

漏水を伴う縦断方向のひび割れに対する 地下構造物の耐力評価

上野 和章¹・小山 幸則²・瀬良 努³・坂元 陽二郎⁴・譽田 孝宏⁵

¹正会員 エヌ・ティ・ティ・インフラネット株式会社 関西支店 エンジニアリング部
(〒532-0033 大阪府大阪市淀川区新高3-2-6 NTT大阪三国ビル)
E-mail:ueno@ksi.nttinf.co.jp

²正会員 京都大学大学院 工学研究科 (〒615-8540 京都府京都市西京区京都大学桂 船井交流センター)

³日本コムシス株式会社 関西社会基盤事業部 (〒540-0012 大阪府大阪市中央区谷町4-9-7)

⁴通信土木コンサルタント株式会社 関西支店 (〒550-0005 大阪府大阪市西区西本町2-1-37)

⁵正会員 株式会社地域地盤環境研究所 地盤解析部 (〒550-0012 大阪府大阪市西区立売堀4-3-2)

旧河川沿いの扇状地を横断する形で構築された通信用矩形とう道において、上床版ハンチ付け根部に連続して発生しているひび割れから漏水が確認された。とう道構内から背面地山側までひび割れが貫通している可能性があることから、とう道本体構造物としての耐力低下が懸念される。また、ひび割れ長さやひび割れ幅の進展状況によっては、とう道の耐用年数の短縮も危惧される。ここでは、とう道の耐力評価をおこなうため、ひび割れの形状や本体コンクリートの性状などについて精密点検を実施し、ひび割れの進展予測を含むとう道の安全性を評価した。それらの結果に基づいて、とう道の保生、再生に向けた対応案について検討した。

Key Words : *clack, leakage, detail inspection, bearing estimation, sustain and renew*

1. はじめに

NTT西日本が保有する電気通信用トンネル(以下、とう道)は、1962年(昭和37年)に開削方式による矩形とう道の建設が城東電話局管内で始まり、1967年(昭和42年)にシールドトンネル方式による円形とう道の建設が十三電話局管内で始められた。これらを皮切りにして関西圏のとう道建設が本格化し、昭和50年代後半には年間10数本のシールド機が稼動し、とう道の総延長が飛躍的に伸び、京阪神地区に約120kmにおよぶとう道のネットワークが形成された。

とう道は、経年劣化や1995年(平成7年)1月の兵庫県南部地震を経験したことから、本体構造物の耐力低下が危惧されており、「マルチメディアの通り道」として健全な状態を維持するため、定期的な診断によって潜在的な危険の抽出や分析をおこない、保生や再生を実施している。しかし、とう道の維持管理については、いまだ確立された技術はなく、満足し得る結果が得られていないのが現状である。

このような状況の中、旧河川沿いの扇状地を横断する形で構築した矩形とう道(高さ4m×幅3.05m)の上床版ハンチ付け根において、縦断方向に連続して発生し

ているひび割れが定期点検時に確認された。このひび割れは、漏水を伴っていることから、とう道構内から背面地山側まで貫通している可能性があり、鉄筋の腐食等による本体構造物の耐力低下が懸念される。また、ひび割れ長さが経年的に拡大しているのであれば、とう道の耐用年数の短縮も危惧される。

ここでは、とう道の耐力評価をおこなうため、ひび割れの形状や本体コンクリートの性状などについて精密点検を実施し、ひび割れの進展予測を含むとう道の安全性を評価した。また、これらの結果に基づいて、とう道の保生や再生に向けた対応案について検討したので、以下にその結果を示す。

2. とう道の現状

対象となるとう道が位置するエリアを図-1に示す。とう道は、30年前の1979年(昭和54年)に当時の電電公社近畿電気通信局土木工事が設計し、図-2に示すように神戸市交通局に施工を委託して、神戸市営地下鉄西神山手線の構造物上部に構築した。本とう道は、兵庫県南部地震を経験しており、平成11年度、14年度、19年度

の定期点検において、とう道縦断方向に対して延長約150 mの連続したひび割れを確認した。ひび割れの進行程度を確認するため、2007年(平成19年)9月～2008年(平成20年)9月の1年間に追跡調査を実施した結果、上床版ハンチ付け根を中心に、漏水を伴うひび割れが進行していることを確認した。

以下に、とう道の現状をまとめる。

- ①とう道には、エフロレッセンスや遊離石灰等の発生は無く、コンクリート自体の劣化は目視上なかった。
- ②上床版ハンチ付け根において、とう道縦断方向に対して連続した延長の長いひび割れが発生しているものの、側壁中央部におけるひび割れの発生は少ない。
- ③ひび割れの位置および形状から判断すると、せん断ひび割れの可能性も考えられる。その場合、本体構造物としては極めて危険な状態にあるため、緊急的な対応が必要である。

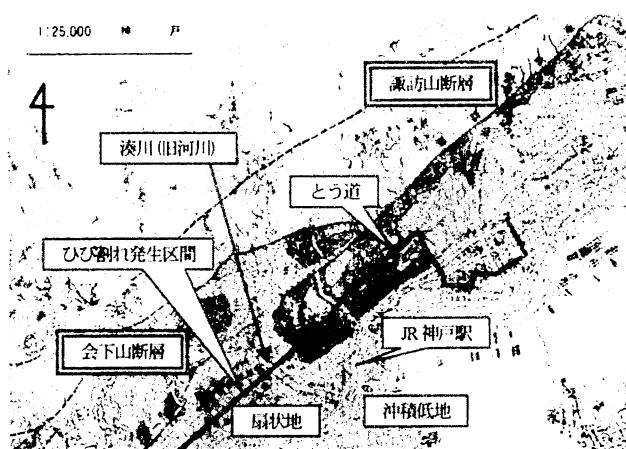


図-1 対象となるとう道の平面位置図¹⁾に改定

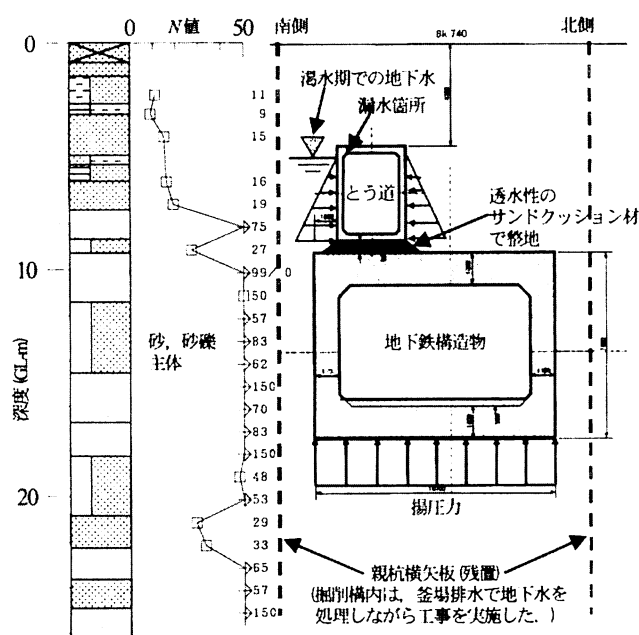


図-2 とう道と地下鉄構造物の横断方向位置関係

④上床版ハンチ付け根のひび割れから間断なく地下水がとう道構内に流入している。兵庫県南部地震発生直後の緊急点検時には漏水を確認していないが、これは湧水期にあつて背面地下水位がとう道上床版よりも深部にあったことが原因として考えられる。その後、平成11年度に漏水を確認しているが、流入量については、多い時期と少ない時期があり、湧水期のとう道構内は乾燥した状況にある。

⑤兵庫県南部地震以降、地上部および地下部において、大きな環境変化はない。

⑥とう道構内への流入水について、簡易的にpH測定をおこなった結果、pH7程度の中性状態にあつた。

⑦本とう道は、兵庫県南部地震を経験していること、漏水量が多いこと、とう道周辺の地下水が比較的短時間で流入していること(pH値から想定するとコンクリート部を浸透してきている水ではないこと)を踏まえると、ひび割れ幅は大きく、背面地山側まで貫通していることが想定される。

このひび割れは、ボックスラーメン構造上、致命的な位置であることから、とう道耐力が著しく低下している可能性が考えられる。よって、ひび割れ発生の原因や、耐力低下の程度、対策工の内容と適切な実施時期を明確にするため、精密点検を実施した。

3. とう道の安全性評価

とう道の安全性を定量的に評価し、必要となる対策を検討するため、以下に示す精密点検をおこなった。

(1) 設計、施工に関する調査

とう道と地下鉄構造物の位置関係やとう道の構造一般図および配筋図は入手できたが、施工に関する資料はなかったことから、場所打ち鉄筋コンクリートに関する配合や若材齢時の温度や乾燥程度に関する情報、とう道と神戸市地下鉄構造物の接合面の詳細状況は入手できなかった。また、とう道に関する構造計算は実施しておらず、NTTの標準実施法²⁾(示方書的な技術資料)に基づいた標準断面を採用していた。

当時の施工関係者からのヒアリングの結果、とう道および地下鉄構造物を構築する際、親杭横矢板を用いた開削工法を採用し、親杭横矢板は残置されていることが確認できた。ただし、仮設構造物と本体構造物との位置関係については不明である。なお、とう道側壁に小口径孔を設けて地下水位を確認した際にとう道背面土砂を少量採取して目視した結果、埋め戻し材は山砂であることを確認した。また、外防水シートは施していないことも併せて確認した。

とう道周辺部における明治前期の古地図^③を図-3に、南北方向の土質縦断面図^④を図-4に示す。とう道は、旧河川である湊川の西側にあたる水田部の直下に存在しており、設置深度付近には、北側の山間部から急激に標高が低下した平野部の長田礫層～長田泥層が分布している。地形上、北側(山側)から南側(海側)への地下水の流れは、東西方向に展開したとう道によって遮断される位置関係にある。

(2) 原位置調査

a) ひび割れ状況の確認

H20年度の点検結果展開図を図-5に、過去の定期点検結果(平成11年度、14年度、19年度実施)に基づいたひび割れ幅0.2mm以上のひび割れ長さに関する経年変化を表-1と図-6に示す。

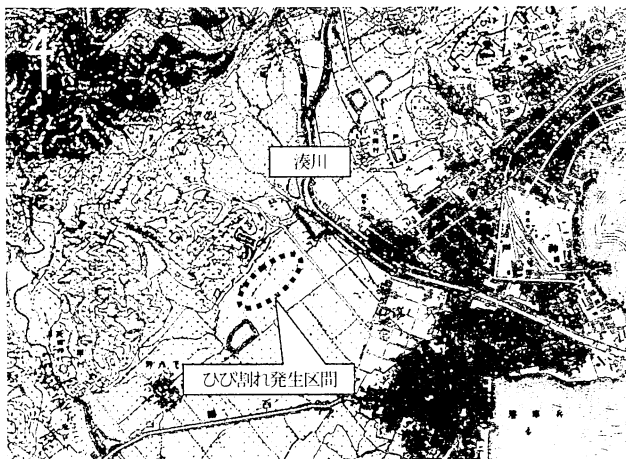


図-3 とう道周辺部における明治前期の古地図^③に加工

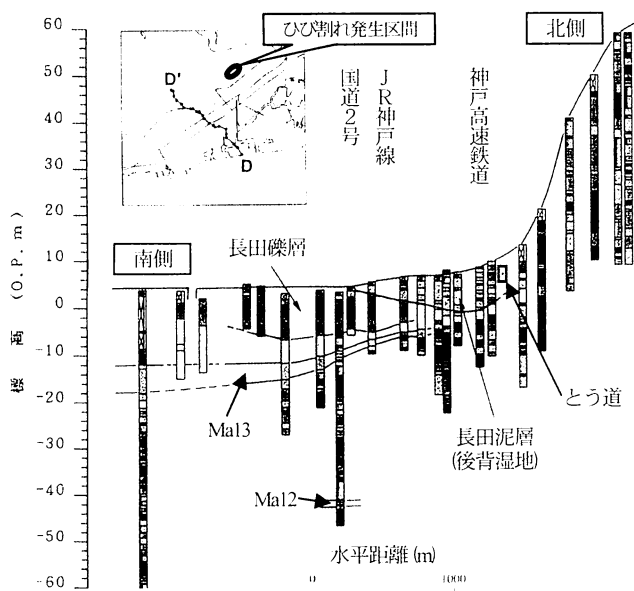


図-4 とう道周辺部の土質縦断面図(南北方向)^④に加工

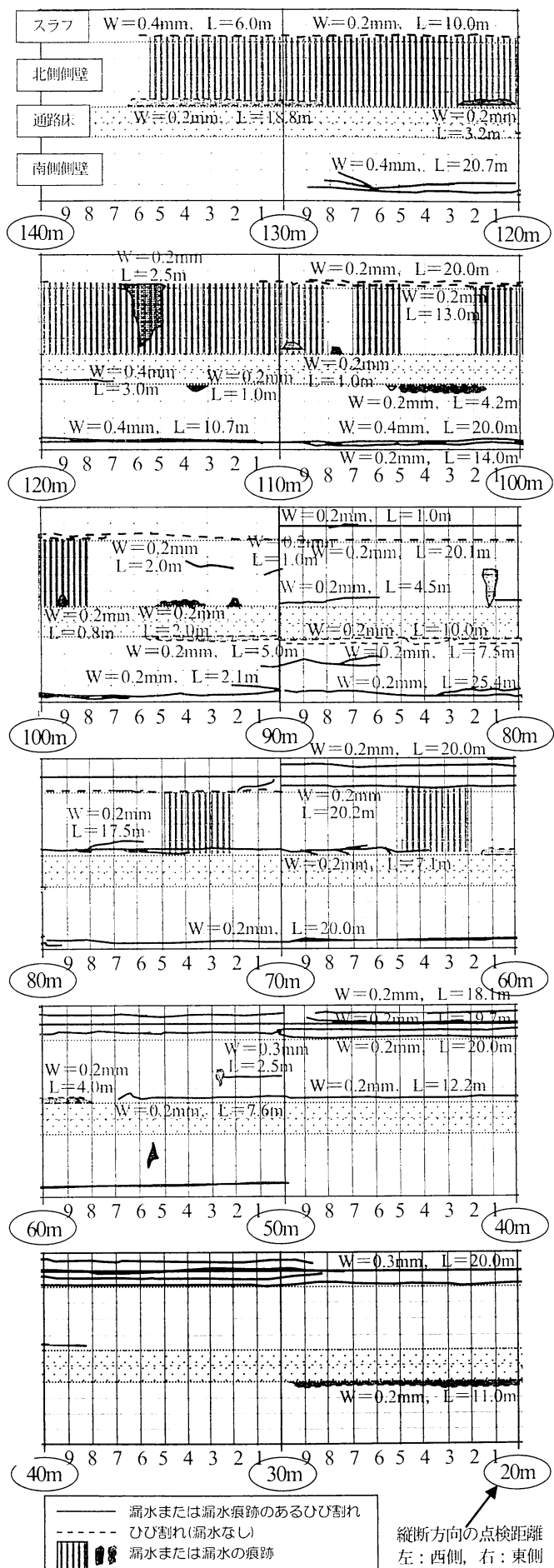


図-5 H20年度の点検結果展開図

ひび割れ長さは、平成14年度より増加しているが、その後は大きな変化はなく、収束傾向にあるものと思われる。回帰式に基づけば、今後1年後に約5 m、3年後には約13 mのひび割れ長（総延長）の拡大が見込まれるが、これらについては、外力変化に起因するひび割れ進展ではないと想定される。また、ひび割れの展開図からもわかるように、とう道上床版ハンチ付け根を中心にとう道縦断方向に約150 mの連続したひび割れが確認でき、漏水跡も確認した。

b) ひび割れ進展方向の確認

とう道上床版南側ハンチ付け根のひび割れの進展方向の確認を目的に、ひび割れ周辺のコンクリートについて電動チップperを用いて外側鉄筋近くまで慎重に破碎した。図-7に示すように、ひび割れ部から流入していた地下水の「あく（茶色変色部）」を追跡確認した結果、ひび割れ進展方向は、上床版に対して直角方向上向き（地表面方向）にまっすぐ進展していることが確認できた。

表-1 ひび割れの経年変化

点検時期		平成11年度		平成14年度		平成19年度		平成20年度		ひび割れ 延長
南側側壁	上部	0	0	変化なし	2	やや増加	0	変化なし	2	
	中央部	6	0	変化なし	0	変化なし	4.5	やや増加	10.5	
	下部	47.3	23.9	増加	0	変化なし	0	変化なし	71.2	
北側側壁	上部	119.4	0	変化なし	6	やや増加	16	やや増加	141.4	
	中央部	7.1	0	増加	0	変化なし	0	変化なし	7.1	
	下部	7	45.5	増加	9	やや増加	9.8	やや増加	71.3	
スラブ	全体	177.5	0.5	増加	35	増加	0	変化なし	213	
	小計	364.3	69.9	-	52	-	30.3	-	516.5	

*1: H14年度以降については、前回点検時からの変動量を表示している。
*2: ひび割れ長さはm

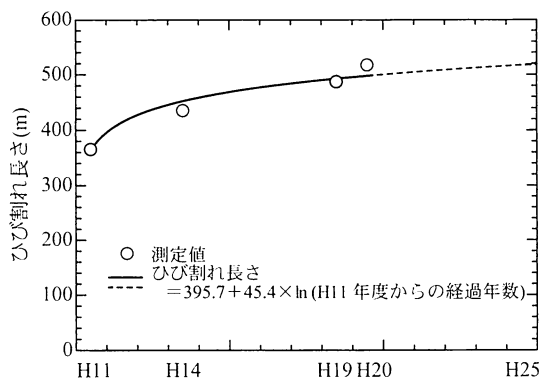


図-6 ひび割れの経年変化

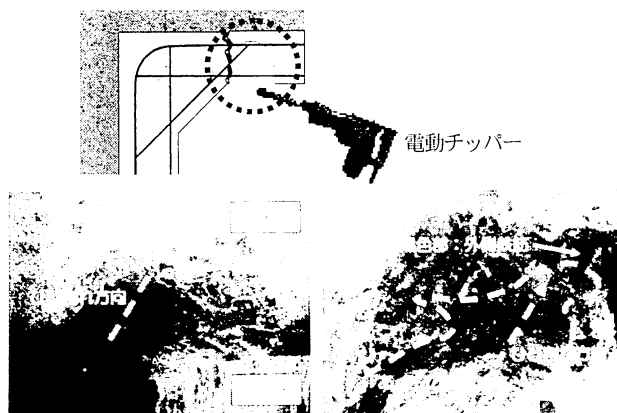


図-7 ひび割れ部およびひび割れ方向の確認

上床版に作用する荷重を考えると、予想されるひび割れは図-8のような進展状況が一般的であることから、本ひび割れは、途中から斜め方向に傾斜する特性を有するせん断ひび割れではなく、まっすぐ進展する特性を有する曲げひび割れであることが考えられる。

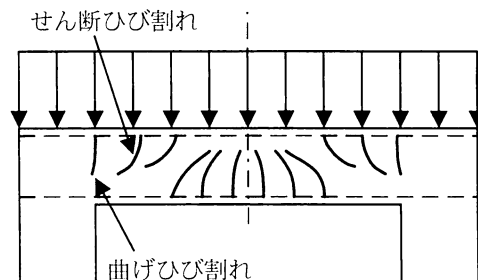


図-8 ラーメン梁に通常みられるひび割れの進展例⁵⁾に相当

c) とう道内空変形の確認

ひび割れに関する基礎情報を入手するため、とう道の内空寸法および側壁の傾斜量を計測した。前者については、南北両側壁をとう道上床版内側から1 m下がり、2 m下がり、3 m下がりの位置における内空寸法を3Dレーザースキャナー⁶⁾を用いて測量した。また、後者については、簡易傾斜計を用いて手動計測した。

最も変化量の大きかったNo.4地点における計測結果を図-9に、側壁の傾斜量を表-2に示す。なお、両者とも、出来高寸法（設計値）に対する変化量を示している。

計測の結果、南側側壁は北側に倒れこんでいるのに対して、北側側壁は北側に倒れて平行四辺形に近い形状を示している区間と、逆に南側に倒れて台形に近い形状を示している区間とに、打ち継ぎ目ブロック毎に区別できる傾向にあった。なお、側壁の傾斜については、型枠組み立て時の傾斜である可能性も考えられるので、傾斜量の評価については留意が必要である。また、簡易傾斜計で計測した側壁傾斜量と3Dレーザースキャナーで測量した結果は、類似の傾向を示した。

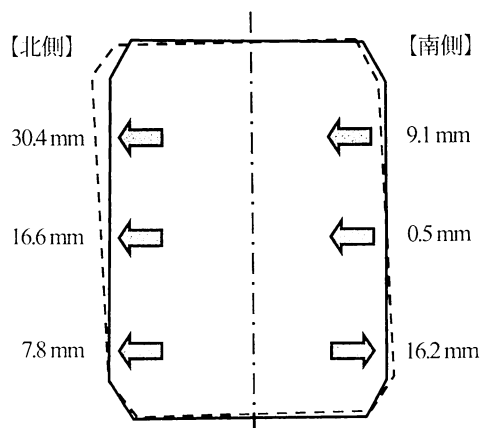


図-9 とう道内空寸法測量結果例 (No.4地点)

表-2 側壁の傾斜量一覧表

区間距離		0	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180	190	200	
南側側壁 (%)	北側傾斜	0.5	0.2	0.9	0.4	1.5	0.0	0.4	0.1	0.3	0.7	0.2	—	0.9	0.2	0.0	0.6	0.2	0.0	0.3	0.4	0.2	
	南側傾斜	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0.5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
北側側壁 (%)	北側傾斜	—	0.1	0.5	0.3	1.1	0.2	—	0.1	0.1	—	—	—	—	—	0.6	—	0.1	0.2	—	0.3	0.8	
	南側傾斜	0.6	—	—	—	—	—	0.9	—	—	1.1	1.2	1.2	1.2	0.7	—	0.3	—	—	0.4	—	—	
スラブ (mm)	南下がり	—	—	7	—	—	—	—	—	—	—	8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
	北下がり	—	—	—	14	2	—	—	—	—	4	—	—	3	—	—	—	—	—	—	—	—	
とう道変形の傾向		北側側壁の傾斜は小さい。 北側 南側										北側側壁の傾斜は大きい。 北側 南側										相対的に傾斜は小さい。 北側 南側	
		←西側										東側→											

d) 鉄筋被り, 主鉄筋径および鉄筋間隔の確認

コンクリート構造物に発生するひび割れの原因の一つとして、鉄筋被りが少ないことに起因してコンクリート表面部分に空気中の二酸化炭素が浸透し、炭酸化反応が進行して鉄筋が中性化領域に入ることによって腐食が進行し、コンクリートが爆裂することが知られている。この現象が当該エリアに発生しているかどうかを確認するため、とう道構内からコンクリートを慎重に破砕し、主鉄筋を露出させて鉄筋被りを計測するとともに、鉄筋の状態や鉄筋径および鉄筋間隔を確認した。確認結果を以下に示す。

- ①鉄筋被りは35 mm～45 mmであり、設計の範囲内にあった。
- ②鉄筋径は19 mmの異形鉄筋であり、鉄筋ピッチは150 mmが確保されていた。これらは設計通りであった。
- ③鉄筋の腐食を目視確認したが錆はなく、鉄筋腐食が進行している兆候は見受けられなかった。
- ④最小鉄筋量について、曲げモーメントが支配的な棒部材の鉄筋比を0.2 %以上確保することを原則としているが⁷⁾、本とう道の鉄筋比を確認した結果、 $A_s/(b \times d) = 0.91$ となり、所定の引張鉄筋比を確保していることが確認できた。

e) 主鉄筋に発生している実応力の測定

ひび割れ部を横断する主鉄筋に発生している実応力を把握することを目的に、鉄筋応力解放法⁸⁾を用いて実応力を測定した。本方法は、図-10に示すようにひび割れ周辺部のコンクリートを慎重に破砕し、ひび割れを横断する主鉄筋にひずみゲージを3箇所貼り付けた後に同鉄筋をグラインダーで切断し、その際に計測したひずみ量の変動から切断前の鉄筋実応力を測定する方法である。測定の結果を図-11に示すが、3箇所の計測値にバラツキが見られたものの、最大鉄筋発生応力は108.6 N/mm²(引張応力)であった。初期応力計算では、該当部分では圧縮応力が発生していることから、応力状態は逆転している。ただし、鉄筋の長期許容応力度は160 N/mm²であることから、現状では、降伏点を越えるような大きな応力が、このひび割れ部に作用していないことが判明した。

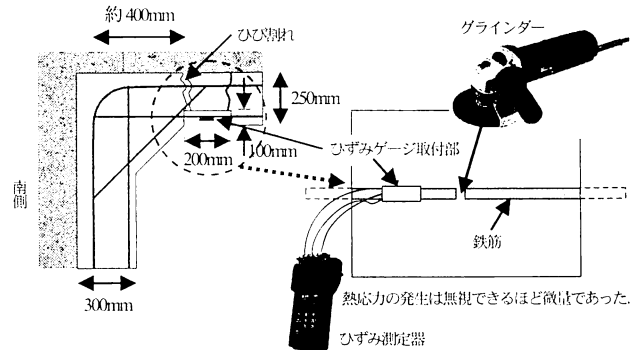


図-10 主鉄筋の実応力測定概念図

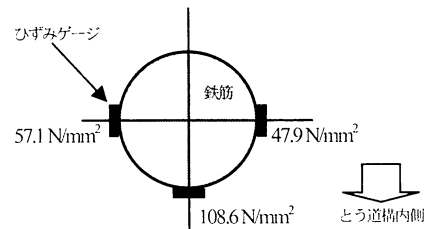


図-11 主鉄筋の実応力測定結果

f) コンクリート強度の確認

ひび割れの発生原因の一つとして、コンクリートの強度不足が考えられることから、側壁上部と下部、および上床版の3箇所からコアを採取し、圧縮強度試験を実施した。また、両側壁の3深度においてシュミットハンマーを用いた非破壊強度試験も実施した。

圧縮強度試験の結果を表-3に示す。側壁上部ほどブリーチングの影響から強度低下(約10%低下)しているようにも見受けられるが、コンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck} = 21 \text{ N/mm}^2$ を十分満足する強度であった。また、南側側壁上部から採取したコアを用いて実施した圧縮強度試験時の応力～ひずみ関係から弾性係数を確認した(図-12参照)。実測圧縮強度が大きいものの、弾性係数は若干小さい結果になっており、不静定力または弾性変形計算に用いるコンクリートの弾性係数 $E_c = 25 \text{ kN/mm}^2$ を満足する結果が得られた。

一方、シュミットハンマーを用いた非破壊強度試験結果については、上記と同様の理由から、側壁上部ほど強度低下している箇所も見受けられるものの、一軸圧縮強

度に換算して46～102 N/mm²にあることから、本結果についてもコンクリートの設計基準強度 $\sigma_{ck}=21$ N/mm² を満足する結果であった。

以上のことから、コンクリート強度については、問題ないことを確認した。

表-3 圧縮強度試験結果一覧表

	圧縮強度 (N/mm ²)	静弾性係数 (kN/mm ²)
① スラブ	54.3	—
② 南壁上部	48.3	25.6
③ 南壁下部 1	58.2	—
④ 南壁下部 2	61.3	—

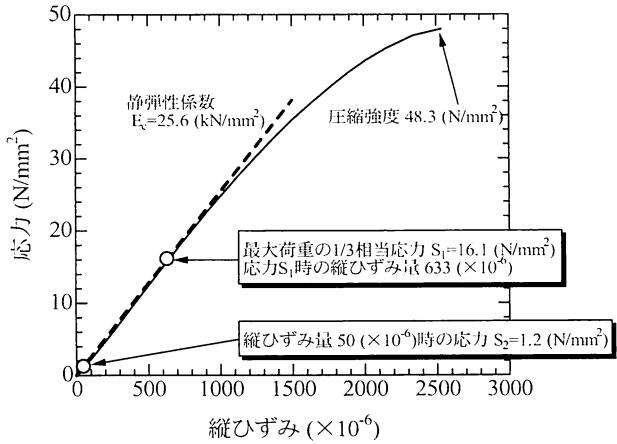


図-12 圧縮強度試験時の応力～ひずみ関係

g) コンクリート性状の確認

コンクリートの劣化程度を判断する情報を入手するため、中性化の進行状況の把握と水セメント比の確認をおこなった。

圧縮強度試験で用いた3箇所のコアに対して実施した中性化深さの測定結果を表-4に示す。中性化は、側壁上部ほど進行していないことが確認できた。このことから、側壁下部に位置する鉄筋の腐食については、将来的に課題を残すものの、全体的には中性化の進行が制限値を下回っていることから、緊急に対応する必要は無いと判断した。

また、側壁下部のコアを利用して配合推定をおこなった結果を表-5に示す。「土木コンクリート構造物の耐久性を向上させる観点から、コンクリートの品質確保に関し、使用するコンクリートの水セメント比は、鉄筋コンクリートについては55 %以下、無筋コンクリートについては60 %以下とする(平成13年3月29日付け国土交通省通達)」を参照すると、とう道を構成するコンクリートの水セメント比は技術基準を満たす結果になった。

以上の結果から、コンクリートの材料的な耐久性に関しては問題ないと判断した。

表-4 コンクリートの中性化深さの測定結果一覧表

試験No.	項目	中性化深さ (mm)	
		平均	最大
①スラブ		1.6	3.0
②南壁上部		8.0	21.5
③南壁下部 1		—	
④南壁下部 2		24.4	66.5

表-5 コンクリートの配合推定結果

試験No.	項目	単位容積質量 (kN/m ³)		材料単位量 (kN/m ³)			水セメント比 (%)
		表乾	絶乾	セメント量	水量	骨材量	
③南壁下部 1		23.10	22.18	4.04	1.72	17.31	42.6

配合推定 (600℃ ig.loss法)

h) とう道側壁作用水圧と流入水に関する水質の確認

とう道ならびに地下鉄構造物と地下水流方向の位置関係を考えると、これら構造物が北側から南側に流れる地下水流を阻害する可能性が考えられる。地下水流動阻害の結果、とう道北側で地下水位がダムアップ、とう道南側でダムダウンすることによって、とう道本体構造物に対して北側と南側で地下水位が異なり、偏荷重が作用する可能性が考えられる。ここでは、とう道両側壁に小口径孔を設け、地下水位を確認した。また、その際の流入水を採水して、鉄筋腐食の原因になる成分が混入しているかを確認するため、水質分析を合わせて実施した。

側壁下部にφ10 mmの貫通孔をドリル削孔し、とう道背面の地下水を一度とう道内に流入させた後、ビニールパイプを建て込んで地下水位測定を実施した。

地下水位の測定結果例を図-13に示す。調査断面ごとで流入水量は異なっていたものの、十分時間が経過した後に測定した地下水位については、北側と南側でほぼ同一高さになり、その地下水位は上床版付近部でバランスした。よって、背面地下水位がとう道上床版よりも浅部に上昇するととう道構内へ地下水が流入し、深部に降下すると地下水は流入しないと解釈できる。

漏水状況を図-14に示す。最大の流入水が認められた際には、ハンチ付け根部から滝のように地下水が側壁を伝って流入していることを確認している(図-14 左側参照)。一方、渇水期には流入水は認められず、流入痕が認められるものの、とう道内は乾燥した状態にある(図-14 右側参照)。

地下水の水質分析結果を表-6に、水質分析結果から得られた知見を以下に示す。

- ①室内での分析から得られた水素イオン濃度も現場で測定した pH も、中性域にあった。
- ②鉄分については、周辺部に堆積した沖積粘性土層上部に位置する砂層での自由水⁹⁾と類似した値であり、少なかった。
- ③硫酸イオン、塩化物イオン、ナトリウム、カリウムについては、六甲山系からの自由水¹⁰⁾と水質特性が類似していた。

④導電率については、例えば大阪市内の浅層地下水位観測による地下水の水質調査¹¹⁾や海水(約4500 mS/m)と比較しても、導電率の特別高い水ではない。

以上の分析結果から、とう道背面の地下水は、特異な特性を示すものではないと判断できる。ただし、乾湿を繰り返す環境下に置かれた鉄筋については、腐食する可能性があることに留意する必要がある。

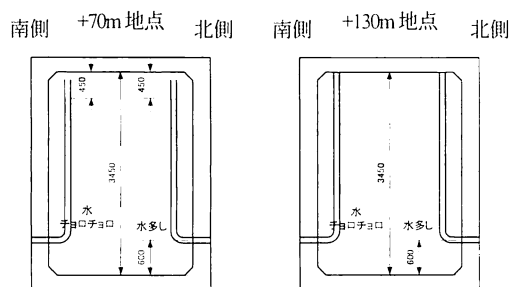
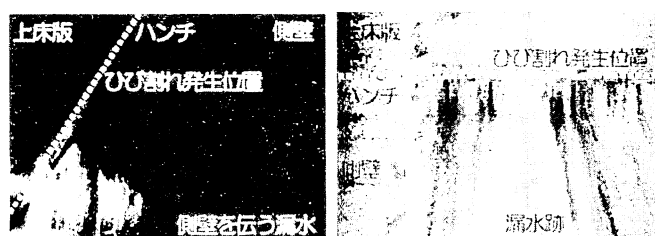


図-13 各測定地点における地下水位測定結果例



(平成20年10月16日時点) (平成21年2月6日時点)

図-14 とう道内の漏水状況

表-6 地下水の水質分析結果一覧表

計量項目	計量結果		単位	計量方法
	海側側壁上部	海側側壁下部		
① 水素イオン濃度	7.3	7.2	-	JIS K 0102 12.1 ガラス電極法
② 鉄	0.64	0.11	mg/L	JIS K 0102 57.2 フレーム原子吸光法
③ 硫酸イオン	17	26	mg/L	JIS K 0101 42.4 イオンクロマトグラフ法
④ 塩化物イオン	37	40	mg/L	JIS K 0101 35.3 イオンクロマトグラフ法
⑤ ナトリウム	53	46	mg/L	JIS K 0102 48.2 フレーム原子吸光法
⑥ カリウム	2.8	2.8	mg/L	JIS K 0102 49.2 フレーム原子吸光法
⑦ pH	7.37 (20.9)	7.24 (20.8)	-	現場測定(カッコ内:測定時水温(°C))
⑧ 導電率	53.7 (20.5)	49.0 (20.8)	mS/m	現場測定(カッコ内:測定時水温(°C))

(3) とう道付近の環境調査

とう道直上の地表面は幹線道路であり、兵庫県南部地震が発生した時期を含んで、大規模な近接施工が実施された記録は残っていない。また、現状について路面測量を実施したが、地表面はわずかに起伏がある程度で、埋設管の異常に関する情報もなく、陥没などの問題があるレベルにはない。

4. とう道の耐力評価

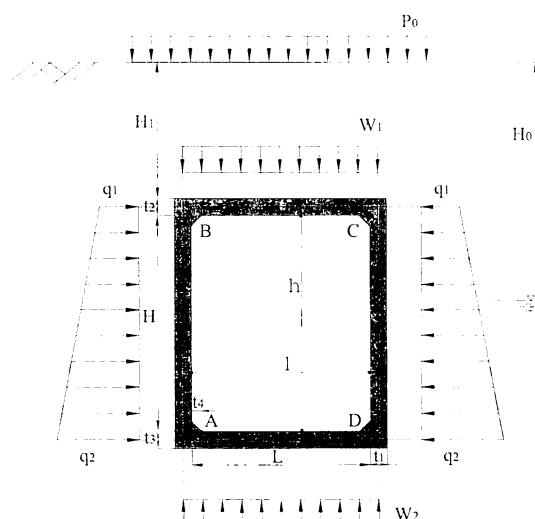
上床版ハンチ付け根部には、とう道構内から背面地山側までひび割れが到達し、主として主鉄筋に応力が伝達され、トンネル構造を保持している可能性が考えられる。ここでは、ハンチ付け根部においてコンクリートの連続

性が損なわれ、鉄筋に応力集中している状態を解析的に再現し、鉄筋発生応力に関する応力度照査をおこなった。

(1) 初期応力状態の再現

本とう道については、NTTの標準実施法に基づいた標準断面を採用していたことから、ここでは判明している条件を極力採用して、初期応力状態の再現をおこなった。とう道の諸元を図-15に、得られた断面力図を図-16に、応力度照査結果を表-7に示す。なお、とう道の土被り厚は4.5 mと薄いことから、自動車荷重 T-20 (衝撃の影響を含む) に基づいた路面交通荷重を設定した。

コンクリートの曲げ圧縮応力、鉄筋の引張および圧縮応力、せん断応力について、すべて許容応力度内に収まる結果が得られた。なお、上床版ハンチ付け根部の内側鉄筋発生応力は、約30 N/mm² (圧縮応力) となるのに対して実応力は109 N/mm² (引張応力) となっており、応力状態が逆転していることが明らかになった。



L とう道内空幅 (m)	2.45	P ₀	土圧算定位置における	10.80
H とう道内空高さ (m)	3.45	P ₁	地表面土荷重 (kN/m ²)	10.80
t ₁ 側壁厚さ (m)	0.30	P ₂		10.70
t ₂ 上床版厚さ (m)	0.25	W ₁	上床版荷重 (kN/m ²)	91.40
t ₃ 下床版厚さ (m)	0.30	W ₂	下床版荷重 (kN/m ²)	116.55
t ₄ ハンチ (m)	0.15	q ₁	上部側方荷重 (kN/m ²)	31.27
l とう道の計算軸幅 (m)	2.75	q ₂	下部側方荷重 (kN/m ²)	55.60
h とう道の計算軸高さ (m)	3.725	d	ケーブル他重量 (kN/m ²)	3.00
H ₀ 地下水位 (m)	2.00			
H ₁ 土被り厚 (m)	4.50			

主鉄筋			
径 (mm)	間隔 (cm)	設計かぶり	
		外側 (mm)	内側 (mm)
19	15	60	40

図-15 とう道の諸元

(2) ひび割れを考慮したフレーム解析による耐力評価

実応力を測定した断面 (No.14) において、ひび割れを考慮したフレーム解析を実施した。

解析モデルを図-17に示す。ひび割れについては、実際にひび割れが発生している3箇所に対して、ひび割れ

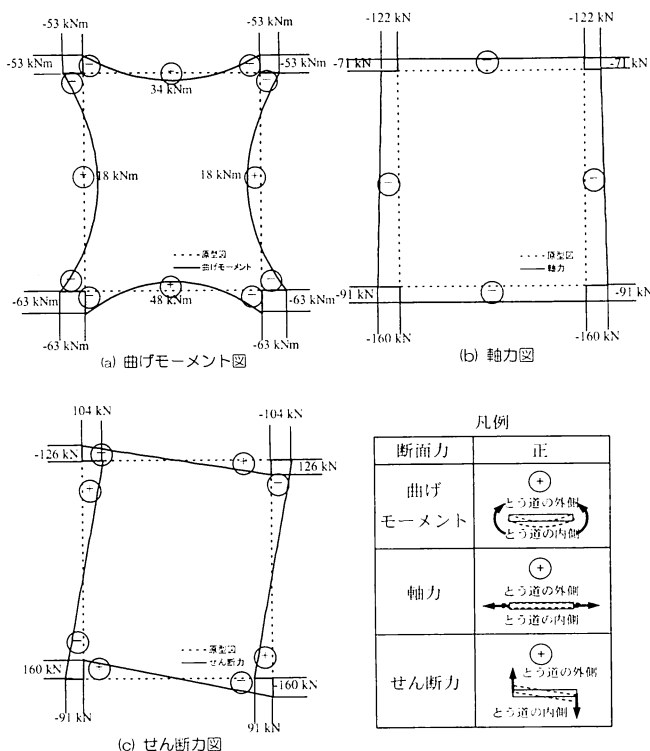


図-16 断面力図(初期応力状態)

定)になるよう、境界条件と荷重条件を図-17のように設定してフレーム解析を実施し、各ひび割れ部に発生する断面力を算出した。この結果を仮設計で得られた初期断面力に加算し、各ケースでひび割れ部の主鉄筋に発生する応力を算出して応力度照査をおこなった。さらに、3ケースの検討結果に基づいて、内側主鉄筋に発生する応力が実応力 108.6 N/mm^2 に近似するよう、ひび割れ部の剛性をトライアルアンドエラーで変化させて計算することにより、現状における耐力再評価をおこなった。

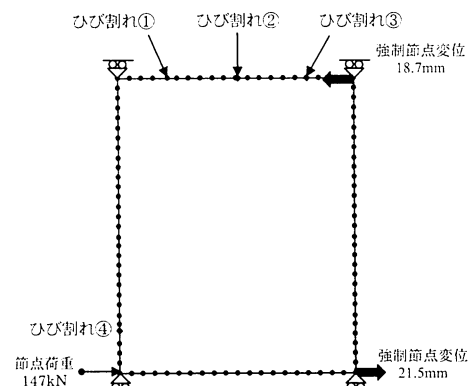


図-17 フレーム解析モデルと境界条件

表-7 応力度照査結果一覧表(上床版)

記号	部材	上床版BC					
	各点 単位	B点		ハンチ付根		Mmax	
B点からの距離	m	0.000		0.150		1.375	
M	t・m	-5.350		-3.533		3.460	
N	t	7.204		7.204		7.204	
S	t	12.815		11.417		0.000	
b	cm	100.0		100.0		100.0	
h	cm	30.0		25.0		25.0	
d	cm	24.0		19.0		21.0	
d'	cm	—		4.0		6.0	
As		D19mm@150mm		D19mm@150mm		D19mm@150mm	
	本/m	6.667		6.667		6.667	
	cm ²	19.100		19.100		19.100	
p=As/b・d		0.00796		0.01005		0.00910	
As'		—		D19mm@150mm		D19mm@150mm	
	本/m	—		6.667		6.667	
	cm ²	—		19.100		19.100	
p'=As'/b・d		—		0.01005		0.00910	
x	cm	9.207		7.101		7.965	
σ_c	N/mm ²	5.44	OK	4.45	OK	4.05	OK
σ_s	N/mm ²	131.2	OK	111.8	OK	99.5	OK
σ_s'	N/mm ²	—		3.0	OK	15.0	OK
τ	N/mm ²	6.122	OK	6.864	OK	0.000	OK
σ_{ca}	N/mm ²	6.9		6.9		6.9	
σ_{sa}	N/mm ²	157		157		157	
τ_a	N/mm ²	0.83		0.83		0.83	

幅0.2 mmの要素を作成し、その部分の梁剛性を「100%有効」「50%有効」「20%有効」の3パターンについてケーススタディーをおこなった。有効率については、0%は完全に剥離した状態を想定しており、100%はひび割れがない状態を想定している。よって、その他の有効率については、ひび割れが背面地山側まで貫通している場合でも、ひび割れ部において、ある程度摩擦を有しながら面接触していることを想定している。

内空変形の測量結果(図-18参照)を極力反映した変形図(図-19参照、両側壁が北側へ倒れる平行四辺形を仮

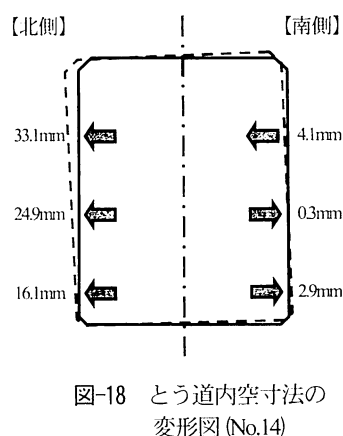


図-18 とう道内空寸法の変形図(No.14)

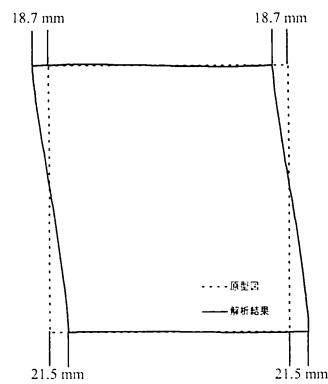


図-19 フレーム解析用の内空変形

応力度照査の結果を表-8に示す。内側鉄筋に発生する応力を実応力に近似させたCase 4について、外側および内側鉄筋の両方に引張応力が発生する結果になったが、これらは長期許容応力度内に収まる結果になった。また、Case 4で得られたせん断力については、せん断伝達耐力よりも小さいことを確認している。

以上のことから、とう道はトンネル構造上、現状では安定していると考えられる。

5. 漏水を伴うひび割れの発生原因の推定

一般的に鉄筋コンクリートに発生するひび割れの発生原因としては、①構造によるもの、②施工によるもの、③材料によるもの、④環境によるもの、⑤自然発生によ

表-8 応力度照査結果一覧表

Case	ひび割れ位置	断面力			応力度		
		曲げモーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)	せん断力 S (kN)	σ_c (N/mm ²) (圧縮：－)	σ_s (N/mm ²) (引張：＋)	$\sigma_{s'}$ (N/mm ²) (圧縮：＋)
Case1 100%有効	ひび割れ①	-53.3	-103.7	-11.1	6.80	136.10	-51.30
	ひび割れ②	26.1	-103.7	63.9	3.20	50.30	-20.00
	ひび割れ③	44.2	-103.7	137.0	5.30	100.60	-28.40
	ひび割れ④	53.4	-154.7	-141.8	4.50	84.50	-32.40
Case2 50%有効	ひび割れ①	-53.3	-103.7	-11.1	4.70	141.70	-81.80
	ひび割れ②	26.1	-103.7	63.9	2.40	54.70	-35.60
	ひび割れ③	44.2	-103.7	137.0	3.90	107.80	-52.90
	ひび割れ④	53.4	-154.7	-141.8	3.30	90.20	-55.40
Case3 20%有効	ひび割れ①	-53.3	-103.7	-11.1	2.60	146.20	-125.80
	ひび割れ②	26.1	-103.7	63.9	1.50	59.50	-61.50
	ひび割れ③	44.2	-103.7	137.0	2.40	115.70	-93.00
	ひび割れ④	53.4	-154.7	-141.8	2.00	95.60	-93.50
Case4 14%有効	ひび割れ①	-53.3	-103.7	-11.1	2.00	147.10	-142.20
	ひび割れ②	26.1	-103.7	63.9	1.10	60.90	-72.30
	ひび割れ③	44.2	-103.7	137.0	1.80	118.10	-109.70
	ひび割れ④	53.4	-154.7	-141.8	1.60	96.90	-109.50
長期許容応力度 (N/mm ²)					16.10	156.90	156.90

σ_c (N/mm²) : コンクリートの曲げ圧縮応力度 (圧縮－, 引張＋)

σ_s (N/mm²) : 鉄筋の引張応力度 (圧縮－, 引張＋)

$\sigma_{s'}$ (N/mm²) : 鉄筋の圧縮応力度 (圧縮＋, 引張－, 全断面引張の場合は, 鉄筋の引張応力を示す。)

るものに大別できる。ここでは、それぞれの観点から実施した精密点検結果に基づいて、原因の推定をおこなった。

(1) 構造的欠陥の可能性

初期応力度については、隅角部の応力度に余裕が少ないものの、すべての部位において長期許容応力度内に収まることを確認した。よって、環境が変化しない限り、通常の状態ではひび割れは発生しないと考えられる。

(2) 施工過失の可能性

施工に関する資料がないことから、ひび割れの発生を施工過程によるものと結び付けることは、現時点では困難である。ただ、材料試験等から類推した結果、①コンクリートの締固め不足はなかったこと、②鉄筋ピッチや鉄筋被りは設計の範囲内にあったこと、③コンクリート打設高さによる材料分離は見られなかったこと、④コンクリート養生による不具合があったか否かについては不明であることから、コンクリートの養生以外は、所定の管理下で施工したと考えられる。

(3) 材料的欠陥の可能性

コンクリートの圧縮強度試験結果や水セメント比の測定結果から考えて、使用した材料に欠陥はなく、よって、材料的な不具合によるひび割れである可能性は低いと考えられる。

(4) 環境変化の可能性

とう道周辺地盤の地下水位は、北側と南側で水位差がほとんどなく、また、水質分析の結果もコンクリート内の鉄筋を腐食させるような鉄溶解性の物質を含んだ地下水でないことを確認した。また、過去において、とう道近傍で大規模な掘削がおこなわれた形跡はなかった。

ひび割れ発生原因となりうる事項を上述したが、どれも可能性としては低いものであった。ただし、各種調査で得られた事実から判断すると、今回判明したひび割れは、曲げによる貫通ひび割れである可能性が高いと考えられる。よって、とう道縦断方向に延長の長い連続したひび割れが特に上床版ハンチ付け根部に発生している事実を踏まえると、巨大な力がとう道に作用したことによって、正負に反転する曲げモーメントに伴うひび割れが途中でつながった可能性が高いと思われる。想定されるひび割れ発生メカニズムの概念図を図-20に示すが、これに該当する力としては、兵庫県南部地震による揺れ戻しによる影響を想定している。

以下は、鉄筋の発生応力に関するシナリオであるが、地震に伴う大きな荷重がとう道に作用したことによって、鉄筋には降伏応力付近まで発生応力が増加したものの破断までは至らず、その後地震の収束に伴い、主鉄筋の発生応力は応力～ひずみ関係でいう残留応力のレベルに収束し、現在に至っているものと推定される。

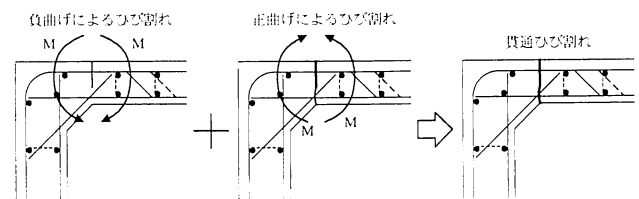


図-20 曲げひび割れの貫通概念図

6. とう道の保生、再生方法案

鉄筋の実応力測定結果やとう道再耐力評価の結果から判断すると、とう道発生応力度は長期許容応力度内に現状では収まっており、とう道は構造的に安全域にあると評価できる。ただし、とう道は、貫通ひび割れに代表される損傷を受けていることは事実である。

常時状態においては安全性を確保しているものの、近い将来に発生が予測されている東海地震や東南海地震、南海地震発生時の安全性については、別途解析的検討が必要ではあるが、危険側に移行する可能性がある。また、地下水は、鉄溶解性の性質を有していないが、漏水によって鉄筋が乾湿を繰り返す環境下にあることから、コンクリートの中性化が進行し、鉄筋腐食を助長させる可能性も否定できない。このため、とう道を生かし続ける(保生する)ためには、貫通ひび割れ箇所の完全充填と、コンクリート表面の気密化を目的としてコンクリート改質をおこない、延命対策をおこなう必要がある。具体的な補修方法については、今後、詳細に検討をおこなう予定ではあるが、地下水位の低い時期(渇水期である11月～3月頃)において、地下水に対して抵抗力が高く、耐久性に優れた微粒子系の注入材を用いることを考えている。

7. おわりに

旧河川沿いの扇状地を横断する形で構築したとう道において確認した上床版ハンチ付け根部に位置する漏水を伴ったひび割れについて、主鉄筋の実応力測定を含む精密点検ととう道耐力再評価をおこなった。その結果、本ひび割れは、曲げによる貫通ひび割れである可能性が高く、その発生原因としては、兵庫県南部地震に伴う揺れ戻しによるものと推定している。また、現状のとう道発生応力度は、長期許容応力度内に現状収まっており、トンネル構造上、安全域にあると評価できた。

ただし、とう道は、貫通ひび割れに代表される損傷を受けていることから、今後発生する可能性がある地震に対する安全性の確保と、乾湿が繰り返される環境下における鉄筋腐食に伴う劣化の進行を防止することを目的に、とう道の保生や再生に向けた対応案を示すことができた。なお、今回の耐力再評価では、概略的な静的検討にとど

まっており、近い将来発生すると予想されている南海地震他に対する安全性の評価まで実施していないことから、今後、既に損傷を受けているとう道の耐震性能について評価をおこない、その結果を踏まえて速やかに最適な保生や再生をおこなう予定である。

謝辞：本報告論文は、「京阪神地区とう道再生技術検討委員会」にて議論された内容を中心に取りまとめられたものである。各委員から貴重なご意見をいただいたので、ここに記して感謝に意を表します。

参考文献

- 1) 国土地理院：1:25,000都市圏活断層図 神戸，1996.
- 2) 日本電信電話公社：電気通信技術標準実施方法 とう道の設計 第2版，1972.
- 3) 地図資料編集会：明治前期 関西地誌図集成(1884年(明治17年)～1890年(明治23年)) 神戸首都，柏書房，pp.43，1989.
- 4) 関西地盤情報活用協議会：新関西地盤一神戸および阪神間一，pp.31，1998.
- 5) (社)土木学会：コンクリート標準示方書(昭和61年制定)改訂資料，コンクリート・ライブラリー 第61号，pp.168，1986.
- 6) エヌ・ティ・ティ・インフラネット株式会社 技術資料(3次元地下マッピング・防災シミュレーション技術)．
- 7) (社)土木学会：コンクリート標準示方書(設計編)，pp.186-199，2007.
- 8) 横山和昭，長田光司，室井智文，加藤卓也：鉄筋切断法による実PC橋の残存プレストレス測定に関する検討，プレストレスコンクリート技術協会 第13回シンポジウム論文集，pp.501-504，2004.
- 9) 田中泰雄，水口和彦，川下光仁：神戸市域の開削工事における地下水中の溶解性鉄処理事例と発生原因に関する考察，地下水地盤環境に関するシンポジウム2000，pp.23-32，2000.
- 10) 吉岡龍馬：六甲山系の地下水の水質特性について，日本地下水学会会誌，Vol.26，No.4，pp.147-166，1984.
- 11) 鶴巻道二：地下水水質研究委員会の活動の総括，地下水地盤環境に関するシンポジウム2003，pp.81-90，2003.

DURABILITY EVALUATION FOR UNDERGROUND CONSTRUCTION WITH LONGITUDINAL LEAKAGE CRACKS

Kazuaki UENO, Yukinori KOYAMA, Tsutomu SERA, Youziro SAKAMOTO
and Takahiro KONDA

In the BOX type underground construction for NTT telegraphic communication cable, which was lay out in a alluvial fan of an old river way, it was confirmed that underground water leaked through the cracks at the haunch of the upper slab. Consequently, durability deterioration of underground construction were apprehended. In this research, pattern of the crack and characteristics of the concrete were examined, and evaluation of safety including prediction of crack expansion was conducted. As a result, proposal on sustaining and renewing of the underground construction was discussed.