

I - A130

地下構造用合成鋼管柱の水平交番載荷実験

クボタ^{*1} 正会員 森崎 充
同 上 正会員 栄藤 修
鉄道総研^{*2} 正会員 渡辺 忠朋

1. まえがき

地下駅駅部開削トンネルの支柱として多く使用されている鋼管柱は、その端部の支圧板とR C桁とが位置決め用の軽微なアンカーボルトで結合されており、従来の設計ではこれをピンとして取り扱ってきた。このような材端条件の鋼管柱が大地震時に大きな相対水平変位を受けた際の挙動については明らかでない。そこで、この点を調べ当面の耐震設計のデータとする目的で、コンクリート充填合成鋼管柱の試験体1体について水平交番載荷実験を行った。以下にその結果を報告する。

2. 実験概要

試験体は現在使用されている実物の1/3モデル1体であり、その形状を図-1に示す。支圧板とアンカーボルトのすみ肉溶接は引張強度を期待できないため行わなかった。また、合成鋼管柱上下のR C桁の配筋は実物と同等な鉄筋比とした。使用材料と材料試験結果を表-1、2に示す。

表-1 コンクリートの圧縮試験結果

圧縮強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 ($\times 10^5$ kgf/cm ²)
339	2.77

表-2 鋼材の引張試験結果

名称	材質	降伏点 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)
鋼管	SCW490-CF	3950	5660
支圧板	SCW480	4060	5430

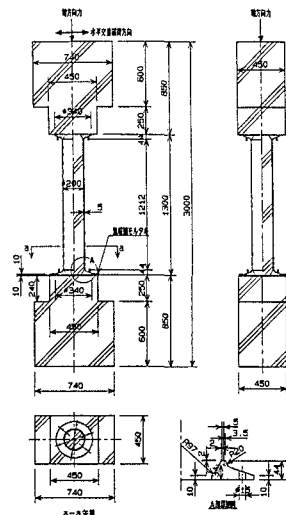


図-1 試験体

実験は、試験体上下のR C桁を加力装置に固定し、鉛直方向に軸力比0.5の一定軸力(108tf)を加えた状態で水平方向に交番載荷を行った。載荷履歴は、各サイクルにおける部材角Rの上限値を $\pm(3,5,10,15,20,25,30,35,40,45,50) \times 10^{-3}$ rad.とした正負繰り返し加力を3回ずつ行った後、正加力方向に部材角R=1/10rad.まで単調漸増載荷を行った。

3. 実験結果

(1) 変形能力

水平荷重Qと部材角Rの関係を図-2に示す。図より最大耐力以降の耐力低下はP- Δ 効果の影響程度であることがわかる。したがって、合成鋼管柱は十分な変形能力と最大耐力以後も十分な軸力保持能力を有しているといえる。

(2) 破壊性状

実験中に観察された主な発生現象および各部のひずみ状態を、表-3および図-2中に示す。まず鋼管材端部曲げ圧縮側が降伏し、次に支圧板の鋼管近傍が曲げ圧縮降伏した後、鋼管材端部に局部座屈が発生して最大耐力に達した。それ以降、鋼管材端部の局部座屈および支圧板引張側の浮

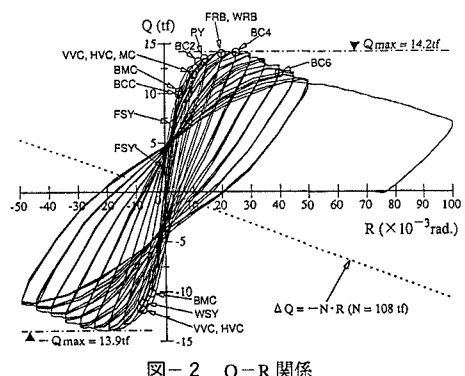


図-2 Q-R関係

キーワード：合成鋼管柱、水平交番載荷実験、支圧板、終局耐力、変形能力、回転バネ定数

*1 〒103 東京都中央区日本橋室町3-1-3 TEL 03-3245-3563 FAX 03-3245-3565

*2 〒185 東京都国分寺市光町2-8-38 TEL 0425-73-7281 FAX 0425-73-7282

き上がりとともに大きく進展した。

実験終了後 R C 桁と合成鋼管柱とを分離して各部を観察した。支圧板は加力方向に反っていたが、R C 桁はヘアクラック程度のひび割れしか発生していなかった。また、アンカーボルトも目視により確認できるような変形はなかった。

（３）終局耐力

前述の破壊性状から試験体の終局耐力は充填コンクリート鋼管部分で決定されていると考えられる。そこで、充填コンクリート鋼管の終局耐力計算値と最大耐力実験値を図－３に

示す。図中、cal-1、1'は充填コンクリート鋼管の一般化累加強度による終局耐力計算値、cal-2、2'は本構造では支圧板引張側が浮き上がるため鋼管にも引張応力が発生しないと仮定した同計算値である。なお、cal-1'、2'はコンクリートの拘束効果を考慮した計算値、cal-1、2はこれを無視した計算値である。

通常、実験値は、柱の端部が十分に固定されていれば cal-1'よりも大きく、材端部に支圧板が付かない構造であれば cal-2'を上回ると予測される。したがって、材端部の支圧板が R C 桁に十分に固定されない合成鋼管柱の終局耐力は cal-1'と cal-2'の間になるものと考えられる。

（４）支圧板の回転角と回転バネ定数

支圧板より 1D 離れた位置での充填コンクリート鋼管の曲げ回転角 θ をコンクリート充填鋼管柱の曲げ回転角 θ_c と支圧板の回転角 θ_p とに分解して、部材角 R に対する比を図－４に、支圧板の回転変形による R C 桁支圧面の中立軸比を図－５に示す。ここで、中立軸比は、曲げ

圧縮側支圧板縁端部から中立軸までの距離 $(x_n)_{pl}$ を支圧板外径 D_p で除した値である。

支圧板の回転成分比 θ_p/R は、初め 0.1 程度であったが、最大耐力時（16 サイクル目、 $R=+21 \times 10^{-3} \text{ rad.}$ ）には 0.6 程度に達し、以後はほぼ一定となった。一方、中立軸比も同様の傾向を示し、初め 1.0 以上（中立軸が支圧板の断面外）であったが、その後徐々に小さくなり、最大耐力時には 0.4 程度になり、以後はほぼ一定となった。これは、最大耐力時以降コンクリート充填鋼管柱端部の局部座屈と支圧板の反りがともに進展したことが原因と考えられる。

また、正加力ピーク時の各部材角 R における柱・桁接合部の回転

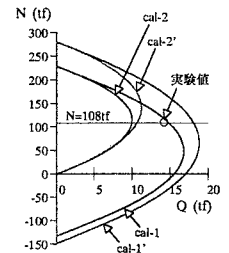
4. あとがき

今回の実験で、地下構造用合成鋼管柱の高い変形能力と軸力保持能力を確認できた。また、各部材角における柱・桁接合部の回転バネ定数も耐震設計の参考値として算出した。今後は、合成鋼管柱の終局耐力の定量的な評価方法および支圧板形状の回転バネ定数に与える影響について検討を行っていきたいと考えている。

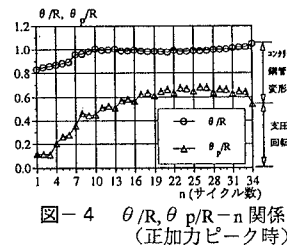
最後に、本実験の計画にあたり有益なご助言をいただきましたメトロ開発(株)相談役渡邊 健氏と、実験の実施にあたり多大なご協力いただきました(財)日本建築総合試験所殿に感謝の意を表します。

表－３ 主な発生現象および各部のひずみ状態

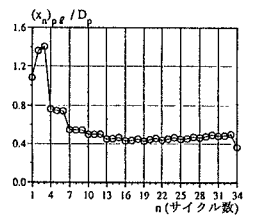
主な発生現象	サイクル数	Q (tf)	R ($\times 10^{-3} \text{ rad.}$)
最大耐力 (Qmax)	正	16	14.2
	負	16	-13.9
鋼管フランジの圧縮降伏 (FSY)	1	6.9	3.00
	(FSY')	1	2.1
鋼管ウェブのせん断降伏 (WSY)	9	-11.1	-7.82
鋼管フランジの局部座屈 (FRB)	13	14.0	20.04
鋼管ウェブの局部座屈 (WRB)	13	14.0	20.04
支圧板の曲げ圧縮降伏 (PY)	10	13.5	14.05
RC 桁内部コンクリートのひずみ	$\epsilon \geq 2 \times 10^{-3} \text{ (BC2)}$	10	13.2
	$\epsilon \geq 4 \times 10^{-3} \text{ (BC4)}$	19	14.1
	$\epsilon \geq 6 \times 10^{-3} \text{ (BC6)}$	26	12.0



図－３ N-Q 関係



図－４ $\theta/R, \theta_p/R-n$ 関係 (正加力ピーク時)



図－５ $(x_n)_{pl}/D_p-n$ 関係 (正加力ピーク時)

表－４ R-k 関係

サイクル数	Q (tf)	θ_p ($\times 10^{-3} \text{ rad.}$)	R ($\times 10^{-3} \text{ rad.}$)	k (tf-cm/rad.)
1	6.9	0.37	3.00	1,222,000
4	9.9	1.05	5.02	613,000
7	11.9	3.64	10.13	213,000
10	13.5	6.77	14.95	130,000
13	14.0	10.23	20.04	89,000
16	14.2	12.24	20.97	75,000
19	14.0	18.46	29.98	49,000
22	13.4	22.33	34.91	39,000
25	12.8	26.05	39.92	32,000
28	12.1	28.79	44.90	27,000
31	11.3	31.64	49.91	23,000
34	7.1	54.49	100.00	8,000