

RC覆工の衝撃応答解析手法の適用性に関する 実証的検討

岸 徳光*・中野 修**・松岡健一***・
菅田紀之****

本研究は簡便で合理的な RC 覆工の衝撃応答解析手法を確立することを目的として、有限帯板法と二次元骨組解析法による解析結果と実証実験結果を比較することにより、各解析手法の適用性について検討を行った。比較検討には、供用開始前の実覆工を用いた、重錘重量 3 tf、最大重錘落下高さ 20 m で敷砂単層と三層緩衝構造の 2 種類の緩衝材に対する実験結果が用いられている。

検討結果、RC 覆工の主応答部の挙動解析には有限帯板法が十分適用可能であることが明らかになった。

Key Words : rock-shed structure, shock absorber, finite strip method, impact analysis

1. はじめに

道路網の安全施設の一つとして落石覆工がある。通常、その屋根部には、落石が構造物に衝突して発生する衝撃力を緩和させるために、砂材（砂あるいは砕砂、山砂等）が敷かれている。これら敷砂の緩衝効果に関する研究は、建設省土木研究所をはじめ産官学において行われており、その成果は落石対策便覧¹⁾に整理されている。これに対し、緩衝工の軽量化や緩衝性能の向上を目的として、発泡スチロール (Expanded Poly-Styrol, 以後略して EPS と呼ぶ) を単独で用いた研究²⁾や、表層材として敷砂、芯材として RC スラブ、裏層材として EPS 材から構成される三層緩衝構造に関する研究^{3),4)}も行われている。このように落石による衝撃力評価に関する研究は多く見受けられるが、覆工本体の動的挙動に関する研究は少ないようである。

落石対策便覧¹⁾によれば、1) 衝撃力評価式によって求められた衝撃力は、緩衝材表面に集中荷重として作用させる、2) 緩衝材中の荷重分散は、載荷点より半開角が 45° の範囲とし覆工屋根部に等分布に作用させる、等が示されている。覆工の設計では、落石によって発生する衝撃荷重の他、死荷重、土圧、地震時荷重が考慮されている。特に RC 構造の場合には、実務者は、覆工を単位奥行きを有する骨組構造にモデル化して、これらの荷重を落石対策便覧に従って作用させ、二次元骨組解析法を用いた静的解析によって設計を行っている。しかしながら、二次元骨組解析法を用いた動的解析結果によれば、覆工の最大応答値が静的荷重載荷時の 1.6 倍程度

になるなど、動的解析結果と静的解析結果とは異なった性状を示すことが明らかになっている⁵⁾。また、実際の RC 覆工は、二次元的ではなく奥行き方向に剛性を持った三次元的な構造である。合理的な RC 覆工の設計手法を確立するためには、落石等による衝撃荷重載荷時の動的応答性状の把握や、現状の落石覆工に適用可能な解析手法を確立することが必要であるものと考えられる。

本研究では、簡便で合理的な RC 覆工の衝撃応答解析手法を確立することを目的として、簡易な立体解析手法である有限帯板法と、従来まで用いられている二次元骨組解析法を取り上げ、各解析手法の適用性について検討を行った。本研究では、北海道開発局開発土木研究所が美幌覆道において行った重錘落下による実証実験結果と比較することによって、上記検討を行っている。

衝撃荷重に関しては、緩衝材として敷砂を用いた場合の重錘落下実験結果⁶⁾より、1) 緩衝材底部に伝達される衝撃応力は等分布ではないこと、2) 重錘が緩衝材に衝突する際に発生する加速度と重錘質量を乗じて得られる衝撃力（以後、本文ではこれを重錘衝撃力と呼ぶこととする）の最大値と緩衝材底部に伝達される衝撃力（伝達される衝撃応力の合力）の最大値は等しくないこと、等が明らかになっている。伝達衝撃力分布が構造物に作用する真の荷重であるものと考え、本論文では、解析法の妥当性検討のための入力荷重として、主に伝達衝撃力分布を用いることとした。特に、緩衝材として敷砂を用いる場合には、覆工本体の曲げモーメント解析においてのみ、伝達衝撃力分布を入力した場合と重錘衝撃力を落石対策便覧に従って入力した場合の解析を試み、実証実験結果との比較を行っている。

本実験では緩衝構造として、従来施工されている 90 cm 厚の敷砂単層と三層緩衝構造（詳細については後述）を採用し検討を行っている。覆工が供用開始前であることよりコンクリートにひび割れが生じないようにするこ

* 工博 室蘭工業大学助教授 工学部建設システム工学科 (〒050 室蘭市水元町27-1)

** 工博 開発土木研究所室長 構造部構造研究室 (現 北海道開発局稚内開発建設部長)

*** 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科

**** 工修 室蘭工業大学助手 工学部建設システム工学科

とが条件として与えられた。そのため、実験は、基礎実験結果を参考にして事前解析を行い、重錘重量を 3 tf、最大落下高を 20 m として行った。解析理論に関しては、二次元骨組解析法の他、三次元有限要素法に関する検討も考えられる。しかしながら、本研究では実験が弾性限度内であることや実務に容易に適用できる手法の妥当性を検討することが望ましいと考え、簡易な立体解析手法である有限帯板法に関して検討を行うこととした。

なお、本研究では解析手法の適用性検討を主目的としているため、緩衝材の緩衝性能や衝撃力の評価に関する検討は行っていない。

2. 解析理論

本論文で簡易な立体解析手法として用いた有限帯板法は、面内変形、面外変形の一方にだけ変位関数を仮定し、Galerkin 法の考え方に基いて剛性関係式を誘導する解析手法である。構造が両端単純支持の場合には、本解析法は、固有値を離散化した形で求めることができ、かつ初期条件（要素の変位および速度が零）を解析上完全に満足させることができるため、容易に衝撃応答解析を行うことができる。本研究では、簡易な立体解析を行なうことを前提としているため、覆工を両端単純支持と仮定してこれらの利点を有効に利用することとした。ここで扱う有限帯板法に関する理論的な考え方は、奥村等⁷⁾の研究に基づいている。理論の詳細に関しては文献 7) に譲ることとし、ここでは単純支持された薄板構造の弾性衝撃応答解析への応用について簡単に示す。なお、二次元骨組解析法の動的問題に関する定式化に関しては、文献 5) に示されているので、ここでは省略する。

図-1 に示すようなスパン ℓ の両端単純支持されている薄板要素において、 x, y および z 方向の変位をそれぞれ u, v, w 、 x 軸回りの回転角を θ とする。 y に関する変位関数を面内変形に関しては線形、面外変形に関しては三次式と仮定すると、変位 u, v, w は節点 i, j における節点変位および回転角を用いて、次のように示すことができる。

$$u = (1 - \eta)u_i + \eta u_j \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$v = (1 - \eta)v_i + \eta v_j \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$w = (1 - 3\eta^2 + 2\eta^3)w_i + (3\eta^2 - 2\eta^3)w_j + (\eta - 2\eta^2 + \eta^3)b\theta_i + (-\eta^2 + \eta^3)b\theta_j \quad \dots\dots\dots(3)$$

ただし、 $\eta = y/b$ である。平面応力状態の動的基礎微分方程式に式 (1) および (2) を、薄板の曲げの動的基礎微分方程式に式 (3) を用いて Galerkin 法を適用すると、 x と時間 t に関する線形連立偏微分方程式が得られる。ここで、 x に関して有限 Fourier 変換を施し、両端単純支持の境界条件に留意して像関数に関する薄板要素の運動方程式を求めると、次のようなマトリックス式となる。

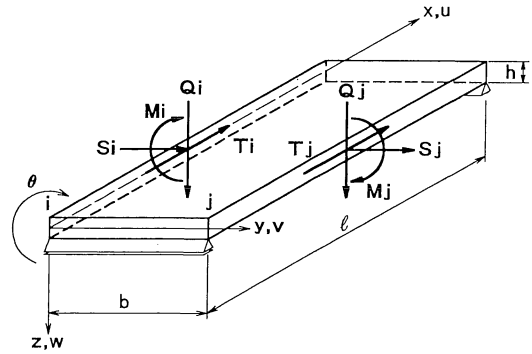


図-1 単純支持薄板要素

$$[M]\{\ddot{\bar{S}}_m[\delta]\} + [K]\{\bar{S}_m[\delta]\} = \{\bar{S}_m[F]\} \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここで、“ $\dot{}$ ” は時間に関する微分を意味する。 $[M]$ 、 $[K]$ はそれぞれ要素の質量マトリックスおよび剛性マトリックスであり、 $\{\bar{S}_m[\delta]\}$ 、 $\{\bar{S}_m[F]\}$ は節点の変位および断面力の像関数ベクトルで、次のように示される。

$$\{\bar{S}_m[\delta]\} = [C_m[u_i] \quad S_m[v_i] \quad S_m[w_i] \quad S_m[\theta_i] \quad C_m[u_j] \quad S_m[v_j] \quad S_m[w_j] \quad S_m[\theta_j]]^T \quad \dots\dots\dots(5)$$

$$\{\bar{S}_m[F]\} = [C_m[T_i] \quad S_m[S_i] \quad S_m[Q_i] \quad S_m[M_i] \quad C_m[T_j] \quad S_m[S_j] \quad S_m[Q_j] \quad S_m[M_j]]^T \quad \dots\dots\dots(6)$$

ここで、 T_k, S_k, Q_k, M_k ($k = i$ or j) は各節点の変形 u, v, w, θ に対応する断面力である。また、 $C_m[]$ 、 $S_m[]$ は cosine 型および sine 型の有限 Fourier 変換を意味し、それぞれ、

$$S_m[] = \int_0^l [] \sin \frac{m\pi}{l} x dx \quad \dots\dots\dots(7)$$

$$C_m[] = \int_0^l [] \cos \frac{m\pi}{l} x dx \quad \dots\dots\dots(8)$$

である。像関数に関する構造全体の運動方程式は、式 (4) に座標変換マトリックスを適用して全体座標系に変換し、変位の適合条件と力のつり合条件のもとに整理すると、次のような形に表すことができる。

$$[M_{st}]\{\ddot{\bar{S}}_m[\delta_{st}]\} + [K_{st}]\{\bar{S}_m[\delta_{st}]\} = \{\bar{S}_m[F_{st}]\} \quad \dots\dots\dots(9)$$

ここで、サフィックス st は構造全体を意味する。

本研究では弾性衝撃解析を行うこととし、式 (9) にモード解析法を適用して解を求めるものとする。いま、モードベクトルからなるマトリックスを $[X]$ 、基準座標ベクトルを $\{\bar{S}_m[\phi]\}$ とすると、変位の像関数 $\{\bar{S}_m[\delta_{st}]\}$ は次式のように示される。

$$\{\bar{S}_m[\delta_{st}]\} = [X]\{\bar{S}_m[\phi]\} \quad \dots\dots\dots(10)$$

式 (10) を式 (9) に代入してモードの直交性を考慮し、さらに減衰項を導入して整理すると、第 i 次の固有振動に関する運動方程式は次のように示される。

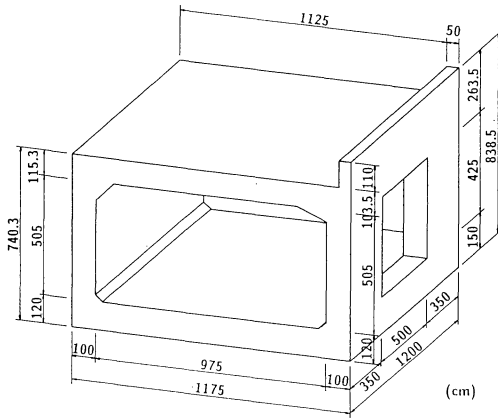


図-2 美幌覆道の1ブロックの形状寸法

$$\ddot{S}_m[\phi_i] + 2h_i \omega_i \dot{S}_m[\phi_i] + \omega_i^2 S_m[\phi_i] = \frac{F_i}{M_i} \quad \text{.....(11)}$$

ただし、 ω_i は第 i 次の固有角振動数、 h_i は第 i 次の固有振動に対する減衰定数であり、 F_i および M_i は、それぞれ式 (12), (13) のようになる。

$$F_i = \{x_i\}^T \{S_m[F_{st}]\} \quad \text{.....(12)}$$

$$M_i = \{x_i\}^T [M_{st}] \{x_i\} \quad \text{.....(13)}$$

ただし、 $\{x_i\}$ は第 i 次のモードベクトルである。

式 (11) は Duhamel 積分により容易に解くことが可能であり、 $\{S_m[\delta_{st}]\}$ は、 $\{S_m[\phi]\}$ を求め、式 (10) に代入することにより求めることができる。従って、真の変位 $\{\delta_{st}\}$ はこれを逆変換することにより求められる。また、任意点の歪および断面力は、それぞれ変位と歪、変位と断面力の関係式を用いることによって算出可能である。

3. 実証実験

(1) 実験の概要

重錘落下を受ける覆工の実証実験は、北海道開発局帯広開発建設部が落石対策のために一般国道 336 号広尾町に建設を進めている美幌覆道 (全長 228 m) の 1 ブロックを用いて行われた。本覆道は後述するように 1 ブロックの長さが 12 m の RC 覆工である。実験を行うために各種センサーが埋設されているブロックは、築後約 1 年が経過しているため、その頂版上には設計書 (後述) に従って緩衝材として 90 cm 厚の砂が敷かれている。実証実験を効率的に行うために、そのブロックの中央部頂版上の敷砂を取り除き、道路方向および幅員方向に 6 m で高さ 1 m の EPS 材で囲まれた実験用の空間を設けた。実験は、この空間部に緩衝材を設置し、3 tf の重錘をトラッククレーンを用いて所定の高さまでつり上げ、緩衝材上に自由落下させることにより行っている。本実験で採用した重錘は、外径 100 cm、高さ 79.5 cm

表-1 覆工本体コンクリートの物性値

材令	6 8 日
圧縮強度	$f'_c = 350 \text{ kgf/cm}^2$
弾性係数	$E = 2.67 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$
ポアソン比	$\nu = 0.21$

で、底部の 17.5 cm の部分を球状とした鋼製のものである。重量を 3 tf に調整するために内部にコンクリートを充填している。

重錘落下による覆工の動的応答性状は、衝撃荷重の分散や作用時間の程度によって異なるものと考えられる。本研究では、緩衝特性の異なる次の 2 種類の緩衝材を設置した場合について検討することとした。すなわち、

- 1) 緩衝材として、従来より覆工の設計に採用されている 90 cm 厚の敷砂単層を用い、重錘の落下高さを 10 m とする場合 (以後、この実験ケースを S90-10 と呼ぶこととする) 、
- 2) 緩衝材として、表裏層材をそれぞれ 50 cm 厚の敷砂および EPS 材、芯材を 20 cm 厚の複鉄筋 RC 版とする三層緩衝構造を用い、重錘の落下高さを 20 m とする場合 (以後、この実験ケースを D-W-20 と呼ぶこととする) 、

である。以下に美幌覆道の設計概要、緩衝材の構成材料の特性、測定項目、測定方法等について述べる。

(2) 美幌覆道の設計概要

本覆道は図-2 に示すような 1 ブロックの長さが 12 m、頂版の平均厚さが約 1.1 m、壁厚 1 m で海側中央部に幅 5 m、高さ 4.25 m の開口部 (採光窓) を有する箱型構造の覆工である。設計は、北海道開発局道路防災工調査設計要領⁸⁾に従って行われている。設計に考慮されている荷重は、常時載荷荷重の他、水平震度 $k_h = 0.16$ 、鉛直震度 $k_v = 0.0$ の地震荷重および落石による衝撃荷重である。落石による衝撃荷重は、落石重量を現場の状況より決定し、緩衝材として 90 cm 厚の敷砂単層を用い、ラメ定数 $\lambda = 100 \text{ tf/m}^2$ として振動便覧式より算定している。算定された衝撃力は、場所によって異なるが、平均 50 tf となっている。覆工本体コンクリートの設計基準強度は $f'_{ck} = 210 \text{ kgf/cm}^2$ である。コンクリートの材料試験は材令 68 日目に行われ、表-1 のような結果となっている。実験時には築後約 1 年が経過している。実験時の材料定数を得ることは不可能であるため、断面力算定は、表-1 の材料定数を採用することとした。

(3) 敷砂材

敷砂単層を緩衝材とする場合や三層緩衝構造の表層材として用いられている砂は築古川産の生コンクリート用の砂である。表-2 に物性値を一覧にして示している。敷砂はいずれの場合も 20 cm 毎に足踏みによる締固めを行い、所定の厚さに整地している。なお 90 cm 厚の

表-2 敷砂の物性値

単位体積重量	$\omega = 1.57 \text{ gf/cm}^3$
絶乾比重	2.52
吸水率	2.196 %
均等係数	$U_c = 4.29$

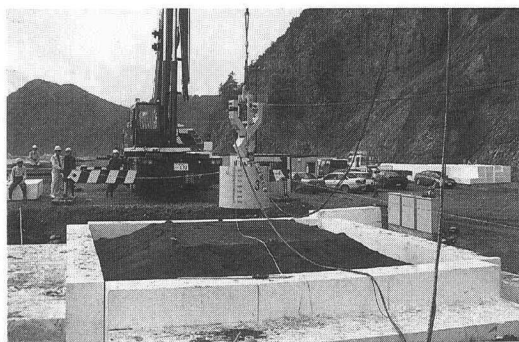


写真-1 三層緩衝構造の設置状況

敷砂単層を緩衝材とする場合には、緩衝材を設置する広さを EPS 材を用いて $4 \text{ m} \times 4 \text{ m}$ に縮小している。

(4) 三層緩衝構造

三層緩衝構造は次のような作業順序により覆工頂版上に設置した。すなわち、1) 50 cm 厚の EPS ブロックを、覆工頂版上実験用空間全体に敷きつめる、2) $5.2 \text{ m} \times 5.2 \text{ m}$ の芯材 RC 版を載荷点中央部の EPS 材上に設置する、3) 敷砂層は、整地を容易にするために、芯材中央部に広さ $4 \text{ m} \times 4 \text{ m}$ で高さ 50 cm の木枠を設置し、その中に詰め込む形で形成する、である。写真-1 に実験前の三層緩衝構造の設置状況を示している。表層材である砂の物性値は表-2 に示すとおりである。

また、芯材 RC 版、裏層材 EPS 材の物性等については、以下に述べるとおりである。

芯材 (RC 版) : RC 版の形状寸法は $5.2 \text{ m} \times 5.2 \text{ m} \times 20 \text{ cm}$ である。配筋は、鉄筋比が約 1 % の複鉄筋配置で、D13 の異形鉄筋をかぶり 3 cm で 10 cm 間隔に配置している。コンクリートは、設計基準強度を $f'_{ck} = 210 \text{ kgf/cm}^2$ として配合設計を行い、現場にて打設養生を行った。実験時の材令は 35 日で、その時のコンクリート強度は $f'_c = 229 \text{ kgf/cm}^2$ であった。

裏層材 (EPS 材) : 本実験に用いられている EPS 材は型内発泡法により製造された 1 ブロックが $2 \text{ m} \times 1 \text{ m} \times 50 \text{ cm}$ 、公称密度 20 kg/m^3 のものである。図-3 に本実験に用いられた EPS 材の応力-歪曲線を示している。現時点では高速載荷時の応力-歪曲線を得ることが不可能であるため、ここでは載荷速度が遅い場合の結果を示している。本実験に用いている EPS 材は 5 % 圧縮歪時の応力が 1.1 kgf/cm^2 、ポアソン比が $\nu = 0.05$ であり、弾性挙動を示す領域は圧縮歪が 1 % 以下の場合で、その時の応力は 5 % 圧縮歪発生時の約 1/2 である。

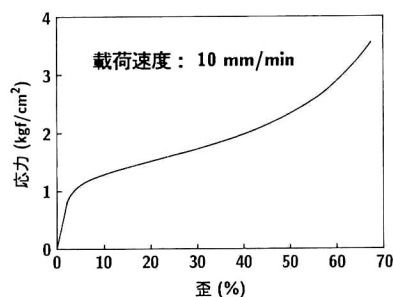


図-3 EPS 材の静的載荷時の応力歪曲線

(5) 測定項目および測定方法

本実験では重錘加速度の他、落石による衝撃荷重載荷時の覆工の動的挙動解析への解析理論の適用性を検討するために合計 76 個の各種センサーを設置して測定を行っている。以下にその概要を示す。

重錘加速度の測定: 重錘の衝突衝撃力を算定するために、重錘の中心底部に歪ゲージ型加速度変換器 (共和電業製 AS-HA 型) を埋設した。いずれの緩衝材や重錘落下高さにも対応できるように、定格容量が 200 G と 500 G (応答周波数範囲がそれぞれ DC ~ 3.5 kHz, DC ~ 5 kHz) の変換器を 2 台ずつ用いている。

伝達衝撃応力の測定: 緩衝材を通して覆工頂版部に伝達される衝撃力 (本論文では、以後この力を伝達衝撃力と呼ぶこととする) やその分布を求めるために、覆工頂版の幅員方向に衝撃荷重測定用ロードセル⁹⁾を合計 31 台設置している。本ロードセルは受圧面直径が 32 mm、定格容量が応力換算で 100 kgf/cm^2 、応答周波数範囲が DC ~ 600 Hz である。伝達衝撃力を精度よく測定するために、各ロードセルは図-4 に示すような幅 15 cm、長さ 20 cm の鋼製治具上に設置されている。その設置は写真-2 に示されているように、ロードセル近傍部の応力波にできるだけ乱れが生じないようにするために、頂版コンクリートと面一にしている。また、本研究ではロードセル設置用治具の 1 ユニットの長さを 20 cm とし、蝶番で連結することにより、覆工頂版コンクリート内における治具の軸剛性や曲げ剛性の影響をできるだけ局所的なものにすることとした。なお、ロードセル出力は直径 32 mm の円内に作用する荷重として出力される。しかしながら、本実験では覆工頂版に入力される伝達衝撃応力を算定する目的にロードセルを用いているため、ここでは応力の単位を用いることとする。

覆工内鉄筋歪の測定: 覆工の動的応答性状を検討するために、載荷点部幅員方向の上下端筋に箔歪ゲージ (ゲージ長 2 mm, ゲージ抵抗 120 Ω) を合計 36 点添付している。本実験では利得を大きくするために 4 枚ゲージ法により測定することとした。

頂版裏面変位の測定: 覆工頂版裏面変位の時間的な変動

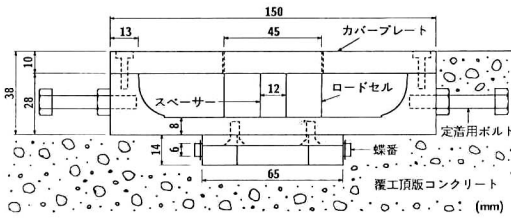


図-4 ロードセル設置用治具の横断面形状

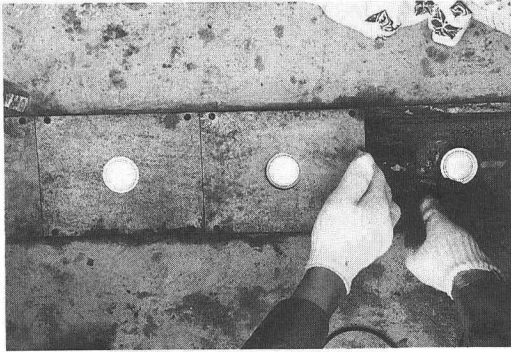


写真-2 ロードセルの設置状況

状態を求めるために、載荷点中心部を含む横断面内の頂版裏面に定格容量 40 mm の渦電流型変位計（キーエンス製，応答周波数範囲 DC ～ 1.5 kHz）を 5 台設置した。

図-5 に覆工横断面内における歪ゲージおよび渦電流型変位計の設置位置を示している。なお，後節において実測結果と解析結果の比較を容易にするために 5 点の頂版部下端筋の歪ゲージ添付位置および変位計設置位置に測点番号を付している。各種センサーから出力される波形データは，次のようにして収録・再生処理している。データ収録：加速度波形及び伝達衝撃応力波形の増幅には，それらの波形が高周波成分を含むものと考えられるため，シグナルコンディショナ（共和電業製 CDV-21A，応答周波数範囲 DC ～ 50 kHz）を用いている。また，鉄筋の歪波形の場合には，その波形が加速度波形に比較して平滑化しているものと考えられるため，動歪アンプ（共和電業製 DPM-613，応答周波数範囲 DC ～ 10 kHz）を用いて増幅している。このようにして増幅された波形は，高帯域用データレコーダ（共和電業製 RTP-672A，応答周波数範囲 DC ～ 40 kHz）に一括記録している。データ処理：データレコーダからの各出力波形は，ウェーブメモリ（NF 回路ブロック製 WM842，最小サンプリング時間 1 μ sec/word）を用いて，100 μ sec/word で A/D 変換を行ない，2048 データから成るデジタル波形をパーソナルコンピュータに取り込んでいる。各波形の物理量への変換や図化を含む各種波形処理は，大量のデータを効率的に処理するために，エンジニアリングワークステーションを用いて行っている。

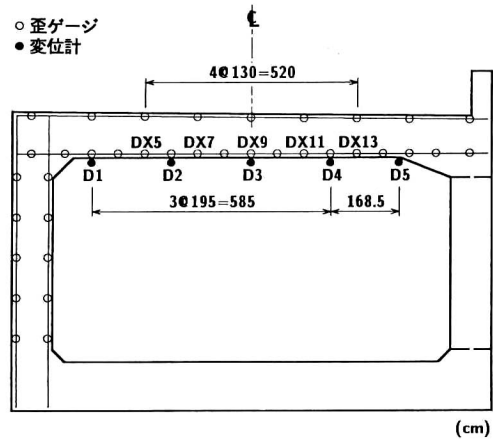


図-5 歪ゲージおよび変位計取付位置

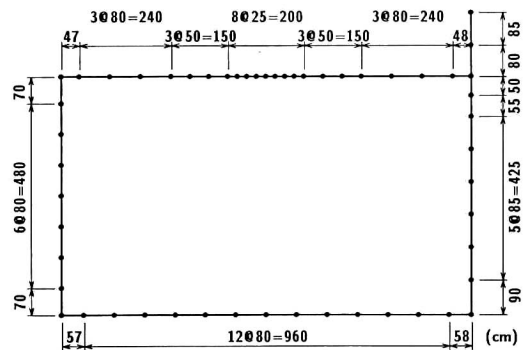


図-6 要素分割図

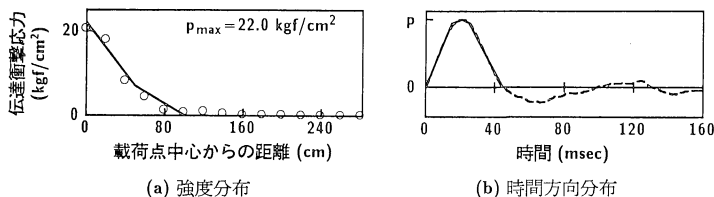
4. 解析モデルおよび入力データ

(1) 解析モデル

有限帯板法を用いて解析を行うための覆工の要素分割は，図-6 に示すように載荷点部を密にし，総要素数，総節点数ともに 54 としている。道路軸方向に関しては，実覆工の各ブロックが基礎地盤上に設置されかつ互いに独立しているため，端部の境界条件が荷重載荷部の覆工の応答性状にも影響するものと考えられる。本論文では，両端単純支持として仮想スパン長を設定し，最低時固有振動周期を実測値と近似させることにより端部の影響を考慮することとした。

さらに海側側壁は開口部（採光窓）を有している。本論文では簡易な解析を前提にしていることより，海側側壁の板厚を全て実壁厚と等しくし，実側壁の質量および断面方向の曲げ剛性を平均化するように，採光窓に相当する要素の単位体積質量および弾性係数を 7/12 に低減して解析を行っている。

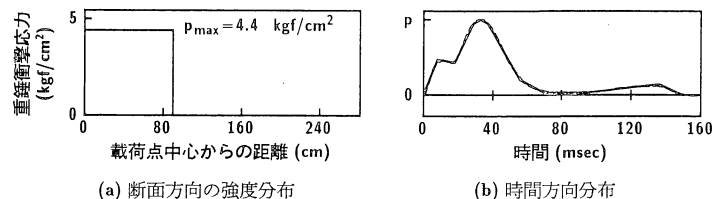
実覆工は N 値が 30 程度の基礎地盤上に設置されている。底部の境界条件に関しては，事前解析により横断



(a) 強度分布

(b) 時間方向分布

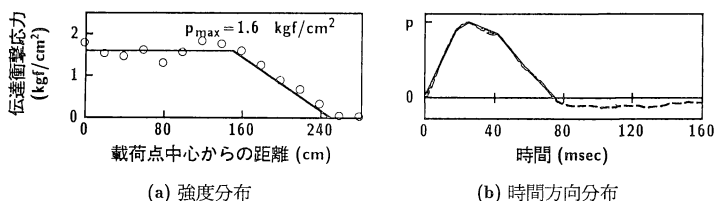
図-7 敷砂単層を用いた場合の伝達衝撃応力分布



(a) 断面方向の強度分布

(b) 時間方向分布

図-8 敷砂単層を用いた場合の重錘衝撃力から算出した荷重分布



(a) 強度分布

(b) 時間方向分布

図-9 三層緩衝構造を用いた場合の伝達衝撃応力分布

表-3 各仮想スパン長に対する覆工の固有振動周期 (msec)

仮想スパン長 (m)	m	i		
		1	2	3
10	1	28.3	25.1	15.7
	3	6.2	5.8	5.4
20	1	43.0	35.7	31.1
	3	17.9	16.1	11.8
30	1	56.2	47.5	38.3
	3	28.3	25.1	15.7
40	1	89.9	49.3	44.2
	3	35.4	30.6	19.6
50	1	132.6	51.5	50.2
	3	40.0	33.8	24.7

m : 軸方向振動次数
 i : 断面方向振動次数

面形状が門型で脚部がピン支持された覆工構造を仮定する場合、箱型構造として底版の両端部を上下方向に拘束し地盤反力を無視した構造を仮定する場合の頂版、側壁の応答結果が近似していることが明らかになっている。これより、頂版部に衝撃的な荷重が作用する場合には基礎地盤の影響が小さいものと判断されるため、本論文では底版の両端部を上下方向に拘束し、かつ基礎地盤反力係数を零として簡略化することとした。

本解析における Fourier 逆変換の項数は、文献 10)、11) を参考にして 51 項とし、全固有値を考慮したモード法によって解析を行っている。減衰定数は全てのモードに対して 5% とした。また、覆工の固有振動周期は緩衝材の質量によって多少長くなるものと考えられるが、本研究ではいずれの場合も緩衝材の質量を無視して解析を行うこととした。

二次元骨組解析の場合には、有限帯板法による解析と同様に海側側壁部の曲げ剛性、質量を平均化し、単位幅を有する梁柱構造にモデル化した。要素分割は図-6 と同一である。なお、鉄筋コンクリートの物性値は、ヤング率 $E = 3 \times 10^5 \text{ kgf/cm}^2$ 、単位体積重量 $\omega = 2.5 \text{ gf/cm}^3$ 、ポアソン比 $\nu = 0.20$ と仮定している。

(2) 入力データ

a) 入力荷重分布

入力荷重に関しては、覆工本体に作用する伝達衝撃応

力分布を入力する方法と重錘衝撃力を入力する方法が考えられる。本論文では、まえがきにも示しているように、伝達衝撃応力分布が構造物に作用する真の荷重であるものと考え、その応力分布を入力荷重として用いた。特に、敷砂単層を緩衝材とする場合には、重錘衝撃力を落石対策便覧に基づいて入力した場合の妥当性を検証するために、覆工の載荷点中央部を通る断面の断面方向の曲げモーメント分布に関してのみ、上記の二つの衝撃荷重の入力方法を用いて解析を行った。

図-7 および 8, 9 は、それぞれ緩衝材として敷砂単層および三層緩衝構造を用いた場合の入力荷重分布である。(a)、(b) 図はそれぞれ荷重の載荷中心点を原点としたときの強度分布、時間方向分布を示している。伝達衝撃応力分布の空間分布は、実際には載荷中心点を原点とした点対称分布になっているものと考えられるが、本研究では断面方向と軸方向に関する 2 軸対称分布に簡略化している。また、各分布に関しては、各伝達衝撃応力波形と伝達衝撃力波形が相似な波形であるものと仮定し、強度分布に関しては最大伝達衝撃力発生時の伝達衝撃応力分布を、時間方向分布に関しては伝達衝撃力波形の初期正載荷部のみを、いずれも折れ線近似して決定している。一方、重錘衝撃力波形を用いる場合には、落石対策便覧に基づいて衝撃力を等分布荷重に置換し、時間方向には伝達衝撃応力分布を入力する場合と同様にして決定

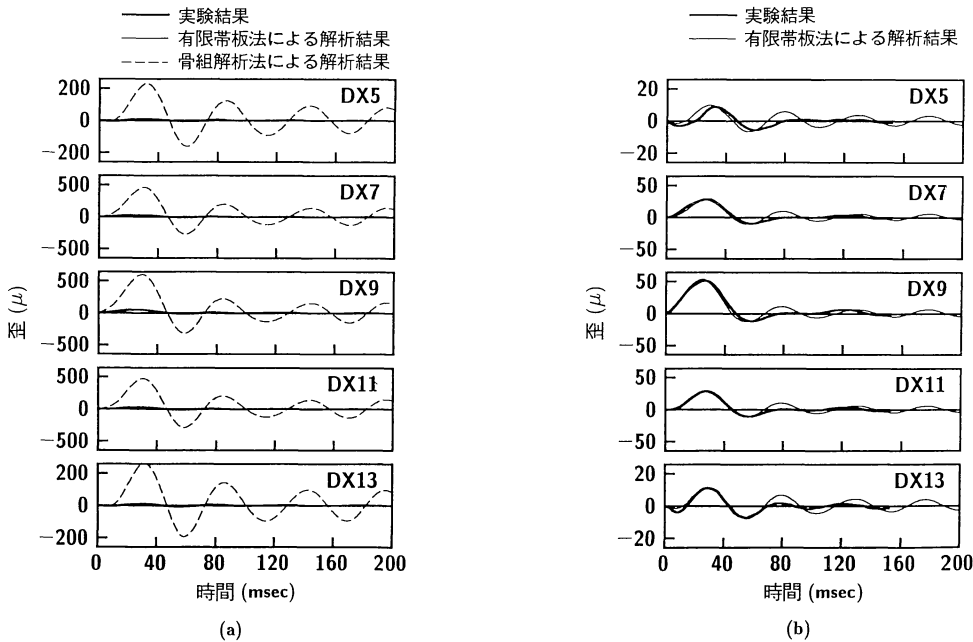


図-10 S90-10における頂版下端筋の歪応答波形に関する解析結果と実験結果の比較

している。なお、二次元骨組解析においては、載荷点中央部を通る覆工横断面方向の伝達衝撃応力分布を入力荷重として採用している。

b) 仮想スパン長の決定

実覆工は、底版全体が基礎地盤上に設置されかつ互いに独立しているため、解析仮定の単純支持状態とは異なる。一般に構造物の動的応答解析を効率的に行うためには、最低次固有振動周期を実構造のそれに近似させることが重要であるものと考えられる。本研究ではこの考え方にに基づき、特に覆工の端部境界の影響を考慮するために最低次固有振動周期を近似させるようにして仮想スパン長を決定し、解析を行なうこととした。

図-12 (a) に示されているように、頂版下面の変位振動に関する実測結果より、覆工の最低次固有振動周期は 50 msec (D2, D5) ~ 70 msec (D1) 程度であることがわかる。一方、仮想スパン長を 10 m から 50 m まで 10 m 間隔に変化させた場合の解析結果より、軸方向振動次数 $m = 1, 3$ に対して、断面方向振動次数 $i = 1 \sim 3$ までの固有振動周期を求めると、表-3 ようになる。表より仮想スパン長を 30 m とする場合が、実測結果に最も近い値であることがわかる。これより、本解析では仮想スパン長を 30 m として実証実験結果との比較検討を行うこととした。

5. 解析結果と実験結果の比較検討

(1) 頂版下端筋の歪波形

図-10, 11 に S90-10, D-W-20 の実験ケースに関

する載荷中心点を通る頂版下端筋歪の応答波形について、実測結果と仮想スパン長を $\ell = 30$ m とした場合の解析結果を比較して示している。各図の (a) 図には有限帯板法および二次元骨組解析法を用いた場合について示しており、(b) 図には有限帯板法を用いた場合について拡大して示している。図-10, 11 の (a) 図より、S90-10, D-W-20 の場合とも二次元骨組解析法による解析結果は、実測結果および有限帯板法による解析結果よりも 3 倍以上大きな値となっていることがわかる。これより、落石等による RC 覆工の応答性状把握のために、覆工を単位奥行き幅を有する骨組にモデル化して二次元骨組解析法を適用することは適切でないものと考えられる。一方、各図の (b) 図において、荷重載荷時の応答について比較すると、図-10 より S90-10 の場合には、解析結果は実測結果と良く一致していることがわかる。図-11 の D-W-20 の場合には、測点 DX11 では両者よく一致しているようであるが、他の測点では解析結果が実験結果よりも多少大きな分布性状を示している。荷重除荷後（荷重載荷開始時より約 40 msec 経過後）の応答に関しては、図-10 (b) の S90-10 の場合には、解析結果は緩やかな減衰自由振動状態を示している。しかしながら、実測結果は荷重載荷開始時より 100 msec 経過後ほぼ零レベルに達しており、解析結果よりも大きな減衰性を示している。一方、図-11 (b) の D-W-20 の場合には、荷重除荷後（荷重載荷開始時より約 80 msec 経過後）も、解析結果は実測結果と比較的に良く一致しているようである。

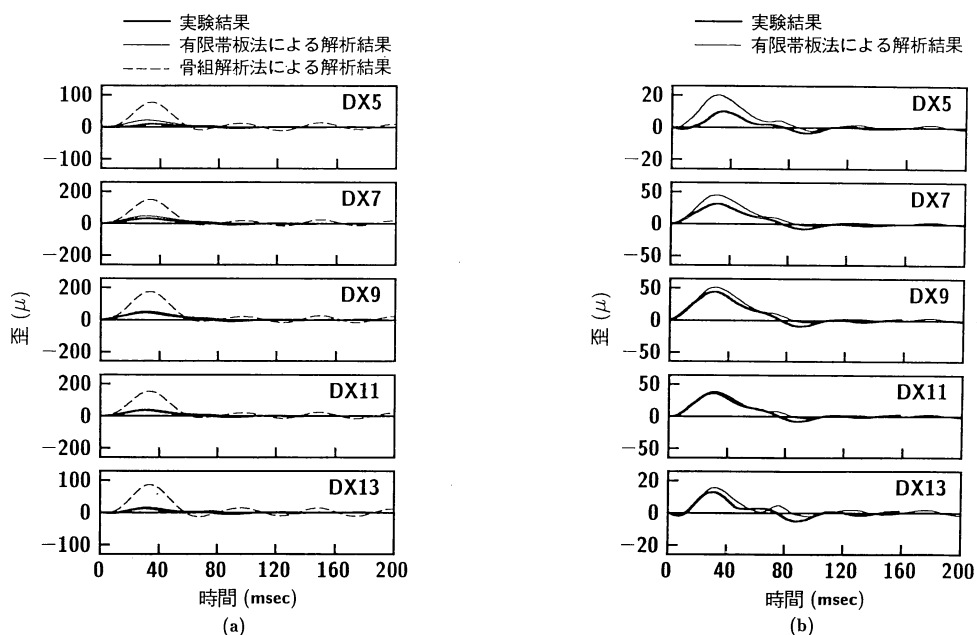


図-1 1 D-W-20 における頂版下端筋の歪応答波形に関する解析結果と実験結果の比較

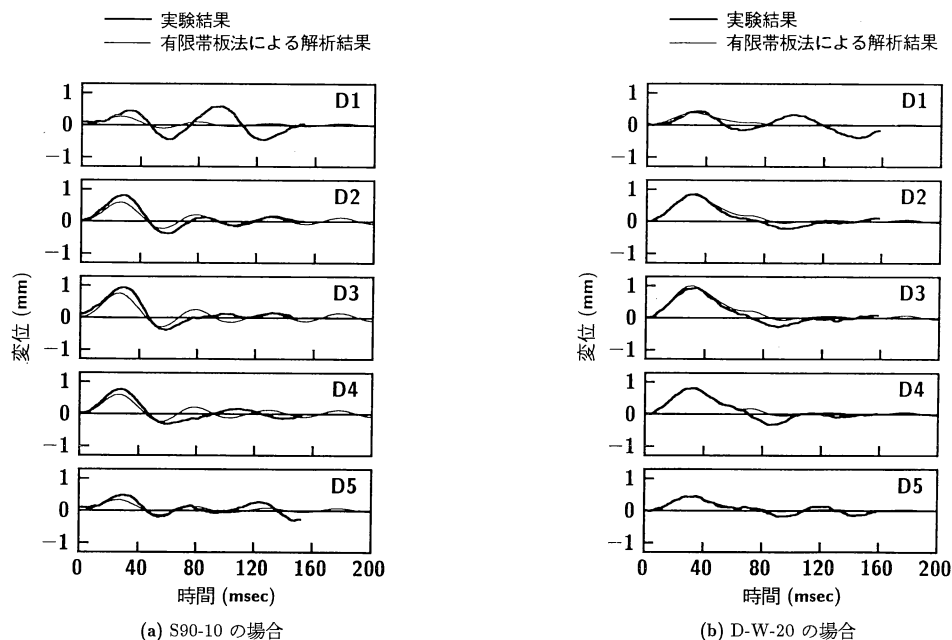


図-1 2 頂版下面の変位応答波形に関する解析結果と実験結果の比較

(2) 頂版下面の変位波形

図-1 2 に頂版裏面に設置した渦電流型変位計を用いて測定した変位波形を解析結果と比較して示している。

(a) 図は S90-10 の場合であり、(b) 図は D-W-20 の場合である。

最初に (a) 図の S90-10 について検討を行なう。主振動部では、いずれの測点も解析結果は実験結果より若干

小さく示されている。荷重除荷後（荷重載荷開始時より約 40 msec 経過後）、測点 D2 に関しては両者比較的良好に一致しているが、他の測点では位相も異なり、解析結果は実験結果と一致していない。特に、測点 D1 に関しては、実験結果は荷重除荷後も振幅が大きくなる傾向にあるが、解析結果は減衰状態となっている。

(b) 図の D-W-20 に関しては、荷重載荷時の応答に關

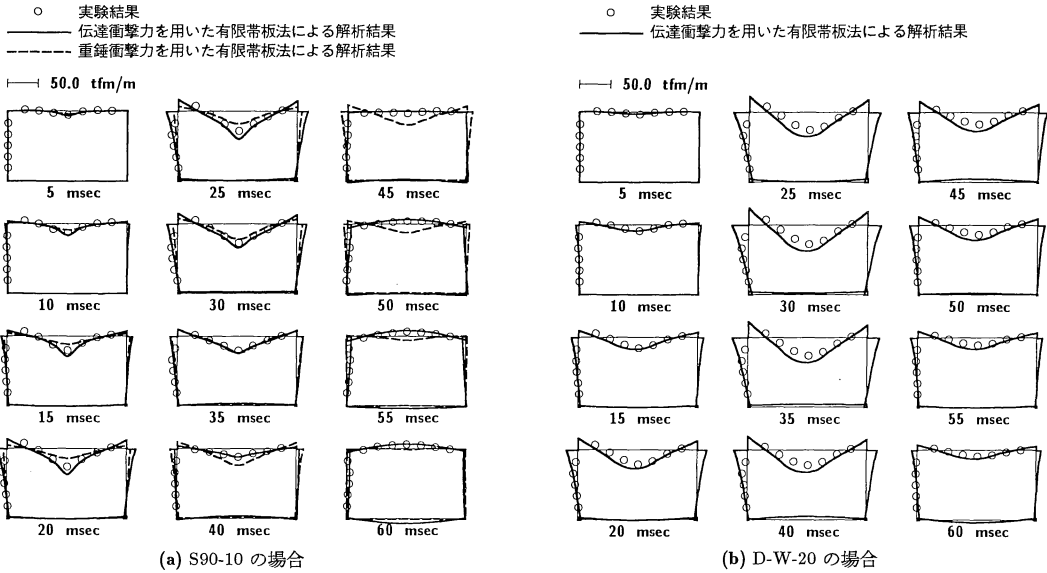


図-1 3 載荷点を通る横断面内の断面方向曲げモーメントの解析結果と実験結果の比較

する解析結果は、測点 D1 を除き他の測点に関しては、実測結果と良く一致していることがわかる。測点 D1 に関しては、荷重載荷開始後 40 msec 程度までは解析結果と実験結果は良く一致しているようであるが、その後時間の経過と共に S90-10 と同様の傾向に移行するようである。

このように測点 D1 の実測結果は、S90-10、D-W-20 と他の測点と異なり時間の経過とともに振幅も大きくなる傾向にある。これは、他の測点の波動の推移と相反しており、測点 D1 が山側側壁の近くに位置していることより、理論的にも解明不能な現象である。このような現象は、測点 D1 の変位計の取り付け治具に不備があったために発生したものではないかと推察される。

(3) 曲げモーメント分布

図-1 3 に載荷中心点を含む覆工横断面における曲げモーメント分布に関して、解析結果と実験結果を比較して示している。(a) 図 S90-10 の場合には伝達衝撃応力分布を入力した場合と重錘衝撃力を落石対策便覧に従って分散させ入力した場合について検討を行っている。一方、(b) 図 D-W-20 の場合には伝達衝撃応力分布を入力した場合についてのみ検討を行っている。実測歪波形を用いた曲げモーメントの算定は、実測された引張側鉄筋の最大歪が 50μ 程度であることより、コンクリートにはひび割れが発生していないものと判断し、全断面有効を仮定して行っている。最初に、実測結果より求められた両ケースの曲げモーメントの分布性状について検討する。(a) 図 S90-10 の場合には、載荷点中央部の曲げモーメントが大きな応答値を示していることがわかる。これより、敷砂を緩衝材とする場合には衝撃荷重が中央

部に集中して作用していることが推察される。これに対して、(b) 図 D-W-20 の場合には頂版部の曲げモーメントが等分布荷重載荷と同様な放物線的な分布形状を示しており、三層緩衝構造によって衝撃荷重が広く分散して作用していることが推察される。

解析結果との比較を行うと、(a) 図 S90-10 の重錘衝撃力を入力した場合の解析結果は、載荷点部の曲げモーメント分布が緩やかな放物線分布となり、実測結果より小さな分布となっている。これは、入力荷重を平均化して部分等分布荷重と仮定しているためと考えられる。また、荷重除荷後（荷重載荷開始時より約 40 msec 経過後）の自由振動状態における位相も実測結果とは異なっている。一方、伝達衝撃応力を入力荷重として用いる場合には、頂版中央部の曲げモーメントが大きくなる傾向や側壁部の分布性状を含め、断面方向や時間方向の分布性状とも解析結果は実験値と良く一致していることがわかる。

(b) 図 D-W-20 の場合に関しては、解析結果は実験結果より多少大きめの値となっているが、(a) 図の伝達衝撃応力分布を入力荷重として用いた場合と同様、断面方向や時間的な変動状態とも解析結果は実験結果と比較的良好に一致しているものと考えられる。

6. ま と め

RC 覆工の合理的な設計法確立のための基礎資料を得ることを目的として、簡易な立体解析手法である有限帯板法や、従来の設計計算に用いられている二次元骨組解析法による解析を行い、実証実験結果と比較することによって各解析手法の適用性についての検討を行った。本

研究では、緩衝材として敷砂単層を用いる場合と表裏層材としてそれぞれ敷砂、EPS 材を用い、芯材として 20 cm 厚の複鉄筋 RC 版を用いる三層緩衝構造を用いる場合について検討を行った。本研究で得られた結果を要約すると、次のようである。

二次元骨組解析法：

載荷点中心部を通る覆工横断面方向の伝達衝撃応力分布を入力荷重として用いた解析結果は、頂版下端筋歪において実測結果の 3 倍以上の大きな値となることが明らかになった。これより、落石等による RC 覆工の応答性状把握のために、覆工を単位奥行きを有する骨組構造にモデル化し、測定された衝撃荷重を直接用いて本解析手法を適用することは適切でないものと判断される。

有限帯板法：

実証実験が行われた美幌覆道は 1 ブロックがスパン 12 m で海側に開口部（採光窓）を有し、底版が基礎地盤に支持されている RC 覆工である。本研究では単純支持された有限帯板法を用いた簡易な立体解析を行うために、次のようなモデル化を行った。すなわち、

- 1) 開口部がある海側側壁部を等価な質量と断面方向曲げ剛性を有する板要素とする、
- 2) また、実測結果を参照して、基礎地盤を無視し底版の両端を上下方向に拘束する、
- 3) 最低次固有振動周期を近似させる方法により仮想スパンを決定し両端単純支持構造とする、である。

実証実験結果と本モデルを用いた解析結果との比較より、次のような点が明らかになった。

- 1) 頂版下端筋歪や頂版裏面変位に関する主応答部の解析結果は、伝達衝撃応力分布を入力荷重として用いる場合には、開口部近傍の頂版部の応答を除き、いずれの緩衝材に関しても大略実測結果と一致していることが確認できた。
- 2) 載荷点中心部を含む断面方向曲げモーメント分布に関して、伝達衝撃応力分布を入力荷重として用いる場合には、いずれの緩衝材に関しても、断面方向や時間的な変動状態とも大略実測結果と一致している。
- 3) 敷砂単層を緩衝材とし、重錘衝撃力を部分等分布にモデル化して入力する場合には、解析結果は載荷点

直下の集中曲げモーメント分布を表すことができず、実測結果よりも小さな値を与える。2) の結果から類推すると、入力荷重は伝達衝撃応力分布を用いるほうがより適切であるものと判断される。

- 4) 以上より、本研究で採用した有限帯板法は、上記モデル化を行うことにより落石等による RC 覆工の主応答部の簡易な立体解析に適用可能であることが明らかになった。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧，日本道路協会，1983.7.
- 2) 吉田 博・松葉美晴・法貴貫志郎・久保田努：発泡スチロールの落石に対する緩衝効果に関する実験的研究，土木学会論文集，No.427/VI-14，pp.143～152，1991.3.
- 3) 岸 徳光・中野 修・今野久志・松岡健一：三層緩衝構造の緩衝効果に関する室内実験，構造工学論文集，Vol.38A，pp.1577～1586，1992.3.
- 4) Nakano, O., Kishi, N., Matsuoka, K.G. and Yoshimura, J. : Development of 3-layered shock-absorbing system for rock sheds, Proc. of International Symposium on Impact Engineering, Sendai, Japan, pp.725～729, 1992.11.
- 5) 中野 修・岸 徳光・松岡健一・菅田紀之：剛性マトリックス法を用いた落石覆工の衝撃応答解析，構造工学論文集，Vol.38A，pp.1597～1606，1992.3.
- 6) 岸 徳光・中野 修・松岡健一・西 弘明：野外実験による敷砂の緩衝性能，構造工学論文集，Vol.39A，pp.1587～1597，1993.3.
- 7) 奥村敏恵・坂井藤一：薄肉平板より成る立体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.
- 8) 北海道開発局道路防災研究委員会：道路防災工調査設計要領（落石覆道編），北海道開発技術センター発行，1990.3.
- 9) 中野 修・岸 徳光・松岡健一・後藤雪夫：衝撃荷重測定用ロードセルの試作，土木学会論文集，No.453/VI-17，pp.155～161，1992.9.
- 10) 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.549～557，1987.3.
- 11) 岸 徳光・吉田絃一・松岡健一・能町純雄：層状弾性体にモデル化した覆工敷砂部の衝撃応答解析，構造工学論文集，Vol.34A，pp.817～826，1988.3.

(1993.5.10 受付)

APPLICABILITY OF IMPACT ANALYSIS METHODS ON RC ROCK-SHED STRUCTURE BASED ON THE FULL SCALE IMPACT TEST

Norimitsu KISHI, Osamu NAKANO, Ken-ichi G. MATSUOKA and Noriyuki SUGATA

To establish a simple and rational method for dynamic response analysis of RC rock-shed structure under rock-falling, applicability of Finite Strip Method (F.S.M.) and 2-dimensional frame method on the impact behavior of RC rock-shed structure is considered. The experimental results obtained from the full scale impact test of RC rock-shed structure are used to confirm the applicability of those analytical methods.

Finally, it is shown that the main part of dynamic response of RC rock-shed structure will be predicted by using F.S.M.