

ダブルウォール砂防ダムの衝撃モデル実験

IMPACT TEST OF THE DOUBLE WALL CHECK DAM MODEL

伊藤一雄* , 香月 智** , 石川信隆*** , 阿部宗平****

Kazuo ITOH , Satoshi KATSUKI , Nobutaka ISHIKAWA and Souhei ABE

*工修 防衛大学校研究員 土木工学科 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

**工博 防衛大学校助教授 土木工学科 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

***工博 防衛大学校教授 土木工学科 (〒239 神奈川県横須賀市走水1-10-20)

****(財)砂防・地すべり技術センター 研究開発課 (〒162 東京都新宿区市ヶ谷砂土原町2-7)

This paper presents an experimental approach for the impact behavior and the collapse limit state of the double wall check dam. The one-tenth model of an actual double wall dam which is made of the embanked soil and/or gravel sandwiched by two vertical steel walls. The specimens are tested under the static and the impact loading produced by the 100kgf weight with 1.0m/s, 3.0m/s and 5.0m/s velocities. The considerable difference of the load~displacement relationship between the static load and the impact load is found. The effects of the stiffness of the steel wall, the impact point and the density of the filled sand on both the load~displacement relationship and the absorption energy are discussed. Finally, the dominant collapse limit state under the impact loading from the design criteria is also discussed.

Key Words: double wall check dam, collapse limit state, impact resistance

1. 緒言

ダブルウォール砂防ダムは¹⁾、写真-1に示すようなエキスパンドメタルや鋼矢板で作られた壁材を上・下流側に設置し、自在性のあるジョイントを持つタイロッドで連結したうえで、その間に砂や礫などの中詰材を詰めた砂防ダムである。この砂防ダムは可撓性に優れているとともに、堤体内に中間枠がないためドーザーやローラーによる転圧が可能で施工速度が早く、かつ現地土砂が利用できる等の利点を有しているため、災害時の緊急対策工に適した構造物である。従来、この砂防ダムは、主として掃流区域に建設されてきたが、近年、土石流区域にも建設されるようになってきた。一方、現行の設計においては、土石流の流体力は考慮されているが、土石流中の巨礫の衝突に対する応答が未解明なため、土石流中の巨礫の衝突荷重は考慮されていない。一般に、土石流ではその先頭部に大量の大礫径が集積している²⁾ので巨礫の衝突に対する検討が必要と考えられる。

さて、土質粒状体の衝撃応答に関する研究としては、ロックシェッドに用いられるサンドクッション^{3)~8)}の研究があるが、本構造物のように重力式構造の水平方向からの衝撃に対する研究は行われていない。特に、本構造物の衝撃荷重に対する設計法を検討するうえで、どのような破壊形態を限界状態とすべきかについても未だ未解

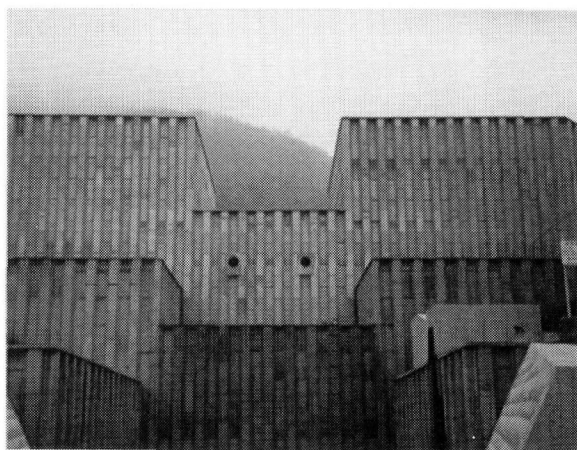
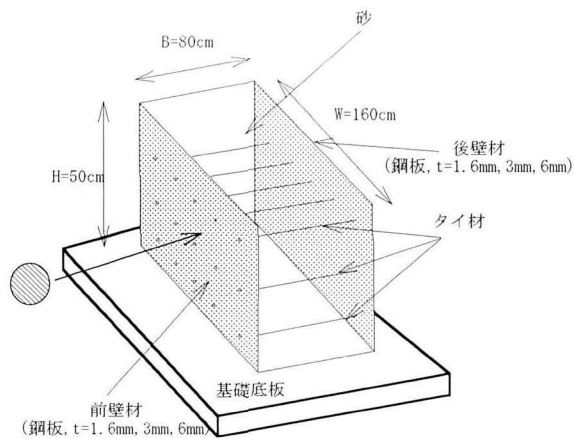


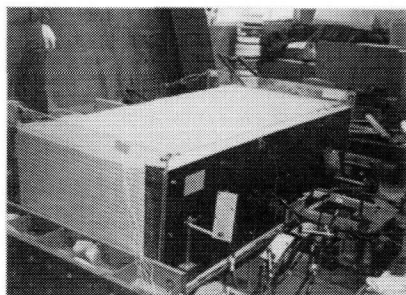
写真-1 ダブルウォール砂防ダム

明な現状にある。

そこで本研究は、ダブルウォール砂防ダムの破壊限界を究明するため、縮小モデルを用いた静的および衝撃実験を行い、その静的挙動と衝撃応答を観察したうえで、各種想定される破壊形態の検討を行ったものである。なお、本研究では1個の巨礫衝突を想定した実験を行うが、これは現地観測によると巨礫群の衝突においても同一点に同時に巨礫が衝突するのはまれであるためである。



図－１ 供試体



写真－２ 供試体の組立および設置状況

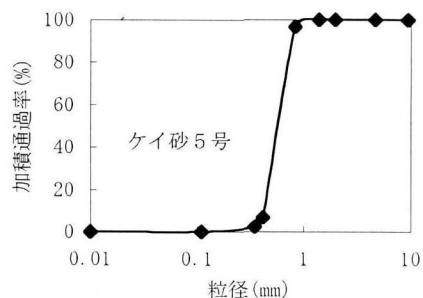
2. 実験方法

2. 1 供試体

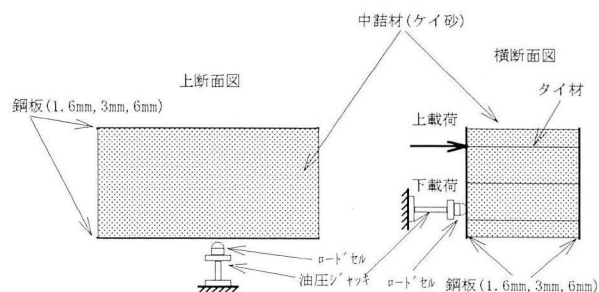
ダブルウォール砂防ダムの縮小モデル供試体は、図－１および写真－２に示すような、高さ50cm、長さ160cmの鋼板(1.6mm, 3mm, 6mmの3種類)をタイ材(2mm鋼線を使用、横方向30cm、縦方向20cm間隔)で奥行80cmに連結し、その内部に気乾状態のケイ砂を充填したものである。中詰材として用いたケイ砂の粒径分布を図－２に、主要諸元を表－１に示す。供試体は底板および両端には固定せずに設置し、側方はアクリル板で中詰材の漏出を防止し、基礎底板はサンドペーパーを貼り付けた。また、中詰材の詰め方は、密詰めと緩詰めを2種類を作成した。緩詰めは4層に分けて砂を上方から流し込み、各層ごとに均一になるように敷きならしたもので、表－１に示すように単位体積重量は $1.33\text{gf}/\text{cm}^3$ である。密詰めは、4層に分けて各層ごとパイプレーターを使用して、一定時間振動を加えて締め固め、単位体積重量を $1.53\text{gf}/\text{cm}^3$ としたものである。この縮小モデル供試体は、重力加速度を一定とする相似則に従ってスケールファクターを1/10とすると、実物堤体高5m、奥行き8m、ダム長さ16mのものに相当し、壁材の鋼板はその剛性が6mmのものがESPⅢA(U型鋼矢板, W:400, h:150, t:13.1), 3mmのものがESPⅠA(U型鋼矢板, W:400, h:85, t:8.0), および1.6mmのものが13.1mm厚の平鋼板に、それぞれ相当する。なお、忠実に相似則を適用するためには、供試体重量を本供試体

表－１ ケイ砂の諸元

比重	2.66	
形状	角張っている	
粒径範囲	0.5～1.0mm	
内部摩擦角	密($\rho=1.53\text{gf}/\text{cm}^3$)	40°
	緩($\rho=1.33\text{gf}/\text{cm}^3$)	30°



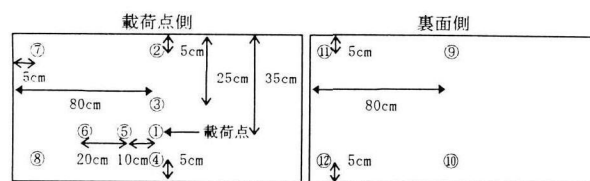
図－２ ケイ砂の粒径加積曲線



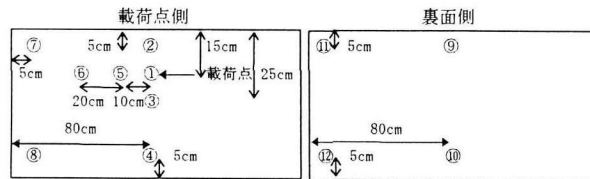
(a) 平面図

(b) 側面図

図－３ 静的載荷実験



(a) 下載荷時の変位計測ポイント



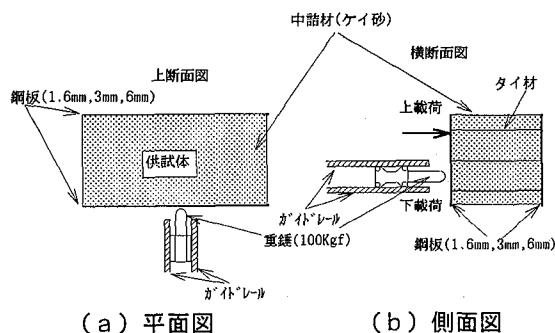
(b) 上載荷時の変位計測ポイント

図－４ 変位計測ポイント

の約10倍に調整する必要があるが、これに相当する適当な比重を持ち、かつ、砂と同様な粒状体の抵抗メカニズムを有する材料が見あたらないため、調整のためのダミー質量は用いなかった。

2. 2 静的実験

衝突実験に先だって、図－３に示す方法で静的実験を行った。荷重は油圧ジャッキを用いて、供試体に水平方



(a) 平面図 (b) 側面図
図-5 衝撃実験装置

表-2 実験ケース

(a) 静的実験				(b) 衝撃実験			
板厚	詰め方	載荷点	供試体名	板厚	詰め方	載荷点	速度 供試体名
1.6mm	緩	下	S1.6L	1.6mm	緩	下	3m/s I1.6L3
3mm	緩	下	S3L	3mm	緩	下	3m/s I3L3
6mm	緩	下	S6L	6mm	緩	下	3m/s I6L3
3mm	密	下	S3D	3mm	緩	下	1m/s I3L1
3mm	緩	上	S3U	3mm	緩	下	5m/s I3L5
				3mm	密	下	3m/s I3D3
				3mm	緩	上	3m/s I3U3

※各供試体×2体

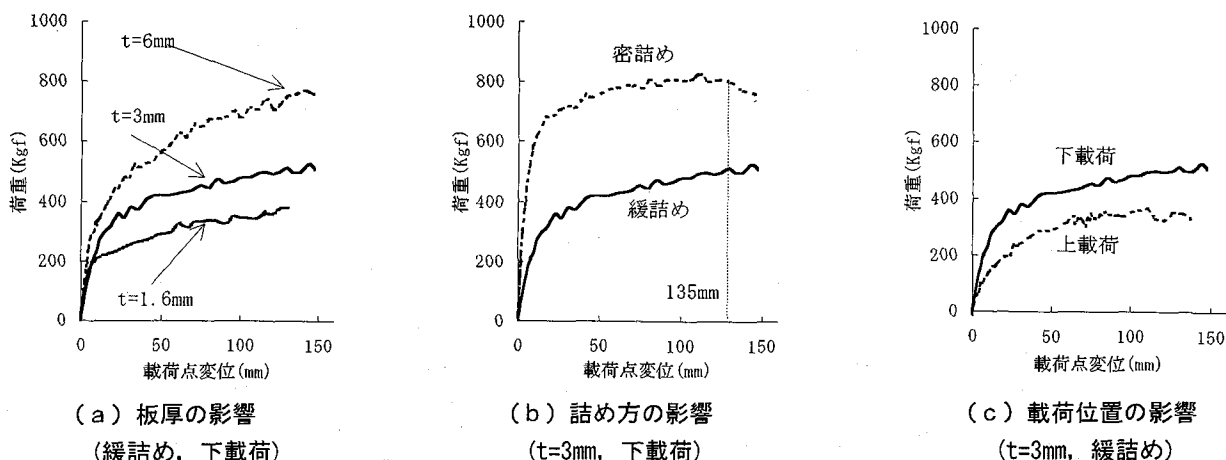


図-6 静的実験の荷重～変位関係(1kgf=9.8N)

向に一点載荷により加えた。載荷点はダム下端から15cmの下側載荷と、ダム上端から15cmの上側載荷の2つのケースについて実験した。載荷荷重を油圧ジャッキの先端に取り付けたロードセルで、図-4に示すような供試体の載荷面・裏面鋼板に生じる変位(12点)をレーザー式変位計を用いて計測した。実験ケースは、載荷位置、鋼板厚さ、砂の詰め方を組み合わせて、表-2(a)に示す計5ケースとした。

2.3 水平衝撃実験

水平衝撃実験装置⁹⁾を使用して図-5に示すように、100kgf(980N)の重錘を衝突速度1m/s、3m/s、5m/sの3種類の速度で供試体に衝突させた。これは、先の1/10縮小モデルで換算すると、10tonf(98kN)の巨礫が約3m/s、10m/s、15m/sの衝突速度で衝突することに相当している。

一般に、土石流中の巨礫は約1tonf～20tonf程度^{10)・11)}であり、上流より流下してくるため角張った形状のものは少ない¹⁾と考えられている。実験に用いた重錘は図-5のように先端形状が半径5cmの半球状の鋼製のもので、実際の礫とは材質が異なるが、鋼の方が礫よりも硬いので実験条件としては厳しくなっている。その重量は、100kgfであり相似律で換算すると、直径2m(重量10tf)の巨礫に相当する。

実験ケースは、衝突速度、鋼板の厚さ、載荷位置および中詰材の詰め方をパラメーターとし、表-2(b)に示す7ケースの実験を行った。計測項目は、重錘の加速

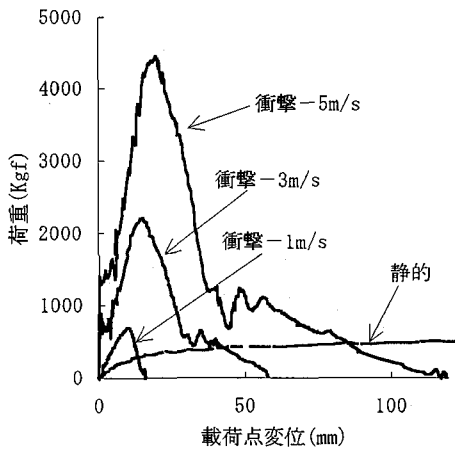
度を加速度計によって、供試体の変位は静的実験と同じ箇所をレーザー式変位計で計測した。衝突荷重は、計測された重錘の加速度と質量の積によって算定した。

3. 実験結果と考察

3.1 荷重～変位関係

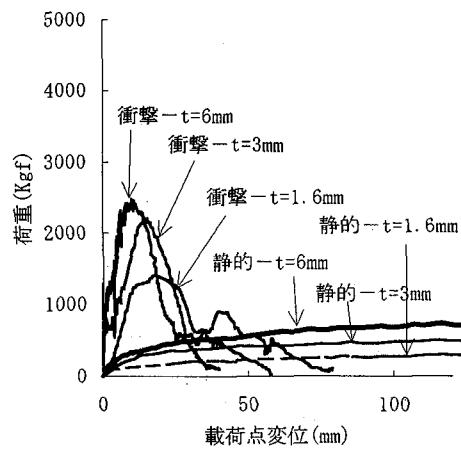
(1) 静的実験

図-6に静的実験から得られた荷重～載荷点変位関係を示す。詰め方や板厚、載荷位置に関わらず、変位が10mm～15mmまでは急激に荷重が増加し、以降は徐々に荷重が増加する硬化型の弾塑性挙動を示している。まず、図-6(a)に示した板厚が抵抗力に及ぼす影響を見ると鋼板厚が厚くなるにつれて明瞭に堤体の抵抗力が大きくなることがわかる。ちなみに、変位100mmで比較すると、板厚 $t=1.6\text{mm}$ が360kgf、 $t=3\text{mm}$ が470kgf、 $t=6\text{mm}$ が700kgfとなっており板厚が約4倍(単位幅曲げ剛性は64倍)になると抵抗力が約2倍になっている。これは、板厚が増して曲げ剛性が高まることにより、変位が載荷点に局部的に集中することなく載荷点両側に広く分布するためである。図-6(b)に示した詰め方の影響では、密詰めの抵抗力は緩詰めの約1.7倍となっており、中詰材の抵抗力に及ぼす影響は、鋼板厚や載荷位置に比べて大きい。密詰めの変位135mmでは、例外的に抵抗力が低下しはじめているが、さほど顕著な低下ではない。図-6(c)に示した載荷点の影響では、下載荷の方が上載荷より耐力



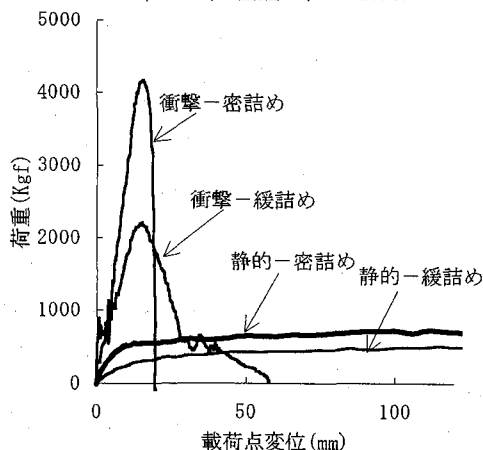
(a) 衝突速度の影響

($t=3\text{mm}$, 緩詰め, 下载荷)



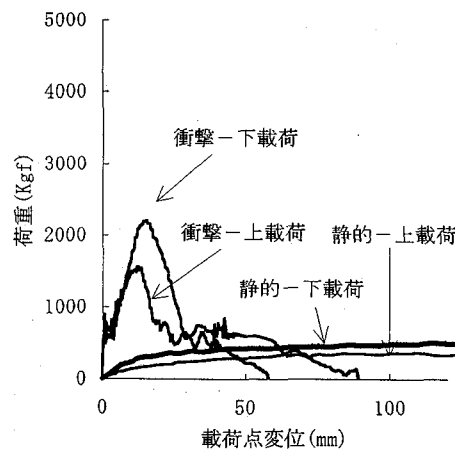
(b) 板厚の影響

($V=3\text{m/s}$, 緩詰め, 下载荷)



(c) 詰め方の影響

($t=3\text{mm}$, $V=3\text{m/s}$, 下载荷)



(d) 衝突高さの影響

($t=3\text{mm}$, $V=3\text{m/s}$, 緩詰め)

図-7 衝撃実験の荷重～載荷点変位関係

は大きくなることわかる。以上の観察によると、抵抗力～変位関係において、抵抗力が最大値を迎えて、その後急激に抵抗力を失う、いわゆる、中詰材が崩壊するメカニズムは観察されない。すなわち、中詰材の抵抗力の最大値によって破壊限界を設定することは適当とは思われない。

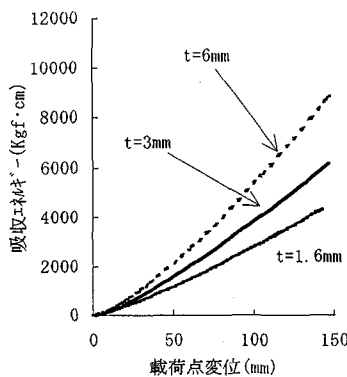
(2) 衝撃実験

図-7 (a) には、 $t=3\text{mm}$ で緩詰め供試体に重錘を衝突速度 $V=1.0\text{m/s}$ 、 3.0m/s および 5.0m/s で衝突させた場合の荷重～変位関係を示す。また、比較のために同一供試体の静的実験から得られた荷重～変位関係を示す。衝撃実験の荷重は、静的のものよりも著しく大きく鋭い山形の形状を示している。その山形の大きさは、衝突速度が大きくなるにつれて、ほぼ相似的に大きくなっている。例えば、 1.0m/s で衝突した場合には変位 1.0cm で最大荷重 650kgf となり、変位 1.5cm で荷重は0にもどる。これに対して衝突速度 5m/s では、変位 2.1cm で最大荷重は 4500kgf となり、衝突速度 1.0m/s の約7倍の最大荷重となっている。ここで、荷重が最大値に達した後に低下し始めるのは、堤体の抵抗力が低下したのではなく、衝

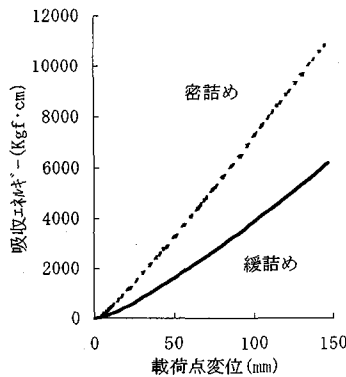
突点での堤体の変位速度が増して重錘との接触が相対的に失われるためである。よって、 $V=5.0\text{m/s}$ および 3.0m/s の場合には変位 $40\text{mm} \sim 50\text{mm}$ で再接触し、2回目ののたらかに荷重が低下する過程が表れる。この2回目の領域での荷重は静的実験のものに比べて若干大きく、最終変位(荷重が0となる変位)が近づくにつれて重錘の速度が徐々に低下するため静的荷重よりも小さくなる。ちなみに、衝撃実験の荷重～変位関係を積分した吸収エネルギーは、いずれの場合も重錘が初期に保有していた運動エネルギー $E_w = \frac{1}{2}mV_0^2$ に等しい。図-7 (b) には、緩

詰めで $V=3\text{m/s}$ で衝突させた供試体の鋼板厚による比較を示した。鋼板厚が $t=3\text{mm}$ と $t=6\text{mm}$ のものはほぼ等しい応答を示すが、 $t=1.6\text{mm}$ のものは最大荷重が約1/2となり、最終変位が大きくなっている。すなわち、鋼板が厚くなると荷重が大きくなる点は、同時に示した静的なものと同様であるが、 $t=3\text{mm}$ と $t=6\text{mm}$ の差異はさほど顕著ではなくなっている。

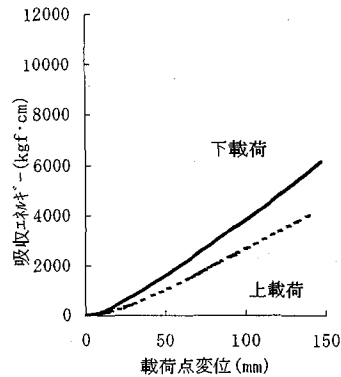
図-7 (c) および (d) には、それぞれ中詰材の詰め方および衝突点高さの影響を示す。それぞれ静的な実験と同様に緩詰めよりも密詰めの方が、上载荷よりも下载荷の方が荷重が大きくなり、その割合は、衝突時のも



(a) 板厚の影響



(b) 詰め方の影響



(c) 载荷位置の影響

図-8 静的実験の吸収エネルギー～変位関係

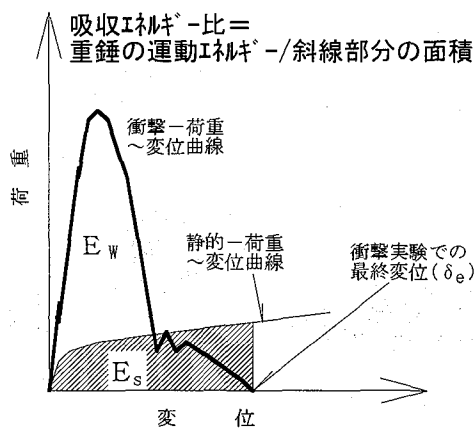


図-9 吸収エネルギー比の求め方

の方がより顕著に大きくなっている。特に、図-7 (c) の密詰めの場合の荷重～変位は、著しく鋭い山形のカーブとなり、中詰め材の詰め方を密にすることによって、極めて大きな衝撃抵抗力が得られることがわかる。

3.2 吸収エネルギー

(1) 静的実験

図-8に、図-6の荷重～载荷点変位関係を積分することにより得られる吸収エネルギー～载荷点変位関係を示す。図-8 (a) より、板厚が厚いほど吸収エネルギーも大きくなり、変位10 cmで、 $t=6\text{mm}$ では5400kgf·cm、 $t=3\text{mm}$ では3800kgf·cm、 $t=1.6\text{mm}$ では2800kgf·cmと、 $t=6\text{mm}$ は $t=1.6\text{mm}$ の約2倍の吸収エネルギーが得られる。次に、図-8 (b) の詰め方の影響を観察すると、緩詰めに比べて密詰めの方が約2倍程度大きくなっている。図-8 (c) の载荷点の影響では、下载荷の場合の吸収エネルギーは上载荷の1.25倍である。

(2) 衝撃実験

前述のように、衝撃実験の荷重は、衝突点での相互作用の影響があるため、純粋に堤体の抵抗力とはならない。また、衝突途中における吸収エネルギーは、その時点での重錘の速度に依存する。そこで、重錘が停止するまでに要した変位すなわち最終変位までの吸収エネルギーを

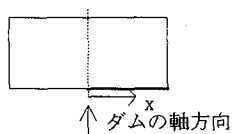
表-3 吸収エネルギー比(水平衝撃/静的)

板厚 (mm)	詰め方	衝突位置	衝突速度 V (m/s)	重錘の運動エネルギー E_w (Kgf·cm)	最終応答変位 δ_e (mm)	静的吸収エネルギー E_s (Kgf·cm)	吸収エネルギー比 E_w/E_s
1.6	緩	下	3.10	4900	85	2031	2.41
1.6	緩	下	3.10	4900	79	1823	2.69
3	緩	下	3.11	4930	58	1810	2.72
3	緩	下	3.17	5125	52	1582	3.24
6	緩	下	2.93	4380	40	1588	2.76
6	緩	下	3.09	4870	42	1770	2.75
3	緩	下	1.09	606	19	367	1.65
3	緩	下	1.15	674	16	282	2.39
3	緩	下	5.12	13370	119	4723	2.83
3	緩	下	5.04	12950	101	3810	3.40
3	密	下	3.10	4900	20	960	5.1
3	密	下	3.15	5060	20	960	5.27
3	緩	上	3.22	5288	89	2289	2.31
3	緩	上	3.07	4807	85	2067	2.33

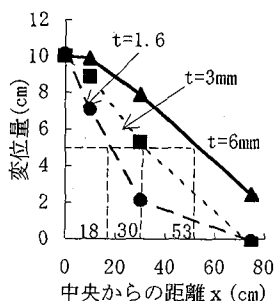
静的実験のものと比較した。表-3に静的実験と水平衝撃実験の吸収エネルギー比を示す。これは、図-9に示すように衝撃実験での吸収エネルギー、すなわち重錘の運動エネルギー(E_w)と、衝撃実験時の最終変位(δ_e)までに静的に吸収できるエネルギー(E_s)との比を表したものである。これより、静的に比べて衝撃吸収エネルギーが概ね2倍程度、大きいもので約5倍にも達することがわかる。なかでも、衝突速度が早いほどエネルギー比は大きくなる傾向を示している。また、密詰めでは約5倍の吸収エネルギー比となっており、衝撃吸収エネルギー比においても砂の詰め方の影響が強く現れている。

3.3 ダム軸方向の変位分布

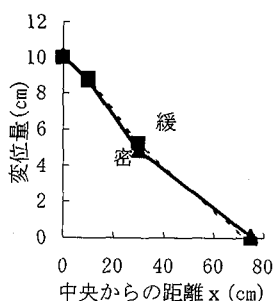
図-10は、ダム軸方向の変位分布を表したものである。まず、図-10 (b) は静的実験における载荷点変位が10 cmに達した時のダム軸方向変位分布を鋼板厚の異なる供試体について比較している。これより、板厚が薄いほど変形が载荷点付近に集中していることがわかる。



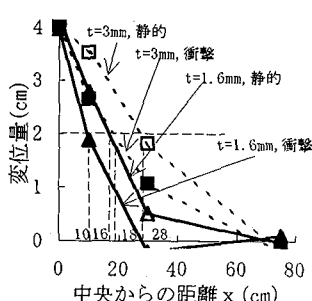
(a) 参考図



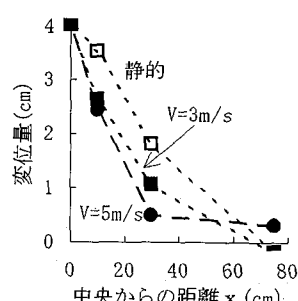
(b) 板厚の影響
(静的, 緩詰め)



(c) 詰め方の影響
(静的, $t=3\text{mm}$)

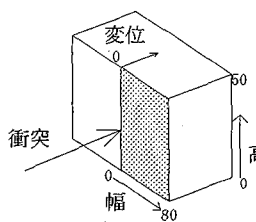


(d) 静的と衝撃の比較
(下载荷, 緩詰め)

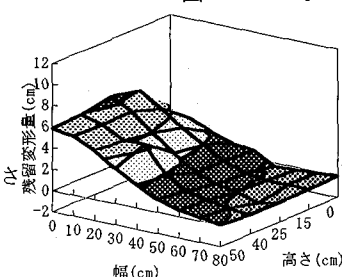


(e) 衝突速度の影響
(下载荷, 緩詰め)

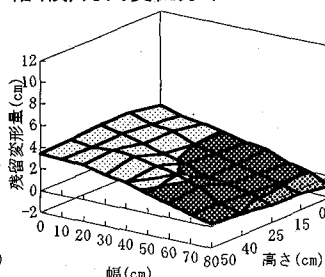
図-10 ダム軸(横)方向変位分布



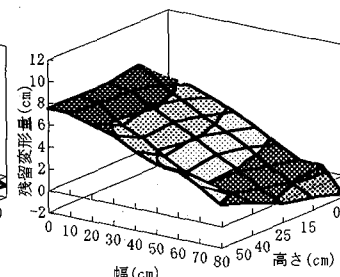
(a) 参考図



(b) $t=1.6\text{mm}$, $V=3\text{m/s}$



(c) $t=3\text{mm}$, $V=3\text{m/s}$



(d) $t=3\text{mm}$, $V=5\text{m/s}$

図-11 衝撃実験の残留変形(緩詰め, 下载荷)

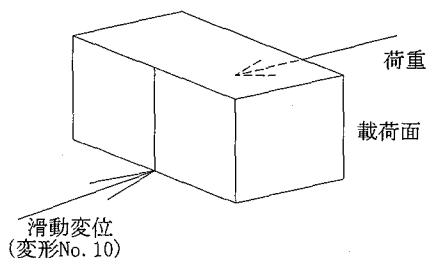


図-12 滑動量の測定位置

特に、載荷点変位10cmの半分の5cmの変位を生ずる位置は、 $t=6\text{mm}$ で中央から53cm、 $t=3\text{mm}$ で30cm、 $t=1.6\text{mm}$ で18cmとなっている。これより、図-6(a)で示したように板厚が厚いほど荷重が大きくなるのは、板厚が厚いほど広い範囲の中詰の反力を受けるためであることがわかる。図-10(c)には中詰材の詰め方による比較を示すが、密詰めと緩詰めとの変位分布に大きな違いは見られない、よって、図-6(b)で示した密詰めの荷重が緩詰めの約1.7倍となったのは、単に中詰自身の抵抗力が向上したためと考えられる。図-10(d)は載荷点の変位が4cmになった時点の変位分布を静的と衝撃で比較を行ったものである。 $t=1.6\text{mm}$ 、 $t=3\text{mm}$ ともに静的より衝撃の方が変形が載荷点付近に集中することがわかる。この傾向は、図-10(e)に示すように速度が速くなると、さらに集中の度合いが強くなることわかる。

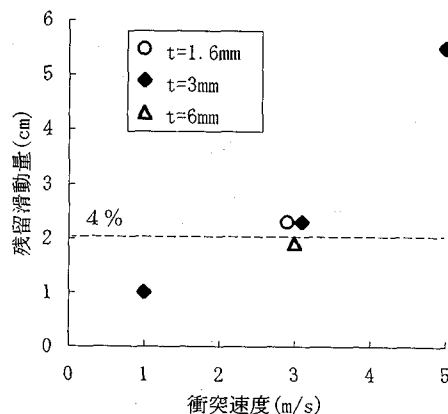
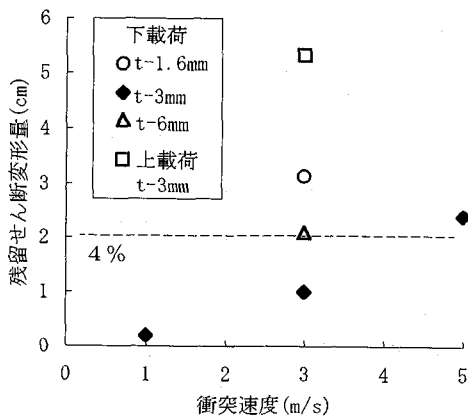
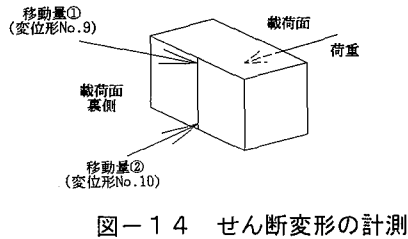
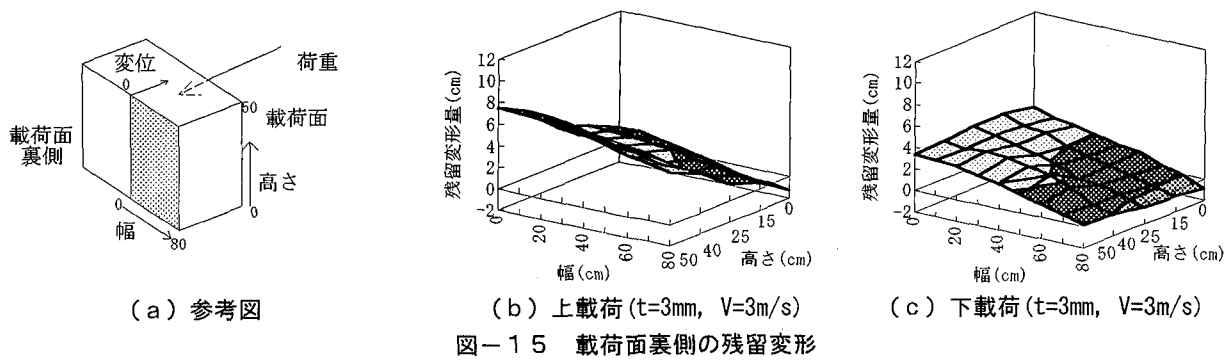


図-13 残留滑動量の比較

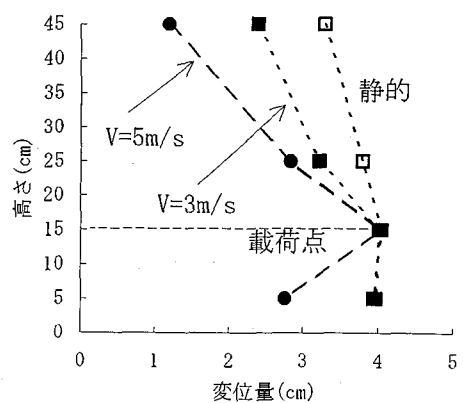
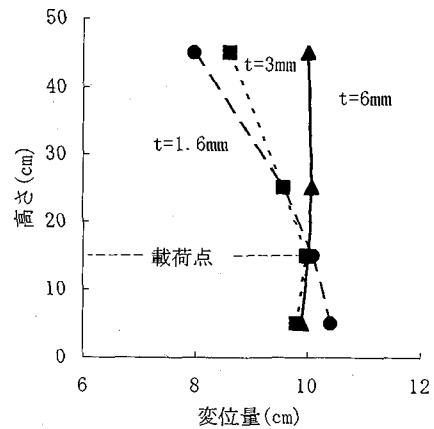
図-11には、衝撃実験終了後の衝突面側鋼板の残留変形を示す。図-11(b)の $t=1.6\text{mm}$ 、 $V=3\text{m/s}$ の場合は、衝突点にへこみが集中して生じており、堤体上部で6cm程度の残留変位が生じることがわかる。これに対して、図-11(c)の $t=3\text{mm}$ 、 $V=3\text{m/s}$ では、鋼板の変形はほぼ一様であり、堤体上部の残留変形も4cmと $t=1.6\text{mm}$ に比して小さくなっている。しかし、図-11(d)の速度5m/sの場合には、変形が図-11(b)の $t=1.6\text{mm}$ のものと同様に局部に集中した変形が現れている。



3.4 転倒および滑動

ダブルウォール砂防ダムは重力式砂防ダムであるので、堤体の安定すなわち転倒および滑動についての安全性が問題となることも考えられる。まず転倒については、実験中に载荷面下部の浮き上がりを観察したが静的実験および衝撃実験のいずれにおいても浮き上がりは生じなかった。これより、静的荷重に対して安定が確保されていれば衝撃荷重に対しては特に問題はないと考えられる。

次に滑動は、図-12に示すように供試体の载荷面裏側の中央部下端の変位(変位計No.10)によって測定した。図-13には、残留滑動量と衝突速度の関係を示す。これより、衝突速度 3m/s 以下では、中詰材の詰め方や鋼板の厚さにかかわらず、堤体高のほぼ4%以下の残留滑動量となっていることがわかる。しかし、衝突速度が 5m/s になると滑動量が 6cm と堤体高の12%にも達している。これは、本供試体にダミー質量を用いていないため、重錘に比して相対的に軽いためと考えられる。実際のダブルウォール砂防ダムは、滑動に対する安全性を高めるため、また施工上の必要性からも根入れが行われており、本実験よりも滑動の破壊形態は起こりにくいもの

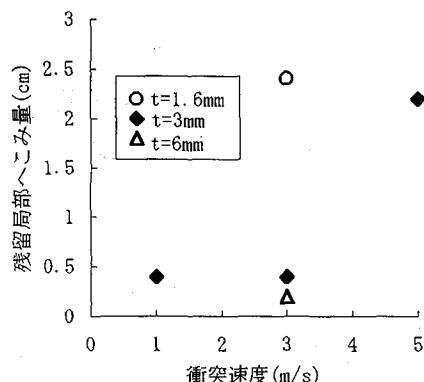


のと考えられる。

3.5 せん断変形

せん断変形は、図-14に示すように载荷面裏側の上・下部の変位量の差を高さで除することによって求めた。図-15は、衝撃実験の裏面の残留変形を上载荷と下载荷で比較したものである。これより、高い位置に衝突した場合には、大きなせん断変形を生じることがわかる。

図-16は、残留せん断変形量～衝突速度関係を示したものである。下载荷の場合では、一般に衝突速度の増大にともない、残留せん断変形量も増大することが認められる。ただし、板厚 1.6mm を除いて残留せん断変形量



図－１９ 残留局部へこみ量～衝突速度関係

は約 2 cm (堤体高の 4 %) 程度であり、さほど大きくはないが、上載荷ではせん断変形量が 5.5 cm となり、堤体高の 10 % を越えている。よって、載荷位置によっては衝突エネルギーの大部分がせん断変形によって吸収されるものと考えられる。前述のように、実構造と同様に滑動対策が施された場合には、本実験で生じた滑動エネルギーが堤体のせん断変形に変換されて増大することも考えられる。また、3.1 項の考察で静的にはせん断変形によって堤体の抵抗力が失われて崩壊に達することはないが、過大な変形は建設条件により不都合が生じることも考えられ、本構造物の特に考慮すべき限界状態の一つと思われる。

3. 6 局部へこみ変形

図－１７は、静的実験で載荷点変位が 10 cm に達した時の載荷面側の縦方向の変形分布 (変位計 No. ②③①④) を表したものである。板厚が薄いと載荷点でのへこみが表れる。図－１８は、静的および衝突速度 3 m/s、5 m/s の実験で、載荷点変位が 4 cm に達した時の変形分布を比較して示す。衝突速度が増すと明瞭に局部のめり込みが大きくなることわかる。

図－１９に、残留局部へこみ量～衝突速度の関係を示す。ここで、局部のへこみは載荷面側の堤体の上端と下端を結んだ線からの距離を測ることによって求めたものである。これより、当然ながら衝突速度が大きい 5 m/s の場合と鋼板の剛性が小さい $t=1.6\text{mm}$ の場合に、へこみ量が著しく大きくなることわかる。

4. 破壊限界の検討

以上の実験結果を基に、ダブルウォール砂防ダムの耐衝撃設計法を確立するための第一段階として、卓越する破壊限界について検討してみる。表－４に、想定される各種の破壊限界と実験結果との比較を示し、今後の検討の必要性について言及してみた。

(1) 抵抗力の最大値

従来のセル構造の設計では、静的な荷重を対象として

表－４ 破壊限界

想定される破壊限界		破壊形態の模式図	実験により観察された結果	今後の検討の必要性
全 体 挙 動	抵抗力の最大値		なし	× 不要
	転倒		なし	× 不要
	滑動		・下載荷の場合	△
	せん断変形		・ $t=1.6\text{mm}$ ・上載荷の場合 ・衝突速度 5 m/s	◎ 要
局 部 挙 動	へこみ		・ $t=1.6\text{mm}$ ・衝突速度 5 m/s ・密詰め	◎ 要
	鋼材連接部の破断		考慮していない	要検討 (今回の実験では不明)

いたため、中詰材の塑性崩壊メカニズムに起因する最大荷重点を限界とする設計が行われてきた。しかし、本実験の静的実験においては、崩壊荷重に相当する最大荷重点は現れなかった。また衝突実験では、荷重は堤体との相互作用で得られるものであり、最大荷重点が堤体の破壊限界としては適切でないことがわかった。

(2) 転倒および滑動

転倒は、全く観察されなかった。滑動については観察されたが、①堤体は静的荷重に対して滑動条件の安全性をチェックされて設計されていること、②多くの建設時には、根入れ等の対策が施されていること、などを考慮すると衝撃荷重下の特有なメカニズムとして、特に検討を要するものではないと思われる。

(3) 堤体のせん断変形

衝突速度が速く、衝突部位が高くなるとせん断変形が大きくなることが認められた。せん断変形によって消費されるエネルギーは、衝突時においてかなり大きいものと考えられ、今後メカニズムの詳細な検討が必要である。

(4) 局部のへこみ

局部のへこみ変形は、鋼板とその背後にある中詰材のサンドクッション効果との相互作用によって、比較的大きなエネルギー吸収があるものと考えられる。また、大きな局部のへこみが生じた場合、実物では、鋼材連接部の破断等生ずる可能性のある限界状態である。壁材の破断は、長期的に中詰材の漏出を招くため、本構造物の致命的損傷となる。よって、局部のへこみ現象は、衝撃特

有の破壊限界としての限界状態であると思われる。

5. 結 言

以上より本研究の成果をまとめると以下ようになる。

(1) ダブルウォール砂防ダムの衝撃特有の破壊形態としては、中詰材のせん断変形と衝突点の局部的なへこみが重要であることがわかった。

(2) 板厚を厚くすることによって、板の曲げ剛性が高まり、変形がダム軸方向に広く分布するため、抵抗力および吸収エネルギーが大きくなることがわかった。

(3) 砂を密に充填することにより、静的実験においては抵抗力が約1.7倍向上し、衝撃実験では最終変位が著しく小さくなった。これより、中詰材の詰め方が抵抗力および吸収エネルギーに及ぼす影響が大きいことがわかる。

(4) 静的実験と衝撃実験の吸収エネルギー比を見ると、衝撃実験の方が約2～5倍も大きくなることがわかった。これは、コンクリート充填鋼管はり¹²⁾の衝撃実験では約1.1～1.2倍程度であったのに比べて、極めて大きく砂特有の衝撃緩衝効果によるものと思われる。

(5) 板厚が薄く、衝突速度が速いほど、ダム軸方向の変位分布が載荷点付近に集中するとともに、載荷点(衝突点)における局部へこみが大きくなることがわかった。

(6) 今後の課題

本研究の結果、巨礫衝突を受けるダブルウォール砂防ダムの卓越する破壊形態は、①堤体のせん断変形と②局部のへこみ、またはそれに連動して生じるであろう③鋼材接続部の破断であることが判った。今後は、各メカニズムごとに分離された研究を深めて、そのメカニズムを明らかにするとともに、それぞれの設計許容値の設定法等¹³⁾について検討する必要がある。

参考文献

- 1) 砂防・地すべり技術センター 鋼製砂防構造物委員会：鋼製砂防構造物設計便覧，平成5年版。
- 2) 建設省北陸地方建設局松本砂防工事事務所：焼岳・浦川における土石流調査関係資料集X I，pp. 25～40。
- 3) 吉田博，榊谷浩，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No. 352/III-2，pp. 61～70，1984年12月。
- 4) 岸徳光，吉田紘一，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年3月。
- 5) 榊谷浩，増田守世：個別要素法による落石用クッション材の衝撃特性，構造工学における数値解析法シンポジウム論文集Vol. 14，pp. 287～292，1990年7月。
- 6) 園田佳巨，佐藤紘志，石川信隆，榊谷浩：落石覆工への落石のエネルギー伝達率に関する基礎的考察，土木学会論文集No. 446/I-19，pp. 147～155，1992年4月。
- 7) 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年3月。
- 8) 園田佳巨，佐藤紘志，石川信隆，太田俊昭：個別要素法によるサンドクッションの衝撃応答特性に関する基礎的考察，土木学会論文集No. 483/I-26，pp. 51～60，1994年1月。
- 9) 鈴木真次，石川信隆，水山高久，石川芳治，古川浩平：鉄筋コンクリート製砂防ダム袖部の終局限界状態に関する実験的研究，土木学会論文集No. 522/VI-28，pp. 107～118，1995. 9。
- 10) 建設省土木研究所砂防部砂防研究室：砂防ダムの被害実態調査，土研資料，第1514号，1979年6月。
- 11) 建設省土木研究所砂防部砂防研究室：砂防ダムの被害実態調査(2)，土研資料，第2491号，1987年6月。
- 12) 伊藤一雄，石川信隆，香月智，鈴木宏：コンクリート充填鋼管はりの衝撃限界吸収エネルギーに関する解析的考察，構造工学論文集Vol. 38A，pp. 1553～1563，1992年3月。
- 13) 砂防・地すべり技術センター：平成6年度与田切鋼製セル群ダム復旧工法検討第2回検討部会資料，平成7年2月。

(1995年9月18日受付)