

港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE
OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No. 1216 June 2010

繰返し衝撃荷重を受ける鉄筋コンクリート版の破壊性状

岩波 光保
松林 卓
川端雄一郎

独立行政法人 港湾空港技術研究所
Independent Administrative Institution,
Port and Airport Research Institute, Japan

目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 検討対象構造物の設定および作用する衝突力の把握	4
2.1 検討対象構造物および自然条件の設定	4
2.2 検討対象構造物に発生する衝突力の把握	5
3. 鉄筋コンクリート版の繰返し衝撃挙動に関する検討	7
3.1 防波堤ケーソン壁のモデル化と消波ブロックの衝突速度の再現に関する検討	7
3.2 実験概要	8
3.3 実験結果	10
3.4 最大変位および最大支点反力の計算値との比較	16
3.5 検討のまとめ	17
4. 耐衝撃性向上のための使用材料・構造形式の検討	17
4.1 耐衝撃性向上効果が期待される使用材料および構造形式の抽出	18
4.2 実験概要	19
4.3 実験結果	21
4.4 押抜きせん断破壊に対する抵抗性の検討	25
4.5 最大変位および最大支点反力の計算値との比較	26
4.6 検討のまとめ	30
5. 結論	30
6. あとがき	30
参考文献	30
付録	32

Structural Behavior of Reinforced Concrete Slabs Subjected to Repeated Impact Loads

Mitsuyasu IWANAMI*

Taku MATSUBAYASHI**

Yuichiro KAWABATA***

Synopsis

It is reported that huge impulsive forces are acting repeatedly on such port structures as breakwaters consisting of concrete caissons, resulting in ultimate failure of concrete members. In the present design of such concrete structures, impulsive forces, which have large variations with regard to time and space, are converted equivalently to simple distribution of static loads in order to compare to load carrying capacity of structures in static conditions. Therefore, it is one of the problems that scatters of impulsive forces and dynamic behavior of structures is not taken into account. It is necessary to establish an integrated design method of port concrete structures subjected to repeated impact loads. And it is necessary to examine measures to improve impact resistant capacity that is applicable to port structures.

In this study, the target was impact loading of concrete blocks acting to the wall of concrete caissons for breakwaters. A part of the wall of typical concrete caissons was modeled to one-way slabs. And, structural behavior of the slabs subjected to repeated impact loads was investigated through falling-weight impact loading tests. As the result of the tests, it was confirmed that the test slabs showed punching shear failure after yield of reinforcement. It was examined how the repeated impact loads affected dynamic responses of reinforced concrete slabs, reaction forces and deflection of the slabs. And, it was confirmed that the number of repetition of impact loading until failure was increased in case of the slabs with PVA short fiber and in case of the slabs with higher reinforcement ratio. Furthermore, the method to calculate the maximum reaction force and the maximum deflection of the beams was confirmed applicable to the slabs.

Key Words: port structure, reinforced concrete slab, repeated impact load,
falling-weight impact loading test

* Head of Structural Mechanics Division, Geotechnical and Structural Engineering Department
** Trainee of Structural Mechanics Division, Geotechnical and Structural Engineering Department
*** Researcher of Structural Mechanics Division, Geotechnical and Structural Engineering Department
3-1-1, Nagase, Yokosuka, Kanagawa 239-0826, Japan Port and Airport Research Institute
Phone : +81-46-844-5059 Fax : +81-46-844-0255 E-mail:iwanami@pari.go.jp

繰返し衝撃荷重を受ける鉄筋コンクリート版の破壊性状

岩波 光保*・松林 卓**・川端 雄一郎***

要 旨

港湾構造物では、衝撃砕波や消波ブロック・船舶等の衝突のような、巨大な衝撃力が繰返し作用し、部材の局部破壊に至った事例が報告されている。港湾構造物の衝撃荷重に対する現行の部材設計では、時間的、空間的変動の大きい衝撃荷重を簡便な分布形状に置き換え、構造物の静的な耐力と比較して安全性を照査しており、衝撃荷重のばらつきや構造物の動的応答については考慮されていない。したがって、繰返し衝撃荷重に対する設計法の確立および港湾構造物に適用可能な耐衝撃性を向上させる方策の検討が必要である。

本研究では、港湾構造物に作用する衝撃力のうち、防波堤ケーソンの側壁に作用する消波ブロックの衝撃荷重に着目した。そして、一般的な防波堤ケーソンの側壁の一部を二辺支持された鉄筋コンクリート版にモデル化し、これに対する衝撃破壊性状の把握および耐衝撃性向上方策の検討を目的として、重錘落下による繰返し衝撃実験を実施した。その結果、繰返し衝撃荷重によって曲げ降伏から押抜きせん断破壊に移行する破壊モードを確認するとともに、破壊の進行に伴う反力応答や変位応答の推移を把握した。また、耐衝撃性を向上させる方策のうち、短繊維補強コンクリートの使用および鉄筋比の増大に高い効果が認められた。さらに、既往の研究で提案された衝撃荷重を受ける鉄筋コンクリートはりの最大変位および最大支点反力の算定方法が、二辺支持された鉄筋コンクリート版にも適用できる見込みを得た。

キーワード：港湾構造物，鉄筋コンクリート版，繰返し衝撃荷重，重錘落下実験

* 地盤・構造部 構造研究チームリーダー

** 地盤・構造部 構造研究チーム 依頼研修員（所属：前田建設工業株式会社）

*** 地盤・構造部 構造研究チーム 研究官

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人 港湾空港技術研究所

電話：046-844-5059 Fax：046-844-0255 E-mail:iwanami@pari.go.jp

1. まえがき

港湾構造物では、防波堤の衝撃砕波力、栈橋上部工の揚圧力、消波ブロック・船舶・漂流物の衝突力のように、巨大な衝撃荷重が作用することは珍しくない。平山ら(2005)は、これらの衝撃力が構造物に繰り返し作用し、損傷に至った事例を報告している。例えば、消波ブロック被覆堤では消波ブロックがケーソンの壁に繰り返し衝突し、コンクリートのひび割れやかぶりの剥落が発生するにとどまらず、最終的に貫通孔に至る局部破壊が発生している。ケーソン壁の穴あき損傷は、中詰材の流出を招き、ケーソン重量を減少させるため、防波堤の滑動に対する安定性が低下する恐れがある。

港湾の施設の技術上の基準・同解説(2007)によると、防波堤の衝撃荷重に対する現行設計では、まずケーソン本体に大きな衝撃砕波力が発生しないようマウンド高やマウンド勾配等を決定することが前提となっている。しかし、ここで決定される構造物の形状は、主に防波堤の滑動や転倒に対する安定性の確保を目的としており、ケーソン壁の穴あき損傷のようなコンクリート部材の局部破壊を抑制するための設計ではない。また、部材の設計においても時間的、空間的変動の大きい衝撃荷重を簡便な分布形状に置き換え、構造物の静的な耐力と比較して安全性を照査しており、衝撃荷重のばらつきや構造物の動的応答については考慮されていない。

一方、衝撃荷重を受けるコンクリート部材の挙動について、例えば、高橋ら(1999)、岸ら(2000, 2009)、森下ら(2004)など、これまで多くの研究成果があり、設計法を提案している文献もある。しかし、衝撃荷重を受ける鉄筋コンクリート構造物の挙動は複雑であり、各技術者や研究者が耐衝撃性評価方法や設計方法について統一した見解を共有するには至っていないのが現状である。また、これまでの研究の多くは落石、飛来物の衝突、爆発など、荷重が作用する回数が極めて少ない構造物を対象としており、港湾構造物に作用するような繰り返し衝撃荷重を対象とした例は少ない。

筆者ら(岩波ら, 2007a)は、これまでの研究において、基本的な部材である鉄筋コンクリートはり(以下、RCはりと呼ぶ)を用いた重錘落下による繰り返し衝撃実験を実施し、衝撃荷重が繰り返し作用した時の破壊性状を把握した。また、これらの実験結果を踏まえ、RCはりの変位応答および反力応答を算出する方法を提案した(山田ら, 2007)。さらに、耐衝撃性を向上させる方策の一つとして、PVA短繊維により補強したコンクリートを用いたRCはりの繰り返し衝撃実験を行い、その優れた耐衝撃性向上効果

を確認した(岩波ら, 2007b)。しかし、これらの研究は、限られた諸元のRCはりを用いて行われたものであり、実際の港湾構造物に適用するためには、より実構造物に即した検討を行う必要がある。また、耐衝撃性を向上させる方策については、鉄筋を増やす、部材厚を増すなど、他にもさまざまな方策が考えられているが、より合理的な耐衝撃性の向上方策を検討する必要がある。

そこで、本研究では、対象構造物およびその周辺環境を具体的に設定し、より実構造物に近い部材である鉄筋コンクリート版(以下、RC版と呼ぶ)について、繰り返し衝撃荷重下の破壊性状の把握および耐衝撃性向上方策の検討を目的とした重錘落下による衝撃実験を実施した。

2. 検討対象構造物の設定および作用する衝突力の把握

2.1 検討対象構造物および自然条件の設定

防波堤ケーソンの構造形式には、図-2.1に示すような一般的なケーソン以外に、スリットケーソンやハイブリッドケーソンのような他の構造形式も存在する。また、一般的なケーソンを用いた防波堤であっても、ケーソンの壁厚と被覆する消波ブロックの形状やサイズによってさまざまな組合せが考えられ、これらすべての衝撃現象を一度に扱うことは困難である。有川ら(2005)の研究によれば、50t型以上の大型の消波ブロックで被覆された防波堤ケーソンにおける被災事例が多い。そこで本研究では、図-2.1に示すような、50t型の消波ブロックで被覆された一般的なケーソン式防波堤を検討対象構造物として設定し、その側壁を検討対象部位と設定した。検討対象部位の形状寸法および配筋を図-2.2に示す。実構造物では、ハンチ部や底版部等の鉄筋が側壁部に定着されるため、図よりも多くの鉄筋が存在するが、ここでは壁中央部における最も鉄筋量の少ない部分の配筋にのみ着目している。また、検討対象構造物および周囲の自然条件や消波ブロックの条件は以下のように設定した。

[自然条件]

砕波時の波速 C ; 12.0 ~ 12.5 m/s

[ケーソン前壁の構造]

壁 厚 ; 0.40m

外側かぶり ; 80mm

内側かぶり ; 60mm

コンクリートの設計基準強度 ; $f'_{ck} = 24 \text{ N/mm}^2$

コンクリートのヤング係数 ; $E_c = 25 \text{ kN/mm}^2$

鉄筋の降伏点 ; $f_{yk} = 345 \text{ N/mm}^2$

〔消波ブロック (50t 型)〕

- ブロック高 ; $H_B = 4.155\text{m}$
- 体積 ; $V = 20.0\text{m}^3$
- 質量 ; $M = 46.0\text{t}$
- 脚の先端半径 ; $r = 0.455\text{m}$
- 脚の平均半径 ; $r_1 = 0.80\text{m}$
- 脚長 ; $L_1 = 2.0\text{m}$
- ヤング係数 ; $E_1 = 23.5\text{kN/mm}^2$

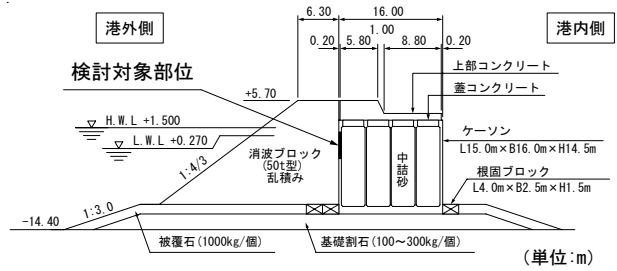


図-2.1 対象構造物

2.2 検討対象構造物に発生する衝突力の把握

(1) 消波ブロックの衝突速度

対象構造物の耐衝撃性を検討するためには、消波ブロックの運動形態や衝突速度を設定する必要がある。

有川ら (2005) は、消波ブロックの衝突パターンを 3 種類に分類し、大型水路を用いた消波ブロックの衝突実験結果から、それぞれの衝突速度を表-2.1 のように整理している。また、山口ら (2003) は、衝撃砕波力が作用した消波ブロック被覆堤を模擬した水理模型実験を行い、消波ブロックは、波の流体力によって一脚だけが少し浮いたような状態で滑るように衝突する機会が多いこと、その時の衝突速度は波速の $1/20 \sim 1/13$ であることを確認している。本検討では、山口らの研究により得られた知見のうち衝突速度の上限を考慮し、波速 C の 0.08 倍の衝突速度で水平衝突すると考えた。すなわち、消波ブロックが速度 $V = 0.08C = 0.08 \times 12.5 = 1.0\text{m/s}$ でケーソン前壁へ水平衝突すると仮定した。

(2) 衝突力の把握

仮定した衝突条件において発生する衝突力の大きさを把握するため、既往の研究で提案されている消波ブロックの衝突力の評価式を用いて衝突力の算定を行った。衝突力の評価式は、滑川ら (2005) により提案されたものおよび有川ら (2005) により提案されたものを用いた。以下にこれらの算定式を示す。

〔滑川ら (2005) による提案式〕

$$P = C_0 \cdot \frac{\sqrt{\pi} \cdot M^{1/2} \cdot V}{\lambda \sqrt{\frac{L_1}{E_1 r_1^2} + \frac{L_2}{E_2 r^2 (1 + (L_2/r) \cdot \tan \alpha)} + U_3^*}} \quad (2.1)$$

ここで、

C_0 ; エネルギーロスによる衝突力低減係数

M ; 消波ブロックの質量(kg)

V ; 衝突速度(m/s)

λ ; 衝突現象の特性による衝突力低減係数

L_1 ; 消波ブロックの脚長(m)

L_2 ; RC 版厚(m)

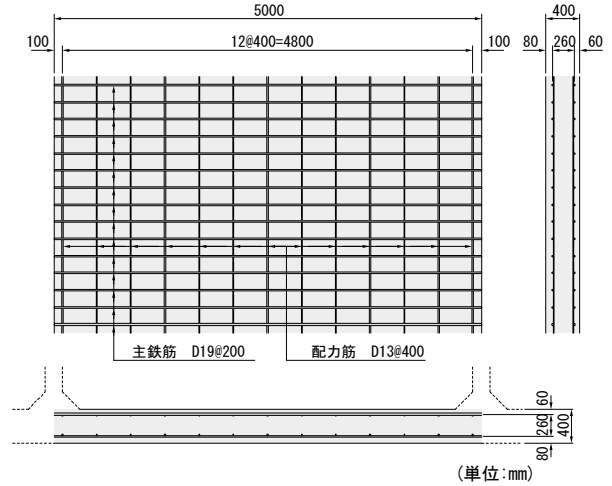


図-2.2 対象部位の配筋

表-2.1 衝突パターンおよび衝突速度

衝突パターン		衝突速度
ロッキング	砕波時	$0.04C$
	非砕波時	$4H / \sqrt{6T}$
転落		$(0.1C + \text{自由落下速度}) / 4$
水平移動		$0.15C$

C ; 波速, T ; 周期, H ; 波高 (消波ブロックの半分を上限とする)

E_1 ; 消波ブロックのヤング係数(N/m^2)

E_2 ; RC 版のヤング係数(N/m^2)

r_1 ; 消波ブロック脚の半径(m)

r ; 衝突面の半径(m)

α ; 荷重分散角 (一般には 45° を用いる)

U_3^* ; 三辺固定 RC 版の曲げひずみエネルギーであり、式(2.2)、式(2.3)より求められる。

$$U_3^* = 2\pi U_3 / P^2 \quad (2.2)$$

$$U_3 = \frac{P^2}{4D\pi^4 ab} \sum_{m=1,2,\dots} \sum_{n=1,2,\dots} \frac{A}{B+C} \quad (2.3)$$

ここで、

$$A = \left(1 - \cos \frac{(2m-1)\pi\xi}{2a}\right)^2 \left(1 - \cos \frac{2n\pi\eta}{b}\right)^2$$

$$B = \frac{3}{8} \left(\frac{2m-1}{2a}\right)^4 + \frac{1}{2} \left(\frac{3}{4} - \frac{2}{(2m-1)\pi} \sin \frac{(2m-1)\pi}{2}\right) \left(\frac{2n}{b}\right)^4$$

$$C = \left(\frac{1}{4} - \frac{\nu}{(2m-1)\pi} \sin \frac{(2m-1)\pi}{2}\right) \left(\frac{(2m-1)n}{ab}\right)^2$$

ν ; ポアソン比

$$D; \frac{E_2 L_2^3}{12(1-\nu^2)}$$

a, b, ξ, η ; 図-2.3 参照

[有川 (2005) らによる提案式]

$$F_{\max} = \gamma_p \chi^{\frac{2}{5}} \left(\frac{5M}{4}\right)^{\frac{3}{5}} V^{\frac{6}{5}} \quad (2.4)$$

$$\chi = \frac{4}{3} \sqrt{r} \frac{E}{1-\nu^2} \quad (2.5)$$

ここで、

γ_p ; 実験より 0.25 とする

M ; 衝突体の質量 (kg)

V ; 衝突速度 (m/s)

r ; 衝突部の円の半径/2 (m)

E ; コンクリートのヤング係数 (N/m^2)

ν ; ポアソン比

消波ブロックが防波堤に衝突する高さは、消波ブロックが沈下して不完全被覆の状態となった場合を想定すると、海面付近となると考えられる。また、図-2.4に示すように、消波ブロックによる被覆を行う範囲から被覆を行わない範囲に変化する区間においては、消波ブロックの転落やロッキングによりケーソン壁の下部においても消波ブロックが衝突する可能性がある。これらを踏まえ、衝突高さを図-2.5に示すようにケーソン下端から2.0m上、7.0m上、12.27m上 (L.W.L相当) の3箇所を設定し、1つの高さあたり5箇所での衝突点について上記2つの式により衝突力を算定した。

ケーソン下端から7.0m上における衝突力の計算値の水平分布を図-2.6に、各衝突力算定位置における算定値を表-2.2に示す。同表には参考までに消波ブロック衝突時の運動エネルギーも示す。滑川らによる提案式を用いた場合、その計算値は、衝突高さが低くなるほど衝突力は大きくなり、同じ衝突高さであれば、壁中心部ほど衝突力は小さくなった。一方、有川らによる提案式を用いた

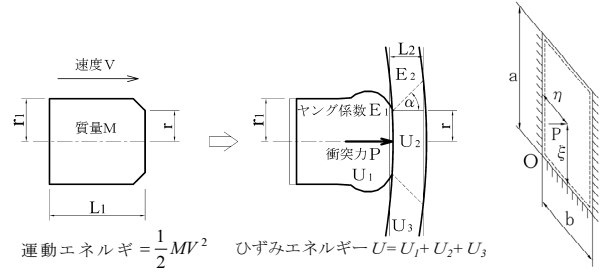


図-2.3 衝突力算定モデル

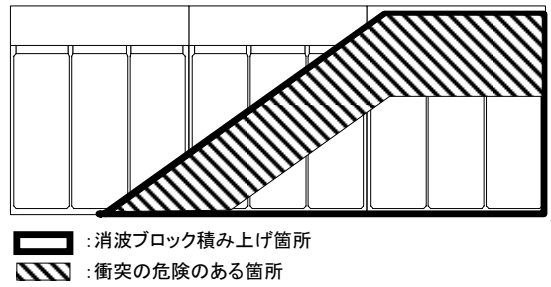


図-2.4 衝突の可能性のある消波ブロックの範囲のイメージ

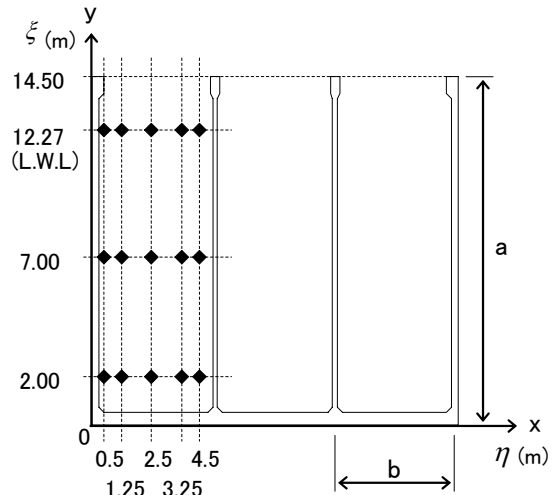


図-2.5 衝突力算定位置

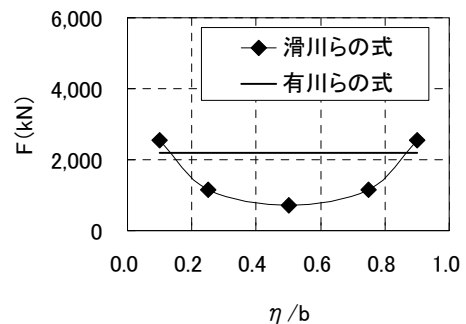


図-2.6 衝突力の水平分布 (ケーソン下端から7.0m上)

表-2.2 衝突力計算結果

衝突高さ H (m)	衝突水平位置			滑川らの 提案式 による 計算値 (kN)	有川らの 提案式 による 計算値 (kN)	運動 エネルギー 1/2MV ² (J)
	b (mm)	η (mm)	η/b			
12.27	5,000	500	0.10	2,477	2,195	23,000
		1,250	0.25	1,068		
		2,500	0.50	649		
		3,750	0.75	1,068		
		4,500	0.90	2,477		
7.00	5,000	500	0.10	2,547	2,195	23,000
		1,250	0.25	1,156		
		2,500	0.50	717		
		3,750	0.75	1,156		
		4,500	0.90	2,547		
2.00	5,000	500	0.10	2,656	2,195	23,000
		1,250	0.25	1,289		
		2,500	0.50	846		
		3,750	0.75	1,289		
		4,500	0.90	2,656		

場合、衝突高さおよび水平位置による計算値の違いはないが、滑川らによる提案式を用いた場合における壁端部の計算値と概ね同等となった。以上より、設定した検討対象構造物において発生する衝突力は、600~2,700kN程度、運動エネルギーは23,000J程度と推定される。

参考までに、消波ブロックの種別について20t型、50t型、80t型の3種類、衝突速度について0.5、1.0、1.5m/sの3種類の衝突力の算定も行った。各条件に対する衝突力の水平分布および算定値の一覧は付録Aに示す。

3. 鉄筋コンクリート版の繰返し衝撃挙動に関する検討

ケーソン壁の耐衝撃性を向上させるには、さまざまな方策が考えられるが、具体的な方策の検討に先立ち、繰返し衝撃荷重が作用するRC版の破壊性状を把握することは極めて重要である。

そこで、繰返し衝撃荷重を受けるRC版の破壊挙動の把握を目的に、RC版試験体の重錘落下式衝撃実験を実施した。さらに、山田ら(2007)が既往の研究で提案したRC版の最大変位および最大支点反力を算出する方法のRC版への適用性について検討した。

3.1 防波堤ケーソン壁のモデル化と消波ブロックの衝突速度の再現に関する検討

(1) 防波堤ケーソン壁のモデル化

本研究では、図-2.1および図-2.2に示した防波堤ケーソンの側壁を、図-3.1の灰色部分のような二辺支持された版部材としてモデル化を行った。同図に示すように、一般的な防波堤ケーソンの側壁は、隣接する側壁、隔壁

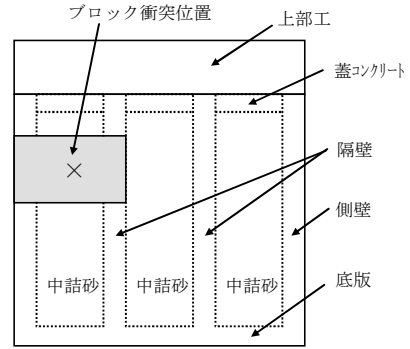


図-3.1 ケーソン壁のモデル化

や底板によって三辺支持された部材であるが、衝突高さが高い場合には、辺長比が大きいため底板による拘束の影響は小さいものと考えた。なお、支持部である二辺の拘束条件の設定については、実験装置と関連するため、「3.2(2)試験装置」にて示す。また、試験装置の寸法を考慮し、モデル化する鉄筋コンクリート版の支間方向とその直角方向の辺長比は4:3、試験体の縮尺は2/5とした。

(2) 消波ブロックの衝突速度の再現

2.1で設定した50t型の消波ブロック(質量:46.0t)を、鉄筋コンクリート版と同様に2/5に縮小すると、その質量は2,944kgとなるが、本研究に用いた試験装置の重錘質量は最大で400kgである。そこで、質量400kgの重錘を用いて2,944kgの消波ブロックの衝突現象を再現するための衝突速度について検討した。

山田ら(2007)は、衝撃を受ける鉄筋コンクリート版の最大変位を算出する手法の妥当性を確かめている。ここでは、この手法を用い、変形量が同一となることをもって同等の衝突現象を再現したとみなすこととした。すなわち、中央一点荷重の単純ばりであれば、縮尺が変化しても支間長Lに対する中央変位の最大値δの比であるδ/Lが同一であれば同等な衝撃現象であると考えた。

図-3.2に示すように、実構造物サイズの鉄筋コンクリート版と重錘、およびそれらの大きさを忠実に2/5に縮小したものを考え、これに既往の研究(山田ら, 2007)で提案された計算手法が適用できると仮定する。ここで、縮尺に対し、面積はその2乗倍、体積は3乗倍となっている。また、材料強度は同じとする。これらの試験体における衝突速度と支間長に対する最大変位計算値の比δ/Lの関係は図-3.3のようになり、両者の計算値はほぼ一致した。すなわち、鉄筋およびコンクリートの材料は変えずに寸法を相似に変化させると、支間長に対する最大変位量の比は一定に保たれる。

次に、試験装置の都合上、重錘質量に上限があること

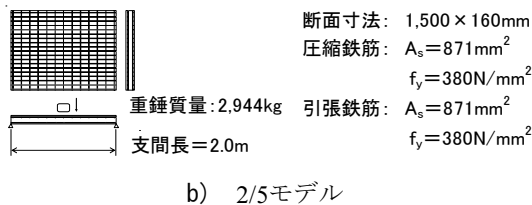
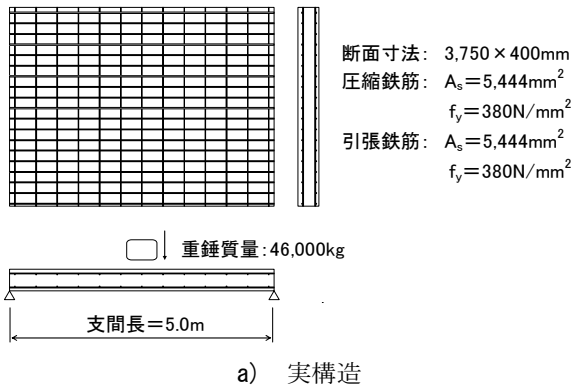


図-3.2 モデル化した鉄筋コンクリート版

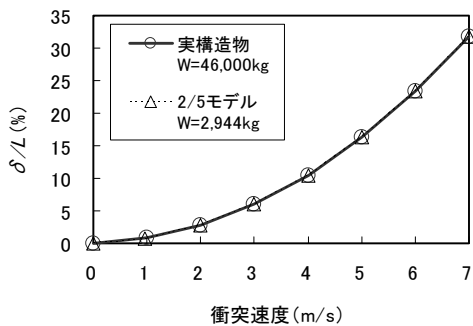


図-3.3 δ/L と衝突速度の関係

を踏まえ、図-3.2b)に示す鉄筋コンクリート版に質量400kgの重錘を衝突させ、2,944kgの重錘質量の場合と同じ変形状態を再現することを考える。図-3.4は、異なる重錘質量に対し、衝突エネルギーが同一となるような衝突速度とした場合の衝突速度と δ/L の計算値の関係を示したものである。これによれば、異なる質量の重錘を同じ運動エネルギーで衝突させても、RC版の変形状態は同一にはならないことがわかる。一方、同じ変形状態が得られるように衝突速度を繰り返し計算すると、 δ/L と衝突速度の関係は図-3.5のようになる。これによれば、重錘質量2,944kg、衝突速度1.0m/sによる版の変形状態は、重錘質量400kg、衝突速度3.7m/sによって再現できることとなる。

以上より、検討対象構造物を2/5サイズの試験体にモデル化し、質量400kgの重錘を用いて衝突現象を再現するためには、衝突速度を3.7m/s程度とすればよいことがわかり、これを以降の実験における検討ケースを定める

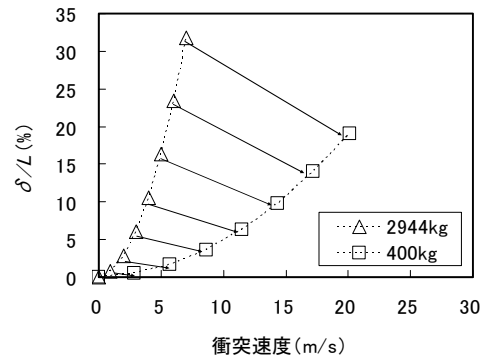


図-3.4 δ/L と衝突速度の関係（衝突エネルギー一定）

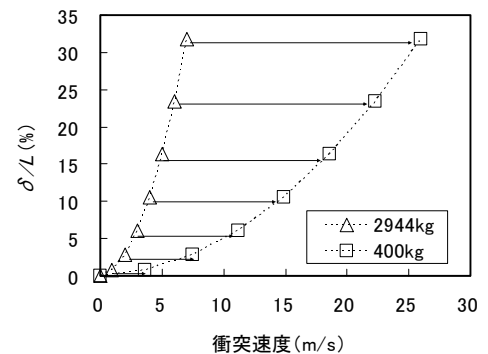


図-3.5 δ/L と衝突速度の関係（変形量一定）

表-3.1 検討ケース

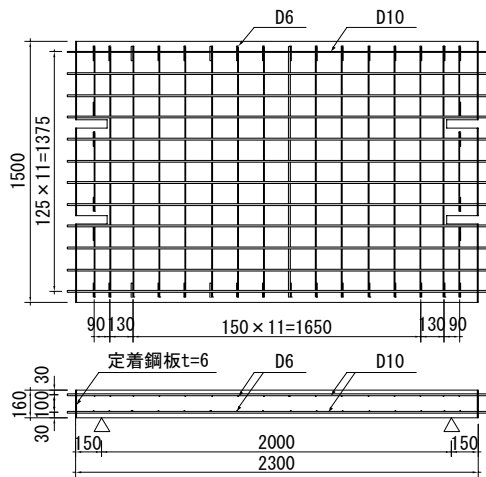
シリーズ	試験体名	载荷条件	衝突速度 V (m/s)
A	A-1	漸増衝撃载荷	1,2,3,4,5,6
	A-2	繰返し衝撃载荷	3
	A-3	繰返し衝撃载荷	7
B	B-1	漸増衝撃载荷	1,2,3,4,5,6
	B-2	繰返し衝撃载荷	3
	B-3	繰返し衝撃载荷	7

際の参考にした。

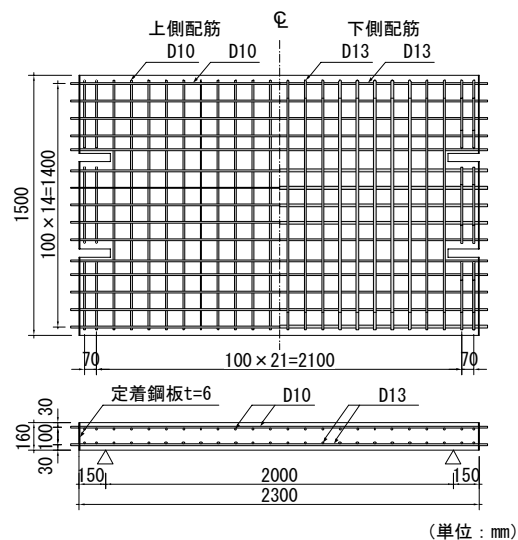
3.2 実験概要

(1) 検討ケースおよび試験体概要

本実験の検討ケースを表-3.1に示す。試験体の種類はAシリーズおよびBシリーズの2種類とした。Aシリーズは、鉄筋比を対象構造物である一般的な防波堤ケーソンと同程度としたものであり、Bシリーズは、鉄筋比を増加させたものである。载荷方法は、重錘の衝突速度を1m/sから6m/sまで順に増加させる漸増衝撃载荷、および所定の衝突速度(3m/s, 7m/s)で繰返し衝撃荷重を作用させる繰返し衝撃载荷の2通りとした。試験体の形状寸法および配筋を図-3.6に示す。試験体は、寸法2,300mm×1,500mm×160mmのRC版であり、支間長は



Aシリーズ



Bシリーズ

(単位: mm)

図-3.6 試験体の形状寸法および配筋

2,000mm である。使用したコンクリートの配合条件は、後に示す表-4.2のN1と同じである。衝撃実験時のコンクリートの物性値および鉄筋の物性値を表-3.2に、各試験体の静的な荷重に対する試験体の計算耐力（曲げおよび押抜きせん断）をそれぞれ表-3.3に示す。なお、耐力計算は、土木学会コンクリート標準示方書（2007）に基づき、材料係数および部材係数は1.0、曲げ耐力算出時の有効幅は考慮せずに算出した。また、押抜きせん断耐力算出時の載荷面は、試験体の破壊状況を考慮し、直径100mmの円形と仮定した。

(2) 試験装置

本実験に使用した試験装置を写真-3.1に示す。本装置の原理は、重錘を所定の高さまでチェーンブロックで引き上げ、ロープを用いてフックを解除することにより重錘を自由落下させるものである。

表-3.2 コンクリートおよび鉄筋の物性値

コンクリート物性値		鉄筋物性値		
圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	試験体名	呼び名	降伏点 (N/mm ²)
40.8	30.2	A-1,B-1	D6	365
44.3	30.4	A-2,A-3	D10	384
		B-2,B-3	D13	380

表-3.3 試験体の計算耐力

試験体名	曲げ耐力 (kN)	押抜きせん断耐力 (kN)
A-1	95.1	175.2
A-2	96.5	175.2
A-3	96.5	175.2
B-1	182.7	253.6
B-2	184.6	253.6
B-3	184.6	253.6

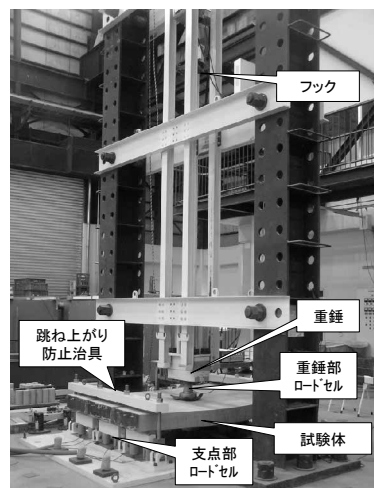


写真-3.1 試験装置

重錘の質量は400kgで一定とした。重錘の先端形状は片当たりを防止するため、半径565mmの球面仕上げとなっている。重錘の形状および寸法を図-3.7に示す。また、試験体の浮き上がりや脱落を防止するため、支点部に跳ね上がり防止治具を備えている。本治具は、支点片側あたり4本のPC鋼棒を介して試験体上面の鋼材をナットで締め付ける構造となっており、この締め付ける力は支点片側あたりの平均が120kN程度となるように管理した。また、重錘落下点には、重錘反力応答のばらつきを抑えるため、硬度65度のゴムシート（寸法：300mm×300mm×10mm）を敷いて載荷を行った。

なお、本試験装置の支持条件は、実際のケーソン壁と比べてより回転を許容する構造であると考えられるが、跳ね上がり防止治具によって鉛直方向の動きに対する拘束は考慮されている。本支持条件によるRC版の挙動をもとに評価を行えば、実構造物に対して安全側の評価ができると考えている。

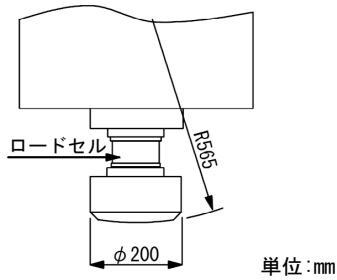


図-3.7 重錘の形状および寸法

(3) 計測方法

主な計測項目は、重錘反力、支点反力、支間中央部におけるRC版下面の鉛直変位である。図-3.8に支点反力および変位の計測位置を示す。なお、A-1試験体の $V=1\text{m/s}$ 時のみ、図-3.8のT2は計測せず、重錘の変位を計測した。重錘反力の計測には重錘部に組み込まれた容量2MNのロードセルを、支点反力の計測には支点部に組み込まれた容量200kNのロードセル（片側6点ずつ）を使用した。いずれのロードセルもひずみゲージ式である。変位の計測には非接触型レーザ変位計（最大計測レンジ750mm、サンプリング周期20~1000 μs ）を使用した。計測機器には、A/D変換器を内蔵したデジタル動ひずみ計を使用し、専用ソフトを用いて計測用パソコンでデータ収録した。計測間隔は50 μs とし、取得データのフィルタ処理は施さなかった。また、RC版に発生したひび割れ状況を適宜観察した。

3.3 実験結果

(1) 漸増衝撃载荷による試験体の破壊状況

漸増衝撃载荷による支間中央部の最大変位および残留変位と衝突速度の関係を図-3.9に示す。ここで、支間中央部の変位計測位置について、载荷点直下および版端部（図-3.8におけるT1およびT2）の2箇所について示している。なお、A-1試験体については载荷速度 $V=1\text{m/s}$ 時のT2（版端部の変位）を計測しなかったため、载荷速度 $V=1\text{m/s}$ 時の残留変位を0と仮定している。

図-3.9によれば、A-1試験体よりもB-1試験体の方が、最大変位および残留変位ともに小さくなっていることが確認できる。また、载荷点直下と版端部の変位を比べると、A-1、B-1試験体ともに衝突速度 $V=3\text{m/s}$ まではほとんど変わらず、 $V=4\text{m/s}$ 以降は载荷点直下の変位の方が大きくなっていることがわかる。試験体破壊状況の観察の結果、A-1、B-1試験体ともに衝突速度 $V=5\text{m/s}$ において押抜きせん断によるひび割れが確認されており、载荷点直下と版端部の変位の差は押抜きせん断破壊面の形成によるものと考えられる。写真-3.2に、A-1および

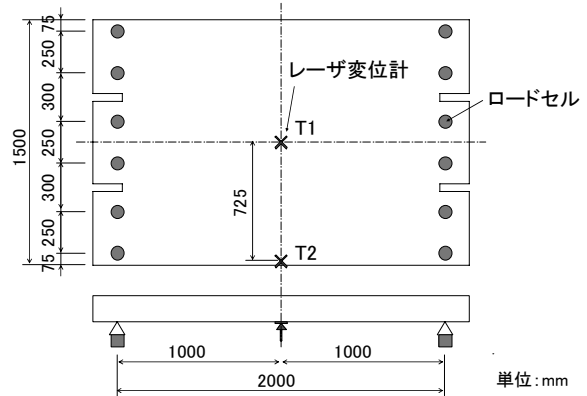
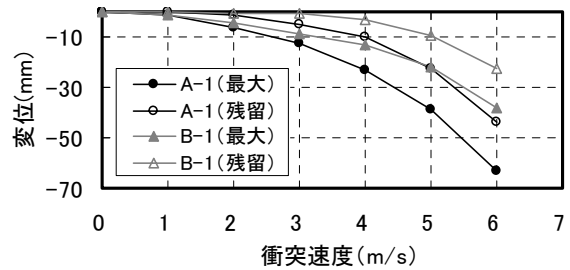
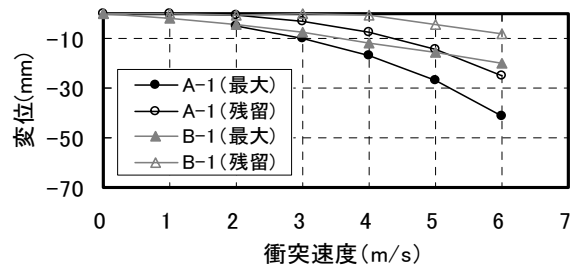


図-3.8 計測位置



a) T1 (载荷点直下)



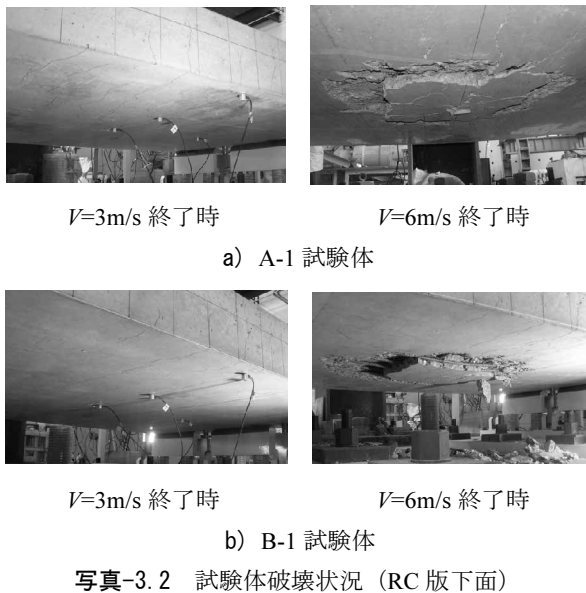
b) T2 (版端部)

図-3.9 漸増衝撃载荷時の変位と衝突速度の関係

B-1試験体の衝突速度 $V=3\text{m/s}$ および 6m/s 载荷終了時の試験体下面の破壊状況を示す。これらより、鉄筋量を増やして静的な曲げ耐力および押抜きせん断耐力を大きくした場合、変形量は小さくなるが、衝突速度が大きくなると、変形の程度によらず押抜きせん断破壊を起こすことがわかった。

図-3.10に、衝突速度 $V=1, 3, 6\text{m/s}$ における、1回の衝撃荷重に対する载荷点直下の変位（以下、载荷点変位と呼ぶ）、重錘反力および支点反力の時刻歴応答を示す。なお、本資料における支点反力は、支점에設置した12個のロードセルにより計測した値の合計を示している。これによれば、载荷点変位の最大値については、衝突速度が増加するにつれてA-1試験体とB-1試験体の差が顕著となったのに対し、重錘反力および支点反力についてはB-1試験体の方がA-1試験体よりも若干大きい程度で

あった。三上ら（2008）は、鉄筋比が異なっても重錘反力および支点反力の応答は同程度であるという実験結果を得ており、鉄筋比の違いによる重錘反力および支点反力への影響は小さいと思われる。本実験結果において、B-1 試験体の重錘反力および支点反力の方が A-1 試験体よりも若干大きくなった原因の一つとして、本実験が漸増载荷であり、試験体が累積して受けた損傷の程度が B-1 試験体の方が小さく、部材の剛性の低下が緩やかであったことが考えられる。



(2) 繰返し衝撃载荷による試験体の破壊状況

図-3.11 に、A-2, A-3 試験体および B-2, B-3 試験体の、試験体下面におけるひび割れ発生状況を示す。また、図-3.12 に、A-2 試験体および B-2 試験体の载荷点変位、最大重錘反力および最大支点反力と衝突回数との関係を示す。

A-2 試験体は、衝突回数 1 回目から曲げひび割れおよび载荷点を中心とした放射状のひび割れが発生し、衝突回数の増加とともにひび割れ本数も増加した。曲げひび割れおよび放射状のひび割れの発生は衝突回数 10 回程度で概ね収束し、その後は既に発生したひび割れ幅が版の曲げ変形とともに大きくなった。衝突回数 25 回目には、载荷点直下付近のかぶりコンクリートが剥落し始め、35 回目には完全に押抜きせん断破壊した。载荷点変位は、衝突回数 10 回目程度以降 (図-3.12 中の b), 増加の勾配が一旦緩やかとなり、25 回目程度以降 (同図中の c), 再び急になった。最大重錘反力は、衝突回数 10 回程度まで (同図中の a) の低下が顕著であり、その後は一旦横ばいとなり (同図中の b), 25 回目程度以降 (同図中の c) 再び大きく低下した。最大支点反力は、衝突回数の少ない段階 (同図中の a) で一旦増加し、その後横ばいとなり (同図中の b), 25 回目程度以降 (同図中の c) 若干低下する傾向が見られた。载荷点変位、最大重錘反力および最大支点反力ともに、衝突回数 10 回程度と 25 回程度で、計測値の発生傾向が変化している。ひび割れ発生状

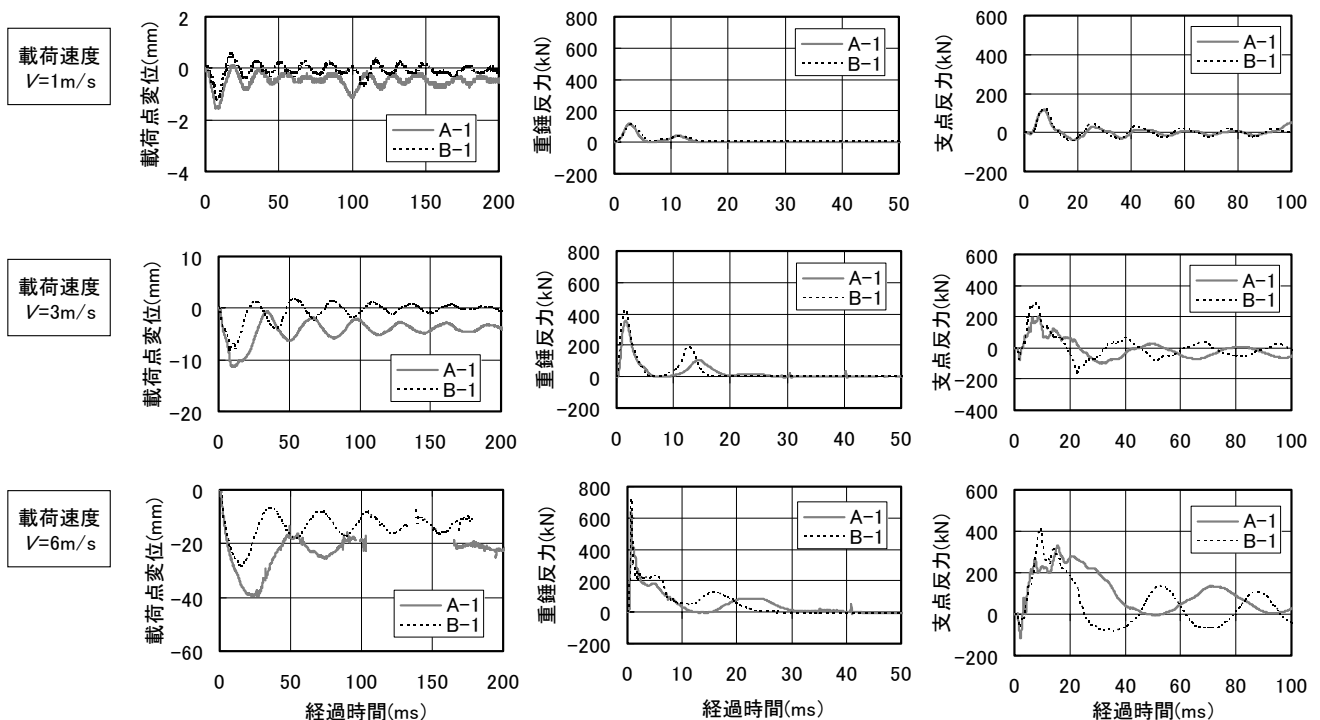


図-3.10 载荷点変位、重錘反力および支点反力の時刻歴応答

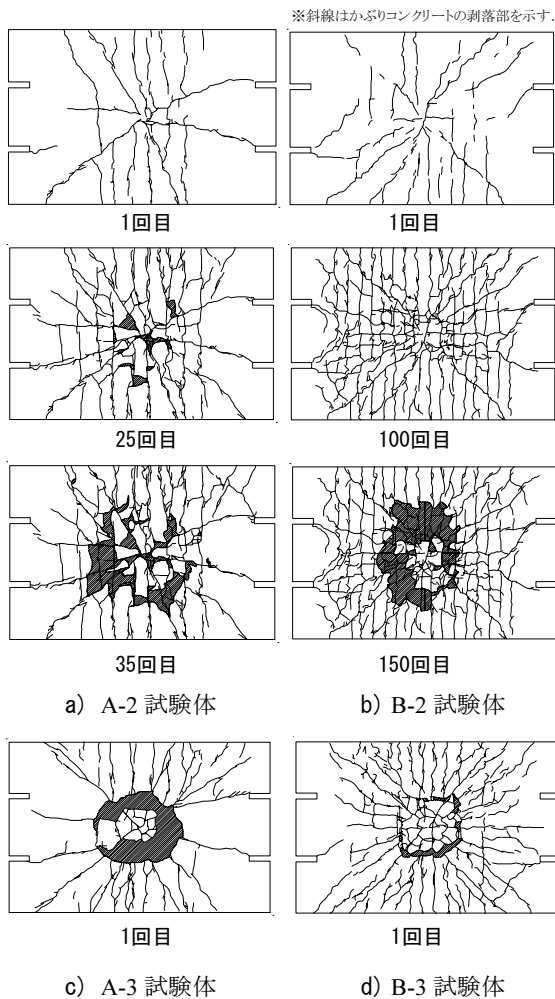


図-3.11 試験体下面の破壊状況

況の観察結果と比較すると、前者は新たなひび割れの発生が収まる時期と一致しており(同図中のaとbの境界)、新たなひび割れの発生に伴い試験体の剛性が徐々に低下したことで最大重錘反力と最大支点反力の発生傾向が変化したものと推測される。また、後者(同図中のbとcの境界)は押抜きせん断破壊面の形成時期と一致していることから、これが影響要因の1つと考えられる。

B-2 試験体は、A-2 試験体と比較して全般的にひび割れの本数が多く、また、衝突回数 130 回程度から押抜きせん断破壊に移行していることがわかる。押抜きせん断破壊に移行した衝突回数は、A-2 試験体より 4 倍程度多く、そのときの曲げ変形量は 1/3 程度であった。しかし、新たなひび割れ発生(同図中の a と b の境界)および押抜きせん断破壊面の形成(同図中の b と c の境界)とともに荷点変位、最大重錘反力および最大支点反力が変化する傾向は A-2 試験体と同様であった。A-3 試験体および B-3 試験体は、いずれも 1 回の荷点により押抜きせん断破壊に至ったが、A-3 試験体の方が破壊の程度は顕著であった。

(3) 重錘と RC 版の運動過程

重錘衝突を受ける部材は、極めて短時間に衝撃荷重が作用し、応力波の発生や振動を伴う変形をするため、反力応答や変位応答は非常に複雑な挙動となり、静的荷重下における応答とは全く異なる傾向を示す。したがって、RC 版の衝撃的な挙動を把握するためには、衝突体と被衝突体が時間の経過とともにどのように挙動しているか

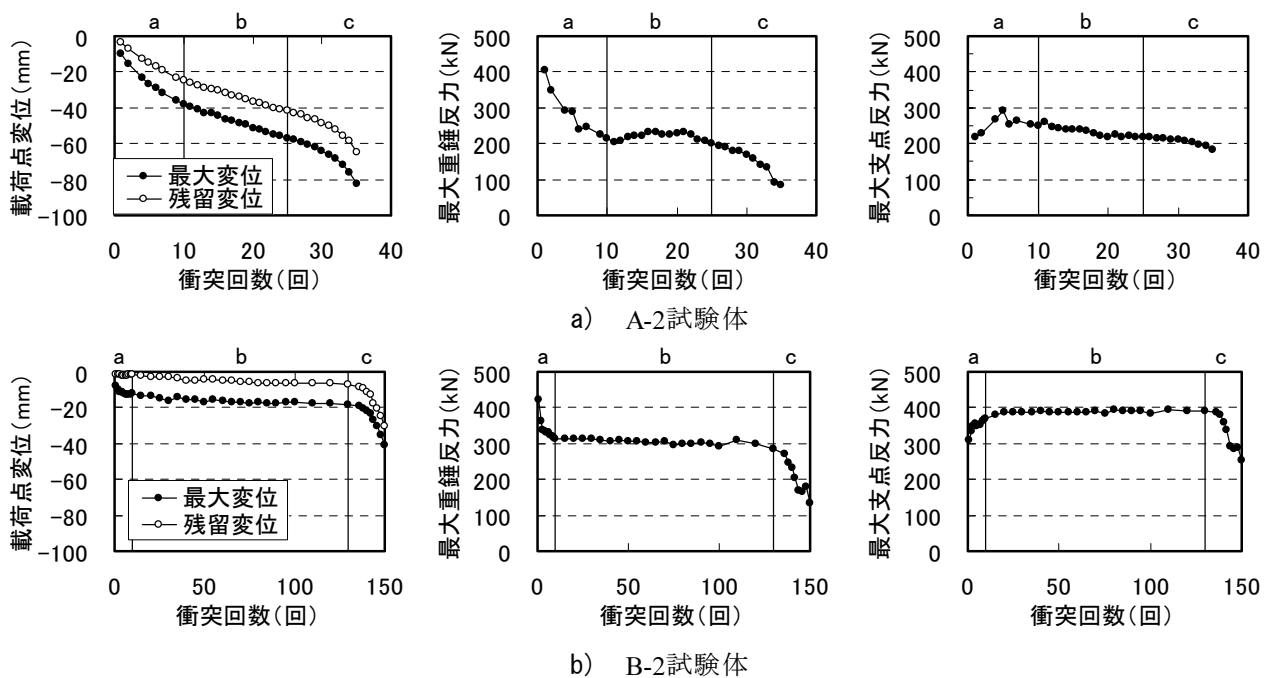


図-3.12 荷点変位、最大重錘反力および最大支点反力と衝突回数との関係

を把握することが重要である。そこで、衝突速度の小さい重錘衝突を1回作用させたA-1試験体について、衝撃荷重作用時の各応答を時系列で整理した。

図-3.13に、載荷点変位、重錘変位、重錘反力および支点反力の時刻歴応答を示す。なお、同図は、横軸の尺度を変えたものを2つ並べて示し、重錘変位については図の見易さを考慮し、ゴムシートの厚さ(10mm)分だけ上側にシフトしている。また、表-3.4に、各段階における重錘とRC版の位置、速度および反力応答の関係を示す。図-3.13より、重錘反力は、衝突後2.5ms程度で最大値に達しており、極めて短時間で衝撃荷重が作用していることが確認できる。しかし、RC版はこの時点でまだほとんど変形していない。また、重錘衝突直後に重錘反力が増加しているとき、支点には負の反力が発生していることがわかる(表-3.4のイ、ウ)。これは、重錘の衝突による瞬間的な版の曲げ変形によって支点近傍に上向き慣性力が作用したためと考えられる。その後、重錘の衝突により、試験体は下向きに突き飛ばされ、重錘と試験体は一旦離れて運動する(表-3.4のエ)。これは、図-3.13で、経過時間6~7ms程度のとき重錘反力が0になっていることから判断できる。その後、突き飛ばされた試験体は、版の復元力によって変形速度が減少し、重錘と試験体は再び接触する。これは、図-3.13で、経過時間が11ms程度にかけて再び重錘反力が生じていることから判断できる。その後重錘は、版の復元力により上方へ跳ね返される。

(4) 繰返し衝撃による時刻歴応答の変化

図-3.14に、A-1およびB-1試験体を除く各試験体の、代表的な衝突回数載荷時における載荷点変位および重錘反力の時刻歴応答を示す。また、図-3.15に、同一衝突回数載荷時における載荷点変位および支点反力の時刻歴応答を示す。なお、A-3試験体の3回目の衝突については、計測器の破損を避けるため変位の計測は行わなかった。

重錘反力の時刻歴応答について、A-2試験体の衝突回数1回目に着目すると、試験体が1回たわむ間に図-3.13で示した波形同様、反力のピークが2回生じていることがわかる。これらのピークを図中に α 、 β で示す。ここで、 α の後に反力がゼロ付近まで低下するまでに、図-3.13では確認されなかった反力のわずかな増加が生じていることがわかる。これを α' とする。A-2試験体の25回載荷時には α の値が小さくなり、 α' が明確になっている。また、35回載荷時には、 α はさらに小さく、 α' を含むピークの作用時間は長くなり、 β とつながるような波形となっている。衝突速度の小さい図-3.13において α' が発生しなかったことを考慮すれば、 α' は重錘の衝突に

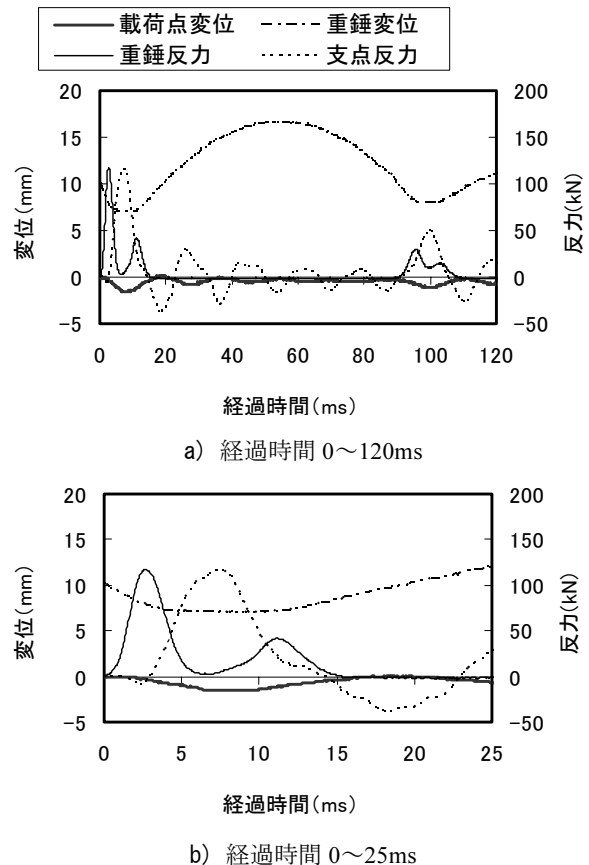


図-3.13 載荷点変位、重錘変位、重錘反力および支点反力の時刻歴応答 (A-1 試験体)

表-3.4 RC版の運動過程

ア	重錘衝突時 (1ms)		$v_1 > v_2 = 0$ $P > 0$ $R = 0$
イ	RC版変形開始直後 (2ms)		$v_1 = v_2 > 0$ $P > 0$ $R < 0$
ウ	重錘反力最大時 (2.5ms)		$v_1 = v_2 > 0$ $P = P_{max}$ $R < 0$
エ	RC版変形途中 (6ms)		$v_2 > v_1 > 0$ $P = 0$ $R > 0$
オ	中央変位最大時 (7.5ms)		$v_1 = v_2 = 0$ $P > 0$ $R \cong R_{max}$
カ	RC版復元途中 (11ms)		$v_1 = v_2 < 0$ $P > 0$ $R > 0$
キ	RC版復元変位 最大時 (19ms)		$v_1 < v_2 = 0$ $P = 0$ $R \cong R_{min}$
ク	RC版自由振動後、再衝突 (aに戻る)		

v_1 : 重錘落下速度, v_2 : RC版変形速度, P : 重錘反力, R : 支点反力

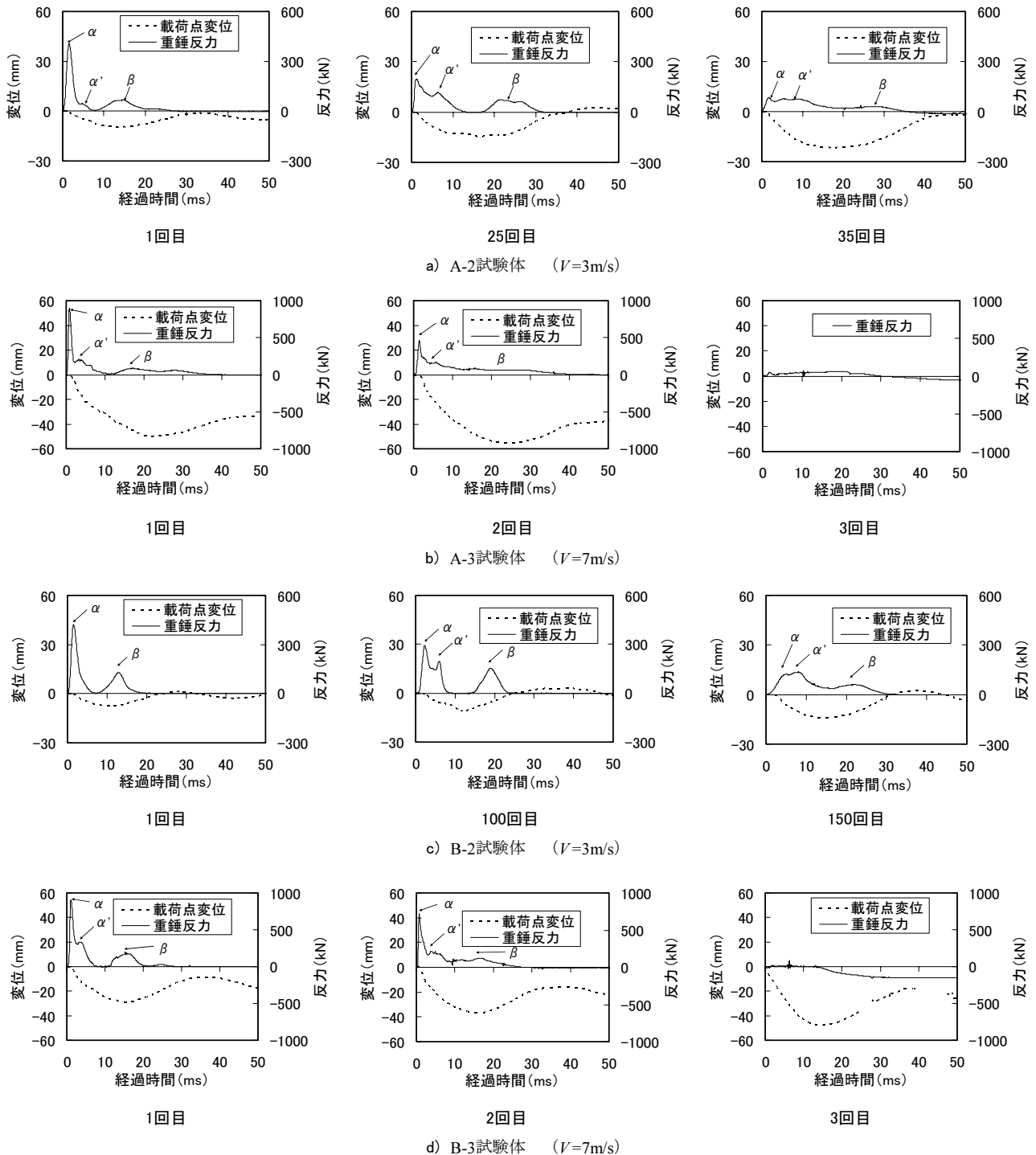


図-3.14 載荷点変位および重錘反力の時刻歴応答（繰返し載荷）

に伴う試験体の局所的な損傷により重錘の接触時間が長くなったことで発生したものと考えられる。損傷の大きいA-3試験体では、1回目の載荷から α が明確に表れており、2回目の載荷で α' と β の区別がつかないほどになっていることが確認できる。Bシリーズにおいても、Aシリーズとほぼ同様の傾向がみられた。

一方、支点反力の時刻歴応答について、図-3.13では、

支点反力波形のピークと試験体の変位波形のピークの時間がほぼ一致していたが、A-2試験体の衝突回数1回目を見ると、それらは一致せず、支点反力の方が早くピークを迎えている。これより、最大支点反力は、必ずしも試験体の変形によってもたらされるものではないことがわかる。同試験体の衝突回数25回目および35回目を見ると、試験体の損傷が進むにつれて、支点反力のピーク

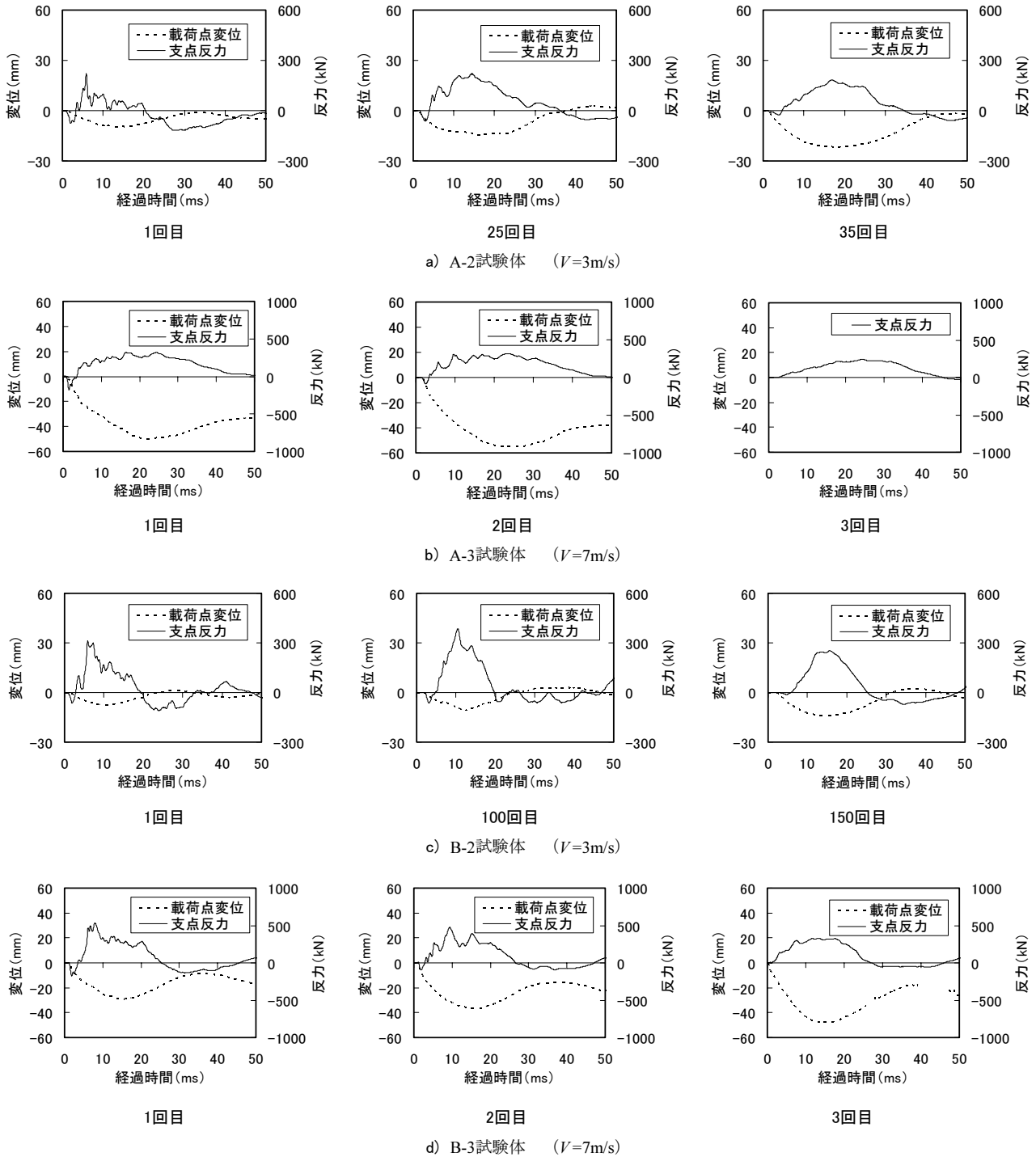


図-3.15 載荷点変位および支点反力の時刻歴応答（繰返し載荷）

と変位のピークの時間が近くなっていることがわかる。また、1 回目の衝突後から損傷が大きい A-3 試験体では、1 回目から支点反力のピークと載荷点変位のピークの時間がほぼ一致していることがわかる。以上より、図-3.13 のように衝突速度が十分に小さければ、静的荷重下における変形と同様、試験体の変形に対応して支点反力が生じるが、衝突速度が大きくなると、重錘の衝突直後に見

られる支点反力波形のピークが試験体の変形によるピークを上回り、支点反力の最大値を支配するようになるものと考えられる。ただし、繰返し載荷により局所的な損傷が蓄積される、あるいは1回の載荷でもある程度以上の損傷状態に達する場合には、試験体の変形によってもたらされる支点反力が最大値を支配するようになるものと考えられる。図-3.12 において、最大支点反力が試験体の

損傷の蓄積により一旦増加したのは、支点反力の最大値をもたらず要因が、ここで述べたように試験体の損傷程度によって変化したことが原因の1つと考えられる。

3.4 最大変位および最大支点反力の計算値との比較

山田ら(2007)は、衝撃荷重を受けるRCはりの最大変位および最大支点反力の算出方法を提案しているが、筆者らは、さらに同算出方法をさまざまな諸元のRCはりに適用できるようにするための検討を行った(松林ら, 2008)。ここでは、本算出方法の二辺支持RC版への適用性を検討するため、本研究で衝撃実験を実施したRC版に対して最大変位および最大支点反力の算定を行い、実験値との比較を行った。

(1) 最大変位および最大支点反力の算出方法の考え方

上記の既往の研究で提案した最大支点反力および最大変位の算出方法の考え方を以下に示す。

衝突直後の重錘速度とRCはりの変形速度が等しいと考えれば、両者の運動エネルギーの総和 U_1 ははりの有効質量を考慮して式(3.1)となる。ここで有効質量とは、はり全体を一つの質点とみなして同じ速度で変形すると仮定した場合に用いる質量であり、任意の距離におけるはりのたわみの式を用いた運動エネルギーから求まるものである(土木学会, 2004)。

$$U_1 = \frac{1}{2}Mv^2 + \frac{1}{2} \frac{17}{35}mv^2 \quad (3.1)$$

M : 重錘質量

m : RCはりの質量

v : 衝突直後の重錘およびRCはりの変形速度

また、RCはりの変形が最大となった時のひずみエネルギー U_2 は式(3.2)となる。

$$U_2 = \frac{1}{2}k\delta^2 = \frac{1}{2} \frac{48EI}{l^3}\delta^2 = \frac{24EI}{l^3}\delta^2 \quad (3.2)$$

E : コンクリートの弾性係数

I : ひび割れ断面の断面二次モーメント(維ひずみが断面の中立軸からの距離に比例すると仮定し、コンクリートの引張側の応力を無視した応力状態から求めたもの)

δ : 最大変位

ここで、式(3.2)中の係数 k は、衝撃載荷時のたわみ変形が静的載荷時のたわみ変形と同一形状であると仮定し、式(3.3)に示す荷重 P_s と変位 δ の関係から定めている。なお、ここでは部材のせん断変形は考慮していない。

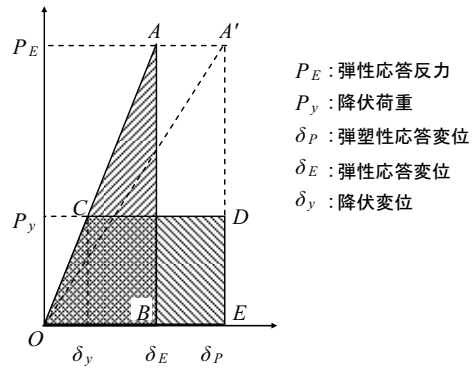


図-3.16 エネルギー一定則の概念

$$P_s = k\delta = \frac{48EI}{l^3}\delta \quad (3.3)$$

力学的エネルギー保存則より、 U_1 と U_2 は等しいと仮定し、運動量保存則から得られる衝突前後の速度の関係として式(3.4)を用い、式(3.1)と式(3.2)を連立させて最大中央変位 δ について解くと式(3.5)となる。

$$v = \frac{M}{M + 17/35m}V \quad (3.4)$$

V : 衝突直前の重錘速度

$$\delta = V \sqrt{\frac{Ml^3}{48EI} \frac{M}{M + 17/35m}} \quad (3.5)$$

最大支点反力は式(3.6)より求める。これは、式(3.5)で得られた最大中央変位 δ を発生させるために必要な静的最大荷重 P_s (式(3.3)より求まる)を、最大支点反力に置き換えて考えることを基本とし、はりの質量と重錘質量の比、支間長、およびはりの断面二次モーメントによる影響を考慮して補正したものである。

$$P = P_s(0.31 \frac{m}{M} + 0.84)(1.14 \times 10^{-7} \frac{l^4}{I} + 0.91) \quad (3.6)$$

式(3.5)による最大中央変位 δ は、はりの変形を弾性変形と仮定しているため、RCはりが塑性域に入った場合の最大中央変位をエネルギー一定則により求める。エネルギー一定則の概念を図-3.16に示す。重錘の衝突によってRCはりの支間中央が塑性域に入った場合、 $\triangle OAB$ と $\square OCDE$ の面積が等しくなるように弾塑性応答すると考え、最大中央変位を補正する。すなわち、式(3.5)より求めた最大中央変位が図-3.16中の δ_E であるのに対して、補正した最大中央変位は δ_P となる。上記の考え方を式で表すと、最大中央変位 δ_{max} は式(3.7)、式(3.8)のようになる。

$P_s \leq P_y$ の場合

$$\delta_{\max} = \delta \quad (\text{式(3.5)による}) \quad (3.7)$$

$P_s > P_y$ の場合

$$\delta_{\max} = \delta_P = \frac{1}{2} \left(\frac{\delta \cdot P_s}{P_y} + \delta_y \right) \quad (3.8)$$

(2) 計算値と実験値の比較

上記の考え方を二辺支持したRC版に適用し、実験値との比較を行った。計算においては、RC版をRCはりと同様に考え、降伏荷重の算定の際には、版の有効幅の概念を考慮せずに計算した。したがって、線載荷した場合と同じ降伏荷重計算値を用いている。

最大載荷点変位と衝突速度の関係を図-3.17に、最大支点反力と衝突速度の関係を図-3.18に、それぞれの計算値とともに示す。なお、これらの図にプロットした点のうち、塗りつぶしのマークで示したものは1回目の衝突時、すなわちそれまでに累積した損傷の無い場合の点である。また、白抜きのマークで示したものは漸増載荷試験より得られた実験値であり、累積した損傷の影響が含まれている。図-3.17によれば、Aシリーズの1回目衝突時における実験値が計算値よりも若干小さくなる傾向は見られたものの、最大載荷点変位の実験値と計算値は概ね一致していることがわかる。一方、図-3.18によれば、衝突速度3.0m/sまでは計算値と実験値はほぼ一致しているものの、衝突速度が大きくなると実験値は計算値を下回る傾向が見られた。3.3(4)で述べたように、支点反力の最大値をもたらす要因には、衝突に伴い瞬間的に発生する反力とRC版の変形に伴い発生する反力の2つがあり、衝突部の損傷状態によって最大値をもたらす要因が異なることが、計算値よりも実験値の方が異なった原因の一つと推測される。

以上より、既往の研究で提案されたRCはりの最大変位および最大支点反力の算出方法による計算値は、最大変位については実験値と良く対応していたが、最大支点反力については、衝突速度が小さく、1回の衝突による衝突面の損傷が著しくない範囲であれば、実験値と良く対応することがわかった。3.1の検討より、対象とする衝撃現象は本実験における衝突速度3~4m/s程度に相当すると考えられるため、本算出方法は、実用の範囲では二辺支持されたRC版においても適用できる見込みがあることがわかった。

3.5 検討のまとめ

防波堤ケーソンの側壁をモデルとした二辺支持RC版の

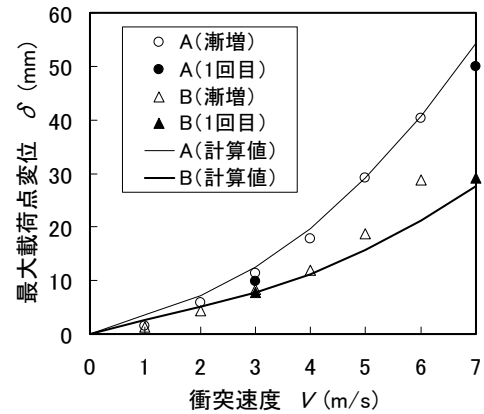


図-3.17 最大載荷点変位と衝突速度の関係

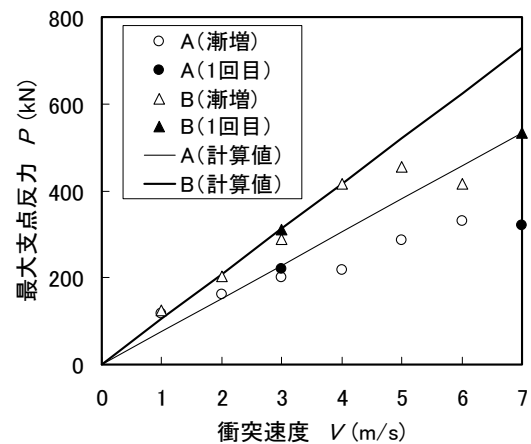


図-3.18 最大支点反力と衝突速度の関係

繰返し衝撃実験の結果、1回の衝突では曲げ変形し、押抜きせん断破壊には至らない衝撃荷重であっても、それが繰返し作用することにより、曲げ降伏から押抜きせん断破壊に移行する破壊モードとなることを確認した。また、実験結果を分析することにより、重錘およびRC版の時間の経過に伴う挙動を把握するとともに、衝撃荷重の繰返しによる反力応答値および変位応答値の推移を把握した。さらに、既往の研究にて提案された、RCはりの最大変位および最大支点反力を算出する方法が、実用の範囲においては、二辺支持されたRC版においても適用できる見込みがあることがわかった。

4. 耐衝撃性向上のための使用材料・構造形式の検討

ケーソン壁の耐衝撃性を向上させる方策の効果を検討するため、材料的観点および構造的観点からそれぞれ具体的な方策を抽出し、これらの方策を施した二辺支持RC版および方策を施していないRC版それぞれに対して繰返し衝撃実験を実施し、結果を比較した。

4.1 耐衝撃性向上効果が期待される使用材料および構造形式の抽出

(1) 耐衝撃性向上のための使用材料の検討

ケーソン壁の耐衝撃性を向上させるための材料的なアプローチとしては、コンクリート材料自体の耐衝撃性を向上させる次のような方策が考えられる。

- ① 高強度コンクリートの使用
- ② 短繊維補強コンクリートの使用
- ③ 高強度鉄筋の使用

①（高強度コンクリートの使用）については、部材の曲げ耐力にはほとんど寄与しないが、押抜きせん断破壊に対する抵抗性を考えた場合、土木学会コンクリート標準示方書（2007）による耐力評価式（以下、現在の押抜きせん断耐力評価式と呼ぶ。）では、式中にコンクリート強度が反映されており、衝撃力に対する押抜きせん断抵抗性にも寄与することが予測される。現在の押抜きせん断耐力評価式の適用範囲は、静的荷重下における普通強度のコンクリートにとどまっており、高強度コンクリート使用による耐衝撃性の向上効果が明らかになれば、耐衝撃性を向上させる方策として利用できる可能性がある。

②（短繊維補強コンクリートの使用）については、部材の曲げ耐力にはほとんど寄与しないが、ひび割れを分散させ、部材のじん性を向上させる効果があることが一般的に知られている。押抜きせん断抵抗性については、現在の押抜きせん断耐力評価式には短繊維による補強効果は反映されていないものの、筆者ら（岩波ら、2007b）は短繊維補強コンクリートを用いることにより鉄筋コンクリートはりの耐衝撃性の向上効果が見られることを実験的に確認している。したがって、版部材についても効果が期待できる。

③（高強度鉄筋の使用）については、部材の曲げ耐力を増大させることから、衝撃的な荷重に対しても曲げ変形を抑制する効果があることが予想される。ただし、押抜きせん断破壊を考えた場合、現在の押抜きせん断耐力評価式では鉄筋の効果は鉄筋比で考慮されており、鉄筋の強度が押抜きせん断抵抗性の向上に大きく寄与するとは考えにくい。

(2) 耐衝撃性向上のための構造形式の検討

ケーソン壁の耐衝撃性を向上させるための構造的なアプローチとしては、次のような方策が考えられる。

- ① 鉄筋量の増大
- ② 鉄筋配置間隔の工夫

- ③ 部材厚の増大
- ④ ケーソン隔壁間隔の変更

①（鉄筋量の増大）については、3.3で示したように、部材の鉄筋比を増大させることによって、繰返し衝撃荷重に対する曲げ変形量が抑制されるとともに、押抜きせん断破壊に至るまでの衝突回数が増大したことから、繰返し衝撃荷重に対する抵抗性の向上方策として期待できる。また、防波堤ケーソンの側壁ではせん断補強筋を配置しないのが一般的であるが、押抜きせん断破壊を考えた場合、せん断補強筋を配置することが押抜きせん断抵抗性の増大に寄与することが推測される。

②（鉄筋配置間隔の工夫）については、鉄筋を極力分散して配置することで、コンクリートの剥離に対する抵抗性の改善を目指したものである。鉄筋量が同じであるならば計算上の耐力（曲げおよび押抜きせん断耐力）は変わらない。しかし、鉄筋を細かく分散して配置した方がコンクリートの剥離等による部材の剛性低下を抑えることができ、結果として耐衝撃性の向上につながるという推測に基づくものである。

③（部材厚の増大）については、かぶり厚を一定とすれば部材の有効高さが増加し、鉄筋量が同じであっても静的荷重に対する曲げ耐力および押抜きせん断耐力が向上する。これより、衝撃力に対する曲げ変形の抑制および押抜きせん断抵抗性の増大への寄与が予測される。

④（ケーソン隔壁間隔の変更）については、部材の支間長を短くし、部材の曲げに対する抵抗性を向上させることを想定したものである。しかし、3.3で示したように、押抜きせん断破壊発生の有無と部材の曲げ変形の程度は直接関係しないことが実験的に確認されており、隔壁間隔を小さくすることで繰返し衝撃荷重に対して押抜きせん断抵抗性が向上するか否かは不明である。

(3) 耐衝撃性を向上させる方策の選定

上記の検討結果を踏まえ、繰返し衝撃荷重に対する抵抗性能の向上効果がより期待される以下の方策について、実験的に検討を行うこととした。

（材料的な観点による方策）

- ・高強度コンクリートの使用
- ・短繊維補強コンクリートの使用

（構造的な観点による方策）

- ・鉄筋量の増大（鉄筋比の増大、せん断補強筋の配置）
- ・鉄筋配置の工夫（鉄筋の分散配置）
- ・部材厚の増大

なお、材料的な観点による方策のうち、高強度コンクリートについては、建築分野では圧縮強度 $f'_c=150\text{N/mm}^2$ を超える超高強度のものも存在するが、まずは一般的な土木構造物に用いられているコンクリートの2倍程度の強度である圧縮強度 $f'_c=60\text{N/mm}^2$ 程度のものを対象と考えた。また、短繊維補強コンクリートについては、鋼繊維、合成繊維など種々のものが考えられるが、ここでは既往の研究において耐衝撃性の向上効果が確認されており、かつ海洋環境において耐食性に優れるものとして、PVA短繊維（合成繊維）を対象とした。

構造的な観点による方策のうち、鉄筋比の増大については、3. で示したB-2試験体の実験データについて耐衝撃性の向上という観点から見直すとともに、せん断補強鉄筋を設置した場合について検討することとした。また、鉄筋配置間隔の工夫については、基準とするRC版と鉄筋比を同等とし、細径の鉄筋を細かいピッチで配置した場合について検討することとした。また、部材厚の増大については、部材厚を大きくするほど耐衝撃性が向上することが予想されるが、ケーソン構造のバランスやコスト等を勘案し、実構造物レベルで100mm程度の壁厚の増加を想定して検討することとした。

4.2 実験概要

(1) 検討ケースおよび試験体概要

本実験の検討ケースを表-4.1に、試験体の形状寸法および配筋を図-4.1に示す。ここで、AシリーズおよびBシリーズの試験体の形状寸法および配筋は図-3.6に示したとおりであり、CシリーズおよびDシリーズについては、使用するコンクリートの種類が異なっているが形状寸法および配筋はAシリーズと同じである。したがって、図-4.1にはE~Gシリーズについてのみ示した。Aシリーズは3. で述べたとおり一般的な防波堤ケーソンの側壁を模擬したRC版であり、これを基準試験体とした。Bシリーズは基準に対して鉄筋比が大きい場合、Cシリーズは高強度コンクリートを使用した場合、Dシリーズは短繊維補強

表-4.1 検討ケース

シリーズ	試験体名	载荷条件	衝突速度 $V(\text{m/s})$	着目点
A	A-2	繰返し 衝撃载荷	3	基準
	A-4		4	
B	B-2		3	鉄筋比
C	C-1		3	高強度
D	D-1		3	短繊維補強
	D-2		4	
E	E-1		3	せん断補強
F	F-1		3	鉄筋分散
G	G-1	3	部材厚	
	G-2	4		

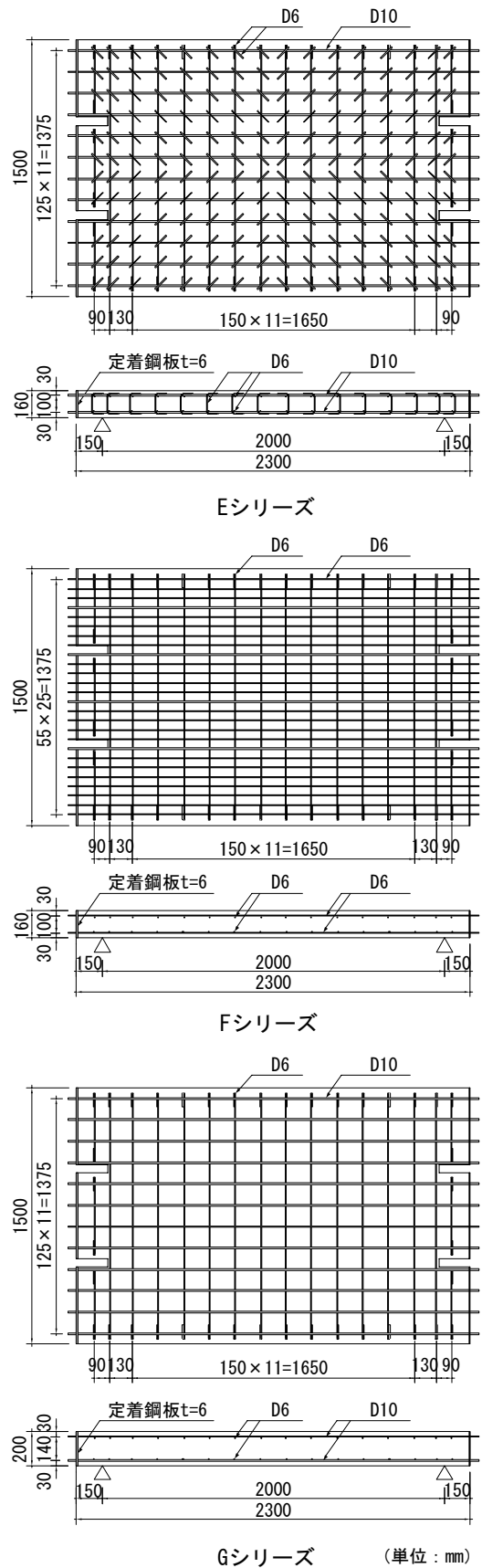


図-4.1 試験体の形状寸法および配筋 (E, F, Gシリーズ)

表-4.2 コンクリートの示方配合

配合名	W/C (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	s/a (%)	PVA短繊維混入率 (%)	単位量 (kg/m ³)					適用した試験体名	
						W	C	S	G	Ad		
N1	54.5	8±2.5	4.5±1.5	45.4	0	165	303	826	1024	3.23	A-2 B-2	
N2	54.5			45.2	0	162	298	828	1035	3.17	A-4 E-1 F-1 G-1, G-2	
H	32.0			23±2.5	45.0	0	170	531	727	915	5.31	C-1
F	54.5			18±2.5	46.2	1.5	183	336	805	967	3.58	D-1, D-2

コンクリートを使用した場合、Eシリーズはせん断補強筋を設置した場合、Fシリーズは基準試験体と比べて鉄筋比を同等として細径鉄筋を数多く配置した場合、そしてGシリーズは基準と比べて鉄筋量を同じとして部材厚のみ大きくした場合である。なお、各シリーズの試験体は、設計上あるいは施工上非現実的ではないと思われる範囲で、それぞれの方策を最大限に適用した場合を想定しており、各方策にかかるコストを一定としたわけではない。

載荷方法は、重錘質量を400kgで一定とし、一定の衝突速度による繰返し衝撃載荷とした。また、衝突速度は3.1の検討を考慮して $V=3\text{m/s}$ を基本とし、基準試験体であるAシリーズおよび高い効果があると思われたDシリーズおよびGシリーズについては $V=4\text{m/s}$ についても実施した。

(2) コンクリート示方配合およびフレッシュ性状

試験体に用いたコンクリートの示方配合を表-4.2に、コンクリート打設時のフレッシュ性状を表-4.3に示す。なお、短繊維補強コンクリートは、現地に到着したトラックアジテータに短繊維を投入し、攪拌することによって製造したため、フレッシュ性状は短繊維投入の前後両方を記載している。

(3) 材料物性値および計算耐力

使用したコンクリートおよび鉄筋の物性値をそれぞれ表-4.4、表-4.5に示す。また、短繊維補強コンクリートに用いたPVA短繊維の外観および物性値をそれぞれ写真-4.1、表-4.6に示す。また、静的な荷重に対する試験体の計算耐力をそれぞれ表-4.7に示す。なお、耐力計算は、3.2で述べたと同様、土木学会コンクリート標準示方書(2007)に基づき、材料係数および部材係数は1.0、曲げ耐力算出時の有効幅は考慮せず、押抜きせん断耐力算出時の載荷面は直径100mmの円形と仮定した。

(4) 試験装置および計測方法

本実験で使用した試験装置および計測方法は、3.2(2)および3.2(3)で示したとおりである。

表-4.3 コンクリートのフレッシュ性状

配合名	スランプ (cm)	空気量 (%)	コンクリート温度 (°C)	外気温度 (°C)
N1	10.5	5.4	10.0	6.4
N2	7.5	4.8	12.0	5.2
H	22.5	4.2	14.5	6.4
F(短繊維投入前)	18.0	5.0	12.5	7.2
F(短繊維投入後)	8.0	5.5	12.5	7.2

表-4.4 コンクリートの物性値

試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)
A-2	44.3	30.4
A-4	32.9	28.4
B-2	44.3	30.4
C-1	70.1	34.7
D-1	32.9	24.7
D-2	36.7	25.9
E-1	37.1	29.1
F-1	40.1	29.6
G-1	35.0	28.1
G-2	39.6	29.8

表-4.5 鉄筋の物性値

呼び名	降伏点 (N/mm ²)	使用試験体名
D6	365	A-2, B-2
	348	A-4, C~Gシリーズ
D10	384	A-2, B-2
	393	A-4, C~Gシリーズ
D13	380	B-2



写真-4.1 PVA短繊維の外観

4.3 実験結果

(1) 高強度コンクリートの使用

C-1試験体について、載荷点直下における最大変位および残留変位の累積値と衝突回数との関係、最大重錘反力と衝突回数との関係および最大支点反力と衝突回数との関係（以下、各応答値と衝突回数との関係と呼ぶ。）を、基準としたA-2試験体の結果とともに図-4.2に示す。また、同

表-4.6 PVA短繊維の物性値

直径 (mm)	標準長 (mm)	アスペクト比	比重	引張強度 (N/mm ²)	引張伸度 (%)	ヤング率 (kN/mm ²)
0.66	30	45.5	1.3	900	9	23

表-4.7 計算耐力

試験体名	曲げ耐力 (kN)	押抜きせん断耐力 (kN)
A-2	96.5	175.2
A-4	93.5	167.5
B-2	184.6	253.6
C-1	105.4	175.2
D-1	93.5	167.5
D-2	95.2	175.2
E-1	95.4	175.2
F-1	84.6	177.5
G-1	121.3	255.1
G-2	123.3	258.7

試験体の代表的な衝突回数終了時における試験体下面の破壊状況を図-4.3に、35回衝突終了後の試験体上面の破壊状況をA-2試験体の場合とともに写真-4.2に示す。

図-4.2によれば、C-1試験体はA-2試験体よりも変形量が小さくなるとともに、衝突回数20回目程度までの最大重錘反力および最大支点反力が大きくなっている。これは、コンクリート強度が増加したことで曲げ剛性が大きくなったためと考えられる。しかし、押抜きせん断破壊面が形成され、変位の増加が顕著となるまでの衝突回数はほぼ同じであった。また、写真-4.2より、C-1試験体の方が上面のコンクリートの圧壊が顕著であることがわかる。これは、コンクリート強度が大きくなったことで、曲げ変形時に圧縮側コンクリートが受け持つ圧縮力が増加したためと考えられる。

以上より、高強度コンクリートの使用は、変形を抑制する点では若干効果はあるものの、衝撃荷重が繰り返し作用した場合の押抜きせん断抵抗性の向上にはほとんど寄与しないことがわかった。

(2) 短繊維補強コンクリートの使用

D-1試験体およびD-2試験体それぞれについて、各応答値と衝突回数との関係を、基準としたA-2試験体 ($V=3\text{m/s}$) およびA-4試験体 ($V=4\text{m/s}$) の結果とともに図-4.4および図-4.5に示す。また、同試験体の代表的な衝突回数終了時における試験体下面の破壊状況を図-4.6に示す。

図-4.4によれば、D-1試験体はA-2試験体と比べて1回目の衝撃に対する変位量に大きな差は認められないが、繰返し衝撃に対する変位の増加が緩やかとなっている。

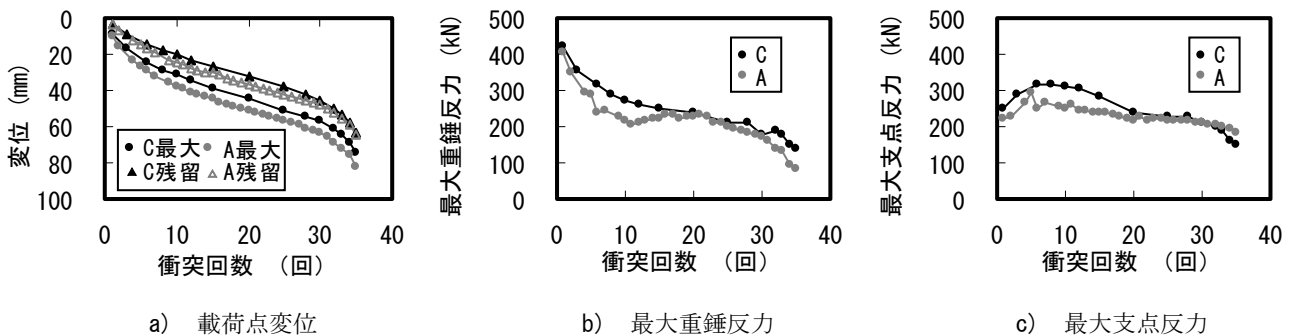


図-4.2 各応答値と衝突回数との関係 (C-1, $V=3\text{m/s}$)

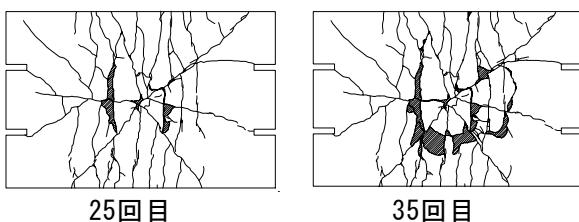


図-4.3 試験体下面の破壊状況 (C-1, $V=3\text{m/s}$)



写真-4.2 試験体上面の破壊状況 (35回衝突後)
a) C-1試験体 b) A-2試験体

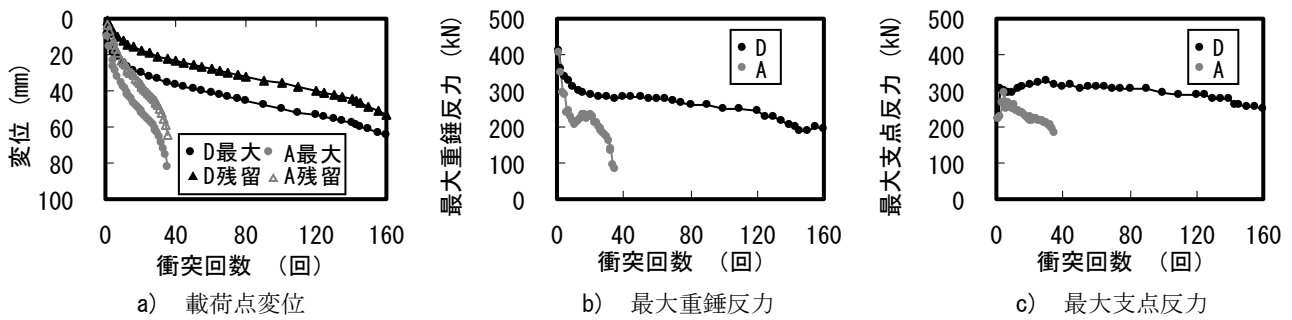


図-4.4 各応答値と衝突回数との関係 (D-1, $V=3\text{m/s}$)

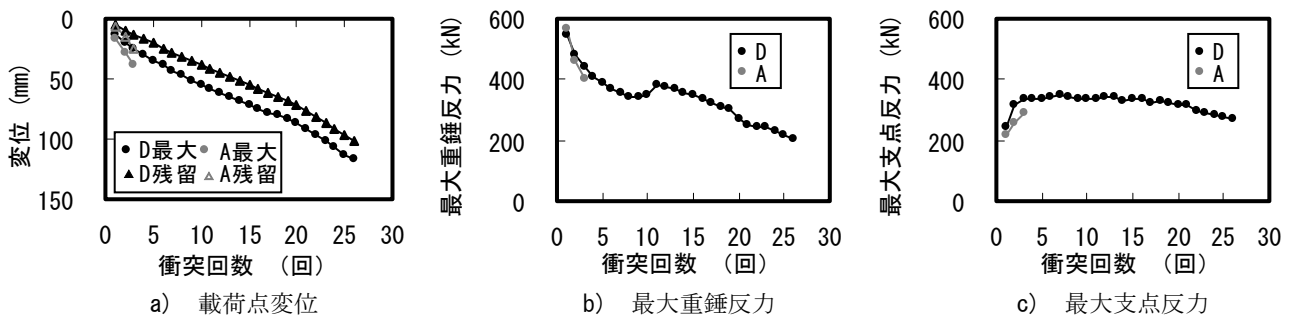


図-4.5 各応答値と衝突回数との関係 (D-2, $V=4\text{m/s}$)

また、最大重錘反力および最大支点反力については、1回目の衝撃に対しては概ね同等であるが、繰返し衝撃に対する反力の低下が緩やかとなっている。一方、図-4.5によれば、衝突速度が4m/sの場合は、3m/sの場合に比べて破壊に至るまでの衝突回数は少ないが、繰返し衝撃による変位の増加が緩やかとなる傾向、および反力の低下が緩やかとなる傾向は3m/sの場合と概ね同等であった。破壊状況は、短繊維補強コンクリートを用いた場合の方が普通コンクリートを用いた場合に比べてひび割れ数が多い傾向が見られたが、破壊モードは同じであった。

以上より、短繊維補強コンクリートの使用は、繰返し衝撃荷重に対するRC版の曲げ変形量の増加を緩やかにする効果があるとともに、押抜きせん断破壊に対する抵抗性も向上することがわかった。また、衝突点付近の局所的な破壊をやわらげる効果があることがわかった。

(3) 鉄筋比の増加

B-2試験体の破壊状況および同試験体の各応答値と衝突回数との関係は、それぞれ図-3.11、図-3.12に示したとおりである。

3.3で述べたとおり、B-2試験体は押抜きせん断破壊に至るまでの衝突回数がA-2試験体より4倍程度多く、その時の曲げ変形量はA-2試験体の1/3程度であった。また、最大重錘反力については単一衝撃に対しては概ね同等であったが、繰返し衝撃荷重に対してはB-2試験体の方が反力の低下が少なかった。最大支点反力についてはB-2試験体

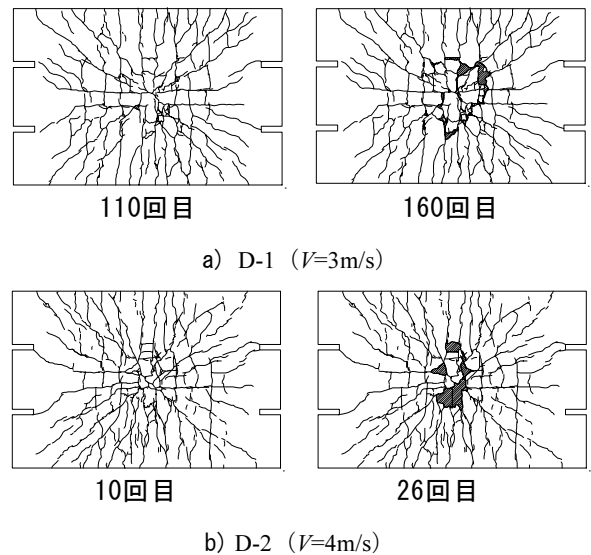


図-4.6 試験体下面の破壊状況 (Dシリーズ)

の方が大きくなるとともに、押抜きせん断破壊に至るまでの反力の低下も認められなかった。

以上より、鉄筋比の増加は、版の変形の抑制に効果があるとともに押抜きせん断破壊に至るまでの衝突回数を増加させる効果があると考えられる。

(4) せん断補強筋の設置

E-1試験体について、各応答値と衝突回数との関係を、基準としたA-2試験体の結果とともに図-4.7に示す。また、同試験体の代表的な衝突回数終了時における試験体下面

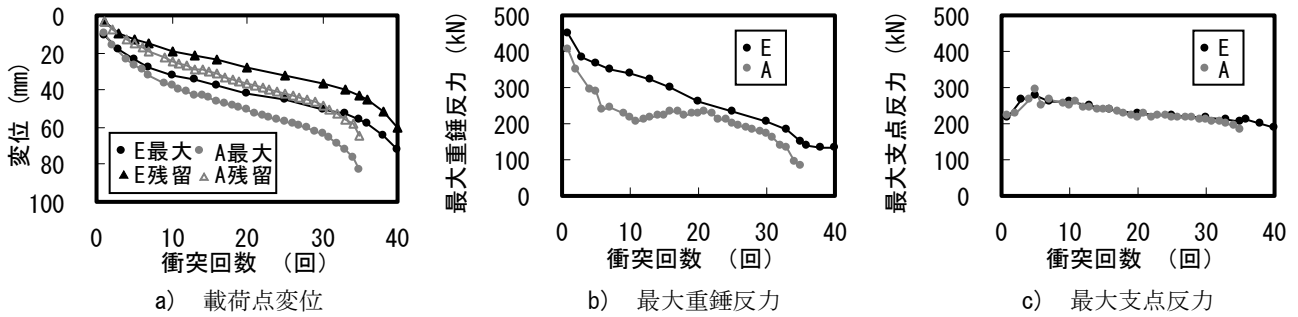


図-4.7 各応答値と衝突回数との関係 (E-1, $V=3\text{m/s}$)

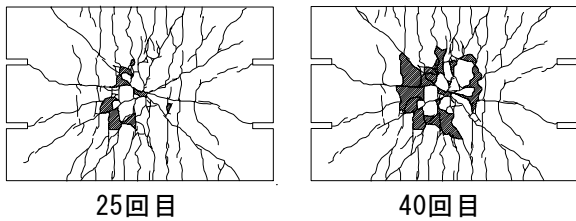


図-4.8 試験体下面の破壊状況 (E-1, $V=3\text{m/s}$)

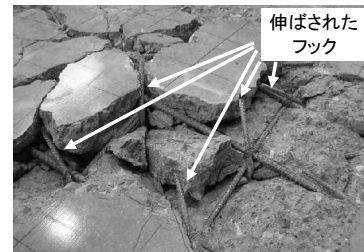


写真-4.3 せん断補強筋のフックの状況 (E-1試験体)

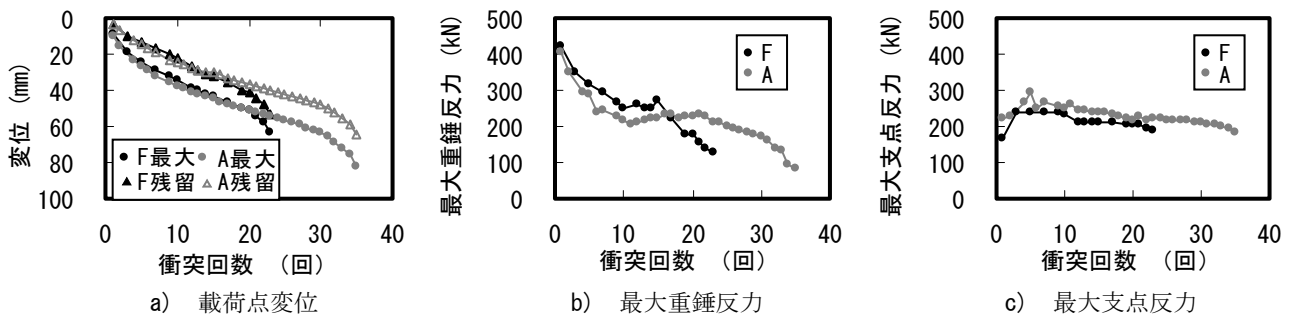


図-4.9 各応答値と衝突回数との関係 (F-1, $V=3\text{m/s}$)

の破壊状況を図-4.8に示す。

図-4.7によれば、E-1試験体はA-2試験体に比べて、1回目の衝撃に対する変形は概ね同等であるが、繰返し衝撃荷重に対する変位の増加が緩やかとなり、押抜きせん断破壊に至るまでの衝突回数も5回程度増加した。また、最大重錘反力はE-1試験体の方が低下の程度がゆるやかとなる傾向が見られ、最大支点反力はほぼ同等であった。最終的な破壊性状に大きな差異は認められなかった。

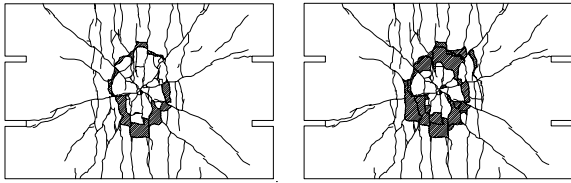
以上より、せん断補強筋の設置は、繰返し衝撃荷重に対する変位の増加を緩やかにする効果があるとともに、押抜きせん断破壊に対する抵抗性を若干ではあるが向上させる効果があることがわかった。なお、E-1試験体に配置したせん断補強筋は図-4.1に示したように両端90°のフックで固定していたが、押抜きせん断破壊とともに試験体下面のせん断補強筋のフックが伸ばされることが確認された。写真-4.3に、破壊後の試験体下面における伸ば

されたフックの状況を示す。フックの形状を工夫するなど、定着方法を改善することにより、押抜きせん断破壊に対する抵抗性をさらに向上できることが推測される。

(5) 鉄筋の分散配置

F-1試験体について、各応答値と衝突回数との関係を、基準としたA-2試験体の結果とともに図-4.9に示す。また、同試験体の代表的な衝突回数終了時における試験体下面の破壊状況を図-4.10に示す。また、試験終了後における試験体上面の破壊状況を写真-4.4に示す。

図-4.9によれば、F-1試験体の変形状態は、繰返し衝突回数が20回程度までA-2試験体とほぼ同じであった。その後、F-1試験体は押抜きせん断破壊面が形成され、急激な変位の増加が見られた。最大重錘反力については20回程度まではA-2試験体よりも若干大きい値となっていたが、押抜きせん断破壊面の形成とともに急激に反力が低下した。最大支点反力については、衝突回数20回程度までは



14回目

23回目

図-4.10 試験体下面の破壊状況 (F-1, $V=3\text{m/s}$)



写真-4.4 試験体上面の破壊状況 (F-1試験体)

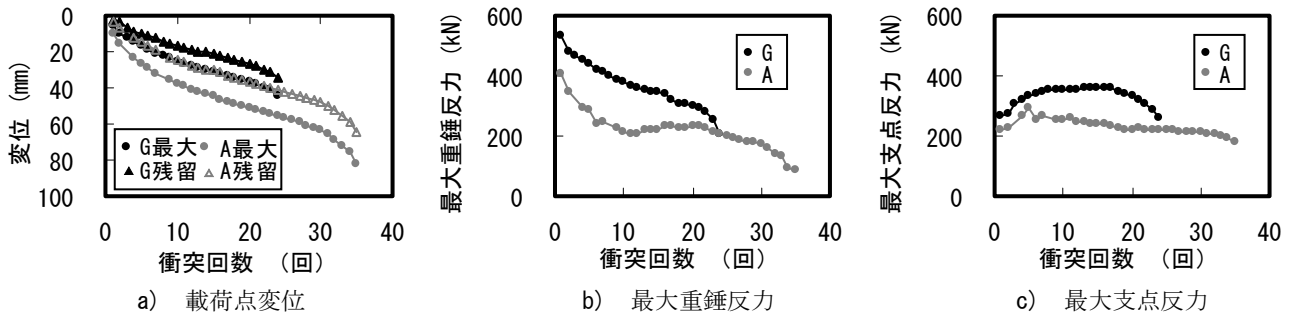


図-4.11 各応答値と衝突回数の関係 (G-1, $V=3\text{m/s}$)

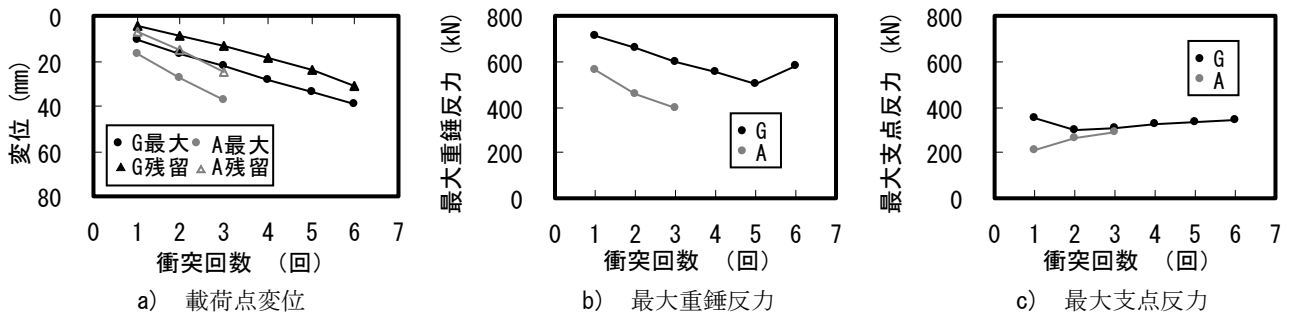


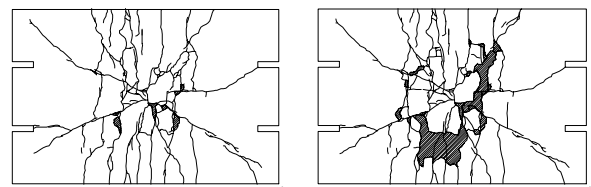
図-4.12 各応答値と衝突回数の関係 (G-2, $V=4\text{m/s}$)

A-2試験体と比べて同等あるいは若干小さい値であったが、その後は若干低下した。写真-4.4によれば、F-1試験体の上面はほとんど圧壊していないことが確認でき、試験体の上面が圧壊するほどの変形に至る前に押抜きせん断破壊が卓越したことがわかる。

以上より、鉄筋を分散して配置することは、衝撃荷重に対する部材の曲げ変形状にほとんど影響せず、繰返し衝撃荷重に対する押抜きせん断抵抗性については低下する可能性があることがわかった。

(6) 部材厚の増大

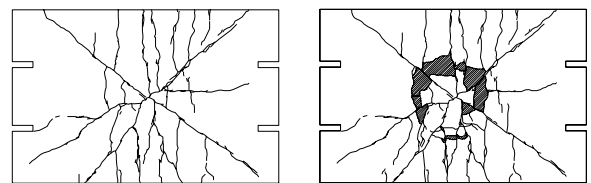
G-1試験体およびG-2試験体それぞれについて、各応答値と衝突回数との関係を、基準としたA-2試験体 (3m/s) およびA-4試験体 (4m/s) の結果とともに図-4.11および図-4.12に示す。また、同試験体の代表的な衝突回数終了時における試験体下面の破壊状況を図-4.13に示す。図-4.11によれば、G-1試験体の方がA-2試験体よりも変形が小さくなるとともに、最大重錘反力および最大支点反力



19回目

24回目

a) G-1 ($V=3\text{m/s}$)



3回目

6回目

b) G-2 ($V=4\text{m/s}$)

図-4.13 試験体下面の破壊状況 (Gシリーズ)

が大きくなった。しかし、押抜きせん断破壊面が形成され、変位の増加が顕著となるまでの衝突回数はG-1試験体の方がA-2試験体よりも少なかった。一方、図-4.12によれば、衝突速度3m/sの場合と同様、G-2試験体の方がA-4試験体よりも変形が小さくなるとともに、最大重錘反力および最大支点反力が大きい傾向が見られた。しかし、押抜きせん断破壊面が形成されるまでの衝突回数についてはG-2試験体の方がA-4試験体よりも多かった。破壊状況は版厚の違いによる明確な差異は認められなかった。

以上より、部材厚の増大は、変形を抑制する点では効果はあるが、繰返し衝撃荷重に対する押抜きせん断抵抗性は必ずしも改善されないことがわかった。Gシリーズの試験体は、版厚は増しているが、鉄筋量はAシリーズと同じであるため、鉄筋比としては低下している。繰返し衝撃荷重に対する押抜きせん断抵抗性を向上させるためには、版厚の増加だけでは不十分で、適切な鉄筋比の設定が必要と考えられる。

4.4 押抜きせん断破壊に対する抵抗性の検討

各試験体の押抜きせん断破壊に対する抵抗性を定量的に比較するため、押抜きせん断破壊が明確に形成されるまでの繰返し衝突回数を用いることとした。ここで、押抜きせん断破壊が明確に形成されたことを判断するための指標について説明する。図-4.14に、衝突回数と1回ごとの残留変位の関係の一例(A-2試験体)を示す。ここで、1回ごとの残留変位とは、図-4.15に示すように、着目した衝突回数における残留変位からそれまでに累積した残留変位を除いた値を意味する。図-4.14には、荷点直下における変位(図-3.8におけるT1)および版端部における変位(同図中のT2)の値を示している。これによると、押抜きせん断破壊面の形成が観察された衝突回数25回目以降に、T1とT2の計測値の差が急激に増加している。図-4.16に、押抜きせん断破壊したRC版を模式的に示す。押抜きせん断破壊が明確に形成されると、押抜きせん断破壊面内外の縁が切れるため、T1とT2の計測値の差が大きくなると考えられる。各試験体の破壊状況の目視観察によれば、T1とT2の計測値の差が2mm程度以上になると、版の底面において押抜きせん断破壊面の形成が明確に確認できた。そこで本検討では、T1とT2の計測値の差が2mmを超えた時の衝突回数を、押抜きせん断破壊面が明確に形成されるまでの衝突回数と考えた。検討に用いた各試験体の、衝突回数と各衝突における残留変位の関係は付録Bに示す。

各試験体の押抜きせん断破壊面が明確に形成されるまでの繰返し衝突回数を表-4.8に示す。また、同衝突回数

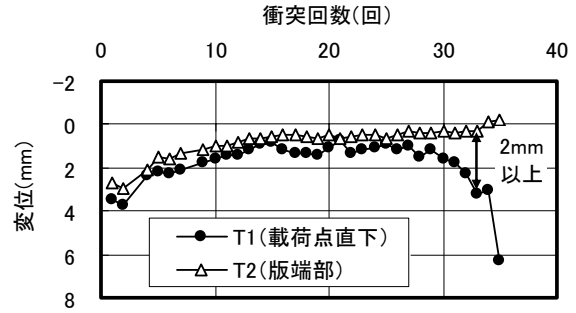


図-4.14 衝突回数と各衝突における残留変位の関係

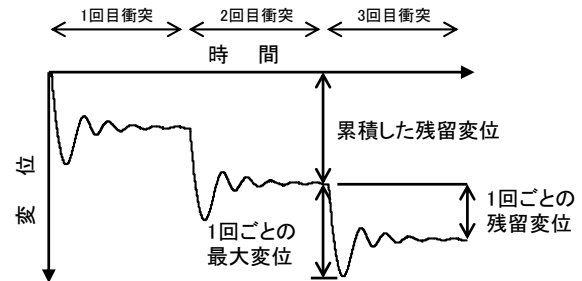


図-4.15 変位の時刻歴応答の模式図

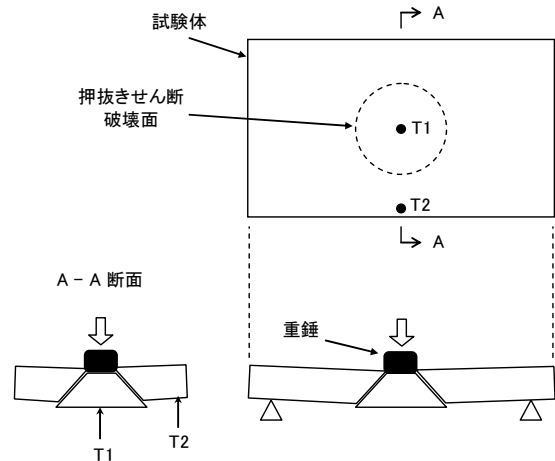
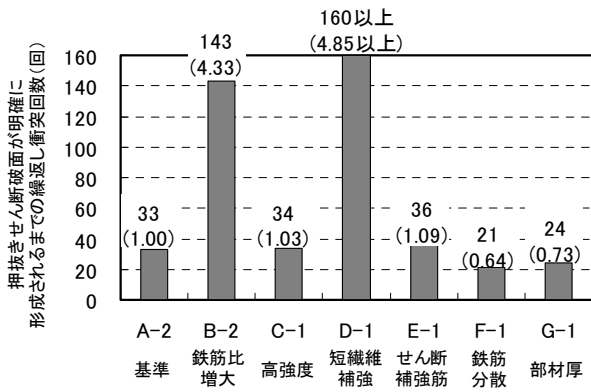


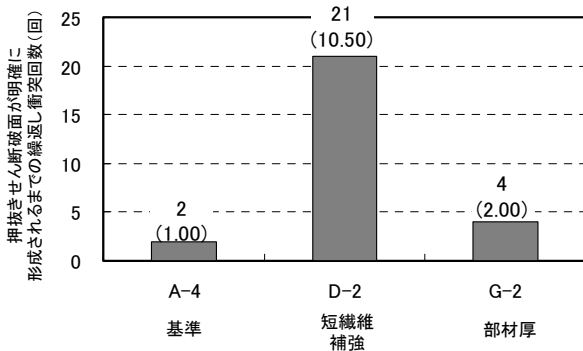
図-4.16 押抜きせん断破壊したRC版の模式図

表-4.8 押抜きせん断破壊面が明確に形成されるまでの繰返し衝突回数

試験体名	衝突速度 V (m/s)	押抜きせん断破壊面が明確に形成されるまでの繰返し衝突回数 (回)	着目点
A-2	3	33	基準
A-4	4	2	
B-2	3	143	鉄筋比
C-1	3	34	高強度
D-1	3	160以上	
D-2	4	21	短繊維補強
E-1	3	36	せん断補強
F-1	3	21	鉄筋分散
G-1	3	24	部材厚
G-2	4	4	



a) $V=3\text{m/s}$



b) $V=4\text{m/s}$

図-4.17 押抜きせん断破壊面が明確に形成されるまでの繰返し衝突回数

を、着目した衝突速度ごとに図-4.17に示す。ここで、D-1試験体では、160回まで繰り返し衝突させたが残留変位の差が2mmに達しなかったため、160回以上と記載した。

衝突速度3m/sの結果によれば、想定していた耐衝撃性を向上させるための方策のうち、短繊維補強コンクリートの使用および鉄筋比の増大については、試験体の押抜きせん断破壊面が明確に形成されるまでの繰返し衝突回数が基準試験体の4倍以上となっており、顕著な効果が期待できることがわかる。一方、衝突速度4m/sの結果によれば、部材厚の増大について、押抜きせん断破壊面が明確に形成されるまでの繰返し衝突回数が基準試験体の2倍となっており、条件によっては部材厚の増大は効果があることがわかる。また、短繊維補強コンクリートの使用は衝突速度3m/sと同様に顕著な効果が期待できることがわかる。

4.5 最大変位および最大支点反力の計算値との比較

本検討に用いた各試験体に対し、3.4と同様に既往の研

表-4.9 載荷点最大変位（1回目衝突時）

試験体名	最大変位(mm)			着目点
	計算値 cal	実験値 exp	exp/cal	
A-2	12.56	9.78	0.78	基準
A-4	19.66	16.49	0.84	
B-2	7.91	7.80	0.99	鉄筋比
C-1	12.32	9.15	0.74	高強度
D-1	12.59	8.54	0.68	短繊維補強
D-2	19.78	13.77	0.70	
E-1	12.45	10.69	0.86	せん断補強
F-1	13.65	9.36	0.69	鉄筋分散
G-1	8.53	5.73	0.67	部材厚
G-2	13.27	10.62	0.80	

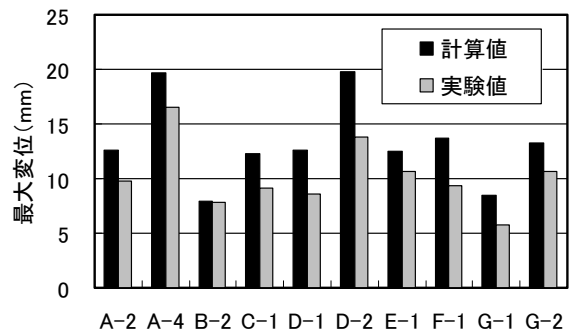


図-4.18 載荷点最大変位（1回目衝突時）

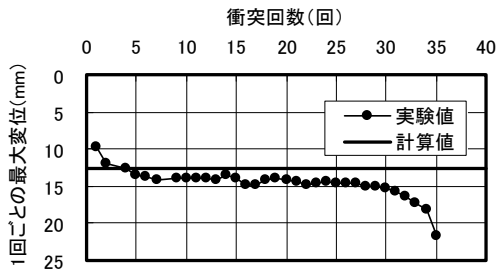
究で提案された手法による最大変位および最大支点反力の計算を行い、実験値と比較した。

(1) 最大変位の比較

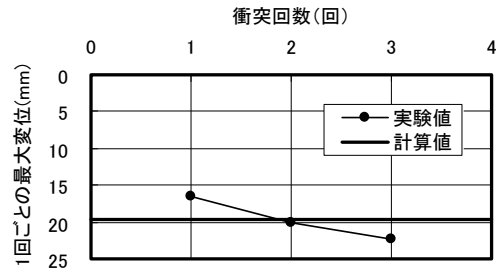
表-4.9および図-4.18に、各試験体の1回目の衝突による載荷点最大変位を計算値とともに示す。これによれば、全体的な傾向として、実験値は計算値よりも小さくなり、3.4で示した単一載荷の結果(Aシリーズ試験体の $V=3\text{m/s}$, 7m/s)と同様の傾向であった。

次に、衝撃載荷の繰返しにより、衝撃載荷1回あたりの最大変位がどのように推移していくのかを把握するため、載荷点における、衝突1回ごとの最大変位と衝突回数の関係を図-4.19に示す。ここで、1回ごとの最大変位とは、図-4.15に示したように、着目した衝突回数における最大変位からそれまでに累積した残留変位を除いた値を意味する。

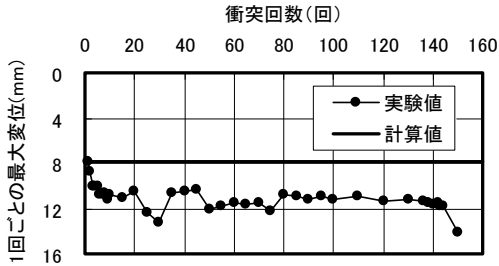
図-4.19 a) (A-2試験体の載荷点変位)に着目すると、最初の数回において1回ごとの最大変位は増加し、その後一定の状態を保った後、再び急激に増加している。これらの状態の変化は、3.3において示したRC版の破壊状態の変化、すなわち、新たなひび割れが発生している状態、



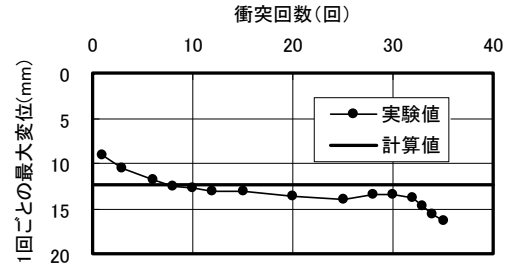
a) A-2試験体 (基準, $V=3\text{m/s}$)



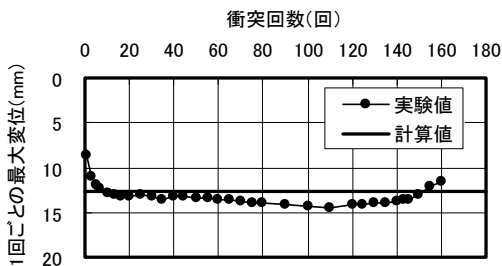
b) A-4試験体 (基準, $V=4\text{m/s}$)



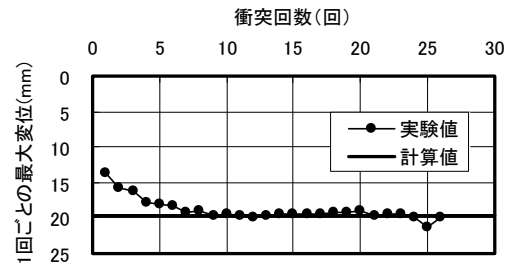
c) B-2試験体 (鉄筋比, $V=3\text{m/s}$)



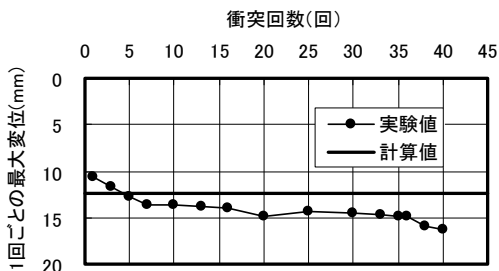
d) C-1試験体 (高強度, $V=3\text{m/s}$)



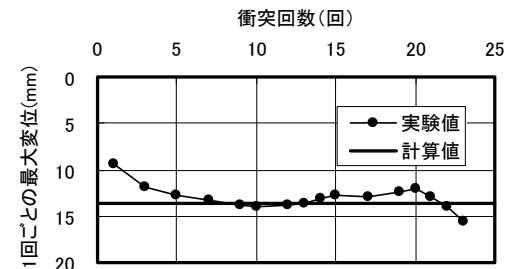
e) D-1試験体 (短繊維補強, $V=3\text{m/s}$)



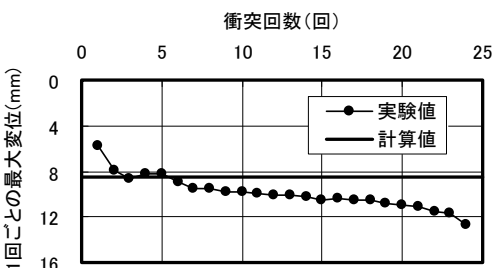
f) D-2試験体 (短繊維補強, $V=4\text{m/s}$)



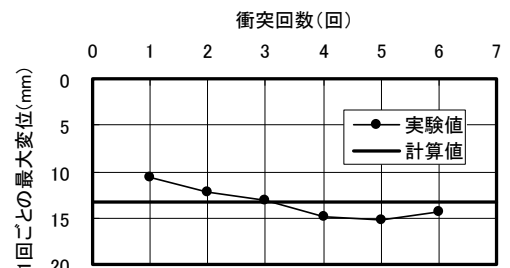
g) E-1試験体 (せん断補強, $V=3\text{m/s}$)



h) F-1試験体 (鉄筋分散, $V=3\text{m/s}$)



i) G-1試験体 (部材厚, $V=3\text{m/s}$)



j) G-2試験体 (部材厚, $V=4\text{m/s}$)

図-4.19 1回ごとの最大変位と衝突回数との関係

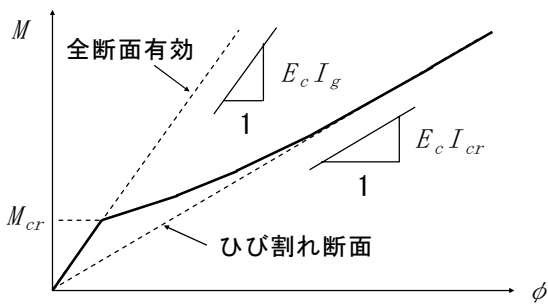


図-4.20 曲げモーメントと曲率の関係

ひび割れ定常状態、そして押抜きせん断破壊面が形成した状態にそれぞれ対応している。ここで、荷点最大変位の計算値は定常状態の時の最大変位と概ね一致している。これは、本計算手法の中で用いる断面二次モーメントに、ひび割れ断面の断面二次モーメント I_{cr} を用いることが原因の一つであると推測される。その原因について以下に説明を補足する。

図-4.20に一般的なRC部材の曲げモーメントと曲率の関係（以下 $M-\phi$ 関係と呼ぶ）を模式的に示す。ひび割れ発生前の $M-\phi$ 関係は、全断面が有効な曲げ剛性 $E_c I_g$ を勾配とする直線で表される (I_g : 全断面有効の断面二次モーメント)。しかし、鉄筋コンクリート部材は、ひび割れが発生してもひび割れを生じた断面とひび割れが生じていない断面が混在しているので、すぐには引張側コンクリートの応力を完全に無視したひび割れ断面の状態とはならない。これは、鉄筋とコンクリートの付着力によって、ひび割れに挟まれたコンクリート領域が引張力を分担するからである。このひび割れ間のコンクリートが分担する引張応力は、ひび割れ本数の増加にともなって徐々に小さくなる。この結果、曲げ剛性も小さくなり、荷重の増加とともにひび割れ断面の曲げ剛性 $E_c I_{cr}$ を勾配とする $M-\phi$ 関係に漸近していく。今回行った衝撃実験においては、1回目の衝突によりひび割れが発生するような衝突力を想定しているため計算上は I_{cr} を用いているが、実現象としては、繰返し衝突によって徐々に I_g の状態から I_{cr} の状態に移行すると考えられるため、完全な I_{cr} ではないと思われる。一方、新たなひび割れの発生が収まった試験体では I_{cr} で考えられている理想的なひび割れ定常状態に近い状態となっているため、計算値と実験値がほぼ一致する結果となったものと推測される。したがって、最大変位の計算精度を向上させるためには、予想される試験体の損傷状態によって断面二次モーメントの値を場合分けするなどの処置が必要と思われる。このような観点で各試験体の結果を見ると、多くの試験体がA-2試験体と同様の推移

表-4.10 最大支点反力 (1回目衝突時)

試験体名	最大支点反力 (kN)			着目点
	計算値 cal	実験値 exp	exp/cal	
A-2	223.9	219.7	0.98	基準
A-4	296.5	215.3	0.73	
B-2	306.2	310.9	1.02	鉄筋比
C-1	226.9	250.6	1.10	高強度
D-1	219.2	223.8	1.02	短繊維補強
D-2	293.7	246.2	0.84	
E-1	222.9	218.7	0.98	せん断補強
F-1	219.9	165.4	0.75	鉄筋分散
G-1	308.9	267.6	0.87	部材厚
G-2	413.9	349.6	0.84	

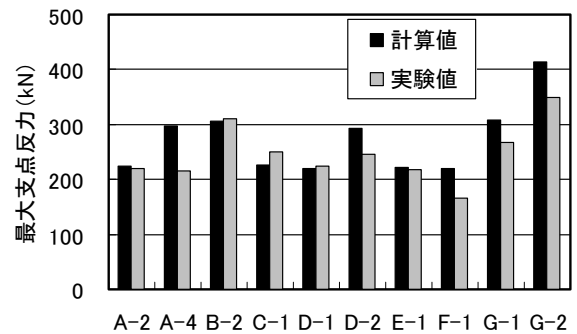


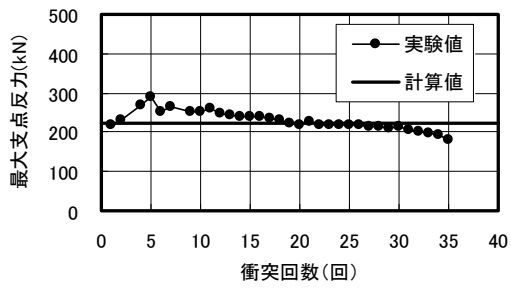
図-4.21 最大支点反力 (1回目衝突時)

をしており、単一荷重時の実験値よりも数回衝撃を受けた後の実験値の方が計算値と良く対応している。

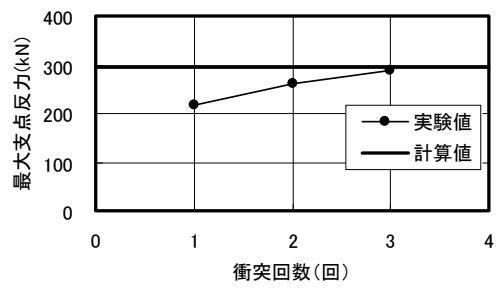
以上より、既往の研究で提案した最大変位の計算手法は、RC版の諸元の違いによらず適用できる見込みがあり、より計算精度を高めるためには、断面二次モーメントの変化を考慮する必要があることがわかった。

(2) 最大支点反力の比較

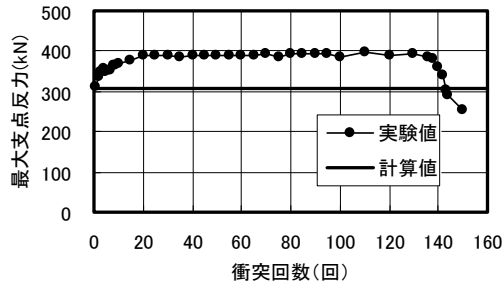
表-4.10および図-4.21に、各試験体の1回目の衝突による最大支点反力を計算値とともに示す。基準試験体では、衝突速度が $V=3\text{m/s}$ の場合であるA-2試験体は実験値と計算値がほぼ一致したが、 $V=4\text{m/s}$ としたA-4試験体は、実験値が計算値よりも小さくなった。また、同じく $V=4\text{m/s}$ としたD-2試験体、G-2試験体についても実験値が計算値よりも小さい結果となった。これは、3.4において衝突速度が大きくなると実験値が計算値よりも小さくなった傾向と同じである。基準以外の試験体の $V=3\text{m/s}$ の場合については、概ね $\pm 10\%$ の精度で計算値と実験値が対応した。次に、各試験体における1回ごとの最大支点反力と衝突回数との関係を図-4.22に示す。G-2試験体を除く全ての試験体において、繰返し荷重によって最大支点反力が一旦増加



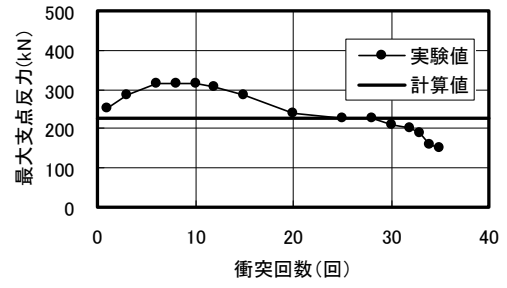
a) A-2試験体 (基準, $V=3\text{m/s}$)



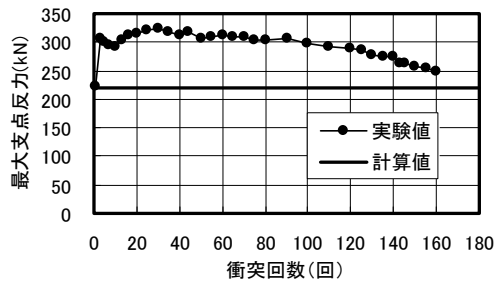
b) A-4試験体 (基準, $V=4\text{m/s}$)



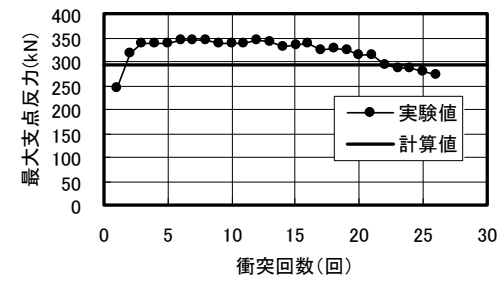
c) B-2試験体 (鉄筋比, $V=3\text{m/s}$)



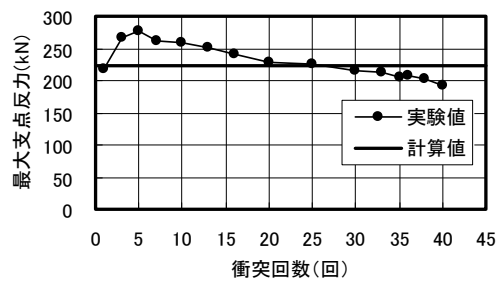
d) C-1試験体 (高強度, $V=3\text{m/s}$)



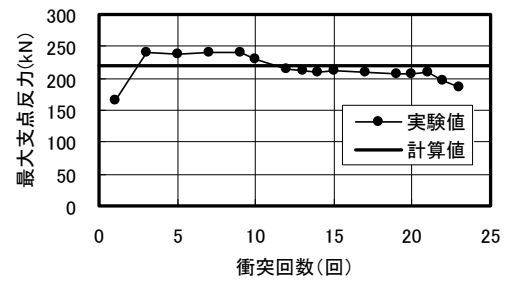
e) D-1試験体 (短繊維補強, $V=3\text{m/s}$)



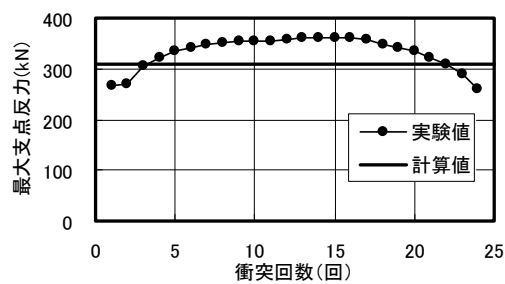
f) D-2試験体 (短繊維補強, $V=4\text{m/s}$)



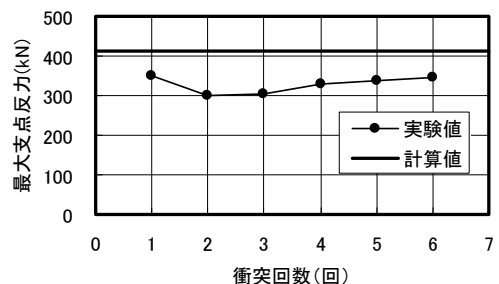
g) E-1試験体 (せん断補強, $V=3\text{m/s}$)



h) F-1試験体 (鉄筋分散, $V=3\text{m/s}$)



i) G-1試験体 (部材厚, $V=3\text{m/s}$)



j) G-2試験体 (部材厚, $V=4\text{m/s}$)

図-4.22 1回ごとの最大支点反力と衝突回数との関係

する傾向が見られた。そのメカニズムは3.3(4)で述べたように、試験体の損傷状態によって支点反力の最大値をもたらす要因が変化することが一つの要因と考えられる。最大支点反力の計算精度を向上させるためには、これらの要因を適切に評価式に盛り込むことが必要と思われる。

以上より、既往の研究で提案された最大支点反力の計算手法は、衝突速度が小さい範囲においては、本検討で取り上げた方策の有無に関わらず、適用できる見込みがあることがわかった。

4.6 検討のまとめ

繰返し衝撃荷重に対する耐衝撃性を向上させる方策の効果を検討するため、材料的観点および構造的観点からそれぞれ具体的な方策を抽出し、これらの方策を施した二辺支持RC版および方策を施していないRC版それぞれに対して繰返し衝撃実験を実施し、結果を比較した。その結果、短繊維補強コンクリートの使用および鉄筋比の増大に、押抜きせん断抵抗性の明確な向上効果が認められた。また、既往の研究で提案した最大変位および最大支点反力の計算手法は、衝突速度が小さく、1回の衝突による衝突面の損傷が著しくない範囲においては、耐衝撃性向上のための方策の有無に関わらず、適用できる見込みがあることがわかった。

5. 結論

本研究では、消波ブロックの衝突を受ける防波堤ケーソンを検討対象構造物として設定し、その側壁の一部を二辺支持された鉄筋コンクリート版にモデル化した。そして、モデル化した鉄筋コンクリート版の衝撃破壊性状の把握および耐衝撃性向上方策の検討を目的として、重錘落下による繰返し衝撃実験を実施した。以下に、本研究で得られた知見をまとめる。

- (1) 防波堤ケーソンの側壁をモデルとした二辺支持鉄筋コンクリート版は、1回の衝撃では押抜きせん断破壊には至らない衝撃荷重であっても、それが繰返し作用することにより、曲げ降伏から押抜きせん断破壊に移行する破壊モードとなることがわかった。
- (2) 繰返し衝撃荷重に対する耐衝撃性を向上させる方策として、短繊維補強コンクリートの使用および鉄筋比の増大に明確な効果が認められた。
- (3) 既往の研究で提案したRCはりの最大変位および最大支点反力の計算手法は、実用の範囲において、二辺支持された鉄筋コンクリート版においても適用できる見込みがあることがわかった。

6. あとがき

本研究において、衝撃荷重を繰返し受けるRC版の衝撃応答や破壊性状を把握することができた。また、既往の研究で提案されたRCはりの変位応答および反力応答を算定する手法がRC版にも適用できる見込みが得られた。これらの研究成果は、消波ブロックの繰返し衝突が懸念されるケーソン式防波堤において、被災に対する事前対策を検討する際あるいは被災事例の原因を分析する際の参考資料となるとともに、将来的に技術基準への反映につながると考える。

今後、港湾構造物の耐衝撃設計手法を確立するためには、押抜きせん断破壊に対する性能評価手法の検討、ケーソンの中詰材の影響の解明、衝撃砕波などによる面的な衝撃荷重に対する性能評価手法の検討などを行う必要がある。また、耐衝撃性を向上させる方策の組み合わせを、経済的な観点から検討することも重要であると考える。

(2010年1月27日受付)

参考文献

- 有川太郎・池辺将光・大寄菜々子・黒田豊和・織田朋哉・下迫健一郎 (2005) : 消波ブロックによるケーソン壁面押し抜きせん断破壊に関する研究, 港湾空港技術研究所報告, Vol.44, No.1, pp.43-83
- 岩波光保・白根勇二・横田弘 (2007a) : 繰返し衝撃荷重を受ける鉄筋コンクリートはりの破壊性状, 港湾空港技術研究所資料, No.1152
- 岩波光保・白根勇二・横田弘・山田岳史・竹鼻直人 (2007b) : PVA短繊維補強コンクリートの耐衝撃性向上効果の検討, 港湾空港技術研究所資料, No.1163
- 岸徳光・三上浩・松岡健一・安藤智啓 (2000) : 静的載荷時に曲げ破壊が卓越するRC梁の耐衝撃設計法に関する一提案, 土木学会論文集, No.647/I-51, pp.177-190
- 岸徳光・三上浩・栗橋祐介 (2009) : 低速度衝撃を受ける四辺支持RC版の耐衝撃設計法に関する一提案, 構造工学論文集, Vol.55A, pp.1327-1338
- 社団法人 土木学会 (2004) : 衝撃実験・解析の基礎と応用
- 社団法人 土木学会 (2007) : コンクリート標準示方書設計編
- 社団法人 日本港湾協会 (2007) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上), pp.208-209
- 高橋重雄・津田宗男・横田弘・高野忠志・清宮理 (1999) : 衝撃波力による RC 版の破壊メカニズムに関する基

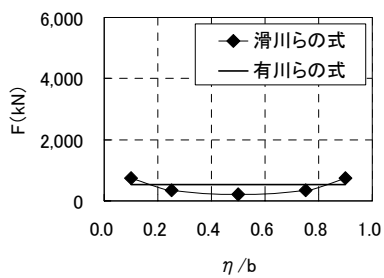
- 礎実験, 海岸工学論文集, Vol.46, pp.811-815
- 滑川伸孝・志賀正夫・長尾憲彦・菊池傑・山口貴之・大野友則・市村正春・宮脇周作 (2005) : ケーソン式防波堤に対する消波ブロック衝突時の衝突力評価, 海岸工学論文集, Vol.52, pp.806-810
- 平山克也・南靖彦・奥野光洋・峯村浩治・河合弘泰・平石哲也 (2005) : 2004 年に来襲した台風による波浪災害事例, 港湾空港技術研究所資料, No.1101
- 松林卓・岩波光保・横田弘・山田岳史 (2008) : RC はりの耐衝撃性に影響を及ぼす要因の実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol.30, No.3, pp.841-846
- 三上浩・岸徳光・栗橋祐介・小澤靖 (2008) : 四辺支持RC版の耐衝撃性に与える鉄筋径の影響, 土木学会第63回年次学術講演会講演概要集, I部門, pp.1059-1060
- 森下政浩・田中秀明 (2004) : 繰り返し爆発を受ける鉄筋コンクリート版の損傷, 土木学会論文集, No.752/I-66, pp.317-322
- 山口貴之・別府万寿博・大野友則 (2003) : 衝撃砕波を受ける消波ブロックの直立壁への衝突現象に関する実験的研究, 海岸工学論文集, Vol.50, pp.711-715
- 山田岳史・岩波光保・白根勇二・竹ヶ鼻直人 (2007) : 曲げ破壊型 RC はりの耐衝撃設計法に関する研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.799-804

付録 A

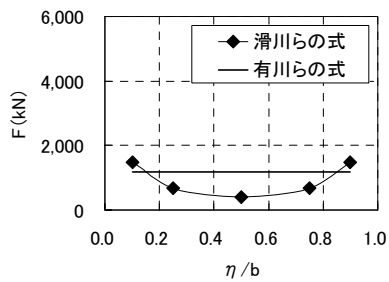
表-A.1 衝突力計算値一覧 (20t 型消波ブロック)

消波ブロック			衝突高さ H (m)	衝突水平位置			滑川ら の提案式 による 計算値 (kN)	有川ら の提案式 による 計算値 (kN)	運動 エネルギー $1/2MV^2$ (J)
種別	実重量 (t)	衝突速度 (m/s)		b (mm)	η (mm)	η/b			
20t型	18.4	0.5	12.27	5,000	500	0.10	736	519	2,300
				5,000	1,250	0.25	334	519	2,300
				5,000	2,500	0.50	204	519	2,300
				5,000	3,750	0.75	334	519	2,300
				5,000	4,500	0.90	736	519	2,300
			7.00	5,000	500	0.10	755	519	2,300
				5,000	1,250	0.25	360	519	2,300
				5,000	2,500	0.50	225	519	2,300
				5,000	3,750	0.75	360	519	2,300
				5,000	4,500	0.90	755	519	2,300
			2.00	5,000	500	0.10	783	519	2,300
				5,000	1,250	0.25	400	519	2,300
				5,000	2,500	0.50	265	519	2,300
				5,000	3,750	0.75	400	519	2,300
				5,000	4,500	0.90	783	519	2,300
		1.0	12.27	5,000	500	0.10	1,473	1,192	9,200
				5,000	1,250	0.25	667	1,192	9,200
				5,000	2,500	0.50	409	1,192	9,200
				5,000	3,750	0.75	667	1,192	9,200
				5,000	4,500	0.90	1,473	1,192	9,200
			7.00	5,000	500	0.10	1,509	1,192	9,200
				5,000	1,250	0.25	721	1,192	9,200
				5,000	2,500	0.50	451	1,192	9,200
				5,000	3,750	0.75	721	1,192	9,200
				5,000	4,500	0.90	1,509	1,192	9,200
			2.00	5,000	500	0.10	1,566	1,192	9,200
				5,000	1,250	0.25	801	1,192	9,200
				5,000	2,500	0.50	531	1,192	9,200
				5,000	3,750	0.75	801	1,192	9,200
				5,000	4,500	0.90	1,566	1,192	9,200
		1.5	12.27	5,000	500	0.10	2,209	1,939	20,700
				5,000	1,250	0.25	1,001	1,939	20,700
				5,000	2,500	0.50	613	1,939	20,700
				5,000	3,750	0.75	1,001	1,939	20,700
				5,000	4,500	0.90	2,209	1,939	20,700
			7.00	5,000	500	0.10	2,264	1,939	20,700
				5,000	1,250	0.25	1,081	1,939	20,700
				5,000	2,500	0.50	676	1,939	20,700
				5,000	3,750	0.75	1,081	1,939	20,700
				5,000	4,500	0.90	2,264	1,939	20,700
			2.00	5,000	500	0.10	2,349	1,939	20,700
				5,000	1,250	0.25	1,201	1,939	20,700
				5,000	2,500	0.50	796	1,939	20,700
				5,000	3,750	0.75	1,201	1,939	20,700
				5,000	4,500	0.90	2,349	1,939	20,700

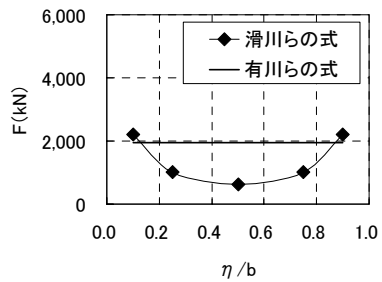
※20t型の消波ブロックは、脚の先端半径0.336m、脚の平均半径0.60m、脚長1.5mとして計算を行った。



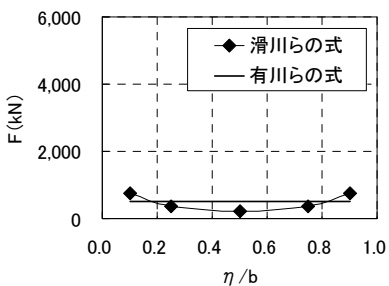
a) $H=12.27\text{m}, V=0.5\text{m/s}$



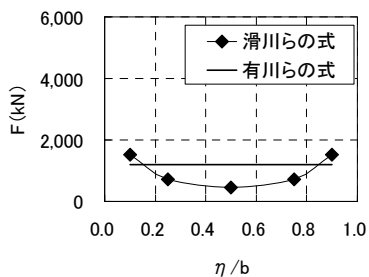
b) $H=12.27\text{m}, V=1.0\text{m/s}$



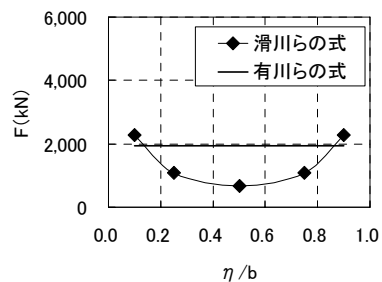
i) $H=12.27\text{m}, V=1.5\text{m/s}$



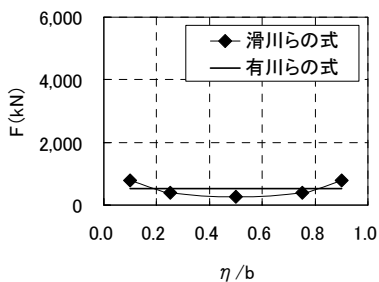
d) $H=7.00\text{m}, V=0.5\text{m/s}$



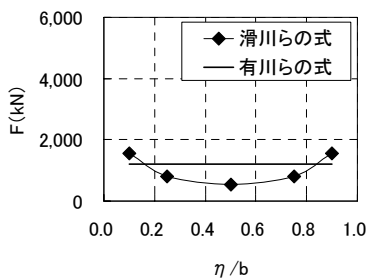
e) $H=7.00\text{m}, V=1.0\text{m/s}$



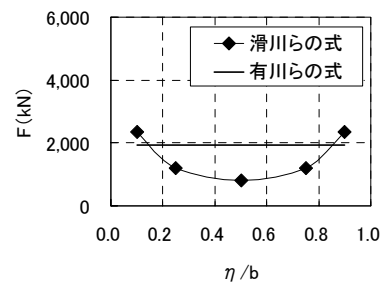
f) $H=7.00\text{m}, V=1.5\text{m/s}$



g) $H=2.00\text{m}, V=0.5\text{m/s}$



h) $H=2.00\text{m}, V=1.0\text{m/s}$



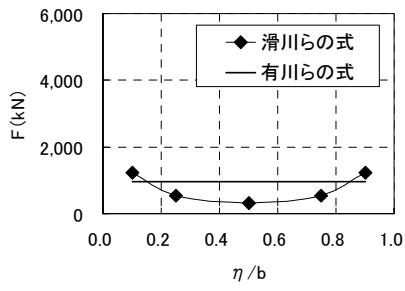
i) $H=2.00\text{m}, V=1.5\text{m/s}$

図-A.1 衝突力計算値の水平方向分布 (20t 型消波ブロック)

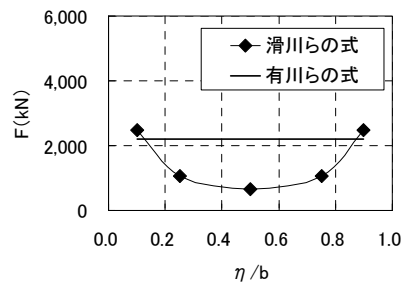
表-A.2 衝突力計算値一覧 (50t型消波ブロック)

消波ブロック			衝突高さ H (m)	衝突水平位置			滑川らの 提案式 による 計算値 (kN)	有川らの 提案式 による 計算値 (kN)	運動 エネルギー $1/2MV^2$ (J)	
種別	実重量 (t)	衝突速度 (m/s)		b (mm)	η (mm)	η/b				
50t型	46.0	0.5	12.27	5,000	500	0.10	1,238	955	5,750	
				5,000	1,250	0.25	534	955	5,750	
				5,000	2,500	0.50	325	955	5,750	
				5,000	3,750	0.75	534	955	5,750	
				5,000	4,500	0.90	1,238	955	5,750	
			7.00	5,000	500	0.10	1,273	955	5,750	
				5,000	1,250	0.25	578	955	5,750	
				5,000	2,500	0.50	358	955	5,750	
				5,000	3,750	0.75	578	955	5,750	
				5,000	4,500	0.90	1,273	955	5,750	
			2.00	5,000	500	0.10	1,328	955	5,750	
				5,000	1,250	0.25	644	955	5,750	
				5,000	2,500	0.50	423	955	5,750	
				5,000	3,750	0.75	644	955	5,750	
				5,000	4,500	0.90	1,328	955	5,750	
			1.0	12.27	5,000	500	0.10	2,477	2,195	23,000
					5,000	1,250	0.25	1,068	2,195	23,000
					5,000	2,500	0.50	649	2,195	23,000
					5,000	3,750	0.75	1,068	2,195	23,000
					5,000	4,500	0.90	2,477	2,195	23,000
				7.00	5,000	500	0.10	2,547	2,195	23,000
					5,000	1,250	0.25	1,156	2,195	23,000
					5,000	2,500	0.50	717	2,195	23,000
					5,000	3,750	0.75	1,156	2,195	23,000
		5,000			4,500	0.90	2,547	2,195	23,000	
		2.00		5,000	500	0.10	2,656	2,195	23,000	
				5,000	1,250	0.25	1,289	2,195	23,000	
				5,000	2,500	0.50	846	2,195	23,000	
				5,000	3,750	0.75	1,289	2,195	23,000	
				5,000	4,500	0.90	2,656	2,195	23,000	
		1.5		12.27	5,000	500	0.10	3,715	3,570	51,750
					5,000	1,250	0.25	1,602	3,570	51,750
					5,000	2,500	0.50	974	3,570	51,750
					5,000	3,750	0.75	1,602	3,570	51,750
					5,000	4,500	0.90	3,715	3,570	51,750
				7.00	5,000	500	0.10	3,820	3,570	51,750
					5,000	1,250	0.25	1,734	3,570	51,750
					5,000	2,500	0.50	1,075	3,570	51,750
					5,000	3,750	0.75	1,734	3,570	51,750
			5,000		4,500	0.90	3,820	3,570	51,750	
			2.00	5,000	500	0.10	3,984	3,570	51,750	
				5,000	1,250	0.25	1,933	3,570	51,750	
				5,000	2,500	0.50	1,268	3,570	51,750	
				5,000	3,750	0.75	1,933	3,570	51,750	
				5,000	4,500	0.90	3,984	3,570	51,750	

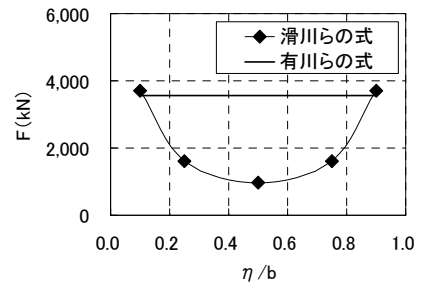
※50t型の消波ブロックは、脚の先端半径0.455m、脚の平均半径0.80m、脚長2.0mとして計算を行った。



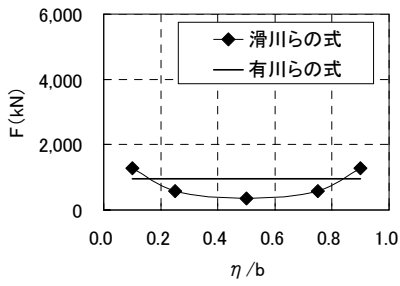
a) $H=12.27\text{m}, V=0.5\text{m/s}$



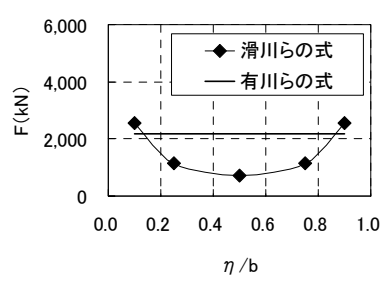
b) $H=12.27\text{m}, V=1.0\text{m/s}$



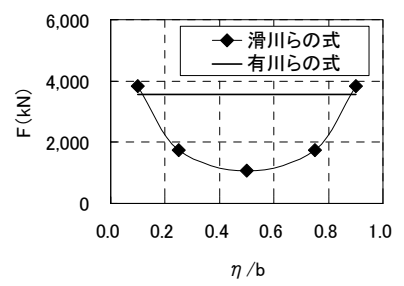
i) $H=12.27\text{m}, V=1.5\text{m/s}$



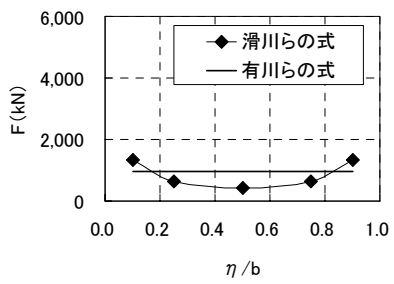
d) $H=7.00\text{m}, V=0.5\text{m/s}$



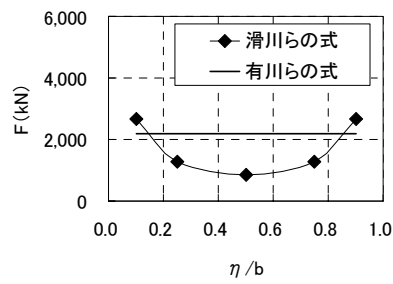
e) $H=7.00\text{m}, V=1.0\text{m/s}$



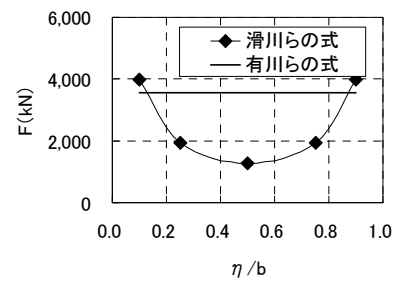
f) $H=7.00\text{m}, V=1.5\text{m/s}$



g) $H=2.00\text{m}, V=0.5\text{m/s}$



h) $H=2.00\text{m}, V=1.0\text{m/s}$



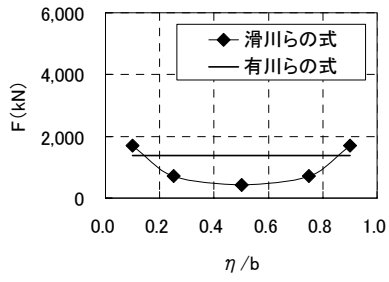
i) $H=2.00\text{m}, V=1.5\text{m/s}$

図-A.2 衝突力計算値の水平方向分布 (50t型消波ブロック)

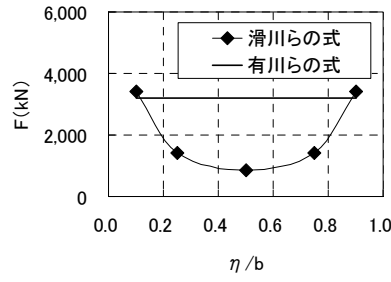
表-A.3 衝突力計算値一覧 (80t型消波ブロック)

消波ブロック			衝突高さ H (m)	衝突水平位置			滑川らの 提案式 による 計算値 (kN)	有川らの 提案式 による 計算値 (kN)	運動 エネルギー $1/2MV^2$ (J)	
種別	実重量 (t)	衝突速度 (m/s)		b (mm)	η (mm)	η/b				
80t型	80.5	0.5	12.27	5,000	500	0.10	1,700	1,388	10,063	
				5,000	1,250	0.25	711	1,388	10,063	
				5,000	2,500	0.50	431	1,388	10,063	
				5,000	3,750	0.75	711	1,388	10,063	
				5,000	4,500	0.90	1,700	1,388	10,063	
			7.00	5,000	500	0.10	1,752	1,388	10,063	
				5,000	1,250	0.25	771	1,388	10,063	
				5,000	2,500	0.50	476	1,388	10,063	
				5,000	3,750	0.75	771	1,388	10,063	
				5,000	4,500	0.90	1,752	1,388	10,063	
			2.00	5,000	500	0.10	1,834	1,388	10,063	
				5,000	1,250	0.25	861	1,388	10,063	
				5,000	2,500	0.50	562	1,388	10,063	
				5,000	3,750	0.75	861	1,388	10,063	
				5,000	4,500	0.90	1,834	1,388	10,063	
			1.0	12.27	5,000	500	0.10	3,401	3,189	40,250
					5,000	1,250	0.25	1,422	3,189	40,250
					5,000	2,500	0.50	861	3,189	40,250
					5,000	3,750	0.75	1,422	3,189	40,250
					5,000	4,500	0.90	3,401	3,189	40,250
				7.00	5,000	500	0.10	3,505	3,189	40,250
					5,000	1,250	0.25	1,541	3,189	40,250
					5,000	2,500	0.50	951	3,189	40,250
					5,000	3,750	0.75	1,541	3,189	40,250
		5,000			4,500	0.90	3,505	3,189	40,250	
		2.00		5,000	500	0.10	3,668	3,189	40,250	
				5,000	1,250	0.25	1,722	3,189	40,250	
				5,000	2,500	0.50	1,123	3,189	40,250	
				5,000	3,750	0.75	1,722	3,189	40,250	
				5,000	4,500	0.90	3,668	3,189	40,250	
		1.5		12.27	5,000	500	0.10	5,101	5,188	90,563
					5,000	1,250	0.25	2,134	5,188	90,563
					5,000	2,500	0.50	1,292	5,188	90,563
					5,000	3,750	0.75	2,134	5,188	90,563
					5,000	4,500	0.90	5,101	5,188	90,563
				7.00	5,000	500	0.10	5,257	5,188	90,563
					5,000	1,250	0.25	2,312	5,188	90,563
					5,000	2,500	0.50	1,427	5,188	90,563
					5,000	3,750	0.75	2,312	5,188	90,563
			5,000		4,500	0.90	5,257	5,188	90,563	
			2.00	5,000	500	0.10	5,503	5,188	90,563	
				5,000	1,250	0.25	2,583	5,188	90,563	
				5,000	2,500	0.50	1,685	5,188	90,563	
				5,000	3,750	0.75	2,583	5,188	90,563	
				5,000	4,500	0.90	5,503	5,188	90,563	

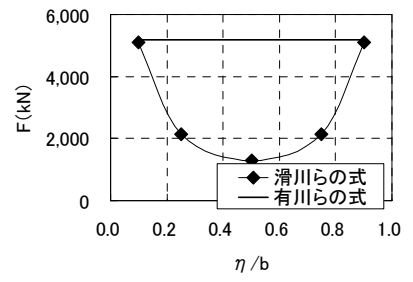
※80t型の消波ブロックは、脚の先端半径0.550m、脚の平均半径1.00m、脚長2.5mとして計算を行った。



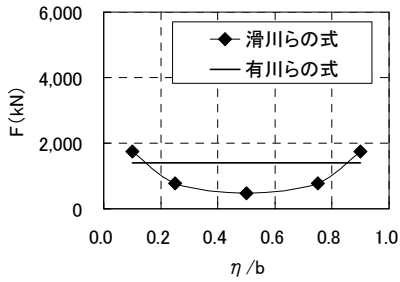
a) $H=12.27\text{m}, V=0.5\text{m/s}$



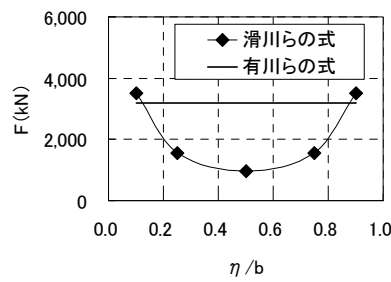
b) $H=12.27\text{m}, V=1.0\text{m/s}$



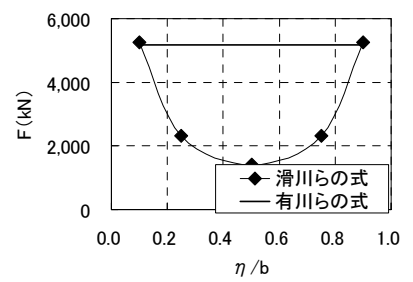
i) $H=12.27\text{m}, V=1.5\text{m/s}$



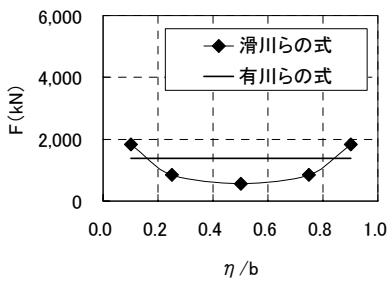
d) $H=7.00\text{m}, V=0.5\text{m/s}$



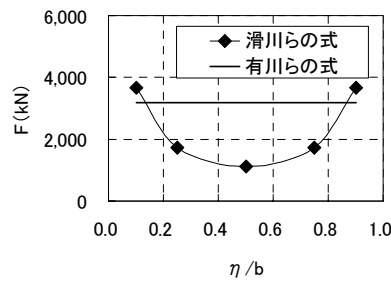
e) $H=7.00\text{m}, V=1.0\text{m/s}$



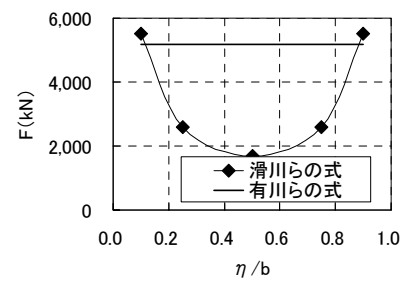
f) $H=7.00\text{m}, V=1.5\text{m/s}$



g) $H=2.00\text{m}, V=0.5\text{m/s}$



h) $H=2.00\text{m}, V=1.0\text{m/s}$



i) $H=2.00\text{m}, V=1.5\text{m/s}$

図-A.3 衝突力計算値の水平方向分布 (80t型消波ブロック)

付録 B

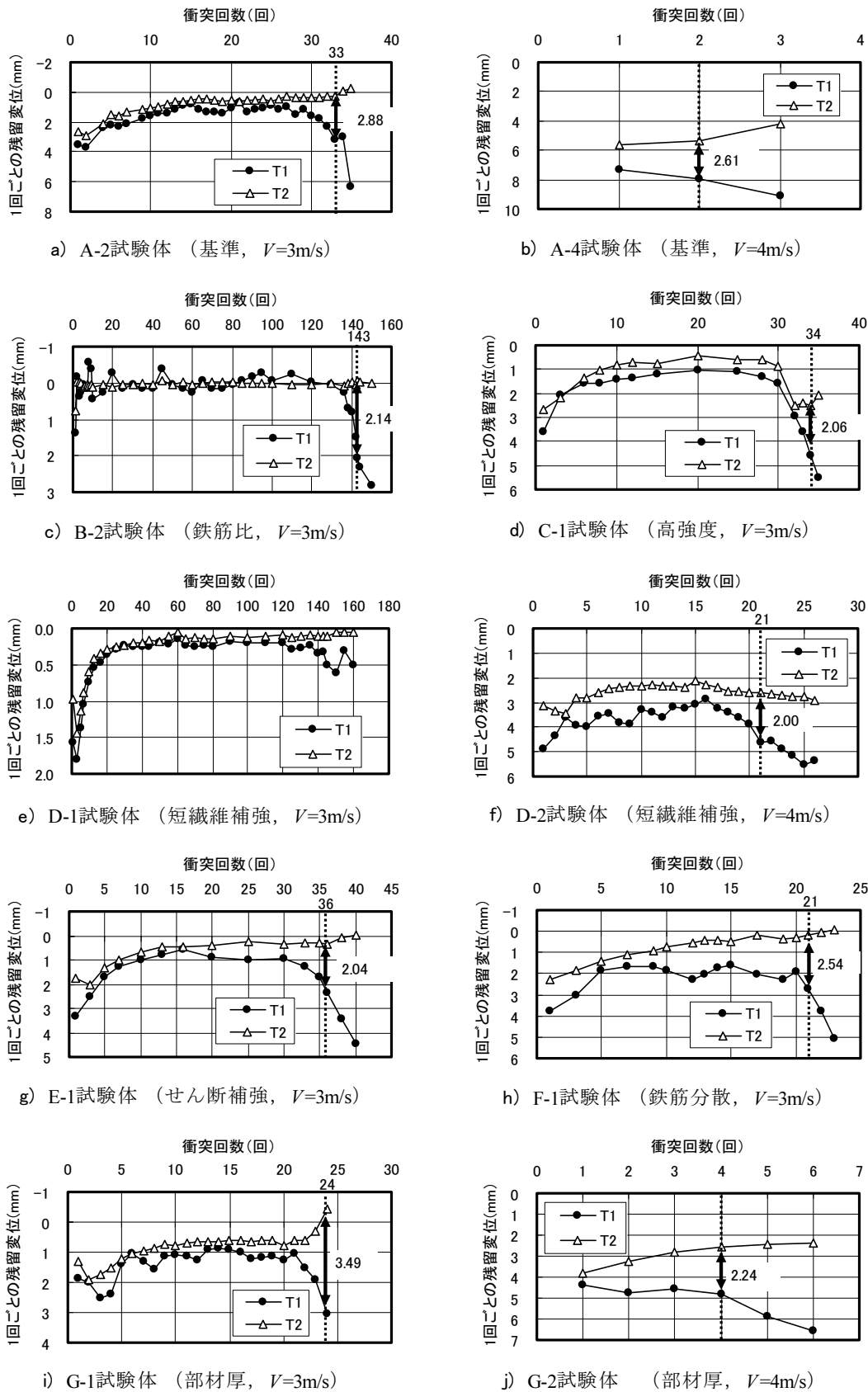


図-B.1 衝突回数と各衝突における残留変位の関係

港湾空港技術研究所資料 No. 1216

2010.6

編集兼発行人 独立行政法人港湾空港技術研究所

発行所 独立行政法人港湾空港技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL. 046(844)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社 大 應

Copyright © (2010) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。