

重錘落下衝撃実験に供する 実規模ロックシェッド模型の断面設計に関する一検討

A consideration on sectional design of full-scale RC rock-shed model for falling-weight impact test

西 弘明*, 牛渡 裕二**, 山口 悟**, 小室 雅人****, 岸 徳光*****

Nishi Hiroaki, Yuji Ushiwatari, Satoru Yamaguchi, Masato Komuro, and Norimitsu Kishi

*博(工), 寒地土木研究所上席研究員, 寒地構造チーム (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)
h-nishi@ceri.go.jp

**室蘭工業大学, 大学院工学研究科博士後期課程 建設環境工学専攻 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

***寒地土木研究所研究員, 寒地構造チーム (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

****博(工), 室蘭工業大学准教授, 大学院工学研究科 暮らし環境系領域 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

*****工博, 釧路工業高等専門学校 校長 (〒084-0916 釧路市大楽毛西 2 丁目 32-1)

In this study, sectional design of full-scale RC rock-shed for falling-weight impact test was carried out assuming impact energy of $E = 100$ kJ. The ultimate load-carrying capacity and deformation characteristics of the model for each impact level were predicted by means of a 3D dynamic frame analysis method. From this study, the following results were obtained: 1) designing the rock-shed following the allowable stress design method, each thickness of the slab, wall, and columns was determined so as to be 70 cm; and 2) based on the numerical analysis results of the rock-shed in the case of an impact energy of $E = 3,000$ kJ, it will be predicted that the slab and upper part of the columns may locally reach the ultimate state with compressive concrete failure mode.

Key Words: RC rock-shed, impact loading test, sectional design, 3D dynamic frame analysis
キーワード: RC ロックシェッド, 衝撃実験, 断面設計, 三次元動的骨組解析

1. はじめに

北海道の道路は海岸線や山岳に多く建設されており, 特に急崖斜面における落石対策としてロックシェッド(写真-1 参照)が多数建設されている。一方, 近年の異常気象や斜面の経年変化, 巨大地震の発生, さらに調査手法の高度化などによって建設当初に比べてより災害規模が大きくなるため補強が必要な箇所も多数存在している。

土木構造物設計の多くが性能規定型設計法を取り入れている中, ロックシェッドに関しては未だ仕様規定型である許容応力度法に基づいて断面設計が行われており, 性能規定型の設計が望まれている。本研究グループでは, ロックシェッドの性能規定型設計法の確立に向けて, 鉄筋コンクリート(RC)梁や版などの部材単位での実験・解析から始動し, 小型ラーメンや小型アーチ模型, そして2/5や1/2縮尺RC製ロックシェッド模型に関する研究を進める中, ロックシェッドの実耐荷力は許容応力度法に基づいた設計耐力に対して大きな安全率を有していることが明らかになって

きた¹⁾⁵⁾。

本研究グループは, これまでの集大成として実規模ロックシェッド模型による重錘落下衝撃実験を行い, 実規模レベルでの耐衝撃挙動を明らかにするとともに性能照査型設計法の確立を目指して鋭意研究を進めることとした。

本研究では, 現状に即した実規模ロックシェッドの重錘落下衝撃実験を実施するために, 許容応力度設計



写真-1 RC製ロックシェッドの一例

表-1 基本条件一覧

項目	設定内容	備考
入力エネルギー	$E_k = 100 \text{ kJ}$	重錘質量 $m = 2 \text{ t}$, 落下高さ $h = 5 \text{ m}$, 入射角 $\theta = 90^\circ$
基礎条件	コンクリート基礎	便宜的に $N = 100$ 相当と仮定
背面土圧	考慮しない	実験条件
内空断面	内空幅 × 内空高 = $8.0 \times 5.0 \text{ m}$	内空幅は3種4級を想定, 内空高は, 建築限界, 舗装および横断勾配等を考慮して 5.0 m と設定
1ブロック延長	$L = 12 \text{ m}$	道路防災工調査設計要領(案)落石覆工編 ⁶⁾ の標準形式
緩衝工	敷砂, 厚さ $t_s = 0.9 \text{ m}$	
構造形式	箱型 RC ラーメン	

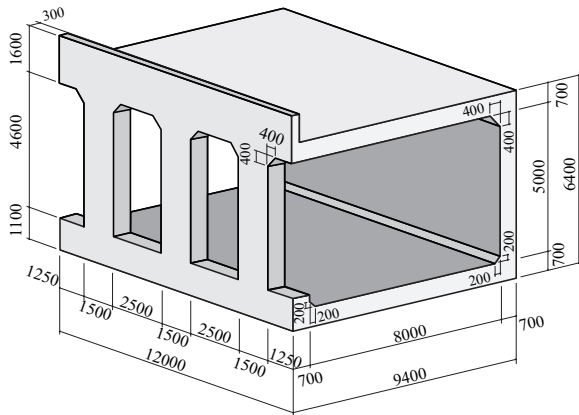


図-1 形状寸法

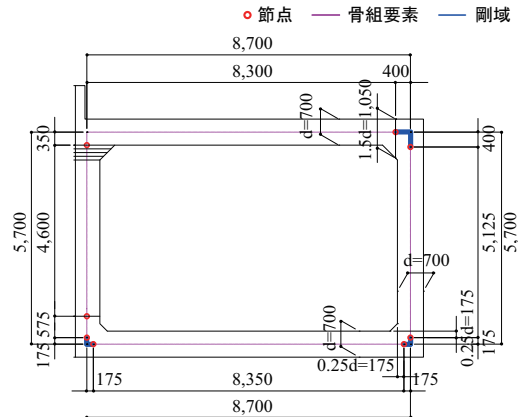


図-2 二次元静的骨組解析モデル

法に基づいて断面設計を行い試験体を製作することとした。また、実験計画立案のために、静的解析による設計入力エネルギー ($E_k = 100 \text{ kJ}$) から荷重可能最大入力エネルギー ($E_{\max} = 3,000 \text{ kJ}$) までの各荷重レベルでの耐衝撃性状を、三次元的骨組構造解析法に基づいて確認することとした。本論文では、その概要について述べる。

2. 基本条件

2.1 試験体設計

対象とする実規模 RC 製ロックシェッド模型は、落石対策便覧¹⁾に基づいた設計法を基本に断面設計を行うものとする。すなわち、二次元静的骨組解析により作用断面力を算出し、許容応力度法の下に断面設計を行うものである。表-1には、本検討の基本条件を示している。また、図-1には、本設計に基づいて決定されたロックシェッドの形状寸法を示している。

なお、設計に用いる落石衝撃力を決定する際の入力エネルギーについては、1) 既往研究²⁾⁻⁵⁾より、許容応力度法に基づいて決定されたロックシェッドの断面設計値は、入力エネルギー的に 20~30 倍の安全率を有していること、2) 実験場での荷重可能最大入力エネルギーは $E_{\max} = 3,000 \text{ kJ}$ (質量 $m = 10 \text{ ton}$, 落下高さ $h =$

30 m) であること、3) 実験において実際の終局限界を確認したいこと、の理由により、最大荷重可能エネルギー $E_{\max} = 3,000 \text{ kJ}$ の 1/30 である $E_k = 100 \text{ kJ}$ で計画することとした。

2.2 三次元的骨組解析

本研究では、前節の基本条件下で断面設計する試験体に対して、実験時の荷重可能最大入力エネルギー $E_{\max} = 3,000 \text{ kJ}$ までの各荷重レベルにおける耐衝撃挙動の確認を目的として、ファイバーモデルを用いた三次元的骨組解析を実施することとした。ここで、三次元的骨組解析の基本条件について説明する。なお、既往の研究^{7), 8)}より、本解析手法を用いることによって 1/2 縮尺ロックシェッド模型に関する重錘落下衝撃実験に対して、最大応答値までは実験結果を概ね再現可能であることが確認されている。

本研究で実施する三次元的骨組解析における解析ケースは、設計入力エネルギー $E_k = 100 \text{ kJ}$ から最大 $E_{\max} = 3,000 \text{ kJ}$ まで入力エネルギーを変化させて行うものとし、かつ、二次元解析では不可能である端部荷重も併せて実施するものである(後述の図-8 参照)。また、解析モデルに入力する衝撃力は、ロックシェッドの耐衝撃設計⁹⁾を参考に設定することとした。すなわち、衝撃力波形の時間分布は既往研究を参考に設定

表-2 設計定数一覧

材料	単位体積重量 γ (kN/m ³)	弾性係数 E (GPa)	使用材料	許容応力度
コンクリート	24.5 (鉄筋コンクリートとして入力)	25.0 (鉄筋コンクリートとして入力)	RC-2-1 $f'_{ck} = 24.0$ MPa	許容曲げ圧縮応力度 常時：8 MPa, 落石時：12 MPa 許容せん断応力度 (基本値) 常時：0.23 MPa, 落石時：0.35 MPa
鉄筋			SD345	許容引張応力度 常時：180 MPa, 落石時：300 MPa
砂	19.0	—	—	—

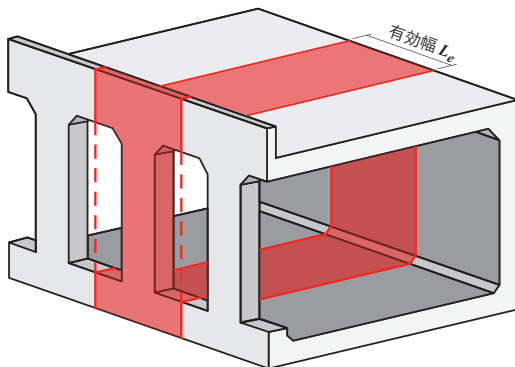


図-3 有効幅の考え方

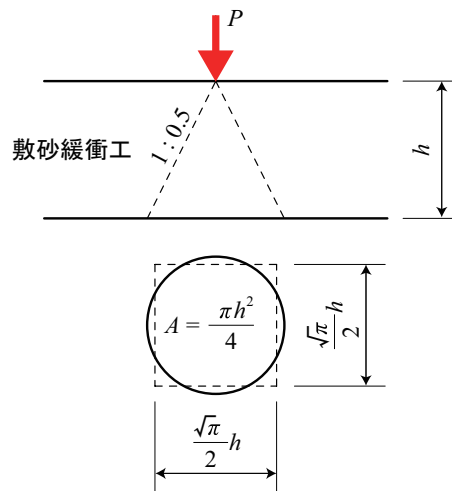


図-4 落石衝撃力の作用面積

し、最大衝撃力は落石対策便覧¹⁾における振動便覧式を用いて算出した。

3. 静的解析を用いた許容応力度法による試験体の設計

3.1 設計の概要

(1) 解析モデル

図-2には、許容応力度設計に用いた二次元静的骨組モデルを示している。許容応力度法に基づく骨組モデルは、試験体の頂版・側壁・柱・底版部の断面中央部に配置するようにモデル化した。また、道路橋示方書¹⁰⁾に準拠し、隅角部には剛域を設定している。断面設定の際には、試験体延長 $L = 12.0$ m に対し、図-3に示すように柱間隔 ($L_e = 4.0$ m) を道路軸方向の有効幅 L_e としてモデル化している。

頂版上の敷砂緩衝工による自重は節点への作用力で付加することで考慮している。なお、骨組モデルの総節点数、総要素数は共に12である。また、本数値解析には SUCCES 任意形平面骨組解析 Ver.2.21¹¹⁾ を使用している。

(2) 設計定数

表-2には、設計に用いた設計定数の一覧を示している。二次元静的骨組解析において、ロックシェッド

本体の単位体積重量は鉄筋コンクリートとして入力するものとする。また、試験体の断面設計は、常時(死荷重のみ)および落石時(死荷重および落石荷重)に対して行うものとし、許容応力度には割増係数を考慮した値を設定している。

(3) 衝撃力入力モデル

落石衝撃力は、落石対策便覧における振動便覧式より、以下のように算出される。ただし、ラーメの定数は道路防災工調査設計要領(案)落石覆工編⁶⁾を参考にし、 $\lambda = 8,000$ kN/m²、割増係数 $\alpha = 1$ とする。

$$\begin{aligned}
 P &= 2.108 \cdot (m \cdot g)^{2/3} \cdot \lambda^{2/5} \cdot h^{3/5} \cdot \alpha & (1) \\
 &= 2.108 \times (2 \times 9.80665)^{2/3} \times 8,000^{2/5} \times 5^{3/5} \times 1 \\
 &= 1,466 \text{ (kN)}
 \end{aligned}$$

ここに、 P : 落石衝撃力 (kN)、 m : 重錘質量 (t)、 g : 重力加速度 (m/s²)、 λ : ラーメの定数 (kN/m²)、 h : 落下高さ (m) である。また、敷砂緩衝工を用いる場合の衝撃力の分散は、落石対策便覧に準拠し、図-4に示すように敷砂層厚に対して1:0.5の範囲に等分布状に作用するものと設定した。解析においては、この円形状に作用する等分布荷重は、正方形分布に置き換えて

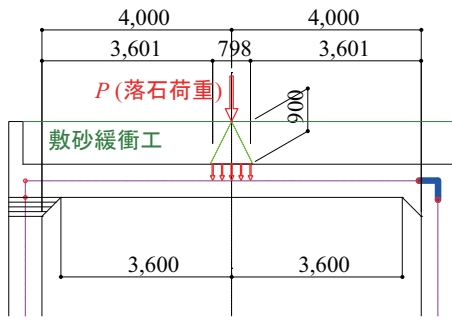


図-5 落石衝撃力の入力方法

表-3 各部材の厚さおよび配筋状況一覧

部材	厚さ (柱幅) (mm)	配筋状況		
		配筋面	主鉄筋	配力筋
頂版	700	上面	D29 @ 250 mm	D19 @ 250 mm
		下面	D25 @ 125 mm	D22 @ 250 mm
側壁	700	外面	D29 @ 250 mm	D19 @ 250 mm
		内面	D19 @ 250 mm	D13 @ 250 mm
底板	700	上面	D22 @ 250 mm	D16 @ 250 mm
		下面	D16 @ 250 mm	D16 @ 250 mm
柱	700 (1,500)	外面	D29 × 10 本	D16 @ 250 mm
		内面	D29 × 10 本	

作用させるものとする。本設計では、ロックシェッドに対して道路横断方向中心部に载荷させるものとし、図-5に示すように二次元骨組に入力している。

(4) 境界(基礎地盤)条件

本実験ではロックシェッドをコンクリート基礎上に設置する予定であることから、解析における境界条件は、ロックシェッド底面に鉛直方向(底版部材直角方向)バネおよび水平方向(底版部材方向)のせん断バネを考慮することとした。鉛直方向バネは、圧縮方向のみ考慮するものとし、引張方向のバネ定数はゼロとした。また、水平方向せん断バネのバネ定数は鉛直方向バネの1/3.5とした。なお、圧縮方向のバネ定数および水平方向のせん断バネ定数は、地盤条件を便宜上 $N = 100$ (標準貫入試験値) と仮定し、道路橋示方書 IV 下部構造編¹⁰⁾に準拠し、以下のように算出した。

$$\begin{aligned} E_0 &= 2,800 \cdot N \\ &= 2,800 \times 100 \\ &= 280,000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned} \quad (2)$$

ここに、 E_0 ：地盤の変形係数(kN/m²)、 N ：地盤のN値である。

$$\begin{aligned} k_{V0} &= \frac{1}{0.3} \cdot \alpha \cdot E_0 \\ &= \frac{1}{0.3} \times 1 \times 280,000 \\ &= 933,333 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned} \quad (3)$$

ここに、 k_{V0} ：直径0.3mの剛体円板による平板载荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数(kN/m²)、 α ：地盤反力係数の換算係数である。

$$\begin{aligned} B_V &= \sqrt{A_V} \\ &= \sqrt{B_V \times L} \\ &= \sqrt{9.4 \times 12.0} \\ &= 10.621 \text{ (m)} \end{aligned} \quad (4)$$

ここに、 B_V ：基礎の換算载荷幅(m)、 A_V ：偏心を考慮した鉛直方向の载荷面積(m²)、 B ：ロックシェッド全幅(m)、 L ：ロックシェッド延長(m)である。

$$\begin{aligned} k_V &= k_{V0} \cdot \left(\frac{B_V}{0.3}\right)^{-3/4} \\ &= 933,333 \times \left(\frac{10.621}{0.3}\right)^{-3/4} \\ &= 64,306 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned} \quad (5)$$

ここに、 k_V ：鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)である。

$$\begin{aligned} K_V &= k_V \times L_e \\ &= 64,306 \times 4.0 \\ &= 257,224 \\ &\approx 250,000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned} \quad (6)$$

ここに、 K_V ：鉛直方向バネ定数(kN/m²)、 L_e ：道路方向の有効幅(m)である。

$$\begin{aligned} K_S &= k_V \times \frac{1}{3.5} \\ &= 73,493 \\ &\approx 73,000 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned} \quad (7)$$

ここに、 K_S ：水平方向バネ定数(kN/m²)である。

3.2 二次元静的骨組解析結果

図-1、図-6には、落石衝撃力 $P = 1,466$ kN に対して許容応力度を満足する構造寸法および配筋状況を示している。また、図-7には、この場合におけるモーメント分布図を示している。図中、各部材の許容抵抗曲げモーメントも合わせて表示している。表-3には、ロックシェッドの各部材厚および配筋状況を示している。

3.1節に基づいて数値解析を実施した結果、鉄筋の引張応力度はいずれの部材も許容値の81~97%、コンクリートの圧縮応力度は柱部を除いて許容値の44~80%として、応力的には鉄筋より余裕がある状態で決定している。ただし、柱部に関しては、他の部材に比較してコンクリートの占める断面積が小さいことから、コンクリートの圧縮応力度で形状寸法が決定されている。また、平均せん断応力については、各部材端から有効高さの1/2の位置において照査しているが、柱部では許容応力度に対して66~74%、頂版・

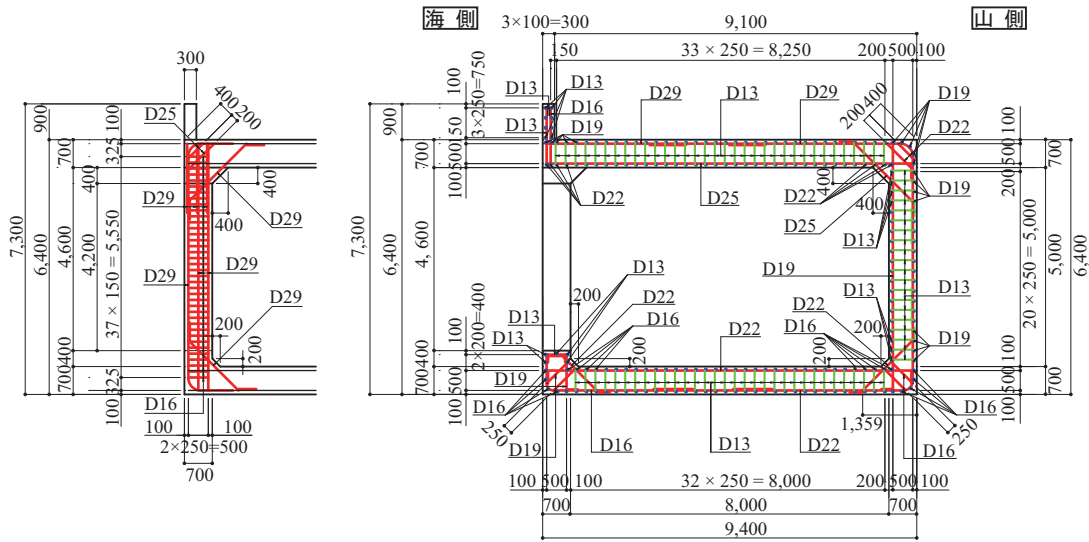


図-6 配筋図

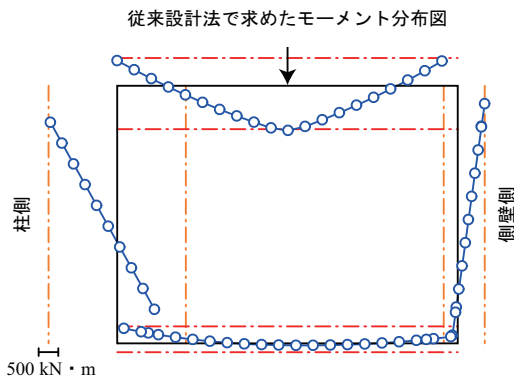


図-7 モーメント図(落石時)

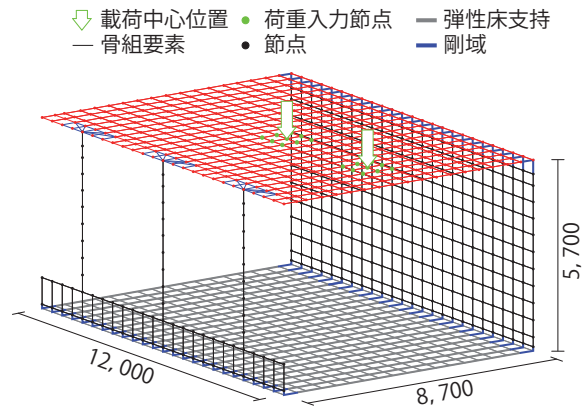
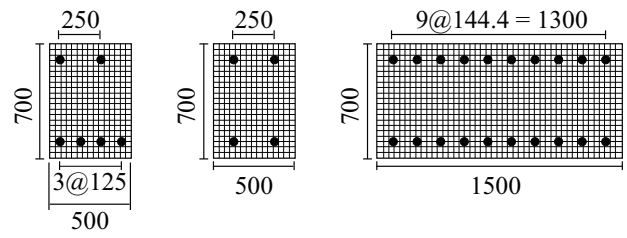


図-8 三次元的骨組解析モデル

側壁・底版部では24～33%となっており、十分余裕のある断面となっている。押抜きせん断耐力 V_p に関しては、載荷面の周長を0 mmと仮定して算出した場合においても $V_p = 1,505 \text{ kN}$ が得られ、作用荷重(落石衝撃力)である $P = 1,466 \text{ kN}$ の値を上回ることより、設計的には押し抜きせん断破壊で終局には至らないことが分かる。さらに、隅角部には道路橋示方書に準拠して、補強筋を配置している。



(a) 頂版 (b) 側壁・底版 (c) 柱

図-9 要素分割図

4. 三次元的骨組解析による各荷重レベルでの耐衝撃挙動の推定

4.1 三次元的骨組解析の概要

(1) 解析モデルおよび解析条件

表-4には、解析ケースの一覧を示している。図-8には、本数値解析に用いた三次元的骨組解析モデル図を示している。骨組みモデルの要素分割は、1要素長を各部材の有効厚程度とし、最小でも有効高の0.5倍程度になるように設定している。また、隅角部に

は、道路橋示方書に準拠し剛域を設定している。骨組モデルにはファイバー要素を用いて各部材の断面寸法を設定した。ファイバー要素のセル分割については、図-9に示すように、セル要素の中心近傍に部材軸方向鉄筋が配置されるように設定した。

境界条件は、モデル底面に二次元静的骨組解析の場合と同一のバネ定数を設定した。頂版上の敷砂緩衝工の質量は、要素に付加することで考慮した。減衰定数

表-4 解析ケース一覧(全34ケース)

No.	ケース名	緩衝工	荷重位置	重錘質量 m (t)	落下高さ h (m)	入力エネルギー E (kJ)
1	S-C-E100 ~ 3,000	敷砂	中央	10	1, 2, 5, 10 15, 20, 25, 30	100, 200, 500, 1,000 1500, 2,000, 2,500, 3,000
2	S-E-E100 ~ S-E-E3,000		端部中央			
3	G-C-E100 ~ G-C-E3,000	碎石	中央			
4	G-E-E100 ~ G-E-E3,000		端部中央			
5	T-C-E3,000	三層緩衝構造	中央		30	3,000
6	T-E-E3,000		端部中央			

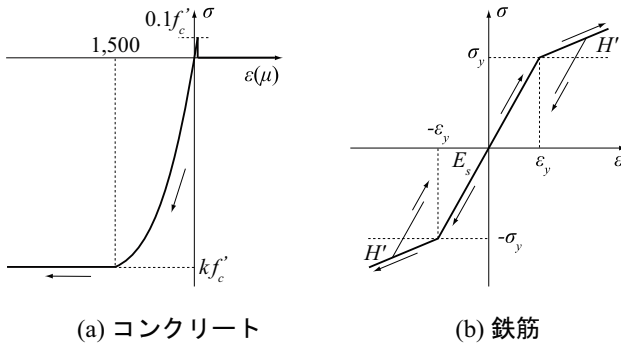


図-10 材料物性モデル

表-5 三次元動的骨組解析におけるラームの定数一覧

緩衝工	ラームの定数 λ (kN/m ²)	設定根拠
敷砂	1,000	落石対策便覧 ¹⁾ (非常に軟らかいもの)
碎石	5,000	落石対策便覧 ¹⁾ (軟らかいもの)
三層緩衝構造	2,000	道路防災工調査設計要領(案) 落石覆工編 ⁶⁾

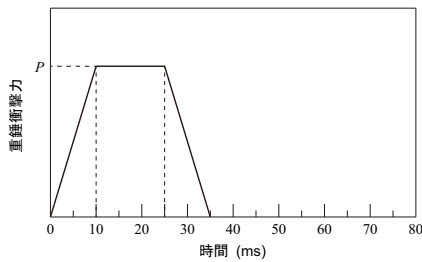


図-11 衝撃力入力モデル(砂および碎石)

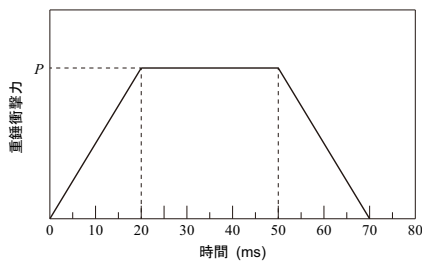


図-12 衝撃力入力モデル(三層緩衝構造)

表-6 最大衝撃力一覧

落下高さ h (m)	P_{max} (kN)		
	敷砂	碎石	三層緩衝構造
1	850	1,600	-
2	1,300	2,500	-
5	2,200	4,200	-
10	3,400	6,400	-
15	4,300	8,100	-
20	5,100	9,700	-
25	5,800	11,000	-
30	6,500	12,500	2,200

は質量比例分のみを考慮し、事前に本解析モデルを用いた固有振動解析を行い、鉛直方向曲げ振動モードに対応した固有振動数に対して、既往研究と同様に $h = 2.5\%$ を設定した。なお、骨組モデルの総節点数は 1,327、総要素数は 2,553 である。また、本数値解析には Engineer's Studio¹²⁾ Ver.1.07.00 を使用している。

(2) 材料物性モデル

図-10 には、解析に用いた各材料物性モデルを示

している。(a)、(b) 図には、それぞれコンクリート要素および鉄筋要素に用いた応力-ひずみ関係を示している。本論文では、道路橋示方書に則して設定している。なお、コンクリートの圧縮側に関しては、三次元弾塑性有限要素解析と同様に、相当ひずみが -0.15% に達した状態でコンクリートが降伏するものと仮定している。この際のコンクリートの降伏強度は一軸圧縮強度に $k = 0.85$ を乗じた値とした。

鉄筋要素に用いた物性モデルは、塑性硬化係数を弾性係数 E_s の 1% とするバイリニア型の等硬化則を適用している。

(3) 衝撃力入力モデル

図-11 および 図-12 には、動的骨組解析に用いた

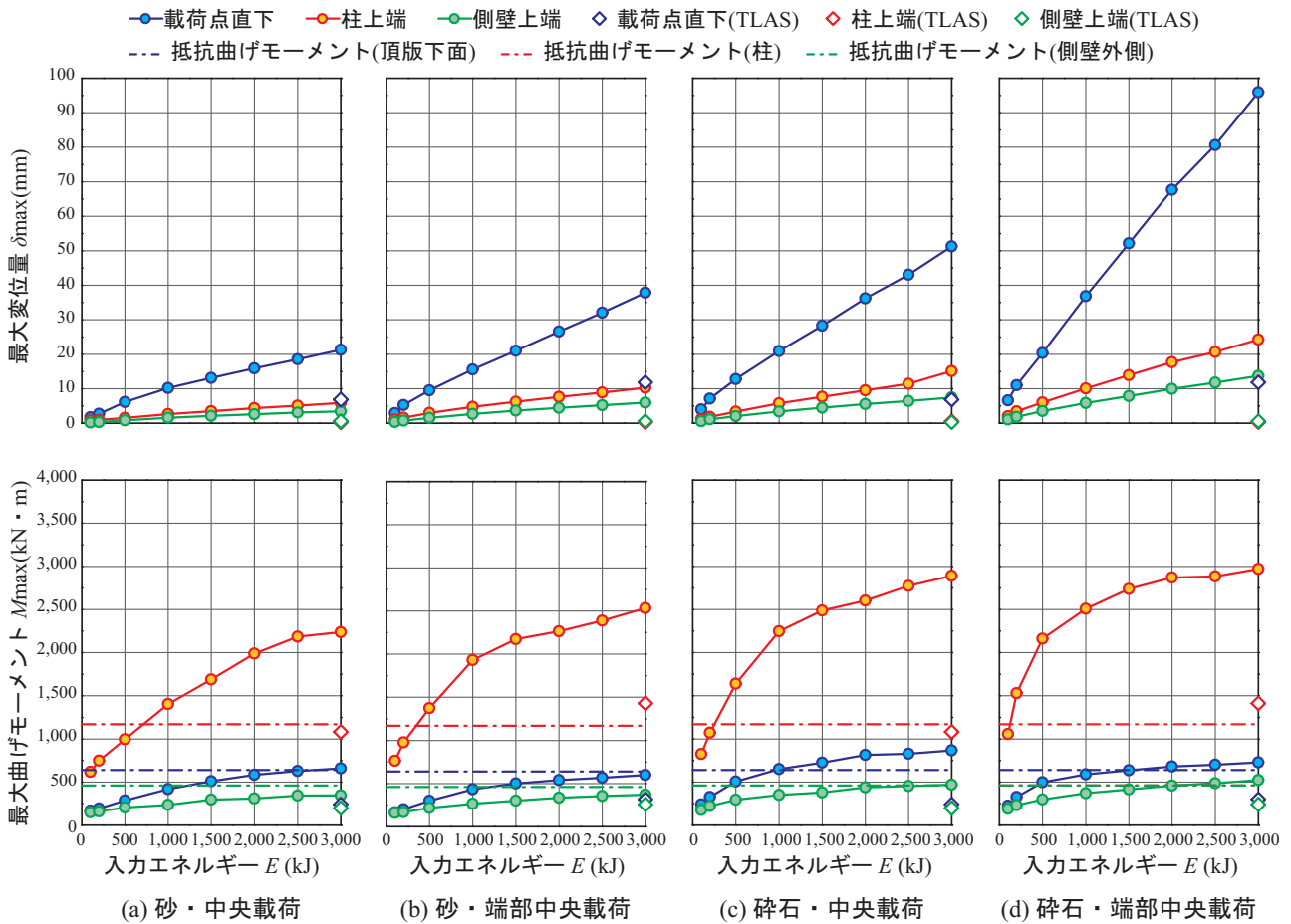


図-13 最大変位量および最大曲げモーメントー入力エネルギー関係

衝撃力波形を示している。入力波形はロックシェットの耐衝撃設計⁹⁾を参考に重錘衝撃力波形を台形状に簡易化し、荷重範囲にある節点に面積比を考慮し分割して入力している。最大衝撃力は振動便覧式等により算出するものとし、ラーメの定数は表-5に示す値を採用した。表-6には、算出した最大衝撃力の一覧を示している。荷重範囲は敷砂に衝突する点を中心に重錘径で作用するものと仮定し、荷重面積比を考慮して各部材に入力している。また、三層緩衝構造に関しては、 $3.0 \times 3.0 \text{ m}$ に等分布に分散するものとした。なお、前述の通り、敷砂はその質量のみを頂版に付加しており、荷重荷重は直接頂版骨組へ入力している。

4.2 三次元動的骨組解析結果

(1) 各部材の最大応答値と入力エネルギーの関係

図-13には、各種緩衝材を設置した場合の頂版荷重点直下、柱上端および側壁上端部における最大変位量および最大曲げモーメントと入力エネルギーの関係を示している。

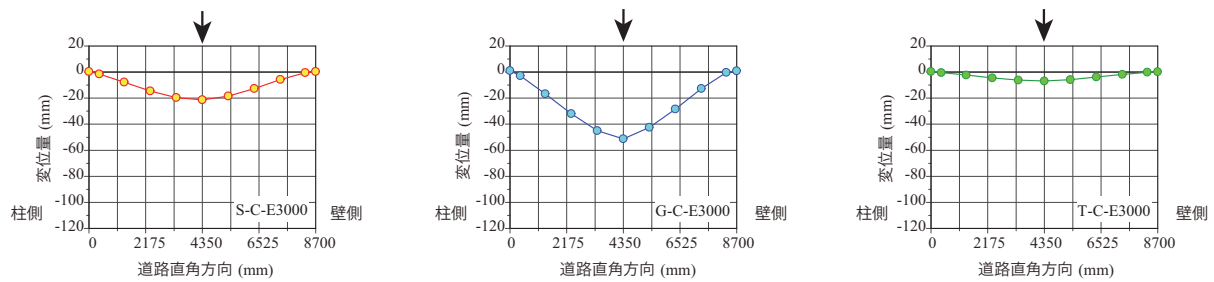
最大変位量ー入力エネルギーの関係より、最大変位量はいずれの着目箇所においても入力エネルギーの増加に伴いほぼ線形に増加していることが分かる。一

方、最大曲げモーメントー入力エネルギーの関係に着目すると、 $E = 1,000 \text{ kJ}$ までは入力エネルギーの増加に伴い最大曲げモーメントも増加する傾向にあるが、 $E = 1,500 \text{ kJ}$ 以上の場合には増加割合が減少する傾向を示している。これは、鉄筋の降伏を境界に作用力の増加割合が小さくなるためと推察される。

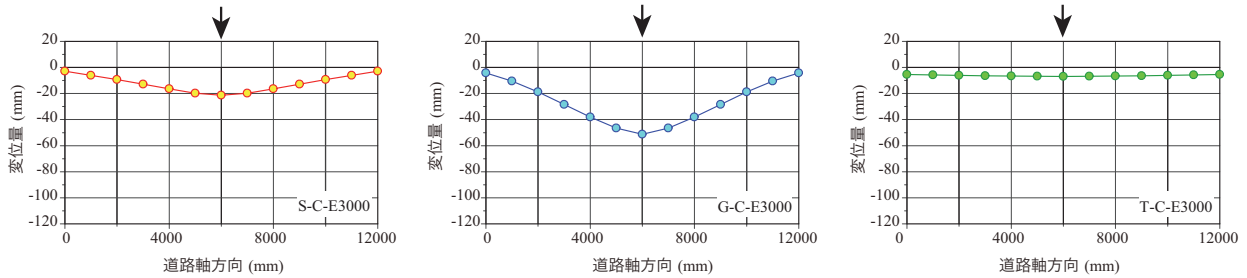
また柱上端部に着目すると、端部中央荷重の場合には、入力エネルギーが小さい時点で変曲点(勾配変化点)を迎えていることが分かる。これは、中央荷重の場合には両脇の柱で支持しているのに対し、端部中央荷重の場合には片側1本の柱のみで支持しているため、見かけの耐荷力が中央荷重に比較して小さく評価されるためと推察される。

(2) 最大変位発生時における各種緩衝構造の変位およびモーメント分布

図-14および図-15には、各種緩衝材を設置し、入力エネルギーが $E = 3,000 \text{ kJ}$ で最大変位発生時における(a)頂版部の道路直角方向および(b)道路軸方向の変位分布、(c)荷重位置断面および(d)隣柱中心断面における曲げモーメント分布を、中央荷重と端部中央荷重の場合について示している。なお、(c)、(d)図のモーメント値は、頂版、側壁および底版については単

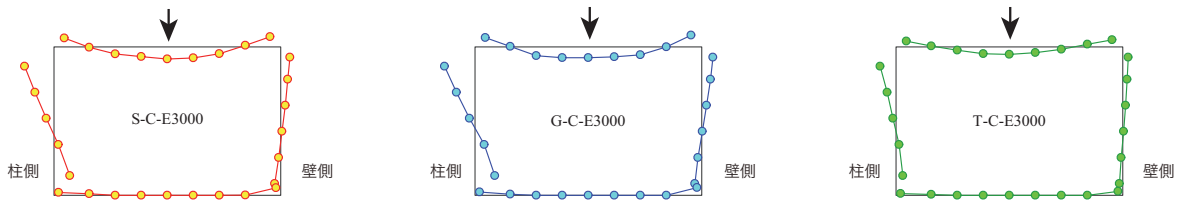


(a) 荷重位置断面の頂版変位分布(道路直角方向)



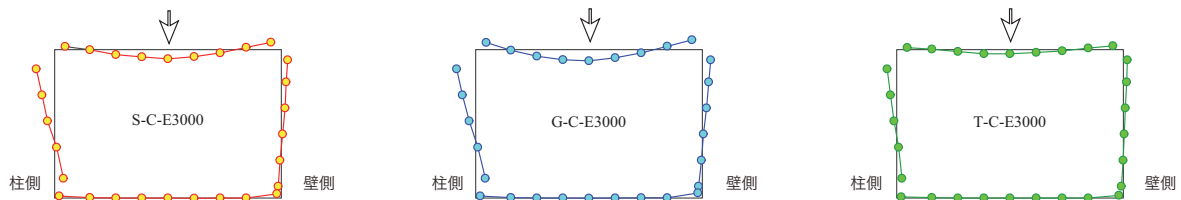
(b) 荷重位置断面の頂版変位分布(道路軸方向)

⊥ 1000 kNm/m (頂板, 側壁および底板), 1000kNm/本(柱)



(c) 荷重位置断面に関するモーメント分布(道路直角方向断面)

⊥ 1000 kNm/m (頂板, 側壁および底板), 1000kNm/本(柱)



(d) 隣柱中心断面に関するモーメント分布(道路直角方向断面)

図-14 最大変位発生時における各種緩衝構造の変位およびモーメント分布(中央荷重, $m = 10\text{ t}$, $H = 30\text{ m}$ の場合)

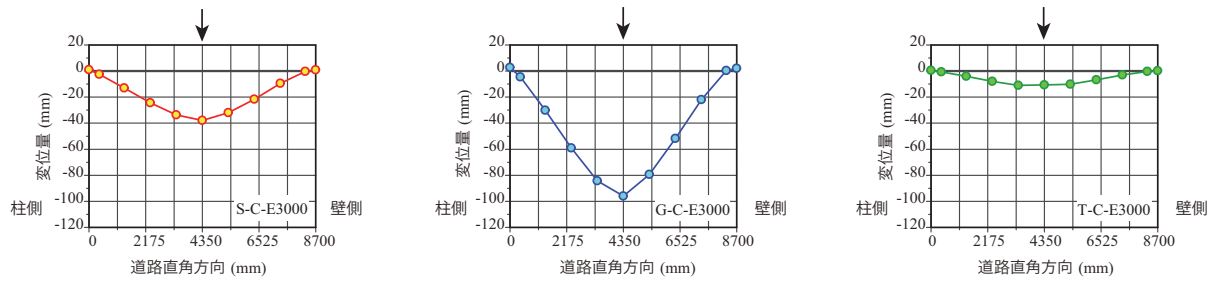
位長さ 1 m 当たり, 柱は 1 本当たりとして出力している。

(a) 図より, 中央荷重および端部中央荷重共に, 最大変位量は碎石, 砂, 三層緩衝構造の順で小さくなることから, 各緩衝材の緩衝効果が確認できる。また, 最大変位発生位置は荷重点直下近傍となるが, 変位分布は僅かに柱側に偏る傾向を示している。これは, 側壁と柱の断面剛性を比較した際に柱のそれが小さいことによるものと推察される。

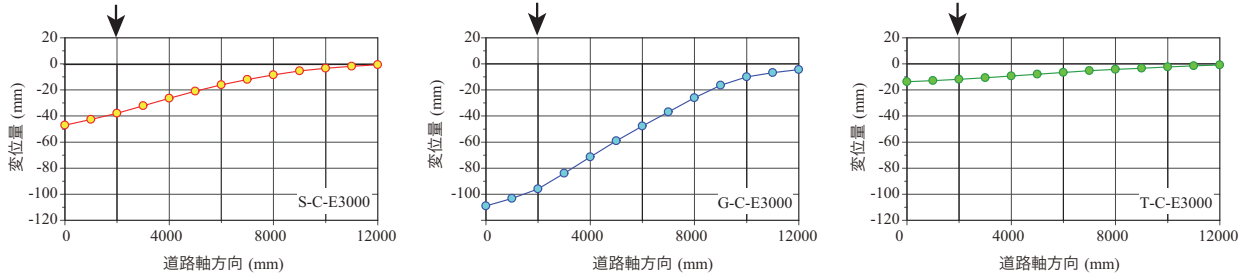
(b) 図に着目すると, 最大変位量は (a) 図の道路直角方向と同様の傾向である。中央荷重の場合において, 緩衝材が碎石および砂の場合における最大変位発生位

置は中央であり, ブロック端部に向かい零に漸近する傾向を示している。一方, 三層緩衝構造の場合には, 中央部と端部変位の差が小さい。これは, 三層緩衝構造の場合には, 衝撃力を頂版全体に広く分散し, 衝撃力を効果的に緩和するシステムであることを示唆している。一方, 端部中央荷重においては, 緩衝工の種類にかかわらず最大変位発生位置は荷重点側のブロック端部となり, 変位量は他端のブロック端部に向かって徐々に小さくなり, 零に漸近する傾向を示している。

(c) 図および (d) 図より, いずれの場合においても静的な固定支持門型骨組と同様なモーメント分布性状を呈していることが分かる。また, モーメント図は, 柱

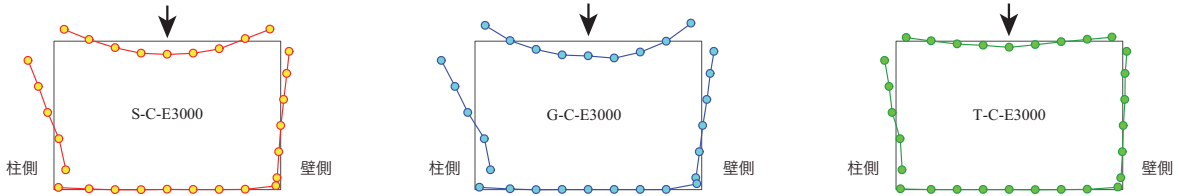


(a) 荷重位置断面の頂版変位分布 (道路直角方向)



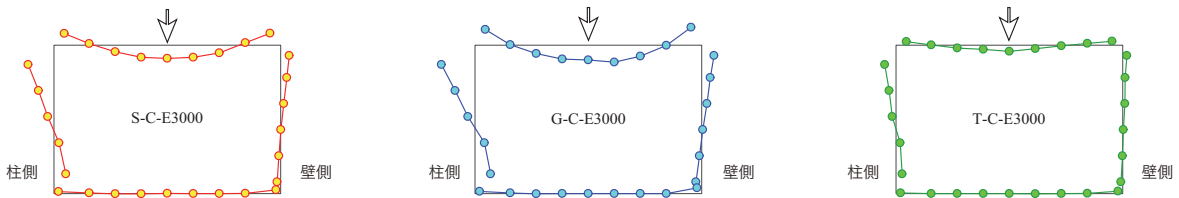
(b) 荷重位置断面の頂版変位分布 (道路軸方向)

⊥ 1000 kNm/m (頂板, 側壁および底版), 1000kNm/本 (柱)



(c) 荷重位置断面に関するモーメント分布 (道路直角方向断面)

⊥ 1000 kNm/m (頂板, 側壁および底版), 1000kNm/本 (柱)



(d) 隣柱中心断面に関するモーメント分布 (道路直角方向断面)

図-15 最大変位発生時における各種緩衝構造の変位およびモーメント分布 (端部中央荷重, $m = 10$ t, $H = 30$ m の場合)

は1本当たり, その他は1m当たりで示しているが, 柱間隔4m当たりで側壁と柱のモーメントの分配を見ると, モーメントは柱上端に偏る傾向を示している. これは, 衝撃荷重荷重によって荷重点近傍部が局所的に損傷を受けると共に, その損傷によって衝撃エネルギーが吸収され, 下部への応力波の伝播が抑制されるためと推察される. 一方, 隣柱中央断面位置でのモーメント分布について中央荷重と端部中央荷重とで比較すると, 前者は両側2本の柱で支持されるのに対し, 後者は片側1本の柱で支持されるため, 隣柱中央断面位置でのモーメント分布は端部中央荷重の場合が大きくなる傾向を示す.

(3) 各骨組断面のひずみ分布

図-16には, 最大変位発生時における各部材代表位置におけるひずみ分布を示している. 入力エネルギーが $E = 3,000$ kJ で, 衝撃荷重荷重位置が中央および端部中央の場合において, 緩衝材を敷砂と碎石の場合について, それぞれ頂版 (荷重点位置), 側壁 (荷重断面位置), 柱上端 (荷重断面位置) および隣接する柱上端断面における累積ひずみを示している. (a) 図より, いずれのケースにおいても, 頂版下面引張側主鉄筋位置では鉄筋の降伏ひずみ ($1,700 \mu$ 程度) を超過していることがわかる. 一方, 頂版上縁の圧縮側を見ると G-E-E3,000 の場合には, コンクリートの終局限界圧縮

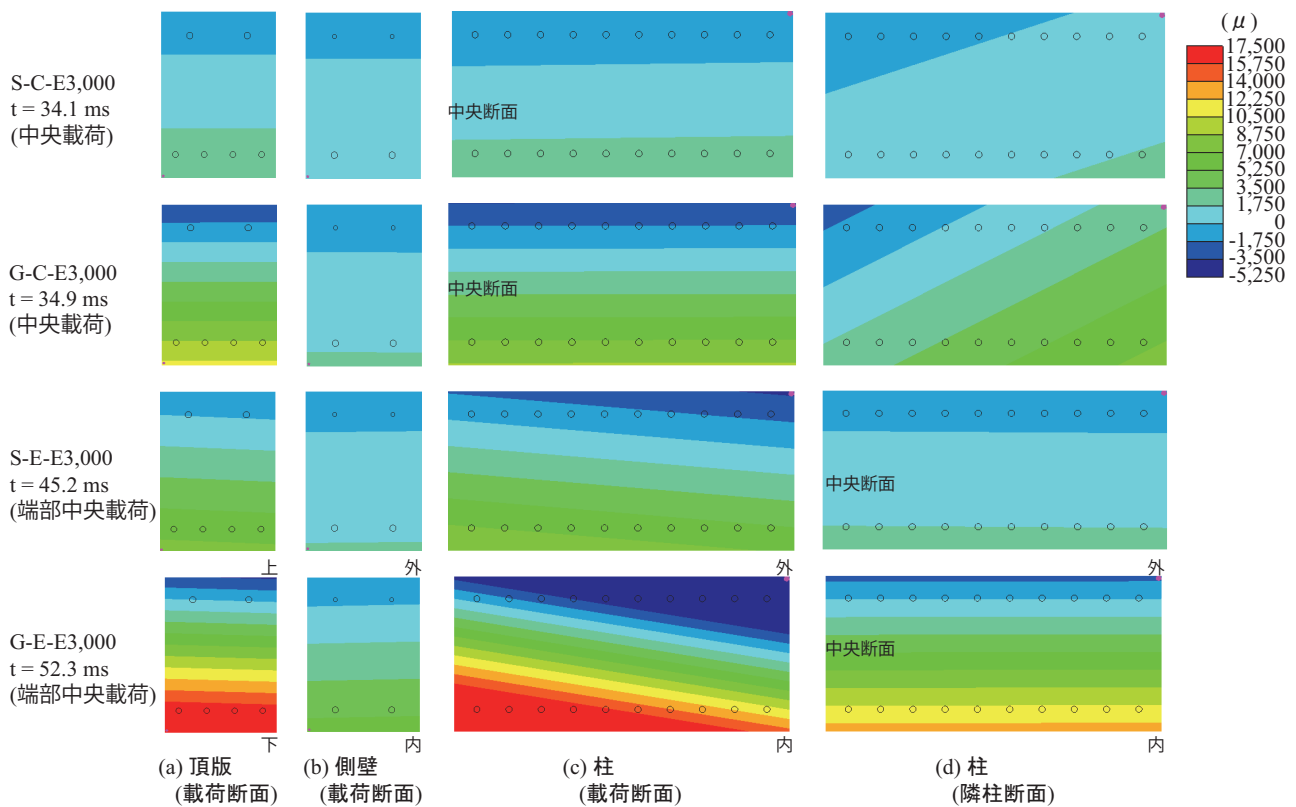


図-16 各部材におけるひずみ分布図

ひずみ ($3,500 \mu$) を超過し部分的な圧壊の可能性が示唆されるが、他のケースの場合には降伏ひずみ ($1,500 \mu$) 以下となっている。(b) 図より、いずれのケースも頂版に比べひずみ量は小さく、G-E-E3,000 の場合以外は引張・圧縮ともに降伏ひずみ以下となっている。(c), (d) 図より、中央荷重・端部中央荷重の如何に関わらず中央断面位置の柱には大きな偏心荷重(曲げねじり)の傾向は認められないが、両外側断面の柱には偏心荷重の傾向が確認される。これにより、S-E-E3,000 および G-E-E3,000 の場合には、柱内側隅角部において終局限界圧縮ひずみを超過し、実験時には柱上端付け根近傍で圧縮破壊が起こる可能性を示唆している。

5. まとめ

本研究では、性能照査型耐衝撃設計法の確立に向けた実規模ロックシェッドの実験に際して、現状の設計法に準拠し許容応力度設計法に基づいた試験体の断面設計を実施した。また、各入力エネルギーレベルにおける耐衝撃性状を把握するための実験計画案を立案するために、三次元的骨組解析法を用いた数値解析を実施した。本研究の範囲で得られた結果をまとめると、以下の通りである。

- (1) 入力エネルギー $E = 100 \text{ kJ}$ の条件下で、許容応力度法に基づいて断面設計した場合には、頂版、

柱、側壁等の各部材厚は 70 cm と一般的なロックシェッドより若干薄い躯体形状となった

- (2) ファイバー要素を用いた三次元的骨組解析法に基づき、入力エネルギー $E = 3,000 \text{ kJ}$ までの耐衝撃性状を確認したところ、以下の性状が想定された。

- 1) 三層緩衝構造を設置する場合には、入力エネルギーが $E = 3,000 \text{ kJ}$ の場合においても、各部材は許容応力度以下に収まり、高い緩衝性能が確認できた。
- 2) 砂および砕石を用いる場合には、 $E = 3,000 \text{ kJ}$ において、頂版上縁および柱上端内側ではコンクリートの限界圧縮ひずみである $3,500 \mu$ を超過し、局部的に圧壊する。
- 3) 柱と側壁の動的挙動を比較すると、柱部側は相対的に曲げ剛性が小さいこともあり、変形も大きく曲げモーメントが集中する傾向にある。更に、外側柱に対しては偏心荷重状(曲げねじれ)になるため、外側柱上端付け根部から損傷が先行することが示唆された。

本文では、三次元的骨組解析法を用いた数値解析により、実規模ロックシェッドに関する重錘落下衝撃実験に際しての各入力エネルギーレベルに対しての耐衝撃挙動に関する事前評価を行った。

今後は、二次元静的骨組解析結果および三次元動的骨組解析結果を実験結果と比較検討し、現行設計法の安全余裕度の確認および新しい設計法の適用性について検討を行う予定である。

謝辞：本研究の実施に当たり、室蘭工業大学大学院工学研究科博士前期課程建築社会基盤系専攻の佐伯侑亮君に多大なるご支援を戴いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：落石対策便覧，2000.6.
- 2) 山口 悟，岸 徳光，今野久志，西 弘明：敷砂緩衝材を有する RC 製ロックシェッド模型に関する衝撃載荷実験，構造工学論文集，Vol.56A，pp.1149-1159，2010.3
- 3) 西 弘明，岸 徳光，牛渡裕二，今野久志，川瀬良司：敷砂緩衝材を設置した 1/2 縮尺 RC 製ロックシェッド模型の重錘落下衝撃実験，構造工学論文集，Vol.57A，pp.1173-1180，2011.3
- 4) 岸 徳光，牛渡裕二，今野久志，山口 悟，川瀬良司：重錘落下衝撃荷重を受ける 1/2 スケール RC 製ロックシェッド模型に関する数値解析的検討，構造工学論文集，Vol.58A，pp.1029-1040，2012.3
- 5) 今野久志，岸 徳光，山口 悟，牛渡裕二：載荷

位置を変化させた 1/2 縮尺 RC 製ロックシェッド模型の耐衝撃挙動に関する数値解析的検討，コンクリート工学論文集，Vol.34，No.2，pp.673-678，2012.6

- 6) 北海道開発局：道路防災工調査設計要領(案)落石対策編，1990.3
- 7) 牛渡裕二，今野久志，小室雅人，保木和弘，岸徳光：RC 製ロックシェッドに関するファイバー要素を用いた三次元骨組動的応答解析法の適用性検討，構造工学論文集，Vol.59A，2013.3
- 8) 牛渡裕二，小室雅人，今野久志，岸 徳光：衝撃荷重を受けた RC 製ロックシェッドに関する三次元骨組動的応答解析法の適用性検討，コンクリート工学論文集，Vol.35，No.2，pp.703-708，2013.6
- 9) (社)土木学会：ロックシェッドの耐衝撃設計，平成 10 年 11 月 1 日
- 10) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，2012.3
- 11) 土木・建築設計計算支援ソフトウェア SUCCES <http://www.kts.co.jp>
- 12) 3 次元有限要素法 (FEM) 解析プログラム Engineer's Studio, <http://www.forum8.co.jp>

(2013 年 9 月 25 日受付)