

落石防護擁壁模型の重錘衝突実験と数値解析的検討

EXPERIMENTAL AND NUMERICAL STUDIES ON DYNAMIC BEHAVIOR OF
ROCK KEEPING WALLS UNDER IMPACT LOADING

岸 徳光* 佐藤昌志** 今野久志*** 松岡健一****

Norimitsu KISHI, Masashi SATO, Hisashi KONNO and Ken-ichi MATSUOKA

* 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

** 工博 北海道開発局開発土木研究所室長 構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

*** 工修 北海道開発局開発土木研究所研究員 構造研究室 (〒062-8602 札幌市豊平区平岸 1-3)

**** 工博 室蘭工業大学教授 工学部建設システム工学科 (〒050-8585 室蘭市水元町 27-1)

In this study, in order to study the dynamic behavior of rock keeping concrete walls under impact loading, prototype impact test is performed by striking a steel weight against the walls. Here, the height and width of wall are taken as experimental variables which are 1, 2 and 3 m in height and 1 and 2 m in width. In this study, two types of loading are applied which are an iterative loading with an increment of about 1 m/sec impact velocity and a single loading with the maximum impact velocity at the iterative loading. An elasto-plastic dynamic response analysis is also performed to consider an applicability of FEM numerical analysis on this type of impact problems. The results obtained from this study are as follows: 1) the failure mode of wall depends upon the height of loading point: a bending-shear type of failure for a higher loading point and a pure shear failure for a lower one; 2) the effective width of wall for simple design procedure should be taken as unit length (1m); and 3) a proposed numerical analysis method can be applied to this type of impact problems.

Key Words: rock falling, impact, rock keeping wall, elasto-plastic analysis

1. はじめに

山岳道路脇には小規模落石等の防災対策の一つとして落石防護擁壁が設置されている(図-1)。落石防護擁壁には通常重力式コンクリート擁壁が用いられている。現在、落石防護擁壁の設計は昭和 58 年度版落石対策便覧¹⁾に基づいて行われており、落石や崩土の持つ運動エネルギーを擁壁本体および支持地盤の変形エネルギーに換えて吸収することにより、落石や崩土を阻止させるものである。具体的には、設置場所の地形、地質のほか、落石に対する条件としては予想される落石の重量、落下高さ、崩土に対しては予想される土量、崩落高さなどを考慮し、安定解析によって躯体形状を決定している。しかしながら、落石衝突による破壊も含め、その妥当性が必ずしも検証されたものとなっていないことから、一部の研究機関で実験的な研究^{2),3)}が行われている。

本研究では、落石防護擁壁の合理的な耐衝撃設計法を確立するための基礎資料を得ることを目的として、断面形状を実規模程度とした落石防護擁壁模型に関する重錘衝突実験を行った。本研究では、落石防護擁壁が比較的硬い地盤上に設置されている場合を想定し、擁壁模型の高さや幅、重錘衝突位置、重錘重量を変化させ、最大重錘衝撃力や擁壁に発生するひびわれなどの損傷の程度に着目して検討を行った。また、この種の構造物の簡易な衝撃応答解析を可能にするために実験ケースの一部に対

して弾塑性衝撃応答解析も試み、実験結果と比較することによって、解析手法の妥当性および適用性について検討を行った。従って、本数値解析では、コンクリートの弾塑性特性を簡略な形で考慮するために、圧縮側に対してはバイリニアで完全弾塑性型、引張側に対しては設定応力値に到達後は応力を伝達しないものとする簡易なモデルを用いている。また、コンクリートの歪速度効果は考慮していない。

2. 実験概要

2.1 実験方法

図-2 は本実験に用いた実験装置を示している。落石防護擁壁(以下、擁壁)は一般的に良質な支持層に根入れされていることから、実験では擁壁の転倒および損傷

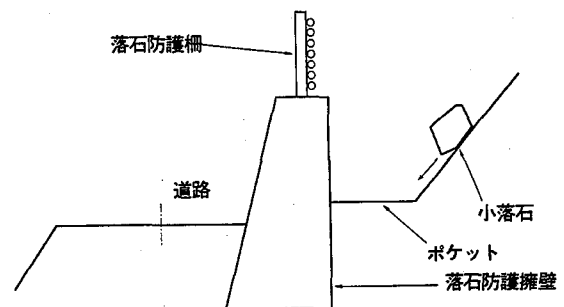


図-1 落石防護擁壁

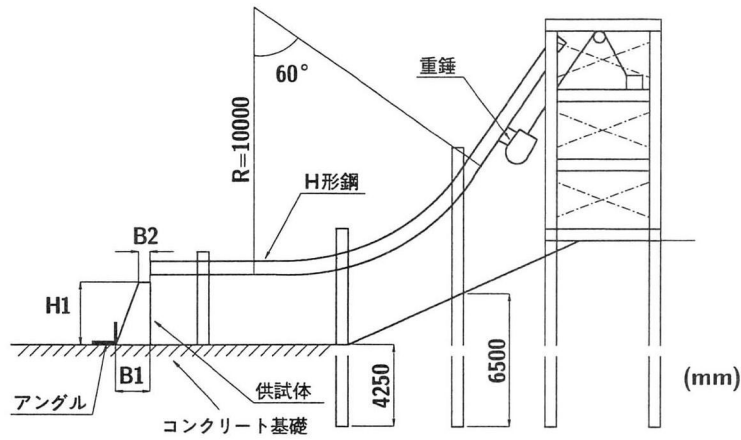


図-2 実験装置概要図

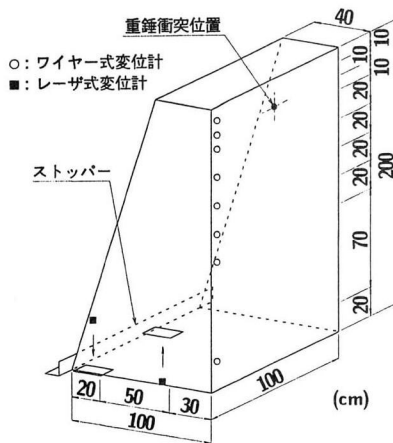


図-3 測定位置概要図

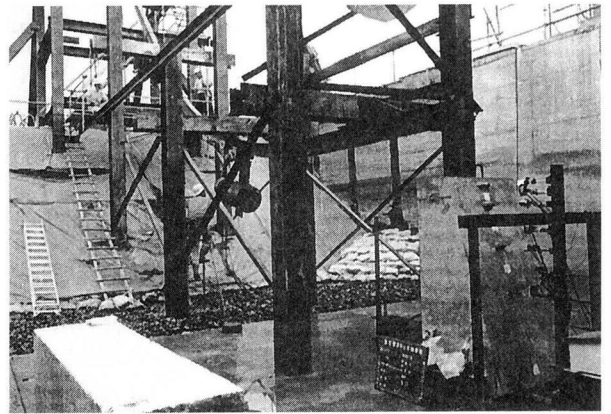


写真-1 実験風景

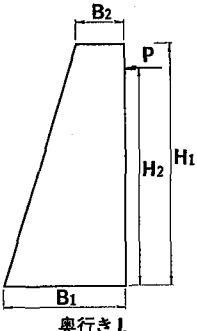
にのみ着目し検討することとした。そのため、実験ではコンクリート基礎上に段差を設けて水平移動を拘束することとした。重錘は、円柱状で載荷部が球状の鋼製重錘（9.8kN 用：直径 50cm，2.94kN 用：直径 41cm）を使用した。衝撃力は重錘を擁壁に衝突させることにより与えたが、その方法は図-2に示すように、H形鋼をガイドレールとし、重錘を擁壁の所定の位置に滑動落下させ水平衝突させることとした。載荷方法は繰り返し載荷と単一載荷である。繰り返し載荷は重錘の衝突速度を 1 m/sec 刻みで増加させ、擁壁がコンクリートのひびわれの貫通によって破壊するか、転倒するまで実験を継続して行った。単一載荷実験における載荷速度は、同一条件で行われた繰り返し載荷実験で破壊および転倒した最終衝突速度を基に決定した。なお、ガイドレールと重錘との摩擦により、必ずしも設定どおりの衝突速度が得られないことより、本実験では光电管を設置し実測により正確な衝突速度を求めている。実験における測定項目は図-3に示しているように、歪ゲージ型加速度計による重錘の加速度と、レーザ式およびワイヤー式変位計による擁壁の変位である。しかしながら、擁壁の変位に関しては精度のよい波形が得られていないため、本論文ではこの部分を考察から除いている。また、実験終了後にひび

われ状況を記録し、ひびわれおよび破壊性状を検討した。写真-1には実験風景を示している。

2.2 実験ケース

擁壁の断面形状は、実構造でよく用いられている標準断面⁴⁾を参考に擁壁高さを H_1 として、天端および基部の壁厚をそれぞれ $B_1 = H_1/2$ ， $B_2 = H_1/5$ とした。表-1には本研究で行われた実験ケースを一覧にして示している。表中の実験ケースは擁壁高さ (m)，基部から測定した衝突位置（擁壁高さに対する比），擁壁の幅 (m)，載荷方法（繰り返し載荷：C，単一載荷：S），重錘重量 (kN) をハイフンで結んで表している。落石対策便覧では、落石の衝突高さをすべて $0.9H_1$ としているが、本研究では、擁壁の損傷程度を検討するために、表に示しているように $0.9H_1$ の他、 $0.7H_1$ ， $0.5H_1$ の場合についても実験を行っている。なお、重錘載荷点部の壁厚は衝突位置 $0.9H_1$ において W1，W2，W3 でそれぞれ 0.23，0.46，0.69 m であり、W2- $0.7H_1$ ，- $0.5H_1$ でそれぞれ 0.58，0.70 m である。擁壁は通常無筋コンクリート構造として設計されていることより、本研究においても実構造に即して無筋コンクリート構造とした。実験時のコンクリートの力学的特性は平均圧縮強度 $f'_c = 21.07$

表－１ 実験ケース一覧

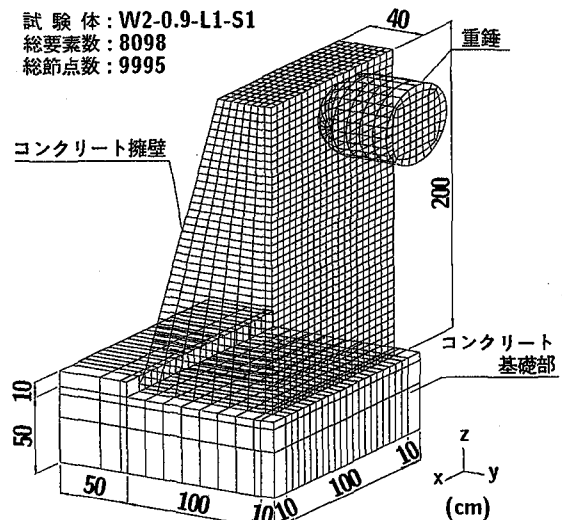
形状図	実験ケース	供試体形状寸法 (m)				衝突位置	載荷方法	重錘重量
		H_1	B_1	B_2	L	H_2		W (kN)
 奥行き L	W1-0.9-L1-C1	1.00	0.50	0.20	1.00	$0.9H_1$	繰り返し	9.8
	W2-0.9-L1-C1	2.00	1.00	0.40				
	W3-0.9-L1-C1	3.00	1.50	0.60				
	W2-0.7-L1-C1	2.00	1.00	0.40	2.00	$0.7H_1$		
	W2-0.5-L1-C1					$0.5H_1$		
	W2-0.9-L2-C1					$0.9H_1$		
	W2-0.9-L1-C0.3				1.00		単一	2.94
	W1-0.9-L1-S1	1.00	0.50	0.20				9.8
	W2-0.9-L1-S1	2.00	1.00	0.40				
	W3-0.9-L1-S1	3.00	1.50	0.60				
	W2-0.7-L1-S1	2.00	1.00	0.40	1.00	$0.7H_1$		
	W2-0.5-L1-S1					$0.5H_1$		
	W2-0.9-L1-S0.3					$0.9H_1$		2.94

MPa, 弾性係数 $E_c=20.58$ GPa, ポアソン比 $\nu_c=0.18$ である。実験ケースは W2-0.9-L1-C1 を基本とし、擁壁高さ、重錘衝突位置、擁壁延長、重錘重量を変化させた場合について繰り返し載荷実験を行っている。また、重錘衝突位置、重錘重量を変化させた場合については単一載荷実験も行い、繰り返し載荷実験結果との比較や数値解析結果との比較検討を行っている。

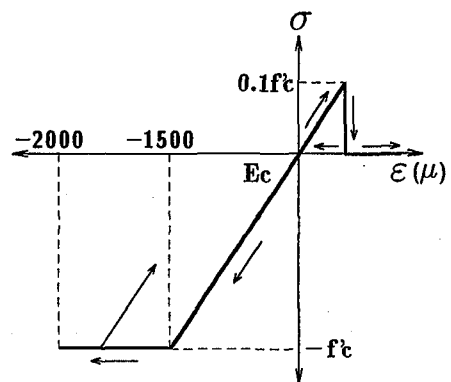
3. 解析仮定

3.1 擁壁のモデル化

本数値解析に用いた非線形衝撃応答解析用汎用プログラム LS-DYNA⁵⁾は、衝突体に衝突時の速度を与えることにより衝突体と被衝突体の一体解析が可能である。本研究では、表－１に示す擁壁高さ、衝突位置、重錘重量、衝突速度の異なる6体の擁壁を対象とし、単一載荷で載荷させた場合について数値解析を行った。本数値解析で用いた要素は、6節点あるいは8節点の三次元固体要素である。なお、コンクリート擁壁は弾塑性体と仮定しているが、コンクリート基礎部、重錘に関しては、実験終了後の観察によってひびわれや著しい塑性変形が確認されなかったことより簡略化して弾性体と仮定した。また、擁壁とコンクリート基礎部、重錘と擁壁の要素間には浮き上がりやリバウンドを評価するために、面と面の接触・剥離を伴う滑りを考慮した接触面を定義している。本数値解析では、コンクリート擁壁面の衝突部に重錘要素を配置し、その重錘要素に衝突時の速度を与えることにより重錘を擁壁に衝突させている。解析モデルの総要素数、総節点数は各試験体によって若干異なるが、いずれの試験体についてもそれぞれ 8000、10000 程度となっている。図－４には要素分割の一例として、試験体 W2-0.9-L1-S1 全体の要素分割図を示している。なお、全数値解析時間は 40 msec である。1 ケース当たりの解析所要時間は HP9000/C180 で約 1 時間である。



図－４ 要素分割図 (W2-0.9-L1-S1)



図－５ コンクリートの応力－歪曲線モデル

表－２ 数値解析に用いた力学的特性

材料名	弾性係数 (GPa)	圧縮強度 (MPa)	ポアソン 比	密度 (g/cm ³)
コンクリート	20.58	21.07	0.18	2.35
鋼 (重錘)	205.8	—	0.30	7.85

3.2 物性モデル

本数値解析ではコンクリートに対する弾塑性体モデルとして LS-DYNA にあらかじめ組み込まれている物性モデルを用いることとした。コンクリート要素には引張による破壊を考慮したモデルを用いている。このモデルは要素の負圧力（応力として評価する場合には三方向の直応力成分の平均値でこの値が引張応力である場合）がカットオフ値に達した段階でいずれの方向へも引張応力が伝達しないように定義されている。なお、降伏の判定は von Mises の降伏条件に従うこととしている。図-5 には本数値解析に用いたコンクリートの応力-歪関係を示している。本研究では降伏応力として圧縮強度 f'_c をとり、降伏歪を 0.15% と仮定した。また、引張側の破壊応力は降伏応力の 1/10 と仮定している。表-2 には解析に用いたコンクリート（擁壁、コンクリート基礎部）および重錘の力学的特性を示している。なお、コンクリートの物性値は実験時の材料試験結果に基づいて決定している。

4. 実験結果

先に述べたように、繰り返し載荷実験では、擁壁がコンクリートのひびわれの貫通によって破壊するか、転倒するまで継続して行ったが、本実験では W1 試験体のみが転倒しており、他の試験体は曲げ、またはせん断ひびわれの貫通により終局状態となっている。

4.1 最大重錘衝撃力と重錘衝突速度の関係

図-6 は繰り返し載荷実験および単一載荷実験に関する衝突時の最大重錘衝撃力と重錘衝突速度の関係を示している。(a) 図は擁壁高さ H_1 、(b) 図は衝突位置 H_2 、(c) 図は擁壁幅 L 、(d) 図は重錘重量 W を変化させた場合について比較して示している。なお、最大衝撃力は、重錘底部に取り付けた加速度計より得られる最大重錘加速度に重錘質量を乗じて評価した値としている。また、単一載荷実験の重錘衝突速度は、同一条件で行なわれた繰り返し載荷実験の最終衝突速度である。

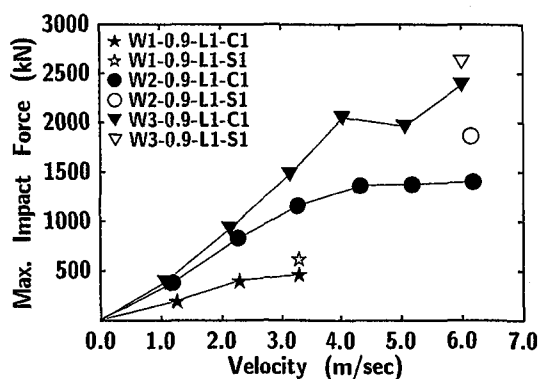
(a) 図より、擁壁高さ H_1 を変化させた場合について比較検討すると、擁壁の高さに対応して最大衝撃力も大きくなっていることが分かる。これは、擁壁が高くなることにより、基部および重錘衝突位置の擁壁厚が比例して厚くなることより、載荷点部の曲げ剛性が大きくなるためと推察される。W1 においては、繰り返し載荷、単一載荷ともに衝突速度 3 m/sec で転倒しており、最大衝撃力値も一定値に漸近する傾向がみられる。これは、擁壁高さが低く、擁壁の重量も小さくなることによって転倒に要するエネルギーが軽減されるため、衝突部近傍の損傷の進行よりも転倒モーメントが卓越するためと考えられる。最大衝撃力は、W2、3 において衝突速度 4 m/sec までほぼ線形に増加している。しかしながら、その後は一定値に漸近する傾向にある。また、繰り返し載

荷と単一載荷の結果を比較すると、いずれのケースにおいても単一載荷による最大衝撃力値が繰り返し載荷による最大衝撃力値より大きな値を示している。これは、繰り返し載荷によって、衝突部近傍にひびわれ等の損傷が進行することにより、損傷部が緩衝材的な働きを示し、衝突衝撃力を小さくするためと推察される。

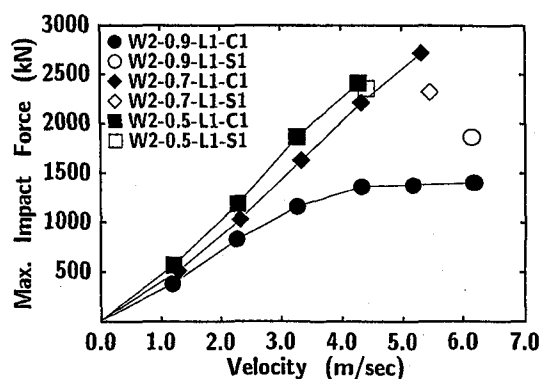
(b) 図の衝突位置を変化させた場合に関して、 $H_2 = 0.7, 0.5H_1$ の両載荷点について比較すると、 $H_2 = 0.7H_1$ 載荷点の場合が 1 m/sec だけ大きい衝突速度で終局に至っている。しかしながら、両者の最大衝撃力値には大差がなく、終局に至るまでほぼ線形に増加している。一方、 $H_2 = 0.9H_1$ 載荷点の場合には衝突速度が 6 m/sec で終局に至っているものの、4 m/sec 以降の最大衝撃力値はほぼ一定となっている。繰り返し載荷と単一載荷の場合を比較すると、 $H_2 = 0.9H_1$ 載荷点の場合には単一載荷時の最大衝撃力値が大きな値を示しているのに対し、 $H_2 = 0.7, 0.5H_1$ 載荷点の場合には繰り返し載荷による最大衝撃力値が若干大きな値を示している。これは、図-10 のひびわれ図からも類推されるように、破壊モードの違いによるものと考えられる。すなわち、 $H_2 = 0.9H_1$ 載荷点の繰り返し載荷の場合には、載荷点が高いために断面方向に曲げせん断型のひびわれが発生し、繰り返し回数および衝突速度の増大とともに損傷が蓄積されエネルギー吸収量も増大するため、単一載荷の場合より小さな衝撃力になるものと考えられる。一方、 $H_2 = 0.7, 0.5H_1$ 載荷点の場合には、載荷点近傍部に水平に純せん断型のひびわれが発生しており、繰り返し載荷による損傷の蓄積度合が小さく載荷方法に依存せずに入力エネルギーが一定レベル以上になると脆性的に純せん断型ひびわれが進展し終局に至るためと推察される。また、 $H_2 = 0.7, 0.5H_1$ とも $H_2 = 0.9H_1$ より小さな衝突速度で終局に至っており、この種の擁壁の設計に当たっては載荷位置の検討も重要であることを示している。

(c) 図の擁壁幅を変化させた場合について比較検討すると、幅 1 m、2 m で最大衝撃力は同様な分布を示しているが、幅 2 m の場合の終局衝突速度が幅 1 m の場合より 2 m/sec 程度小さい。これは、図-10 のひびわれ図に示されているように、幅 2 m の場合には自重等により幅方向の拘束度合が大きくなり、損傷が載荷点部に集中し破壊が載荷点部の局部破壊に支配されるためと考えられる。これより、1) 発生衝撃力は主に擁壁高さ方向の剛性に依存していること、2) 本擁壁は無筋構造であることより、終局耐力は材料強度に強く依存し、有効幅は 1 m 程度であることが明らかとなった。

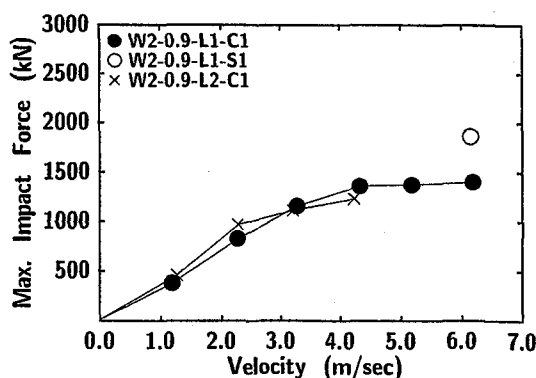
(d) 図の重錘重量を変化させた場合の結果より、 $W = 2.94$ kN 重錘の場合には $W = 9.8$ kN 重錘の場合より小さい衝撃力が発生している。しかしながら、その値は後者の 1/2 程度であり重錘重量と比例したものとはなっていない。また、終局衝突速度も両者 6 m/sec 程度であり、終局に至る入力エネルギーは必ずしも一定値になら



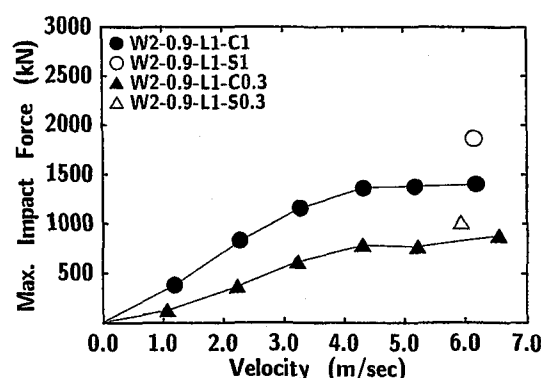
(a) 擁壁高さ H_1 を変化させた場合



(b) 衝突位置 H_2 を変化させた場合



(c) 擁壁幅 L を変化させた場合



(d) 重錘重量 W を変化させた場合

図-6 最大重錘衝撃力と重錘衝突速度の関係

ないようである。単一載荷による最大衝撃力値については、擁壁高さを変化させた場合と同様に、単一載荷による最大衝撃力値が繰り返し載荷による最大衝撃力値より大きな値を示している。これは、前述と同様に、繰り返し載荷によって衝突部近傍にひびわれ等の損傷が進行することにより衝突重錘の運動エネルギーが吸収され、その部分が緩衝材的な作用をするためと推察される。

4.2 最大重錘衝撃力と重錘衝突エネルギーの関係

図-7は繰り返し載荷実験および単一載荷実験に関する衝突時の最大重錘衝撃力と重錘衝突エネルギーの関係を示している。(a)図は擁壁高さ H_1 、(b)図は衝突位置 H_2 、(c)図は擁壁幅 L 、(d)図は重錘重量 W を変化させた場合について比較している。重錘衝突エネルギー E は、重錘の質量 M 、衝突速度 V を用いて $E = MV^2/2$ の式より求めている。

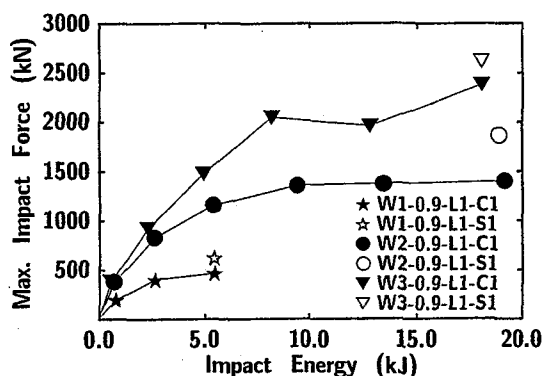
(a)、(b)、(c)図の結果は図-6の重錘の衝突速度を横軸に取った場合と類似の性状を示していることがわかる。一方、(d)図の重錘重量 W を変化させた場合の結果より、 $E = 2.5 \text{ kJ}$ 程度までは両者でほぼ等しい最大衝撃力が発生していることがわかる。また、 $W = 9.8 \text{ kN}$ 重錘による単一載荷実験の最大衝撃力値は、 $W = 9.8 \text{ kN}$ 重錘による繰り返し載荷実験の最大衝撃力値とほぼ等しい

値を示している。これより、損傷の程度が小さい領域までは重錘重量に関わらず、重錘衝突エネルギー E に対応してほぼ等しい最大衝撃力が発生するものと判断される。

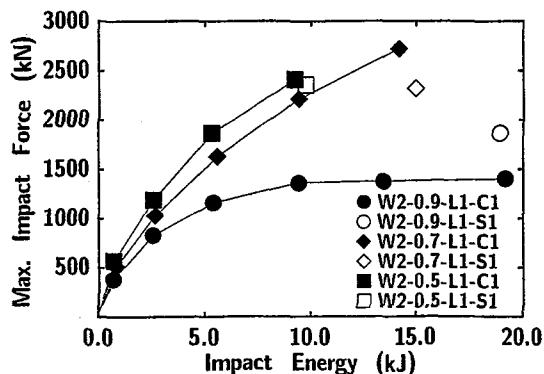
4.3 擁壁の断面形状による影響

図-8、9には擁壁高さ H_1 と最大重錘衝撃力および終局時重錘衝突エネルギー E の関係を示している。各実験ケースでの最大重錘衝撃力および重錘衝突エネルギー E は最終衝突速度より決定している。なお、黒塗の印は曲げせん断型破壊、白塗の印は純せん断型破壊の場合を示している。

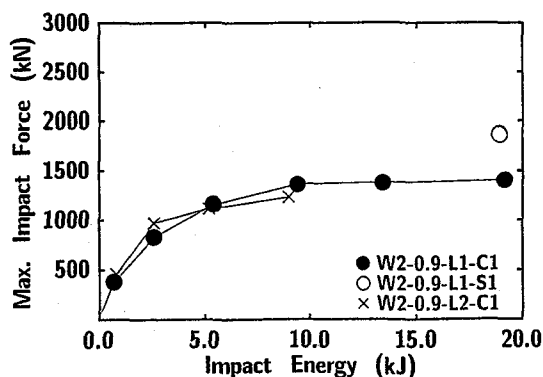
両図より、擁壁高さが $H_1 = 2 \text{ m}$ の場合において、擁壁幅が $L = 2 \text{ m}$ の試験体 (×印) は、 $L = 1 \text{ m}$ の場合 (●印) より最大重錘衝撃力および終局重錘衝突エネルギーが小さな値を示している。従って、前述のように必ずしも擁壁幅 L を大きくすることにより、重錘衝突エネルギーを増大させることはできないことがわかる。また、この結果は擁壁幅を単位長さ (1m) で設計することの妥当性を示している。また、擁壁高さの増大とともに最大重錘衝撃力も増大する傾向にある。しかしながら、擁壁高さ $H_1 = 2 \text{ m}$ と 3 m 試験体 (●、▼印) の終局時重錘衝突エネルギーは同程度の値を示している。これより、



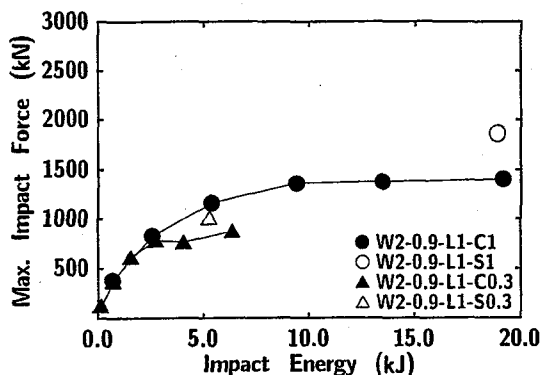
(a) 擁壁高さ H_1 を変化した場合



(b) 衝突位置 H_2 を変化した場合



(c) 擁壁幅 L を変化した場合



(d) 重錘重量 W を変化した場合

図-7 最大重錘衝撃力と重錘衝突エネルギーの関係

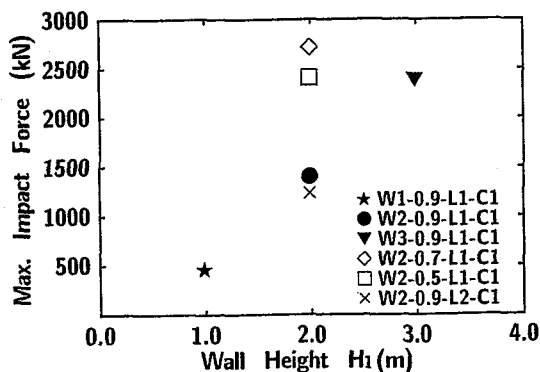


図-8 擁壁高さ H_1 と最大重錘衝撃力の関係

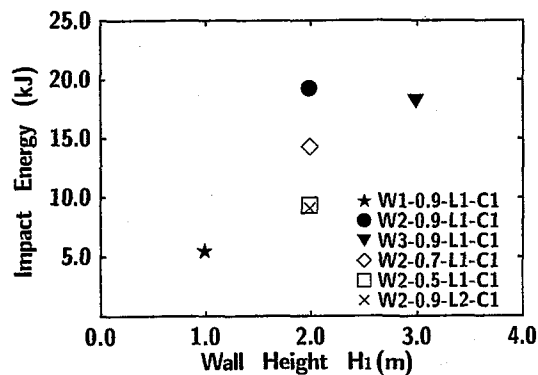


図-9 擁壁高さ H_1 と終局重錘衝突エネルギーの関係

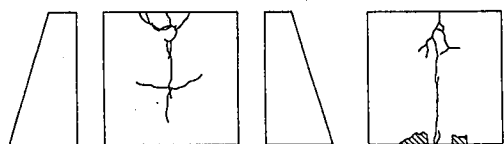
擁壁高さが高くなることで擁壁の重量も増し転倒に対する抵抗も増大するものの、入力エネルギーから考えた衝撃耐力は同程度で向上しないものと考えられる。 $H_2 = 0.7, 0.5H_1$ 載荷点の場合 ($\diamond, \square$ 印) には、 $H_2 = 0.9H_1$ 載荷点 ($\bullet$ 印) と比較して終局時重錘衝突エネルギーが小さな値を示しているのに対し、最大重錘衝撃力は2倍程度の値を示している。これは、前述のように破壊モードの違いによるものと考えられ、図-10に示されているように $H_2 = 0.7, 0.5H_1$ の場合には載荷点近傍部に水平に純せん断型のひびわれが発生しており、繰り返し載荷による損傷の蓄積度合が小さく、重錘衝突エネルギー

E があるレベル以上になると脆性的にひびわれが進展する傾向を示すため、大きな衝撃力が発生したものと考えられる。

根入れ長が大きい実構造を想定すると、根入れをすることにより躯体の拘束度合が大きくなるため、純せん断型ひびわれが発生する載荷点領域が上方に拡大するものと考えられる。しかしながら、基本的には上述と同様の挙動性状を示すものと推察される。

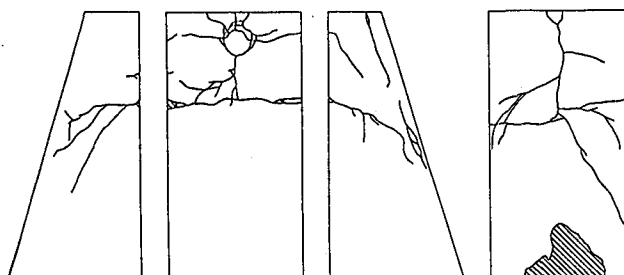
4.4 ひびわれ状況

擁壁コンクリートのひびわれ状況は、実験終了後に記



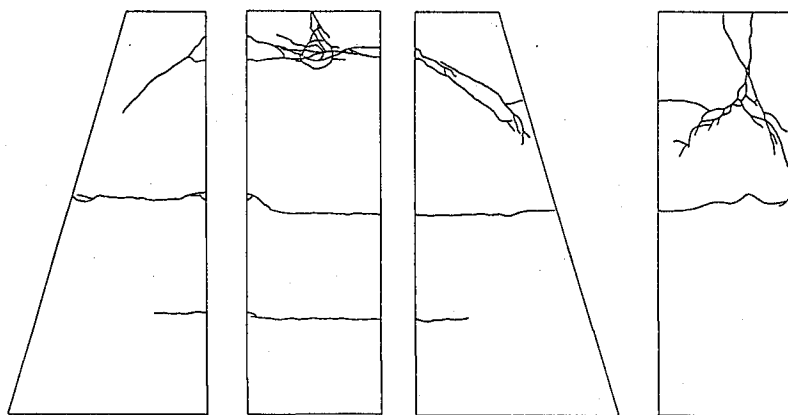
左側面 衝突壁面 右側面 背壁面

(a) 実験ケース W1-0.9-L1-C1 ($V=3.32$ m/sec)



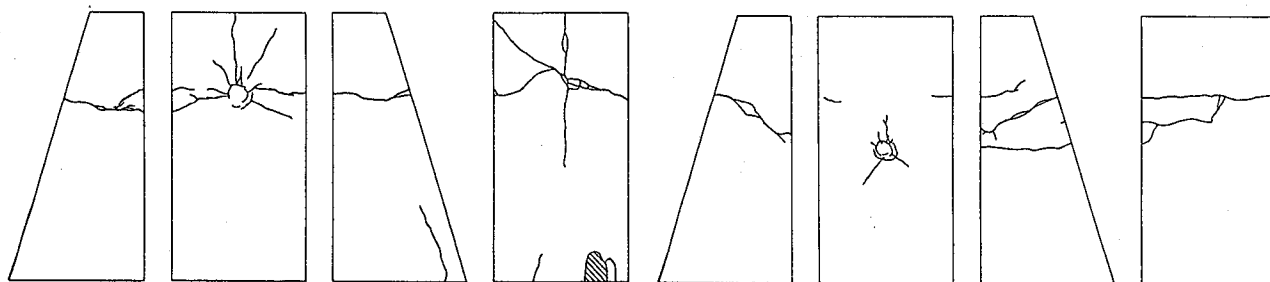
左側面 衝突壁面 右側面 背壁面

(b) 実験ケース W2-0.9-L1-C1 ($V=6.20$ m/sec)



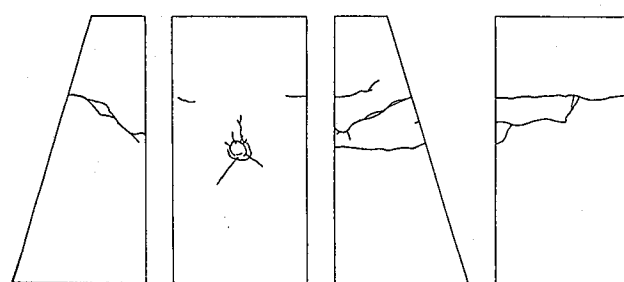
左側面 衝突壁面 右側面 背壁面

(c) 実験ケース W3-0.9-L1-C1 ($V=6.02$ m/sec)



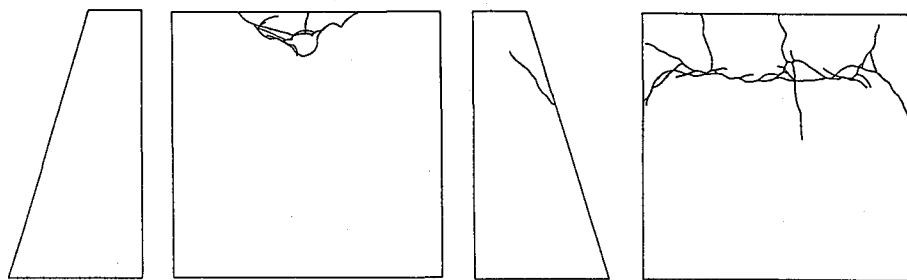
左側面 衝突壁面 右側面 背壁面

(d) 実験ケース W2-0.7-L1-C1 ($V=5.34$ m/sec)



左側面 衝突壁面 右側面 背壁面

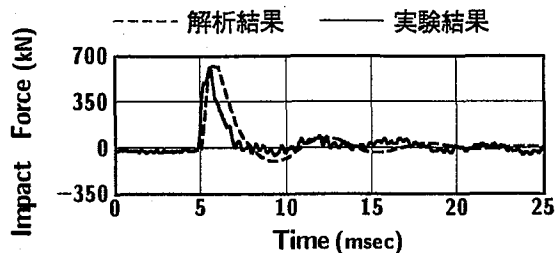
(e) 実験ケース W2-0.5-L1-C1 ($V=4.31$ m/sec)



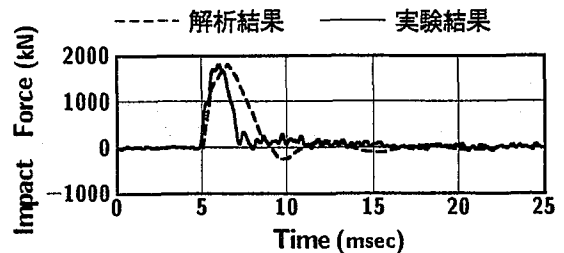
左側面 衝突壁面 右側面 背壁面

(f) 実験ケース W2-0.9-L2-C1 ($V=4.25$ m/sec)

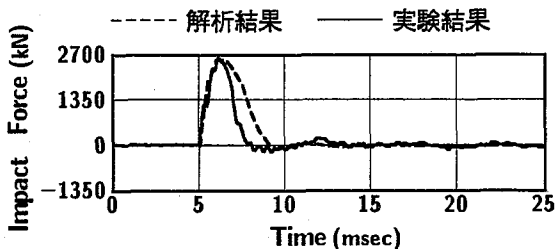
図-10 ひびわれ状況図



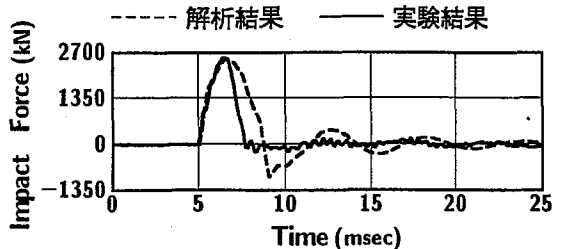
(a) 実験ケース W1-0.9-L1-S1 ($V = 3.31 \text{ m/sec}$)



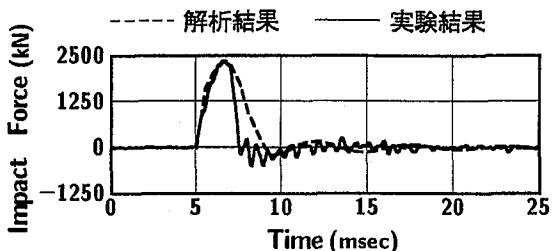
(b) 実験ケース W2-0.9-L1-S1 ($V = 6.16 \text{ m/sec}$)



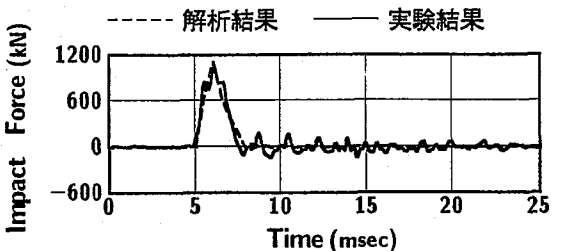
(c) 実験ケース W3-0.9-L1-S1 ($V = 6.02 \text{ m/sec}$)



(d) 実験ケース W2-0.7-L1-S1 ($V = 5.48 \text{ m/sec}$)



(e) 実験ケース W2-0.5-L1-S1 ($V = 4.43 \text{ m/sec}$)



(f) 実験ケース W2-0.9-L1-S0.3 ($V = 5.96 \text{ m/sec}$)

図-11 重錘衝撃力の応答波形に関する比較図

録したものである。図-10は、重量 $W=9.8 \text{ kN}$ 重錘を繰り返し衝突させた場合のひびわれ図である。図中に示されている数値は、各実験ケースでの最終衝突速度である。なお、図中、背壁面基部の斜線部は繰り返し載荷によりストッパーとの相互作用により、コンクリートが薄く剝離したことを意味している。

(a) 図の実験ケース W1-0.9-L1-C1 の場合には両側面にひびわれは発生していないが、衝突壁面および背壁面には幅方向の曲げによる上下に走るひびわれが発生している。これは、擁壁高さが低いため、擁壁の厚さも小さくなることによって幅方向の曲げ剛性も小さくなるためと考えられる。

(b) 図の実験ケース W2-0.9-L1-C1 の場合には重錘衝突位置より 40 cm 程度下方に曲げせん断型のひびわれが、また、背壁面の上部には上下に走るひびわれが発生している。後者のひびわれは幅方向の曲げによるもので、上部の幅方向の曲げ剛性が小さいことに起因しているものと考えられる。

(c) 図の実験ケース W3-0.9-L1-C1 の場合には重錘衝突位置付近に曲げせん断型のひびわれが発生している。また、擁壁の中央付近、基部から 70 cm の位置で断面方向の曲げによるひびわれが発生しており、中央付近の

ひびわれは背壁面まで貫通している。後者のひびわれは、擁壁高さが高く擁壁の重量も大きくなることによって回転に対する抵抗性が増大し、断面方向の曲げ破壊が卓越することに起因しているものと考えられる。背壁面には W2-0.9-L1-C1 と同様のひびわれ分布が確認される。

(d)、(e)図の実験ケース W2-0.7-L1-C1、W2-0.5-L1-C1 の場合には両者とも載荷点を通り水平に貫通するせん断ひびわれが発生している。また、載荷点が低くなるにつれて背壁面の上部の上下に走るひびわれは短くなり、載荷点位置が $H_2 = 0.5H_1$ の場合には発生していない。これは、載荷点が低いことにより載荷点部の曲げ剛性および曲げ耐力が大きくなり、擁壁が純せん断型ひびわれの発生によって破壊に至ったためと推定される。

(f) 図の実験ケース W2-0.9-L2-C1 の場合には衝突壁面の重錘衝突位置近傍にひびわれが集中し、背壁面にはせん断破壊による左右に伸びるひびわれが発生している。両側面にはほとんどひびわれが発生せず、全体的に擁壁の上部にひびわれが集中していることがわかる。

5. 数値解析結果

5.1 重錘衝撃力に関する比較

図-11は各実験ケースにおける重錘衝撃力の応答波

形について実験結果と解析結果を比較したものである。解析結果の重錘衝撃力は、試験体に実験と同一条件で重錘を衝突させた場合における解析結果であり、実験時の加速度計設置位置と同一箇所より得られる重錘加速度に重錘質量を乗じた値である。図より、実験ケース W2-0.9-L1-S1, W3-0.9-L1-S1, W2-0.7-L1-S1, W2-0.5-L1-S1 の解析結果は、実験結果に比較して重錘衝撃力の継続時間が若干長く評価されている。しかしながら、各実験ケースの最大重錘衝撃力はよく対応しており、応答波形は大略実験結果と対応しているものと推察される。以上より、本解析手法を用いることにより重錘衝撃力の評価が十分可能であるものと判断される。

図-12には曲げせん断型ひびわれの発生に伴って終局に至る実験ケース W2-0.9-L1-C1, W2-0.9-L1-S1 の実験結果および同一条件の試験体に、繰り返し载荷時の各衝突速度を単一载荷させた解析結果を示している。図より、1) 単一载荷と衝突速度 6.16 m/sec 時の解析結果の値がほぼ一致している。2) 衝突速度 4 m/sec までは W2-0.9-L1-C1 と解析結果が両者類似の値を示していることが分かる。これより、1) 損傷の程度が小さい場合は数値解析によって最大衝撃力が十分推定可能であること、2) 曲げせん断型破壊を示す試験体の場合には、ひびわれ発生後、前述のとおり損傷の累積によって繰り返し载荷実験による最大衝撃力は単一载荷のそれより小さ

なものとなること、等が明らかとなった。

5.2 実験ケース W2-0.9-L1-S1 の応力分布

図-13は実験ケース W2-0.9-L1-S1 について重錘衝突後の擁壁の衝突壁面と背壁面における各応力分布の経時変化を示している。上から順に衝突壁面の鉛直方向応力 σ_z 、水平方向応力 σ_x 、背壁面の鉛直方向応力 σ_z 、水平方向応力 σ_x である。図中に示されている各時間は重錘衝突時からの経過時間である。ここでは $t=3\text{msec}$ までの数値解析結果を示している。なお、本数値解析で対象としたコンクリート擁壁は一軸対称であることより擁壁全体の1/2に関する応力分布を示している。また、応

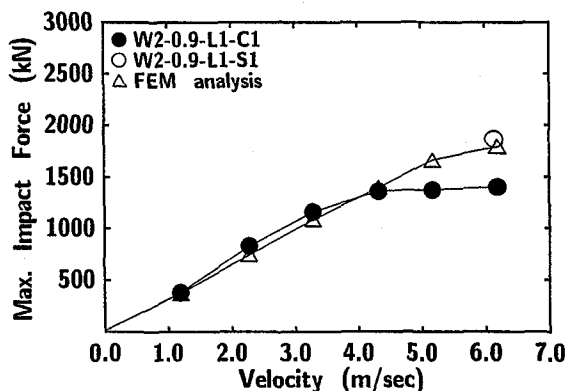


図-12 実験ケース W2-0.9-L1-C1 に関する比較図

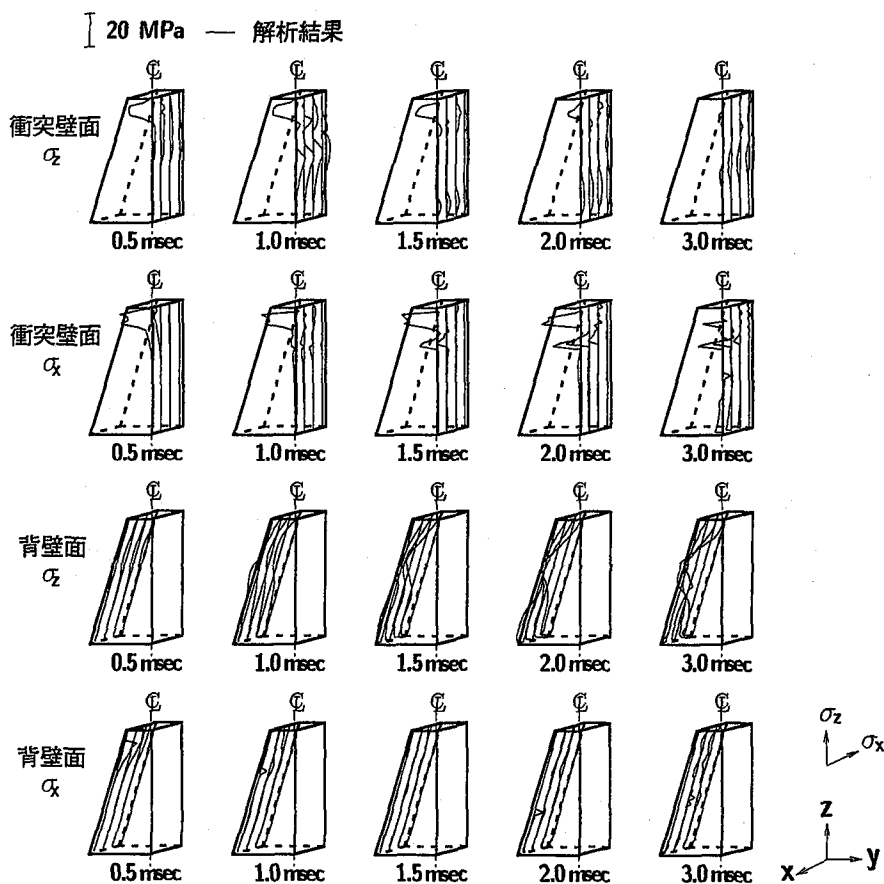


図-13 実験ケース W2-0.9-L1-S1 の応力分布図

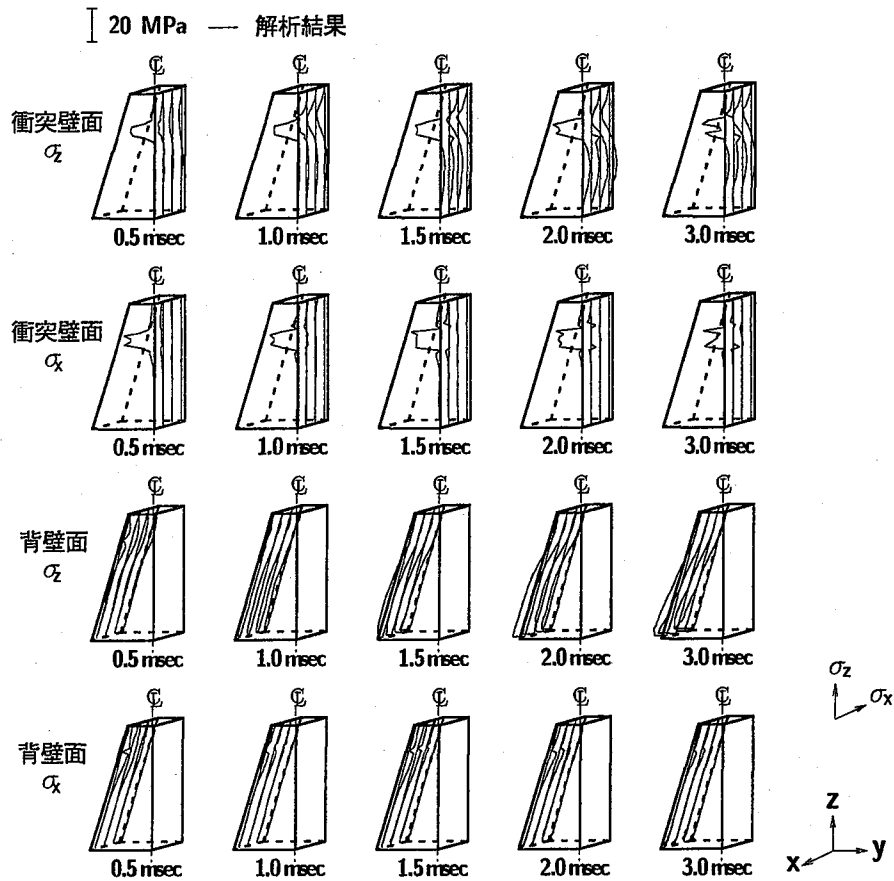


図-14 実験ケース W2-0.7-L1-S1 の応力分布図

力は図中基準線より右方向が引張、左方向が圧縮応力を示している。図より、衝突壁面の σ_x , σ_z 両応力分布を見ると重錘衝突部近傍で大きな圧縮応力が発生し、時間の経過とともに応力が減少している。また、 σ_x の応力分布において $t=0.5\text{msec}$ 時に底部より $0.6H_1$ 近傍部において幅方向に引張応力が発生している。その後、零応力となっていることより、この領域では要素が引張破壊し横方向にひびわれが進展しているものと推測される。なお、 $t=1.0\text{msec}$ 経過後の $0.5H_1$ 近傍部における σ_x の分布は 4MPa 程度の引張応力を示しているが、この時点では負圧力として評価される応力が未だカットオフ値に達していないものと判断される。その後、この領域は零応力あるいは小さな圧縮応力状態に推移している。後述の図-15の結果と合わせて考察すると、この部分の要素は直上の要素にひびわれが発生したことによる応力の開放状態から小さな圧縮応力状態に推移しているものと推察される。背壁面に着目すると、中央部 σ_x の応力分布は、載荷点裏面に対応する位置でステップ関数的な立ち上がりを示し、下方に向かってゆるやかな引張応力の分布を示している。その分布は時間の経過とともに下方に伝播している。これは、各時間の最大値がカットオフ値程度の値を示していることから、時間の経過とともにひびわれが発生し、応力が解放された状態が下方に進行していることを示しているものと推察される。 σ_x の応力

分布は、衝突壁面、背壁面ともに衝突点から離れるに従い応力が小さくなるのに対し、 σ_z は上下端部近傍まで伝達されていることがわかる。この傾向は、ここに示していないが W2-0.9-L1-S0.3 の場合においても同様である。以上より、重錘衝突位置が高い場合には、衝突壁面で鉛直方向応力に依存した曲げ破壊が、背壁面で水平方向応力に依存した曲げ破壊が発生するものと考えられる。

5.3 実験ケース W2-0.7-L1-S1 の応力分布

図-14は実験ケース W2-0.7-L1-S1 について重錘衝突後の擁壁衝突壁面と背壁面における各応力分布の経時変化を示している。ここでも $t=3\text{msec}$ までの解析結果を示している。衝突壁面の σ_x , σ_z 両応力分布を見ると、重錘衝突部近傍では W2-0.9-L1-S1 に比較してゆるやかな応答性状を示しており、顕著なひびわれ発生は確認できない。背壁面については重錘衝突位置での擁壁の厚さが 58cm と厚くなるため、 σ_x は W2-0.9-L1-S1 に比較して小さな応力分布となっている。ひびわれも載荷点より上方に限定されており、下方への伝播は示されていない。また、背壁面の σ_z は W2-0.9-L1-S1 の場合と異なり、基部から載荷点位置まで上方に向かってほぼ一様の分布を示している。これは、載荷点が上方に位置している場合に比較して、躯体の回転や上部の曲げ変形および曲げひびわれによるエネルギー吸収が十分期待できないため、

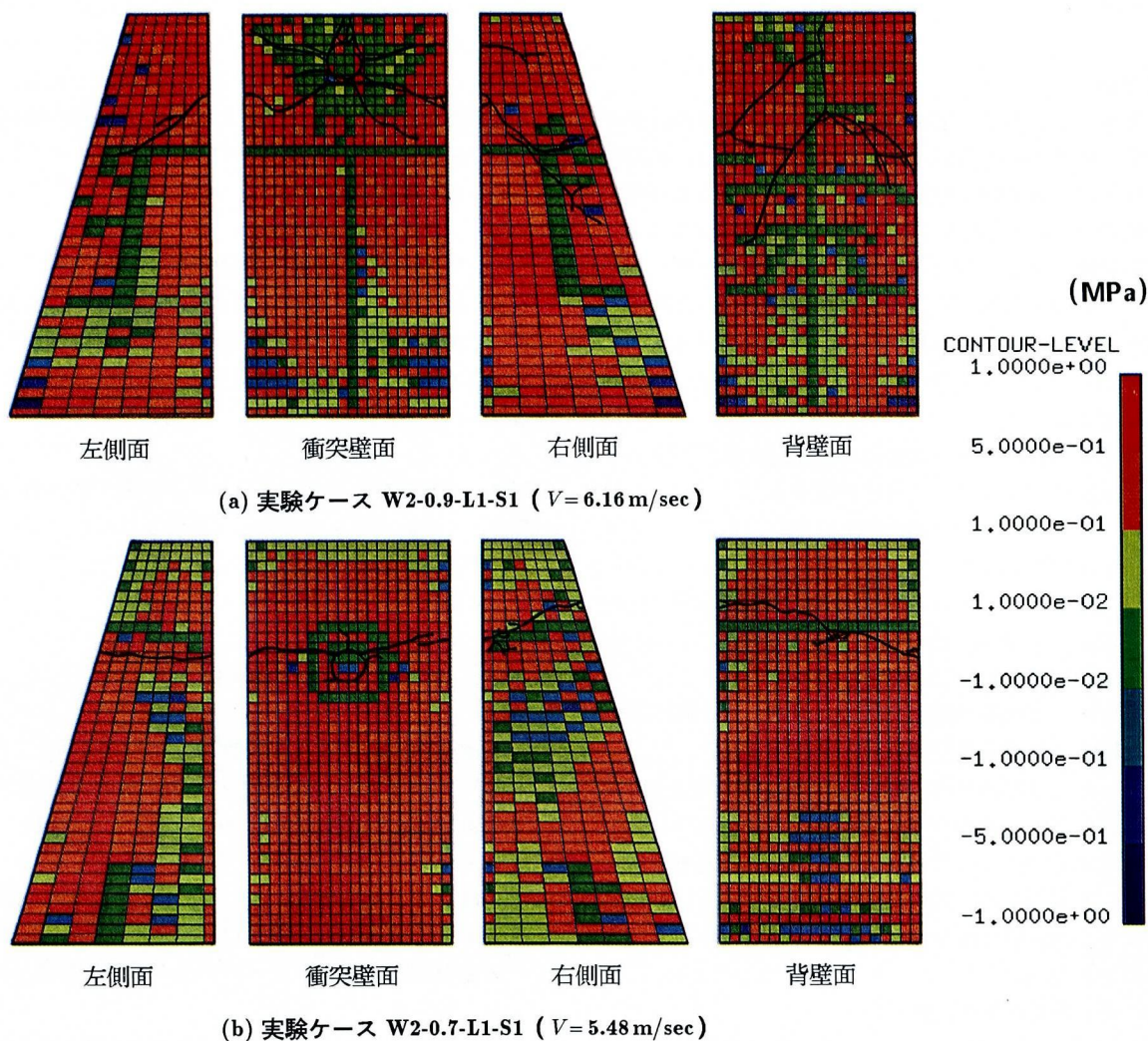


図-15 実験終了時のひびわれ図と数値解析結果の最大主応力分布の等色応力図

載荷点より下方部のせん断変形によって衝撃力に抵抗する作用が卓越し、背壁面基部に設置したすべり防止用のストッパーに伝達される衝撃力が大きくなるためと考えられる。この傾向は W2-0.5-L1-S1 でも同様である。以上より、重錘衝突位置によってコンクリート擁壁の破壊形式が変化することがわかる。

5.4 ひびわれ分布と最大主応力分布の関係

図-15には実験終了時の擁壁に発生したひびわれ図と数値解析結果の最大主応力分布の等色応力図を比較して示している。(a)図は実験ケース W2-0.9-L1-S1、(b)図は実験ケース W2-0.7-L1-S1 であり、衝突壁面に向かって左から順に左側面、衝突壁面、右側面、背壁面の比較図を示している。

本数値解析は弾塑性応答解析を行っているため、引張圧力がカットオフ値に達すると要素が破壊され、引張応力を伝達することができず零応力となる。これより本論文ではしかるべき大きな応力が発生する領域で零応力を示している場合には、その要素にひびわれが発生してい

るものと評価し、実験結果のひびわれ図と比較することとした。なお、最大主応力分布図の応力が零の要素は緑色で示されている。W2-0.9-L1-S1 では実験結果のひびわれが擁壁の上方に集中しているのに対し、数値解析結果のひびわれは衝突壁面、背壁面で幅方向の応力による曲げひびわれが基部近傍まで発生しており、擁壁全体に広がる傾向を示している。しかしながら、両側面に曲げせん断破壊型のひびわれが発生しているのが分かり、背壁面についてもせん断破壊による斜め方向のひびわれが発生しており、比較的良好に対応しているものと判断される。W2-0.7-L1-S1 は実験、数値解析の両結果とも重錘衝突位置にひびわれが発生しているが、数値解析では水平方向のひびわれは発生していない。しかしながら、実験では載荷点を通る水平な貫通するせん断ひびわれで終局に至っており、全体的なひびわれの分布性状と合わせて数値解析結果と比較的良好一致している。これより、本数値解析によって得られる最大主応力分布図と時刻歴応力分布図を用いることにより、このようなコンクリート構造物の衝撃荷重作用時のひびわれ箇所を推定することは

十分可能であるものと考えられる。

6. まとめ

本実験では、落石防護擁壁の合理的な耐衝撃設計法を確立するための基礎資料を得ることを目的とし、擁壁の供試体形状、重錘衝突位置、重錘重量の変化および重錘の衝突速度、重錘衝突エネルギーによる影響に着目して、落石防護擁壁の重錘衝突実験を行った。また、同一条件で行った衝撃応答解析用汎用プログラムを用いた弾塑性衝撃応答解析による数値解析結果との比較を行った。本研究で得られた結果を要約すると、

実験結果から：

- (1) 擁壁の損傷が小さい範囲における最大重錘衝撃力は重錘衝突エネルギーにほぼ比例する。
- (2) 幅 1m の場合では重錘衝突位置によってコンクリート擁壁の曲げおよびせん断剛性が異なることから、破壊形式も変化する。すなわち、載荷点位置が $H_2 = 0.9H_1$ の場合は曲げせん断型、 $H_2 = 0.7, 0.5H_1$ の場合は純せん断型となる。
- (3) 従って、この種の擁壁の設計に当たっては載荷位置に関する検討も重要であることが示された。
- (4) ひびわれは載荷点部に集中するが、特に載荷点位置が高い場合にその傾向が著しく、この場合の有効幅は本実験では 1m 程度である。なお、擁壁幅を 2m にした場合には、載荷点近傍部における局部破壊により 1m 幅の場合と比較して衝撃耐力の向上は期待できない。

実験結果と解析結果の比較から：

- (5) 本解析手法を用いることにより、単一載荷時のコンクリート擁壁に与える重錘衝撃力を評価することが可能である。
- (6) 応力分布を時系列で整理することや最大主応力分布の等色応力図を用いることにより、実験結果のひびわれ、破壊性状を大略算定評価できることが明らかになった。

- (7) 重錘衝突位置によってコンクリート擁壁に作用する重錘衝撃力、応力分布が異なり、破壊形式も変化してくることが数値解析からも推定可能である。
- (8) 本解析手法を用いることにより、この種の構造物の弾塑性衝撃応答解析が十分可能であるものと判断される。

以上のことから、落石防護擁壁の設計に当たっては、剛体としての転倒・滑動に対する安全性のみならず、破壊に対する安全性の検討も重要であり、有効幅の概念とともにエネルギー論的な考慮を加えることが必要と考えられる。

謝辞：本論文をまとめるに当たり、室蘭工業大学大学院建設システム工学専攻の工藤実高君をはじめとする構造力学研究室の諸君に多大の御協力を戴いた。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：落石対策便覧，日本道路協会，1983.
- 2) 松尾 修，堤 達也，近藤浩市：落石防護擁壁の安定計算法に関する実験的検討，土木技術資料 38-6，1996.
- 3) 佐藤昌志，中井健司，岸 徳光，川瀬良司：重錘衝突を受ける落石防護擁壁の動的挙動，第4回構造物の衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp. 79-84，1998.6.
- 4) 全日本建設技術協会：土木構造物標準設計第2巻擁壁類，建設省監修，1987.
- 5) John O. Hallquist：LS-DYNA User's Manual, Livermore Software Technology Corporation, 1997.9.

(1998年9月18日受付)