層部での使用に限定される等の短所を抱えている。また、柱本体の加工製作に手間がかかることから、近年の人件費の高騰に伴って鋼管柱形式よりも不経済なものになってきた。

以上のような背景から、今回、鋼管柱形式の設計上の課題を解決し、合成柱形式の施工性、経済性を向上させた新しい地下構造用の合成鋼管柱を開発したので、報告する。

開発は次の手順で行った。

- 1) FEM 解析シミュレーションによる支承板形状の決定
- 2) ハーフサイズモデルによる実験検証
- 3) 実用のための標準化

2. FEM 解析シミュレーションによる支承板形状の決定

(1) FEM 解析の目的

今回開発する合成鋼管柱は、現場での施工性を向上するため、鋼管柱形式の支承板を基本とし、上下支承板ともその中央に開孔を設けることとした。開孔の目的は、①コンクリート充填性の向上、②充填コンクリートと支承コンクリートの一体化、③支承板重量の軽減、等である。これらの目的達成のためには開孔径を大きい方がよいが、開孔径を大きくすれば支承コンクリートに応力集中が起きるものと考えられる。したがって、支承板開孔径と支承コンクリートの支圧反力分布との関係を明らかにし、それをもとに支承板形状を決定することを目的として、FEM 解析によるシミュレーションを行うこととした。

(2) FEM 解析の概要

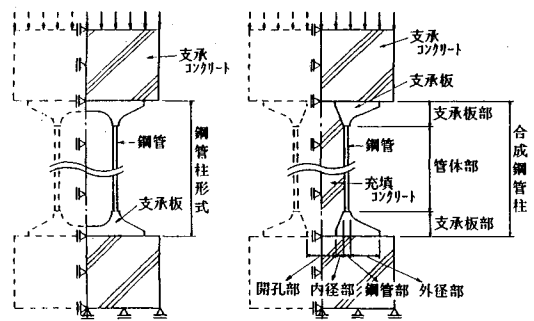
解析プログラムはMSC/NASTRAN を用い、解析方法は線形静的解析とした。解析モデルは、解析時間を縮小するため、回転体に軸対象の荷重が作用する場合を取り扱うことができる軸対称立体要素を用いた3次元モデルとした。

解析モデルの概要図及び各部の呼び名を図-2に示す。図-2(a)は鋼管柱形式の解析モデル(従来タイプ)で、合成鋼管柱と比較するため解析の対象とした。図-2(b)は合成鋼管柱の解析モデル(新タイプ)で、その支承板形状は、図-3に示す開孔径をパラメータとする4タイプ(新タイプ1~4)とした。

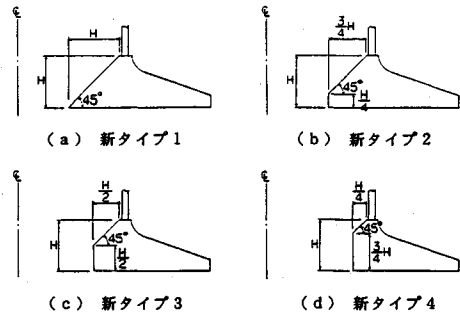
(3) FEM 解析結果

各タイプについて、解析の結果得られた支承板下の支承コンクリートの支圧応力度分布を、図-4に示す。図より次のことが言える。

- ・従来タイプの支圧応力度は、分布は滑らかであるが、



(a) 従来タイプ (b) 新タイプ
図-2 解析モデルの概要図及び各部の呼び名



(a) 新タイプ1 (b) 新タイプ2
(c) 新タイプ3 (d) 新タイプ4
図-3 新タイプ解析モデルの支承板断面形状

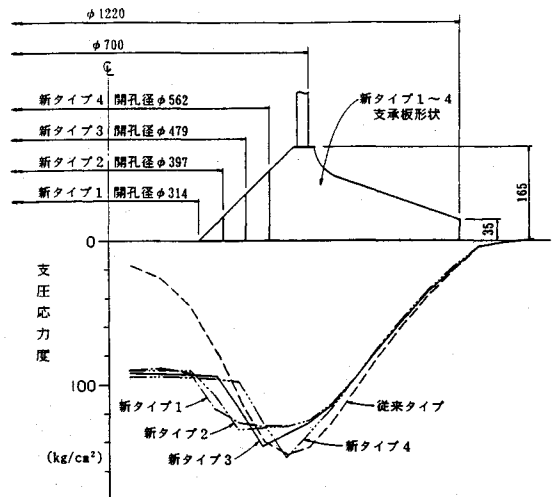


図-4 各タイプの支圧応力度分布

支承板鋼管部下部の値が大きい。

- ・新タイプの支圧応力度は、従来タイプに比べ支承板開孔部下部の値が大きくなり、その結果全体的に平均化され等分布の傾向に近づいている。これはコンクリート充填の効果である。
- ・新タイプ1~4を比べると、開孔径を大きくするほど支承板内径部下部に応力集中が起きる。ただし、その最大値が実績のある従来タイプの最大値を超えるのは、新

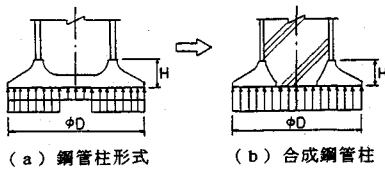


図-5 支承板設計用支圧反力分布の変更

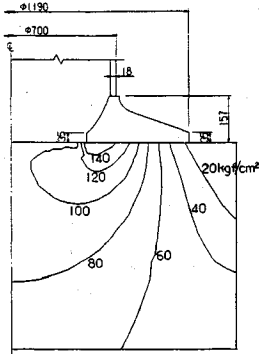


図-6 支承板の決定形状と支圧応力コンター図

タイプ4 だけである。

(4) 支承板形状の決定

支承板形状は、次のように決定した。

まず、先の FEM 解析結果と、コンクリートの充填性、支承板の重量軽減による経済性等を考慮して、開孔径は新タイプ3の大きさに決定した。

次に、支承板を設計するための支承コンクリートの支圧反力については、従来の鋼管柱形式では段階型分布を仮定していた³⁾が、合成鋼管柱では FEM 解析結果の反力分布から等分布として実用上差し支えないと考え、図-5 に示すような見直しを行うことにした。この支圧反力の変更により支承板の外径 D と厚さ H (図-5) を従来よりも抑えることができ、その結果支承板の重量を軽減できることになる。

以上から、コンクリート支圧反力を等分布として支承板外径と厚さを設計し直し、新タイプ3と同等な開孔径を有し、しかも支承板内径部をより実用的な形状に変更した支承板のモデルについて、再度 FEM 解析を行った。その結果得られた支圧応力コンター図を図-6 に示す。結果は新タイプ3 とほぼ同じであった。したがって、合成鋼管柱の支承板形状は図-6 に示す形に決定した。

3. ハーフサイズモデルによる実験検証

(1) 実験の目的

本合成鋼管柱は、鉄筋コンクリート梁(支承コンクリート)から支承板とその開孔部の充填コンクリート面に、荷重が伝達される機構になっている。そこで、本実験では、管体部(コンクリート充填鋼管部)の一部と支承板

部より構成される合成鋼管柱を、支承コンクリート上に設置した供試体を計画し、次の事項の確認を目的とした。

- ① 合成鋼管柱管体部、支承板部及び支承コンクリートの力学的性状の把握
- ② FEM 解析シミュレーションにより決定した支承板形状の妥当性と現行設計法により設計した供試体の安全性の確認

(2) 実験の概要

実験は、愛知工業大学構造実験室の 600 tf 試験機を用いて 2 回にわたり行った。供試体は、この試験機の載荷能力から実物のハーフサイズで設計した。設計は、FEM 解析の結果も踏まえながら、基本的には管管における鋼管柱形式及び合成柱形式の現行設計法を組み合わせで行った。設計式は付録 I に示す。

最初の実験(以下、実験 1 という)の概要を述べる。供試体は、図-7 (a) に示す形状 A 3 体と形状 A'1 体の計 4 体を計画した。形状 A の供試体は支承板と鋼管の外径比 D/D_1 を 1.7 として設計したもので、この値は従来の鋼管柱形式及び合成柱形式を標準化した際に採用した値と同じである。形状 A' は支承コンクリートの形状と支承板外径を形状 A と変えずに D/D_1 を 2.0 として設計したものである。つまり、設計荷重は同じで柱径を若干細くした形状である。なお、支承コンクリートの形状は地下鉄駅部の標準的な梁形状とした。

形状 A の 3 体を同一形状としたのは、供試体によるばらつきと、載荷する偏心量が異なる場合の圧縮性状の差異をとらえやすいと考えたからである。すなわち、形状 A については、3 体ともまず弾性範囲内である設計荷重まで中心圧縮し、いったん除荷した。その後、載荷する偏心量をそれぞれ 0 cm, 2 cm, 4 cm と変えて、終局するまで単調圧縮載荷した。形状 A' については偏心量 0 cm で終局するまで単調圧縮載荷した。載荷方法は、図-7、写真-1 に示すとおりである。

測定は、図-7 に示す各位置にゲージをセットして行った。供試体の変形についてはダイヤルゲージで、鋼管及び支承板のひずみについてはストレインゲージで、充填コンクリート及び支承コンクリートのひずみについてはモールドゲージで測定した。

以上の実験 1 では、以下の点を明らかにすることができなかった。

- ① 合成鋼管柱管体部のひずみ性状が、コンクリート充填鋼管単柱と同じかどうか。
- ② 支承板外側での支圧応力度の分布形状が、どのようになるか。

そこで、追加実験(以下、実験 2 という)を計画した。実験 2 では、形状 B の供試体 1 体と形状 C の供試体 2 体を用いた。その形状を図-7 (b), (c) に示す。形状 B は上記②を、形状 C は上記①を主に明らかにする

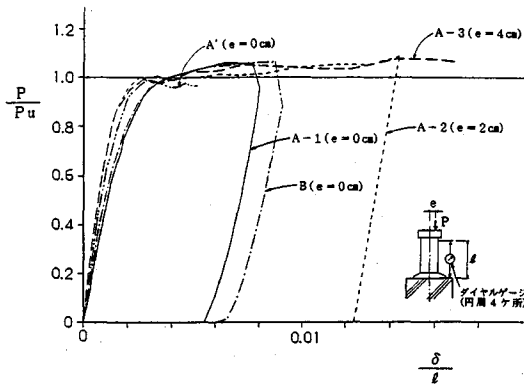


図-8 荷重と変位の関係

表-3 合成鋼管柱の終局耐力と安全率

供試体名	偏心量 e (cm)	設計荷重 Pd (tf)	終局耐力 (tf)		P max / Pu	安全率 P max / Pd
			実験値 P max	計算値 Pu		
A-1	0	206	602	568	1.06	2.92
A-2	2	158	546	502	1.09	3.46
A-3	4	129	480	445	1.08	3.72
A'	0	206	566	512	1.11	2.75
B	0	206	592	555	1.07	2.87

表-4 管体部の軸方向ひずみ (中心圧縮の設計荷重時)

	供試体名	鋼管 $\bar{\epsilon}_s (\mu)$	充填コンクリート $\bar{\epsilon}_c (\mu)$	記事	
実験 1	A-1	747	402	合成鋼管柱	
		634	496		
	A-2	672 (1.06)	467 (0.94)		*1
		607 (0.96)	516 (1.04)		*2
	A-3	582	509		
	A'	677	541		
実験 2	B	564	489	コンクリート充填 鋼管単柱	
	C-1	528	493		
	C-2	546	463		

*1 載荷面の鋼管部分にのみ紙を載せて載荷した場合。
 *2 載荷面の充填コンクリート部分にのみ紙を載せて載荷した場合。
 *1,*2の()内の数値は、紙を載せない場合との比を表す。

重)を表-3に示す。両者を比較すると、合成鋼管柱のサイズや載荷方法によらず、実験値が計算値より6~11%大きい(表-3の P_{max}/P_u)。このことから、供試体Bについて、充填コンクリートの圧縮強さを実験値の終局耐力をもとに逆算すると約412 kg/cm²となり、材料試験結果の361 kg/cm²(表-2)より14%上昇していることになる。これは鋼管による充填コンクリートの拘束効果であると考えられる。

また、各供試体の安全率を表-3に示す。表から合成鋼管柱の安全率は3程度であることがわかる。

b) 管体部のひずみ性状

合成鋼管柱管体部及びコンクリート充填鋼管単柱の管軸方向中央部における、中心圧縮の設計荷重206 tfを載荷した時の、鋼管と充填コンクリートの軸方向ひずみの平均値 $\bar{\epsilon}_s$, $\bar{\epsilon}_c$ を、表-4に示す。

通常、コンクリート充填鋼管の鋼管と充填コンクリートの各軸方向ひずみは等しくなると考えられるが、実験1では、どの合成鋼管柱の供試体もその管体部の鋼管のひずみが充填コンクリートよりも大きい結果となった。また、供試体により両者が相当ばらついた。

そこで、この原因が管体部上部の充填コンクリート面のキャッピングにあるのではないかと考え、実験途中に、供試体A-2において、載荷面の鋼管部分にのみ紙を載せて載荷したり、充填コンクリート部分にのみ紙を載せて載荷するテストを行った。その結果、載荷面に紙1枚分(約90 μ)の段差があると、鋼管と充填コンクリートの軸方向ひずみが4~6%程変動することがわかった(表-4)。このテスト結果と供試体の製作状況を考え合わせると、鋼管の軸方向ひずみが充填コンクリートよりも大きくなった原因はキャッピングだけではないように思われたが、実験1の結果だけでは確かなことは言えなかった。そこで、実験2では充填コンクリート鋼管単柱も供試体に加えた。

実験2の合成鋼管柱管体部とコンクリート充填鋼管単柱について、管軸方向中央部の荷重と軸方向ひずみの関係(P - ϵ 曲線)を、無次元化して図-9に示す。荷重の無次元化は図-8と同様の方法による。コンクリート充填鋼管単柱では鋼管と充填コンクリートの P - ϵ 曲線の傾きがほぼ一致しているのに対し、合成鋼管柱では両者の傾きが異なっている。このことから、測定した位置では、合成鋼管柱管体部のひずみ性状がコンクリート充填鋼管単柱と異なり、鋼管の軸方向ひずみが充填コンクリートよりも構造上若干大きくなるのがわかる。

この原因は次のように考えられる。今、荷重 P が作用したときの合成鋼管柱全体の鉛直方向変位を δ とする(図-10)と、鋼管と支承板の鉛直方向変位の合計も δ 、充填コンクリートの鉛直方向変位も δ と考えられる。ここで、支承板の鉛直方向変位は、支承板の剛性が鋼管に比べ非常に大きいので無視できる。よって、鋼管のひずみ ϵ_1 、充填コンクリートのひずみ ϵ_c は、マクロ的にみると、

$$\epsilon_1 = \frac{\delta}{l_1}, \quad \epsilon_c = \frac{\delta}{l}$$

で表される。ここで、 l は合成鋼管柱全体の長さ、 l_1 は鋼管部分の長さである(図-10)。 $l_1 < l$ から、

$$\epsilon_1 > \epsilon_c$$

がいえる。

この考え方の妥当性は次の試算からもいえる。 ϵ_1/ϵ_c の値は、上式に $l_1 = 628$ mm, $l = 700$ mm(図-7)を代

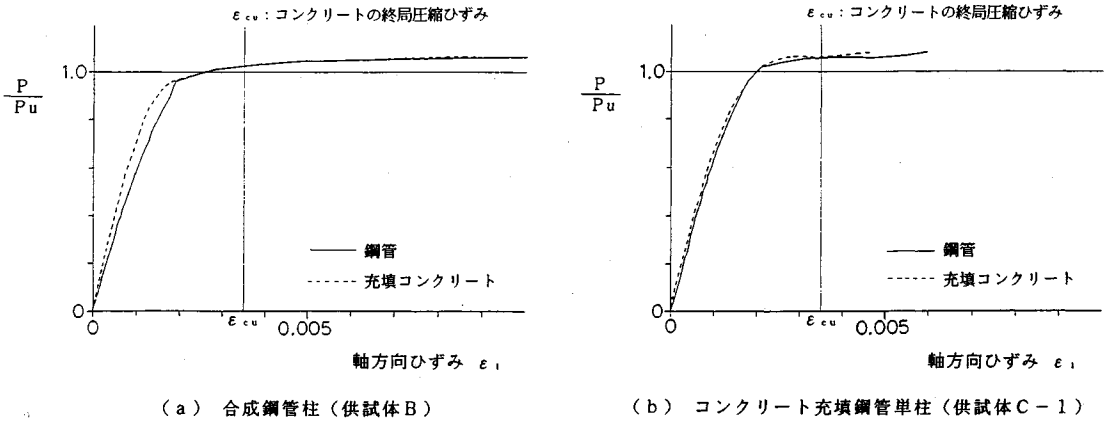


図-9 荷重と管体部軸方向ひずみの関係

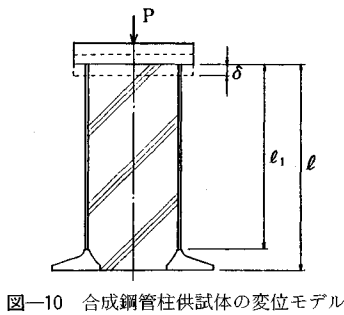


図-10 合成鋼管柱供試体の変位モデル

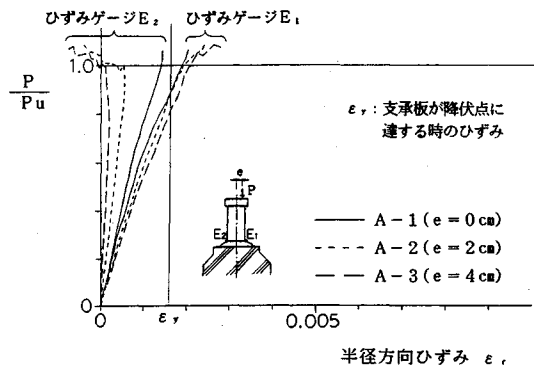


図-11 荷重と支承板半径方向ひずみの関係

入して計算すると1.11, キャッピングによる載荷面の段差がほとんどないと思われる供試体 B の実験値 $\bar{\epsilon}_s = 564 \mu$, $\bar{\epsilon}_c = 489 \mu$ (表-4) から直接計算すると1.15となり, 両者の結果はほぼ等しい。

以上で, 合成鋼管柱管体部のひずみ性状がコンクリート充填鋼管単柱と若干異なることを立証できた。しかし, 実際の柱では, 供試体と異なり柱長さ l が4000 mm位と長いので, 鋼管と充填コンクリートの各軸方向ひずみがほぼ等しくなることは, 上式による証明からも容易に推測できる。

また, コンクリート充填鋼管については, 鋼管と充填コンクリートが相互に拘束することによって部材のじん性が大幅に向上することが, 多くの実験で確認されている^{1), 4), 6)}。合成鋼管柱についても, 図-9 (a) より, 終局荷重時には鋼管は降伏点を, 充填コンクリートは設計上の終局圧縮ひずみ $0.0035^{7)}$ を超え 0.01 近くに達していることから, じん性の大幅な向上が認められる。

c) 支承板のひずみ性状と曲げ応力度

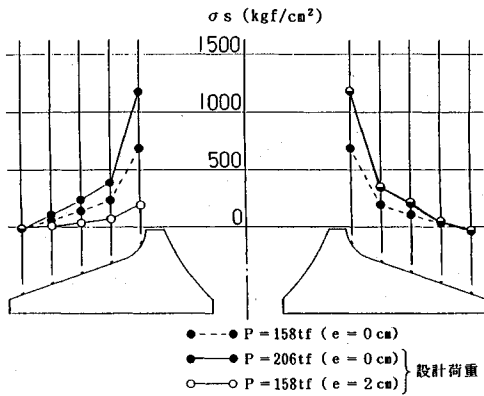
支承板の鋼管付け根2ヶ所における荷重と半径方向ひずみの関係を, 無次元化して図示すると図-11 が得られる。荷重の無次元化は図-8と同様の方法による。図中, ϵ_r は材料試験結果(表-1)より計算した支承板が降伏点に達する時のひずみである。図から以下のことがわかる。

- 偏心圧縮の影響が顕著である。
- 支承板の鋼管付け根近傍は, 終局荷重時に最外縁で降伏点に達している。

次に, 供試体 A-2 に荷重 158 tf と 206 tf を載荷した時の支承板に発生する曲げ応力度を, 計測した半径方向ひずみから計算して, 図-12 に示す。荷重 206 tf は中心圧縮の設計荷重, 荷重 158 tf は偏心量 2 cm の時の偏心圧縮の設計荷重である。この偏心圧縮の設計荷重は, 支承板に発生する偏心圧縮側の曲げ応力度が中心圧縮の設計荷重時と等しくなるように, 付録 I に示す設計式 (3)~(7) より逆算した値である。図から, 荷重 158 tf の時の中心圧縮と偏心圧縮の曲げ応力度を比較すると, 偏心圧縮時に偏心側に偏る様子がよくわかる。またその偏心圧縮側の値と荷重 206 tf の中心圧縮時の曲げ応力度とはほとんど一致している。このことは供試体 A-3 の偏心量 4 cm の場合も全く同じであった。以上から, 供試体の設計に用いた偏心圧縮時の支承板の設計方法の妥当性が確認できた。また, 支承板の形状が曲げ応力度分布に合った合理的な形状であることも確認できた。

d) 支承コンクリートのひずみ性状と支圧応力度

各供試体について, 荷重と支承コンクリートの支承板



注) ○は、○と●がほとんど重なっていることを意味する。

図-12 支承板の曲げ応力度

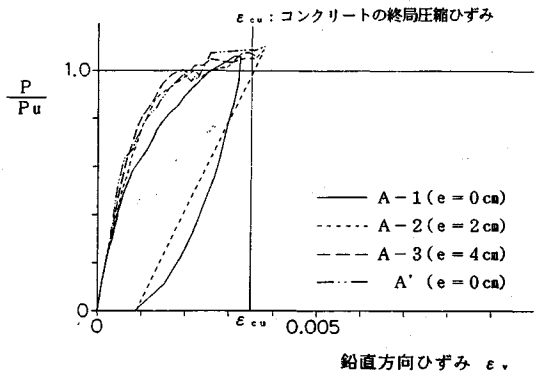


図-13 荷重と支承コンクリート鉛直方向ひずみの関係

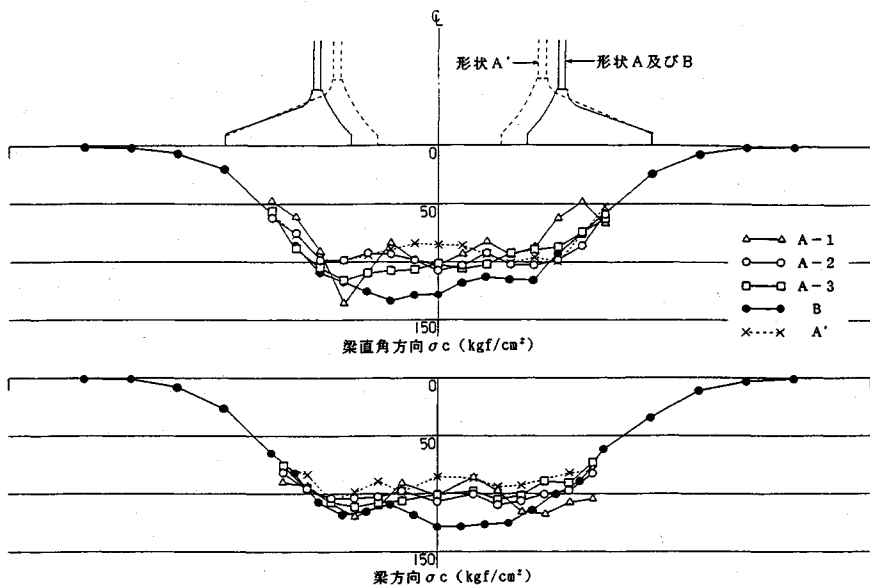


図-14 支承コンクリートの支圧応力度分布 (中心圧縮の設計荷重時)

内径部下部の鉛直方向ひずみの関係を、無次元化して図示すると図-13のようになる。荷重の無次元化は図-8と同様の方法による。どの供試体の支承コンクリートも、設計上の終局圧縮ひずみ 0.0035⁷⁾にほぼ達していることから、局部的には終局状態に達していることがわかる。

中心圧縮の設計荷重 206 tf を載荷した時の各支承コンクリートの支圧応力度分布を、計測した鉛直方向ひずみから計算して図-14に示す。中心圧縮時の支圧応力度の分布形状は、支承板内径部及び開孔部の下でほぼ等分布、それより外側で滑らかに低減している。

供試体 A-2 に荷重 158 tf と 206 tf を載荷した時の支承コンクリートに発生する支圧応力度分布を、図-15に示す。偏心させた方向は図中の梁直角方向である。図から、荷重 158 tf の時の中心圧縮と偏心圧縮の支圧応力度を比較すると梁直角方向では偏心圧縮時に偏心側に偏

る様子がよくわかる。またその偏心圧縮側の値と荷重 206 tf の中心圧縮時の支圧応力度とはほぼ等しい。このことは供試体 A-3 の偏心量 4 cm の場合も全く同じであった。以上から、図-17 に示す偏心圧縮時の支圧反力の考え方の妥当性が確認できた。

(4) 実験結果の結論

実験結果より、次の結論を得た。

- ① 合成鋼管柱の終局耐力は、管体部により決定され鋼管と充填コンクリートのそれぞれの強度の単純累加で計算しておけば、安全側である。また、現行の設計法で設計すれば、安全率は 3 程度である。
- ② 合成鋼管柱管体部のひずみ性状は、供試体では柱長さが短いためコンクリート充填鋼管単柱のひずみ性状と若干異なったが、実際の柱長さになればほぼ等しくなると考えられる。

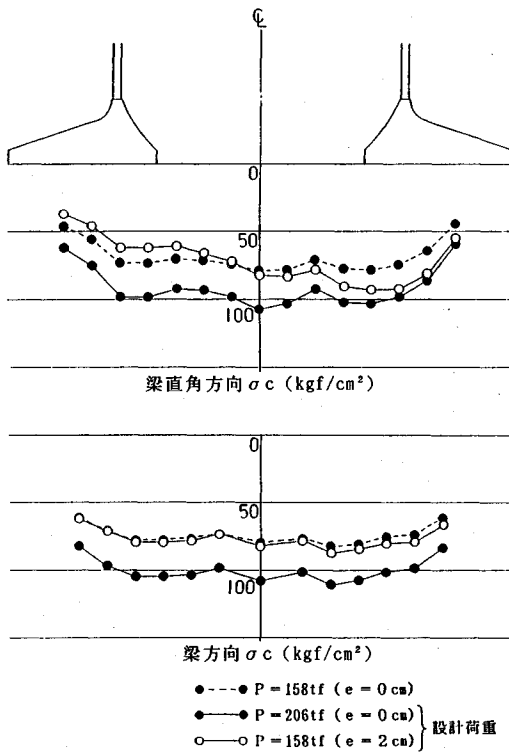


図-15 支承コンクリートの支圧応力度分布 (中心圧縮と偏心圧縮の設計荷重時)

- ③ 合成鋼管柱支承板及び支承コンクリートの応力分布の傾向は、中心圧縮時も偏心圧縮時も現行設計法で計算したとおりであるので、設計方法の妥当性が確認できた。
- ④ 終局荷重時に、管体部と支承コンクリートの一部が終局状態に達していることから、合成鋼管柱は管体部と支承部が耐力的にほぼ均衡した形状の柱といえる。

以上から、FEM 解析シミュレーションにより決定した支承板形状の妥当性、供試体の設計方法の妥当性及び合成鋼管柱の安全性が検証できた。

また、今回の実験では、合成鋼管柱の標準的な形状として支承板と鋼管の外径比 D/D_1 が従来の鋼管柱形式や合成柱形式と同じ 1.7 程度のを考えたが、実験結果より D/D_1 が 2.0 程度でも十分適用できることがわかった。

4. 実用のための標準化

設計者にとっての実用性を考慮し、合成鋼管柱の形状、寸法等を標準化して、管団ではひとつの表にまとめた。表の一部を付録Ⅱに示す。

標準化にあたっては、以下に示す点について調べ、盛り込むべき偏心量を検討した。

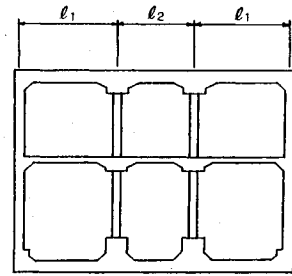


図-16 2層3径間のトンネル断面

- ① 既往の合成柱形式の実施設計を調査し、合成柱形式に発生する曲げモーメントを軸力で除し偏心量を求めた。
- ② 上記実施設計の中の基本的な 2 層 3 径間のトンネル断面 (図-16) において、合成柱形式を挟む隣合う 2 スパンの比 l_1/l_2 を変化させると、合成柱形式に発生する軸力の偏心量がどのように変化するか調べた。

これらの調査から、通常の地下駅の構造では偏心量はその大半が 2 cm 以内であることがわかった。そして、この偏心量 2 cm を超える特殊なケースは、支柱を挟む 2 スパンの比 l_1/l_2 が 2 を超える場合や、トンネル断面に偏土圧が作用する場合であることもわかった。そこで、標準化に盛り込む偏心量は 2 cm とした。

表の使用については、柱の軸力 N を求めれば、この軸力 N に対応するタイプの合成鋼管柱をすぐ選択できるようにした。また、偏心量 e が 2 cm を超える特殊な場合には、式 (1) より換算軸力 N' を求め、この換算軸力 N' に該当するタイプを選択すればよいようにした。

$$N' = N + \frac{M}{k} \dots \dots \dots (1)$$

ここで、 N' : 換算軸力

N : 設計軸力

M : 設計曲げモーメント ($M = N \cdot e$)

e : 偏心量

k : 支承板の核半径

5. おわりに

今回の合成鋼管柱の開発により次の効果が期待できる。柱高さ 4 m 程度を対象とした試算の例では、従来の鋼管柱形式よりも鋼管重量比で約 31%、支承板重量比で約 16%、合わせて 25% ほど鋼材重量を軽減することができる。また、支承部を鉄筋コンクリート梁の中に埋め込まない構造としたため、梁の主鉄筋を支承部に溶接したり補強鉄筋を入れたりする必要がなくなり、その結果従来の合成柱形式に比べ施工性を大幅に向上することができる。

今回の合成鋼管柱は、特に現場での施工性を重視し、地下構造用の支柱として開発したものである。そのため、アンカーボルトも柱を建て込むための簡単なものとした。これは、地下構造用の支柱の場合、柱に発生する軸力の偏心量は支承板の核半径を超えることがまずないからである。しかし、偏心量が支承板の核半径を超えアンカーボルトに引き抜きが生じる場合でも、相応の設計をすれば今回開発した合成鋼管柱でも十分対応できるものとする。

最後に、論文をまとめるにあたり御指導をいただいた宇都宮大学阿部英彦教授、実験にあたり御指導をいただいた愛知工業大学青木徹彦教授、開発にあたり当初よりこれに携わったメトロ開発(株)小林 光氏、(株)クボタ栄藤 修氏、並びに開発に際して御指導と御協力をいただいた帝都高速度交通営団の関係各位に対し、心より謝意を表する次第である。

付録 I 合成鋼管柱の設計式

ここでは本文 3. の供試体の設計に用いた合成鋼管柱の設計式を示す。

(1) 合成鋼管柱管体部の設計式

従来の合成柱形式の設計方法と同じで、許容耐力は鋼管と充填コンクリートのそれぞれの強度の単純累加とした。算式は次のとおりである。

$$\sigma_s = \frac{N - A_c \cdot \sigma_{ca}}{A_s} + \frac{M}{Z_s} \leq \sigma_{sa} \quad \dots\dots\dots (2)$$

- ここで、 N ：設計軸力
- M ：設計曲げモーメント ($M = N \cdot e$)
- e ：偏心量
- σ_s ：鋼管に発生する応力度
- σ_{sa} ：鋼管の許容応力度
- σ_{ca} ：充填コンクリートの許容応力度
- A_c ：充填コンクリートの断面積
- A_s ：鋼管の断面積
- Z_s ：鋼管の断面係数

(2) 合成鋼管柱支承板の設計式

従来の鋼管柱形式の支承板の設計方法と以下の点について変更し、その他は同じとした。

- 中心圧縮時の設計は、支承コンクリートの支圧反力分布を従来の段階型分布から等分布に変更した(図-5)。
- 偏心圧縮時の設計は、中心圧縮時の支圧反力である等分布に偏心によって生じる支圧反力を加算した等変分布(図-17)とし、この支圧反力の最大値が許容支圧応力度以内に収まるように支承板外径を決めた。算式は次のとおりである。

$$w_1 + w_2 \leq \sigma_{ca} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$w_1 = \frac{N}{\pi D^2/4} \quad \dots\dots\dots (4)$$

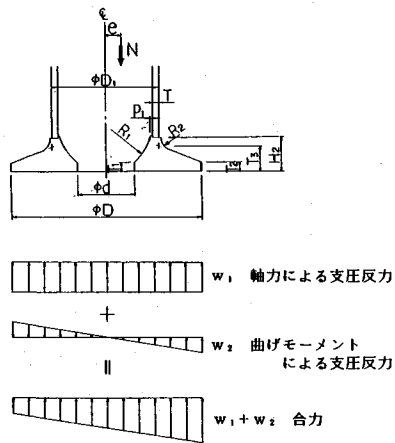


図-17 偏心圧縮時の支圧反力の考え方

$$w_2 = \frac{M}{\pi D^3/32} \quad \dots\dots\dots (5)$$

- ここで、 w_1 ：軸力による支圧反力
- w_2 ：曲げモーメントによる支圧反力
- σ_{ca} ：支承コンクリートの許容支圧応力度
- N ：設計軸力
- M ：設計曲げモーメント ($M = N \cdot e$)
- D ：支承板外径

支承板外径部の任意点に発生する曲げ応力度は、次式により求めることができる³⁾。

$$M_r = \frac{\pi}{3} (w_1 + w_2) (2R^3 - 3R^2r + r^3) \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$\sigma_b = \frac{3M_r}{\pi r t^2} \leq \sigma_{ba} \quad \dots\dots\dots (7)$$

- ここで、 M_r ：半径 r の位置の支承板に発生する曲げモーメント
- R ：支承板の半径 ($R = D/2$)
- r ：支承板任意点の半径
- t ：半径 r の位置の支承板厚
- σ_b ：半径 r の位置の支承板の曲げ応力度
- σ_{ba} ：支承板の許容曲げ応力度

よって、支承板各部の寸法は次式により計算した。

$$T_3 = \text{式(7)により計算}$$

$$T_1 = T_2 = 0.05 D_1 \quad \dots\dots\dots (8)$$

$$H_2 = T_2 + T_3 \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$d = D_1 - 2T - 2p_1 - H_2 \quad \dots\dots\dots (10)$$

(記号は図-17 参照)

付録 II

ここでは、本文 4. の標準化により作成した合成鋼管柱の寸法表の一部を表-5 に示す。

表—5 合成鋼管柱寸法表の一部

タイプ	設計軸力 Na (ton)	換算軸力 Na' (ton)	鋼管柱寸法表				支承板寸法表 (記号は図-17参照)											
			D1 (mm)	T (mm)	単重 (kg/m)	最大座屈長 H _{lmax} (mm)(x1000cm4)	sle	核半径 k (cm)	D (mm)	d (mm)	H2 (mm)	T1, T2 (mm)	T3 (mm)	R1 (mm)	R2 (mm)	上方重量 (kg)	下方重量 (kg)	桁幅 B (mm)
1	350	421	450	12	129.6	5660	58.9	9.750	780	310	106	23	83	229	35	176.4	174.0	1050
2	400	477	500	12	144.4	7190	84.8	10.375	830	358	107	25	82	244	37	197.4	195.1	1150
3	450	532	500	14	167.8	8260	92.2	10.875	870	344	118	25	93	253	38	243.7	241.3	1200
4	500	586	530	14	178.2	6070	112.7	11.500	920	366	125	27	98	275	41	288.0	285.5	1250
5	550	641	550	15	197.9	6340	133.0	12.000	960	378	132	28	104	283	42	331.3	328.7	1300
6	600	696	580	15	209.0	6420	159.8	12.500	1000	404	135	29	106	296	44	364.8	362.1	1350
7	650	750	600	16	230.4	6980	186.1	13.000	1040	416	141	30	111	307	45	412.8	410.1	1400
8	700	804	620	16	238.3	6210	208.4	13.375	1070	434	144	31	113	310	46	443.8	441.0	1450
9	750	858	650	16	250.2	6580	245.5	13.875	1110	460	148	33	115	323	49	488.4	485.6	1500
10	800	912	680	16	262.0	7020	287.1	14.250	1140	490	148	34	114	327	50	509.6	506.8	1550
11	850	966	680	17	278.0	5860	296.5	14.625	1170	478	157	34	123	344	51	576.4	573.5	1600
12	900	1019	700	18	302.7	6960	338.0	15.125	1210	490	163	35	128	356	52	641.2	638.3	1650
13	950	1072	750	16	289.6	6440	403.9	15.500	1240	548	159	38	121	363	55	641.2	638.3	1700
14	1000	1125	750	18	324.9	7300	429.3	15.875	1270	536	168	38	130	369	56	720.2	717.2	1700
15	1050	1179	750	19	342.5	6450	441.8	16.250	1300	526	176	38	138	379	56	797.7	794.7	1750
16	1100	1232	800	18	347.1	7820	537.3	16.625	1330	582	171	40	131	386	58	794.6	791.6	1800
17	1150	1286	800	19	366.0	7100	552.7	16.875	1350	574	177	40	137	394	59	854.3	851.2	1800
18	1200	1339	800	20	384.7	6440	567.9	17.250	1380	564	186	40	146	400	59	945.6	942.4	1850
19	1250	1391	850	19	389.4	7920	682.4	17.625	1410	620	181	43	138	412	62	944.1	940.9	1900
20	1300	1444	850	20	409.4	7370	700.9	18.000	1440	610	190	43	147	417	63	1042.6	1039.4	1950
21	1350	1497	850	21	429.3	6860	719.2	18.250	1460	602	196	43	153	425	63	1113.2	1109.9	1950
22	1400	1550	900	20	434.0	8440	855.2	18.625	1490	658	191	45	146	432	65	1108.6	1105.3	2000
23	1450	1603	900	21	455.2	8020	877.1	18.875	1510	652	196	45	151	433	65	1175.4	1172.1	2050
24	1500	1655	900	22	476.4	7630	898.9	19.250	1540	640	205	45	160	450	66	1291.2	1287.9	2100

参考文献

- 1) 網本克巳：鋼管とコンクリートの合成柱について，土木学会誌，第46巻第8号，1961. 8月。
- 2) 渡邊 健：光弾性による鋼管柱支承板の試験，第21回土木学会年次講演会 I-21, 1966.
- 3) 渡邊 健：地下鉄シールド駅の構造設計に関する研究，帝都高速度交通営団業務研究資料，1973. 5月。
- 4) 渡邊 健・阿部一孝・斉藤政義・田川健吾：コンクリート充てん鋼管の圧縮実験，土木学会誌 Vol. 51, No. 10, 1966. 10月。
- 5) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・解説，1987.
- 6) 富井政英・崎野健治：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, Feb. 1975.
- 7) 土木学会：コンクリート標準示方書【平成3年版】設計編。(1993. 1. 8 受付)

DEVELOPMENT OF CONCRETE-FILLED TUBULAR STEEL COLUMN WITH CAST STEEL BEARING PLATES FOR SUBWAY STATION

Takeshi WATANABE, Tomio KIGAWA and Mitsuru MORISAKI

Concrete-filled tubular steel column with cast steel bearing plates has been recently developed subway station by the unification of conventional tubular steel column and composite column. The following investigations were conducted. 1) Numerical simulation by FEM to analyze the structurally optimum configuration of bearing plates. 2) Experimental study with half-size models. 3) Standardization for practical application. This development has enabled to achieve new economical system as well as to make the construction more simplified.