

層状弾性体にモデル化した覆工敷砂部の衝撃応答解析

DYNAMIC RESPONSE OF THE CUSHION LAYER ON ROCK-SHED
BY MEANS OF ELASTIC MEDIUM UNDER THE IMPACT LOAD

岸 徳 光* 吉田絏一** 松岡健一*** 能町純雄****

By Norimitsu KISHI, Koichi YOSHIDA, Ken-ichi MATSUOKA and Sumio NOMACHI

The discussion, in this paper, is confined to the dynamic characteristics of elastic layered medium with natural boundary under the impact load, which is assumed as the cushion layer on rock-shed roof.

The numerical calculations with varying Lamé's constant, loading width, damping factor and the boundary condition of the basement are performed by using two-dimensional finite strip method. The dynamic response of single sand layer is compared with the results for the multi-layered mediums composing of sand layers and RC beams.

1. まえがき

山岳地帯の交通路線には、雪崩、崩落土砂、落石等による交通障害の防止と安全性確保のため多くの覆工が設けられている。これら覆工構造物には静的荷重の他、道路橋示方書で示されている衝撃とは異なる、落石の衝突によって発生する、いわゆる衝撃荷重が作用する。現実には、この衝突衝撃力を時間的あるいは強度的に軟らげ、載荷荷重を低減する目的で、屋根の上に砂を敷いている。このような覆工屋根構造物の設計は橋梁等の土木構造物の設計とは異なり、静的な荷重の数十倍あるいは数百倍程度の衝突衝撃荷重を合理的に評価する必要がある。有効な敷砂厚の決定や、敷砂上の衝撃力の算定など覆工屋根構造物の合理的設計手法確立のための検討が種々行なわれているが、いまだ現場の状況を判断して経験的に設計が行なわれているようである。特に落石の衝突衝撃力は落石の質量、形状、落下高さや敷砂材の特性によって大きく影響されるなど最も不確定な要素を含むため、理論的な整理が困難になっている。これまでの覆工屋根部の設計に関する研究には、たとえば実験研究的には鋼材倶楽部¹⁾、吉田等²⁾、北海道開発局土試³⁾による衝撃力算定に関する成果や、佐藤等⁴⁾による覆工屋根構造を対象とした衝撃荷重下のRC版の挙動についての検討があり、理論的にはヘルツの理論に基づいた園田等⁵⁾、芳村等⁶⁾の研究や三要素モデルを用いた三上等⁷⁾の研究があ

* 工博 室蘭工業大学助教授 工学部土木工学科 (〒050室蘭市水元町27番1号)

** 工修 前北海道開発局土木試験所 構造研究室長 (〒062札幌市豊平区平岸1-3)

*** 工博 室蘭工業大学教授 工学部土木工学科 (〒050室蘭市水元町27番1号)

**** 工博 日本大学教授 生産工学部土木工学科 (〒2750習志野市泉町10丁目20番10号)

る。また、吉田等⁸⁾は落石実験に関するデータベースを作成して系統的に衝撃力の評価を試みている。工学的には敷砂上への衝撃力評価は勿論であるが、覆工構造物に直接的に作用する荷重の評価もまた重要なものとする。上記研究成果において吉田等⁸⁾や佐藤等⁴⁾の実験的研究以外いずれも敷砂上に生ずる衝撃力の算定に関する研究であり、敷砂中を伝播して覆工構造物に作用する真の衝撃荷重、あるいは衝撃土圧に関する研究は少ないようである。

ここではこのような敷砂内の衝撃波動の伝播性状や覆工屋根への入力波としての衝撃土圧値や衝撃土圧の緩和効果等の傾向を求めるために、平面的に覆工屋根上に敷かれた砂層を落石の敷砂内への貫入や落石による敷砂層の塑性変形等を無視して、単位幅と自由境界を有する弾性シャイベ(Scheibe)と大胆に仮定して数値解析を試み上記の性状について検討を行なった。解析方法に関しては吉田等⁹⁾が覆工屋根の衝撃応答解析に適用しているような有限要素法を用いる方法や、有限差分法を用いる方法が考えられるが、本文では構造形式、境界条件が単純であることにより、二次元応力問題の有限帯板要素法を適用し弾性層体に部分的な衝撃荷重が載荷するものとして解析を行なっている。

2. 解析手法および解析モデル

(1) 解析方法

覆工屋根上に敷かれた砂層を伝播する衝撃波動の挙動を明らかにするために、本文では上記のように剛基礎にある単純支持された弾性層体に部分的な衝撃荷重が載荷するものと仮定し有限帯板要素法を適用して解析を行なうこととした。有限帯板要素法を用いた解析手法には二次元の応力問題の微分方程式を忠実に解いて求められる理論¹⁰⁾と、変位関数を仮定し、有限要素法的な考え方に基づいて求められる理論¹¹⁾がある。本研究では、文献12と同様に後者の理論を用いて解析を行なうこととする。後者の理論は、固有値を離散化した形で求めることができ、構造物の位相速度分散曲線や群速度分散曲線も比較的精度よく求めることが可能であり¹³⁾、さらに初期条件も解析上完全に満足することができる等、単純支持された帯板構造物の衝撃応答解析に対しては非常に有効な手法であることが著者等の過去の研究により明らかとなっている。ここで扱う有限帯板要素法の理論的な考え方は奥村等¹⁴⁾あるいは中村の研究¹⁵⁾に基づいたガラーキン法を用いている。

以下に簡単にその概要を説明する。

図-1のような帯板ij要素において、肉厚 t_e (本論の場合は単位幅である)、桁高 b として、スパン方向を x 、桁高方向を y とする。そして対応する変位を u, v とおく。要素内の y 方向の変位関数を線形変化に仮定し次のようにおくと、

$$u = (1 - \eta) u_i + \eta u_j, \quad v = (1 - \eta) v_i + \eta v_j \quad \dots\dots\dots (1.2)$$

ただし、 $\eta = y/b$ であり、サフィクス i, j はそれぞれ i 点、 j 点の境界物理量を意味するものとする。さらに平面応力状態の二次元応力問題を仮定して求められる動的基礎微分方程式に式(1), (2)を用いてガラーキン法を適用すると、 x と t に関する線形連立微分方程式が得られる。変数 x 及び単純支持の条件に関する処理は、無限長の梁の軸方向に仮想的に実荷重に等しい大きさの交番荷重を載荷させて、支持部の境界を満足させる方法も考えられるが、ここでは静的解析の場合と同様に最初から単純支持された有限な矩形板を考慮有限フーリエ変換を施して像関数に関する要素の運動方程式を求めた。すなわち、

$$[K] \{ \overline{Sm}[\delta] \} + [M] \frac{\partial^2}{\partial t^2} \{ \overline{Sm}[\delta] \} = \{ \overline{Sm}[F] \} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここで $[K]$ 、 $[M]$ はそれぞれ剛性マトリックスおよび質量マトリックス

$\{ \overline{Sm}[\delta] \}$ 、 $\{ \overline{Sm}[F] \}$ は節線の像関数ベクトルで次のように示される。

$$\{ \overline{Sm}[\delta] \} = [C_m[u_i] \quad S_m[v_i] \quad C_m[u_j] \quad S_m[v_j]]^T$$

$$\{ \overline{Sm}[F] \} = [C_m[T_i] \quad S_m[S_i] \quad C_m[T_j] \quad S_m[S_j]]^T \quad \dots\dots (4,5)$$

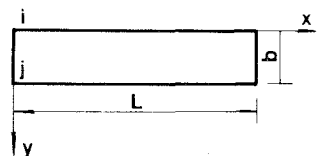


図-1. 任意の有限帯板要素

また、 $C_m[]$, $S_m[]$ はcosine,sine型の有限Fourier変換を示すもので、たとえば u,v については、

$$C_m[u] = \int_0^L u \cos \frac{m\pi}{L} x dx, \quad S_m[v] = \int_0^L v \sin \frac{m\pi}{L} x dx$$

さらに、各断面力は二次元応力問題から導かれ次のように示される。

$$T = t_e \cdot \tau_{xy}, \quad S = t_e \cdot \sigma_y$$

ただし、 $m = 1, 2, 3, \dots$ である。

また、像関数に関する構造全体の運動方程式は、式(3)を構造体を構成している各要素に適用して、変位の適合条件と力の釣合いのもとに整理することによって次のような形に表わすことができる。

$$[K_{ST}] \{ \overline{S_m[\delta_{ST}]} \} + [M_{ST}] \frac{\partial^2}{\partial t^2} \{ \overline{S_m[\delta_{ST}]} \} = \{ \overline{S_m[P_{ST}]} \} \dots\dots\dots (6)$$

ただし、サフィックス $_{ST}$ は構造全体のマトリックスあるいはベクトルを意味し、 $\{ \overline{S_m[P_{ST}]} \}$ は荷重ベクトルを意味するものとする。次に式(6)において、 $\{ \overline{S_m[P_{ST}]} \} = 0$ として、固有値、固有ベクトルを求め、モードマトリックスを $[\phi]$ として、基準関数ベクトル $\{ \overline{S_m[\Psi]} \}$ を導入すると、 $\{ \overline{S_m[\delta_{ST}]} \}$ は、

$$\{ \overline{S_m[\delta_{ST}]} \} = [\phi] \{ \overline{S_m[\Psi]} \} \dots\dots\dots (7)$$

上式を式(6)に代入し、モードの直交関係と新たに減衰項(減衰定数 hr)を考慮にいと、第 r 番目の固有値 ω_r に対しては

$$\overline{S_m[\ddot{\Psi}_r]} + 2 \cdot \omega_r \cdot hr \cdot \overline{S_m[\dot{\Psi}_r]} + \omega_r^2 \overline{S_m[\Psi_r]} = Pr/Mr \dots\dots\dots (8)$$

ただし、

$$Mr = \{ \phi_r \}^T [M_{ST}] \{ \phi_r \}, \quad Pr = \{ \phi_r \}^T \{ \overline{S_m[P_{ST}]} \}$$

である。

$\overline{S_m[\Psi_r]}$ は式(8)をDuhamel積分することにより求まり、これを式(7)に代入すると $\{ \overline{S_m[\delta_{ST}]} \}$ が求まる。従って $\{ \delta_{ST} \}$ はこれを x 方向に逆変換すればよい。また、歪、断面力も基本微分方程式に代入することによって容易に求めることができる。なお本解析では敷砂中を伝わる弾性衝撃土圧の伝播について検討を行なうために、節点力は慣性項や減衰項を加算して整理している。減衰定数 hr に関しては次数に関係なく一定として処理している。また入力波形は任意の波形入力に対して解析可能とするため、波形を折線近似してDuhamel積分を閉じた式に整理し、プログラムに組み込んでいる。

(2) 解析モデルおよび材料定数

敷砂層に近い状態に対する数値解析を行なうために図-2に示すような基本解析モデルを考えた。すなわち、自然境界間隔を $L=10m$,敷砂厚を $h=1m$ とし、剛基礎状態を基本仮定としている。そして、載荷点をスパン中央部に限定して、敷砂材のラーメの定数 λ , 載荷幅 c ,減衰定数 h や、剛基礎仮定の妥当性検討のための覆工屋根部(RC製と仮定)剛性考慮の有無、敷砂上面にRC梁を設置した場合等パラメーターを種々変化させて解析を試みた。表-1には敷砂材の基本物性値をRC梁の物性値とともに示している。特に敷砂材の材料定数に関しては、いずれの研究成果も、特に落石の衝撃力算定に注目しているため、ラーメの定数 λ のみを物理パラメータと考え、ポアソン比 ν に関しては言及していない。ここでは文献16や吉田等の土圧波動の伝播測定結果²⁾を参考にして $\nu=0.45$ と仮定した。ラーメの定数 λ に関しては、落石対策便覧において非常に軟らかい土で $\lambda=100 \text{ tonf/m}^2$, 軟らかいもので

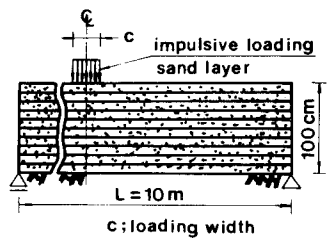


図-2. 敷砂モデル

表-1. 材料定数表

material constants	
sand layer	E : ---
	ν : 0.45
	γ : 1.80 tonf/m ³
RC beam	E : $3 \cdot 10^6$ tonf/m ²
	ν : 0.20
	γ : 2.50 tonf/m ³

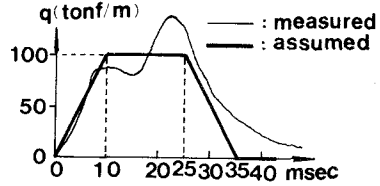


図-3. 入力波の時間方向分布図

300~500 tonf/m² ,硬いもので $\lambda=1000$ tonf/m² として算定することを薦めているので、本論文でも設定範囲を $\lambda=100$ tonf/m² から1000 tonf/m² として数値解析を行なっている。

また、敷砂上への衝突衝撃波形に関しては、吉田等によって示された落石覆工屋根の応答解析結果⁹⁾より、衝撃波形の上昇が終了して減衰するまでの平衡部分の時間のみが最大応答値に大きく影響を与えることが明らかになっているが、本研究では吉田等が応答解析に用いた中間的な入力波モデル(図-3)を採用して数値解析を行なうこととした。また本解析は弾性解析であるので荷重強度を定数として取り扱うことが可能であるが、ここでは最大荷重強度を100 tonf/mと仮定して応答値を整理している。なお敷砂底部の動土圧に関する動的応答倍率は全て入力荷重強度に対する比の形で整理している。

(3) Fourier級数の項数mと要素分割数Nに関する精度の検討

まずFourier級数の項数mに関する精度の検討を行なうために、要素分割数をN=10として、 $\lambda=500$ tonf/m² , 載荷幅c=100cm, 減衰定数h=0.10の場合に関する数値解析を試みた。図-4には荷重載荷時の敷砂中央上部における土圧に相当する断面力Sxについて、mを横軸にとって整理している。図中y=0cmは中央部の載荷点であり、図-3に示されているように、t=15msecではSx=100 tonf/m, t=5msecではSx=50 tonf/mにならない。図より、いずれの場合においてもSxはmの増加とともに減衰性の周期的な分布となっており、完全に収斂した状態で解析を行なうためには非常に多くの項数を考慮しなければならないことがわかる。本文では主に波動の定性的な傾向について検討を行なうこととしているので、応答の最確値を求めることによってmの値を決定することとした。応答値は載荷幅によってmに関する周期性が異なるため、載荷幅が異なる時はそのつど精度検討のための数値解析を行ないmを決定している。表-2には本解析において採用した各載荷幅cに対するmの一覧を示している。

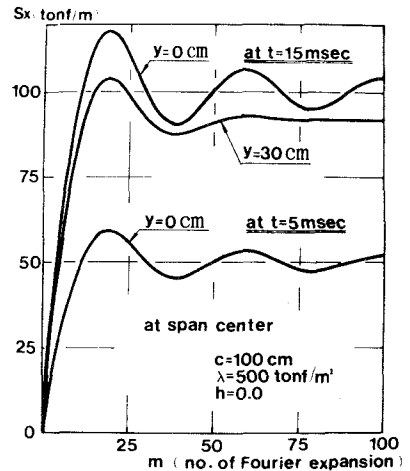


図-4. mに対する敷砂中央上部動土圧の収斂状況

表-2. 本解析で採用した各載荷幅cに対するmの一覧

c	m
0.5m	61
1.0	51
1.5	33
2.0	45
3.0	49
4.0	53
5.0	51
7.5	43
10.0	41

c : Loading width
m : No. of Fourier exp.

一方、帯板要素の分割数に関しては、一要素を用いた精度検討の結果、逆対称波動(曲げ波動)を仮定する場合はせん断補正係数 $\kappa=1$ のTimoshenko梁理論と同一の精度であり、対称波動(軸方向波動)の場合は丸棒の縦波動問題に関するMindlin-Hermann¹⁷⁾の解と同程度であることを著者等は確認している。また、位相速度分散曲線やモード分布を用いた精度の検討より、波動論的には10分割程度で波長の比較的短い領域(波長が桁高の1/4程度)まで工学的に十分な精度であることが明らかになっている¹⁸⁾。さらに、本解析ケースについて数値的に精度の検討を行なうと表-3のように示される。数値計算は $\lambda=500$ tonf/m² c=100cm, h=0.10としスパン中央部のSxについて、分割数Nを変化させて行なっ

た。表よりN=10の場合はN=20の場合に対して数%程度の誤差が生じているが、敷砂中を伝播する波動性状をそれほど損なうものではないものと考えられる。

以上の検討を踏まえて、ここでは敷砂モデルの厚さ方向の分割数を、設定厚さにかかわらずN=10に、RC梁に関しては敷砂に対して2次的なものと考えられるのでN=5と固定して解析を行なっている。

3. 数値解析結果および考察

敷砂中を弾性的に伝播する波動特性および敷砂底部の動土圧の応答倍率や分布性状、敷砂上にRC梁を付設した場合の緩衝効果等を検討するために、敷砂の物性値、減衰定数、あるいは敷砂の厚さや覆工屋根部としてのRC梁の桁高等を種々変化させて解析を行なった。さらに敷砂上にRC梁を設置した場合の敷砂底部の動土圧の低減性に関しても検討を行なっている。以下に項目別に解析結果および考察を示す。

(1) ラーメの定数の影響

図-5には敷砂が非常に柔らかい場合 ($\lambda=100 \text{ tonf/m}^2$) と硬い場合 ($\lambda=1000 \text{ tonf/m}^2$) の両極端の場合について、減衰定数 $h=0.0$ 、荷幅 $c=100 \text{ cm}$ としてセンター部深さ方向の各点における波動の時刻歴を示している。各波動の伝播速度を調べると両者ともほぼ縦波の速度で伝播していることがわかる。各波形の伝播特性に関して検討すると、 $\lambda=100 \text{ tonf/m}^2$ の場合は伝播速度が遅いため30msec前後の時間的な幅をもった波形が団塊となって敷砂中を伝播するような状態となり、棒体を波動が理想的に伝播する場合と同様な挙動を示している。すなわち底部の剛支持部では入力波のほぼ2倍の動土圧を示し、主波動が底部からほぼ一定の速度で上方に伝播している状態が示されている。一方、 $\lambda=1000 \text{ tonf/m}^2$ の場合は低次の固有振動状態となっているよ

うである。これは、波動の伝播速度が早いため、入力波の荷終了前に底部剛支持点からの反射波が敷砂上面に到達し荷終了近傍の敷砂部に波動信号が行きわたった状態となって荷終了近傍が低次の固有振動状態へ移行したものと考えられる。その周期を求めてみるとほぼ90~95msec程度である。この値は一端固定他端自由の棒体の固有振動周期(95.5msec)とほぼ一致しており、その現象が理論的にも確認することができる。

図-6には図-5に示した各ケースについての減衰定数の影響について示している。減衰定数は $h=0.0, 0.1, 0.2$ の三ケースを考慮した。両ケースの底部における最大応答値について比較を行なうと、 $\lambda=100 \text{ tonf/m}^2$ の場合は $\lambda=1000 \text{ tonf/m}^2$ の場合より減衰効果が大きく、 $h=0.2$ における最大値は $h=0.0$ の場合の35%程度の値に減少しているが、一方 $\lambda=1000 \text{ tonf/m}^2$ の場合は、 $h=0.2$ における最大応答値が $h=0.0$ の場合の65%強の値となっている。これら両者の差は最大応答値の生ずる時間の差異によるものと考えられる。すなわち、 $\lambda=1000 \text{ tonf/m}^2$ の場合は約 $t=40 \text{ msec}$ 前後で最大応答値を示しているが、 $\lambda=100 \text{ tonf/m}^2$ の場合は、その約2倍の時間経過後に最大値が発生しているため経過時間の長い後者の方がより減衰が大きくなったものと考えられる。図-7には図-6に示した各ケースについての最大応答土圧発生時における各層の軸方向土圧分布を静的土圧分布とともに示している。 $\lambda=100 \text{ tonf/m}^2$ の場合(a図)、動土圧は減衰定数のいかんにかかわらず上部で小さく底部

表-3. 要素分割数Nに対するスパン中央部動土圧の収斂状況

Loc. Time N	Sx (tonf/m), at span center					
	y = 50 cm			y = 100 cm (basement)		
	5 msec	10 msec	20 msec	5 msec	10 msec	20 msec
2	57.77	-32.61	1.39	-114.17	54.35	-0.96
4	46.29	-22.09	4.18	-126.47	55.69	-8.92
8	49.29	-22.38	5.04	-111.66	50.87	-8.57
10	48.70	-22.62	5.24	-110.13	51.30	-9.49
16	47.60	-23.12	5.42	-107.58	51.98	-9.38
20	47.25	-23.20	5.47	-106.98	52.14	-9.37

(note : $c=100 \text{ cm}$, $\lambda=500 \text{ tonf/m}^2$, $h=0.0$)

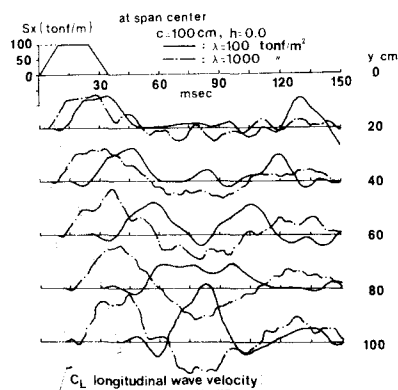
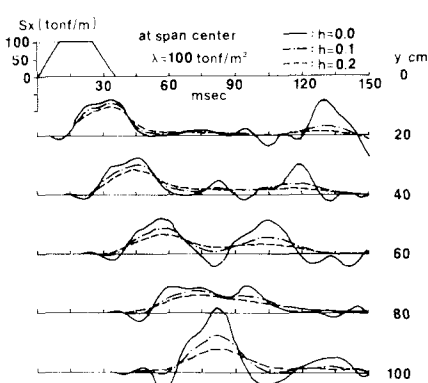
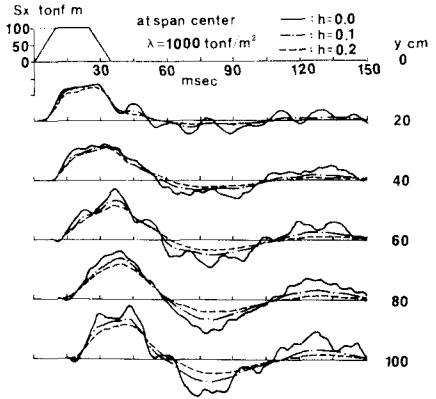


図-5. スパン中央部各層の応答土圧波形

で大きな値と
なっていて現れ
ているが、 $\lambda =$
 1000 tonf/m^2 の
場合(b図)は上
面を除いて全
体的にはほぼ類
似的の分布性状
を示している。
これら両図の
性状の差異は
図-5あるいは
図-6に示され、



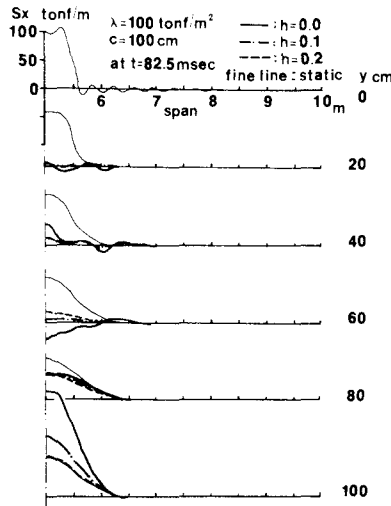
(a) $\lambda = 100 \text{ tonf/m}^2$ の場合



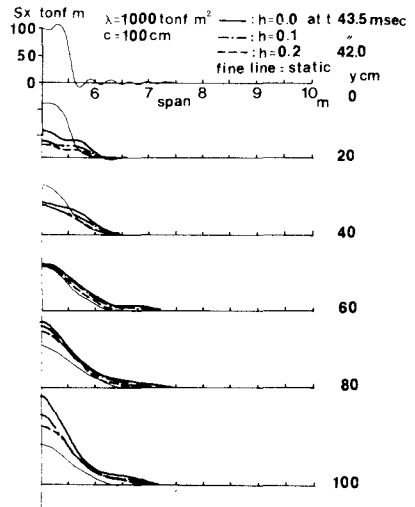
(b) $\lambda = 1000 \text{ tonf/m}^2$ の場合

図-6. 減衰定数を変化させた場合のスパン中央部各層の応答土圧波形

また上述したように前者
は団塊となった波動の伝
播の状態を、後者は載荷
点近傍部における低次の
自由振動状態を表してい
るものと考えられる。さ
らに静土圧分布との比較
を行なうと、 $\lambda = 100 \text{ tonf}$
 $/\text{m}^2$ の場合底部では、分
布性状は減衰定数のいか
んにかかわらず静土圧分
布と同様な正規分布型を
示している。また応答値
は $h=0.0$ の場合は入力荷重
強度に対して約2倍、静土
圧の約2.75倍の値を示し
ているが、 $h=0.2$ の場合は



(a) $\lambda = 100 \text{ tonf/m}^2$ の場合



(b) $\lambda = 1000 \text{ tonf/m}^2$ の場合

図-7. 最大応答発生時における各層の軸方向土圧分布

静土圧と類似な値、分布形状を示している。 $\lambda = 1000 \text{ tonf/m}^2$ の場合
は $y=60 \text{ cm}$ の位置で静土圧、動土圧とも全てほぼ同一の分布となっ
ている。底部においてはいずれの動土圧分布も静土圧分布より若干分
散傾向にある。最大応答値に関しては、 $h=0.0$ の場合は入力荷重強度
に対して約1.6倍、静土圧に対して2倍強の値を示しており、 $h=0.2$ の
場合は入力荷重強度とほぼ等しい値を示している。図-8には底部の
最大応答値について、ラーメの定数 λ と減衰定数 h を変化させ入力
時の荷重強度に対する応答倍率の形で整理した。 $h=0.0$ の場合は
 $\lambda = 500 \text{ tonf/m}^2$ 前後で極小値をとり下に凸な分布となっている。一方、
 $h \neq 0.0$ の場合はほぼ勾配のゆるやかな単調増加の曲線を示している。
すなわち、 $h=0.1$ の場合は1.10~1.20程度の応答倍率を示し、また
 $h=0.2$ の場合は応答値がより小さくなり $\lambda = 100 \text{ tonf/m}^2$ で0.70、 $\lambda =$

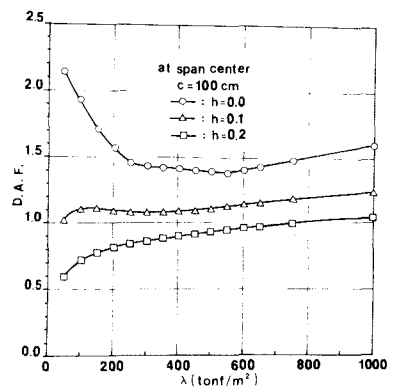


図-8. λ と動的応答倍率

1000 tonf/m² で1.00強の応答値を示している。従って、減衰定数hが0.1前後の値を示すものと仮定すれば数秒底部には入力時の荷重強度と同程度の動土圧が静土圧と同様な分布で作用することとなり、数値解析上衝撃荷重載荷後の緩衝効果をほとんど期待できないことがわかる。

(2) 載荷幅の影響

載荷幅の動的挙動への影響を検討するために、荷重強度と荷重の時間方向分布を一定として載荷幅のみを変化させて解析を行なった。図-9には $\lambda=500 \text{ tonf/m}^2$ と一定にしたときの数秒底部の応答倍率を載荷幅を横軸に取って図-8と同様な形で整理している。減衰定数を $h=0.0, 0.1, 0.2$ と変化させて解析を行なっているが、いずれの場合も応答倍率は載荷幅が小さい場合にはほぼ線形的に大きくなり、やがて載荷幅の増大とともに増大率が徐々に減少し、 $c=3\text{m}$ 以上ではほぼ一定の応答倍率となっている。そしてその値は $h=0.10\sim 0.20$ の減衰を考慮しても入力荷重強度の1.5倍前後となることがわかる。図-10, 11には $h=0.10$, 載荷幅が $c=50, 100, 400\text{cm}$ のときのスパンセンター部深さ方向各点における動土圧の時間的な変化の状況と最大応答発生時の深さ方向各層における動土圧分布を静土圧分布とともに示している。図-10の特に載荷幅の大きい $c=400\text{cm}$ の場合には図-5と同様に

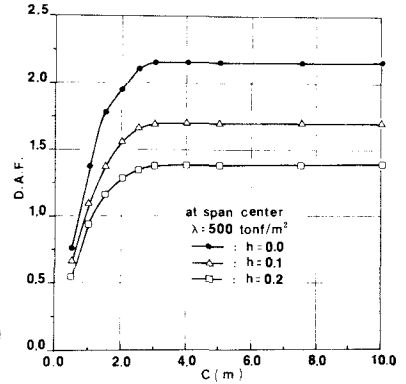


図-9. 載荷幅 c と動的応答倍率

主波動が数秒中を伝播している様子が明確に示されている。 c が小さい場合もこのような傾向があるようであるが、 c の増大とともにその傾向は著しく示されている。図-5の場合は伝播速度が遅いため見掛け上局部的に深さ方向の一次元波動状態になったものと考えられるが、ここで示されている現象は載荷幅の増大とともに構造全体が一次元状態に近づくことを意味しているものと考えられる。その効果は、

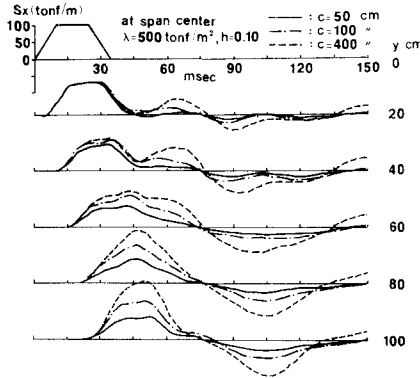


図-10. 載荷幅を変化させた場合の中央部各層の応答土圧波形

図-11の土圧分布からも一層明らかに示されている。

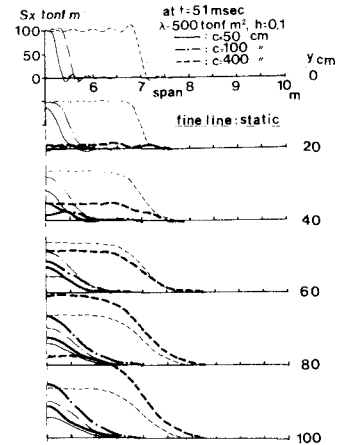


図-11. 各載荷幅に対する最大応答発生時の土圧分布

(3) 数秒底部RC梁の応答土圧波形への影響

これまででは数秒底部の境界条件を固定と仮定し簡略化した形で解析を行ってきた。ここでは実構造体に近いモデルとして単位幅を有するRC梁上に数秒が存在する場合を考え、RC梁の数秒中の動土圧への影響について検討を行なうこととする。解析はRC梁の剛性が数秒の応答特性に大きく影響を与えるものと考えられるため、桁高を数秒層と同寸法の100cmの場合と50cmの場合の2ケースに限定して行なった。図-12には $\lambda=1000 \text{ tonf/m}^2$, $h=0.1, c=100\text{cm}$ の場合におけるスパンセンター各層の動土圧時刻歴をRC梁なしの

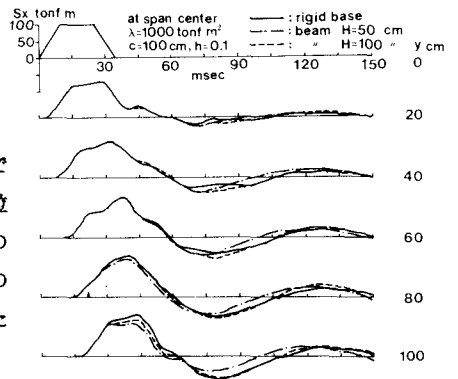


図-12. RC梁の桁高を変化させた場合のスパン中央部各層の応答土圧波形

解析結果と比較して示している。図は底部固定とする場合の方がRC梁を考慮する場合よりも若干大きい応答値を示しているが、分布性状も含め両者に顕著な差異が認められず、RC梁を無視した敷砂底部を固定とする解析モデルが妥当であることを示している。なお、 $\lambda=100\text{tonf/m}^2$ における応答解析結果はRC梁有無の如何にかかわらずほぼ同一であることを確認している。

(4) 敷砂上RC梁の緩衝効果

吉田等これまでの実験研究より、敷砂が落石衝撃荷重の低減に大きく貢献することは明らかになっている。しかしながら、敷砂中を伝播して覆工屋根構造に作用する動土圧に関しては、敷砂を弾性体と仮定したこれまでの数値解析結果に基づいて考えると、敷砂内での波動の減衰効果や分散をほとんど期待できないことがわかった。覆工屋根に作用する衝撃荷重を緩和するために、敷砂上へ作用する衝撃力の緩和は勿論であるが衝撃波を敷砂内で低減するための手法を検討することも工学的には重要であるものと考え。ここでは敷砂上にRC梁を付設してサンドイッチ構造とした場合の効果について検討を試みることにする。解析モデルは敷砂底部を固定境界、敷砂上に単位幅を有するRC梁を付設するものとし、入力波もRC梁のスパンセンター部に載荷することとする。RC梁は敷砂に比較して弾性係数比で1000倍以上の違いがあるため、実際の落石による衝撃力もRC梁上と敷砂上とは数十倍程度の差が生ずるものと考えられるが、ここでは主に波動性状を検討することとしているので、敷砂上への場合と同一の入力荷重を載荷させることとした。図-13には敷砂のみの場合と敷砂上にRC梁が付設されている場合についてのスパンセンター部の各点の時刻歴を比較して示している。なお、図中のs.i.は敷砂を、c.b.はRC梁を示しており、()はそれぞれの厚さを意味している。解析は載荷幅 $c=100\text{cm}$ 、減衰定数 $h=0.10$ とし、 $\lambda=1000\text{tonf/m}^2$ の場合に限定して行なっている。図より、最大応答値を調べてみると、RC梁がある場合は敷砂のみの場合に比較して、全体的に50%以下の応答値を示しており、特にRC梁の桁高が40cmの場合は約35%程度の値となっている。RC梁の桁高20cmの場合における敷砂厚の効果調べてみると、敷砂厚の厚い場合が薄い場合よりも多少小さな応答分布を示しているが、RC梁の効果に比較してその効果は非常に小さいものとなっている。図-14にはRC梁を付設した各ケースについての敷砂底部の最大応答土圧発生時における敷砂各層の軸方向土圧分布を静土圧分布とともに示している。敷砂のみの場合は図-7(a)より明らかなように応答は局所的な分布になっているが、RC梁を付設した場合は数値的にも小さく、また大きく分散した土圧分布となっている。RC梁の桁高40cmの場合は

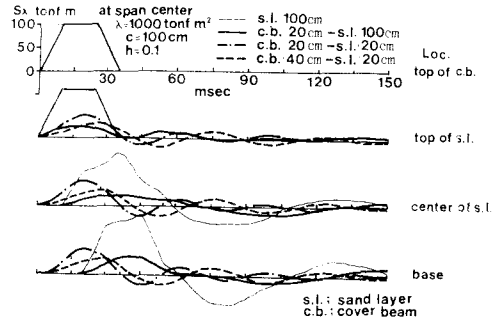


図-13. 敷砂上にRC梁を付設した場合の中央部各層の応答土圧波形

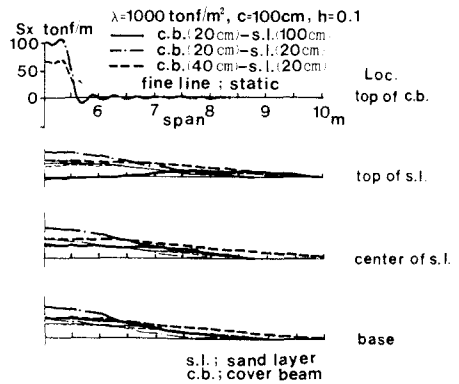


図-14. 敷砂上にRC梁を付設した場合の最大応答発生時における各層の軸方向土圧分布

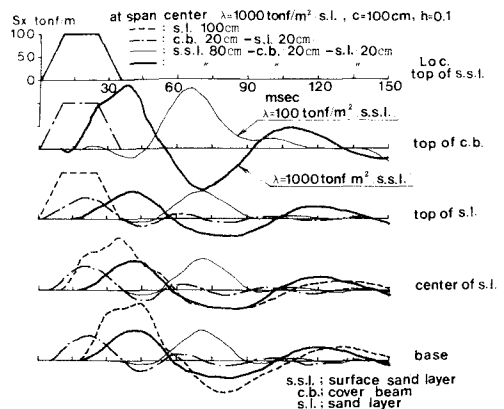


図-15. 構造形式を種々変えた場合の中央部各層の応答土圧波形

底部の土圧分布がほぼ正弦半波の形状を呈していることがわかる。このような現象はRC梁中を伝播する応力波の速度が遅いため、載荷時間と同程度の比較的遅い時間に、深さ方向はもとより軸方向へも波動が行き渡った状態になり、構造全体として挙動しているためと考えられる。このように敷砂上にRC梁を付設したサンドウィッチ構造は衝突衝撃力を十分低減し、しかも大きく分散した土圧分布の形で覆工屋根構造部へ伝達することが明らかになった。しかしながら、よりλの小さな敷砂材を用いる場合は、覆工屋根部への伝達衝撃力を低下させるもののRC梁の曲げモーメントが増大し一層剛性の大きいものを用いなければならなくなるものと考えられる。したがって、サンドウィッチ部は比較的硬い敷砂材を用いてRC梁の負担を軽くし、かつ落石の衝突衝撃力を緩和するためと落石によるRC梁の直接的な損傷を防ぐためにRC梁の上にさらに砂層を設ける四層構造とすることにより、より効果的な緩衝構造体になるものと考えられる。特にRC梁の敷砂厚を90cm程度とする場合は吉田等²⁾や他の落石衝撃力の実験結果を適用することが可能であるものと考えられ、実質的に図-13あるいは図-14で示されるような効果を得ることができるものと考えられる。図-15にはRC梁上に80cmの敷砂を施した場合の結果と敷砂のみの場合、RC梁を付設した場合の結果を比較して示している。上述のようにRC梁上に敷砂を施した場合は、RC梁のみの場合とほぼ同様の結果が得られていることがわかる。また、RC梁上の敷砂の剛性の影響に関しては、位相差があるものの敷砂底部の動土圧には影響が少ないことが明らかになった。RC梁は二次的な構造部材となるので、設定以上の衝撃荷重に対しては破壊によってそのエネルギーを吸収し本構造の被害を最少限におさえることも可能であるものとする。

4. おわりに

覆工屋根上にある敷砂内の衝撃波動の伝播性状や覆工屋根構造への入力波としての動土圧に関する検討を試みるために、平面的な覆工屋根上に敷かれた砂層を剛基礎にある単純支持された弾性体とモデル化し、二次元問題の有限帯板要素法を適用して数値解析を行った。解析はスパン中央部に部分的衝撃荷重が載荷するものとして、敷砂のラーメの定数、載荷幅、減衰定数等を変化させて行ない、敷砂底部の境界条件の影響や敷砂上にRC梁を付設した場合の緩衝効果についても検討を試みた。弾性解析であるため直接現場に対応できるものでないが、本数値解析から明らかになった諸特性の傾向を要約すると、

- 1、減衰定数hが0.1程度で載荷幅が1mの場合、敷砂底部にはラーメの定数($\lambda=100\sim 1000\text{tonf/m}^2$)に無関係に入力荷重と同程度の動土圧が静土圧と同様の分布で作用し、ほとんど敷砂内での緩衝効果を期待することができないことがわかった。
- 2、載荷幅が大きくなると敷砂体が一次元状態に近づくことを確認できた。また、載荷幅が3m前後以上になると敷砂底部の最大応答値もほぼ一定値を示すようであり、減衰定数hが0.1~0.2では入力荷重強度に対してほぼ1.5倍の応答値を示すことが明らかになった。
- 3、敷砂上にRC梁を付設し入力荷重を一定とした場合は、敷砂のみの場合と比較して敷砂底部の動土圧を大きく低減でき、さらにスパン全体に分散した分布が得られることがわかった。RC梁の直接的な損傷を防ぎ、落石の衝突衝撃力を緩和するためにRC梁上にさらに敷砂を施した四層構造体がより合理的であるものと考えられる。

参考文献

1. 鋼材倶楽部：新しい落石覆いの開発に関する研究，鋼材倶楽部研究報告，1973.4.
2. 吉田博，樹谷浩，鈴木哲次：敷砂上の落石の衝撃加速度と衝撃土圧に関する実験的研究，土木学会論文集，第352号，PP.61-70,1984.12.
3. 岡田憲治，中松俊裕：覆道の衝撃実験について，第23回北海道開発局技術研究発表会，PP.112-123，

1979.2.

4. 佐藤睦治, 吉田絃一, 千葉利則: 衝撃を受けるRC版の挙動に関する実験について, 第二回落石の衝撃力およびロックシェッドの設計に関するシンポジウム論文集, PP.21-27, 1986.7
5. 園田恵一郎, 小林治俊, 鈴木輝男: ロックシェッドに対する落石荷重計算法(ヘルツ式の改良)について, 第1回落石の衝撃力およびロックシェッドの設計に関するシンポジウム論文集, PP.25-35, 1983.7.
6. 吉村仁, 三上隆, 運上茂樹, 若林学: ロックシェッドに作用する落石の衝撃力, 土木学会北海道支部論文報告集, 第42号, PP.103-108, 1986.2.
7. 三上敬司, 能町純雄, 松岡健一, 岸徳光: 落石による落石覆工への衝撃力に関する評価, 構造工学論文集, Vol.33A, PP.559-570, 1987.3.
8. 吉田博, 樹谷浩, 佐藤真, 井原朋美: 落石実験データベースの作成と落石の衝撃力評価について, 構造工学論文集, Vol.33A, PP.571-583, 1987.3.
9. 吉田博, 樹谷浩, 岡衛: 落石覆工屋根上への落石による衝撃荷重特性について, 土木学会論文集, 第362号, PP.461-470, 1985.10.
10. 能町純雄, 角田与史雄, 岸徳光: 薄肉H形断面ばりの弾性波の位相速度について, 土木学会論文報告集, 第244号, PP.37-45, 1975.12.
11. Cheung, Y.K.: Finite Strip Method in Structural Analysis, Pergamon Press.
12. 岸徳光, 能町純雄, 松岡健一, 吉田絃一: 一方向に補剛された両端単純支持矩形板の衝撃応答特性について, 構造工学論文集, Vol.33A, PP.549-557, 1986.3.
13. 能町純雄, 角田与史雄, 岸徳光, Finite Strip Method による箱桁の位相速度分散曲線について, 第26回応用力学連合講演会講演論文抄録集, C-130, PP.417-418, 1970.11.
14. 奥村敏恵, 坂井藤一: 薄肉平板よりなる立体的構造物の静力学的解析に関する一方法とその応用, 土木学会論文報告集, 第176号, PP.43-59, 1970.4.
15. 中村秀治: 断面変形を考慮した薄肉ばりの振動解析, 土木学会論文報告集, 第223号, PP.11-22, 1974.3.
16. 石原研而著, 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, PP.202-206.
17. Abramson, H.N., H.J.Plass, and E.A.Ripperger: Stress Wave Propagation in Rods and Beams, Advanced in Applied Mechanics, pp.111-194, Academic Press, New York, 1958.
18. 能町純雄, 角田与史雄, 岸徳光: ロングストリップエレメント法によるシャイベの波動伝播について, 土木学会北海道支部論文報告集, 第31号, PP.289-292, 1975.2

(1987年10月16日受付)