

開削トンネルにおける信頼性を考慮したコンクリート舗装の理論的設計方法の適用検討

阪神高速道路株式会社 正会員 ○高田佳彦 藤林健二 鈴木威

1. はじめに

コンクリート舗装の設計は、交通条件や路床の支持力などにに基づき、舗装断面の選定を行う経験に基づく設計方法を用いられることが多い。開削トンネル内のコンクリート舗装は、厚さ1m以上の強固なRC躯体上に路盤が構築され、温度変化が受けにくい。この特性を考慮したコンクリート舗装の設計を行うには、理論的設計方法の適用が合理的である。そこで、舗装設計便覧¹⁾(以下、便覧という)を参照し、信頼性を考慮したコンクリート舗装理論的設計方法の適用を検討した。

2. 路線概要と舗装構成

対象路線である淀川左岸線(1期)は都市再生環状道路として、その57%の約3.3kmは開削トンネル構造で計画されている。トンネル部の舗装の検討に当たっては照明設備を含めたLCC(検討期間100年)の検討結果、コンクリート舗装が優位であった。図-1に示すとおりトンネル入口近傍の縦断勾配は5.0%であり、明かり部からトンネル内への雨水流入による路面滞水が予想された。そこで、坑口から最初のカーブ区間までは、スリップ対策として透水性能を持つポーラスコンクリート舗装(PCP)を採用している。それ以外の区間は、耐久性と走行性に優れた連続鉄筋コンクリート舗装(CRCP)を選定した。

検討した舗装断面を図-2に示す。CRCPでは標準部(CRCP-1)および平面曲線半径R=195m部(CRCP-2)、ポーラスコンクリート舗装は標準部(PCP-1)および平面曲線半径R=157m部(PCP-2)とした。

各検討断面の路盤面支持力係数は式(1)より求め、路盤のたわみについては、多層弾性理論に基づく舗装構造解析プログラムGAMESにより算出した。なお、PCPはポーラスCoと普通Coの複合構造を採用している。2層が完全付着しているとみなし、それぞれの層の弾性係数を版厚の比で換算した弾性係数を有するコンクリート版として取り扱う。表-1に路盤支持力係数の算定結果を示す。

$$K_{75} = p/w \quad (1)$$

ここに、 K_{75} :路盤面支持力係数(MPa/m)、 p :荷重強度 0.22(MPa)、 w :多層弾性理論によって求めた荷重中心下の路盤のたわみ(m)
限界状態となるひび割れ発生時の照査箇所として、CRCPは横ひび割れ発生部からの縦ひび割れ、PCPは縦自由端部からの横ひび割れに着目した。また、便覧の高規格幹線道路の設計例に倣い、信頼度を90%(係数 $\gamma_R=1.8$)とした。

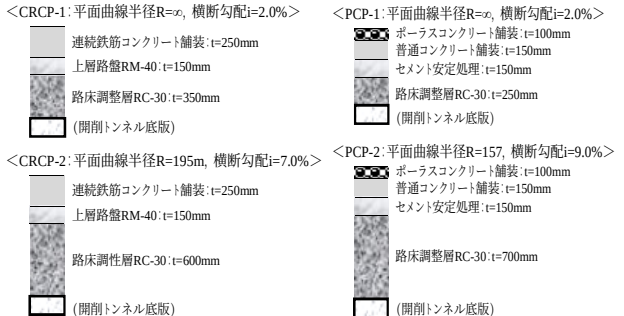


図-2 検討対象断面の舗装構成

表-1 各検討断面の路盤面支持力係数

	舗装厚(mm)	路盤厚+路床調整層厚(mm)	路盤面支持力係数 K_{75} (MPa/m)
CRCP-1	250	150+350=500	960
CRCP-2		150+600=750	744
PCP-1	ポーラスCo100+普通Co150の2層構造	150+250=400	1,657
PCP-2		150+700=850	921

3. 交通および環境条件

計画交通量は、2012年に対距離料金制に移行しており、淀川左岸線2期開通予測時を用いた。本検討に対して安全側の値である。また、中型車混入率は算出されていないため、湾岸線での実測値を適用し中型車混入率16%、大型車混入率20%とした²⁾。

輪荷重分布は、2008年に湾岸線で計測した実測値を参照し²⁾荷重群毎に輪数を換算した。図-3に湾岸

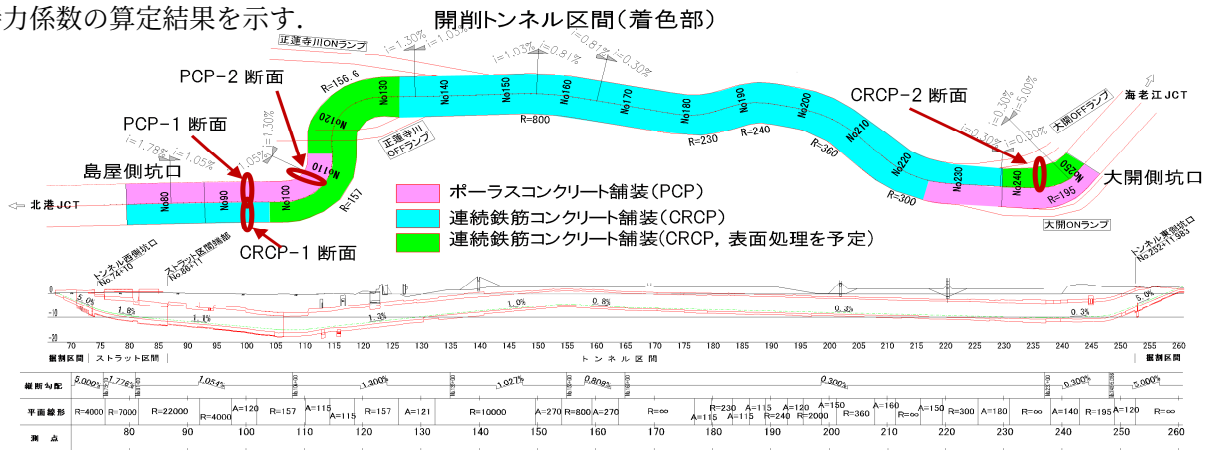


図-1 淀川左岸線の開削トンネル区間の平面線形と舗装構成

キーワード 理論的設計法, 連続鉄筋コンクリート舗装, ポーラスコンクリート舗装, 疲労度

連絡先 〒552-0007 大阪市港区弁天 1-2-1-1900 阪神高速道路(株)大阪建設部 TEL06-6599-1744

線での大型車の軸重頻度分布を示す。車輪走行位置分布は、神戸線で2008年に実測した値³⁾を用いた。環境条件は開削トンネルでは実測値がなかったことから、トンネル内ではコンクリート版の表裏面に大きな温度差が発生することは考えにくいと、便覧に記載されている「温度差の小さい地域」における検討断面と同一の版厚25cmの例を用いた。

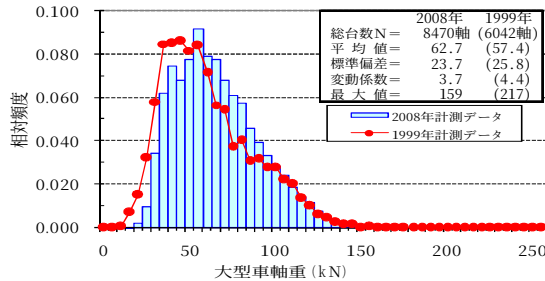


図-3 大型車の軸重頻度分布（湾岸線）

4. 応力および作用度数の計算

コンクリート版に生じる輪荷重応力は、便覧で示されている式(2)より求める。輪荷重応力に対する車輪走行位置分布の影響は、式(2)で求めた値に表-2に示す低減係数を乗じることで考慮する。

$$\sigma_e = (1 + 0.54\nu) \cdot C_L \cdot C_T \cdot 1000P \cdot (\log(100L) - 0.751 \log(100r) - 0.18) / (h^2 \cdot 10^6) \quad (2)$$

ここに、 σ_e ：輪荷重応力(MPa)、 ν ：コンクリートのポアソン比、 C_L ：横ひび割れを対象としたときの係数で縦自由縁部2.12(PCP)、横ひび割れ部1.0(CRCP)、 C_T ：縦ひび割れを対象としたときの係数で0.8(CRCP)、横ひび割れを対象とするときは1.0(PCP)、 P ：輪荷重(kN)、 L ：剛比半径(m)、 E ：コンクリートの弾性係数(MPa)、 K_{75} ：路盤支持力係数(MPa/m)、 r ：タイヤ接地半径(m)、 h ：コンクリート版厚(m)

表-2 走行位置による輪荷重応力の低減係数
(連続鉄筋コ舗装の横ひび割れ部の場合)

走行位置 m (最多車両通過位置からの距離)	0.15	0.45	0.75	1.05
走行位置に載荷した時の着目点の応力	1.00	0.20	0.10	0.01
着目点上に載荷した時の着目点の応力				

(普通コ舗装・転圧コ舗装の縦自由縁部の場合)

走行位置 m (縦自由縁部・縦目地部からの距離)	0.15	0.45	0.75	1.05
走行位置に載荷した時の着目点の応力	1.00	0.70	0.50	0.35
着目点上に載荷した時の着目点の応力				

温度応力は環境条件として設定したコンクリート版の温度差ごとに式(3)から計算する。

$$\sigma_t = 0.35 \cdot C_w \cdot \alpha \cdot E \cdot \Theta \quad (3)$$

ここに、 σ_t ：温度応力(MPa)、 C_w ：そり拘束係数、 α ：コンクリートの温度膨張係数(1/°C)、 Θ ：コンクリート版上下面の温度差(°C)

以上より、輪荷重応力と温度応力による合成応力は、式(4)より輪荷重、走行位置、コンクリート版の温度差の組み合わせごとに計算する。また、各合成応力の設計期間内(20年)の作用度数は、輪荷重応力の作用度数に環境条件で設定したコンクリート版の温度差の発生頻度を乗じて式(5)から求める。

$$\sigma_m = \sigma_{ei,j} + \sigma_{tk} \quad (4)$$

$$N_{\sigma_m} = N_{\sigma_{ei,j}} \cdot N_{\sigma_{tk}} \cdot R_T \quad (5)$$

ここに、 σ_m ：合成応力(MPa)、 $\sigma_{ei,j}$ ：輪荷重 P_i が走行位置 j を通過した場合の輪荷重応力(MPa)、 σ_{tk} ：コンクリート版上下面温度差 k による温度応力(MPa)、 N_{σ_m} ：合成応力 σ_m の設計期間内の作用度数、 $N_{\sigma_{ei,j}}$ ：輪荷重 $\sigma_{ei,j}$ の設計期間内の作用度数、 $N_{\sigma_{tk}}$ ：温度荷重 σ_{tk} の作用度数、 R_T ：コンクリート版の温度差が正または負の時に走行する大型車交通量の比率

5. 疲労耐久性に係る照査結果

疲労曲線は、便覧に示されているコンクリート舗装の実績によって検証されている、いわゆる岩間式を用いた。なお、本設計方法では疲労度 $FD=1.0$ の場合をコンクリート版の構造的な破壊(ひび割れ度10cm/m²)としている。疲労曲線より合成応力に対する許容輪数を求め、式(6)より疲労度を計算し、式(7)により照査する。

$$FD = \sum_{i=1}^m \frac{N_{\sigma_i}}{N_{Ai}} \quad (6)$$

$$FD \cdot \gamma_R \leq 1.0 \quad (7)$$

ここに、 N_{Ai} ：合成応力 σ_i に対する許容輪数、 SL ：合成応力 σ_m /コンクリートの曲げ強度、 FD ：疲労度、 N_{σ_i} ： i 番目の合成応力の作用度数、 N_{Ai} ： i 番目の合成応力に対する許容輪数、 m ：作用する合成応力の数、 γ_R ：信頼度に応じた係数；信頼度90%の場合、 $\gamma_R=1.8$

各検討断面の疲労度の算定結果を表-3に示す。いずれの検討断面においても、式(7)を満足する結果となった。また、疲労度からコンクリート版の耐用年数を算出すると、CRCPで200年以上、PCPで60年以上といった長期耐久性を確認できた。この要因として、路盤面支持力係数の算出において剛性の高い開削トンネルのRC躯体(底版)を支持層として考慮しているためである。さらに、路盤厚や路床調整層が厚いほど路盤面支持力係数が下がり、疲労度が大きくなる。また、PCPがCRCPより疲労度が高いのは、式(2)における係数 $C_L \cdot C_T$ が影響している。CRCPが2.12に対しPCPが0.8で、その分PCPの輪荷重応力が高くなっているからである。今後、PCPに発生する応力を確認しておく必要がある。

表-3 疲労度の算定結果

	CRCP		PCP	
	CRCP-1	CRCP-2	PCP-1	PCP-2
路盤面支持力係数 K_{75} (MPa/m)	960	744	1,657	921
疲労度 FD (設計期間20年)	0.046	0.048	0.129	0.171
信頼度に応じた係数 γ_R	1.8			
$FD \cdot \gamma_R$	0.08	0.09	0.23	0.31
耐用年数	242	234	86	65

参考文献 1) (社)日本道路協会：舗装設計便覧、2006 2)高田 他、実態自動車荷重に基づく等価換算軸数と鋼床版の疲労き裂の相関分析、鋼構造年次講演論文報告集、pp. 329-336、20010.11.3) 高田 他：BWIMを応用した実働荷重と走行位置が鋼床版の疲労損傷に与える影響検討、土木学会構造工学論文集、Vol.55A,pp.1456-1467,2009