

FWDによる空港アスファルト舗装の非破壊構造評価

八谷好高¹・高橋 修²・坪川将丈³

¹正会員 工博 運輸省港湾技術研究所土質部滑走路研究室長 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

²正会員 博 (工学) 運輸省港湾技術研究所土質部主任研究官 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

³正会員 修 (工学) 運輸省港湾技術研究所土質部滑走路研究室研究官 (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

本研究では空港アスファルト舗装の非破壊構造評価法として実荷重条件に近いフォーリングウェイトデフレクトメータ (FWD) を用いる方法について研究・開発を行った。この方法は現行構造設計法との整合性を取る形で整備したので、構造評価結果をオーバーレイ厚設計法と直接結びつけることが可能となっている。具体的には、たわみ規準に基づく概略評価とひずみ規準に基づく詳細評価の2つにより構成されており、前者では最大たわみに注目し、後者ではアスファルトコンクリート層ならびに路床のひずみに注目している。本研究により開発した非破壊評価法の有効性については、試験舗装ならびに供用中の空港の舗装における構造調査に適用することにより検証した。

Key Words: FWD, structural evaluation, nondestructive test, asphalt pavement, airport

1. はじめに

近年の著しい航空輸送の伸びは、航空機の大型化に加えて運航回数の増加によって可能になっている。航空機の大型化は舗装に対する荷重そのものの増加を、また運航回数の増加は舗装に対する载荷回数の増加を意味するので、結果として舗装の疲労寿命は低下することになる。

舗装の構造強化策としては、アスファルト舗装の場合、通常オーバーレイが用いられ、そのオーバーレイ厚は既設舗装の現状調査を行ってその構造状態を把握した上で決定される。このときの舗装構造調査方法としては、従来より荷重に対する舗装の応答としてたわみを測定する方法が多く用いられ、そのための装置にはベンケルマンビーム、ダイナフレクト、フォーリングウェイトデフレクトメータ (FWD) といったものがある。このうち、空港アスファルト舗装ではダイナフレクトを用いることが以前規定されていた¹⁾が、実際にはほとんど使用されおらず、最近ではFWDが使用されるようになってきている。このFWDは、その荷重特性が実際の車両や航空機のものに近いこともあって、世界的にみて非破壊試験装置の標準となっている。

たわみ測定装置を用いた舗装の構造評価方法としては、たわみをそのまま用いるものが数多く発表されている^{2) 3) 4)}。たとえば、ダイナフレクトによる空港アス

ファルト舗装の構造評価法では、健全部とひび割れ部におけるたわみの間に規準値を設定し、測定値がそれを超えていれば補修が必要と判断されるようになってきている¹⁾。また、FWDによる道路アスファルト舗装の構造評価法では、最大たわみ (D_0) ならびにたわみ差 ($D_0 - D_{150}$, 添字はたわみセンサの荷重中心からの距離 (cm)) を用いることにより舗装構造全体が評価可能となっている³⁾。さらに、AASHTOのオーバーレイ厚設計法では、 D_0 ならびに荷重から十分離れた点のたわみから有効構造指数 (SN_{eff}) を算定することによって、既設舗装の構造評価ができるようになってきている⁴⁾。これらのたわみに着目する方法は、複雑な計算を必要としないという利点を有するものの、使用材料が異なったり、舗装厚が大きく異なるといった場合にはその適用が難しくなる恐れもある。

これに代わるものとして、たわみから舗装各層の力学特性値を推定する、いわゆる逆解析に基づく構造評価法がある。逆解析手法として最近では精度のよい結果が短時間の計算により得られるものが開発されている⁵⁾ものの、これを組み込んだ構造評価法として実用に供されているものはほとんどみられない。それでも、最近では、路床の弾性係数を推定してCBR設計法 (CBR法) を適用する方法⁶⁾、各層の弾性係数を推定した上でオーバーレイ厚を算定する方法⁷⁾等が発表されている。

舗装の構造評価は、その後に引き続き補修設計と直接

結びついていて、しかもその結果得られる出力がそのまま補修設計時の入力となる形式のものが合理的である。この場合、評価・補修設計規準が新設設計規準と同一であれば、新設から補修までを一連の流れとして捉えることも可能となろう。アスファルト舗装の場合は補修方法として、上記のように、アスファルトコンクリートによるオーバーレイが一般的に用いられるので、このようなシステムを構築しやすいものと考えられる。

空港アスファルト舗装の構造設計法は、わが国を始めとしてCBR法に基づくものが多い⁸⁾が、最近では使用材料等がCBR法開発当時と異なっていることなどの理由から、多層弾性理論による設計法も整備されてきている。米国の例では、舗装各層の力学特性値を適切に設定した上で、荷重に対する応答を計算し、それに注目して舗装構造が決定されるようになってきている⁹⁾。この方法は、CBR法とは異なり、供用に伴う舗装各層の力学特性の変化も反映し得ることから、設計のほか評価・補修分野へも適用できると考えられる。

以上のことから、空港の場合は、建設時期・補修履歴や使用状況が施設・箇所によって異なっていることもあって、アスファルト舗装の構造解析手法として多層弾性理論を採用することとし、構造評価法としてたわみの逆解析に基づくものを用いることとした。本論文は、このような観点から構築したFWDによる空港アスファルト舗装の構造評価法について論じたものである。まず、現行の構造設計法により決定された舗装構造を多層弾性体として考えた場合の設計規準を策定し、次に試験舗装に対する載荷試験結果を解析することによりそれを検証する。そして、この設計規準を評価規準と等価とみなして、これに基づくオーバーレイ厚設計法について検討し、FWDによる空港アスファルト舗装の非破壊評価法をまとめる。最後に、供用中の空港舗装における調査結果を解析して、この方法の妥当性について検証する。

なお、本研究で用いたFWDは標準荷重が200kN（載荷板直径450mm）であり、たわみが荷重直下のほか、荷重中心から30、45、60、90、150、250cm離れた7点で得られるものである。また、設計荷重をLA-1（代表航空機B-747-400）とした場合を対象としている。

2. 舗装の構造評価規準の策定

空港アスファルト舗装の構造評価規準として、アスファルトコンクリート層下面の水平ひずみと路床上面の垂直ひずみを採用し、それらの規準値を策定した。同時に、たわみ規準についても検討した。

(1) 構造評価における検討項目

わが国の空港アスファルト舗装の構造設計法は米国陸軍工兵隊により開発された方法（CE法）に準拠したものである。このCE法もまた米国カリフォルニア州道路局により道路舗装用に開発されたCBR法を空港舗装に適用したものである。CBR法では、舗装の破壊原因を路床や路盤材料の変形であるとみなして、このような破壊を防ぐために必要な舗装の厚さを路床CBRに対して示している。これは1920～1940年当時の平均的な交通荷重ならびに軽交通荷重に対応する2本の曲線として表されている。

米国陸軍工兵隊は、このうち前者を航空機荷重12,000lbに対応するものとして採用し、多くの試験研究の結果、それ以上の大型航空機に対しても使用できると判断して、1950年代後半に空港舗装構造設計法を整備している¹⁰⁾。わが国では、この方法に対して、わが国特有の気象、地盤、交通条件等を反映させるとともに、CBR法開発時には用いられていない材料の利用方法といった新たな知見を付加することによって、独自の設計法を整備するに至っている¹¹⁾。

ところが、航空機のさらなる大型化が進行し、航空機の運行回数も増加するにつれて、ひび割れのような、CBR法では想定していない形態の舗装破壊もみられるようになってきた。このひび割れは、わだちぼれとともに、舗装の補修必要性を判定する上で主要な項目となっている¹²⁾ことから、舗装の構造設計においても検討しなければならないと考えられる。

現に、新しく提案されている米国の軍用飛行場舗装設計法⁹⁾では、両者を設計基準として用いている。具体的には、アスファルト舗装を弾性材料からなる複数の層で構成される構造と考え、それに荷重が加わったときの応答である、路床上面垂直ひずみ (ϵ_v)、アスファルトコンクリート層下面水平ひずみ (ϵ_h) に規準値を設定し、これらを満足するように舗装厚を決定している。この場合、前者はわだちぼれ、後者はひび割れに対する構造設計規準となっている。なお、この方法は、アスファルト舗装の理論的構造設計法として以前より提案されているShell法¹³⁾ならびに米国アスファルト協会 (AI) 法⁴⁾と原理的には同一である。

以上のことから、アスファルト舗装の構造評価においては、わが国の空港舗装構造設計法では考慮していないひび割れについても検討の対象とする必要があると考えた。具体的には上記の新しい構造設計法の考え方を踏襲して、 ϵ_v と ϵ_h の二つを空港アスファルト舗装の構造設計と構造評価の両方に共通する検討項目としたので、それぞれの規準値を設定することがまず第一に必要となる。

(2) ひずみ規準の設定

上記のように、FWDによる非破壊構造評価においては

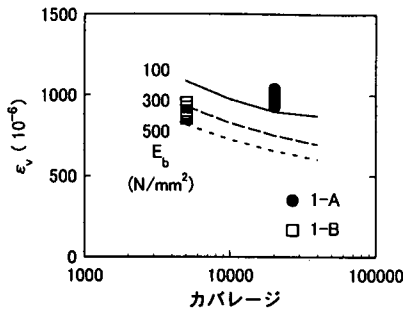


図-1 粒状材路盤試験舗装における2Hz時の ϵ_v

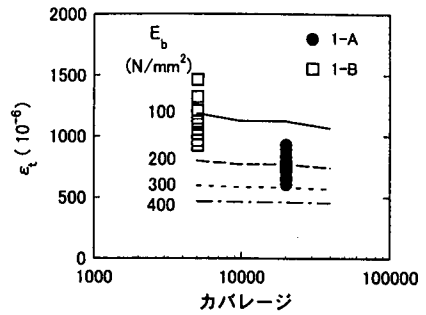


図-2 粒状材路盤試験舗装における2Hz時の ϵ_t

ϵ_v , ϵ_t の規準値を合理的に設定することが重要であるが、 ϵ_v , ϵ_t の破壊規準値として既往の研究成果に基づくものは、現行設計法による空港アスファルト舗装に対して適用できないことがわかっている¹⁵⁾。そこで、現行構造設計法に従って設計された空港アスファルト舗装に、設計荷重が載荷された場合の ϵ_v , ϵ_t を多層弾性理論により計算し、その結果から新たな規準値を見出すことを考えた。

現行設計法では路盤に粒状材を用いる場合の舗装厚が求められるようになってきていることから、舗装構造としては、アスファルトコンクリート表・基層、粒状材路盤、路床の3層構造のものを考えた。計算条件として、設計荷重をLA-1、設計カバレージ(反復作用回数)を5,000~40,000回、路床の設計CBRを3~18%とした。このような条件に対する舗装厚は、現行設計法によると54~268cmとなる。

舗装各層の力学特性の設計用値については次のように設定した。まず表・基層のスティフネス(以下では弾性係数と称す)については、舗装に対する標準的な載荷条件を設定して決定した。具体的には、温度としてダイナフレクトを用いた評価方法でも標準としている20℃を¹⁾、周波数として空港誘導路舗装、滑走路舗装のそれぞれに対して米国軍用飛行場の舗装構造設計法で用いられている2Hz, 10Hzを採用した⁹⁾。これに対応する弾性係数は、アスファルトの品質として空港舗装で一般的な針入度70(1/10mm)、軟化点48℃を用い、アスファルト量を5.8%と仮定して、Heukelomらの示した方法¹³⁾に従うと周波数2Hz, 10Hzの場合で、それぞれ12.5kN/mm², 5.2kN/mm²となる。路床の弾性係数については、載荷条件によらず、CBRの数値の10倍(N/mm²単位で)を用いた。粒状材路盤の弾性係数については、その推定方法として一般的なものがみあたらない⁶⁾ため、試験舗装に対する載荷試験結果を解析することにより決定した。なお、各層のポアソン比として0.3を採り、舗装表面から6m以深には基層(弾性係数7kN/mm²)を仮定した¹⁷⁾。

粒状材路盤の弾性係数を設定するために、表・基層、粒状材路盤、路床という3層構造を有する2種類のアスフ

ルト試験舗装区画(1-A, 1-B)に対する試験データを用いた。舗装は、いずれも路床CBRは10%、設計荷重はLA-1であるが、カバレージは1-A区画が20,000回、1-B区画が5,000回となっている。具体的な舗装構造としては、1-A, 1-B区画とも表・基層厚は15cm、上層路盤厚は30cmであるが、下層路盤厚は前者が65cm、後者が48cmとなっている。

荷重履歴のない状態でこれらの舗装上でFWDによる載荷試験を行い、たわみを測定した。本来は ϵ_v , ϵ_t を直接計測して規準値を検討すべきであるが、実際には測定が不可能であることから、たわみに基づいて ϵ_v , ϵ_t の規準値を設定せざるを得ない。計算においては、まず、得られたたわみに対して多層弾性理論を用いた逆解析手法(LMBS¹⁸⁾)を適用して舗装各層の弾性係数を求めた(ポアソン比は上記の設計用値を仮定)。次に、この舗装に設計荷重が加わった場合の ϵ_v , ϵ_t を多層弾性理論プログラム(BISAR)により計算した。ひずみ計算時の舗装各層に対する力学定数の設計用値として、路盤弾性係数には逆解析により得られた値を、それ以外には上記の値を用いた。

以上の計算を測定箇所ごとのデータについて実施した結果として、周波数2Hzの場合の ϵ_v を図-1に、 ϵ_t を図-2に示す。図中には路盤弾性係数 E_b が100~500N/mm²となる場合のひずみの値も曲線で示してある。規準値としては安全側の値を使うべきなので、 E_b として大きい値を採る必要がある。具体的には、まず ϵ_v , ϵ_t のそれぞれで、区画ごとの平均値のうち小さいほうの値に相当する E_b の値を求め、そしてそれらのうち大きい値を採用することが必要になるので、 ϵ_v , ϵ_t のそれぞれに対応する E_b は300N/mm², 200N/mm²となり、結局 E_b を300N/mm²としてひずみの規準値を設定すればよいことになる。

周波数を10Hzとした場合の ϵ_v , ϵ_t について図-3, 図-4に示す。この場合も、周波数2Hzの場合と同様に、 E_b として300N/mm²を採用すればよいことがわかる。

現時点では現行設計法に従って設計された舗装で荷重履歴のない場合の試験データとしてこれ以外のものがな

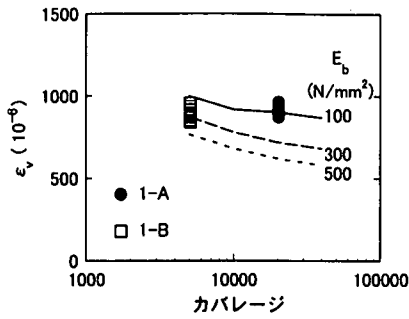


図-3 粒状材路盤試験舗装における10Hz時の ϵ_v

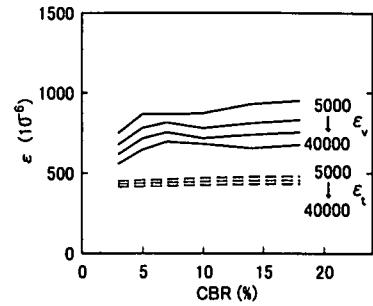


図-6 粒状材路盤試験舗装における10Hz時のひずみ規準

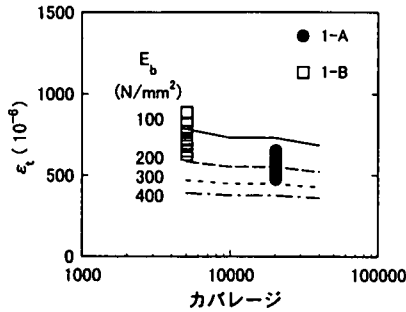


図-4 粒状材路盤試験舗装における10Hz時の ϵ_t

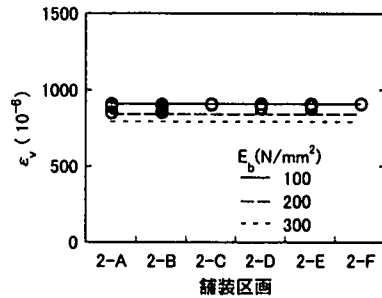


図-7 安定処理路盤試験舗装における2Hz時の ϵ_v

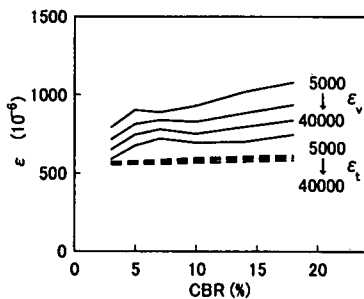


図-5 粒状材路盤試験舗装における2Hz時のひずみ規準

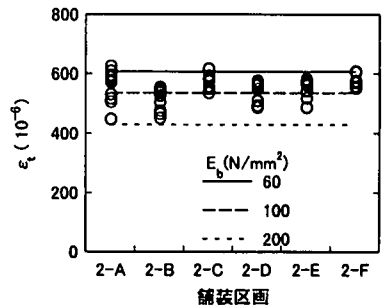


図-8 安定処理路盤試験舗装における2Hz時の ϵ_t

いことから、種々の路床CBR、設計カバレージの場合も E_b として 300N/mm^2 を採用して、 ϵ_v 、 ϵ_t の規準値を求めざるを得ない。そのようにして求められたひずみ規準として、2Hz、10Hzの場合を図-5、図-6に示す。図には設計カバレージが5,000、10,000、20,000、40,000回に対応するものを示してある(5,000→40,000と表示)。

設計荷重が大型航空機の場合は上層路盤にアスファルト安定処理材を用いることが原則となっているので、そのような舗装構造における ϵ_v 、 ϵ_t の規準値についても設定する必要がある。この場合の舗装構造は、アスファルトコンクリート表・基層ならびにアスファルト安定処理上層路盤、粒状材下層路盤、路床による3層構造となるので、 ϵ_t はアスファルト安定処理層下面水平ひずみとなる。規準値を作成する手順は上記の粒状材路盤の場合と同様であり、ここでは6種類の試験舗装区画(2-A~2-F)上で

FWDにより測定したたわみデータを解析した。これらの試験舗装は路床設計CBR10%、設計カバレージ20,000回の条件で設計されたもので、その構造は15cm厚の表・基層、15cm厚のアスファルト安定処理上層路盤、65cm厚の粒状材下層路盤となっている。

ϵ_v 、 ϵ_t の計算値は、これらの舗装上でのFWDによる載荷試験結果を粒状材路盤の場合と同様の手法により解析することによって得られた。周波数2Hzのときの ϵ_v 、 ϵ_t を図-7、図-8に、また10Hzのときのものを図-9、図-10に示す。これから、 ϵ_v 、 ϵ_t の規準値は、粒状材下層路盤弾性係数 E_b が 200N/mm^2 の場合のものに相当することがわかる。

そこで、下層路盤の弾性係数としてここで得られた値、アスファルトコンクリート層ならびに路床については粒状材路盤のみからなる舗装構造の場合と同一の値を用いることによってひずみ規準を求めた。その結果、周波数

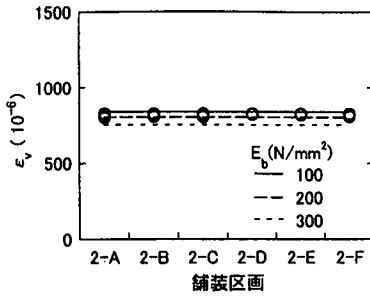


図-9 安定処理路盤試験舗装における10Hz時の ϵ_v

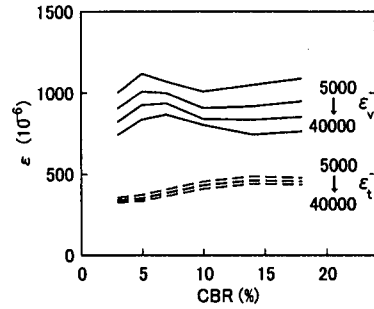


図-11 安定処理路盤舗装における2Hz時のひずみ規準

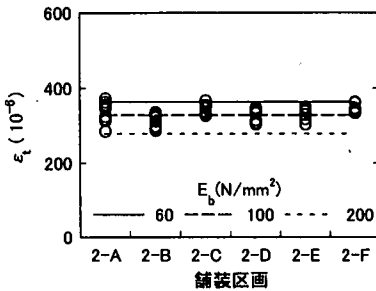


図-10 安定処理路盤試験舗装における10Hz時の ϵ_t

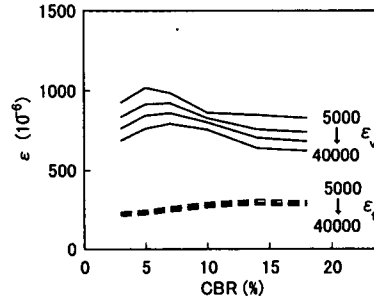


図-12 安定処理路盤舗装における10Hz時のひずみ規準

2Hz, 10Hzのそれぞれに対して図-11, 図-12が得られた。図中における設計カバレッジの表示方法は粒状材路盤の場合と同様である。

(3) たわみ規準の設定

空港アスファルト舗装の構造評価法として以前に用いられていたダイナフレクトによる方法⁹⁾では、測定たわみを規準たわみと比較することにより、既設舗装の補修必要性の判断、そしてその後に引き続きオーバーレイ厚の算定を行っていた。このように、たわみに注目すれば補修必要性が現地で容易に判断できることとなるので、今回検討したFWDを用いた方法においても別途検討した。

たわみに基づく舗装の非破壊構造評価法は、本研究においては現地での簡易評価法との位置づけであり、その規準値、すなわちたわみ規準は(2)で示したひずみ規準をたわみにより便宜的に表現するものである。したがって、規準の設定はひずみ規準策定時と同様の過程をたどって実行する必要がある。この場合、両者で異なる点はアスファルトコンクリート層の弾性係数である。すなわち、ひずみ規準策定時にはアスファルトコンクリート層の弾性係数が滑走路、誘導路で異なっているのに対して、たわみ規準の場合には滑走路、誘導路によらずFWDによる衝撃荷重の代表的載荷波形から得られた周波数を用いて算定された値を使用している。

たわみ規準に用いるものとしては、FWDにより得られたたわみのうちでは最大値となるFWDの載荷板中心のた

わみ D_0 を採用することにした(標準荷重200kN)。このような方法により得られたたわみ規準が図-13である。これは、ひずみ規準の場合と同様に、路盤が粒状材、安定処理材である舗装構造に対して、別々に得られている。

3. 舗装の構造評価規準の検証

2.に示した空港アスファルト舗装の構造評価に関するひずみとたわみの規準について、試験舗装における多数の測定データを解析することにより検証した。

(1) 規準の検証方法

FWDによるたわみを用いて舗装の構造評価を行う場合には、たわみ測定時の温度ならびに荷重条件がひずみ規準設定時におけるものとは通常異なっている。そこで、次のような方法を用いることによって規準値と照合できるようにした。

i) ひずみ

① 舗装がアスファルトコンクリート層、粒状材路盤および路床の3層から構成されるものとし、FWDたわみを逆解析することにより各層の弾性係数を求める。

② 逆解析により得られた路床弾性係数(単位: N/mm^2)を 10^4 で除すことにより、路床CBRを求める。

③ 得られたアスファルトコンクリート層の弾性係数を、

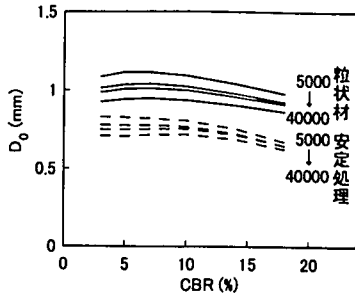


図-13 空港アスファルト舗装のたわみ規準

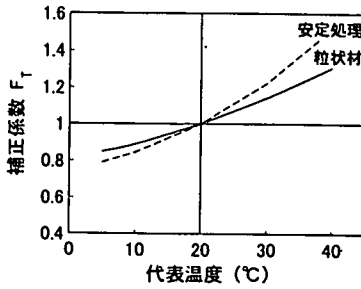


図-14 温度によるたわみの補正係数

笠原・菅原⁹⁾の実験式を用いて、周波数2Hzおよび10Hz、温度20°Cという標準状態のものに換算する。なお、アスファルトコンクリート層の代表温度は、丸山ら²⁰⁾ならびに秋山²¹⁾の方法を用いて舗装表面温度から推定する。

④ ①, ③で得られたアスファルトコンクリート層、粒状材路盤、路床の弾性係数を用いて設計荷重に対する ϵ_r , ϵ_f を求める。

⑤ 以上で得られた ϵ_r , ϵ_f を②で得られた路床CBRに対応する規準値と比較することにより、ひずみ規準に基づく舗装構造評価を行う。

ii) たわみ

① D_0 を荷重200kN、アスファルトコンクリート層の温度20°Cにおけるものに補正する。その方法は、まず D_0 が荷重に対して比例するとした上で、温度に関しては図-14に示す補正係数 F_T で除すというものである。

② 補正されたたわみをj) ②で得られた路床CBRに対応する規準値と比較することにより、たわみ規準に基づく構造評価を行う。

なお、上記の逆解析手法ならびにひずみとたわみの計算方法は2.で用いたものと同一である。

(2) ひずみ規準の検証

a) 荷重履歴のない試験舗装データを用いた検証

2.で示した評価規準策定時に使用したデータに対して上記の方法を適用して、ひずみ規準の検証を行った。これは繰返し走行載荷試験前に得られた荷重履歴のないと

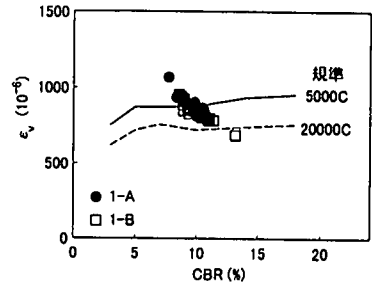


図-15 履歴のない粒状材路盤舗装における ϵ_r 規準の検証

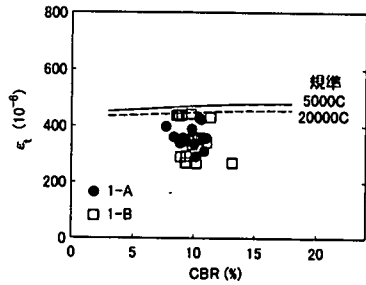


図-16 履歴のない粒状材路盤舗装における ϵ_f 規準の検証

きのたわみデータである。以下には、粒状材路盤、安定処理路盤とも、周波数10Hzの場合に限定して解析結果を図示する。

粒状材路盤の場合の ϵ_r , ϵ_f を図-15、図-16にまとめた(図中の規準におけるCはカバレッジの意味、以下同じ)。ひずみと路床CBRの計算値は、ともに測定ごとに異なっているものの、平均値で見ると、 ϵ_r では評価規準とほぼ一致するか若干大きな値となっているのに対し、 ϵ_f では同等か若干小さな値となっている。

これと同様に、路盤にアスファルト安定処理材を用いた場合についても、評価規準策定時に使用したデータを用いて構造評価法の検証を行った。周波数10Hzの場合の ϵ_r , ϵ_f について図-17、図-18にまとめた。この場合は全体的にみて、破壊規準よりも小さなひずみが得られている。

周波数が2Hzの場合も以上に示した10Hzの場合と同様の傾向であることがわかっている。

b) 走行載荷試験データを用いた検証

試験舗装においては、設計荷重LA-1の代表航空機であるB-747-400の主脚荷重を10,000回まで繰返し走行載荷させ、走行に伴って構造状態が変化する状況について調べている。走行載荷中には所定の走行回数時にFWDによるたわみ測定を行っているため、このデータを使用して構造評価を行い、ひずみ規準の検証を行った。なお、粒状材路盤を用いた舗装においては走行5,000回後にオーバーレイが行われているので、その場合についても評価の対象とした。以下では周波数2Hzの場合についてのみ結果

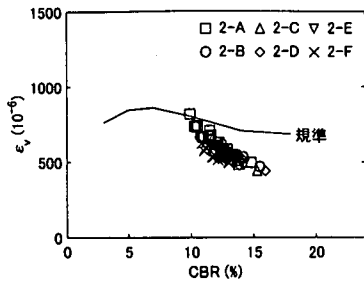


図-17 履歴のない安定処理路盤舗装における ϵ_v 規準の検証

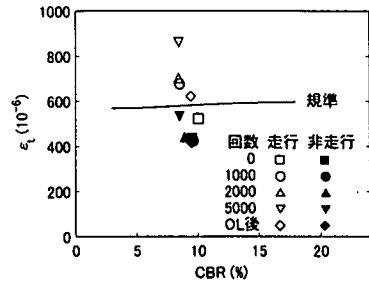


図-20 粒状材路盤舗装における走行載荷試験中の ϵ_v

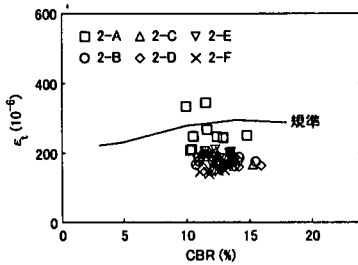


図-18 履歴のない安定処理路盤舗装における ϵ_v 規準の検証

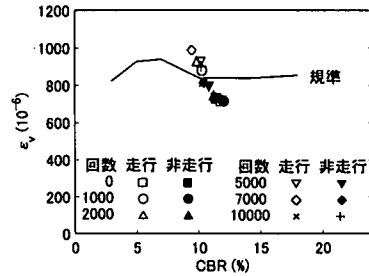


図-21 安定処理路盤舗装における走行載荷試験中の ϵ_v

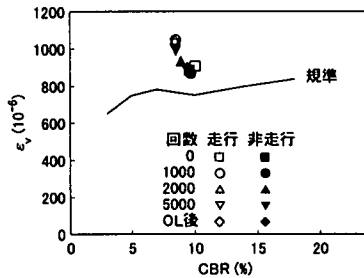


図-19 粒状材路盤舗装における走行載荷試験中の ϵ_v

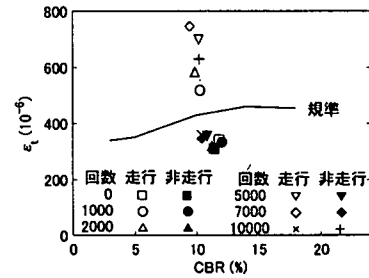


図-22 安定処理路盤舗装における走行載荷試験中の ϵ_v

を图示する。

粒状材路盤を有する試験舗装1-A区画における走行載荷試験中ならびにオーバーレイ後の ϵ_v , ϵ_t を図-19, 図-20に示す(図中ではオーバーレイをOLと表記)。 ϵ_v に比べて ϵ_t では走行箇所と非走行箇所における差が明らかであり、走行箇所においては走行回数の増加につれてひずみが大幅に増加していることから、走行載荷の影響が顕著に表れているとわかる。また、走行箇所における ϵ_t は未走行時と同程度にまで値が減少していることから、走行5,000回後に行ったオーバーレイの補修効果は明らかである。ひずみの値が走行載荷により増加する状況ならびにオーバーレイにより減少する状況は、 ϵ_t ほどではないが、 ϵ_v にも同様に認められる。

次に、アスファルト安定処理材を路盤に用いた試験舗装の載荷試験データとして、2-A区画におけるものを取り上げて解析した。各走行回数における ϵ_v , ϵ_t を、周波数2Hzの場合について図-21, 図-22に示す。この場合も、

粒状材路盤を有する舗装と同様に、走行載荷の影響が顕著で、走行載荷試験前にはひずみの値が十分小さかったものの、試験開始後の早い時期に規準値を超えるまでに増加していることがわかる。これに対して、非走行箇所ではひずみの変化はあまりみられていない。

以上に記述した事項は、周波数を10Hzとした場合に対しても同様にあてはまることがわかっている。

a) で示したように、荷重履歴のない場合の解析結果はひずみ規準よりも小さな値ではあったが、走行載荷試験中の解析結果をみると、走行にともなってひずみが増加して規準値を超えるようになることがわかった。このことから、2.(2)で記した ϵ_v , ϵ_t に関する評価規準は妥当であると考えられる。

(3) たわみ規準の検証

a) 荷重履歴のない試験舗装データを用いた検証

ひずみ規準の検証時と同様に、2. で示した試験舗装に

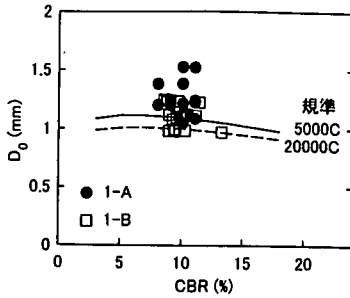


図-23 履歴のない粒状材路盤舗装におけるたわみ規準の検証

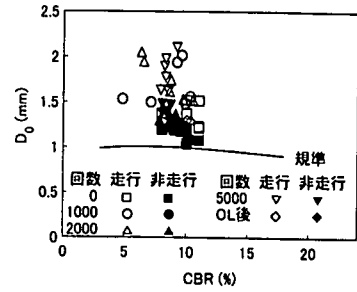


図-25 粒状材路盤舗装における走行荷重試験中のたわみ

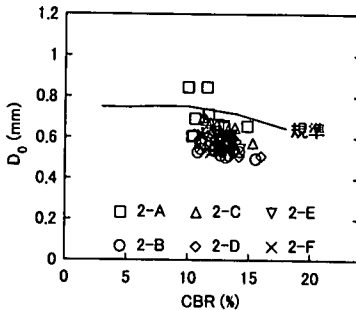


図-24 履歴のない安定処理路盤舗装におけるたわみ規準の検証

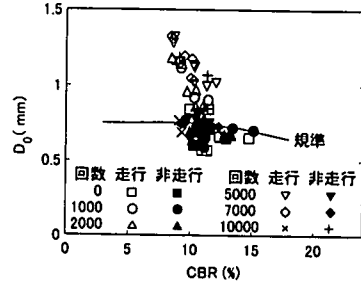


図-26 安定処理路盤舗装における走行荷重試験中のたわみ

対する荷重履歴のない時点での荷重試験データを用いて、たわみ規準の検証を行った。

粒状材路盤を有する試験舗装において荷重履歴がないときに得られた試験データに対して、荷重ならびに温度に関する補正を施し、2.(3)で示したたわみ規準と比較した結果を図-23に示す。平均値をみると、設計カバレッジが5,000回である1-B区画では、この設計カバレッジに相当するたわみ規準にほぼ近い値を示している。これに対して、設計カバレッジ20,000回の1-A区画では、測定値がたわみ規準をほぼ全体的に上回っていることがわかる。

同様に、アスファルト安定処理路盤を用いた舗装の場合のたわみ規準による構造評価結果を図-24に示す。2-A区画における数点のデータが規準値を上回っているほかは、全体的にそれより小さいことがわかる。

b) 走行荷重試験における検証

ひずみ規準の場合と同様に、走行荷重試験中の測定データを使用して、たわみ規準の検証を行った。

粒状材路盤を有する1-A区画におけるたわみの解析結果を図-25に示す。非走行箇所におけるたわみは、走行箇所におけるものよりも小さく、たわみ規準に近い範囲に分布していることがわかる。これに対して、走行箇所のたわみは、全体としてみれば、走行回数が増すにつれて増加する傾向にあることから、走行荷重により舗装構造が大きく影響を受けていることがたわみによっても判

断可能であるといえる。また、走行5,000回後に施工されたオーバーレイ後の結果についてみると、施工前に比べてたわみが小さくなっていることから、補修による舗装構造の回復状況についてもたわみにより評価できているとわかる。

アスファルト安定処理路盤を用いた2-A区画における走行荷重試験中のたわみの解析結果を図-26に示す。粒状材路盤の場合と同様に、走行箇所では走行荷重によって舗装の構造状態に変化をきたすようになることが、たわみによって判定できる。

以上のように、荷重履歴のない試験舗装においては、ひずみ規準の検証時と同様に、たわみ規準の妥当性が明らかとなった。また、走行荷重試験におけるたわみの状況から走行荷重に伴う舗装の構造状態の変化が評価できることも明らかになった。このことから、2.(3)で示したたわみに関する評価規準の妥当性が認められたものと考えられる。

なお、今回用いた舗装構造に対してダイナフレクトの最大たわみに相当するものを計算して、ダイナフレクトの規準値と比較したところ、路盤の種類によらず、計算値のほうが大きいことがわかった。これは、FWDではひずみ、ダイナフレクトではたわみと規準設定時に注目した項目が異なることのほかに、前者では荷重履歴のない新設舗装のデータを使用したのに対し、後者では供用中でしかも一部にはオーバーレイされた舗装での測定値を

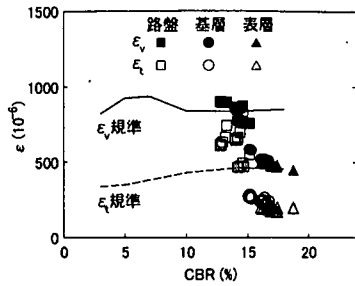


図-27 造成にともなう2Hz時のひずみの変化

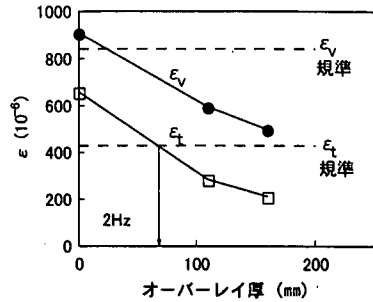


図-29 オーバーレイにともなう2Hz時のひずみの変化

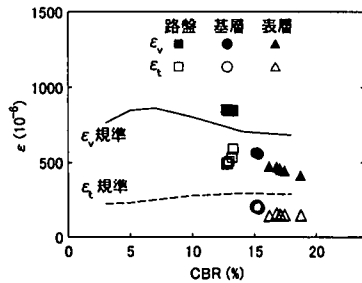


図-28 造成にともなう10Hz時のひずみの変化

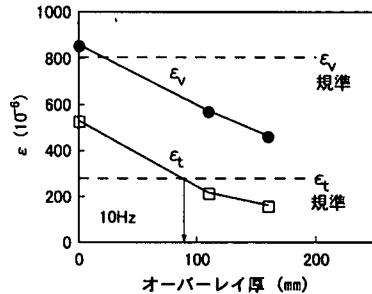


図-30 オーバーレイにともなう10Hz時のひずみの変化

使用したとの違いがあることも原因と考えられる。

4. 非破壊構造評価法の構築

FWDによる空港アスファルト舗装の構造評価法として今回構築したひずみ規準に基づく方法についてその過程を論ずる。まず、アスファルト舗装の一般的な補修方法であるオーバーレイの厚さ設計へのFWDの適用性について述べてから、構造評価と補修設計を総括する形でまとめた非破壊構造評価法について記述する。そして、本方法を供用中の空港における舗装構造調査に適用した事例を通して得られた知見を示す。

(1) オーバーレイ厚の算定法

アスファルト舗装の補修方法としてはオーバーレイが一般的なので、前述のように、FWDによる非破壊構造評価の結果がその厚さ設計にそのまま利用できれば合理的である。そのためには、オーバーレイによる舗装の構造強化状況が舗装のひずみ ϵ_v 、 ϵ_t によって定量的に把握できることを明らかにする必要がある。

ここでは、アスファルトコンクリート層の造成段階(上層路盤、基層、表層の各仕上がり面上)でFWDによるたわみ測定を行い、その結果を解析することによりひずみがアスファルトコンクリート層の厚さによって変化する状況を調べた。用いた舗装は、上層路盤にアスファ

ルト安定処理材を有するものであり、2と3で用いた舗装と同一の構造を有している。

各造成段階における測定値を設計荷重LA-1、設計カバレージ20,000回の条件で解析し、構造状態の評価を行った。その結果として得られた ϵ_v 、 ϵ_t を周波数2Hz、10Hzの場合に分けて、それぞれ、図-27、図-28に示す。造成が進むにつれて、すなわちアスファルトコンクリート層厚が増加するにつれてひずみは減少していくことがわかる。オーバーレイによるアスファルトコンクリート層の増厚によってひずみが減少することは3.(2)でもわかっていることから、ひずみに注目することによってアスファルトコンクリート層の増加必要厚、すなわちオーバーレイ厚を算定できることが明らかである。

アスファルトコンクリート層厚の増加につれてひずみが減少する状況として、上記のように、上層路盤仕上がり時の状態を既設舗装とみなし、基層ならびに表層をオーバーレイ層と考えて、オーバーレイ厚とひずみの関係を調べた。計算結果の平均値を、周波数2Hz、10Hzの場合についてひずみ規準と一緒に示したものが図-29、図-30である。必要オーバーレイ厚はこのひずみ規準値に合致するときの厚さとなる。この図からは、両周波数とも、オーバーレイ厚は ϵ_t により決まることとなり、周波数2、10Hz時のオーバーレイ厚は、それぞれ70mm、90mmとなることがわかる。

以上のことから、 ϵ_v 、 ϵ_t に注目することによって、舗装の構造強化の必要性が定量化できることは明らかなので、

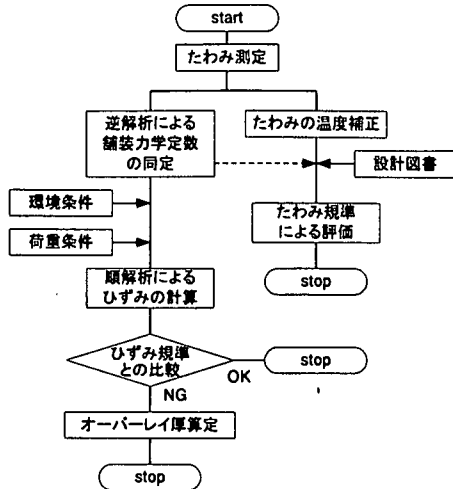


図-31 空港アスファルト舗装の非破壊構造評価法のフロー

オーバーレイ厚も具体的に計算可能となる。

(2)非破壊構造評価システムの構築

以上までに、FWDを用いた空港アスファルト舗装の非破壊構造評価法として、たわみを逆解析して求めた ϵ_r 、 ϵ_t といった舗装内部のひずみに基づく方法について詳しく論じた。この方法を実用に供するためには、得られた路床力学特性の設計用値への補正と舗装残存寿命の推定の2点について明らかにしなければならぬ。

前者は、構造設計に用いる路床力学特性の設計用値が自然環境上の最悪期における原位置試験、もしくはその状態を想定した4日水浸供試体に対する室内試験によって求められる点への対応である。FWDによる現地試験がこのような最悪条件時に実施されることはほとんどないため、ここでは路床力学特性(CBR)の低減係数を導入して、計算により得られた路床CBRを設計用値へ変換することを考えた。既往の研究から、路床が乾燥状態から水浸状態へ移行するにつれてその弾性係数は低下するようになり、乾燥状態のものに対する比で見れば、路床の半分、全体が水浸する場合のそれぞれで0.95、0.8となることがわかっている²²⁾。このことから、低減係数の値としては0.8~1.0の範囲で適切に設定すればよいものと考えられる。

後者は、舗装の許容荷回数、すなわち限界カバレッジを推定し、調査時点までの交通量を差し引いて残存寿命を計算することによって実行可能となる。そのときには交通荷重履歴ならびに供用期間の経過に伴うひずみの変化を見極めることが肝要である。このような点については、供用中の道路舗装においては荷重履歴に伴うたわみの増加は破壊直近までほとんどないことが示されている²³⁾ほか、荷重履歴のない舗装ではアスファルトコンク

表-1 構造評価システムの入出力データ

入出力	種類	項目
入力	測定地点・日時	測定地点、年月日、時刻
	FWD測定値	荷重、標準荷重、 $D_0 \sim D_{250}$
	舗装構成	層厚、路盤種類
	環境条件	表面温度、気温、最高気温、路床CBR低減係数
出力	荷重条件	設計荷重、カバレッジ
	弾性係数	各層弾性係数
	構造判定 補修必要性	たわみ・ひずみ規準による判定 残存寿命、オーバーレイ厚

リート自体の老化によりたわみが経年的に減少していくことも報告されている²⁴⁾。これに対して、3.で示した試験舗装に対する促進荷重試験においては荷重履歴に伴うたわみならびにひずみの増加がみられている。このひずみについては ϵ_t で特に大幅な増加があったことから、ここでみられた性状変化は主にアスファルトコンクリート層の力学特性の変化に起因したものであると考えられる。しかし、実際の空港では今回行った促進荷重試験に比較すると交通量が極めて少ないので、たわみならびにひずみは経時的には変化しないとみなすことが可能であろう。このように考えると前掲のひずみ規準の図をそのまま用いて限界カバレッジが求められることになるので、残存寿命の推定も容易となる。

これによって、FWDを用いた空港アスファルト舗装の非破壊構造評価法が実用化可能となる。具体的な方法として、そのフローチャートを図-31に示すような、FWD最大たわみ D_0 に注目した概略評価とアスファルトコンクリート層ならびに路床のひずみに注目した詳細評価の2つから構成されるもの考えた。

たわみに基づく方法では、まず実測値を標準状態、すなわち荷重200kN、アスファルトコンクリート層の代表温度20℃のものに補正する。そして、設計図書を参考にして路床CBRを推定した上で、この補正たわみを規準値と照合することによって舗装構造状態を判断する。この場合、ひずみに基づく方法における逆解析結果を用いれば、調査時点における路床CBRの値が推定できるので、より現実 に即した評価が可能となる。

ひずみに基づく方法では、実測たわみ曲線を逆解析することによって舗装各層の力学定数を推定し、アスファルトコンクリート層の弾性係数を環境条件(温度)ならびに交通荷重条件に応じた標準状態のものに変換した上で、 ϵ_r 、 ϵ_t を算出する。そして、環境条件(路床の設計CBR)を考慮に入れて規準値と照合する。その結果、得られたひずみの値が規準値を超える場合には、オーバーレイ厚とひずみの関係を求めることによって、オーバーレイ厚が算定可能となる。

以上に述べたFWDによる空港アスファルト舗装の非破

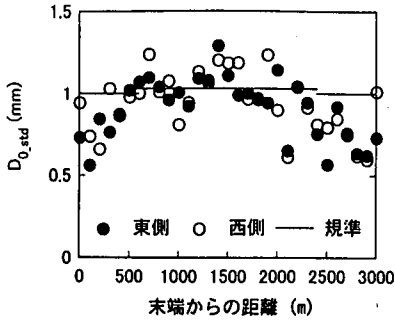


図-32 破損のある滑走路における D_{0_std} の分布

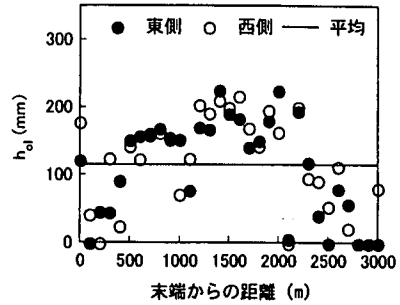


図-34 破損のある滑走路における h_d の分布

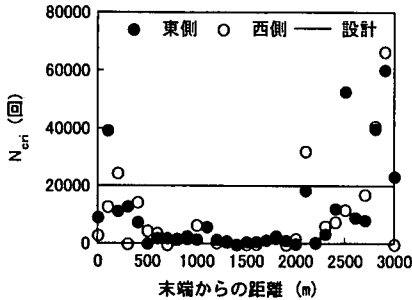


図-33 破損のある滑走路における N_{cr} の分布

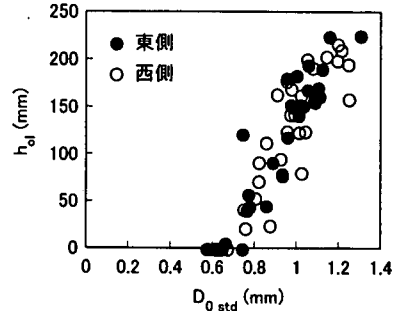


図-35 D_{0_std} と h_d の関係

壊構造評価法を市販のリレーショナルデータベースソフトウェアを用いてパッケージ化して容易に利用できるようにした。入力データは表-1に示すとおりであり、入力データのうち下線を施したものはFWDによるたわみ測定時に自動的に入手できるものである。これらのデータの入出力には市販の表計算ソフトウェアを用いている。なお、本システムで用いているアスファルトコンクリート層の代表温度推定法については付録に示した。

(3) 供用中の空港舗装に対する調査への適用

以上にとりまとめたFWDによる空港アスファルト舗装の非破壊評価システムを用いて、実際の空港における供用中の舗装の構造評価を行った。以下では、一般的な構造評価結果を示したのち、オーバーレイ前後の調査ならびにその後の追跡調査の結果を示す。また、構造評価時における路床CBRの考え方ならびにFWD荷重による構造評価結果の違いについても言及する。

a) たわみ・ひずみ規準に基づく構造評価の実際

供用開始後比較的早期に損傷が見られた空港滑走路において、構造調査を実施した。この舗装は、設計荷重がLA-1、設計カバレッジが20,000回、路床の設計CBRが10%であり、その層構成は16cm厚の表・基層、24cm厚の粒度調整砕石上層路盤（滑走路両端から600mの範囲は30cm厚）、40cm厚の水硬性粒度調整スラグ下層路盤である。FWDによるたわみ測定は、滑走路中心線から左右に

5m離れた位置を縦断方向に100m間隔で実施した（以下の図では東側、西側と表記）。このたわみ測定は航空機運行のない夜間に実施した。

まず、図-32は、荷重ならびにアスファルトコンクリート層温度が標準状態の場合に換算した D_0 (D_{0_std}) の滑走路縦断方向分布状況である。滑走路両端部分の舗装が厚くなっていることが反映されて、 D_{0_std} はその部分で小さな値となっている。CBR10%時の規準値を比較すると、滑走路両端部分については比較的良好な状態であると判定されるものの、滑走路中間部においては規準値を超える場合もあることから構造上の問題が懸念される。

次に、ひずみ規準に基づく構造評価結果として、限界カバレッジ(N_{cr})を図-33に示す。路床CBR低減係数として0.8を用いたこともあって全体的に限界カバレッジは小さいが、中間部においては極端に小さくなっている。この舗装を設計カバレッジ20,000回に対応可能な構造とするためには、オーバーレイが必要となる。その状況を図-34に示すように、必要オーバーレイ厚(h_d)は滑走路全体では平均で120mm程度となるが、中間部においては200mmを超えることがわかる。

この調査におけるたわみ規準に基づく評価とひずみ規準に基づく評価の関係を明らかにするために、 D_{0_std} と h_d の関係を図-35に示した。この図からは両者の関係がほぼ直線で表されることがわかり、 D_0 に注目した概略構造評価の有効性が明らかになっている。

表-2 オーバーレイ前後の構造評価結果

前				後
$D_{0.95}$ (mm)	たわみ 判定	ひずみ 判定	h_{cl} (mm)	$D_{0.95}$ (mm)
0.854	×	×	30	0.325
1.246	×	×	140	0.276
0.816	×	×	10	0.336
0.790	×	×	10	0.360
0.778	×	○	-	0.304
0.810	×	○	-	0.269

注) ○：問題なし，×：問題あり

b) オーバーレイによる構造補強効果の実際

大型航空機の新規導入に伴って空港舗装の補強が必要になる。そのような場合に行われるオーバーレイの効果について、150mm厚のオーバーレイ前後に実施された調査結果を例として示す。この調査は、設計航空機荷重がLA-12（代表航空機A-300-B4）からLA-1に変更されたときに行われたものである。

表-2には、オーバーレイ前の構造評価結果とオーバーレイ後の $D_{0.95}$ を示してある（同一箇所においてオーバーレイ前後の両方で測定できたのは6点のみ）。たわみ規準に基づく6箇所全てが構造上問題ありと判定されるものの、ひずみ規準に基づく最終判定では4箇所で補強が必要と判定される（オーバーレイ厚は10mm単位で切上げ）。オーバーレイの後に測定した $D_{0.95}$ は、オーバーレイ前の半分以下に大きく減少していることがわかる。

これとは別に、破損した舗装の補修工事の事例として、a)で記述した舗装で切削オーバーレイが行われる前後の構造状態、ならびにその後の経時変化状況を示す。この補修工事は、表・基層のアスファルトコンクリートを打ち換えるとともに、上層路盤の粒度調整砕石を水硬性粒度調整スラグで置き換えたものである。

図-36に補修前ならびにその後の $D_{0.95}$ の状況を示す。平均値で見ると補修前に比較的大きかったものが補修によって低下し、その後もほぼ一定となっていることがわかる。しかし、測定箇所によるたわみの分散はオーバーレイ後の時間経過につれて大きくなり、一部は補修前の値よりも大きくなっていることがわかる。この状況を、構造評価の最終結果である必要オーバーレイ厚でみたものが図-37である。これにはたわみによる判定と同様の傾向がみられ、数は少ないものの、補修後約一年経過した時点ですでにオーバーレイが必要となっている箇所もみられる。これは、ここで行われた補修が小規模なパッチング程度の工事であることもあって、補修後の時間経過にともなって構造上の問題が生じてきたものと考えられる。

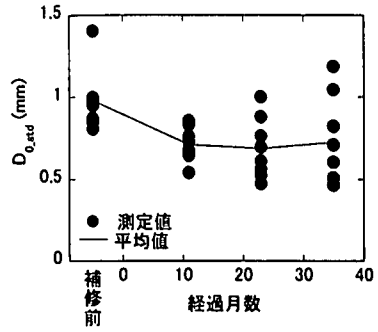


図-36 補修前とその後の $D_{0.95}$ の経時変化

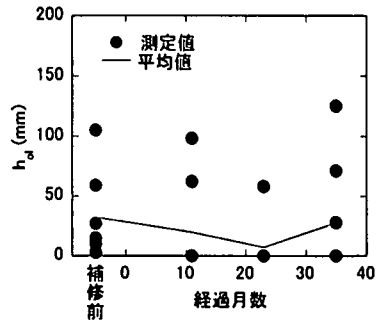


図-37 補修前とその後の h_{cl} の経時変化

c) 路床設計用値が構造評価へ及ぼす影響

舗装構造の調査時期は自然環境が最悪となる時期とは通常異なるので、本システムでは路床力学特性の設計用値を合理的に定めるために路床CBR低減係数を導入した。この考え方を用いることによって構造評価結果に現れる影響について調べた。具体的には、a)で示した舗装に対して、路床力学特性の低下がある場合とない場合で路床CBR低減係数を、それぞれ、0.8と1.0として、限界カバレッジ、必要オーバーレイ厚を計算した。

図-38は路床CBR低減係数の有無による限界カバレッジ ($N_{cr,a}$, 添字aは路床CBR低減係数) の違いをみたものである。これから、路床CBR低減係数を導入することにより限界カバレッジは小さくなることが明らかである。このことは、当然オーバーレイ厚 ($h_{cl,a}$, 添字aは路床CBR低減係数) にも反映され、図-39に示すように、路床CBR低減係数を導入しないとオーバーレイが不要と判定される場合であっても、導入すると最大で120mm厚程度が必要となるとわかる。これは、調査時期や降雨・地下水位といった自然環境の状態を十分に考慮して、路床CBR低減係数を適切に設定することの重要性を示唆している。

d) 荷重の大きさが構造評価へ及ぼす影響

200kN荷重のFWDが利用できない場合を想定して、荷重を100kNならびに150kNとして構造評価を実施し、荷重

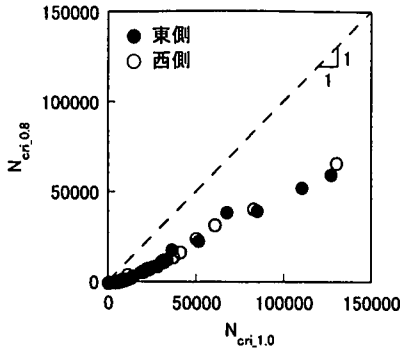


図-38 路床CBR低減係数導入による N_{cr} の変化

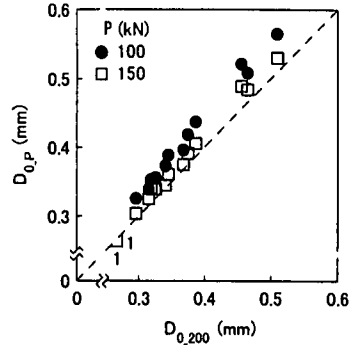


図-40 荷重による200kN換算 D_0 の違い

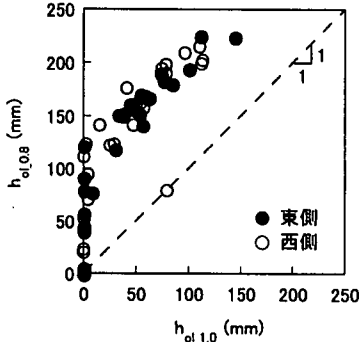


図-39 路床CBR低減係数導入による h_a の変化

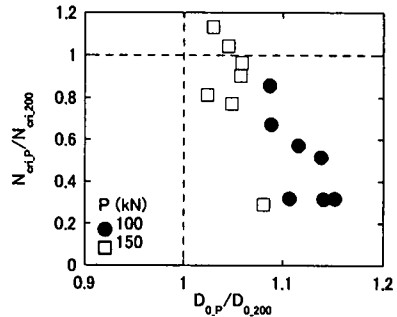


図-41 荷重による構造評価の違い

200kNの場合と比較した(載荷板直径450mm)。調査を実施した舗装は設計荷重がLA-1, 設計カバレッジが3,000回の空港滑走路である。上下層路盤には碎石が用いられているものの、層構成は調査地点によって異なる。なお、たわみ測定はFWDの位置を動かさずに、荷重のみを3段階に変化させて実施した。

荷重が100または150kNとなるようにしたときの標準荷重換算 D_0 ($D_{0,P}$, 添字Pは荷重(kN))と、荷重200kNのときの標準荷重換算 D_0 ($D_{0,200}$)を対比した。その結果は図-40に示すとおりで、荷重が小さい場合に換算たわみは大きくなる傾向がみられる。これから容易に推定されるように、ひずみ規準に基づく最終評価においては荷重の違いによる影響が顕著にみられる。たとえば、図-41は、荷重100, 150kNの換算たわみの200kNのものに対する比($D_{0,P} / D_{0,200}$)と、対応する限界カバレッジの比($N_{cr,P} / N_{cr,200}$, 添字Pは荷重(kN))の関係を示したものである。換算たわみの比が大きいほど、限界カバレッジの比は小さくなっていることがわかる。これは、荷重が小さい場合ほど限界カバレッジも小さいと判定されることになるので、構造調査に当たっては設計荷重もしくは可能な限りそれに近い大きさの荷重を用いることが必要であることを意味している。

5. 結論

FWDを用いた空港アスファルト舗装の非破壊構造評価に関する一連の研究結果は、次のようにまとめられる。

- 1) 空港アスファルト舗装のひずみに基づく構造評価規準を策定した。これは、上・下層路盤とも粒状材を用いた場合と上層路盤にアスファルト安定処理材を用いた場合の二とおりに対して設定した。これらの規準値については、試験舗装において荷重履歴のない場合と走行載荷試験中の場合の両方の調査結果によって検証した。
- 2) 試験舗装に対する走行載荷試験中の調査において、非走行箇所における変化はほとんどないものの、走行箇所においてはひずみが増加し、オーバーレイによりそれが減少する状況が認められた。この結果に基づき、ひずみに注目したオーバーレイ厚の算定方法を明らかにした。
- 3) 1), 2)を総括して、空港アスファルト舗装のひずみ規準に基づく非破壊構造評価法を開発した。構造評価は、まずたわみ曲線を逆解析して各層弾性係数を推定し、次に設計荷重に対するひずみを計算し、そしてひずみ規準と比較することにより実行可能となる。
- 4) 舗装の構造状態は、設計荷重に対する許容載荷回数すなわち限界カバレッジならびに必要なオーバーレイ厚によって最終的に判定可能であることがわかった。

5) 現地での舗装構造状態の判定を簡易に行うために、FWDの最大たわみ D_0 に基づく方法を開発した。これは、荷重・温度を標準状態の場合に補正した D_0 を規準値と比較することにより実行可能である。

6) 以上の方法をプログラムパッケージ化することにより実務への適用を図った。これを複数の空港における舗装構造評価へ適用した結果、路床CBR低減係数を適切に算定しなければならないこと、ならびにFWDの荷重としてできるだけ設計荷重に近いものを用いる必要があることがわかった。

6. おわりに

空港アスファルト舗装の非破壊構造評価法として、荷重200kNのFWDによる方法を取りまとめた。空港舗装については、設計法と整合性の取れた形での評価ならびに補修方法が整備されていないのが大きな問題であったが、本研究により設計から補修までを一貫した考え方により実行できるようになったものと考えている。

ひずみならびにたわみの規準値は、必ずしも数が多いとはいえない試験データに基づいているので、今後積極的に改正していく所存である。また、アスファルトコンクリートの老化やFWD荷重の違い等が評価結果に及ぼす影響についても今後研究を継続し、本システムの精度を高めたいと考えている。

謝辞：本研究では運輸省第二港湾建設局が実施した調査研究の成果を使用させていただいた。また、供用中の空港においては多くの部局の協力により調査させていただいた。関係各位に対してここに深く謝意を表します。

付録 アスファルトコンクリート層代表温度簡易推定法

アスファルトコンクリート層の代表温度をFWD調査時に入手可能な温度データから推定するために、試験舗装におけるデータに基づいた回帰式を作成した。試験舗装は、アスファルトコンクリート層の構成が表層4cm、基層12cm、安定処理層20cmからなっているもので、横須賀市の運輸省港湾技術研究所野比実験場に製作した。アスファルトコンクリート層内の温度は、表層、基層、路盤で深さ方向にそれぞれ2cm、3cm、10cmごとに測定した。舗装の構造解析においてはアスファルトコンクリート層全体を1層と考えていることから、その温度としては深さ方向における各測定値間の温度を直線で補間したものの積分平均値を代表値とした。

試験舗装で1年以上にわたって観測された温度データに基づいて、アスファルトコンクリート層の代表温度推定式を重回帰分析により作成した（雨天時のデータは除

付表1 アスファルトコンクリート層代表温度の推定精度

対象時刻	ケース	相関係数	平均平方誤差 (°C)	最大誤差 (°C)
00:00 23:00	A	0.863	4.640	13.695
	B	0.929	3.392	10.759
	C	0.959	2.573	9.211
9:00 17:00	A	0.891	4.230	10.789
	B	0.950	2.899	9.371
	C	0.962	2.542	9.132
22:00 6:00	A	0.988	1.348	5.889
	B	0.989	1.292	5.050
	C	0.991	1.133	5.312

外してある)。回帰式の説明変数としては、調査時の表面温度、気温さらに日中最高気温を考えた。すなわち、説明変数の組合せは、A: 舗装表面温度のみ、B: 舗装表面温度と気温、C: 舗装表面温度、気温および日中最高気温の3ケースになる。各季節における温度勾配の形状は各時間ごとに近似していることが明らかになっているが²⁰⁾、ここでは精度を高めるために各月の各時間について回帰式（年間で $12 \times 24 = 288$ 個）を作成した。

各ケースにおける代表温度の推定精度を付表-1に総括した。この表は、1年間のデータに対する全日（0:00～23:00）、日中（9:00～17:00）ならびに夜間（22:00～6:00）における相関係数、平均平方誤差、最大誤差である。いうまでもなく、ケースCの推定精度が最も高く、次にケースB、ケースAの順となっている。アスファルトコンクリート層厚が36cmより薄い場合にはその厚さに応じた補正係数を導入することによって代表温度が推定可能となる。これらの推定式は長岡市におけるデータに対しても有効であることが確認されている²¹⁾。

参考文献

- 1) 佐藤勝久, 福手 勤: ダイナフレクトによる空港アスファルト舗装強度評価とかさ上げ厚設計, 土木学会論文報告集, 第303号, pp.109-118, 1980.
- 2) Asphalt Institute: *Asphalt Overlays for Highway and Street Rehabilitation*, MS-17, 153p., 1983.
- 3) 阿部長門, 丸山暉彦, 姫野賢治, 林 正則: たわみ評価指標に基づく舗装の構造評価, 土木学会論文集, No. 46/V-18, pp. 41-48, 1993.
- 4) American Association of State Highway and Transportation Officials: *Guide for Design of Pavement Structures*, 1993.
- 5) (社) 土木学会土構造物および基礎委員会舗装機能の評価技術に関する研究小委員会: 舗装機能の評価法, 192p., 1992.
- 6) Uzan, J.: A Pavement Design and Rehabilitation System, *Transportation Research Record*, No. 1539, pp. 110-115, 1996.
- 7) Sebaaly, P. E., Lani, S., Bermanian, S. and Cocking, C.: Flexible Pavement Overlays-The State Experience, *Transportation Research Record*, No. 1568, pp. 139-147, 1997.
- 8) Ahlvin, R. G.: Flexible Pavement Design Criteria, *Journal of American Society of Civil Engineers*, Vol. 88, No. AT1, pp. 15-33,

- 1962.
- 9) Department of the Army and the Air Force: *Flexible Pavement Design for Airfields (Elastic Layered Method)*, 1989.
- 10) Horonjeff, R.: *Planning and Design of Airports*, Second Edition, McGraw - Hill Book Company, 460p., 1975.
- 11) 運輸省航空局 (監) : 空港舗装構造設計要領, (財) 港湾空港建設技術サービスセンタ, 147p., 1999.
- 12) (社) 土木学会土構造物および基礎委員会 (編) : 舗装工学, 476p., 1995.
- 13) Shell International Petroleum Company Limited: *Shell Pavement Design Manual*, 332p., 1978.
- 14) Asphalt Institute: *Thickness Design - Asphalt Pavements for Air Carrier Airports*, MS - 11, 223p., 1987.
- 15) 八谷好高, 若月岳晴, 大野修由: FWDによる空港アスファルト舗装の構造評価システム, 土木学会, 舗装工学論文集, 第3巻, pp. 57-66, 1998.
- 16) Smith, B. E. and Witzak, M. W.: Equivalent Granular Base Moduli-Prediction, *Journal of American Society of Civil Engineers*, Vol. 107, No. TE6, pp. 635-652, 1981.
- 17) 八谷好高, 野田 工, 藤本憲久: 路床モデルが舗装構造評価に及ぼす影響, 土木学会, 第49回年次学術講演会講演集, 第V部, pp. 52-53, 1994.
- 18) <http://www.plan.civil.tohoku.ac.jp/~takeyama/pub/hoso-ml/lmbs/>
- 19) 笠原 篤, 菅原照雄: 不規則なひずみ波形に対するアスファルト混合物の動的応答に関する研究, 土木学会論文報告集, 第227号, pp. 123-132, 1978.
- 20) 丸山暉彦, 阿部長門, 雑賀義夫, 姫野賢治: FWDによる舗装の構造評価および補修設計システムの開発, 土木学会論文集, No. 484/V-22, pp. 61-68, 1994.
- 21) 秋山政敬: アスファルト舗装体の温度に関する調査研究, 土木学会論文集, 第246号, pp. 105-115, 1976.
- 22) 八谷好高, 秋元恵一: 高地下水位下における空港アスファルト舗装の構造設計, 土木学会論文集, No. 613/V-42, pp. 19-30, 1999.
- 23) Lister, N. W. and Kennedy, C. K.: A System for the Prediction of Pavement Life and Design of Pavement Strengthening, *Proceedings of Fourth International Conference on Structural Design of Asphalt Pavements*, Vol. 1, pp. 629-648, 1977.
- 24) 神谷和明, 東 滋夫, 家内利浩: 交通履歴のないアスファルト舗装の経年的な支持力変化に関する研究, 土木学会, 舗装工学論文集, 第4巻, pp. 53-60, 1999.
- 25) 吉尾直樹, 高橋 修, 八谷好高, 丸山暉彦: アスファルト混合物層の簡易平均温度推定法, 土木学会, 第54回年次学術講演会講演集, 第V部, pp. 328-329, 1999.

(2000. 3. 13受付)

NONDESTRUCTIVE STRUCTURAL EVALUATION OF AIRPORT ASPHALT PAVEMENTS WITH FWD

Yoshitaka HACHIYA, Osamu TAKAHASHI and Yukitomo TSUBOKAWA

This paper deals with a nondestructive structural evaluation system for airport asphalt pavements with FWD (Falling Weight Deflectometer). The system was developed in accordance with the current airport asphalt pavement structural design method to be closely related with the overlay design method, and consists of two major parts; deflection-based preliminary evaluation and strain-based intimate evaluation. The former uses the maximum deflection and the latter uses the strains in asphalt concrete layer and subgrade. The validity of the system was confirmed through the actual structural survey of various experimental pavements and airport pavements in service.