

V-57

コンクリート舗装における路盤面応力に関する実験的研究

(株)パスコ 正会員 乾 達雄
 東京農業大学 正会員 竹内 康
 東京農業大学 正会員 小梁川 雅
 建設省 土木研究所 正会員 小森谷 一志

1.はじめに 現行のコンクリート舗装の設計法は、路盤の支持力を路盤単体に対する平板載荷試験による路盤支持力係数(k 値)のみで評価しているため、路盤面に作用する応力を設計結果において考慮していない。これは、既往の研究においてコンクリート舗装における路盤の荷重応答特性について検討が行われていないためであり、設計上の不確定要素となっている¹⁾。路盤はコンクリート舗装において版を支持し、荷重を分散させる働きを有している。したがって、その損傷は舗装の破壊につながることから、路盤面に作用する応力について検討する必要がある。そこで、実物大舗装の自由縁部に静的荷重載荷試験を行い、載荷直下の変位、路盤面にかかる圧力として土圧を測定し、理論式と比較検討した。そして、実験より得られた路盤支持力特性を考慮した設計計算を行い、現行設計法による設計結果との比較を行った²⁾。この際路盤モデルとしては Winkler モデルを考慮している。

2.実物大舗装載荷試験 (1)材料 使用した路盤材料、コンクリートの性状を表 1、2 に示す。路盤材には茨城県新治村産の M-30 粒状路盤材を用い、厚さ 20cm となるように締め固めた。路盤の支持力を示す k 値は、一般に直径 30cm の載荷板を用いた平板載荷試験より求められるが、応力計算に用いられる支持力係数は直径 75cm の載荷板を用いた値である k_{75} を用いる。した

がって、(1)式の関係を用いて k_{30} から k_{75} への換算を行った結果、計算に用いる支持力係数は $7.48(\text{kgf}/\text{cm}^3)$ であり、これを本研究で用いる設計上の k 値とした。

$$k_{75}=k_{30}/2.5 \cdots (1) \text{式}$$

(2)載荷試験方法 試験舗装は 1997 年 2 月に茨城県つくば市建設省土木研究所内に施工した。載荷試験は、同年 8 月に自由縁部に対して行った。載荷装置は油圧により制御し、直径 30cm の円形載荷板を用いて、静的荷重を 1tf ずつ載荷し、5tf ないし 7tf に達した所で 1tf ずつ除荷するサイクルで各 2 回行った。その時各載荷荷重に対する土圧、変位を測定した。図 1 に示すように、変位は載荷位置と版の端部 2 ヶ所、計 3 ヶ所について測定した。図 2 に示すように、土圧計を載荷位置の直下の路盤面に受圧面を上に向け埋設し、コンクリート版から受ける路盤面にかかる圧力を測定した。

(3)解析方法 解析は 7tf まで載荷を行った 2,3 回目の載荷時の測定結果について行った。推定変位は標準示方書において推奨されている Winkler モデルに従った式³⁾を用いて算出し、理論土圧については (2)式により実測変位から算出した⁴⁾。

$$p=k \cdot w \cdots (2) \text{式}$$

p: 路盤面にかかる圧力(kgf/cm²)

w: 荷重により生じる変位(cm)

k: 路盤支持力係数(kgf/cm³)

表 1 路盤の性状

路盤支持力係数(k_{30})(kgf/cm ³)	18.7
最大乾燥密度(g/cm ³)	2.255
最適含水比(%)	4.7
比重	2.682
吸水率(%)	0.37
ロサンゼルスすりへり減量(%)	21.5
修正CBR(%)	105

表 2 コンクリートの性状

項目		項目	
弾性係数(kgf/cm ²)	320000	版幅(m)	4
線膨張係数(1/°C)	1.0×10^{-5}	目地間隔(m)	5
圧縮強度(kgf/cm ²)	171	版厚(cm)	16
曲げ強度(kgf/cm ²)	62.7	ポアソン比	0.2

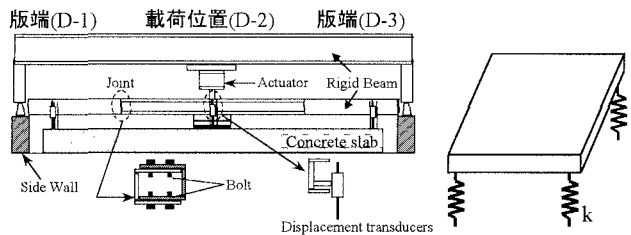


図 1 変位の測定

図 3 Winkler モデル

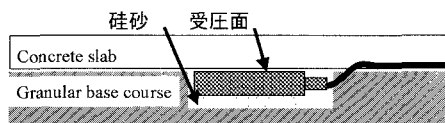


図 2 土圧の測定

Key Words: コンクリート舗装, 路盤, 土圧, 変位, 路盤 k 値

〒156 東京都世田谷区桜丘 1-1-1 東京農業大学地域環境科学部生産環境工学科 Tel.03-5477-2342 Fax.03-5477-2620

3.結果及び考察 図4に示すように、荷重に対して実測変位は、載荷点、版端共に沈下しており、自由縁全体が沈下していることが分かった。これは岩間の研究¹⁾と同様の結果である。図5に示すように、実測土圧は理論値と比較すると非線形に増加を示し乖離した。これは、設計上の k 値が荷重の大小に関わらず一定とされているが、土圧の荷重依存性により荷重が増すにつれて土圧が非線形に増加したためと思われる。筆者らは既に室内実験により土圧計の検定の必要性について報告したが²⁾、図6のように、新たにコンクリート供試体と受圧面が接している場合について検討を行った所、(3)式の関係によって表され、検出土圧と載荷応力の関係は線形である。

$$y=1.1569/x \cdots (3) \text{式}$$

y:土圧計への載荷応力(kgf/cm²)

x:土圧計からの検出土圧(kgf/cm²)

また、自由縁全体が沈下していることから、局所的に直下の土圧が大きい値を示したとも考えられず、この非線形の原因としては、側方流動を妨げられた結果、土圧が非線形に増加したと考えられる。そこで、路盤の実際の支持力を知るために図6に示すように、実測変位と土圧から(2)式を変形して算出した見かけの k 値を算出し、設計上の k 値=7.48と比較した。1tf載荷時は

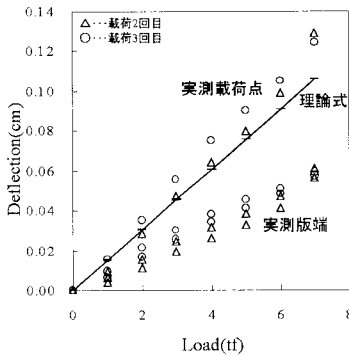


図4 荷重と変位

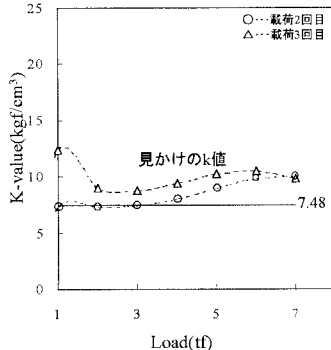


図7 荷重と k 値の関係

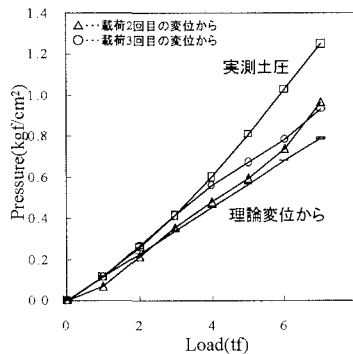


図5 荷重と土圧

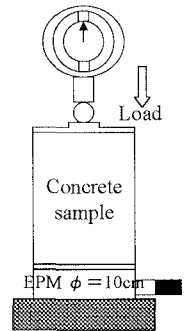


図6 土圧計の検定

初期の変位が出ていないため大きな値を示すが、その後5tf載荷以降見かけの k 値が設計上の k 値を上回る傾向を示した。これは、カコー、ケリゼルが見かけの k 値は設計上の k 値よりも大きい値を示すと指摘している³⁾ことと一致している。したがって(2)式が成立するためには、見かけの k 値と設計上の k 値の比 α 倍だけ設計上の k 値に割り増し必要がある。実験結果より $\alpha=1.25\sim 1.4$ の範囲にあることが分かったので、5tf以降設計上の k 値を $\alpha=1.3$ 倍割り増しすることとした。次に、 k 値の割り増しが現行の設計結果に及ぼす影響について、実験と版厚以外同条件の下で舗装要綱の版厚設計法に従い、疲労抵抗値を算出した²⁾。表3に示すように、見かけの k 値を考慮して5tf以降設計上の k 値を割り増しても、設計結果に与える影響は小さいことが分かった。しかし、今後温度差が負の場合、或いは動的載荷試験を実施した際の見かけの k 値を算出し、路盤の挙動を把握する必要がある。また、3軸圧縮試験や層構造解析より路盤の応力を検討する必要がある。

参考文献

- 1)岩間滋：コンクリート舗装の構造的設計に関する実験的研究，土木研究所報告，1962
- 2)日本道路協会：セメント舗装要綱，丸善，1984
- 3)土木学会編：コンクリート標準示方書[平成8年制定]舗装編，丸善，1996
- 4)土木学会編：舗装工学，丸善，1996
- 5)竹内ら：路盤面に作用する荷重強さの予測に関する研究，土木学会第52回年次学術講演会要旨集，pp108-109，1997
- 6)Albert Caquot, Jean Kerisel: カコー、ケリゼルの土質力学，技報.1975

表3 疲労抵抗値算出結果

$\sigma_c=50\text{kgf/cm}^2$	H=28cm	H=25cm
設計上の k 値一定	0.533	0.356
5tf以降 k 値割り増し	0.473	0.335

$\sigma_c=45\text{kgf/cm}^2$	H=28cm
設計上の k 値一定	0.771
5tf以降 k 値割り増し	0.705