

タイトル	鉄道貨物ヤード舗装の破壊確率に関する基礎的研究
著者	上浦, 正樹; Kamiura, Masaki
引用	工学研究 : 北海学園大学大学院工学研究科紀要(16): 3-10
発行日	2016-09-30

# 鉄道貨物ヤード舗装の 破壊確率に関する基礎的研究

上 浦 正 樹\*

Estimation Method of Fracture Probability for Railway Container Yards

Masaki Kamiura\*

## 概 要

JR貨物では多層弾性理論に基づく理論設計法を取り入れた独自の設計マニュアルを作成し、全国のコンテナホームの新設を行ってきた。これらのコンテナホームでは主にフォークリフトにより舗装の供用性が低下する。そこでJR貨物では全国のコンテナホームで継続的にFWD試験と平坦性測定を行ってデータを蓄積している。本研究ではこれらのデータからCAE路盤で施工された8コンテナホームを対象に多層弾性理論による逆解析により舗装各層の弾性係数を推定した。次にこれらの結果とフォークリフトの累積交通とで重回帰分析を行い、これらの関係式を得た。これに基づき各コンテナホームで累積交通量が設計交通量と等しくなる段階について信頼性理論に基づく破壊確率を推定した。これから推定した破壊確率の有用性を検討した。

*Key Words* : reliability, container yard, back-calculation, fracture probability, flatness

## 1. はじめに

### (1) 背景

1960年以前の世界の鉄道を概観すると物流輸送に占める鉄道の比率が高い我が国においては、国鉄時代の貨物駅は様々なタイプの貨車を用いて、行き先方面別に編成するために大規模な仕分け線群を擁していた。このような輸送方式は非効率であるとして、1970年ごろから単一タイプであるコンテナ輸送方式の導入が始まった。これはコンテナが大型フォークリフトによって行き先方面別に仕分けされる方式である。国鉄民営化後にJR貨物では従来の貨車輸送方式からコンテナ輸送方式へ大幅な輸送システムの変更を行った。そのため貨物駅では大規模な仕分け線群に代わって、コンテナホームが主要な設備となった。このシステム変更に伴い、短期間に建設する必要があ

るなどで、コンテナホームでは主にアスファルト舗装が採用されて現在に至っている。

コンテナホームの特徴として、走行速度が15 km/hと低く、海上コンテナを扱う貨物駅にあっては輪荷重が最大400 kNとなるなど大きな輪荷重に耐える舗装構造が必要である。また、フォークリフトがコンテナ貨車からトラックに積み込むためにフォークリフトの旋回運動が発生して一方向ではなく面的に利用されるため、これに対応できる平坦性が要求される。

以上によりコンテナホームの供用性を確認するためにJR貨物ではコンテナホーム舗装のFWD試験などを継続して実施している。本研究の目的は、これらのデータに基づき信頼性理論から破壊時期を推定する手法を提案し、補修に役立てる指標を確立するための基礎的な検討を行うことである。

\* 北海学園大学大学院工学研究科建設専攻（社会環境系）教授・博士（工学）  
Graduate School of Engineering (Civil & Environmental Eng.), Hokkai-Gakuen University  
E-mail : kamiura@cvt.hokkai-s-u.ac.jp

## (2) 研究対象と手法

本研究は平成9年から平成19年まで平均5年の間隔で実施された全国の貨物駅構内の舗装調査<sup>1)</sup>のうちCAE路盤で施工された8コンテナホームを対象とした。これから約600か所で測定されたFWD試験の結果と約12kmの平坦性の測定結果からそれぞれの平均と分散を求めた。次に、舗装の破壊時期を推定するため、信頼性理論<sup>2)</sup>を用いて平均値だけではなく、ばらつきを考慮して効率的な補修時期を示す方法を模索することとした。信頼性理論は橋梁工学などで研究と実用化<sup>3)</sup>が進んでおり、様々な分野<sup>4)</sup>で活用されている。例えば、港湾構造物では破壊確率が5%超過を最低基準として設計することで基準化されている<sup>5)</sup>。一方、舗装工学でも「T<sub>A</sub>法によるアスファルト舗装の信頼性評価<sup>6)</sup>」などで研究されつつあるが、「既存の舗装のポフォーマンス予測を行うのであれば信頼度50%<sup>7)</sup>」とあるように精度の面では他の分野とは異なることが推定される。信頼性理論でこれらに用いられている手法<sup>8)</sup>には数値積分法、近似解法、モンテカルロ法などがある。本研究では、近似解法になかの簡易評価方法であるFOSM法<sup>9)</sup>（First-Order Second Moment法：1次モーメント法）を用いることとした。これは耐震設計の材料係数推定に用いられている<sup>10)</sup>例があるものの、拡張線形化2次モーメント法（AFOSM）<sup>11)</sup>などよりも精度が低い。しかし、本研究ではデータのばらつきが大きくこれらの手法の導入が困難であった。そこでFWDなどによる調査が今後も継続されていくことから、簡易手法を確立し、その結果を検討することで精度を向上させていく方法を用いることとした。

## 2. コンテナホームのアスファルト舗装

### (1) 舗装の設計法

国鉄がコンテナ輸送を導入し始めたころ、コンテナホームは道路における舗装を参考に舗装断面の設計がされていた。しかしコンテナホームの特殊な条件に適した舗装断面の設計とはなっていないために舗装の補修に多大な費用が掛かるなどの問題が発生した。そこで、国鉄は1970年に貨物設備アスファルト舗装設計マニュアル（旧マニュアル）を策定した<sup>12)</sup>。当時は12フィート用コン

テナを扱うフォークリフトと20フィート用コンテナを扱うフォークリフトの2種類が使用されていた。そこで交通量算定に当たっては12フィート用コンテナの最大輪荷重（約100kN）を基本に20フィート用コンテナを扱うフォークリフトの最大輪荷重（約200kN）の比の4乗が舗装の破壊量に比例するもの（4条則）とした。また、舗装厚の構造設計では当時のアスファルト舗装要綱<sup>13)</sup>に準じて等値換算係数によるT<sub>A</sub>法を採用していた。

JR貨物に移行後、30フィート用コンテナや40フィート用コンテナが投入された。よって最大輪荷重約400kNのフォークリフトなどの荷役機械でこれらコンテナを荷役することとなった。その結果、国鉄で定めた舗装設計マニュアルにある4乗則を舗装断面厚の設計に用いると非経済な舗装厚となった。そこで新たに多層弾性理論に基づく理論設計法を用いて実情に即した舗装厚が設計できるような研究が進められた<sup>14)</sup>。さらに舗装の設計だけでなく、その補修に関する項目を付加しコンテナホーム舗装の設計から補修までの一貫したマニュアルが求められた。よってこれらを網羅したアスファルト舗装設計補修の手引き（新マニュアル）が1993年に策定された<sup>15)</sup>。

新マニュアルの断面設計では、フォークリフトの輪荷重が一般車両の輪荷重よりかなり大きいことから表基層の引張り歪による疲労損傷よりも路床の圧縮歪による疲労損傷の方が卓越していると判断し、路床の剛性を許容載荷輪数に対する決定の基本条件とした。

以上からFWDの載荷試験から推定される弾性係数または室内試験による復元弾性係数を用いて多層弾性理論により載荷時に路床上面に発生する垂直圧縮ひずみを求め、米国アスファルト協会（AI）の破壊基準式<sup>16)</sup>によりこの路床上面の垂直圧縮ひずみ（ $\epsilon_c$ ）に基づく許容載荷輪数（ $N_c$ ）を設計交通量とすることとした（式1）。

$$N_c = 1.37 \times 10^{-9} \times \epsilon_c^{-4.48} \quad (1)$$

また、アスコン層の引っ張りひずみにより規定される許容載荷輪数よりも圧縮ひずみに基づく許容載荷輪数よりも大きいことを事例によって確認している。以上から12フィート用フォークリフト、20フィート用フォークリフト、30フィート用トップリフター、40フィート用トップリフターの4種類の荷役機械の積載時の最大輪荷重によって

発生する路床上面の垂直圧縮ひずみを、22種類の舗装構成に対して求め、式(1)から許容載荷輪数を推定した。これらを平均して12フィート用フォークリフトを基準の許容輪数を $M12$ として、これよりも大きな荷役機械に対する許容載荷輪数の割り増し分を換算係数として定めた<sup>17)</sup>。以上から設計期間を10年とし、この期間に発生する荷役回数とこれに伴うフォークリフトなどの荷役機械の使用回数を予測して設計交通量を定めることとした。一方、この新マニュアルに維持管理を加えるために旧マニュアルで構築された全国のアスファルト舗装に対し平坦性の調査が行われた。この結果からコンテナホームの平坦性の値が4.5mmを超えると急激に平坦性が悪化することが明らかになった<sup>18)</sup>。

### 3. 累積交通量と弾性係数低下の関係

#### (1) 対象

本研究の対象となった全国の貨物駅構内の舗装調査の中でFWDによる載荷試験の結果に対しBALM for Windows v.1.0による静的逆解析を用いて舗装各層の弾性係数を推定した。また舗装の路面性状を測定する路面性状車またはポータブル路面プロファイル測定装置(DAM)によって測定された平坦性も検討の対象とした。

本研究はこれらの蓄積されたデータのなかから、新マニュアルにおいて載荷輪数の基本としている12フィート用フォークリフトに着目した。この載荷輪数を $M12$ とする。よってこのフォークリフトの運用回数が多く定常的に使用されている貨物駅を抽出し、そのうち30フィート用トップリフターなどの大型フォークリフトなどの運用が少ない中規模の駅を選んだ。ここで中規模の駅とは、1編成の列車のコンテナを取卸し積込むためのコンテナホームを1面とすると、これらの構内ではコンテナホームが1～3面（1面の面積は平均で約8,000 $m^2$ ）の貨物駅が対象である。これらの調査対象の舗装では、セメント・アスファルト乳剤(CAE)を用いて安定処理された路盤(CAE路盤)が主であったので、研究対象をこの路盤に限定した。

以上により、貨物駅のコンテナホームの調査で本研究で扱ったデータ項目とその結果を表-1に示す。ここで駅名に(A)、(B)で示しているもの

は同一駅内にあるそれぞれのコンテナホームを示す。調査時期は建設から調査した時点までの年数を示す。項目のうち舗装各層のなかで「AS」は表基層、「CAE」はCAE路盤、「路床」は路床を示す。また、設計輪数とは設計交通量を $M12$ で表したもの( $DN12$ とする)であり、累積輪数とは調査時点までに累積した交通量を $M12$ で表したもの( $CM12$ とする)である。累積/設計(=C/Dとする)とは設計輪数を累積輪数で除したものである。

ここでFWDは対象のコンテナホームを1地点で測定を5回を行い、線路と平行となる方向でかつ20m間隔で繰り返し測定した。この結果に基づき各調査した時点での値を平均した。また、全ての調査期間におけるデータの標準偏差を求め、その結果から変動係数を定めた。

#### (2) 累積輪数と弾性係数の低下の関係

表-1において調査時期と弾性係数に1次の線形関係があると仮定して累積輪数=設計輪数(C/D=1)のときの弾性係数を推定した。その結果から多層弾性論に基づき路床の垂直圧縮ひずみを求めた。理論上ではこのひずみを用いた式(1)による各コンテナホームの許容載荷輪数は0に近くなることが推定される。その差を残 $Nc$ とする。図-1は各コンテナホームにおける残 $Nc$ の値を示す。

この結果から広島(A)の残 $Nc$ が最も少ないことが分かる。また、この図では残 $NC$ を計画輪数( $DN12$ )で除した残 $NC/DN12$ も加えている。ここで対象とした8か所のコンテナホームのなかで6か所が $NC/DN12 \leq 0.1$ である。これらの計画輪数は10年間を対象にしていることから1年以内に残 $NC$ が0となることが推定される。以上から広島(A)が計画輪数に達していることと仮定し、他は計画輪数に近いが、まだ達していないものとする。この広島(A)におけるコンテナホームの舗装断面を図-2に示す。

表-1から累積輪数を予測累積輪数( $RCM12$ )として舗装各層の弾性係数などによる重回帰分析を行った。

$$RCM12 = 2.24 \times 10^7 \times x^{-1.46} \times y^{-0.44} \times z^{-1.01} \times HC^{0.99} \quad (2)$$

$RCM12$ : 予測累積輪数 (千回)

$x$ : アスコン層の弾性係数 (MPa)



表-1 対象コンテナホームの総括表

試験か所	貨物駅	項目		内容			
1	東室蘭 (A)	調査時期	(年)	3	5	11	変動係数
		弾性係数(MPa) 平均値(データ 数各年 105 個)	AS	4033	2239	2775	0.440
			CAE	4711	2402	1510	0.722
			路床	52	47	53	0.266
		CAE 舗装厚	(cm)	10			0.100
		平坦性	(mm)	1.57	2.93	3.99	0.392
		設計輪数	(千回)	155	155	155	
		累積輪数	(千回)	68	81	218	
		累積/設計	=C/D	0.44	0.52	1.41	
2	東室蘭 (B)	調査時期	(年)	3	5	11	変動係数
		弾性係数(MPa) 平均値(データ 数各年 95 個)	AS	5880	2563	3720	0.515
			CAE	6555	2684	804	0.401
			路床	45	50	55	0.316
		CAE 舗装厚	(cm)	10			0.100
		平坦性	(mm)	2.17	2.83	4.64	0.405
		設計輪数	(千回)	155	155	155	
		累積輪数	(千回)	68	81	218	
		累積/設計	=C/D	0.44	0.52	1.41	
3	帯広(A)	調査時期	(年)	1	2	10	変動係数
		弾性係数(MPa) 平均値(データ 数各年 110 個)	AS	10129	8502	7277	0.343
			CAE	267	237	134	0.454
			路床	93	84	156	0.144
		CAE 舗装厚	(cm)	15			0.100
		平坦性	(mm)	3.06	3.15	4.01	0.116
		設計輪数	(千回)	88.2	88.2	88.2	
		累積輪数	(千回)	25	37	98	
		累積/設計	=C/D	0.28	0.42	1.11	
4	帯広(B)	調査時期	(年)	1	2	10	変動係数
		弾性係数(MPa) 平均値(データ 数各年 105 個)	AS	11716	9244	7650	0.249
			CAE	314	251	78	0.180
			路床	85	69	157	0.172
		CAE 舗装厚	(cm)	15			0.100
		平坦性	(mm)	3.16	3.21	3.52	0.097
		設計輪数	(千回)	88.2	88.2	88.2	
		累積輪数	(千回)	25	37	98	
		累積/設計	=C/D	0.28	0.42	1.11	
5	新座	調査時期	(年)	7	15		変動係数
		弾性係数(MPa) 平均値(データ 数各年 95 個)	AS	4578	2895		0.672
			CAE	1716	1259		0.421
			路床	137	132		0.312
		CAE 舗装厚	(cm)	17			0.100
		平坦性	(mm)	1.39	2.82		0.352
		設計輪数	(千回)	163	163		
		累積輪数	(千回)	34	70		
		累積/設計	=C/D	0.21	0.43		
6	熊谷	調査時期	(年)	0	3	5	変動係数
		弾性係数(MPa) 平均値(データ 数各年 115 個)	AS	7928	5779	3060	0.650
			CAE	4436	2588	2043	0.455
			路床	118	92	112	0.290
		CAE 舗装厚	(cm)	12			0.100
		平坦性	(mm)	2.7	3.05	4.55	0.253
		設計輪数	(千回)	583	583	583	
		累積輪数	(千回)	49	572	626	
		累積/設計	=C/D	0.08	0.98	1.07	
7	広島(A)	調査時期	(年)	1	5	11	変動係数
		弾性係数(MPa) 平均値(データ 数各年 105 個)	AS	7323	6991	4757	0.750
			CAE	2843	692	325	0.660
			路床	79	65	64	0.250
		CAE 舗装厚	(cm)	13			0.100
		平坦性	(mm)	1.39	2.47	4.41	0.342
		設計輪数	(千回)	384	384	384	
		累積輪数	(千回)	55	224	402	
		累積/設計	=C/D	0.14	0.58	1.05	
8	広島(B)	調査時期	(年)	1	5	11	変動係数
		弾性係数(MPa) 平均値(データ 数各年 100 個)	AS	10422	8457	8140	0.711
			CAE	4366	1739	1272	0.651
			路床	81	71	79	0.228
		CAE 舗装厚	(cm)	13			0.100
		平坦性	(mm)	1.4	1.57	2.38	0.307
		設計輪数	(千回)	384	384	384	
		累積輪数	(千回)	45	176	316	
		累積/設計	=C/D	0.12	0.46	0.82	

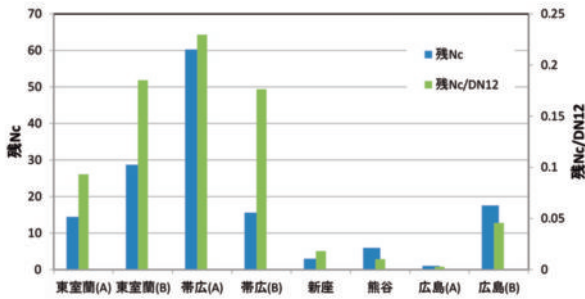


図-1 各コンテナホームの残  $N_c$  と残  $N_c/DN12$

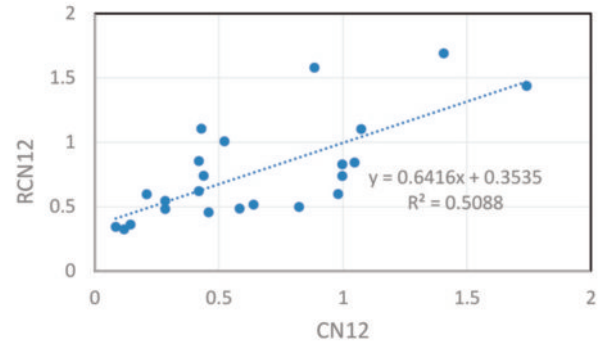


図-3 累積輪数におけるモデルと実測の比較

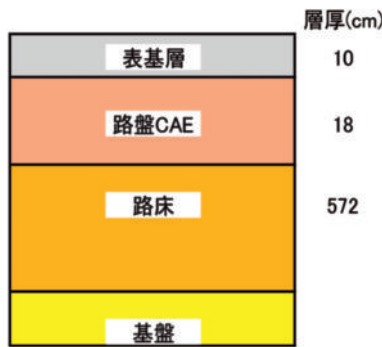


図-2 代表的な舗装断面（広島(A)）

$y$  : CAE 層の弾性係数 (MPa)

$z$  : 路床の弾性係数 (MPa)

$HC$  : CAE の舗装厚 (cm)

この重回帰分析では重相関係数  $R=0.719$ ，決定係数  $R^2=0.52$  であった。また有意差の指標である  $t$  検定では  $p=0.008$  であった。この重回帰式はまだ精度上は改善の余地があるが，有意差の目安である  $p<0.05$  の条件を満足していた。以上からこの式を累積輪数の予測式に採用することとした。

この式を用いて各層の弾性係数と層厚の値を入れることで得られる  $RCM12$  と実際の累積輪数 ( $CN12$ ) の関係を求めた (図-3)。この結果，一次の近似式では相関係数  $R$  は  $0.71$  であった ( $R^2=0.5088$ ) ことから，ある程度相関があることが確認された。

#### 4. 破壊確率の推定方法

##### (1) 信頼性理論の導入

本研究では弾性係数などを用いて累積輪数が増加し舗装の供用性が低下する現象を検討する。そこで，累積輪数が計画輪数に達したときを破壊し

た状態と仮定した。よって式 (2) により予測累積輪数から破壊時期を予測するものとする。表-1 において調査時期の累積輪数がそれぞれ異なっている。そこで，累積輪数 = 設計輪数 ( $C/D=1$ ) の状態の弾性係数を用いることで，図-1 の残  $N_c/DN12$  で示したように広島(A)は破壊に達したと仮定する。また，同様にその他のコンテナホームの舗装が破壊に近い状態にあると仮定することとする。

式 (2) では累積輪数は舗装各層の弾性係数と層厚である設計変数  $x, y, z, HC$  の関数である。近似解法のうちの2次モーメント法では，これらの設計変数が互いに独立した正規確率変数と仮定した場合に設計変数の分布や相関を仮定して，平均値と分散のみから信頼性に関する指標を求めることができる<sup>19)</sup>。

この2次モーメント法の解法手順に従い，破壊に達したときの状態を示す累積輪数に関する関数を  $L$ ，破壊に達していない状態を示す累積輪数に関する関数を  $R$  として， $G=R-L$  を導入する。この  $G$  は性能関数とする。従って  $L$  は破壊に達したと仮定した広島(A)が対象となり， $R$  は広島(A)以外のコンテナホームが対象となる。

ここで  $G$  が破壊する状態では  $G \leq 0$  であり，破壊する確率 ( $P_f$ ) は次で示される。

$$P_f = \iint f_{RL}(r,l) dr dl = \int_0^\infty \int_0^L f_{RL}(r,l) dr dl$$

$R$  と  $L$  が独立していると仮定すると

$$f_{RL}(r,l) = f_R(r) f_L(l)$$

の関係にあるので次式が成り立つ。

$$P_f = \int_0^\infty f_L(l) \left( \int_0^l f_R(r) dr \right) dl = \int_0^\infty f_L(l) F_R(l) dl \quad (3)$$

ここで  $F_R(l)$  は  $l$  の確率分布関数を示す<sup>20)</sup>。

次に， $R$  は平均値を  $\mu_R$ ，標準偏差を  $\sigma_R$ ， $L$  は平均値を  $\mu_L$ ，標準偏差を  $\sigma_L$  となる正規確率変数で

あると仮定すると性能関数  $G$  は平均値を  $\mu_G = \mu_R - \mu_L$ 、標準偏差を  $\sigma_G = \sigma_R - \sigma_L$  の正規確率関数となる。

以上から  $G$  において破壊確率 ( $G \leq 0$ ) は式(4)となる。

$$P_f = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_G} \int_{-\infty}^0 e^{-\frac{1}{2}(\frac{g-\mu_G}{\sigma_G})^2} dg \quad (4)$$

ここで変数  $g$  を式(5)によって変換する。

$$y = \frac{g - \mu_G}{\sigma_G} \quad (5)$$

これから平均値 0、標準偏差 1 の標準正規確率分布関数  $\Phi$  を用いて式(6)を導くことができる。

$$P_f = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^{-\frac{\mu_G}{\sigma_G}} e^{-\frac{1}{2}y^2} dy = \Phi(-\frac{\mu_G}{\sigma_G}) = 1 - \Phi(\frac{\mu_G}{\sigma_G}) \quad (6)$$

これから式(7)が得られる。

$$P_f = 1 - \Phi(\frac{\mu_R - \mu_L}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_L^2}}) = 1 - \Phi(\beta) \quad (7)$$

ここで

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_L}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_L^2}} \quad (8)$$

である。この  $\beta$  は信頼性指標と呼ばれている。ここで求められる信頼性指標 ( $\beta$ ) は性能関数の定義式の型によらず、一定値となる性質がある。

以上のように信頼性理論を用いると平均値だけではなく標準偏差を用いてばらつきを考慮した検討ができる。ここで、破壊に達したときの状態を示す関数 ( $L$ )、破壊に至っていない状態を示す ( $R$ ) に対して累積輪数 = 設計輪数 ( $C/D=1$ ) の状態で求めた各層の弾性係数を表-2 に示す。よって、これらの弾性係数などから式(2)により累積輪数を予測できる。

この予測される累積輪数の信頼性の検討では、表-2 の弾性係数は平均値とみなす。またその標準偏差は次の手順で求める。最初に式(2)での  $RCM12$  における  $x, y, z, HC$  は互いに独立した

正規確率変数と仮定する。よって各弾性係数などのばらつきは変動係数が与えられているので、予測累積輪数のばらつきである標準偏差  $\sigma_{RCN}$  は予測式(2)における  $W=RCM12$  として式(9)で示すことができる。

$$\sigma_{RCN} = ((\frac{\partial W}{\partial x})^2 \sigma_x^2 + (\frac{\partial W}{\partial y})^2 \sigma_y^2 + (\frac{\partial W}{\partial z})^2 \sigma_z^2 + (\frac{\partial W}{\partial HC})^2 \sigma_{HC}^2)^{0.5} \quad (9)$$

## (2) 破壊確率の推定方法

累積輪数を対象とした性能関数  $G=R-L$  を用いて破壊確率を推定する。ここで  $R=RCM12_R, L=RCM12_L$  である。

性能関数  $G=R-L$  において次式により標準正規化座標 ( $U_R, U_L$ ) へ座標変換する。

$$U_R = \frac{RCM12_R - \mu_R}{\sigma_R}$$

$$U_L = \frac{RCM12_L - \mu_L}{\sigma_L}$$

従って、これらの座標変換式から式(10)を導くことができる。

$$G = R - L = (\sigma_R U_R + \mu_R) - (\sigma_L U_L + \mu_L) \quad (10)$$

よって破壊状態では  $G=0$  より

$$\sigma_R U_R - \sigma_L U_L + (\mu_R - \mu_L) = 0 \quad (11)$$

ここで標準正規化座標 ( $U_R, U_L$ ) において原点から式(11)に対する距離  $D$  は式(12)となる。

$$D = \frac{\mu_R - \mu_L}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_L^2}} \quad (12)$$

標準正規化座標では、「原点から限界状態関数  $G$  までの距離が信頼性指標  $\beta$  に等しくなる」<sup>21)</sup> より  $\beta$  は式(8)となる。よって  $D=\beta$  が成り立つ。

以上から、表-2 に示す各貨物駅のコンテナホームにおける各層の弾性係数と CAE 路盤厚 (表-1) を用いて式(2)から各コンテナホームの予測累積輪数 ( $RCM12$ ) から求め、これを  $\mu_R$  および  $\mu_L$  とした。また、式(9)より標準偏差 ( $\sigma_{RCN}$ ) を求め、 $R$  と  $L$  に対応してそれぞれ  $\sigma_{RCNR}, \sigma_{RCNL}$  とした。ここでアスコン層の弾性係数の標準偏差である  $\sigma_x$  は表-1 の変動係数を適用することとした。これらから式(8)により各コンテナホームの  $\beta$  を推定した。この  $\beta$  から破壊確率を求めた結果を図-4 に示す。また、表-1 より累積輪数 = 設計輪数 ( $C/D=1$ ) における各貨物駅におけるコンテナホームの平坦性を求め、図-4 に加えた。

表-2 各層の弾性係数 (C/D=1)

	貨物駅	AS(MPa)	CAE(MPa)	路床(MPa)
R	東室蘭(A)	3142	2376	53
	東室蘭(B)	4800	3680	50
	帯広 (A)	7486	150	144
	帯広 (B)	7931	106	143
	新座	1000	600	110
	熊谷	3060	2043	112
	広島 (B)	7294	137	75
L	広島 (A)	4757	325	64

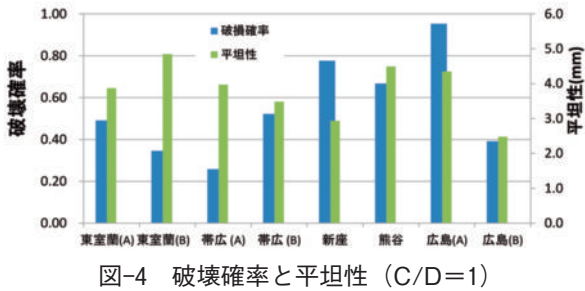


図-4 破壊確率と平坦性 (C/D=1)

### (3) 本手法の評価と考察

図-4 から、急激な悪化が示された平坦性の 4.5 mm 以上に着目すると 3 か所のテナホームが対象になる。また、残  $Nc/DM12 \leq 0.1$  より残  $Nc$  が 0 になるのは 6 か所である。今までの補修計画では、このように平坦性や残  $Nc$  などの平均値を指標として経年の推移から破壊時期を想定している（従来法）。これは一般の設計法では許容値を基本とする許容応力度法に準ずる考え方と言える。一方、本研究では各弾性係数の平均値と標準偏差を用いて推定される破壊時期を破壊確率として求める方法を提案した。この方法では破壊が発生する程度を確率で示していることから、事前に補修の必要な時期を一律のきめることなく舗装の管理者が破壊確率から判定することができる。その意味では従来法とは異なり、本研究の方法は一般の設計法における限界状態設計法や安全係数を用いる性能照査による設計法<sup>22)</sup>に準ずる考え方に相当していると思われる。例えば、図-4において50%を破壊確率の基準にすると、8か所のテナホームのうち、東室蘭(B)と帯広(A)、広島(B)を除く5か所の破壊確率がこの基準を超えている。

一方、図-4で示したように、平坦性の結果と本研究の結果は、一部では同じであるものの、異なる結果も存在している。これは、弾性係数などの舗装構造から供用性の低下に着目しているのに対し、平坦性では舗装表面の性状から供用性の低下に判定している点にあると思われる。従って、破壊確率と平坦性の両面から補修時期を判断する必要があるが、破壊確率の有用性を示すことができたと判断している。

## 5. まとめ

JR 貨物では、多層弾性理論に基づく理論的設

計法で設計されたテナホームを FWD 試験と平坦性測定により継続的に調査してきた。本研究はこれらのデータに基づき信頼性理論から破壊時期を推定して補修に役立てる指標を示す目的としている。ここで得られた知見を以下に示す。

- ① 全国のテナホームの中で CAE 路盤を用いて新設された 8 か所のアスファルト舗装に対し約 10 年間の調査期間における弾性係数の平均とその変動係数を取りまとめた。
- ② これらの結果から設計交通量（設計輪数）がそれまでの累積交通量（累積輪数）に達した時期に対する各層の弾性係数を求め、CAE 路盤の層厚を加えて累積輪数との重回帰分析を行った。この結果を累積輪数の予測式として採用することとした。
- ③ テナホームの破壊時期を推定するため、この累積輪数の予測式に基づき累積交通量が設計交通量と等しくなる段階で各弾性係数の平均値に標準偏差も加えた破壊確率を求める方法を提案した。

この結果から弾性係数などの舗装構造から供用性の低下を示す上で、本研究の手法の有用性を示すことができたと判断した。

本研究における今後の課題は、ばらつきの取扱い方法にあると考えている。よって、本研究で対象としているデータの精度は FOSM 法にのみ対応可能なのか、または、このばらつきの処理で精度が向上すれば、これらのより精度の高い手法を用いることが可能となるかは今後の検討が必要と考えている。

## 参考文献

- 1) JR 貨物保全工事部：貨物駅（10 駅）構内舗装の追跡調査 報告書，2007。
- 2) 土木学会 舗装委員会編：舗装工学ライブラリー 7 舗装工学の基礎，pp.71-78，2012。
- 3) 渡邊英一：橋の安全性・破壊確率，駒井ハルテック技報 Vol.1，pp.20-29，2011。
- 4) 正垣孝晴：性能設計のための地盤工学，鹿島出版会，pp.323-325，2012。
- 5) 長尾毅，大久保昇，川崎進，寺内潔：信頼設計法による防波堤の全体系安全性（第 3 法），港湾技術研究報告，Vol.37，No.2，pp.131-176，1998。
- 6) 西澤辰男： $T_A$  法によるアスファルト舗装の信頼性評価，土木学会論文集 No.781/Vol-66，pp.125-131，2005。



- 7) 三浦康夫, 中藪裕, 岩城洋武, 真鍋和則: コンテナホーム路面凹凸量の追跡調査, 土木学会第57回学術講演会, 2002.
- 8) 星谷勝, 石井清: 構造物の信頼性設計法, pp.80-94, 2007.
- 9) 国土交通省: 信頼性設計基準の解説, pp.1-13, 1999.
- 10) 梶田幸秀, 大塚久哲: 地震荷重の地域性を考慮した橋脚の耐震設計における安全係数に関する研究: 構造物の安全性および信頼性 (JCOSSAR2007) 論文集, Vol.6, pp.771-778, 2007
- 11) *Ang, A.H.S., and Tang, W. H. ; Probability Concept in Engineering Planning and Design, Vol II-Decision, Risk and Reliability, Jhon, Wiley & Sons, 1985* (邦訳: 伊藤學, 亀田弘行, 黒田勝彦, 藤野陽三): 土木・建築のための確率・統計の応用, 丸善, pp.364-382, 1988.
- 12) 日本国有鉄道 建設局: 貨物設備アスファルト舗装設計指針, 1971.
- 13) (社)日本道路協会: アスファルト舗装要綱, pp.18-20. 1967.
- 14) 上浦正樹, 丸山暉彦, 姫野賢治, 阿部長門: 鉄道ヤードにおけるアスファルト舗装設計に関する研究, 土木学会論文集, No.520/V-28, pp.47-54, 1995.
- 15) 日本貨物鉄道: 日本貨物設備アスファルト舗装設計補修の手引き, 1993.
- 16) (社)日本道路協会: アスファルト舗装要綱, pp.306-307. 1992.
- 17) 上浦正樹, 角田仁, 太田豊成: 鉄道貨物ヤードにおける交通量査定に関する一手法について, 土木学会第47年次学術講演会, 1992.
- 18) 上浦正樹: 多層弾性理論と供用性を考慮した鉄道貨物ヤードの設計および維持修繕に関する研究, 長岡技術科学大学学位論文, pp.66-69. 1996.
- 19) 6)を再掲: p.126.
- 20) 8)を再掲: pp.59-61.
- 21) 8)を再掲: p.61.
- 22) (公)土木学会舗装工学委員会: 2014年制定 舗装標準示方書, pp.23-27, 2015.