

# コッター・クイックジョイントセグメントの 実大載荷試験による耐震検討

## Seismic resistant investigation for cotter and quick-joint segments by full scale loading test

隅野洋治<sup>1)</sup>、太田 拓<sup>2)</sup>、小西義朗<sup>3)</sup>、安光立也<sup>4)</sup>、示 敬三<sup>5)</sup>

Youji SUMINO, Hiromu OTA, Yoshiro KONISHI, Tatsuya YASUMITSU, Keizo SHIME

Recently various types of segments have been created, joints between each pieces are improved even in ordinary segments. Osaka City Transportation Bureau investigated and evaluated Cotter, as the joints between segment pieces, and Quick-joint, as the joint between segment rings, which will be applied between Zuiko and Toyosato on subway 8<sup>th</sup> line. On the basis of member and ring performance at normal force design, we verified seismic resistant performance of CQ-segments.

This paper gives the result of seismic resistant investigation by full scale loading test.

**Key Words** : seismic resistant, full scale loading test, cotter and quick-joint segments

### 1. まえがき

近年、様々な新型セグメントが開発され、従来型のセグメントについても継手等の改良が行われている。大阪市交通局では、地下鉄第8号線の瑞光停留場～豊里停留場(停留場名は仮称)間において、セグメント間にコッター継手、リング間にクイックジョイントを使用するコッター・クイックジョイントセグメント(以下CQセグメントと称する)の検討を行った。ここで、常時設計での部材及びリングの性能を基本に、CQセグメントの耐震性能を検証した。今回は、実大載荷試験による耐震検討の結果について報告する。

### 2. セグメントの概要

CQセグメントの概要を図-2.1~2.3に示し、特徴は以下の通りである。

- ①コッター継手はセグメントに埋め込んだC型金物にH型金物を挿入するだけの楔式構造。
- ②クイックジョイントはトンネル軸方向に挿入するだけで締結できる構造。

[CQセグメントの諸元]・外径 $D_o=5,300\text{mm}$ ・桁高 $h=280\text{mm}$ ・幅 $B=1,200\text{mm}$ ・分割数 $n=6$ (軸挿入式)

- 
- 1) 正会員 大阪市交通局 設計改良課
  - 2) 正会員 (財)大阪市交通事業振興公社
  - 3) 正会員 (財)大阪市交通事業振興公社
  - 4) 正会員 前田建設工業(株) 関西支店 豊里作業所
  - 5) 正会員 中央復建コンサルタンツ(株)

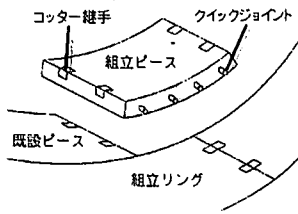


図-2.1 CQセグメント構造概要図

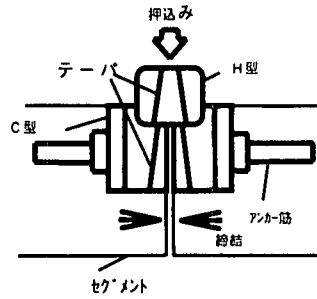


図-2.2 コッター継手(セグメント間)

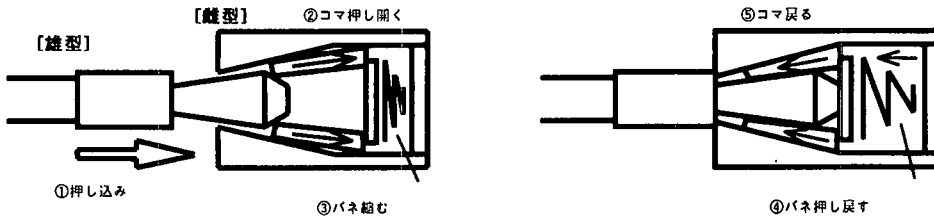


図-2.3 クイックジョイント(リング間)

### 3. セグメントの耐震設計

セグメントの耐震設計は、トンネル縦断方向と横断方向について行ったが、本報告では耐震安全性が最も懸念された横断方向について説明する。

#### (1)設計条件

構造物の耐震性能はⅡとし、横断方向の部材損傷レベルを以下のように設定した。

- ①セグメント本体：矩形断面の終局曲げモーメント及び剪断耐力
- ②セグメント継手：コッター継手を鉄筋とみなした終局曲げモーメント及び剪断耐力
- ③リング継手：クイックジョイントの終局剪断耐力

耐震設計上の工学基盤面は設計標準により、洪積層：Tg層( $V_s=400\text{m/s}$ とする)の上面とした。入力地震動はレベル2とし、大阪市想定地震動東大阪代表波形 4-26EW(基盤面波形、683.40gal)<sup>2)</sup>を用いた。

#### (2)横断方向の耐震設計と安全性照査

横断方向の耐震設計の流れは以下の通りで、断面抽出箇所の土質柱状図と応答解析結果を図-3.1に示す。

- ① 計算断面の抽出 1次元応答解析により、構造物上下の地盤相対変位量と動的剪断剛性を算出。
- ② 表層地盤の応答解析 2次元FEM動的解析(解析コード：SUPER-FLASH)により、空洞地盤の最大相対変位と慣性力を算出。
- ③ 1リング当たりの地震時断面力算定 RCセグメント部材の非線形性・軸力変動を考慮したテトラリニア型で1リングモデルの2次元FEM応答変位解析により地震時断面力を算出。
- ④ 添接効果の影響算定 1リングと3リングの梁ばねモデルの断面力を比較し、セグメント千鳥組配置(甲組・乙組)の添接効果を補正。
- ⑤ 添接効果を考慮した設計断面力の算定 前項の方法で添接効果を補正した3リングモデルの設計断面力を算定。
- ⑥ 安全性照査 3リングモデルでの甲組・乙組の本体部及び継手部の安全性を照査。(表-3.1参照)

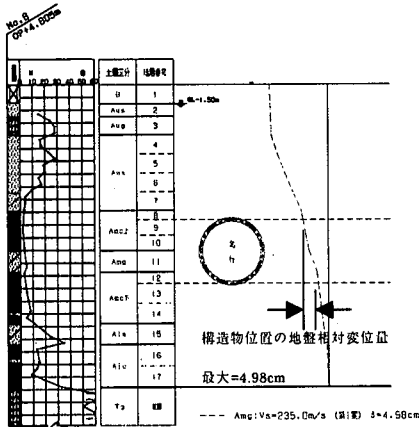


図-3.1 断面抽出箇所の土質柱状図と1次元応答解析結果

地盤応答解析では、沖積層の最小土被り箇所(北行線)でのトンネル上下の地盤相対変位量 $\delta$ が最大( $\delta=4.98\text{cm}$ )となることから、この断面でのCQセグメントの安全性照査を行った結果、表-3.1及び図-3.2に示すように本体部乙組の正曲げが最も厳しい条件になることが分かった。

表-3.1 横断方向の安全性照査結果

単位 M(kN·m) N(kN)		甲組				乙組			
		断面力		照査		断面力		照査	
		制限値	安全率	制限値	安全率	制限値	安全率		
本体部	正曲げ	M	161.6	206.0	0.784	199.0	199.8	0.996	
		N	391.6	—	—	337.1	—	—	
	負曲げ	M	-224.6	-265.3	0.847	-208.9	-269.3	0.776	
		N	979.9	—	—	1017.0	—	—	
継手部	正曲げ	M	136.0	197.2	0.690	107.7	188.1	0.573	
		N	472.6	—	—	387.0	—	—	
	負曲げ	M	-63.3	-115.5	0.548	-81.2	-114.6	0.709	
		N	809.3	—	—	796.9	—	—	

$V_s$  (せん断層性波速度, m/s) =  $80 N^{1/3}$  (砂質土)   
 $100 N^{1/3}$  (粘性土,  $2.5 \leq N \leq 25$ )   
 $23 q^{0.2}$  (粘性土,  $N < 2$ )   
 $G_0$  (初期せん断弾性係数) =  $\gamma V_s^2 / g$    
 $h_0$  (初期減衰定数) =  $0.02$  (仮定)   
 $\nu$  (ポアソン比) =  $\frac{(V_p/V_s)^2 - 2}{2[(V_p/V_s)^2 - 1]}$    
 $V_p = 1500$  (m/s)

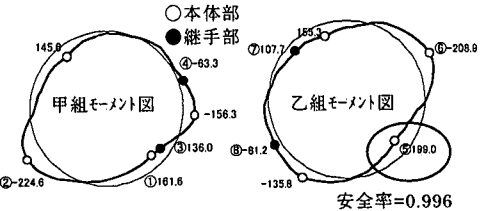


図-3.2 添接効果を考慮した甲乙算定断面力図

#### 4. 載荷試験

##### (1) 性能試験

単体曲げ試験の他に、耐震の当初設計に使用したセグメント間継手の回転ばね定数とリング間の剪断ばね定数を検証するために、平板継手曲げ試験とリング間剪断試験を行った。その結果を表-4.1に示す。

表-4.1 性能試験結果一覧表

シール材	曲げ方向	軸力(kN)	平板継手曲げ試験			シール材	半径方向リング間継手剪断試験		
			回転ばね定数(kN·m/rad)				剪断ばね定数(kN/m)		
			第1勾配	第2勾配	備考		第1勾配	第2勾配	第3勾配
有	正曲げ	① 0	15,000			有①	1.58×10 <sup>5</sup>	1.08×10 <sup>4</sup>	3.23×10 <sup>4</sup>
		② 500	28,500				折れ点 =64kN	折れ点 =66kN	
		③ 1000	45,800	6,400					
有	負曲げ	④ 0	4,900			無②	2.82×10 <sup>5</sup>	3.17×10 <sup>4</sup>	1.02×10 <sup>5</sup>
		⑤ 500	24,100				折れ点 =87kN	折れ点 =89kN	
		⑥ 1000	28,800	5,700					
無	正曲げ	⑦ 0	15,900			備考			
		⑧ 500	27,700						
		⑨ 1000	42,800	8,600					

##### (2) リング載荷試験(レベル2地震時荷重導入及び破壊試験)

試験及び計測の要領は図-4.1と4.2に示す通りで、実大供試体に対してレベル2地震時荷重における断面力を再現するように、曲げモーメント導入荷重 $P_v$ と円周方向軸力 $P_n$ を設定した。地震時は、地盤応答解析における変位形状より、図-3.2に示されるように45度方向の断面力が最大となることから、 $P_v$ は左上から右下の45度方向に載荷した。

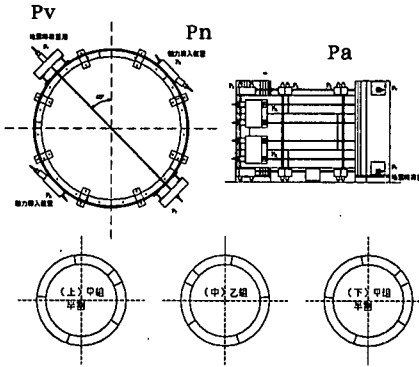


図-4.1 地震時荷重導入リング載荷試験要領図

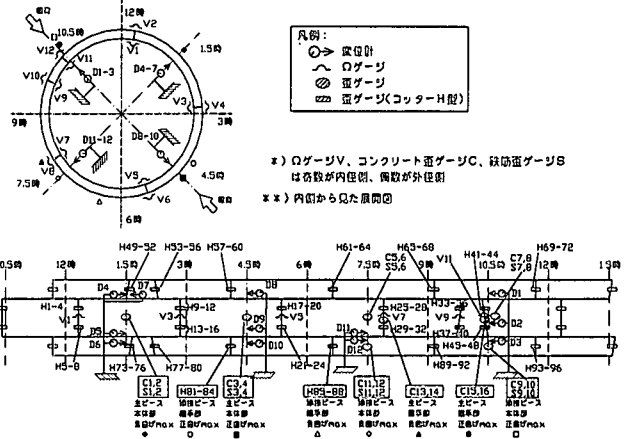


図-4.2 リング載荷試験計測位置図

導入荷重と試験ケース及び破壊荷重結果は表-4.2に示す通りでCASE3の地震時荷重レベルのPvとPnに対して、Pn=350kNを一定しPv=0及びPv=110kN(許容レベル)をCASE1,2とした。Pv=190kNから破壊までPvを増加させるケースをCASE4とした。モーメントは剛性一様リングと仮定して算出した。

表-4.2 地震時荷重導入と試験ケース及び結果

CASE	Pv(kN)	Pn(kN)	M(kN・m)	備考
1	0	350	0	軸力のみ
2	110	350	88	許容レベル
3	190	350	152	地震時レベル
4	570	350	455	実測破壊荷重

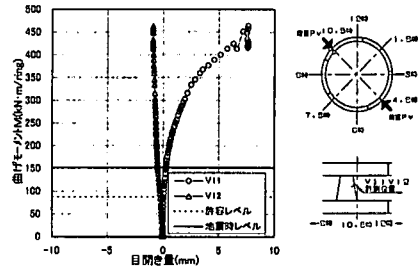


図-4.3 曲げモーメントと継手目開き量(V<sub>11</sub>, V<sub>18</sub>)

表-4.3 リング載荷試験回転ばね定数(kN・m/rad)

正曲げ(10.5時方向)		負曲げ(7.5時方向)	
第1勾配	第2勾配	第1勾配	第2勾配
35,000	8,200	33,000	3,500

曲げモーメントと継手目開き量の関係を図-4.3に示す。継手目開き量は地震時荷重時に $\delta=1.0\text{mm}$ で、シール材供用時設定目開き量 $\delta=2.0\text{mm}$ に対して問題ないことが確認された。目開き量から求めた回転ばね定数を表-4.3に示すが、リング載荷試験の軸力は350kNであるにもかかわらず、表-4.1における性能試験の軸力=500kNの回転ばね定数②⑤よりも大きな値を示した。

セグメント間のコッター継手のH型金物に歪みゲージを貼付し、挙動を把握した。曲げモーメントとH型金物歪みの相関を、図-4.4と4.5に示す。許容荷重レベルでは正曲げ負曲げ共に、H型金物歪みの変化は見られず、地震時荷重レベル以降に変化が見られる。セグメント本体の破壊時には正曲げ部H型金物の平均歪みが降伏歪み $3143\mu$ を越えて $3700\mu$ となったが、H型金物を含む継手全体は破断しないことが確認された。

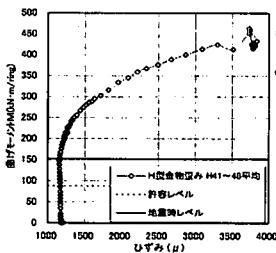


図-4.4 正曲げ部 曲げモーメント-H型金物歪み相関

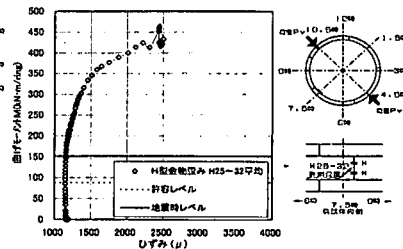


図-4.5 負曲げ部 曲げモーメント-H型金物歪み相関

実験での破壊は写真-4.1に示すように、セグメント本体の乙正曲げ部と添接甲正曲げ部で破壊が確認された。図-4.6の実線は実験の荷重-変位曲線であるが、ここで破壊の順序を特定するために、Pv増加に伴う鉄筋歪みを確認した結果、まず①乙正曲げ部の鉄筋が降伏し、次に②添接甲正曲げ部の鉄筋が降伏していることが分かった。写真番号①~⑤は図-4.6における鉄筋降伏箇所番号を示す。図-4.6の一点鎖線は、表-4.1に示す性能試験結果からの回転ばね定数③⑥と剪断ばね定数①を使用して、非線形梁ばねモデル解析したものである。非線形梁ばねモデル解析は、断面に発生する正負の曲げモーメントに対して、非対称の回転ばね定数(バイリニア)を設定し、正負の剪断力に対しては対称の剪断ばね定数(トリリニア)を設定して変位量を計算している。

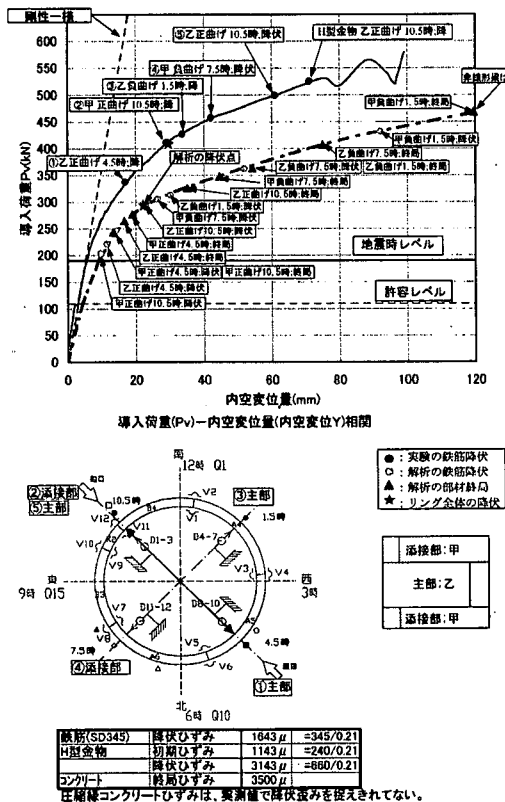


図-4.6 荷重-変位曲線

図-4.7はセグメント本体の終局曲げモーメントと軸力の関係を示す破壊包絡線であり、今回の性能試験とリング載荷試験での破壊時のMNをプロットしたものである。ここで試験結果が破壊包絡線の外側にあることから、CQセグメントの耐力は十分にあることが分かる。

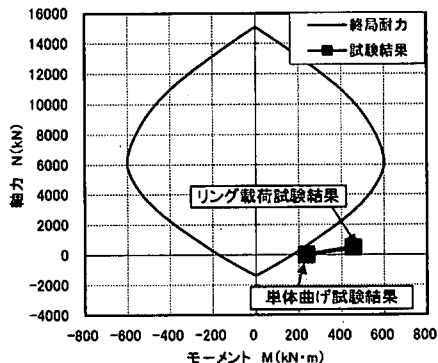


図-4.7 曲げ耐力-軸力関係図

### (3) 載荷試験結果のまとめ

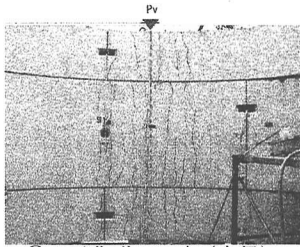
#### 1) 性能試験

- ① 軸力の増加に伴い回転ばね定数は増加する。増加率は、正曲げが  $45800/15000=3.05$  倍、負曲げが  $28800/4900=5.88$  倍となり、負曲げで顕著になる。
- ② 今回のシール材はセグメントシール溝に対して体積比で約 1.06 倍程度であるため、シール材の有無は回転ばね定数には影響しないことが分かった。
- ③ 剪断ばね定数はリング間継手の剪断抵抗として評価されるが、シール材により 1/2~1/3 に低下する。

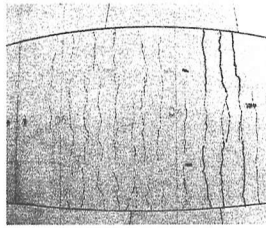
#### 2) リング載荷試験(レベル2地震時荷重導入及び破壊試験)

- ① 実際の破壊耐力はレベル2地震時荷重の約3倍となった。
- ② 地震時荷重レベルでの継手目開き量はシール材の設定目開き量以下であり問題ないことが確認された。
- ③ 平板継手曲げ試験より小さい軸力レベルにもかかわらず、回転ばね定数は大きな値を示した。

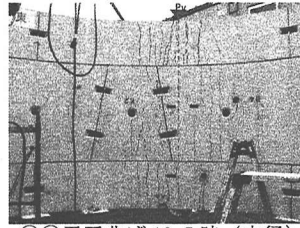
④コッター継手のH型金物歪みは計算上の降伏歪みを越える部分があったが、金物の破断や残留歪みは見られなかった。



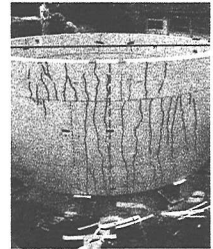
①乙正曲げ 4.5 時 (内径)



③乙負曲げ 1.5 時 (外径)



②⑤甲正曲げ 10.5 時 (内径)



④甲負曲げ 7.5 時(外径)

写真-4.1 リング載荷試験の破壊箇所

## 5. 考察

### (1)回転ばね定数について

リング載荷試験における回転ばね定数は正負ともに、平板継手曲げ試験より小さい軸力レベルにもかかわらず、大きな値を示した。これは、リング載荷試験において目開き量が少ないことによる。目開き量の低減は、平板継手曲げ試験の載荷条件にはない、トンネル軸方向拘束力と添接リングの拘束が原因と考えられる。

### (2)セグメントリングの破壊について

図-4.7において、★印は荷重・変位曲線の変曲点であるが、実測・解析ともにこの変曲点を境に負曲げ部の鉄筋が降伏し始めていることが分かる。従って、リング全体の降伏状態はほとんど全ての正曲げ部鉄筋が降伏に達する状態と考えられる。

### (3)非線形梁ばねモデル解析について

非線形梁ばねモデル解析の降伏荷重レベルは、実測の降伏荷重より小さいが、これは部材強度に実強度ではなく設計基準強度を用いていること及び継手のばね定数の評価に起因しているものと推測される。また、リングにおける実際の破壊の進行は、解析の破壊過程と概ね一致していることから、非線形梁ばねモデル解析は実構造物の破壊領域までを追跡可能であると考えられる。

## 6. おわりに

以上の各種試験結果より、コッター継手及びクイックジョイントの継手としての基本性能が確認され、地下鉄第8号線瑞光～豊里間におけるCQセグメントに関して、耐震設計上の技術的課題は検証された。今回の試験結果が、今後のセグメント設計の参考になれば幸いである。

## 参考文献

- 1) 鉄道総合技術研究所：「鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計)」丸善 1999.10
- 2) 大阪市・大阪市土木：「建築構造物震災対策技術検討調査報告書」1997.3