

漸増繰り返し衝突荷重を受ける逆L型 PRC製ロックシェッド模型の終局限界挙動

佐藤 弘史¹・間渕 利明²・圓林 栄喜³・香月智⁴・石川信隆⁵・若林修⁶

¹正会員 工博 建設省土木研究所 構造研究室室長 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)

²正会員 工修 建設省土木研究所 構造研究室研究員 (〒305-0804 茨城県つくば市大字旭1番地)

³正会員 工博 防衛大学校研究員 土木工学科(〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

⁴正会員 工博 防衛大学校助教授 土木工学科(〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

⁵フェロー会員 工博 防衛大学校教授 土木工学科(〒239-8686 神奈川県横須賀市走水 1-10-20)

⁶正会員 PC建設業協会幹事長 ロックシェッド共同研究委員会(〒162-0821 東京都新宿区津久戸町4-6)

本研究は、逆L型PRC製落石覆工の落石衝突位置、衝突方向、水平変位の有無、接合形式が終局限界に及ぼす影響を調べるため、重錘落下漸増繰り返し衝突実験によって実験的に検討したものである。すなわち、逆L型PRC製落石覆工の1/4模型に対し、重錘衝突位置(柱直近、1/4L点、中央、3/4L点)、重錘衝突方向(垂直および60°斜め方向)、山側擁壁部の水平変位の有無、接合形式(逆L型、全剛接型)が終局限界に及ぼす影響について、重錘落下漸増繰り返し衝突実験によって調べたものである。その結果、十分なせん断補強筋が配筋されている場合には、ロックシェッド模型が破壊に至る重錘の限界高さは載荷位置がはり中央から柱に近づくにつれ大きくなること、柱直近載荷でははりのせん断破壊となったが脆性的な破壊とならず、はり1/4L点、中央、3/4L点載荷では曲げ破壊が卓越することなどが認められた。

Key Words: PRC rock-shed, ultimate limit state, incremental repeated impact load, loading direction, loading location

1. 緒言

落石覆工には鉄筋コンクリート製(以下FRC)やプレストレストコンクリート製(以下、PC)および鋼製のものがあり、中でもPC製落石覆工が多く建設されている^{1,2)}。これはPC製落石覆工が小断面で高耐力を有し、プレキャスト化が進んでいるため施工期間が短く、交通規制期間を大幅に短縮できる利点があるためである³⁾。このため、PC製落石覆工の耐衝撃性能に関する研究が盛んに行われてきた。松葉ら^{4,5)}は実規模のPC覆工の重錘落下衝突実験を行い、設計荷重と終局耐力との関係やPC桁の横締めによる荷重分配効果の検討を行っており、構造物全体の破壊に対して現設計は5倍以上の安全性を有していることや、横締めによる荷重分担率は0.6として良いことなどを示している。また、園田ら⁶⁾はこれらの実験結果に対してサンドクッションと落石覆工を個別要素法と剛体ばねモデル法を用いて、衝撃応答解析を行っている。その際、横締めの効果をPC部材の剛性の割増係数として考慮することで、実際の応答をほぼシミュレー

トできることを明らかにしている。菅田ら^{7,8)}はPC多主桁に敷砂を用いた重錘落下衝突実験を行い、その動的挙動について有限帯板法による弾性衝撃応答解析との比較検討を行っている。この結果、敷砂の場合荷重分担率が40%程度であること、有限帯板要素法は本実験の挙動解析に適用可能であることを明らかにしている。さらに中野ら⁹⁾は三層緩衝構造を用いたPC多主桁での実証実験を行い、桁の荷重分担率が30%になること、荷重の分散効果が大きなことを明らかにしている。そして、西^{10,11)}および佐藤ら¹²⁾は逆L型PC覆工および門型PC覆工に対して敷砂と三層緩衝構造を用いた重錘落下衝突実験を行い、逆L型PC覆工への三層緩衝構造の有効性を明らかにするとともに、門型PC覆工の耐力の余裕度向上について明らかにしている。さらに、佐藤ら¹³⁾は逆L型構造形式と門型構造形式の2種類の実規模PC覆工に対して敷砂緩衝材を設置した場合の重錘落下衝突実験を行い、重錘落下エネルギーは、逆L型構造形式の場合には設計条件の約3倍、門型の場合は約5倍となることを明らかにしている。しかし、これらの研究の多くは弾性範囲の

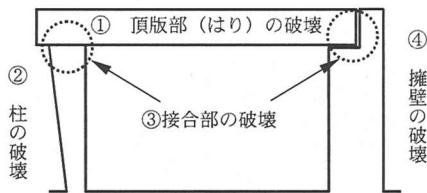


図-1 落石覆工の破壊の区分

表-1 終局限界の定義

破壊の区分	終局限界	終局限界の判定
はりの破壊	曲げ破壊	圧縮側コンクリート圧壊 引張PC鋼材, 鉄筋破断
	せん断破壊	せん断ひび割れ
柱の破壊	曲げ破壊	柱基部の圧縮側コンクリート圧壊
	せん断破壊	せん断ひび割れ
接合部の破壊	はり柱接合部破壊	PC鋼材破断
	はり擁壁接合部破壊	アンカーボルト引抜け, 破断
その他の破壊	擁壁部の破壊	擁壁基部の圧縮側コンクリート圧壊
		擁壁基部の引張PC鋼材または鉄筋破断

衝撃挙動に関する研究であり、PC製落石覆工の破壊までを対象とした研究は未だ充分といえるほど多くはない¹³⁾。

ところで、落石の落下挙動は斜面の形状、落石の形状、寸法、岩質、植生等によって複雑に変化し、落下する位置、入射角等も異なるものと考えられる¹⁴⁾。このようなことから、落石の衝突角度、衝突位置によっては曲げ破壊と異なる破壊が発生する可能性もある。また、1989年の福井県越前町玉川ロックシェッドの岩盤崩落事故¹⁵⁾のように、落石によって山側擁壁の移動(水平変位あるいは傾斜)が生じた場合の落石覆工の耐力変化についての検討もあまり見当たらない。そこで、本研究は、逆L型PC製落石覆工の1/4模型に対して落石衝突位置、衝突方向、水平変位の有無、接合形式が終局限界に及ぼす影響について漸増繰り返し衝突実験によって実験的に検討したものである。

2. 終局限界の定義

本研究において破壊を判定する基準について、まず図-1に示すように、落石覆工の破壊部位は、①頂板部のはり部材の破壊、②柱部材の破壊、③接合部の破壊、④その他の破壊(擁壁の破壊)に分類する。表-1に各部位に生ずる終局限界を示す。まず、①はり部材の終局限界については、曲げ破壊とせん断破壊とする。はりの曲げ破壊の判定には、残留変位がはりスパンの1/100~1/300程度とする研究¹³⁾もあるが、ここでは、小柳¹⁰⁾の研究を参考に、引張鋼材の破断または圧縮側コンクリートの圧壊と定義した。荷重位置等

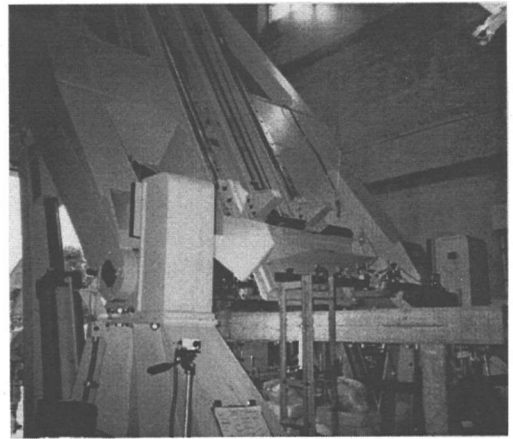


写真-1 傾斜式衝撃荷重試験装置

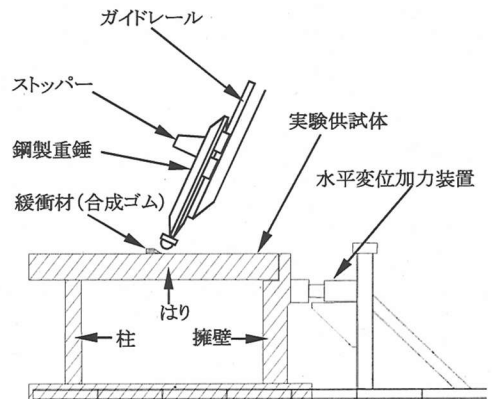


図-2 実験状況

が変化し、支点部近傍になれば、せん断破壊も重要な破壊要因となる。②柱の破壊も曲げ破壊とせん断破壊の2種類が生ずるものと想定した。③接合部の破壊は、はり柱の接合部は鋼材破断、はり擁壁の接合部はアンカーボルトの引抜けとした。④その他の破壊としては擁壁の破壊が考えられ、擁壁基部の圧縮側コンクリート圧壊または引張PC鋼材もしくは鉄筋の破断としている。これらの限界は、実験時に目視で確認できるものを原則として選定している。

3. 実験の概要

(1) 実験装置および要領

本研究は、写真-1に示す建設省土木研究所が所有する傾斜式衝撃荷重試験装置を用いて行った。本装置は、最大質量1.0tonの重錘を鉛直で最大5.0mの高さから落下させることが可能であり、荷重角度を90°(垂直)~30°の範囲で調整できる。実験要領は、図-2に示すようにまず実験供試体をアンカーボルトによって床に固定し、柱近傍、L/4(はり柱接合部とはり中央の中間)、はり中央、3/4L(はり擁壁接合

表-2 測定項目および計測器材の諸元

測定項目	計測器材	諸元等
荷重 (水平反力測定)	ロードセル	容量: 490kN
変位	レーザー式 変位計	測定範囲: 300±100mm 100±40mm 応答周波数: 915Hz, 700Hz
コンクリートのひずみ	ひずみゲージ	ゲーン率: 212 抵抗値: 1205±05Ω
鉄筋のひずみ	ひずみゲージ	ゲーン率: 214 抵抗値: 1205±05Ω
加速度	加速度計 (ひずみゲージ式)	測定範囲: 100G, 200G 応答周波数: 2kHz, 3.5kHz

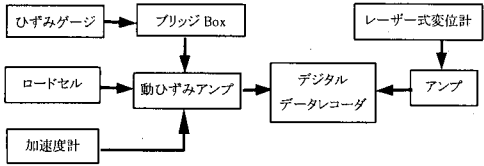


図-3 計測システム

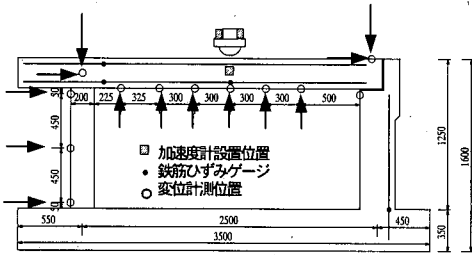


図-4 計測位置図

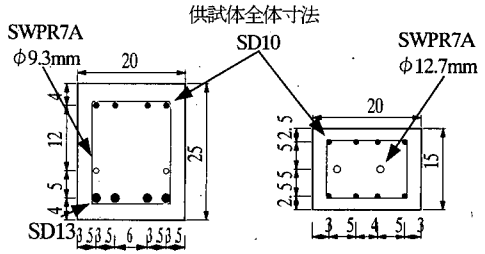
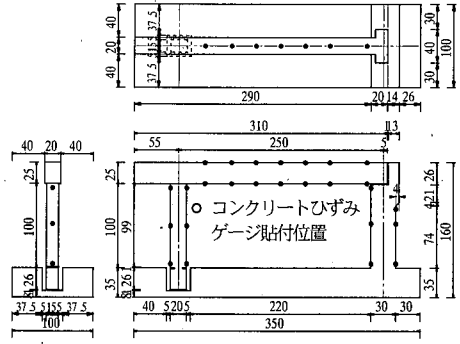
部とはり中央の中間)の位置に鉛直あるいは斜め方向から鋼製重錘を載荷させる。この際、緩衝材として硬度 50 の合成ゴム(縦300mm×横200mm×厚さ50mm)を使用した。なお、重錘形状は板状の先端に半径 5cm の半円柱形の治具を溶接している。初期水平変位の影響については、図中の水平反力装置からの油圧ジャッキによる水平力を与え、所要の水平変位を与えた後、衝撃実験を行った。

(2) 計測項目、計測方法

計測項目は、重錘(前後2点)および主はり(衝突点位置より側面左右2点)の加速度、構造全体の変位分布およびひずみ分布、載荷点部の鋼材ひずみ、および破壊形態であり、計測に用いた機器の諸元を表-2に、計測システムについては図-3に示す。なお、サンプリング間隔については500 μsecであり、2msecの単純移動平均法によるフィルタリングを行っている。計測位置を図-4に示す。

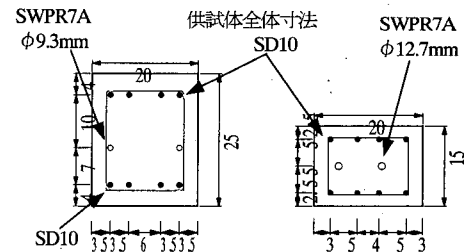
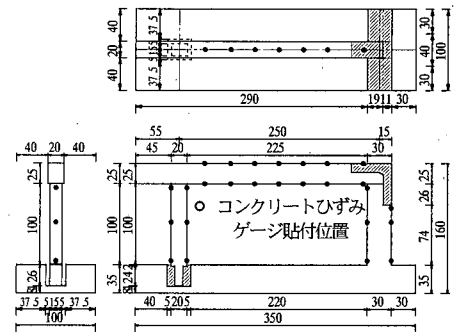
(3) 実験供試体

本研究では、実験装置の能力によって、破壊が可能な実物大の1/4縮尺の全体系模型を作成した。供試体の概略形



供試体全体寸法

(a) 逆L型



(b) 全剛接型

図-5 実験供試体模型寸法図およびひずみゲージ添付位置

状および断面寸法、配筋位置を図-5に示す。

実験供試体は、逆L型タイプと剛接門型タイプ(以下全剛接タイプ)の2種類であるが、逆L型タイプ、全剛接タイプともはり部材には幅20cm、高さ25cm、長さ3.2m、スパン2.5mのプレテンションタイプPRCはりを用いた。その際のはり部材の初期プレストレス量は1本当たり41.2kNである。プレス

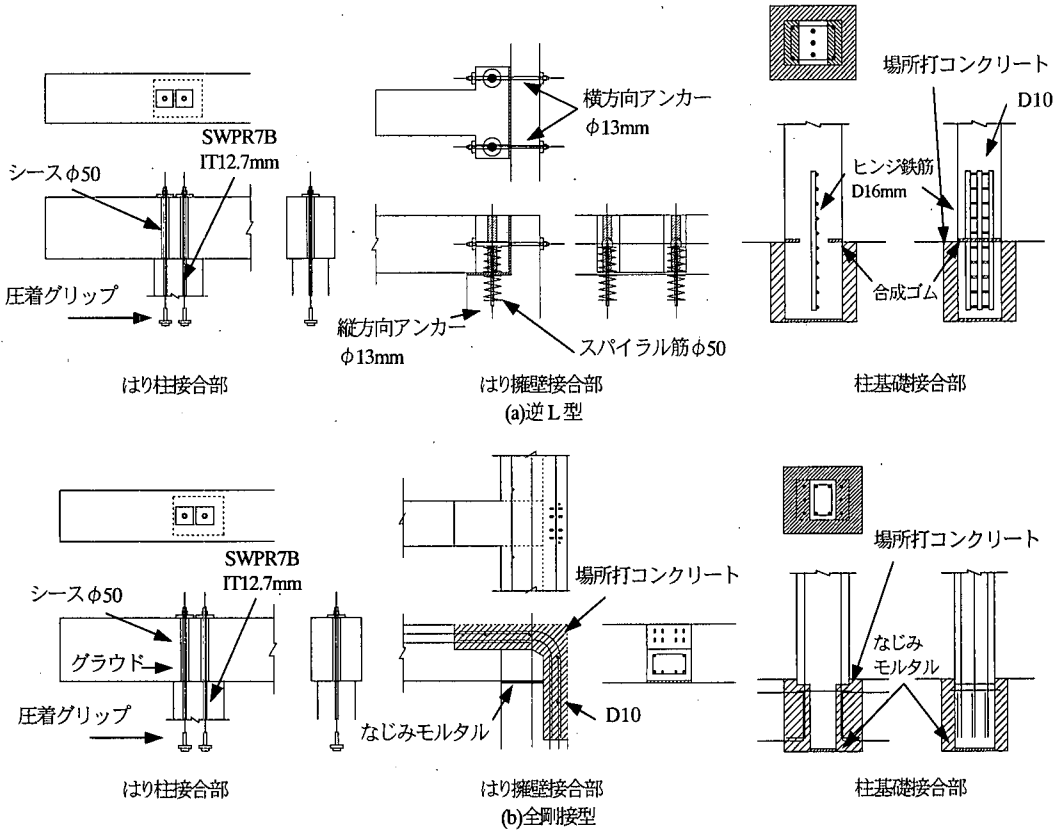


図-6 各接合部詳細図

トレスリング度は逆Lタイプが 0.44, 全剛接タイプが 0.55 である。鋼材の配筋位置は図-5 に示すように逆L型は圧縮側に D10 鉄筋を 4 本, 引張側に $\phi 9.3\text{mm}$ の PC 鋼材を 2 本, D13 鉄筋を 4 本使用した。一方, 全剛接型は, 圧縮側に D10 鉄筋を 4 本, 引張側に $\phi 9.3\text{mm}$ の PC 鋼材を 2 本, D10 鉄筋を 4 本使用している。また, 軸方向には逆L型, 全剛接型とも D10 のせん断補強筋を 10cm 間隔で配置している。柱部材は縦 20cm, 横 15cm, 高さ 1.0m の鉄筋コンクリート柱であり, はり部材と同様, D10 のせん断補強筋を 10cm 間隔で配置している。断面内の鋼材配筋位置を図-5 に示す。

図-6 にははり柱接合部, 擁壁とはりの接合部および柱と基礎の接合状況を示す。まず, はりと柱の接合部については, 逆Lタイプでは柱に予め埋め込まれている PC 鋼材をはり部材に通したうえで, プレストレスを 1 本当たり 122.9kN 導入し接合している。なお, はり部材と PC 鋼材との間に付着はない。全剛接タイプでは, 逆Lタイプ同様接合した後, はりと PC 鋼材の間にグラウトを注入しはりと PC 鋼材との一体化を図っている。擁壁とはりの接合については, 逆Lタイプが擁壁上部のパラペット部とはりを鉛直, 水平の D10 のアンカーボルトで接合したのに対し, 全剛

表-3 材料諸元

材料	項目	数値	
コンクリート	圧縮強度 f_c' (はり柱)	67.3N/mm ²	
	圧縮強度 f_c' (擁壁)	32.3N/mm ²	
スタ-ラップ	径	D6	
	間隔	5cm, 10cm	
	高さ	17cm	
鉄筋	幅	13cm	
	径(はり圧縮側, 柱部)	D10	
	径(はり引張側)	D13	
	降伏点	370N/mm ²	
	引張強度	530N/mm ²	
	破断時のび	26.5%	
P C 鋼材	径 (はり部)	$\phi 9.3\text{mm}$	
	径 (柱部)	$\phi 12.7\text{mm}$	
	初期レストリ力	($\phi 9.3\text{mm}$)	41.2kN
		($\phi 12.7\text{mm}$)	122.9kN
	0.2%永久伸びに対する荷重	($\phi 9.3\text{mm}$)	90.6kN
		($\phi 12.7\text{mm}$)	174kN
引張荷重	($\phi 9.3\text{mm}$)	99.4kN	
	($\phi 12.7\text{mm}$)	190kN	
破断時伸び	($\phi 9.3\text{mm}$)	8.9%	
	($\phi 12.7\text{mm}$)	7.8%	

表-4 コンクリート配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	スランブの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量 (kg/m ³)				
					水 W	セメント C	細骨材 s	粗骨材	減水剤
20	6±1.5	2±1	27.0	41.2	135	500	723	1086	7.5

表-5 衝撃載荷実験ケース一覧

実験ケース	水平変位 δ	載荷位置	載荷角度	はり柱接合条件	主はり擁壁支持条件	落下高さ (m)	備考
I-1	0mm	主はり中央	90°	7ボンド	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2	
I-2	0mm	3/4L	90°	7ボンド	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2	
I-3	0mm	1/4L	90°	7ボンド	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2,2.5	
I-4	0mm	柱直近	90°	7ボンド	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2,2.5,3,3.5	
I-5	0mm	主はり中央	60°	7ボンド	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2	
I-6	10mm	主はり中央	90°	7ボンド	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2	
I-7	10mm	柱直近	90°	7ボンド	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2,2.5,3,5	
I-8	10mm	柱直近	60°	7ボンド	ヒンジ	0.25,0.5,1,1.5,2,2.5,3	
I-9	0mm	主はり中央	60°	ボンド	剛	0.25,0.5,1,1.5,2,2.5	
I-10	10mm	柱直近	60°	ボンド	剛	0.25,0.5,1,1.5,2,2.5	

接タイプでは擁壁およびはり部材断面に埋め込まれた D10 の鉄筋を溶接したうえで場所打ちコンクリートで固定し一体化している。さらに、柱部材と基礎との接合は逆Lタイプがメナーゼヒンジを想定して、基礎との境界線上に切り欠きを施した構造としたのに対し、全剛接タイプは切り欠きを設けず、埋め込まれた部分も場所打ちコンクリートで固定した。表-3 に材料諸元、表-4 にコンクリートの配合を示す。

(4) 実験ケース

表-5 に全実験ケースを示す。実験パラメータを載荷位置、初期水平変位の有無、載荷角度、構造形式、重錘落下高さとした。重錘落下位置は鉛直載荷で柱直近、L/4(はり柱接合部とはり中央の中間)、はり中央、3/4L(はり擁壁接合部とはり中央の中間)の4種類、初期水平変位は有無の2種類、

載荷角度は鉛直と60°の2種類、構造形式については逆Lタイプと全剛接タイプの2種類であり、全ての組み合わせの中から10種類を選び出し、漸増繰返し衝突実験(以下、漸増載荷実験と呼ぶ)を行った。

ところで、本実験では擁壁の初期水平変位の有無についても比較検討のパラメータとしている。この初期水平変位は、擁壁基部の鉄筋のひずみゲージの値が 1000 μ となる変位 10mm を与えた。これは、擁壁下部がほぼ弾性限界に達していることに対応している。

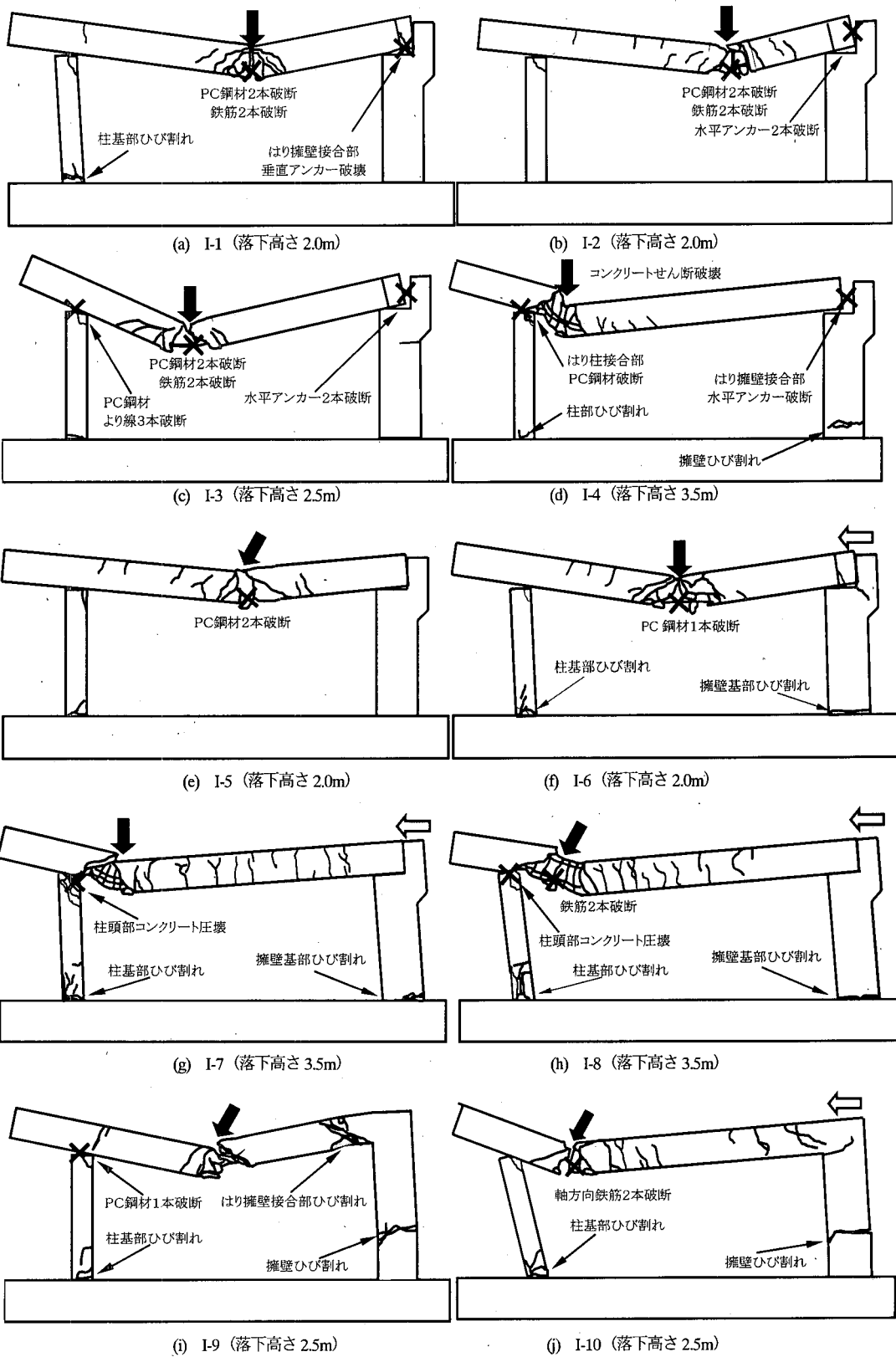
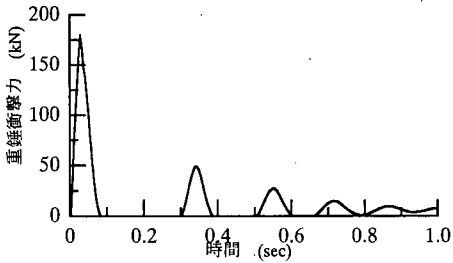
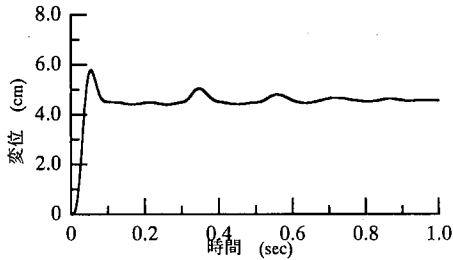


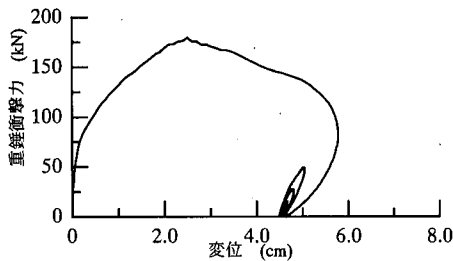
図7 各供試体ごとの最終破壊形態



(a)重錘衝撃力～時間関係



(b)変位～時間関係



(c)重錘衝撃力～変位関係

図-8 リバウンドと時刻歴応答 (I-1, H=150cm)

4. 実験結果と考察

(1) 破壊形態

図-7に各実験ケースごとの破壊形態を示す。

a) 衝突位置の影響

まず、I-1～4は、落下方向を垂直に保って、落下位置を変えたものであるが、はりの破壊としては、I-1～3の中央部、1/4L点、3/4L点載荷いずれの場合にも、PC鋼材や鉄筋が破断する曲げ破壊となっている。一方、柱直近に衝突荷重を作用させたI4では、コンクリートのせん断破断とはり柱接合部のPC鋼材破断が生じている。山側の接合を見ると、いずれの場合にも、はり擁壁接合部の水平アンカーが破断しており、はりの曲げ変形に伴う軸方向の引張力が極めて大きいことがわかる。また、柱基部や柱とはりの接合部に着目すると、載荷点が柱に近づくにつれて、破壊の程度が大きく

なり、基部のひび割れや、はり柱接合部のPC鋼材の破断などの破壊が生じている。

b) 衝突方向の影響

次に、I-1とI-5を比較すると載荷方向の影響を観察できるが、I-5の斜め載荷の方がI-1に比べて、はりに生じたひび割れや山側擁壁との接合部の破壊のいずれをとっても軽微であり、はり中央載荷の場合は、斜め載荷の方が構造にとって負荷が軽いものと思われる。しかし、I-7およびI-8のように擁壁に初期水平変位を与え、柱直近部の谷側に垂直および斜め載荷すると、I-8の方がはり部および柱の接合部付近の破壊が明瞭に増加しており、柱直近部載荷の場合は斜め載荷の方がはりおよび柱部材に対し同じ落下高さでも破壊の程度がやや大きいようである。これは、斜め載荷による水平衝撃成分が特に柱部材に曲げ作用を与えるためと思われる。

c) 水平変位の影響

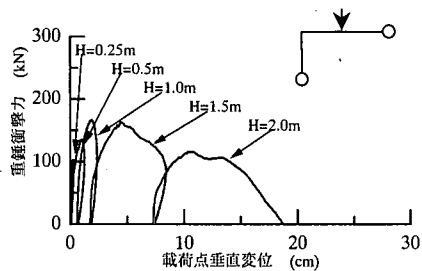
I-1とI-6またはI-4とI-7を比較すると山側擁壁の初期水平変位の影響を観察できる。この結果から、初期水平変位によって擁壁部にひび割れが生じるが、擁壁とはりの接合部の破壊は防止されるようである。すなわち、擁壁基部の僅かの耐力低下によって接合部の回転変形に対する剛性が弱まり、はりの曲げ変形に伴う軸方向引張力に追随しやすくなったためと思われる。

d) 接合形式の影響

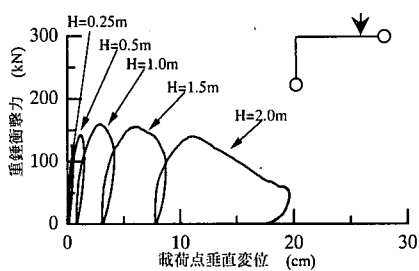
I-9, 10は擁壁とはりを剛結したものであるが、はり中央斜め載荷のI-9(剛結合)をI-5(ヒンジ結合)と比べると同じ斜め載荷に対して、I-9(剛結合)の場合には、落下高さが2.5mで最終破断、I-5(ヒンジ結合)では落下高さ2.0mで最終破断となっており、擁壁基部やはりの擁壁側の接合部および柱の接合部など多くの点において破壊が同時に現れており、不静定次数の増大によって破断点が分散されていることがわかる。しかし、柱直近部斜め載荷の場合のI-10(剛結合)をI-8(ヒンジ結合)と比べると2つの破壊状況は、あまり違いがなく、またI-10(落下高さ2.5m)の方がI-8(落下高さ3.5m)に比べ低い落下高さで最終破断を迎えている。これは、はりや柱の接合を剛結合としても柱直近部斜め載荷の場合は衝突に対して柱側の耐力をあまり期待できないことを意味している。

(2) 重錘衝撃力～変位関係

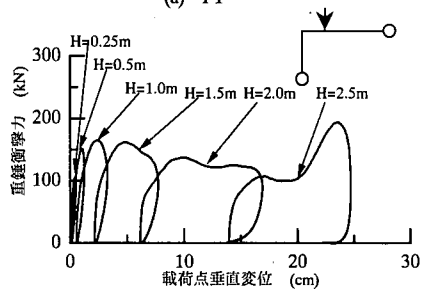
図-8に基準となるI-1ケースにおける落高H=1.5mでの重錘衝撃力～時間関係、変位～時間関係および重錘衝撃力～変位関係を示す。図-9(a)の衝撃力は、重錘につけた2つの加速度計の平均加速度に重錘質量を乗じて求めたものである。図より5つの独立した波が離れて観測されているのは、0.1sec(100ms)までの1回目の衝突後4回リバウンドしたことによるものである。図-8(b)の変位の時刻歴応答は、載荷直下のはりの変位を計測したものである。1回目の衝突で



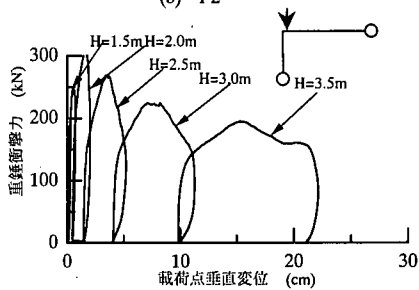
(a) I-1



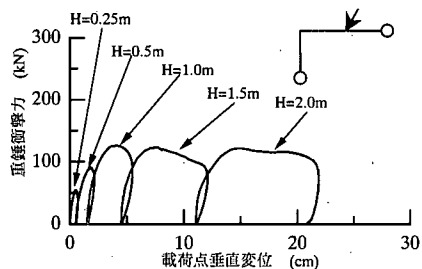
(b) I-2



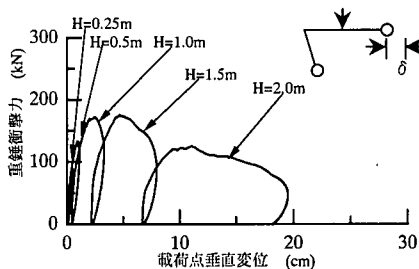
(c) I-3



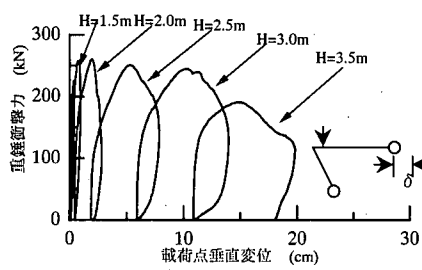
(d) I-4



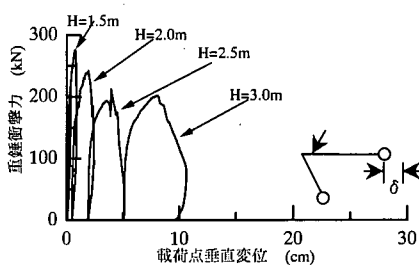
(e) I-5



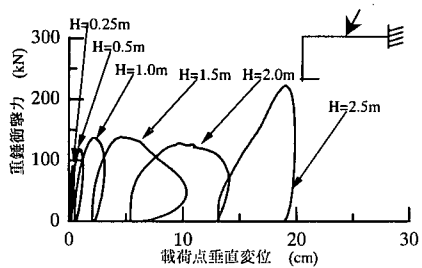
(f) I-6



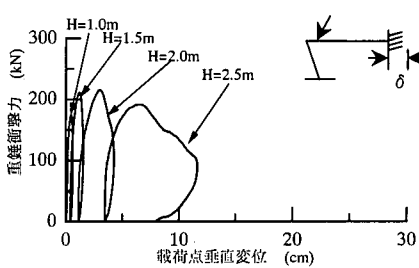
(g) I-7



(h) I-8



(i) I-9



(j) I-10

図-9 各供試体ごとのヒステリシス曲線

約6cmまで変位した後約4.5cmまで戻り残留変位になっている。その後のリバウンド衝突において何度か変位が増減するが、1回目の衝突の残留変位に戻っている。これらを同

調(時間軸を消去)させると、図-8(c)のような重錘衝撃力～変位関係が得られる。これより、1回目の衝突によって大きなヒステリシスが形成されており、リバウンドによる影響はあ

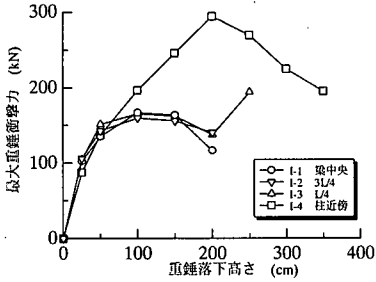


図-10 最大重錘衝撃力～落下高さ関係に及ぼす衝突位置の影響

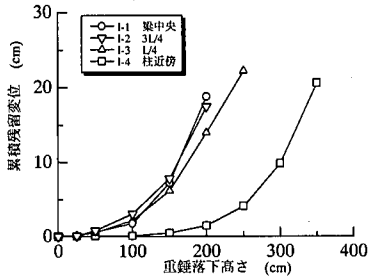


図-11 累積残留変位～落下高さ関係に及ぼす衝突位置の影響

まりないことがわかる。そこで、リバウンドの部分を見捨て、全実験ケースの漸増载荷による重錘衝撃力～変位関係の履歴曲線を図-9 に示す。

a) 衝突位置による影響

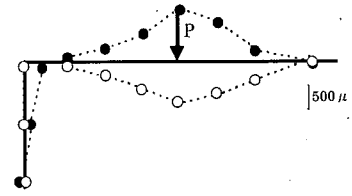
I-1～4 による载荷位置の影響を比較してみると、I-1 の中央点やI-2 の山側3/4L点载荷では、 $H=1.5m$ から $H=2.0m$ と落高が大きくなるにつれて、衝撃力が小さくなっているのに対して、I-3 やI-4 は、 $H=2.0m$ でも衝撃力が低下していない。またI-4 の柱直近载荷では、この間の衝撃力が250kN 以上と他の3つのケースでは、概ね150kN であるのに対して約1.6 倍に衝撃荷重が大きくなっている。その最終落高は、I-3 の1/4L点では $H=2.5m$ 、I-4 の柱直近では $H=3.5m$ と、柱に近づくほど大きくなっている。以上の衝突位置による荷重～変位関係から判断しても、はり中央に载荷するI-1 の場合が最もクリティカルであることがわかる。

b) 衝突方向の影響

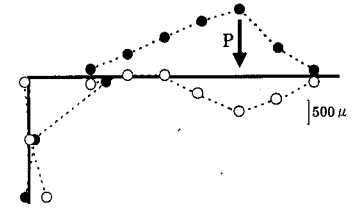
次に、はり中央载荷のI-1 とI-5 の衝突方向の影響を見ると、斜め载荷のI-5 の方が、落高が増加しても衝撃力がやや増加しており、耐力低下があまり見られない。しかし、柱直近部载荷のI-7 とI-8 を比較すると、明らかに斜め载荷のI-8 の方が落下高さ3.0m で低下している。すなわち、斜め载荷の場合は、はり中央部よりも柱直近部载荷の方がクリティカルであることがわかる。

c) 水平変位の影響

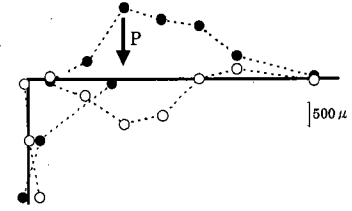
I-1 とI-6 またはI-4 とI-7 を比較すると、山側擁壁の初期



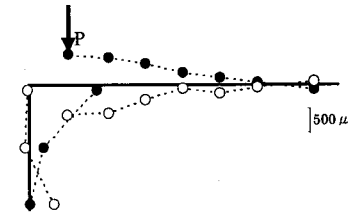
(a)I-1



(b)I-2



(c)I-3



(d)I-4

凡例
 はり ●—上側(圧縮) ○—下側(引張)
 柱 ●—内側(圧縮) ○—外側(引張)

図-12 衝突位置がコンクリートひずみ分布に及ぼす影響 ($H=50cm$)

水平変位の影響を観察できるが、この2つのいずれの場合も全般的に大きな相違点はない。すなわち、最終落下高さの荷重を比較すると、ほとんど変化はないが、残留変位増分を見ると水平変位を与えた方がやや小さく、粘りが大きいようである。これは、図-7 で見られたように、山側擁壁が僅かに剛性低下したことにより、擁壁基部にヒンジ構造が生じ、はりとの擁壁の接合部が破壊し難くなったことによるものと考えられる。

d) 接合形式の影響

はり中央斜め载荷のI-5 とI-9 を比較すると全剛接のI-9 の方が、同じ落高 $H=2m$ に対して残留変位が13cm と逆L型

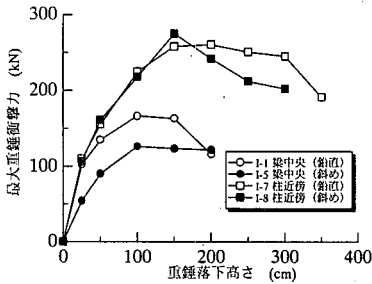


図-13 最大重錘衝撃力～落下高さ関係
に及ぼす衝突方向の影響

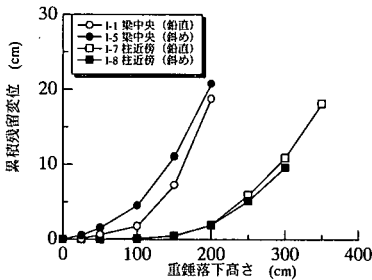


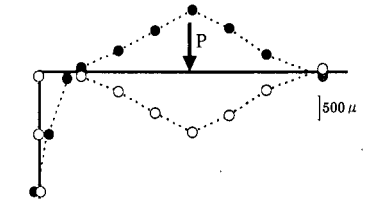
図-14 累積残留変位～重錘落下高さ関係
に及ぼす衝突方向の影響

のI-5の20cmに対して小さくなっており、残留変形は小さくなっている。またこの間の衝撃力は、140kNとI-5の130kNよりも大きくなっており、剛結により耐力や粘りいずれに対しても増加することがわかる。しかし、柱直近部斜め載荷のI-8とI-10の場合のように載荷点が柱直近部に近づくと、剛結構造の方が落下高さ2.5mで荷重が低下し、約10cmの残留変形が生じているのに対し、ヒンジ構造では落下高さ2.5mでも耐力低下がなく、残留変位も約5.0cmしか生じていない。すなわち、柱直近部斜め載荷に対してはヒンジ構造の方が耐力および変形性能とも優れていると思われる。

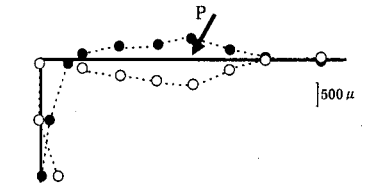
(3) 最大重錘衝撃力と累積残留変位～落下高さ関係

a) 衝突位置による影響

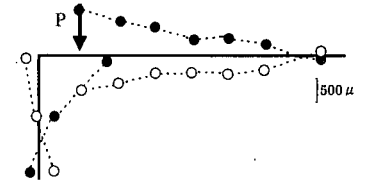
図-10 には、I-1～4 の逆L型供試体に対して載荷位置を変えた場合の最大重錘衝撃力～重錘落下高さの関係を示す。また図-11 には、累積残留変位～落下高さ関係を示す。これらより、I-4 のみが他の3つの実験ケースと明らかに異なる関係を示すが、他の3つのケースは重錘衝撃力および残留変位ともに極めて明瞭に一致しており、載荷点のはりの中央部から1/4スパン程度ずれる場合の応答については、概ねはり中央部載荷によって代表されることがわかる。参考までに図-12 には、各実験ケースのコンクリートのひずみ分布を比較して示す。ちなみに落高はH=50cmであるので、残留変位は生じておらず弾性応答のものである。これより、I-1の中央点載荷では、明瞭にはりの曲げ変形に対応するひ



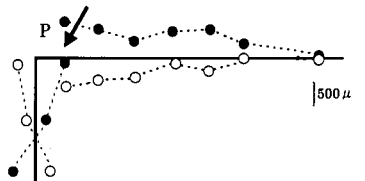
(a) I-1



(b) I-5



(c) I-7



(d) I-8

凡例
はり ●—上側(圧縮) ○—下側(引張)
柱 ●—内側(圧縮) ○—南側(引張)

図-15 衝突方向がひずみ分布に及ぼす影響 (H=100cm)

ずみ分布が得られており、柱部にはほとんど曲げ変形が生じていない。これに対し、載荷部が1/4L点や3/4L点では概ね曲げ変形に対応するものの、柱やはりの圧縮側の応答に曲げ変形以外の影響が現れていることがわかる。

b) 衝突方向の影響

図-13 および図-14 にはそれぞれI-1,5,7,8の最大重錘衝撃力～重錘落下高さの関係および累積残留変位～重錘落下高さの関係に及ぼす衝突方向の影響について比較して示す。図-9 にも見られたように衝突方向による荷重～変位関係に対する影響はあまり見られなかった。これらの図においてもさほど大きな差は見られない。

しかし、図-7の最終破壊性状でははり中央載荷の場合、ひび割れ分布においてI-5のケースの方が損傷が小さく、

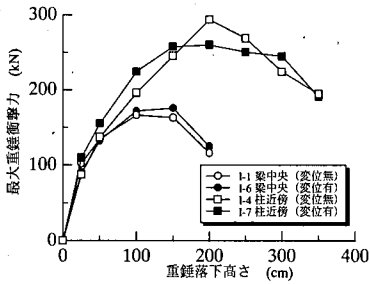


図-16 最大重錘衝撃力～落下高さ関係
に及ぼす初期水平変位の影響

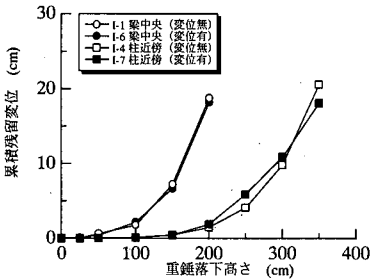


図-17 累積残留変位～重錘落下高さ関係
に及ぼす初期水平変位の影響

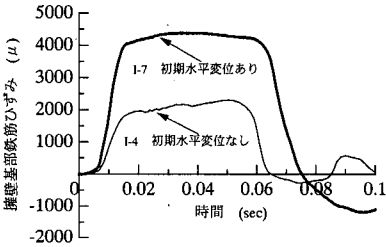


図-18 擁壁基部鉄筋ひずみ～時間関係 (H=3.5m)

柱直近部荷重の場合は I-7 の場合が損傷が小さかった。そこで、図-15 に示す同一落高 H=1m における I-1, I-5, I-7 および I-8 のひずみ分布を比較すると、やはり中央荷重の場合、I-5 (斜め荷重) では明らかにはりの上下面のコンクリートひずみに差異がなく、曲げ変形の影響が小さくなっていることがわかる。すなわち、斜め荷重では同じ衝突速度であってもはりに直交する速度成分が小さいため、曲げ破壊がクリティカルになるはりの衝突においては垂直荷重に比べてはりの負担が軽減されていることがわかる。一方、柱直近部荷重の場合は、I-7 (鉛直荷重) では柱頭部にひずみが生じているのに対し、I-8 (斜め荷重) の場合は柱基部にひずみが生じていることがわかる。すなわち、柱直近部に荷重される場合、鉛直荷重よりも斜め荷重の方が柱基部に大きな損傷が生じやすくなるものと考えられる。

○擁壁の初期水平変位の影響

図-16 および図-17 に初期水平変位の影響を見るために、I-1 と I-6 および I-4 と I-7 における最大重錘衝撃力～重錘落下高さの関係および累積残留変位～重錘落下高さの関係に及ぼす初期水平変位の影響について比較して示す。これらより、最大重錘衝撃力や累積残留変位に関しては、初期水平変位は全く影響を及ぼしていないことがわかる。しかし、図-18 に、落下高 H=3.5m (最終落下高) における I-4 と I-7 の擁壁基部での鉄筋ひずみの時刻歴応答を示すが、初期水平変位のある I-7 のひずみは、初期水平変位のない I-4 の約 2 倍のひずみとなっており、基部での曲げ変形が大きいたことがわかる。すなわち、初期水平変位を与えることにより、柱基部での損傷が生じ、そこに損傷が集中した結果、図-7(g) に見られるように擁壁上部でのはりの接合部の破壊を防ぐ効果が得られたと思われる。

(4) 限界落下高さに及ぼす影響

図-19 に各実験ケースの限界落下高さを比較して示す。

a) 衝突位置の影響

I-1～4 の落下位置による影響を見ると明らかに落下位置が柱部に近づくにつれて限界落下高さが大きくなっている。すなわち、危険性から考えると中央点荷重が最もクリティカルであることがわかる。

b) 衝突方向の影響

続いて I-1 と I-5 および I-7 と I-8 を比較して、斜め荷重の影響を見ると、中央点での荷重では斜め荷重の影響はないが、I-7 と I-8 の柱直近部荷重では、斜め荷重の I-8 の方が限界落下高さが小さくなっており、柱直近部のはりのせん断破壊とはり柱接合部の破壊が混在する場合には斜め荷重によって終局限界を早める効果があることが認められる。

c) 水平変位の影響

I-1 と I-6 や I-9 と I-10 のように初期水平変位の影響について比べると、これらに相違は無く、限界落下高から見ると初期水平変位は影響が無いことがわかる。

d) 接合形式の影響

I-5 (ヒンジ結合) と I-9 (剛結合) または I-8 (ヒンジ結合) と I-10 (剛結合) を比べて剛結構造による限界落下高への影響を見ると、やはり中央荷重では、剛結構造にすることによって I-5 (ヒンジ結合) がクリティカルであると思われるが、柱直近部に斜めに衝突する場合は、逆に I-9 (剛結合) の方がクリティカルと考えられる。すなわち、衝撃荷重が局所的な損傷を卓越して生じさせるため、構造による冗長性の増加はあまり期待できないことを示していると考えられる。

5. 結論

本研究は、PRC ロックシェッド 1/4 模型に対する漸増繰り

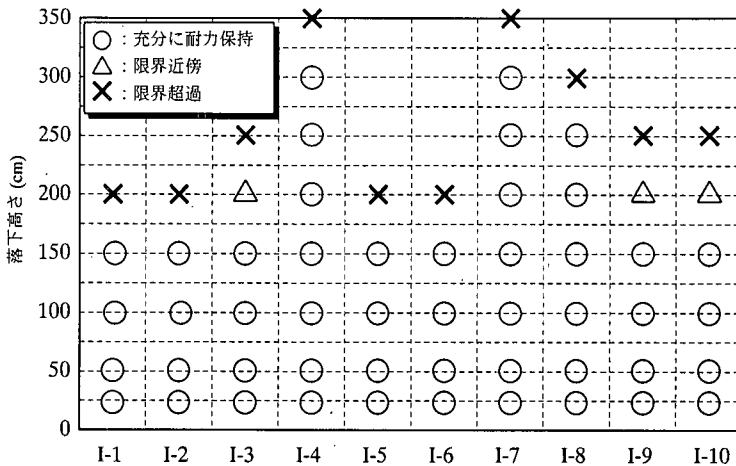


図-19 限界落下高さの比較

返し衝撃実験を行い、載荷位置や載荷方向さらに初期水平変位や構造形式が終局限界や破壊形態に及ぼす影響について考察したものである。本研究で得られた成果を要約すると次のようになる。

(1)鉛直衝突において、載荷位置をはりの中央から谷側に変化させると、ロックシェッド模型が破壊する重錘の限界高さは大きくなる。

(2)鉛直衝突において載荷位置が 1/4L, 1/2L, 3/4L の場合、はりの曲げ破壊が卓越するが、載荷位置が柱直近部になると、はりのせん断破壊とはり柱接合部の破壊が複合化した破壊形態となる。本実験では、はりに配した帯鉄筋の効果もあって脆性的な破壊とならず、耐力が維持され、限界落下高さも曲げ破壊の先行する中央点載荷よりも大きくなった。このように十分にせん断補強した場合の柱直近部における鉛直衝突の載荷条件は、構造全体のクリティカルな荷重条件とはならなかった。

(3)重錘が斜めに衝突する場合、はり中央部では影響は少ないが、柱直近部で擁壁に初期変位を与えた場合は、はりのせん断破壊と柱の損傷とはり柱接合部の破壊等が混在し、斜め載荷は終局限界を早める結果となった。ただし、この場合でも限界落下高さははり中央部の鉛直落下の場合より高い。

(4)したがって、十分にせん断補強したはりを有するPRCロックシェッドは、はり中央点での鉛直載荷が最もクリティカルとなるものと考えられる。

(5)擁壁の初期水平変位については、終局限界の現れ方や限界落下高さに関して顕著な影響は現れなかった。

(6)剛接構造は、ヒンジ接合点を有する逆 L 型に比べて、はり中央部に衝突する場合の破壊形態からは損傷部位が分散して打撃点周囲の損傷を軽減する効果が見られた。しかし、柱直近部に衝突する場合は、むしろヒンジ結合の方が

健全性を維持する結果となった。

謝辞：本研究は、建設省土木研究所、防衛大学校、プレストレストコンクリート建設業協会の共同研究の一貫として行われたものである。なお、本研究を行うにあたり、実験のデータ整理においては防衛大学校学生の本原大輔氏に多大な協力を得た。ここに記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 土木学会：構造工学シリーズ6 構造物の衝撃挙動と設計法，1993年12月。
- 2) 佐藤昌志：RC落石覆道の合理的耐衝撃設計手法に関する研究，北海道大学学位請求論文，1997年6月。
- 3) 土木学会：ロックシェッドの耐衝撃設計法，1998年11月。
- 4) 松葉美晴，後藤吉晴，佐藤彰，音田奨，岡畑博子，井上理恵：実物PC製ロックシェッドの落石による破壊実験について(1)，第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp.241～246，1993年6月。
- 5) 松葉美晴，後藤吉晴，佐藤彰，音田奨，岡畑博子，井上理恵：実物PC製ロックシェッドの落石による破壊実験について(2)，第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp.247～253，1993年6月。
- 6) 園田佳巨，佐藤紘志，石川信隆：PC落石覆工の衝撃応答解析，第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集，pp.264～269，1993年6月。
- 7) 菅田紀之，中野修，岸徳光，三上浩：PC多主桁上に設置した新素材を用いたRC版を有する緩衝構造の緩衝特性，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.15，No.2，pp.941～946，1993年6月。
- 8) 菅田紀之，松岡健一，中野修，森哲哉：数砂を緩衝材とするPC多主桁の弾性衝撃挙動，第2回落石等による衝撃問題に関する

- るシンポジウム講演論文集, pp.270~275, 1993年6月.
- 9) 中野修, 山内敏夫, 岸徳光, 竹本伸一: 三層緩衝構造を用いたPC多主桁の荷重分担性状, 第2回落石等による衝撃問題に関するシンポジウム講演論文集, pp.276~281, 1993年6月.
 - 10) 西弘明, 佐藤昌志, 岸徳光, 松岡健一: 敷砂緩衝材を用いた実規模PC落石覆工の衝撃挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 17, No.2, pp.691~696, 1995年6月.
 - 11) 西弘明, 佐藤昌志, 岸徳光, 松岡健一: 敷砂緩衝材を用いた実規模門型PC落石覆工の衝撃挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No.2, pp.1181~1186, 1996年6月.
 - 12) 佐藤昌志, 西弘明, 岸徳光, 松岡健一: 三層緩衝構造を用いた実規模PC落石覆工の重錘落下衝撃挙動, 構造工学論文集, Vol.42A, pp.1347~1356, 1996年3月.
 - 13) 佐藤昌志, 西弘明, 岸徳光, 松岡健一: 実規模PC覆工模型の耐衝撃性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1851~11860, 1998年3月.
 - 14) 榎谷浩, 福田尚晃, 堤下克彦, 斜面上の落石の運動解析手法の開発, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.1589~1596, 1997年3月.
 - 15) 川上英男: ロックシェッドの崩壊機構, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.12, No.2, pp. 701~706, 1990年6月.
 - 16) 小柳洽, 六郷恵哲, 岩瀬裕之: RCはりの曲げ破壊過程と曲げじん性に及ぼす材料特性の影響, 土木学会論文集, No.348/V-1, pp.153~162, 1984年8月.

(1999. 12. 27 受付)

THE ULTIMATE LIMIT BEHAVIOR OF PRC-ROCK SHED MODEL UNDER INCREMENTAL REPEATED IMPACT LOADING

Hiroshi SATO, Toshiaki MABUCHI, Hidenobu ENRIN, Satoshi KATSUKI,
Nobutaka ISHIKAWA and Osamu WAKABAYASHI

This paper presents an experimental approach for investigating the ultimate limit behavior of prestressed reinforced concrete (PRC) rock-shed under incremental repeated impact loading. The effects of various parameters, i.e., loading location, loading direction, horizontal displacement and beam-column connection manners are investigated on the ultimate limit state of PRC rock-shed. The incremental repeated impact load tests are carried out by using the 1/4 prototype PRC rock-shed model. As the test results, it was found that the vertical impact loading at the center of beam of rock-shed was the most critical loading condition. Furthermore, it should be noticed that the oblique impact loading at the adjacent to the beam-column connection point has a significant effect on the ultimate limit state of rock-shed.