

扁平型セグメントの内部補強材定着性能 およびヒンジ継手の性能照査と詳細設計

Performance verification of anchors for fixing inner reinforcing members and
hinge coupler joints used in compressed section segments

木下茂樹¹・奥野三郎²・福居雅也¹・浅野 剛³・橋口彰夫⁴

Shigeki Kinoshita, Saburou Okuno, Masaya Fukui, Takashi Asano and Akio Hashiguchi

¹正会員 (株)奥村組 東日本支社 土木技術部 (〒108-8381 東京都港区芝5-6-1)

E-mail: shigeki.kinoshita@okumuragumi.jp

²正会員 (株)奥村組 西日本支社 土木技術部 (〒545-8555 大阪府大阪市阿倍野区松崎町2-2-2)

³正会員 (株)奥村組 技術研究所 (〒300-2612 茨城県つくば市大砂387)

⁴正会員 石川島建材工業(株) セグメント事業本部 技術部 (〒100-0006 東京都千代田区有楽町1-12-1)

The compressed section shield tunneling method has a construction speed and environmental impact equivalent to those of the ordinary shield tunneling method. Inner reinforcing members and hinge coupler joints are applied to compressed section segments used in this method to reduce stresses on the segments. The stress reducing effects of these devices had already been clarified in preliminary analysis, and to determine these detailed structures as the next stage, two kinds of full-scale experiments were executed. Profitable findings were obtained as a result of these experiments executed this time, and a detailed design concerning compressed section segments became possible.

Key Words : compressed section segment, Inner reinforcing member, hinge coupler joint

1. まえがき

扁平型断面シールド工法は「シールド工法と山岳工法の境界領域」, すなわち一軸圧縮強さが $0.1 \sim 10.0 \text{ N/mm}^2$ と比較的硬質な地盤を対象として開発を進めてきた。断面内のデッドスペースが小さく経済的である山岳工法の標準的な断面に近い扁平形状を採用することでコストダウンを図っており, 扁平断面が掘削可能であるビームカッターシールド機と扁平型セグメントが主要な開発技術となっている(図-1)。

扁平型セグメントでは, インバート部の正曲げ低減を目的として矩形や楕円形断面等のセグメントで使用されている内部補強材を適用するとともに, 上半部の負曲げ低減を目的として曲率の異なる凹凸曲面を突き合わせた構造のヒンジ継手を脚部に使用する。これらの応力低減効果については事前の構造計算(以後, 事前計算)で確認している^{1), 2)}。しかしながら, 事前計算では内部補強材とセグメント部材

の接合点およびヒンジ継手が健全であると仮定しているほか, ヒンジ継手の回転ばね定数を作用する軸力にかかわらず零と設定している。

このような状況をふまえ, 内部補強材, 内部補強材をセグメントに定着するアンカー, ヒンジ継手の詳細構造を決定する目的で実大でのアンカー引抜き

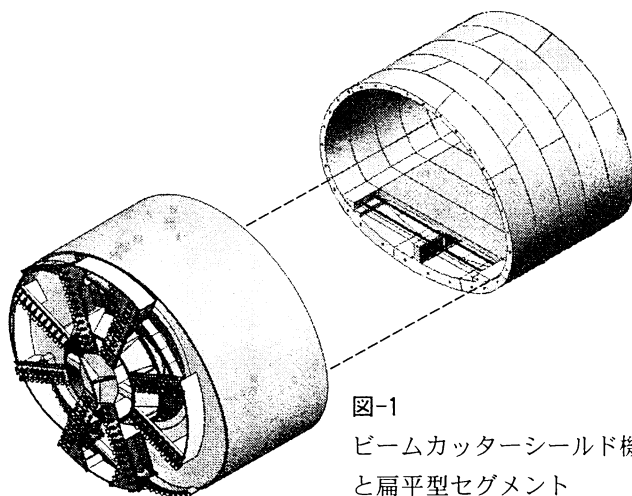


図-1
ビームカッターシールド機
と扁平型セグメント

実験およびヒンジ継手に関する軸力導入曲げ実験を実施した。

本報では実験により明らかになったアンカーの抜け出し状況や耐荷重性能、ヒンジ継手の耐荷重性能および回転変形性能について報告する。

2. 扁平型セグメント

(1) アンカーの概要

扁平型セグメントを図-2に、アンカー部の概略図を図-3に示す。

内部補強材としてはネジ切りを行った呼び径φ40mmのPC鋼棒の使用を想定している。PC鋼棒の本数については、事前計算により想定地盤において必要となるPC鋼棒の量を算定して決定した。PC鋼棒はプレキャスト床版に通した状態で坑内に搬入するため、1本あたりの重量を小さくするよりも本数を減らす方が作業性の向上につながると判断し、1リング(1500mm幅)あたり2本設置するように計画している。設置位置についてはセグメントの力学的な安定性を考慮して、2箇所のセグメント間継手の位置に合わせている。また、内部補強材はプレキャスト

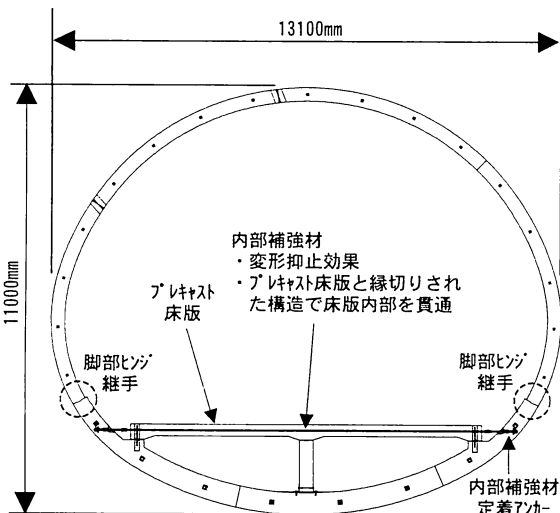


図-2 扁平型セグメント

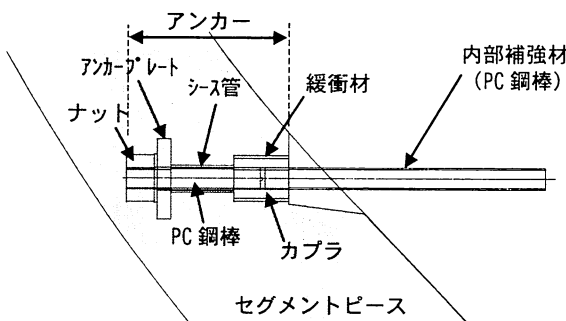


図-3 アンカー部の概要

床版の内部を貫通しており、床版とは縁切りされた構造となっている。

定着アンカーは内部補強材と同じ仕様のPC鋼棒の端部にアンカープレートをワッシャーとナットで取付けた支圧タイプとし、カプラで内部補強材に接続する。なお、アンカーはセグメントピース製造時に事前に埋め込んでおき、アンカーの周囲には補強用の鉄筋を配置した。

(2) ヒンジ継手の概要

ヒンジ継手の形状を図-4に示す。凸部外側の曲率半径R1を凹部内側の曲率半径R2よりも小さくしており、曲げが作用したときに凸部が凹部表面を転がるような挙動をすることで継手部の回転ばね定数が低減される。また、凹部と凸部の接触幅が小さくなることから接触部に発生する応力が大きくなるため接触部防護のために鋼製の支圧板を設置している。

シールについては、事前計算より想定されるセグメント外側の目開き量が最大で2mm程度であることから、止水に関して主要な効果を期待する外側のシールについては水膨潤タイプを用いるものとした。

3. アンカー引抜き実験

実際のセグメントと同様に2本のアンカーを埋設した供試体を用いて引抜き実験を行った。

(1) 実験内容

引抜き実験を実施した供試体を図-5に示す。アンカーの定着長は422mmとした。事前に実施した予備実験³⁾(1本のアンカーをコンクリートに埋設した供試体を用いた引抜き実験、アンカーとコンクリートの間の付着を切るような構造とはしていない)にお

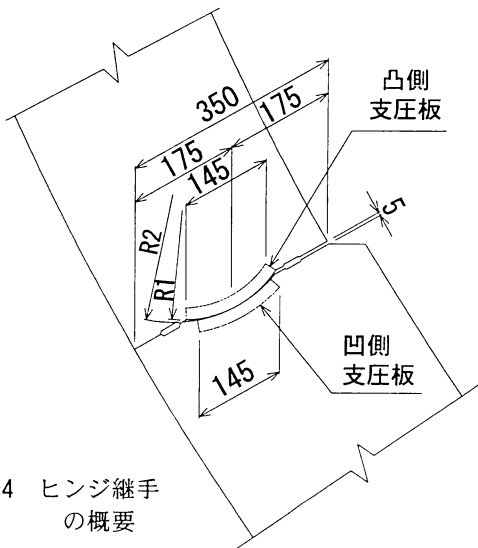


図-4 ヒンジ継手の概要

いて見られた供試体表面に早期に発生するひび割れに対するひび割れ発生抑止策として、カブラの外周部に緩衝材を、PC鋼棒の外周に鋼管シースを設置してコンクリートと付着を切った構造とした（図-3参照）。供試体の大きさは幅1500mm、長さ2000mm、厚さ500mmとした。コンクリートの設計基準強度は48N/mm²である。

実験状況を写真-1に示す。荷重は2箇所のアンカーに2基の2000kNジャッキを用いて25kNピッチで導入した。当初はPC鋼棒の許容引張力（1200kN/本）まで載荷する予定であったが、供試体の反力位置近傍にひび割れが発生したため1100kN/本（以後、 P_{max} ）で載荷を終了した。

計測項目は表-1に示すとおりである。供試体の変位およびひずみの計測点の位置は図-5に併記した。鉄筋ひずみについても計測を実施しているが、後述する設計荷重作用時においてもひずみレベルが最大 100×10^{-6} 程度にとどまっていることから本報では割愛する。

(2) 実験結果

引抜き荷重とアンカー抜け出し量、アンカーのひずみとの関係を図-6、7に、供試体上面のひび割れ発生状況を写真-2、3に示す。カブラの抜け出し変位およびひずみは図-5、表-1に示した2箇所の計測点の平均を示している。設計荷重 P_a は式(1)に示すコンクリートのコーン状破壊で決まる頭付きアンカーの許容引張力として設定した^{4), 5)}。

$$P_a = 0.4 \times F_c^{1/2} \times A_c \times 0.313 \tag{1}$$

ここに、 F_c ：コンクリートの設計基準強度(N/mm²)、 A_c ：コーン状破壊面の有効水平投影面積(mm²)である。ただし、本実験では2箇所に設置された各々のアンカーのコーン状破壊面の投影面積が重なるため、1本あたりの有効な投影面積は干渉しない場合よりも小さくなり、 P_a は480kN/本となる。また、図-6、7には式(2)～(4)により定義される直線（以後、計算値）を併記している。

$$P = k_i \times \delta \tag{2}$$

$$P = E \times \varepsilon_k \times A_k \tag{3}$$

$$P = E \times \varepsilon_n \times A_n \tag{4}$$

ここに、 P ：PC鋼棒引抜き荷重(N)、 δ ：アンカー抜け出し量(mm)、 k_i ：アンカーばね定数(N/mm)、 E ：カブラ、ネジ部の弾性係数(N/mm²)、 A_k ：カブラの断面積(mm²)、 A_n ：ネジ部の断面積(mm²)、 ε_k ：カ

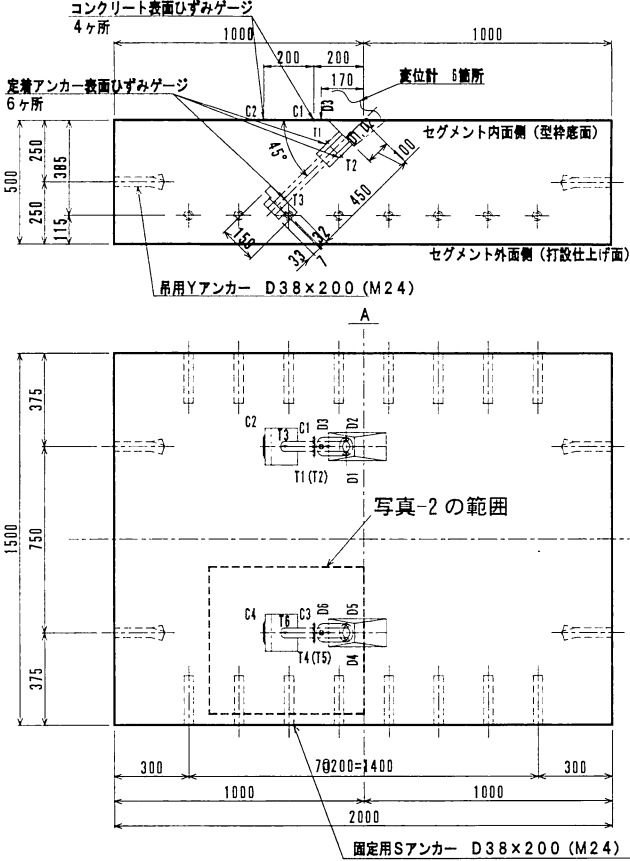


図-5 供試体

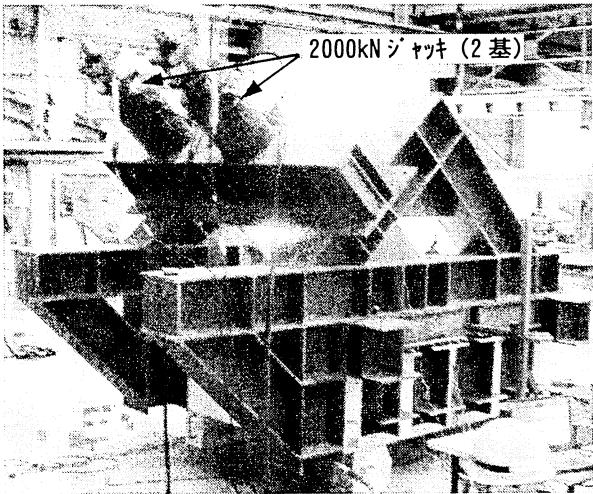


写真-1 実験状況

表-1 計測項目

計測項目	計測点
カブラ1 抜け出し	D1, D2
カブラ2 抜け出し	D4, D5
コンクリート浮上がり1	D3
コンクリート浮上がり2	D6
カブラ1 ひずみ	T1, T2
カブラ2 ひずみ	T4, T5
ネジ部1 ひずみ	T3
ネジ部2 ひずみ	T6
コンクリート表面ひずみ	C1, C2, C3, C4

(注1) カブラ計測値は2点の平均値を図化に使用
(注2) 計測点位置は図-5に併記

プラの軸ひずみ, ε_n : ネジ部の軸ひずみである.

a) アンカーの抜け出し

図-6に示すように, カブラの抜け出し量は P_a において0.8mm, P_{max} において2.6mmとなった. カブラおよびPC鋼棒とコンクリートとの縁を切った構造としているが, 抜け出し量が予備実験の場合よりも極端に大きくなるような状況は見られなかった. 供試体上面にひび割れが発生するまでは, 荷重増加にともなうカブラ抜け出しの変化量は計算値とほぼ一致している.

b) アンカーのひずみ

図-7に示すように, 荷重増加にともなうひずみ増量はカブラ, PC鋼棒のネジ部ともに計算値に近い値で推移している. 本実験では, カブラおよびPC鋼棒がコンクリートと縁を切った構造としているため, コンクリートの付着の影響がなく, 両者に引張力が一軸状態で作用したためである.

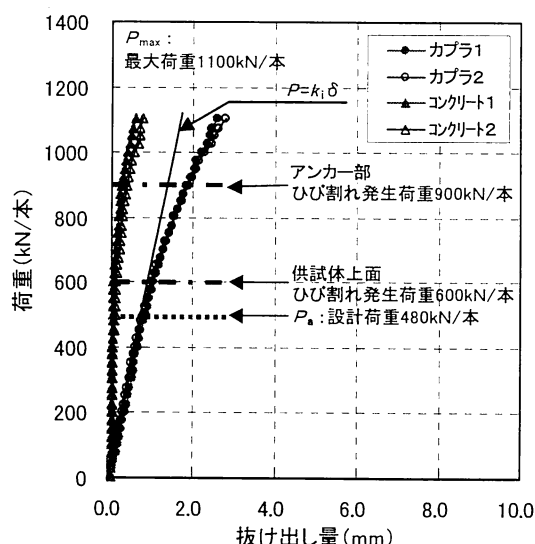


図-6 荷重とアンカー抜け出し量の関係

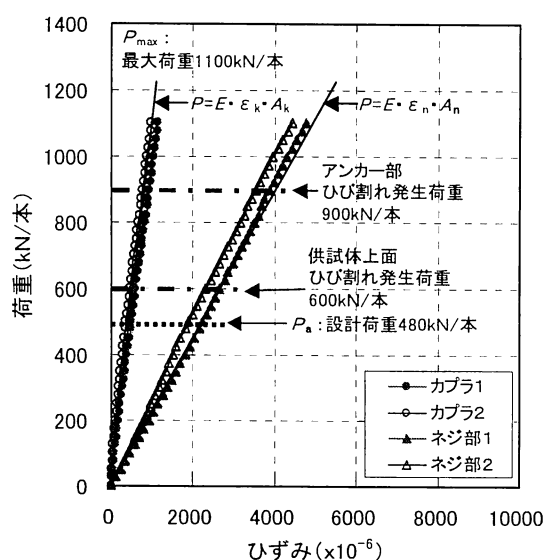


図-7 荷重とアンカーひずみの関係

c) 供試体表面のひび割れ

カブラの外周部における緩衝材の設置およびPC鋼棒外周における鋼管シースの設置効果により, P_a 以下ではひび割れが発生せず(ひび割れ発生荷重は供試体上面で600kN/本, アンカー近傍で900kN/本), 早期のひび割れ発生を抑制する結果となった.

4. ヒンジ継手の軸力導入曲げ実験

(1) 実験内容

供試体およびひずみの計測点を図-8に, 供試体の諸元, 材質を表-2に示す. コンクリートの許容応力は, 軸力载荷方向の供試体断面積(500×350mm)に対する同方向の支圧板面積(以後, 支圧面積, 500×145mm)による局部载荷を想定してトンネル標準示方書に基づいて算定した.

C1~C12はコンクリート表面, M1, M2はコンクリート内部, S1~S6は支圧板, i1, i2は支圧板定着アンカー(D25, 長さ100mm)のひずみの計測点を表している. 実験ケースは支圧板の仕様のみが異なる2ケースとした. 载荷手順は以下のとおりである. なお事前計算におけるヒンジ継手部への作用軸力の最大値は1750kNである(幅500mmあたり, 以後 N_a).

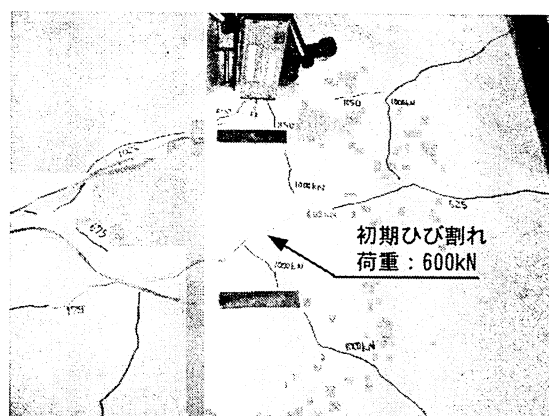


写真-2 供試体上面のひび割れ発生状況

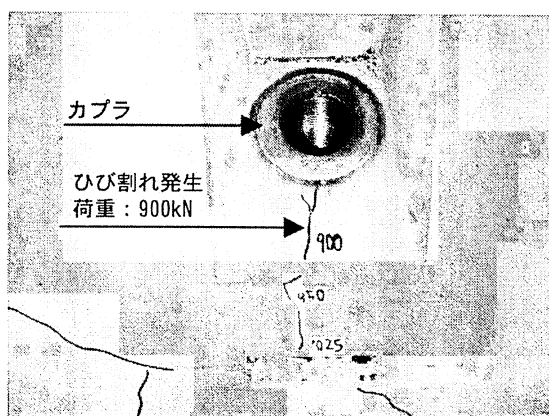


写真-3 アンカー近傍のひび割れ発生状況

- ①供試体を軸力導入治具にセット（図-9，写真-4）
- ②PC鋼棒を用いて圧縮軸力導入
- ③軸力増分は200kNピッチとし，軸力が400kN，1000kN，2000kNのときに曲げ载荷を実施
- ④曲げ载荷実施後の軸力载荷にあたってはサポートジャッキにより逆方向へ载荷することで継手部の回転角を曲げ導入前まで復元
- ⑤導入軸力の最大値は，（軸力）／（供試体断面積）により定義した供試体本体部の応力がコンクリートの長期許容圧縮応力以上となるように設定（ $18\text{N/mm}^2 \times 350\text{mm} \times 500\text{mm} = 3150\text{kN}$ 以上）

(2) 実験結果

軸力の導入にともなう支圧板のひずみの推移を図-10，11に，コンクリートのひずみの推移を図-12に示す（引張：+）．各図には N_a を破線で，許容応力に対応するひずみを一点鎖線で併記している．

a) 支圧板の挙動

CASE1では支圧板背面のS1，S2において大きな引張ひずみが発生しており，支圧板中央部において接触による集中荷重が作用することで曲げ変形が発生している様子がうかがえる．S1のひずみがS2よりも大きくなっているが，これは凸側の支圧板の厚さが凹側よりも薄く，支圧板の曲げ剛性が相対的に小さいことに起因するものである．また，アンカーの圧縮ひずみも凸側（i1）が大きくなっており， N_a 到達時には支圧板背面のひずみと同様に許容ひずみを超えている．これに対し，支圧板の厚さが凹凸側いずれも40mmであるCASE2では凸側と凹側の対応する位置のひずみがほぼ同じ値となっている．また， N_a 载荷時のひずみはいずれの計測点においても許容値以下となっており安定した推移を示している．

b) コンクリート部の挙動

支圧板背面のコンクリートについてもCASE1におけるひずみが相対的に大きい．特にコンクリート内部のひずみが顕著であり（M1，M2-CASE1），アンカーの場合と同様に支圧板が薄い凸側のひずみが大きくなっている．CASE2では凸側と凹側の支圧板の接触地点における集中荷重をコンクリートへ分散する効果が高くなっており，ひずみはCASE1の50%程度に低減されている． N_a 载荷時点では凸側のひずみ（M1-CASE2）が許容値をわずかに超えているが，材質の変更や支圧板の厚さの割増し等により対処可能なレベルであると考えられる．

図-12に示したように，軸力が1500kNのときに凸側のひずみは許容応力に対応したひずみ（コンクリートの弾性係数 39kN/mm^2 を乗じると許容応力 26.6N/mm^2 ）となっている．支圧面積に軸力が均等

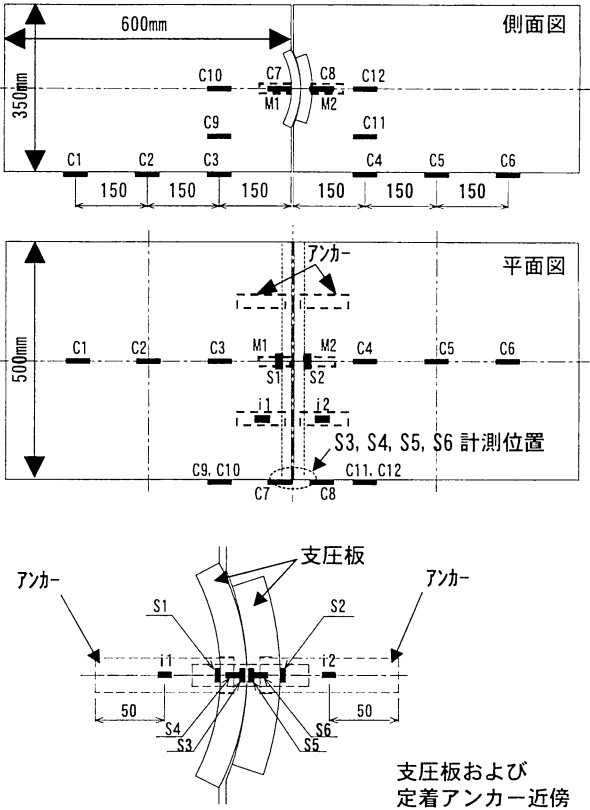


図-8 供試体とひずみ計測点

表-2 供試体の諸元と材質

	部位	仕様・材質	許容 応力 (N/mm^2)	降伏点 または耐力 (N/mm^2)
各ケース 共通	コンクリート	H350×L600×W500	48 N/mm^2	26.6
	鉄筋	主鉄筋D16@125，配力筋D13@75	SD345	200
	定着アンカー	D25，L100×2本/支圧板1枚	SD295A	180
CASE1	支圧板(凸)	R1=177.8，t=19.0mm，W=499mm	STKM13A	143
	支圧板(凹)	R2=204.8，t=23.8mm，W=499mm	STPY400	150
CASE2	支圧板(凸)	R1=177.8，t=40.0mm，W=499mm	STKM13A	143
	支圧板(凹)	R2=214.0，t=40.0mm，W=499mm	SS400	160

コンクリートの許容応力は局部载荷を考慮

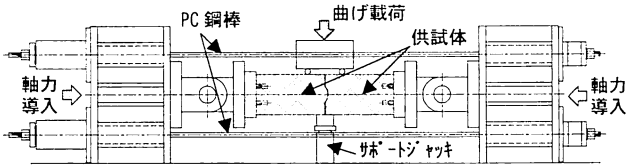


図-9 供試体設置状況

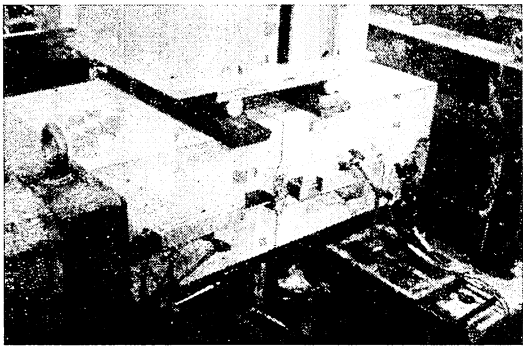


写真-4 供試体設置状況

に分散すると仮定すると、支圧板とコンクリートの接触面に発生する応力は $1500000/(500 \times 145)=20.7\text{N/mm}^2$ となる。したがって、厚さ40mmの支圧板を用いたCASE2においても応力分布は均等とはなっておらず、コンクリートの応力は均等な分布を仮定した場合の約1.3倍となることがわかる。

c) 回転変形性能

図-13に今回の実験および一般的な金具継手の場合の実験⁹⁾におけるセグメント単位幅あたりの導入軸力と回転ばね定数の関係を示す。ヒンジ継手の場合にも軸力の増加にともなって回転ばね定数が大きくなるが、その値は通常の継手の場合と比較すると

10%以下に低減されていることがわかる。またCASE2の場合の回転ばね定数がCASE1よりも小さくなっている。これより支圧板を厚くして剛性を高めることにより支圧板の変形を抑制することが、コンクリートの応力低減に加え、回転ばね定数低減にも効果があることがわかる。

5. 実験結果のまとめ

アンカー引抜き実験の結果より、以下の知見が得られた。

- ①カプラやPC鋼棒とコンクリートの付着を切っても、アンカープレートによる支圧作用によって内部補強材の引張力に抵抗できる。
- ②ネジ切りを行ったPC鋼棒の許容引張力である1200kN/本に近い荷重が載荷された場合でも、供試体にはコーン状破壊や支圧破壊は起らず、コンクリート本体は健全である。
- ③緩衝材や鋼管シースでコンクリートと縁を切る構造とすることで、早期のひび割れの発生を抑制できる。
- ④本実験で用いたアンカー仕様であれば、コーン状破壊を想定して設定した設計荷重以下では供試体表面にひび割れは発生せず、引抜き荷重とアンカー抜け出し量は直線関係を示し、設計荷重の設定が妥当であることがわかった。

また、ヒンジ継手に関する軸力導入曲げ実験の結果より、以下の知見が得られた。

- ①提案したヒンジ継手を用いた場合の導入軸力と回転ばね定数の関係を把握することができた。
- ②支圧板が厚いほど支圧板の接触地点における集中荷重をコンクリートへ分散する効果が高くなり、大きな軸力に対してヒンジ継手の健全性および回転変形性能が確保できることが確認できた。

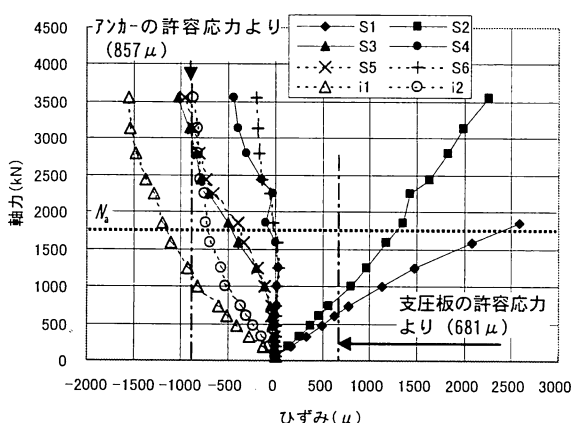


図-10 支圧板のひずみの推移 (CASE1)

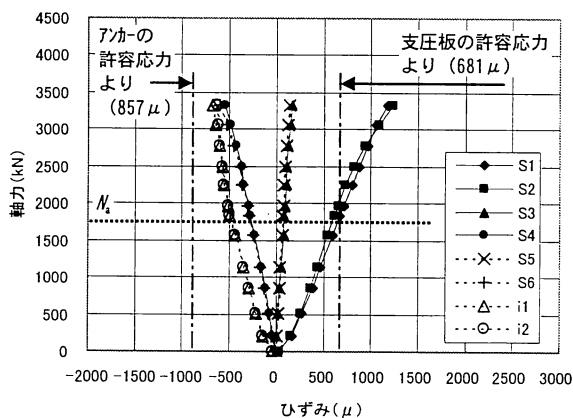


図-11 支圧板のひずみの推移 (CASE2)

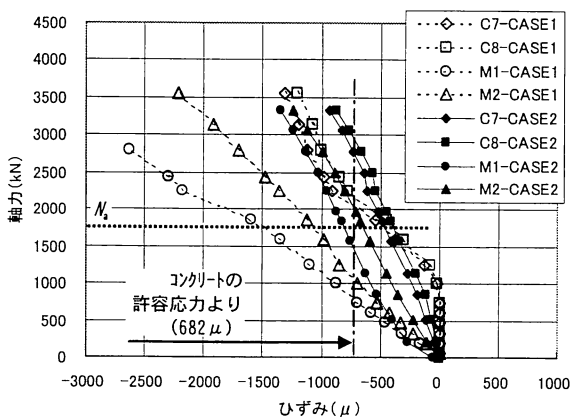


図-12 コンクリートのひずみの推移

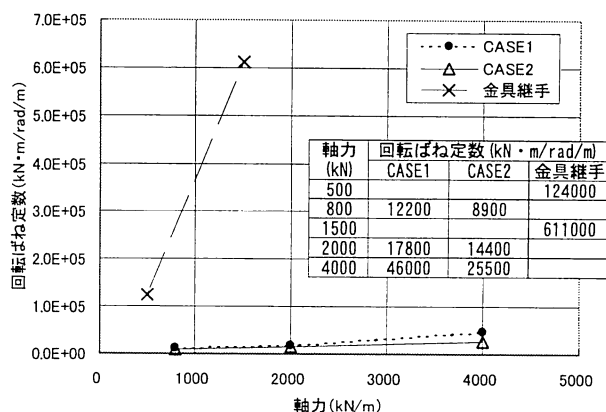


図-13 軸力と回転ばね定数の関係

6. 扁平型セグメント試設計

本節では扁平型セグメントの試設計例を示す。扁平型セグメントの特長である内部補強材とヒンジ継手を用いない場合 (CASEA) と用いた場合 (CASEB) について結果を比較した。

(1) 設計断面

扁平型セグメントの試設計断面を図-14に示す。断面形状は、1種3級の2車線道路トンネルの建築限界と縦流式換気用ジェットファンを基準として設定した。同等の道路トンネルの建築限界を満足する円形断面に対し約17%の断面縮小率となっている。

(2) 設計条件

計算では、都市部山岳工法とシールド工法の両者が適用される洪積層や新第三紀の地盤を念頭において比較的硬質な地盤を想定した。地盤条件および荷重条件を表-3に、セグメントの材料特性を表-4に示す。構造計算手法は2リングはりばねモデルとした。

ヒンジ継手の支圧板の仕様は軸力導入曲げ実験におけるCASE2に準じたが、支圧板の幅(トンネル軸方向の長さ)は1400mmとした。ヒンジ継手の回転ばね定数は作用する軸力により変化するため、ここでは事前計算結果を参考にして、表-3の条件において発生する軸力を4000kN(支圧板の幅1400mmあたり、図-13では2860kNに対応)として軸力導入曲げ実験で得られた結果に基づき内挿補間により設定した。

(3) 計算結果

断面力算定結果を図-15、16に、セグメント本体部の応力度照査結果を表-5に示す。

セグメント本体部の応力度は、正・負それぞれの最大曲げモーメントが発生する位置に対して、曲げモーメントと軸力を受ける複鉄筋RC断面として計算した。内部補強材およびヒンジ継手を用いることによりインバート部の正曲げは14%、側壁から脚部にかけての負曲げが82%低減されており、それにもなってコンクリートおよび鉄筋の応力度も低減されている。特に側壁から脚部にかけての負曲げの低減率が大きく、CASEAでは側壁部でセグメントの厚さを450mmとする必要があるのに対し、CASEBではアーチ部と同じ断面を側壁部まで拡大できることがわかる。またCASEAではインバートの側壁に近い部分でせん断応力度が「NG」となっている。

CASEBにおけるヒンジ継手部の応力度照査結果を表-6に、内部補強材の応力度照査結果を表-7に示

す。ヒンジ部のコンクリートの支圧応力度は作用する軸力を支圧面積で除した値に、軸力導入曲げ実験において得られた応力集中による割り増しを考慮(1.3倍)して算定した。ヒンジ継手部のせん断応力度の算定にあたっては、せん断力を図-17に示すせん断破壊面の面積で除することにより算定した。算定式は式(5)のとおりである。

τ_{ch} = (S_h / (√2 * L₁L₂)) (5)

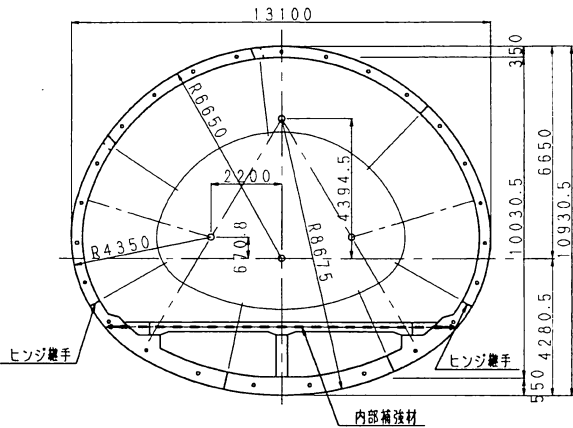


図-14 扁平型セグメント試設計断面図

表-3 地盤および荷重条件

項 目		諸 元	
地 盤 ・ 荷 重 条 件	土かぶり	H	25 m
	地下水位	H _w	20 m
	外荷重の算定	ゆるみ土圧	
	土と水の考え方	土水分離	
	ゆるみ高さ	H'	13.1m (トンネル幅)
	上載荷重	考慮せず	
	土の単位体積重量	γ	20 kN/m ²
	側方土圧係数	λ	0.35
	地盤反力係数 (土水圧)	k ₁	50000 kN/m ³
	地盤反力係数 (自 重)	k ₂	5000 kN/m ³

表-4 セグメントの材料特性

項 目		諸 元	
コン ク リ ー ト	設計基準強度	f' _{ck}	48 N/mm ²
	許容圧縮応力度	σ _{ca}	18 N/mm ²
	許容せん断応力度	τ _{ca}	0.76 N/mm ²
	弾性係数	E _c	39 kN/mm ²
ヒ ン ジ 継 手	材 質	—	SS400
	許容引張応力度	σ _{sa}	160 N/mm ²
	許容せん断応力度	τ _{sa}	90 N/mm ²
	降伏点応力度	σ _{sy}	235 N/mm ²
内 部 補 強 材	弾性係数	E _s	210 kN/mm ²
	材 質	—	B種1号
	許容引張応力度	σ _{pa}	648 N/mm ²
	降伏点応力度	σ _{py}	930 N/mm ²
	弾性係数	E _p	200 kN/mm ²

ここに、 τ_{ch} :ヒンジ継手部のせん断応力度 (N/mm²),
 S_h :ヒンジ継手部のせん断力 (N), L_1 :支圧板長さ (mm),
 L_2 :ヒンジ中央からセグメント端までの距離 (mm)である。

また、コーン破壊を想定した場合の内部補強材定
 着アンカーの許容引張力は式(1)により算定したが、
 ここではコーン状破壊面の有効水平投影面積は図-

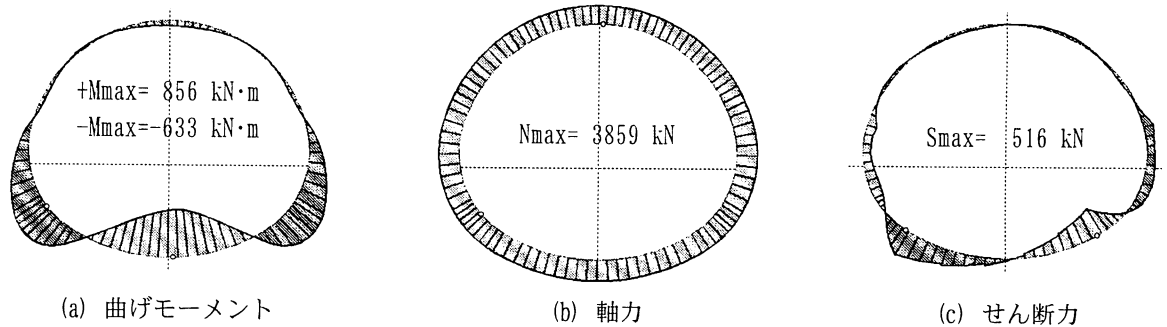


図-15 断面力図 (CASEA)

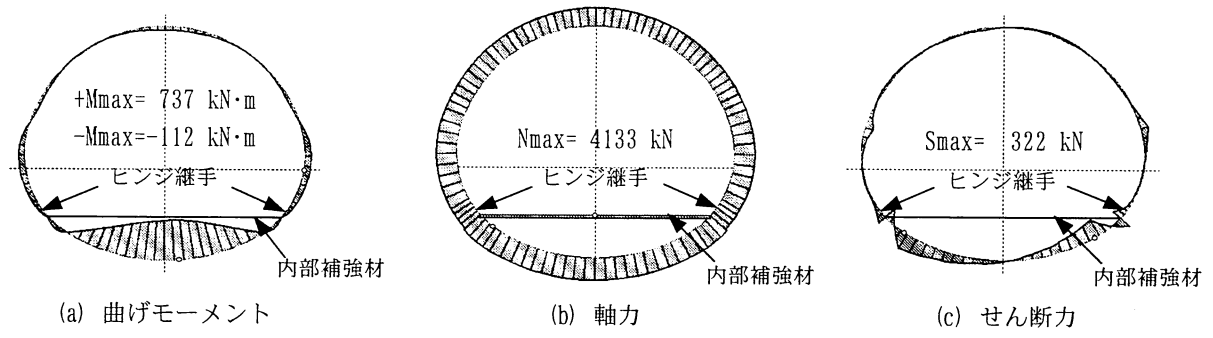


図-16 断面力図 (CASEB)

表-5 セグメント本体部応力度

セグメント本体部		CASEA			CASEB	
		インバート部	側壁部	アーチ部	インバート部	アーチ・側壁部
断面諸元	セグメント幅 b (mm)	1500	1500	1500	1500	1500
	セグメント厚さ h (mm)	550	450	350	550	350
	外側鉄筋かぶり d' (mm)	60	60	60	60	60
	外側鉄筋量 A_s' (cm ²)	38.710 (D22×10本)	28.650 (D19×10本)	19.860 (D16×10本)	38.710 (D22×10本)	19.860 (D16×10本)
	内側鉄筋かぶり d (mm)	485	385	285	485	285
	内側鉄筋量 A_s (cm ²)	38.710 (D22×10本)	28.650 (D19×10本)	19.860 (D16×10本)	38.710 (D22×10本)	19.860 (D16×10本)
発生最大断面力・応力度	正曲げ	最大曲げモーメント M_{max} (kN・m)	856.02	-----	96.42	737.21
		軸力 N (kN)	3715.20	-----	3296.01	4088.39
		コンクリート応力度 σ_c (N/mm ²)	15.05	-----	8.40	13.10
		外側鉄筋応力度 σ_s' (N/mm ²)	182.14	-----	111.78	165.00
		内側鉄筋応力度 σ_s (N/mm ²)	127.22	-----	-58.55	58.30
		鉄筋比 (%)	0.53	-----	0.46	0.53
	負曲げ	最大曲げモーメント M_{max} (kN・m)	-632.71	-564.35	-271.66	-78.92
		軸力 N (kN)	3856.25	3830.15	3752.89	3748.97
		コンクリート応力度 σ_c (N/mm ²)	11.41	15.82	14.37	4.82
		外側鉄筋応力度 σ_s' (N/mm ²)	143.51	185.27	170.87	69.30
		内側鉄筋応力度 σ_s (N/mm ²)	37.19	75.22	-16.33	-49.98
		鉄筋比 (%)	0.52	0.48	0.45	0.52
	せん断	最大せん断力 S_{max} (kN)	516.02	177.20	176.07	-321.61
		せん断応力度 τ_c (N/mm ²)	0.81	0.35	0.47	0.51
許容値	コンクリート圧縮応力度 σ_{ca} (N/mm ²)	18.0	18.0	18.0	18.0	18.0
	コンクリートせん断応力度 τ_a (N/mm ²)	0.76	0.76	0.76	0.76	0.76
	鉄筋引張応力度 σ_{sa} (N/mm ²)	200	200	200	200	200
	鉄筋圧縮応力度 σ_{sa}' (N/mm ²)	200	200	200	200	200
判定		NG	OK	OK	OK	OK

18のように定義した。

計算の結果、ヒンジ継手部のコンクリート圧縮軸力、せん断応力度については許容値に対して余裕があることが確認できた。また、内部補強材および内部補強材定着部の健全性に関しても問題はなく、表-3に示した条件下では、CASEBとして想定した扁平型セグメント仕様が適用可能であることが確認できた。

7. あとがき

アンカーの引抜き実験およびヒンジ継手の軸力導入曲げ実験において得られた知見に基づき扁平型セグメントの構造計算を実施し、アンカーやヒンジ継手を含めたセグメントの仕様を決定した。

扁平型断面シールド工法のもう一つの主要技術であるビームカッターシールド機についても掘削実験により実用化の見通しは得られており、実際のプロジェクトへの適用に関しては各サイトにおける具体的な地盤条件などを考慮した詳細検討は必要になるものの、本工法実用化の目的は得られたものと考えている。

最後に、本開発については、首都大学東京 都市環境学部 西村和夫教授にご指導を賜わった。ここに深く感謝の意を表する。

参考文献

- 1) 田中雅彦，浅野剛，荒川賢治：扁平型断面シールド工法の開発（その1）－シールド工法と都市部山岳工法の境界領域を対象とした都市トンネル工法－，奥村組技術研究年報，No.32，pp.13～18，2006。
- 2) 橋口彰夫，橋本博英，田中雅彦：扁平型断面シールド工法の開発（その2：扁平型セグメントの開発），土木学会第61回年次学術講演会，VI-093，2006。
- 3) 奥野三郎，浅野剛，田中雅彦：扁平型断面シールド工法の開発（その3）－扁平型セグメントの内部補強材定着アンカー引抜き実験－，奥村組技術研究年報，No.33，pp.33～38，2007。
- 4) 日本建築学会：各種合成構造設計指針同解説，第4編，4章各種アンカーボルト設計指針・同解説
- 5) 岡田恒男，田中礼治，松崎育弘，坂本功，川村壮一：あと施工アンカー設計と施工，技術書院，1990。
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説シールドトンネル，pp.149～152，2002。

表-6 ヒンジ継手部応力度

脚部ヒンジ継手部				CASEB	
断面諸元	セグメント厚さ		h (mm)	350	
	支圧板幅		L_1 (mm)	1400	
	ヒンジ位置		L_2 (mm)	175	
	支圧面積		A_{ch} (cm ²)	2030 (140×14.5)	
	コンクリートせん断抵抗面積		$A_{\tau h}$ (cm ²)	3465 (140×17.5×√2)	
コンクリート	圧縮	軸力		N_h (kN)	3748.97
		支圧応力度		σ_{bh} (N/mm ²)	24.10
	せん断	せん断力		S_h (kN)	24.73
		せん断応力度		τ_{ch} (N/mm ²)	0.07
許容値	コンクリート支圧応力度		σ_{ba} (N/mm ²)	26.6	
	コンクリートせん断応力度		τ_{ca} (N/mm ²)	0.76	
判定					OK

支圧応力度＝軸力/支圧面積×1.3：1.3は実験に基づく応力の割り増し

表-7 内部補強材部応力度

内部補強材・定着部				CASEB	
断面諸元	セグメント幅		b (mm)	1500	
	セグメント厚さ		h (mm)	550	
	鋼材有効断面積		A_b (cm ²)	25.2 (φ40×2本)	
	コンクリート有効投影面積		A_{co} (cm ²) / 1ヶ所	6592.77	
鋼材	引張	引張軸力		P_b (kN)	540.22
		鋼材引張応力度		σ_b (N/mm ²)	214.37
コンクリート	引張	引張軸力		P (kN) / 1ヶ所	270.11
		最大せん断力		S_D (kN)	228.69
	せん断	コンクリートせん断応力度		τ_{cd} (N/mm ²)	0.46
		鋼材引張応力度		σ_{sa} (N/mm ²)	648
許容値	コーン破壊許容引張力			P_a (kN) / 1ヶ所	571.9
	コンクリートせん断応力度			τ_{ca} (N/mm ²)	0.76
	判定			OK	

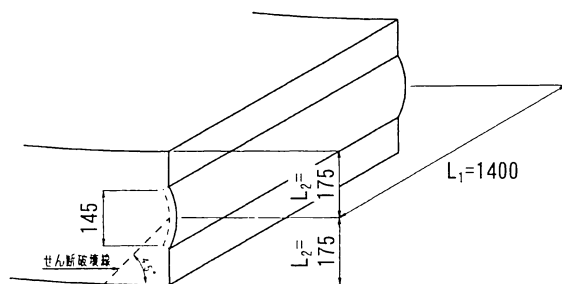


図-17 ヒンジ継手部のせん断破壊面

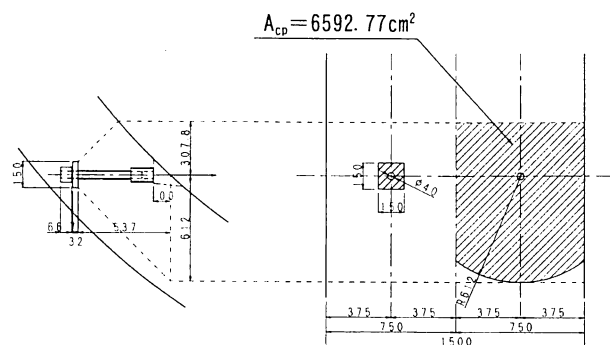


図-18 内部補強材定着部におけるコンクリートのコーン状破壊面の有効水平投影面積