

運輸省 港湾技術研究所 正員 佐藤勝久

運輸省 港湾技術研究所 正員 〇福手 勤

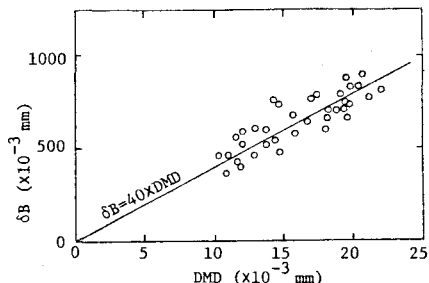
新東京国際空港公団 正員 阿部洋一

1. まえがき

既設舗装の評価法として、舗装表面のたれみや曲率を用いたり、振動波の伝播速度を用いたりする非破壊試験式が最近数多く提案されてきている。この非破壊試験は、舗装を損傷することなく数多くの地点で試験が行なえることを大きな特長としており、今回用いたダイナフレクトもまたこれらの特長を備えていて、舗装上の30cmずつ離れた5つの点における動的たれみを短時間に計測することを目的に開発された非破壊探査機である¹⁾。このダイナフレクトを用いて空港アスファルト舗装の評価を試み、その成果に報告する。

2. ダイナフレクトのたれみとベンケルマンベーム試験のたれみの関係

従来よく用いられているベンケルマンベーム試験も非破壊試験の一種である。そこでダイナフレクトとベンケルマンベーム試験のたれみの相関性を調べるために、ダイナフレクトの5つのたれみのうち荷重載荷点に最も近い点のたれみ DMD (Dynalect Max. Deflectionの略) と、ベンケルマンベーム試験(輪荷重7ton, 接地圧6.5 kg/cm²)のたれみ δB の関係をプロットしたものが図-1である。この図から、両者の間には $\delta B = 40 \times DMD$ の関係があることがわかる。また米国のユタ州でも δB と DMD の関係も一次式で近似しており、その比例定数を22としているが、これは輪荷重や接地圧が他国のものと異なるため、これを弾性論で補正するとやはり約40という値になることが確認された。

図-1 δB と DMD の関係

3. ダイナフレクトのたれみと舗装設計荷重の関係

図-2は他国各地の空港で測定された DMD と、その舗装の設計荷重として採用した航空機の脚荷重との関係を示したものである。なお図中の DMD は路面温度が約 20°C の時の測定値で、それ以外の時の測定値は 20°C の時のたれみに補正した値である。この図には、健全な舗装、かさ上げや打ち替えを必要とするような舗装、またかさ上げ後の舗装のほか、ユタ州で用いられている道路の基準値が含まれているが、全体的にみて、本の右下りの基準線が描けるようである。つまり、この基準線で示される値よりも大きな DMD を生じる舗装は何らかの補修を必要としているものと判断され、逆に小さな DMD を生じない舗装には十分な支持力があるものと考えられる。また設計荷重が大きな舗装ほどその基準となるべき DMD が小さくなるのは、経験的事実と一致している。これらのことから、空港舗装の補修時期の判断に DMD が一つの指標として利用できるものと思われる。

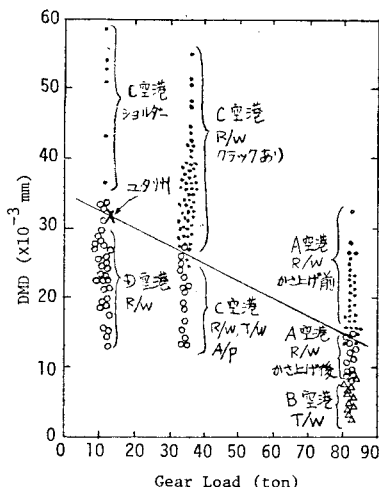


図-2 DMD と設計荷重の関係

4. 二層弾性論による舗装の弾性係数の推定

ダイナフレクトは舗装表面における等間隔の5本のねじりを与えるので、その荷重条件と舗装厚を知ることににより、舗装の弾性係数を推定することができる。これを目的とした手法として、Vaswani²⁾によってSpreadability²⁾法、Area³⁾法、またSwift⁴⁾によって図解法などが提案されているが、ここでは工学的意味の明確さから二層弾性論⁵⁾を用いた。また二層問題とすれば原則として2本のねじり値が既知であれば2つの弾性係数の計算が可能であるが、今回は実際のねじり曲線を与えるだけ忠実に再現できるように、5本のねじり値すべてを考慮し、得られた数組の弾性係数を平均して結果とした。上下層のポアソン比は0.5と仮定している。

まず、表-1のような構造をもつアスファルト舗装の上層路盤上で約10ヶ月の間隔をおいて2度測定を行ない、路盤と上層、路床と下層とにおいて得られた弾性係数を図-3に示す。なお1回目の測定時の路盤の材料は、2区画が約1ヶ月、3、4区画が約2ヶ月、5～10区画が約11ヶ月である。この結果から約10ヶ月の間にほとんどの路盤の弾性係数が増加していることがわかる。これは、10種類の上層路盤がすべて若くは水硬性を帯びておける材料から成っており、10ヶ月間の養生により、変形に対する抵抗性が増加したためである。一方路床の弾性係数はほぼ $2,000 \text{ kg/cm}^2$ でほとんど変化が認められない。

次に、同じ表-1の舗装の表層上での測定結果から、表層・基層、路盤と上層、路床と下層として得られた弾性係数を、3種類の路面温度に対して図示したものが図-4である。この結果から区画別の上層弾性係数は、それとほぼ同時期の路盤の弾性係数を表す図-3の破線の傾向によく似ており、さらに路面温度の低下により、その値が増加することが認められる。また路床の弾性係数は図-3のように一定となる性質のものであるが、路面温度の低下とともに若干大きな値として評価されている。これは路面温度の低下とともにアスファルト・コンクリート層を含む上層の弾性係数が大きくなり、それに伴って上層による拘束力が大きくなることが1つの原因として考えられる⁶⁾。

5. あとがき

今後さらにデータの収集をほかり、かえり上げ厚設計法の確立に努めるとともに、コンクリート舗装の評価にも応用がゆきたいと考えている。

〈参考文献〉

1. 阿部他: 舗装の非破壊検査機-ダイナフレクト-, 舗装9-8, 1974, pp.16~19
2. N.K.Vaswani: HRR No.362, 1971, pp.48~62
3. N.K.Vaswani: Proc. ASCE, vol.103, No.TE1, 1977, pp.125~141
4. G.Swift: Texas Transportation Institute, Nov., 1972, 25pp.
5. F.H.Scrivner et al: HRR No.431, 1973, pp.12~24
6. 植下他: 穴あけインパルス試験による舗装構造の解析, 土木学会論文報告集, No.214, 1973, pp.17~25

表-1 舗装構造

区画	上層路盤	厚さ (cm)
1	スラグ	15
2	スラグ+3%消石灰	15
3	山砂+4%消石灰	15
4	山砂+8%消石灰	15
5	コークレットフロー(なべし)	25
6	" (77マシ)	25
7	" (77マシ)	15
8	" (77マシ)	15
9	" (77マシ)+2%セメント	15
10	" (77マシ)+2%セメント	15

表層・基層: アスファルトコンクリート 13cm
下層路盤: 粒度調整碎石 7cm
路床: 砂

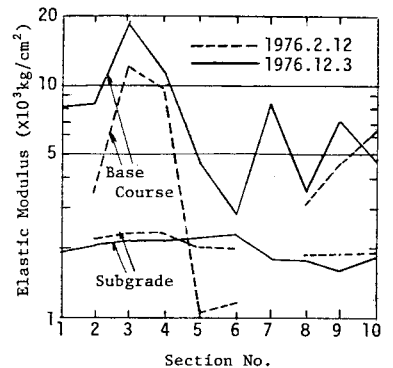


図-3 路床と路盤の弾性係数

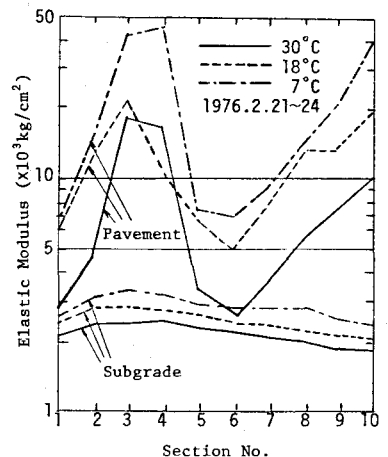


図-4 路床と表層・基層、路盤の弾性係数