

目 次

要 旨	3
1. まえがき	4
2. 実験準備	4
2.1 もたれ式護岸に作用する波圧の測定	4
2.2 打継ぎ部に作用する外力の計算	8
2.3 破壊変形実験模型の検討	9
3. 打継ぎ部における破壊変形実験	10
3.1 実験概要	10
3.2 実験結果	11
4. 衝撃碎波圧と打継ぎ部の関係性	26
4.1 破壊変形実験にて打継ぎ部へ作用した外力	26
4.2 ひび割れ発生時における引張応力度の計算	28
5. まとめ	29
謝辞	29
参考文献	29
記号表	29

Large-Scale Experiment on the Destruction and Deformation of Joints of a Leaning Revetment Caused by Impact Wave Pressure

Makoto WASHIZAKI*

Taro ARIKAWA**

Synopsis

The high waves of Typhoon No. 18 that hit Japan in 2004 are reported to have destroyed the joints between the parapet and main body of a revetment built along the coast of Hiroshima Port. At the time of the typhoon, the high waves were compounded by the coincidentally high tide level and there is a possibility that impact wave pressure was generated against the leaning revetment. The effect of impact wave pressure on the stress on parts is known to vary because the duration of its action is short but its response characteristics to the impact force are unknown. Accordingly, a large-scale destruction and deformation experiment was conducted for this research to study the relationship between the joints of a leaning revetment and the impact wave pressure. First, the wave pressure working on the leaning revetment was measured and the generation of impact wave pressure was confirmed. Then, the shear stress intensity and tensile stress intensity working on the joint bar, calculated from the maximum wave pressure including impact wave pressure, were compared with the mechanical properties of the joint bar. The tensile stress intensity, which was greater, was used as a reference to make an experimental model. A strain gauge was fitted to the surface of the joint of the experimental model so as to judge whether or not the joint was destroyed. The results of the destruction and deformation experiment confirmed that there was impact wave pressure and that cracks were generated in the joint. The tensile stress intensity working on the joint, calculated based on the maximum wave pressure at the time of the crack generation, was higher than the tensile strength of the joint, which was found not to have been fractured.

Keywords: Large Hydro-Geo Flume, leaning revetment, joint, impact wave pressure,
destruction and deformation

* Researcher, Maritime Structures Group, Coastal and Ocean Engineering Field

**Research Director, Coastal and Ocean Engineering Field

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-844-5043 Fax : +81-46-842-7846 e-mail:washizaki-m89b2@pari.go.jp

もたれ式護岸の打継ぎ部における衝撃砕波圧による破壊・変形 に関する大規模実験

鷺崎 誠*・有川 太郎**

要 旨

2004 年に来襲した台風 18 号の高波浪により、広島港海岸に整備されているもたれ式護岸の波返し部と本体部の打継ぎ部が破壊した被災が報告されている。被災時は、高波浪の発生に加え、高潮位と重なっていたこともあり、もたれ式護岸には、衝撃砕波圧が発生していた可能性が考えられる。衝撃砕波圧は、作用時間は短いため、部材応力に及ぼす効果が異なることが分かっているが、その衝撃力に対する応答特性は分かっていない。そこで、本研究では、もたれ式護岸の打継ぎ部と衝撃砕波圧の関係性について検討を行うために、大規模な破壊変形実験を行った。はじめに、もたれ式護岸に作用する波圧の測定を行ったところ、衝撃砕波圧の発生が確認された。そして、衝撃砕波圧を含んだ最大波圧から計算した差筋に作用するせん断応力度と引張応力度および差筋の機械的性質を比較し、卓越していた引張応力度を参考にして実験模型を製作した。打継ぎ部には、破壊判定を行うために、実験模型の打継ぎ部表面にひずみゲージを取り付けた。破壊変形実験の結果、衝撃砕波圧は確認され、打継ぎ部にはひび割れが発生した。そして、ひび割れ発生時の最大波圧から計算した差筋に作用する引張応力度は、差筋の引張強さよりも大きくなっていたが、破断していないことが分かった。

キーワード：大規模波動地盤総合水路，もたれ式護岸，打継ぎ部，衝撃砕波圧，破壊変形

*海洋研究領域耐波研究チーム研究官

**海洋研究領域 上席研究官

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 港湾空港技術研究所

電話：046-844-5043 Fax：046-842-7846 e-mail:washizaki-m89b2@pari.go.jp

1. まえがき

2004 年に来襲した台風 18 号の高波浪により、広島港海岸に整備されているもたれ式護岸の波返し部と本体部の打継ぎ部が破壊した被災が報告されている(写真-1.1)。もたれ式護岸に限らず、パラペット部など打継ぎ部を有する港湾・海岸構造物においては同じような被災が発生する危険性があるため、打継ぎ部の強度検討は重要である。

一方、被災時は、高波浪の発生に加え、高潮位と重なっていたこともあり、もたれ式護岸には、衝撃砕波圧が発生していた可能性が考えられる。港湾の技術基準(日本港湾協会, 2007)では、衝撃砕波圧は、作用時間は短いため、部材応力に及ぼす効果が異なることが分かっているが、その衝撃力に対する応答特性は分かっていない。

本研究では、もたれ式護岸の打継ぎ部と衝撃砕波圧の関係性について検討を行うために、大規模波動地盤総合水路(図-1.1)において打継ぎ部の破壊変形に関する大規模な実験を行った。



写真-1.1 もたれ式護岸の被災と背後洗掘の状況

2. 実験準備

2.1 もたれ式護岸に作用する波圧の測定

(1) 実験水路と実験模型

大規模波動地盤総合水路を用いて、もたれ式護岸に作用する波圧の測定実験(以下、波圧測定実験という)を行った。本実験水路は、長さ 184m、深さ 12m、幅 3.5m であり、水路中央部には、長さ 67m、深さ 4m の砂地盤層を有している。造波機はピストン型で、風波モードでは水深 5m 時で波高約 3.5m、津波モードでは水深 3m 時で津波高約 2.5m の造波が可能である。

実験模型は、実在するもたれ式護岸をモデルに、縮尺 1/3 にて製作した。打継ぎ部は、本体部と波返し部が波により分離しないように、呼び径 M24 のアンカーボルトを 5 本設置し連結した。実験模型を図-2.1 に示す。

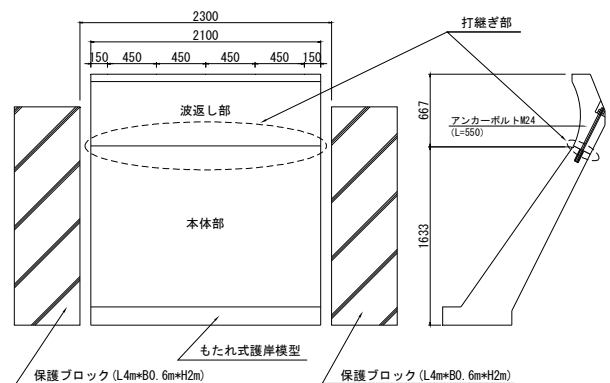


図-2.1 波圧測定実験における実験模型

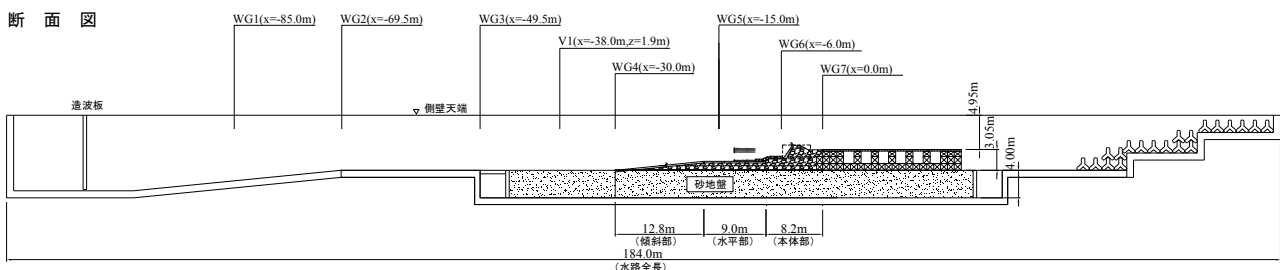


図-1.1 大規模波動地盤総合水路

(2) 実験方法

実験断面を図-1.1 および図-2.2 に示す. 造波板から見て 1/30 勾配の斜面部 12.8m と水平部 9m からなる地形を設け, 砕石による基礎マウンドの上に図-2.1 に示す実験模型を設置した. また, 実験模型背後は砕石にて裏込部を設けた. 実験模型の設置状況を写真-2.1~写真-2.3 に示す.

実験ケースの一覧を表-2.1 に示す. 水深は 2.65m (現地潮位 3.76m(H.W.L)), 2.93m (現地換算潮位 4.59m(H.H.W.L)), 3.14m (現地換算潮位 5.22m(高潮時想定)) の 3 種類とし, 対象波は規則波を 1 分作用させた.

計測機器は, 水路壁面に容量式波高計と埋込式流速計, 実験模型正面に波圧計, 実験模型背面および底面に間隙水圧計, 実験模型の表面および背面の打継ぎ部と配筋にひずみゲージ, 実験模型背後にレーザー変位計を設置した. 波圧計の位置を図-2.3 に示す. 波圧計は, 実験模型中央および中央から右側 0.675m の 2 列に設置した. 高さは, 護岸模型底面を基準に鉛直方向に 2.10m, 1.80m, 1.50m, 1.10m, 0.75m, 0.40m の位置に設置した. なお, データのサンプリング周波数は, 2000Hz とした.

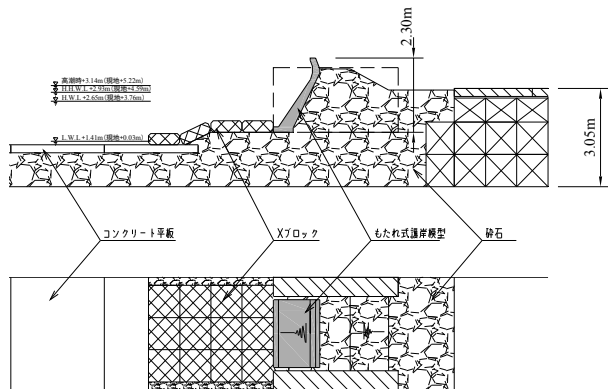


図-2.2 実験断面図および平面図

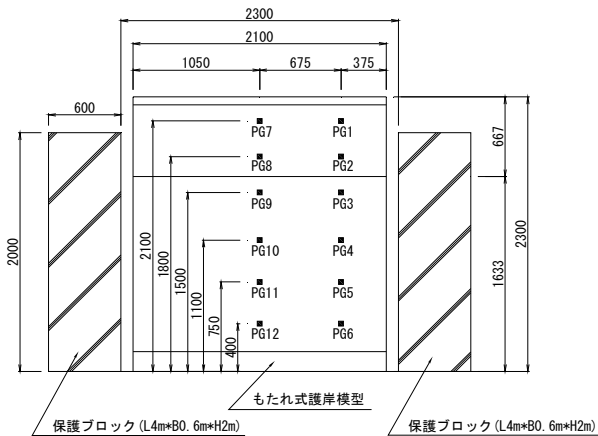


図-2.3 波圧計設置位置 (単位: mm)

表-2.1 波圧測定実験ケース一覧

水深h(m)	周期T(s)	波高H(m)
2.65	4	0.2, 0.3, 0.4, 0.5
	5	0.2, 0.3, 0.4, 0.5
	6	0.2, 0.3, 0.4, 0.5
2.93	4	0.2, 0.25, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9
	5	0.2, 0.3, 0.4, 0.5
	6	0.2, 0.3, 0.4, 0.5, 0.6, 0.7, 0.8, 0.9
3.14	4	0.2, 0.3, 0.4, 0.9, 1.1
	5	0.2, 0.3, 0.4
	6	0.2, 0.3, 0.4, 0.9, 1.1

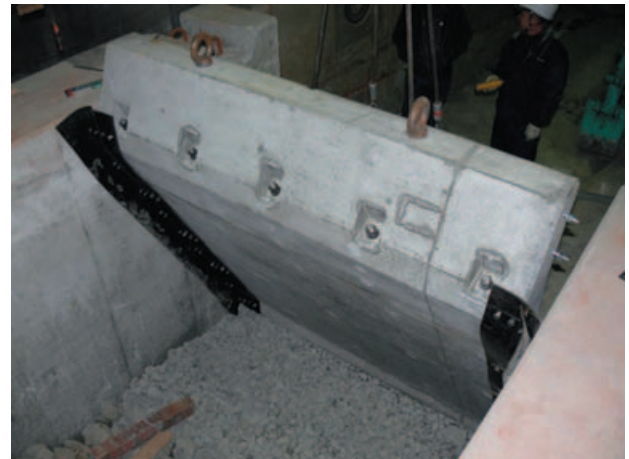


写真-2.1 実験模型設置状況 (写真中央は連結ボルト)



写真-2.2 実験模型設置状況 (正面)



写真-2.3 実験模型設置状況（背面）

(3) 実験結果

波圧測定実験の結果、水深 $h=2.93\text{m}$ 、周期 $T=6\text{s}$ 、波高 $H=0.7\sim 0.9\text{m}$ および水深 $h=3.14\text{m}$ 、周期 $T=6\text{s}$ 、波高 $H=0.9\sim 1.1\text{m}$ のケースにおいて、波返し部に設置した波圧計より衝撃碎波圧の発生が確認された。波圧の時系列を図-2.4～図-2.13示す。最大波圧 P_{max} の1/2の波圧が作用している時間帯を作用時間 Δt として見てみる。水深 $h=3.14\text{m}$ 、周期 $T=6\text{s}$ 、波高 $H=1.1\text{m}$ においては、PG1での作用時間は約0.0153秒、PG2での作用時間は約0.005秒であり、衝撃碎波圧の作用時間が極めて短いことがわかる。他のケースにおいても同様であった。これらについて、作用時間 Δt と波高 H の関係を整理したものを図-2.14～図-2.15に示す。波高が大きくなるにつれて作用時間は短くなることが確認された。

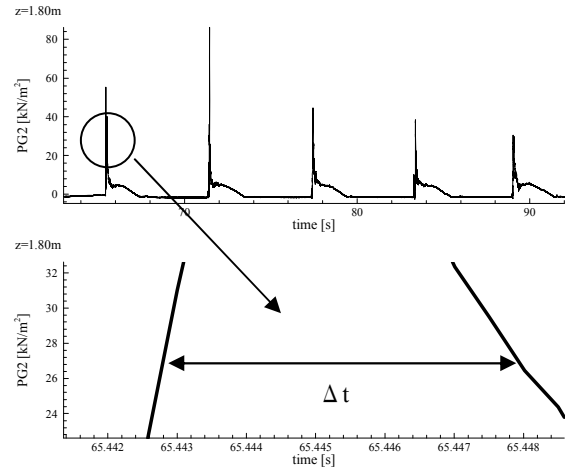


図-2.5 PG2の時系列の拡大($h=3.14\text{m}$, $T=6\text{s}$, $H=1.1\text{m}$)

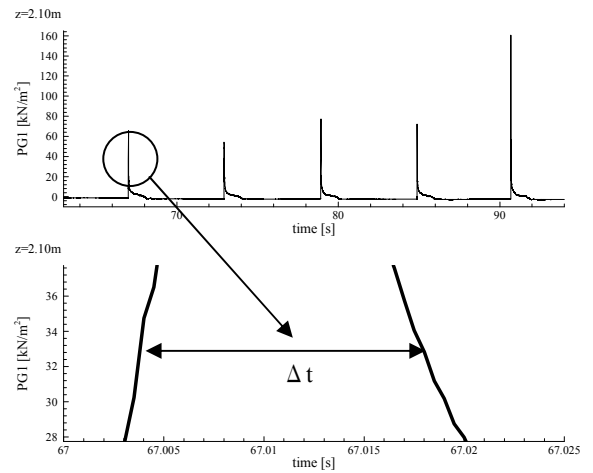


図-2.6 PG1の時系列の拡大($h=3.14\text{m}$, $T=6\text{s}$, $H=0.9\text{m}$)

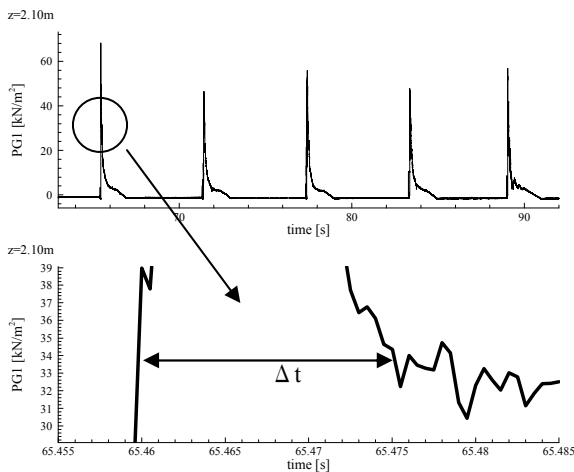


図-2.4 PG1の時系列の拡大($h=3.14\text{m}$, $T=6\text{s}$, $H=1.1\text{m}$)

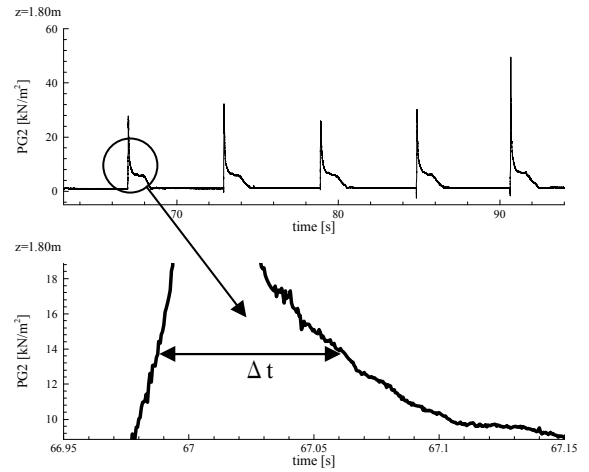


図-2.7 PG2の時系列の拡大($h=3.14\text{m}$, $T=6\text{s}$, $H=0.9\text{m}$)

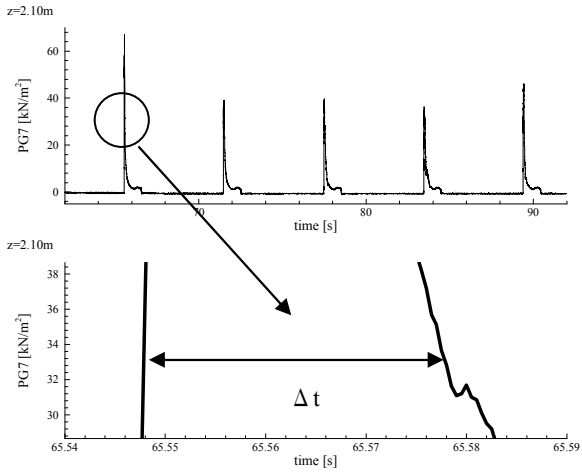


図-2.8 PG7 の時系列の拡大(h=2.93m,T=6s,H=0.9m)

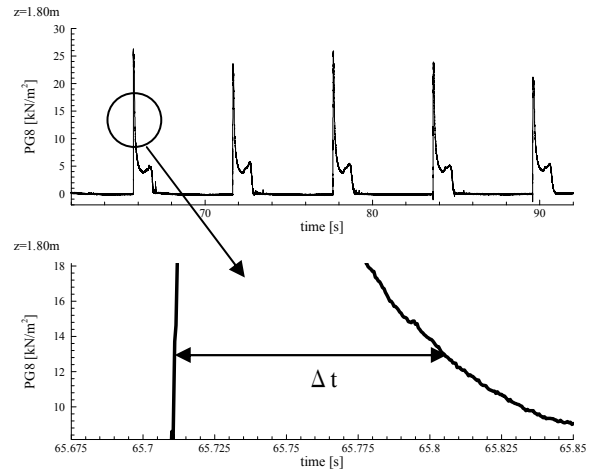


図-2.11 PG8 の時系列の拡大(h=2.93m,T=6s,H=0.8m)

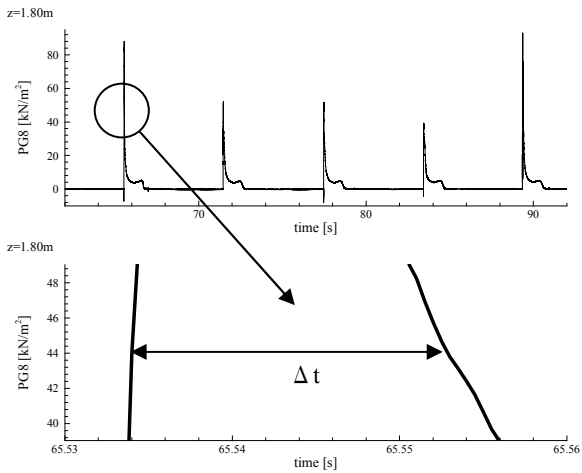


図-2.9 PG8 の時系列の拡大(h=2.93m,T=6s,H=0.9m)

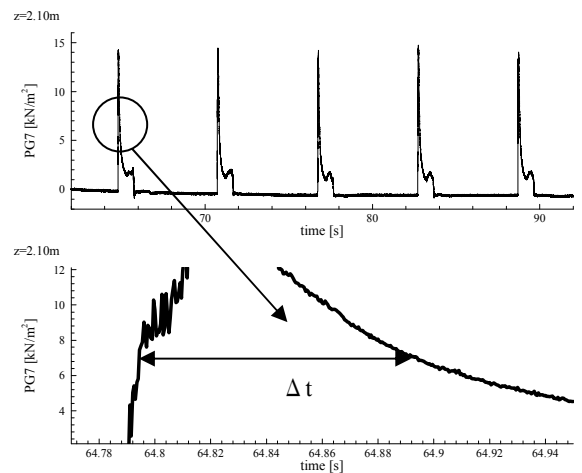


図-2.12 PG7 の時系列の拡大(h=2.93m,T=6s,H=0.7m)

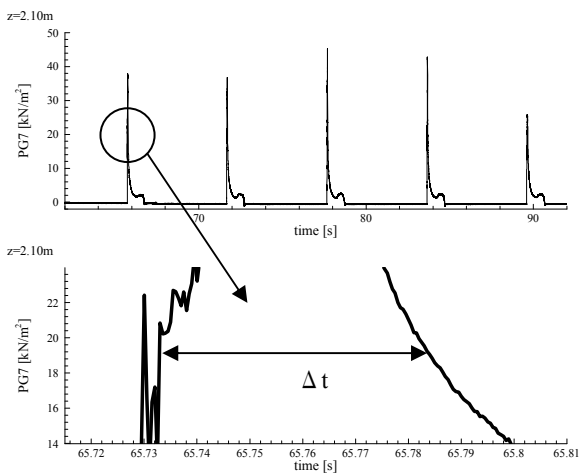


図-2.10 PG7 の時系列の拡大(h=2.93m,T=6s,H=0.8m)

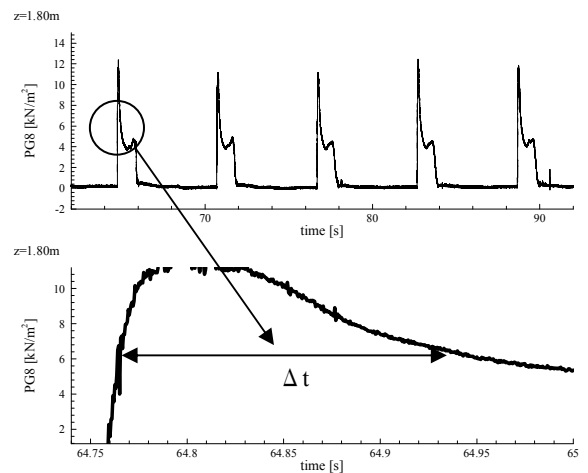


図-2.13 PG8 の時系列の拡大(h=2.93m,T=6s,H=0.7m)

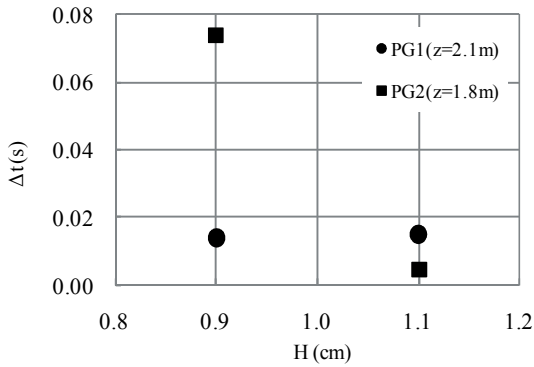


図-2.14 作用時間と波高の関係(Case : h=3.14m, T=6s)

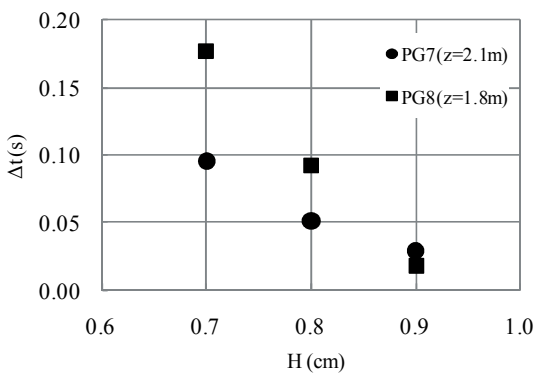


図-2.15 作用時間と波高の関係(Case : h=2.93m, T=6s)

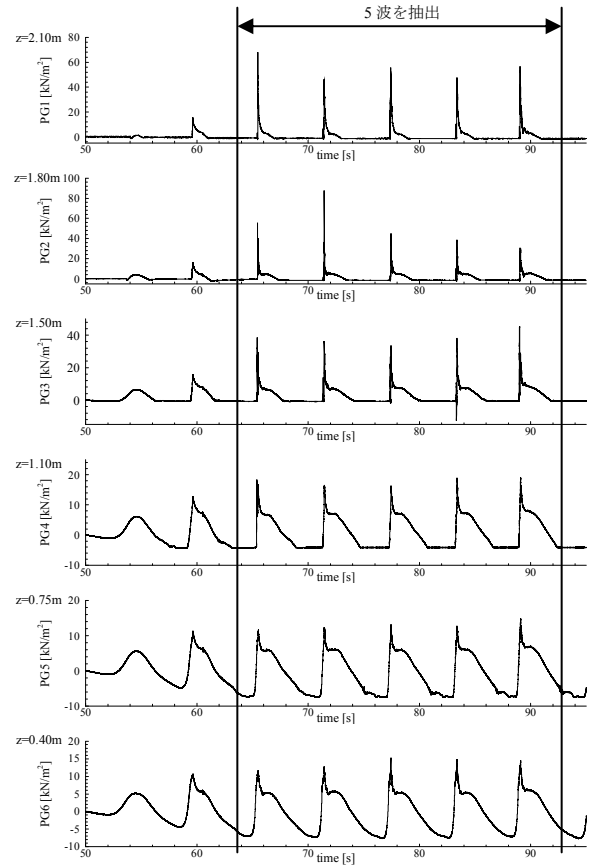


図-2.16 波圧の時系列
(水深 h=3.14m, 周期 T=6 秒, 波高 H=1.1m)

2.2 打継ぎ部に作用する外力の計算

(1) 計算方法

打継ぎ部に作用する外力は、すべて差筋に作用すると考えた。そこで、差筋に作用する外力については、波圧測定実験により得られた波圧から、せん断力と引張力を計算した。

(2) 最大波圧の算出

せん断力と引張力の計算に用いる波圧は、波圧測定実験において波返し部に最も大きい波圧が測定された水深 h=3.14m, 周期 T=6秒, 波高 H=1.1m のケースとし、図-2.16 に示すように、安定した波圧が生じている5波における最大波圧の平均値とした。表-2.2に最大波圧の平均値を、図-2.17に最大波圧の鉛直分布を示す。なお、高さ2.30mと高さ0.00mでは、波圧の計測を行っていないため、高さ2.30mについては、高さ2.10と高さ1.80mによる直線補間、高さ0.0mについては、高さ0.75mと高さ0.40mによる直線補間としている。

表-2.2 最大波圧 (5波の平均値)

	高さ(m)	波圧(kN/m ²)
直線補完	2.30	57.46
PG1	2.10	54.96
PG2	1.80	51.21
PG3	1.50	38.26
PG4	1.10	17.81
PG5	0.75	12.93
PG6	0.40	13.76
直線補完	0.00	14.71

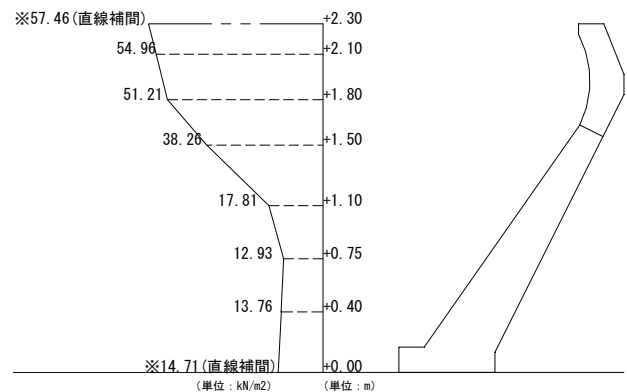


図-2.17 最大波圧の鉛直分布

(3) 差筋に作用する外力

1) せん断力

せん断力の計算では、波返し部（打継ぎ部の高さである1.63mから模型天端高2.30m）に作用する波力を用いた。図-2.18に示すとおり、三角形①から⑥の面積を足し合わせ、単位幅あたりに作用する波力を計算し、模型幅2.1mを乗じて求めた。表-2.3に単位幅あたりの波力の計算結果を示す。これにより、せん断力は以下のとおり74.03kNとなる。

$$\begin{aligned} \text{せん断力} &= \text{単位幅あたりの波力} \times \text{模型幅} \\ &= 35.25\text{kN/m} \times 2.1\text{m} \\ &= 74.03\text{kN} \end{aligned}$$

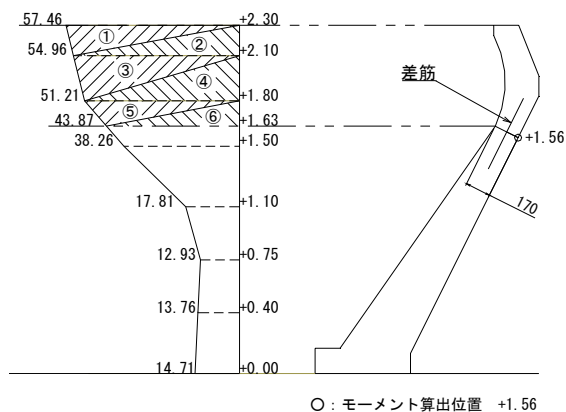


図-2.18 波力の算出方法

表-2.3 単位幅あたりの波力（せん断力）の計算

	高さ (m)	波圧 (kN/m ²)	h (m)	波力 (kN/m)
①	2.30	57.46	0.20	5.75
②	2.10	54.96	0.20	5.50
③	2.10	54.96	0.30	8.24
④	1.80	51.21	0.30	7.68
⑤	1.80	51.21	0.17	4.35
⑥	1.63	43.87	0.17	3.73
合計				35.25

2) 引張力

引張力については、打継ぎ部背面の高さ1.56mを支点として作用する曲げモーメントの計算を行い、差筋までの距離で除して求める。曲げモーメントは、図-2.18に示す三角形①から⑥の重心位置にそれぞれの波力が作用するものとし、重心位置から曲げモーメントの支点までの距離を乗じて単位幅あたりの曲げモーメントを計算し、模型幅2.1mを乗じて求めた。表-2.4に単位幅あたりの曲げモーメントの計算結果を示す。この曲げモーメントを、曲げモーメント支点から差筋までの距離0.085mで除すると、引張力は以下のとおり363.41kNとなる。

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント} &= \text{単位幅あたりの曲げモーメント} \times \text{模型幅} \\ &= 14.71\text{kN}\cdot\text{m/m} \times 2.1\text{m} \\ &= 30.89\text{kN}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{アーム長} &= \text{打継ぎ幅}0.17\text{m} \div 2 \\ &= 0.085\text{m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{引張力} &= \text{曲げモーメント} \div \text{アーム長} \\ &= 30.89\text{kN}\cdot\text{m} \div 0.085\text{m} \\ &= 363.41\text{kN} \end{aligned}$$

表-2.4 単位幅あたりの曲げモーメントの計算

	高さ (m)	波圧 (kN/m ²)	h (m)	波力 (kN/m)	モーメント算出位置からの距離(m)	モーメント (kN·m/m)
①	2.30	57.46	0.20	5.75	0.67	3.85
②	2.10	54.96	0.20	5.50	0.61	3.36
③	2.10	54.96	0.30	8.24	0.44	3.63
④	1.80	51.21	0.30	7.68	0.34	2.61
⑤	1.80	51.21	0.17	4.35	0.18	0.78
⑥	1.63	43.87	0.17	3.73	0.13	0.48
合計				35.25		14.71

2.3 破壊変形実験模型の検討

(1) 打継ぎ部の強度設定

差筋に作用するせん断応力度および引張応力度から実験模型の打継ぎ部の強度を選定する。せん断応力度および引張応力度は、前節にて計算した差筋に作用するせん断力および引張力を、表-2.5に示す検討を行う差筋の公称面積に本数を乗じた値で除することで求めている。差筋の特性値については、表-2.6に示すとおり、差筋の材質であるSD295Aの機械的性質を用いた。なお、降伏点におけるせん断応力度およびせん断強さについては、道路橋示方書・同解説を参考に、降伏点における引張応力度および引張強さに $1/\sqrt{3}$ を乗じて求めた。表-2.7に計算結果を示す。この結果から、引張応力度が卓越しており、引張力による破壊が想定される。そこで、破壊変形実験では、衝撃砕波圧が発生する状況において、どの時点で打継ぎ部が破壊もしくは変形したのか把握することを目的としているため、打継ぎ部の強度については、引張応力度が引張強さ以上となるケースD6-5とケースD10-5、引張強さに近いケースD13-5を選定した。

表-2.5 差筋の検討ケース

ケース	差筋径	公称面積(mm ²)	本数(本)
D6-3	D6	31.7	3
D6-5			5
D10-3	D10	71.33	3
D10-5			5
D13-3	D13	126.7	3
D13-5			5
D16-3	D16	198.6	3
D16-5			5
D19-3	D19	286.5	3
D19-5			5
D22-3	D22	387.1	3
D22-5			5

表-2.6 SD295A の機械的性質

降伏点における引張応力度	295N/mm ² 以上
引張強さ	440-600N/mm ²
降伏点におけるせん断応力度	170N/mm ² 以上
せん断強さ	254-346N/mm ²

表-2.7 せん断応力度と引張応力度の計算結果

ケース	せん断力 (kN)	引張力 (kN)	径	公称面積 (mm ²)	本数 (本)	せん断 応力度 (N/mm ²)	引張 応力度 (N/mm ²)
D6-3	74.03	363.41	D6	31.7	3	778	3821
D6-5			D6	31.7	5	467	2293
D10-3			D10	71.33	3	346	1698
D10-5			D10	71.33	5	208	1019
D13-3			D13	126.7	3	195	956
D13-5			D13	126.7	5	117	574
D16-3			D16	198.6	3	124	610
D16-5			D16	198.6	5	75	366
D19-3			D19	286.5	3	86	423
D19-5			D19	286.5	5	52	254
D22-3			D22	387.1	3	64	313
D22-5			D22	387.1	5	38	188

(2) 実験模型の製作

図-2.19 に示すように、打継ぎ部の差筋径が D6, D10, D13 と異なる実験模型を製作した。製作にあたっては、打継ぎ部を現地のもたれ式護岸と同じ状況にするために、本体部のコンクリート打設と波返し部のコンクリート打設を分けて行った。コンクリートの品質については、表-2.8 に示す。

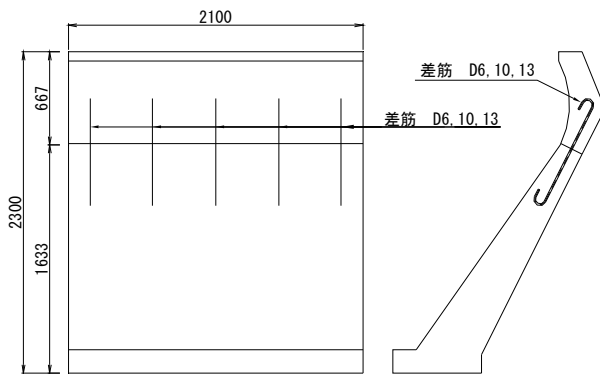


図-2.19 破壊変形実験模型 (単位: mm)

表-2.8 コンクリートの品質

コンクリートの種類	普通コンクリート
セメントの種類	普通ポルトランドセメント
呼び強度	24N/mm ²
スランブ	12cm
粗骨材の最大寸法	20mm

3. 打継ぎ部における破壊変形実験

3.1 実験概要

実験は、大規模波動地盤総合水路を用いて行った。実験模型は、図-2.19 に示す打継ぎ部の強度が異なる模型を用いており、実験断面は、図-2.2 に示す波圧測定実験と同じである。計測機器についても、波圧測定実験と同じ位置に設置しており、図-3.1～図-3.2 に示すとおりコンクリートの打継ぎ部の表裏にはひずみゲージを取り付けている。データのサンプリング周波数は、2000Hzとした。また、越波による実験模型背後の裏込部の洗掘状況を把握するために、実験前後に裏込部天端高の計測を行った。計測地点を図-3.3に示す。

実験ケースを表-3.1に示す。対象波は規則波であり、1分間作用させた。実験では、波高の小さい0.5m, 0.7m, 0.9m, 1.1mの順に行った。写真-3.1～写真-3.2に実験模型の設置状況を示す。

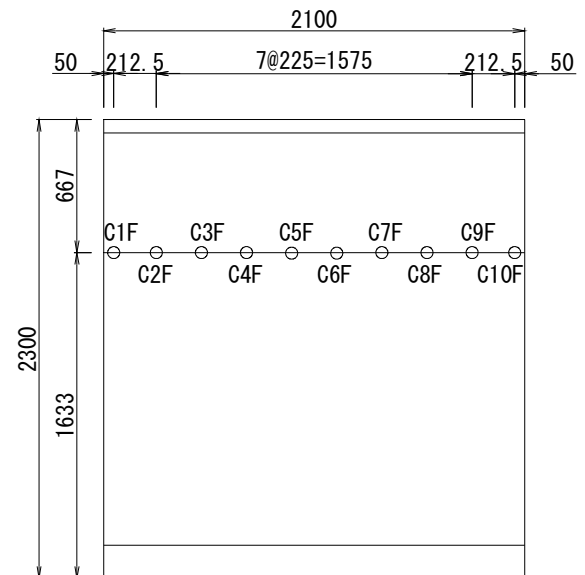


図-3.1 正面から見たひずみゲージ位置 (単位: mm)

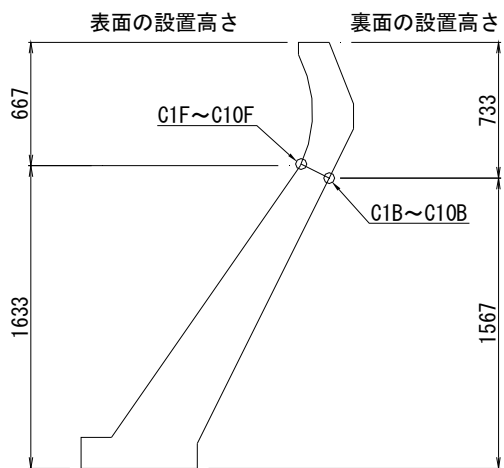


図-3.2 側面から見たひずみゲージ位置 (単位: mm)

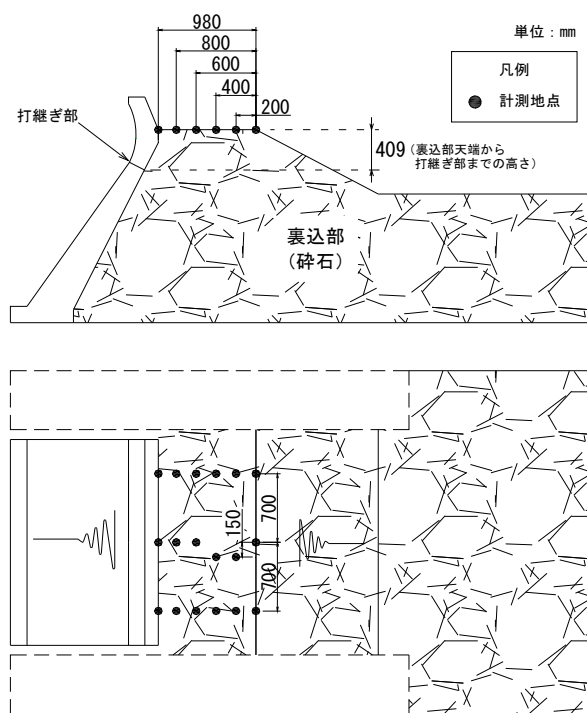


図-3.3 裏込部地盤高の計測地点 (上: 側面, 下: 上面)

表-3.1 実験ケース

ケース	水深h(m)	周期T(s)	波高H(m)	対象波
D6-5	3.14	6	0.5	規則波
			0.7	
			0.9	
			1.1	
D10-5	3.14	6	0.5	規則波
			0.7	
			0.9	
			1.1	
D13-5	3.14	6	0.5	規則波
			0.7	
			0.9	
			1.1	



写真-3.1 実験模型設置状況 (正面)



写真-3.2 実験模型設置状況 (上面)

3.2 実験結果

全ケースにおけるもたれ式護岸に作用した波圧と打継ぎ部表面のひずみ量の関係および裏込部の洗掘量について示す。時系列データの実線は波圧、破線はひずみ量である。なお、ひずみ量については、移動平均処理を行っている。

(1) 波圧とひずみ量の関係

1) ケースD6-5

波高0.5m, 0.7m, 0.9mにおける波圧計PG1と打継ぎ部表面ひずみ量の時系列データを図-3.4~図-3.9に示す。波高0.5mでは、波圧が作用している状況においてもひずみ量に大きな変化は見られなかった。波高0.7mと0.9mでは、波高0.5mに比べ波圧が大きく衝撃砕波圧も発生していた。波高0.5mと同様にひずみ量に大きな変化は見られなかったものの、波圧の作用と同調するように引張方向に反応(ひずみゲージの伸び方向でプラス方向に反応)してお

り、波返し部が岸沖方向にわずかに動いていたと思われる。

波高1.1mでは、差筋が破断して波返し部が分離した。
写真-3.3～**写真-3.6**に実験の様子を時系列に示す。1～3波目では打継ぎ部に変化は見られなかったが、4波目が波返し部に激しく衝突したことで、打継ぎ部にひび割れが発生し（**写真-3.5**）、5波目で波返し部が分離した（**写真-3.6**）。波圧計PG1およびPG2の時系列を図-3.10に、波圧計PG1と打継ぎ部表面ひずみ量の時系列を図-3.11～図-3.12に示す。この図から、波が作用する毎にひずみ量が増えていることが分かる。これにより、繰り返しの波が作用したことで、徐々に打継ぎ部が引張の力を受けており（ひずみゲージでは伸び方向のためプラス方向に反応）、最終的にひび割れまで進行したと推測される。
写真-3.7～**写真-3.9**は、実験後に撮影した打継ぎ部の状況である。打継ぎ部の分離は差筋が破断したことが原因であることが分かる。

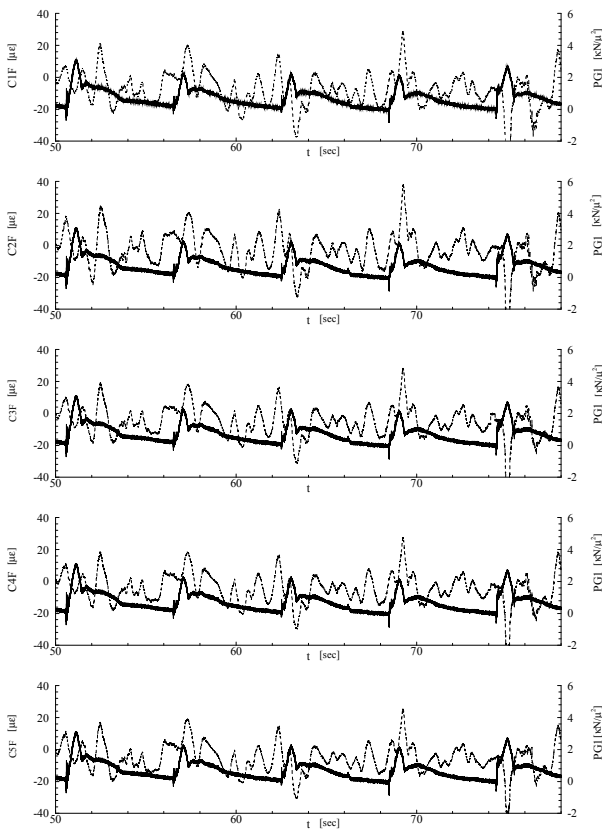


図-3.4 波高0.5mでの波圧とひずみ量C1F～C5F

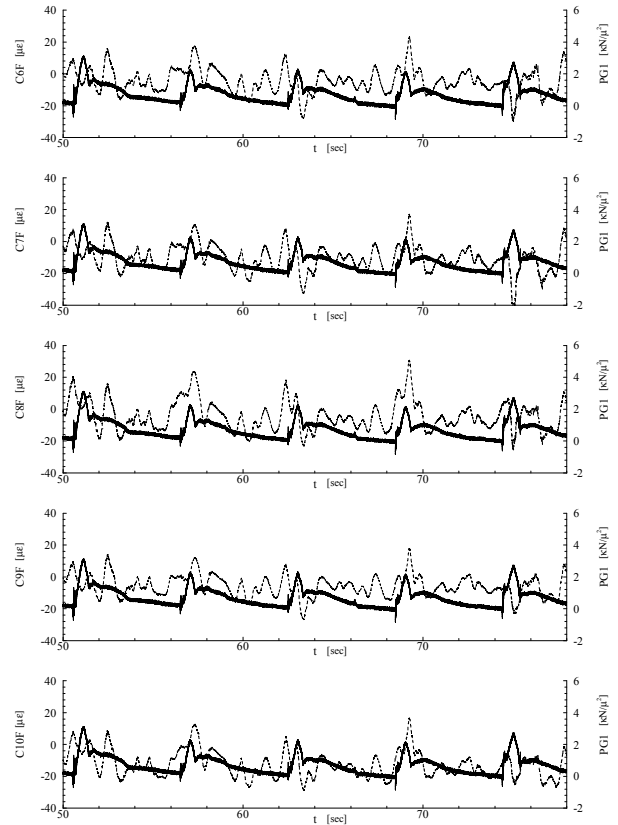


図-3.5 波高0.5mでの波圧とひずみ量C6F～C10F

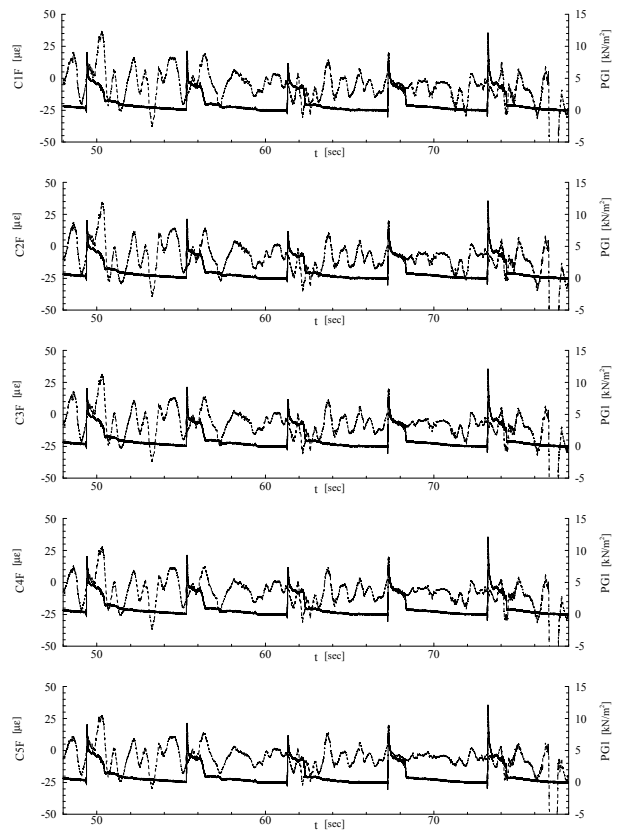


図-3.6 波高0.7mでの波圧とひずみ量C1F～C5F

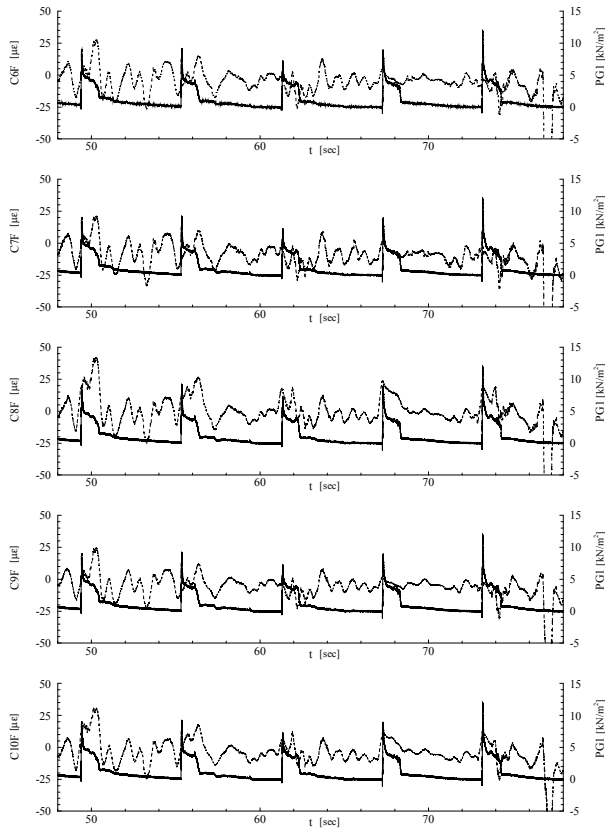


図-3.7 波高0.7mでの波圧とひずみ量C6F~C10F

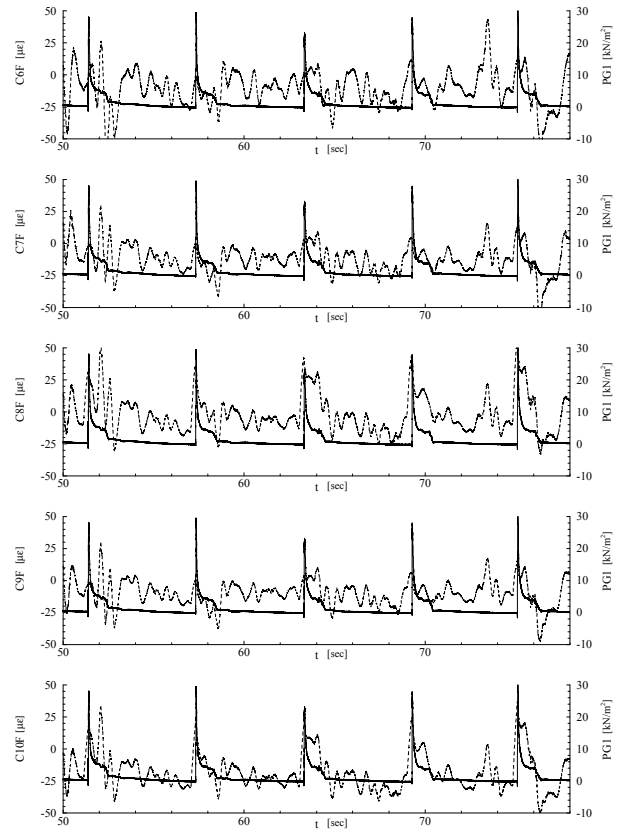


図-3.9 波高0.9mでの波圧とひずみ量C6F~C10F

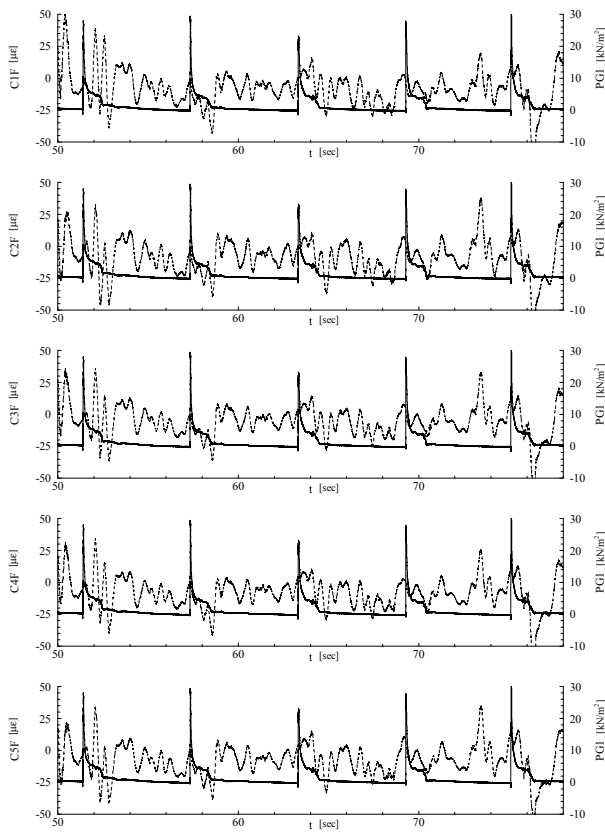


図-3.8 波高0.9mでの波圧とひずみ量C1F~C5F

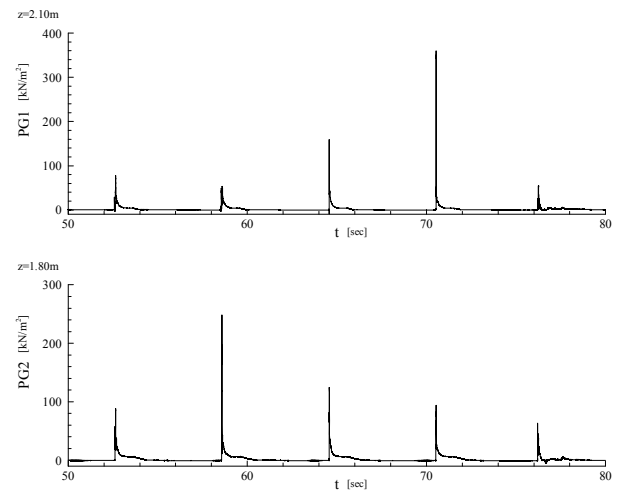


図-3.10 波高 1.1m での波圧計 PG1 と PG2 の時系列

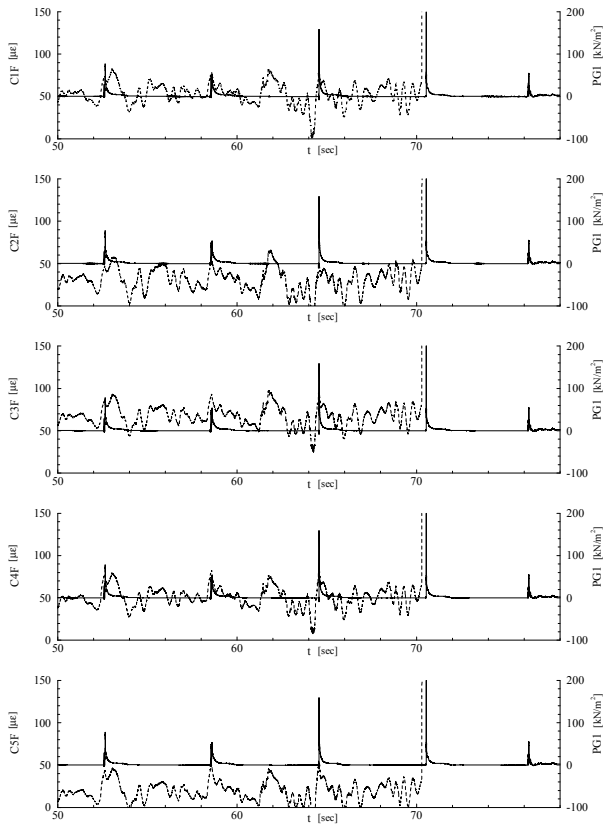


図-3.11 波高1.1mでの波圧とひずみ量C1F~C5F

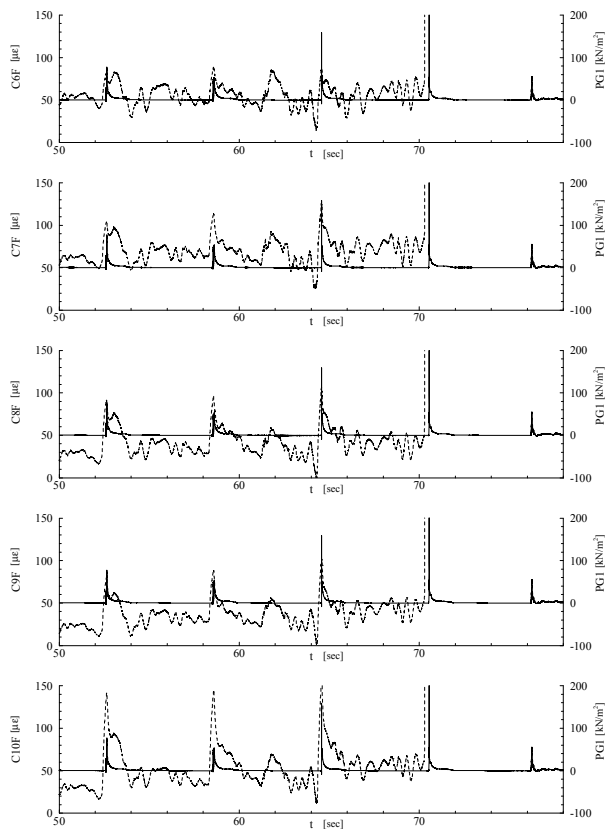


図-3.12 波高1.1mでの波圧とひずみ量C6F~C10F

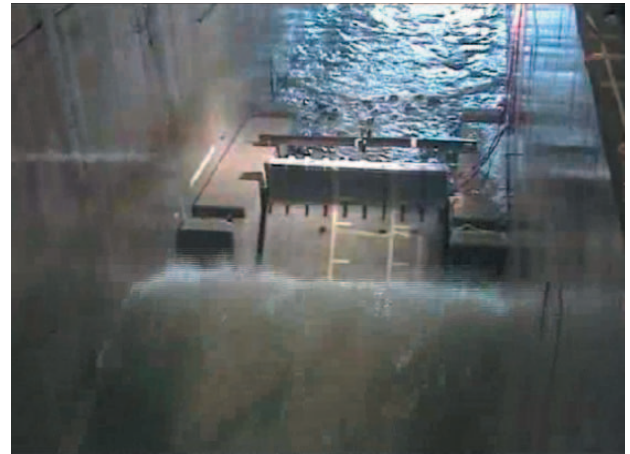


写真-3.3 4波目が作用する前の状況



写真-3.4 4波目が波返し部に激しく衝突



写真-3.5 4波目にて打継ぎ部にひび割れが発生



写真-3.6 5波目が作用したことで波返し部が分離



写真-3.9 打継ぎ部の差筋の破断状況(本体部)

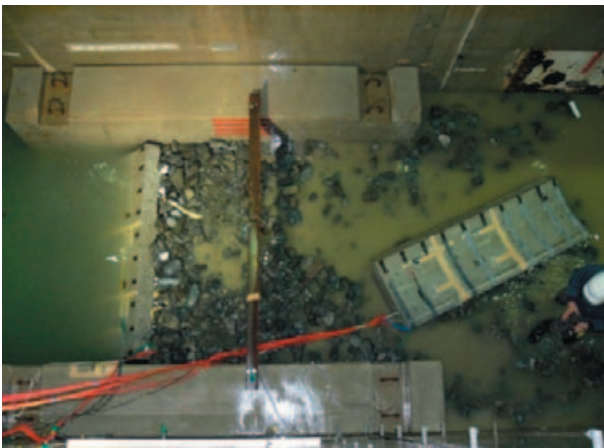


写真-3.7 実験後の模型上面から見た様子



写真-3.8 打継ぎ部の差筋の破断状況(波返し部)

2) ケースD10-5

波高0.5m, 0.7m, 0.9mにおける波圧計PG1と打継ぎ部表面ひずみ量の時系列データを図-3.13～図-3.18に示す。ケースD6-5の実験と同様に、波高0.5mでは、波圧が作用している状況においてもひずみ量に大きな変化は見られず、波高0.7mと0.9mでは、波圧と同調してひずみゲージがプラス方向に反応しており、衝撃砕波圧も見られた。

波高1.1mでは、打継ぎ部に幅約20mmのひび割れが発生した。波圧計PG1およびPG2の時系列を図-3.19に、波圧計PG1と打継ぎ部表面ひずみ量の時系列を図-3.20～図-3.21に示す。この図から、1波目の作用でひずみゲージが切れてレンジオーバーとなっており、ひび割れが発生していたと思われる。実験後の状況を写真-3.10～写真-3.11に示す。ひび割れた部分より差筋を目視観察したところ、差筋は破断していなかった。また、実験模型背後の打継ぎ部にはひび割れは見られなかった。

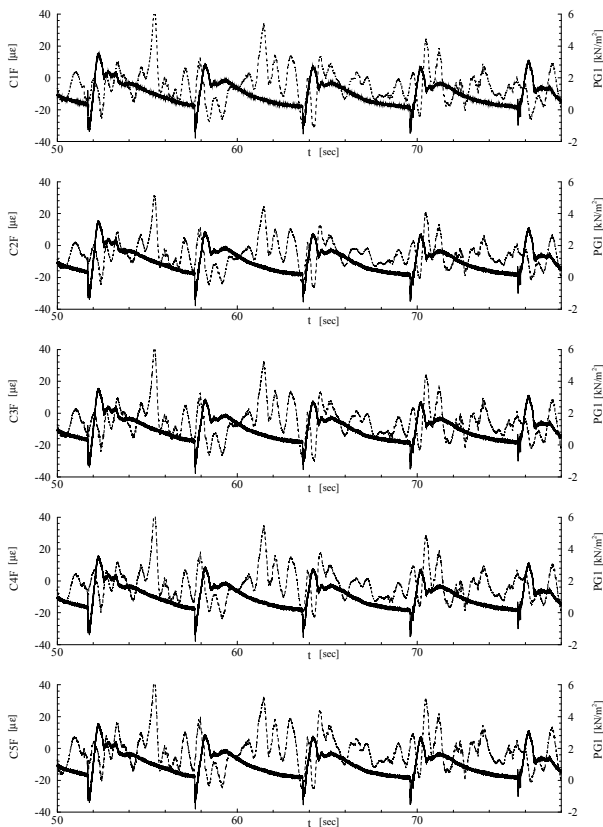


図-3.13 波高0.5mでの波圧とひずみ量C1F~C5F

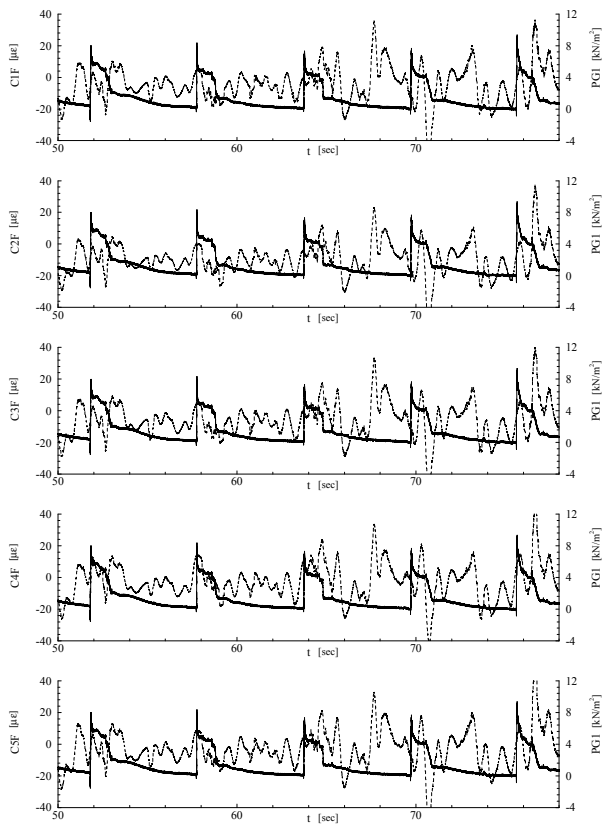


図-3.15 波高0.7mでの波圧とひずみ量C1F~C5F

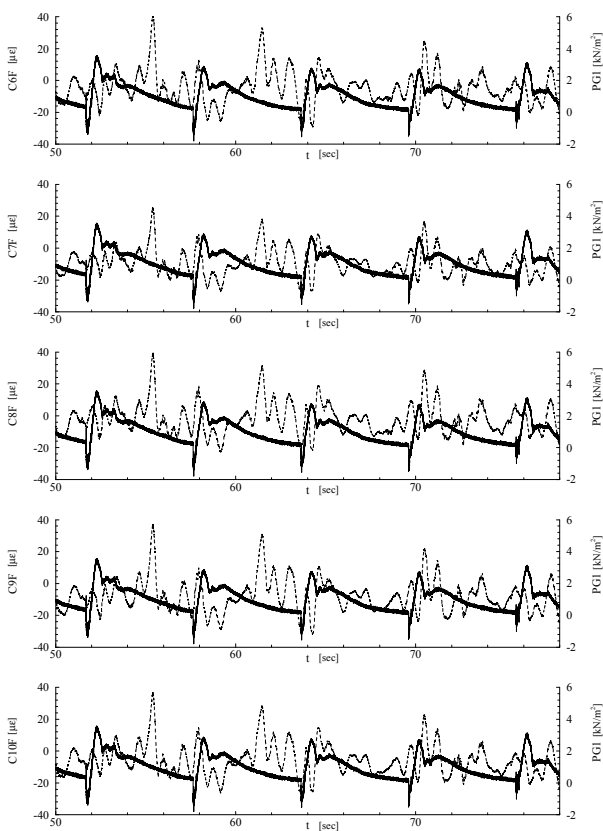


図-3.14 波高0.5mでの波圧とひずみ量C6F~C10F

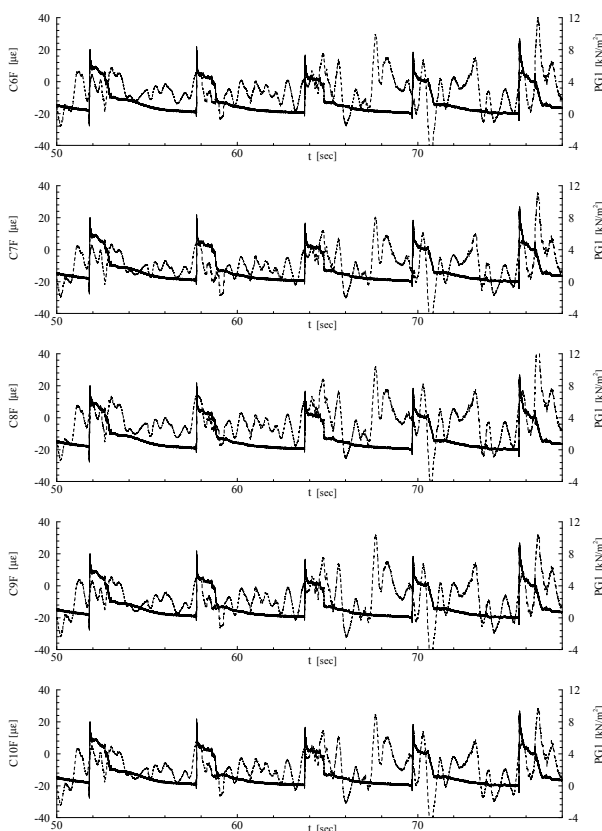


図-3.16 波高0.7mでの波圧とひずみ量C6F~C10F

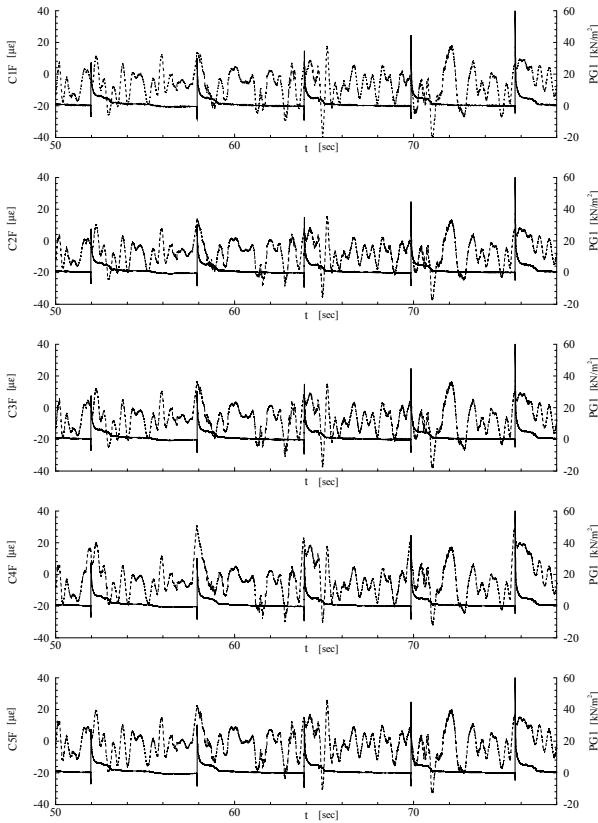


図-3.17 波高0.9mでの波圧とひずみ量C1F～C5F

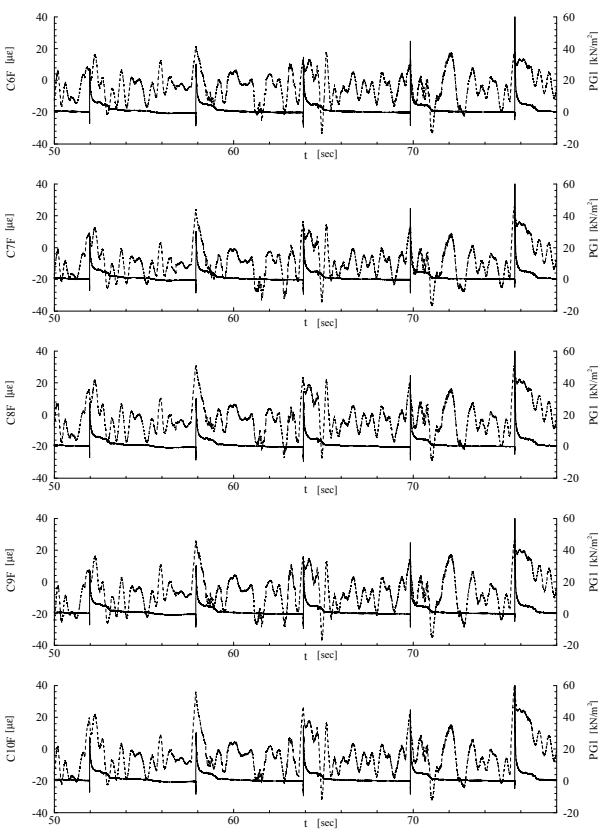


図-3.18 波高0.9mでの波圧とひずみ量C6F～C10F

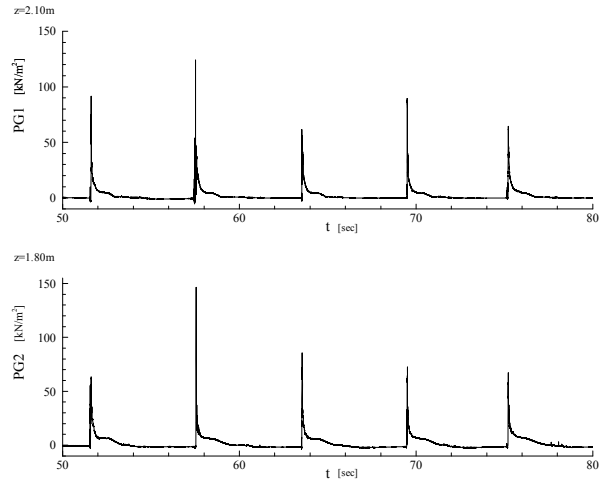


図-3.19 波高1.1mでの波圧計PG1とPG2の時系列

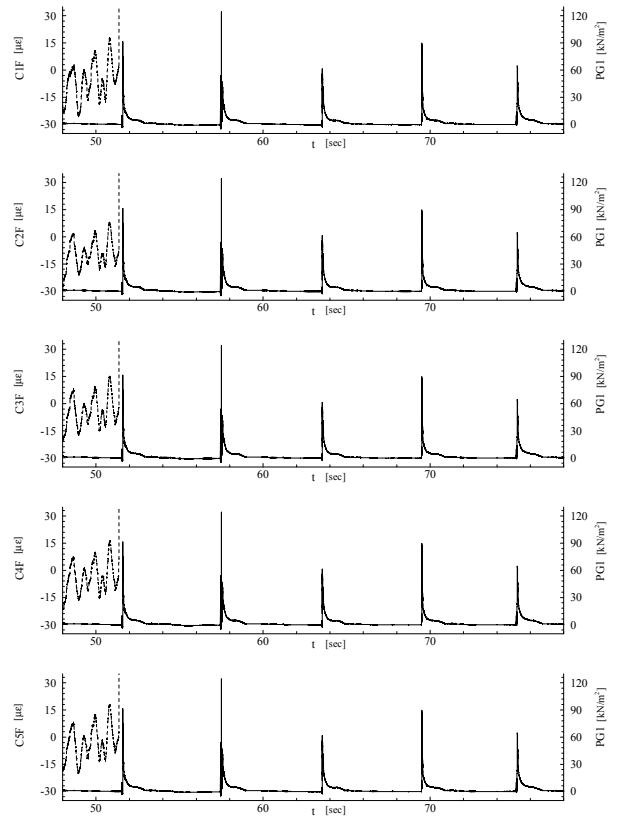


図-3.20 波高1.1mでの波圧とひずみ量C1F～C5F

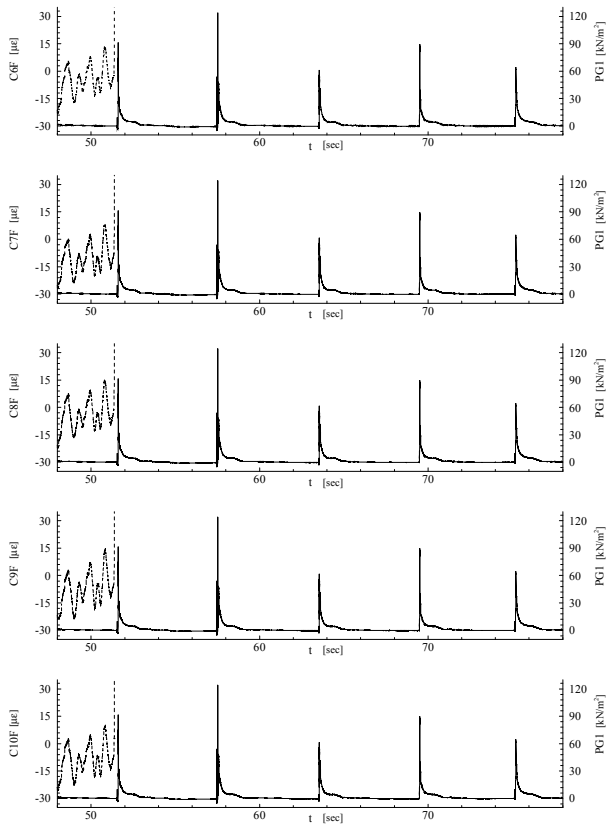


図-3.21 波高1.1mでの波圧とひずみ量C6F～C10F

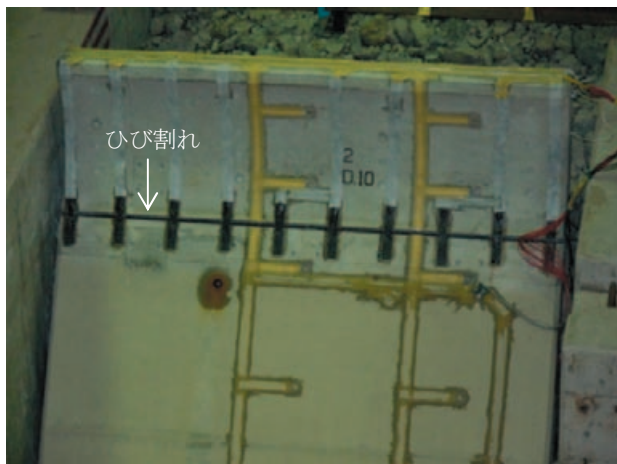


写真-3.10 ケース D10-5 実験後の打継ぎ部の状況



写真-3.11 ケース D10-5 実験後の打継ぎ部のひび割れ

3) ケースD13-5

波高0.5m, 0.7m, 0.9mにおける波圧計PG1と打継ぎ部表面ひずみ量の時系列データを図-3.22～図-3.27に示す。ケースD6-5およびケースD10-5の実験と同様に波高0.5mでは、波圧が作用している状況においてもひずみ量に大きな変化は見られず、波高0.7mと0.9mでは、波圧と同調するようにプラス方向に反応しており、衝撃碎波圧も見られた。

波高1.1mでは、打継ぎ部には幅約1mmのひび割れが発生していた。波圧計PG1およびPG2の時系列を図-3.28に、波圧計および打継ぎ部表面のひずみゲージの時系列を図-3.29～図-3.30に示す。波圧とひずみ量の時系列から、ケースD6-5と同様に、波が作用する毎にひずみ量が増えており、繰り返し波が作用したことで、ひび割れまで進展したと推測される。実験後の状況を写真-3.12～写真-3.13に示す。なお、差筋の状況については、ひび割れ幅が小さく確認することができなかった。また、実験模型背後の打継ぎ部にはひび割れは見られなかった。

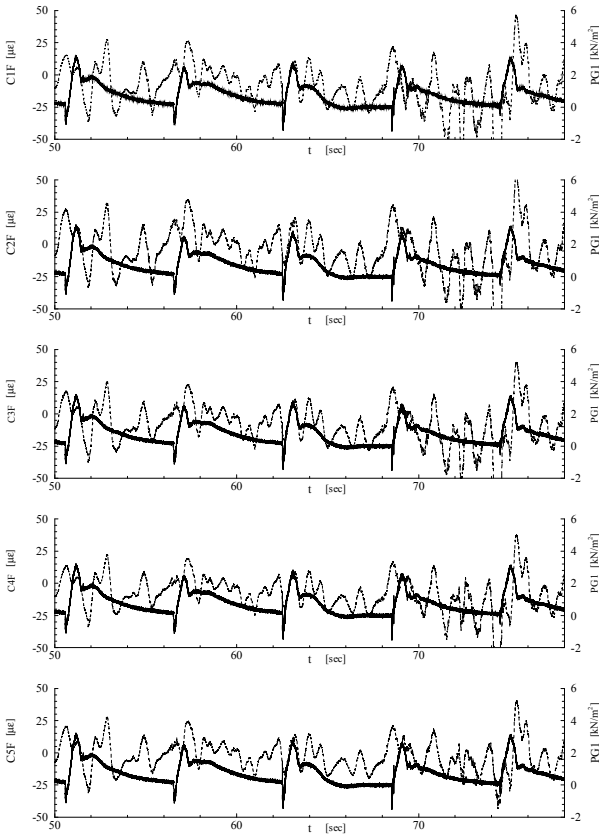


図-3.22 波高0.5mでの波圧とひずみ量C1F~C5F

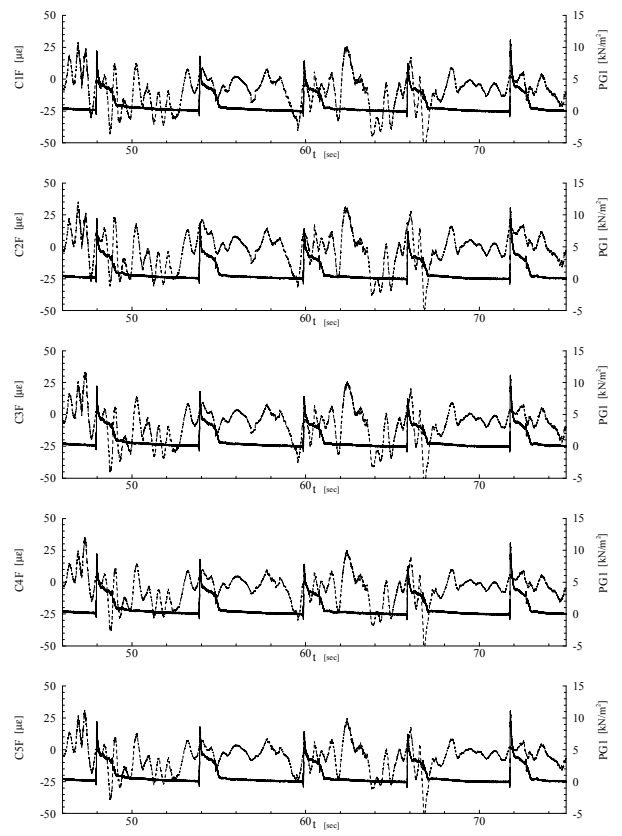


図-3.24 波高0.7mでの波圧とひずみ量C1F~C5F

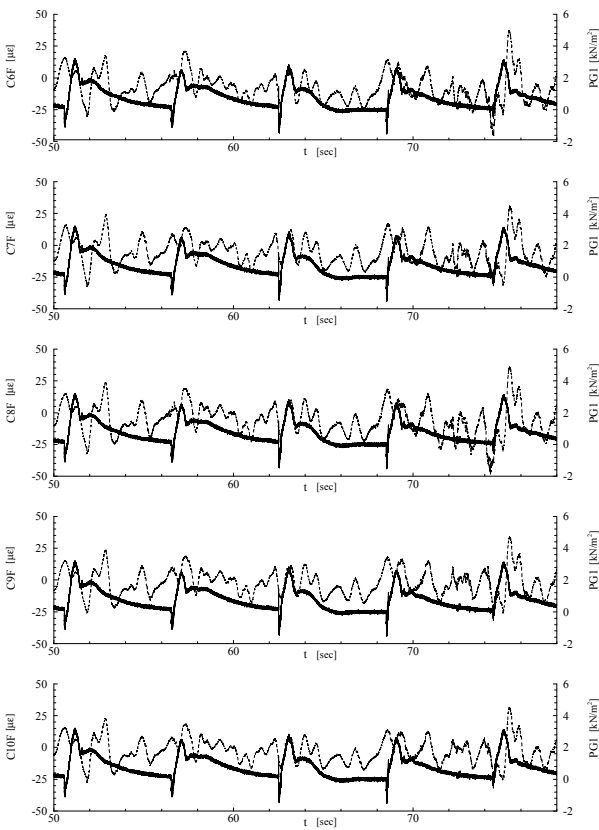


図-3.23波高0.5mでの波圧とひずみ量C6F~C10F

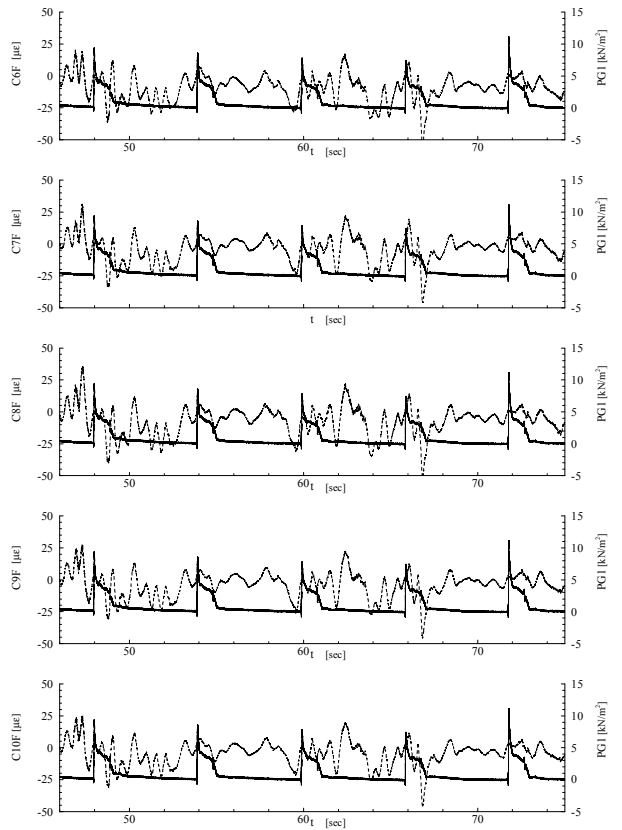


図-3.25 波高0.7mでの波圧とひずみ量C6F~C10F

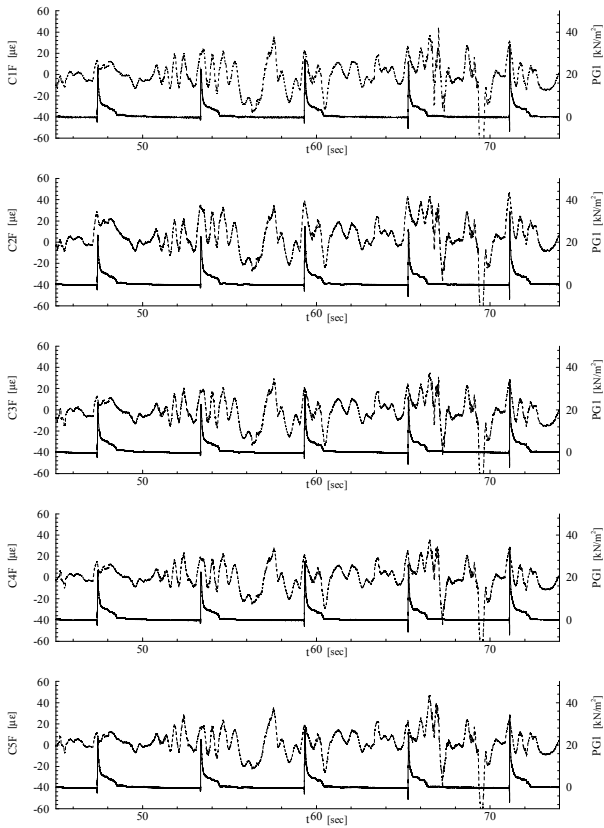


図-3.26 波高0.9mでの波圧とひずみ量C1F~C5F

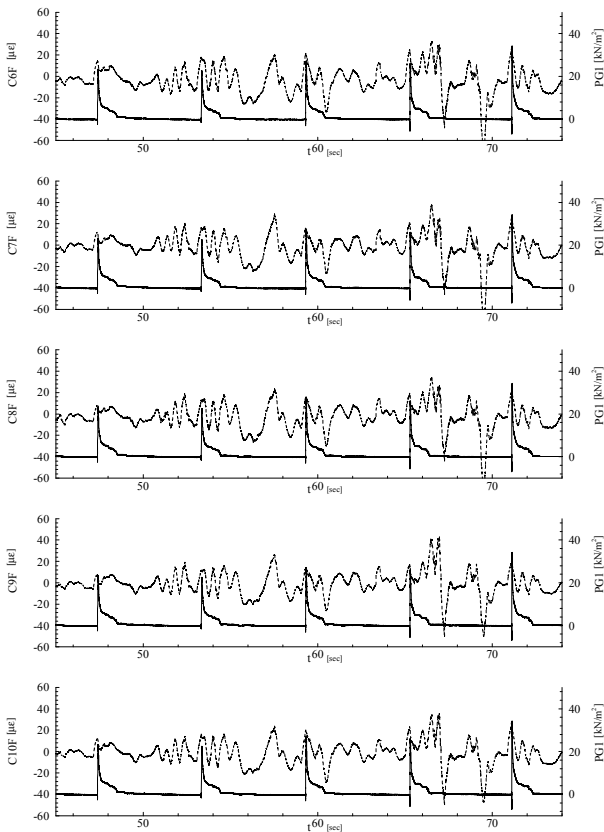


図-3.27 波高0.9mでの波圧とひずみ量C6F~C10F

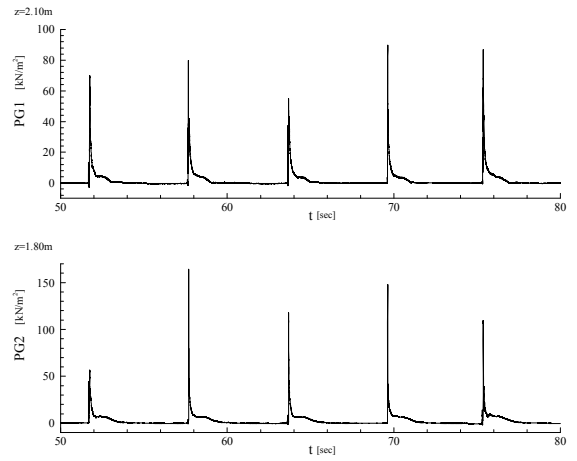


図-3.28 波高1.1mでの波圧計PG1とPG2の時系列

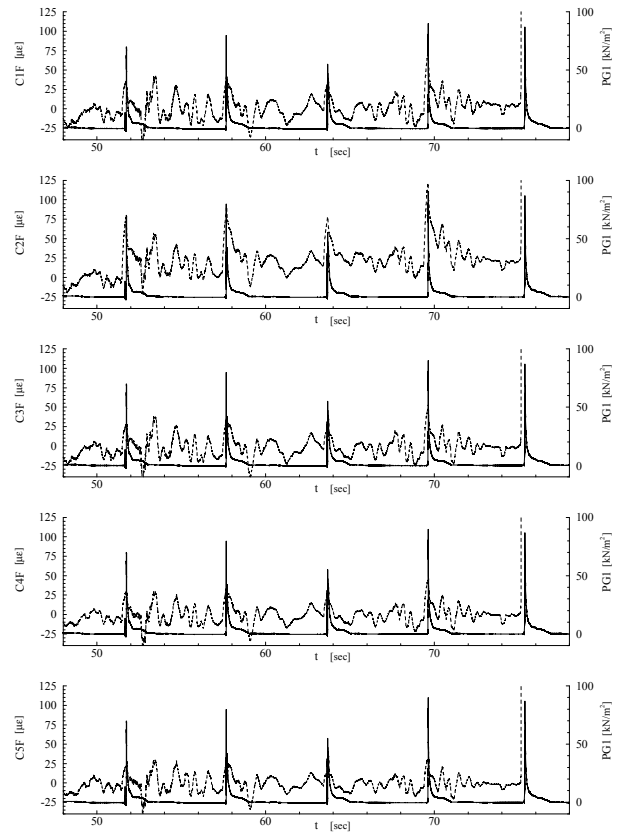


図-3.29 波高1.1mでの波圧とひずみ量C1F~C5F

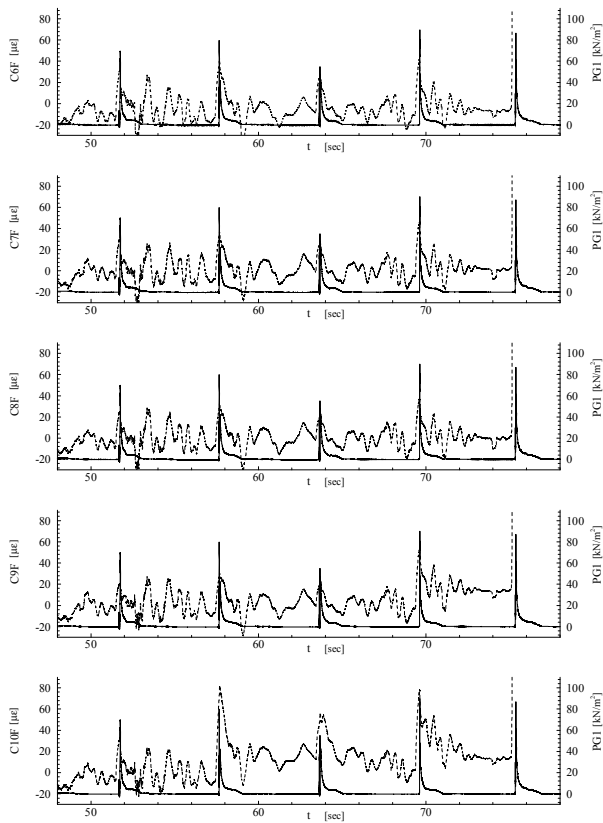


図-3.30 波高1.1mでの波圧とひずみ量C6F～C10F



写真-3.12 ケース D13-5 実験後の打継ぎ部の状況

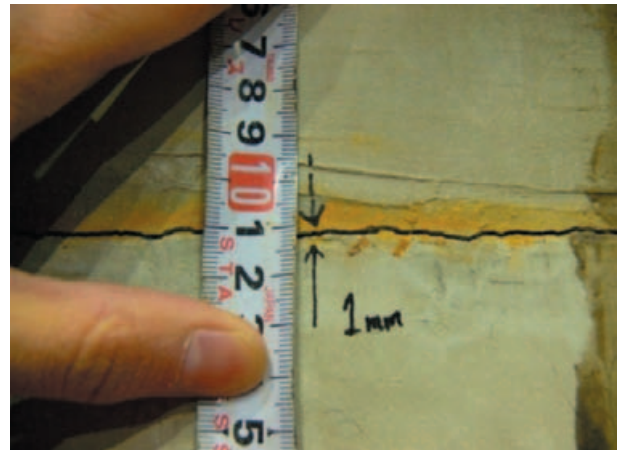


写真-3.13 ケース D13-5 実験後の打継ぎ部のひび割れ

(2) 裏込部の洗掘状況

1) ケースD6-5

実験前およびそれぞれの実験後の裏込部の様子を写真-3.14～写真-3.18に示す。実験は、波高0.5m, 0.7m, 0.9m, 1.1mと波高が小さい順に行っており、それぞれの実験は裏込部の整形は行わずに連続で行っている。

各実験後における洗掘状況を図-3.31～図-3.34に示す。計測地点は図-3.3のとおりであり、図の左端は波返し部背後、右端は天端法肩である。洗掘量は、初期状態の地盤高を基準とした実験後の地盤高との差であるため、マイナスの値は洗掘を表している。なお、波高1.1mについては、波返し部が分離し裏込部に飛ばされたため、撤去後に計測を行った。

洗掘状況については、先に述べたように整形せずに連続で実験を行ったため、異なる波高における洗掘量の比較を定量的には行えないものの、図からは、波高が大きくなるにつれて、洗掘する範囲および量は大きくなっていることが分かる。



写真-3.14 ケース D6-5 実験前の裏込部の様子



写真-3.15 波高0.5m作用後の裏込部の様子



写真-3.16 波高0.7m作用後の裏込部の様子

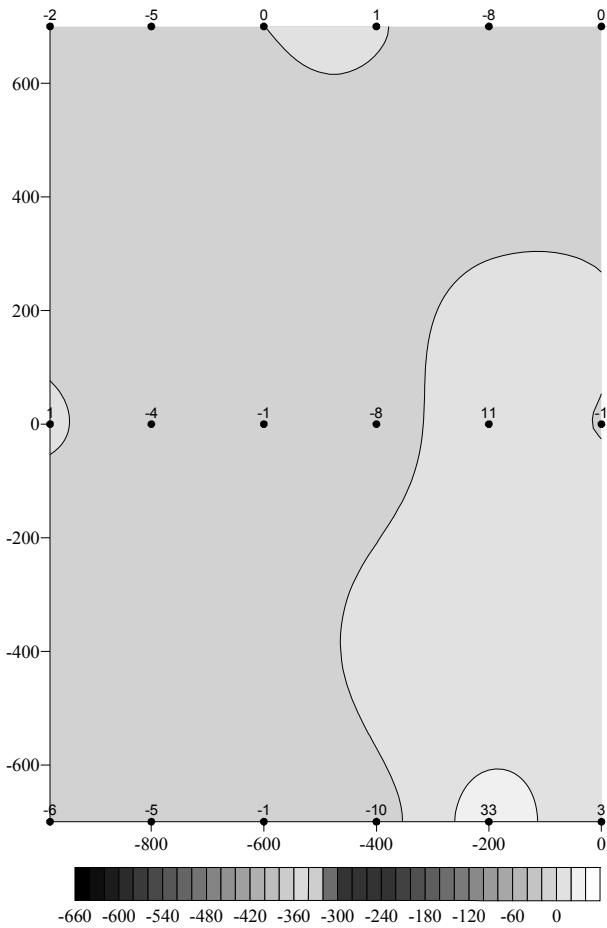


図-3.31 波高0.5m作用後の裏込部の洗掘量
(単位: mm)

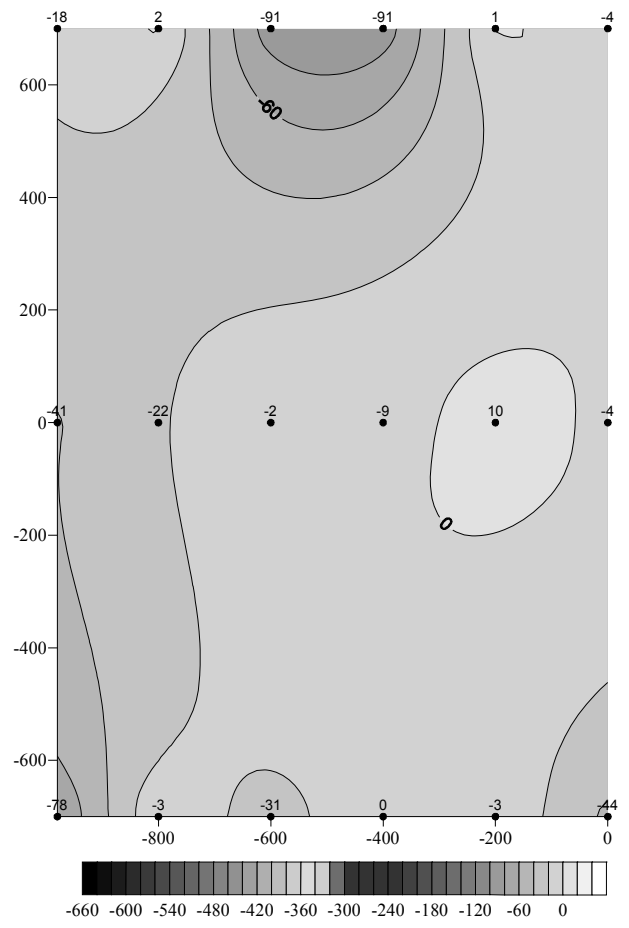


図-3.32 波高0.7m作用後の裏込部の洗掘量
(単位: mm)



写真-3.17 波高0.9m作用後の裏込部の様子



写真-3.18 波高1.1m作用後の裏込部の様子

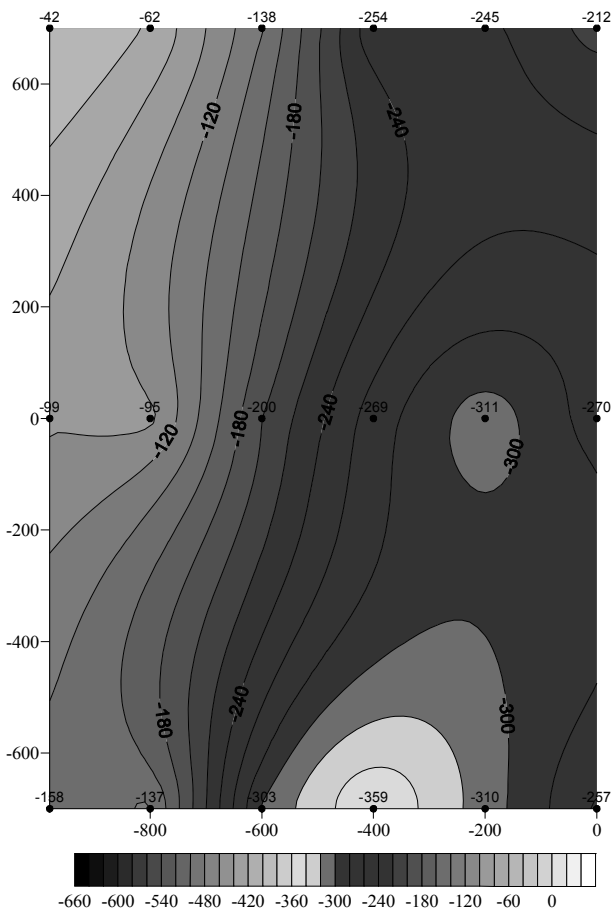


図-3.33 波高0.9m作用後の裏込部の洗掘量
(単位：mm)

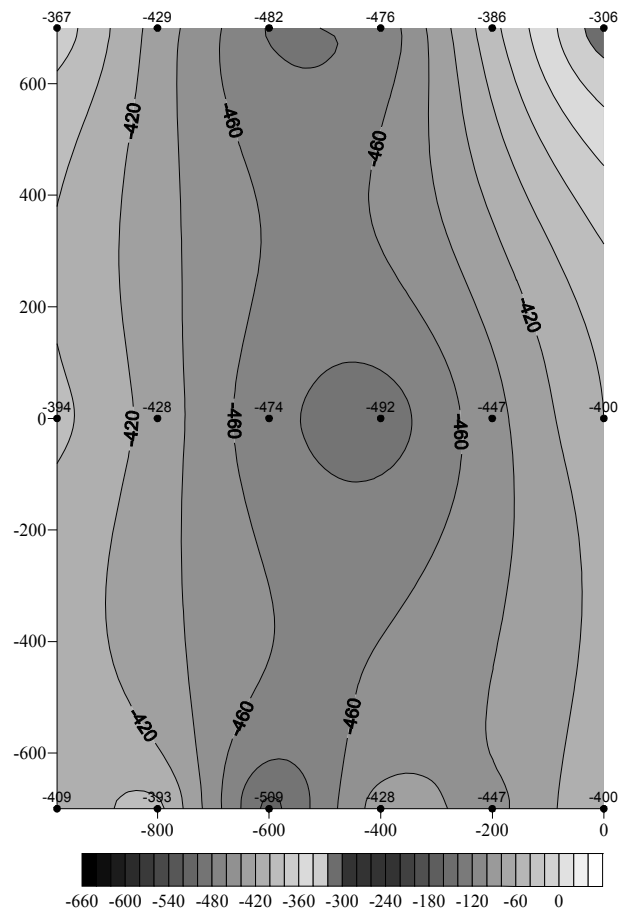


図-3.34 波高1.1m作用後の裏込部の洗掘量
(単位：mm)

2) ケースD10-5

実験前後の裏込部の様子を写真-3.19～写真-3.20に示す。実験は、ケースD6-5と同じ順で行っており、それぞれの実験は裏込部の整形は行わずに連続で行っている。

実験後における裏込部天端の洗掘状況を図-3.35に示す。図の左端は波返し部背後、右端は天端法肩である。計測結果は、実験開始前と波高1.1mの実験後における差である。図より、波返し部の背後に比べ、法肩部分に近い場所の洗掘が大きかったことが分かる。

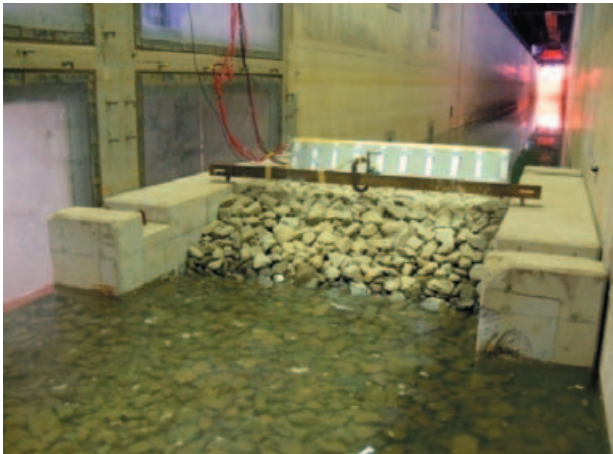


写真-3.19 ケース D10-5 実験前の裏込部の様子



写真-3.20 波高 1.1m 作用後の裏込部の様子

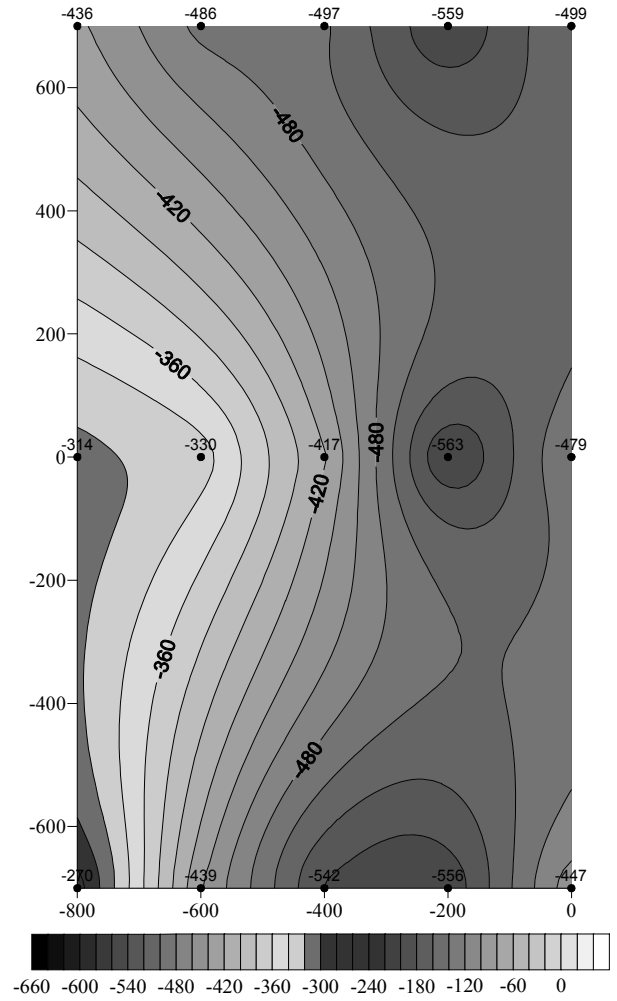


図-3.35 波高1.1m作用後の裏込部の洗掘量
(単位: mm)

3) ケースD13-5

実験前後の裏込部の様子を写真-3.21～写真-3.22に示す。実験は、ケースD6-5やケースD10-5と同様に波高が小さい順に行ったが、波高1.1mの実験までの間に、波高0.5mを2回、0.7mを2回、0.9mを3回ずつ行っており、それぞれの実験においては裏込部の整形は行わずに連続で行っている。

実験後における裏込部天端の洗掘状況を図-3.36に示す。図の左端は波返し部背後、右端は天端法肩である。計測結果は、初期状態と波高1.1mの実験後における差である。図より、波返し部の背後に比べ、法肩部分に近い場所の洗掘が大きかったことが分かる。



写真-3.21 ケース D13-5 実験前の裏込部の様子



写真-3.22 波高 1.1m 作用後の裏込部の様子

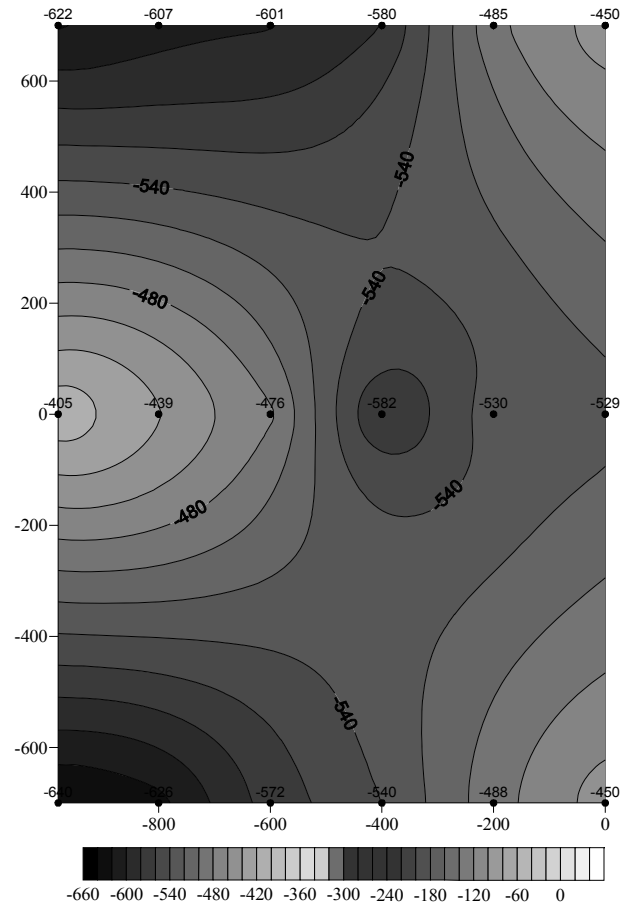


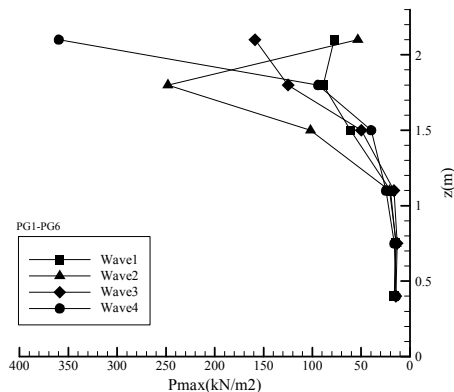
図-3.36 波高1.1m作用後の裏込部の洗掘量
(単位: mm)

4. 衝撃碎波圧と打継ぎ部の関係性

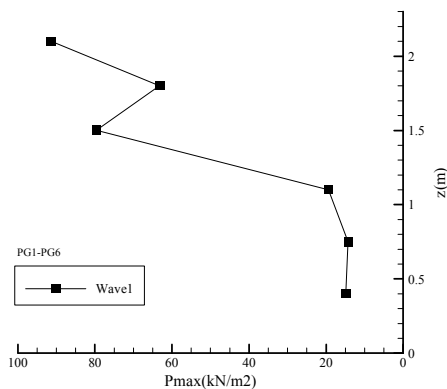
4.1 破壊変形実験にて打継ぎ部へ作用した外力

(1) 最大波圧の鉛直分布と波力

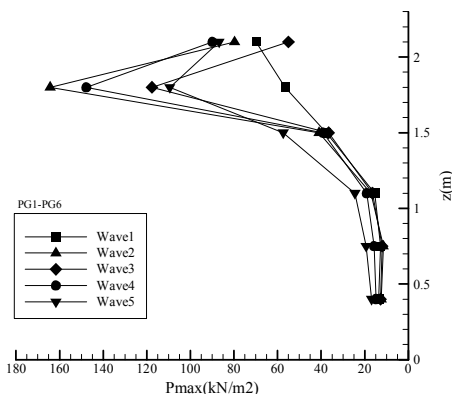
図-4.1は、破壊変形実験における1波毎の最大波圧の鉛直分布である。鉛直分布はひび割れが発生した時点までをまとめているため、ケースD6-5は4波目、ケースD10-5は1波目、ケースD13-5は5波目までとなっている。この図から、3ケースともばらつきはあるものの、本体部に比べ波返し部の方が大きな波圧が作用していることが分かる。



(1) ケース D6-5



(2) ケース D10-5



(3) ケース D13-5

図-4.1 破壊変形実験における最大波圧の鉛直分布

(2) 打継ぎ部に作用した波力

前項にて示した最大波圧から、打継ぎ部に作用した波力の計算を行った。表-4.1に計算結果を示す。ひび割れ発生時の波力を比較すると、ケースD10-5は115.23kN、ケースD13-5は128.92kNと両者とも近い値であったのに対し、ケースD6-5では359.27kNであり、およそ3倍であった。これは、実験前の模型背後の裏込部の地盤が、ケースD10-5およびケースD13-5に対しケースD6-5の方が洗掘しておらず、打継ぎ部を支えているような状態であったため、変位が生じにくく大きな波力となった。写真-4.1～写真-4.3および図-4.2～図-4.3に、ケースD6-5とケースD13-5における波高1.1mの実験前の裏込部の地盤状況を示す。マイナスの値は初期地盤からの洗掘を意味しており、背面の打継ぎ部の高さは、図-3.3に示すとおりマイナス409mmの位置となる。なお、D10-5については、地盤計測を行っていないため、写真から洗掘状況を判断している。

表-4.1 破壊変形実験における各ケースの波力

ケースD6-5		
波	波力 (kN)	打継ぎ部の状態
1波	112.37	
2波	191.18	
3波	197.78	
4波	359.27	ひび割れ

ケースD10-5		
波	波力 (kN)	打継ぎ部の状態
1波	115.23	ひび割れ

ケースD13-5		
波	波力 (kN)	打継ぎ部の状態
1波	89.31	
2波	144.71	
3波	102.50	
4波	146.18	
5波	128.92	ひび割れ



写真-4.1 ケースD6-5における波高1.1m実験前の裏込部の様子

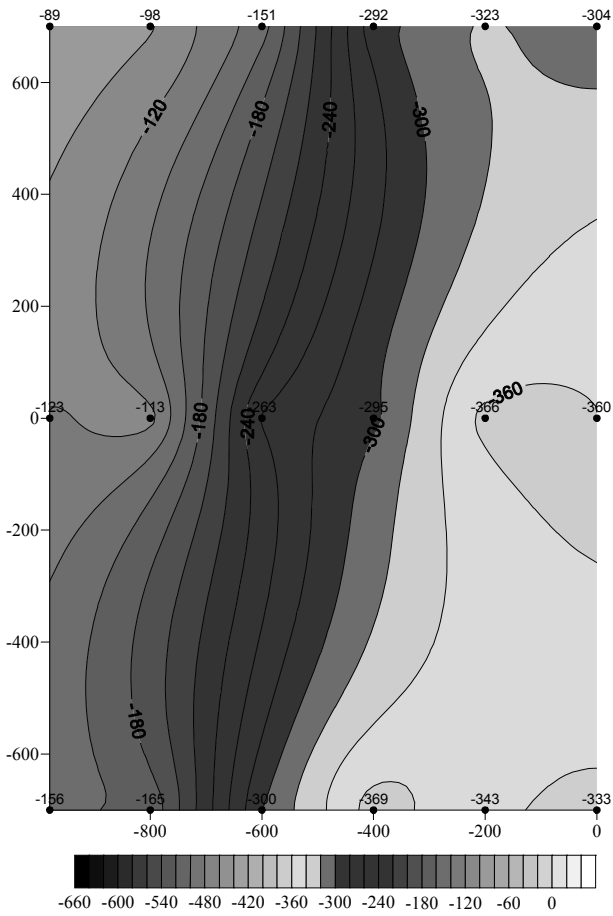


図-4.2 ケースD6-5における波高1.1m実験前の裏込部の地盤状況 (単位: mm)

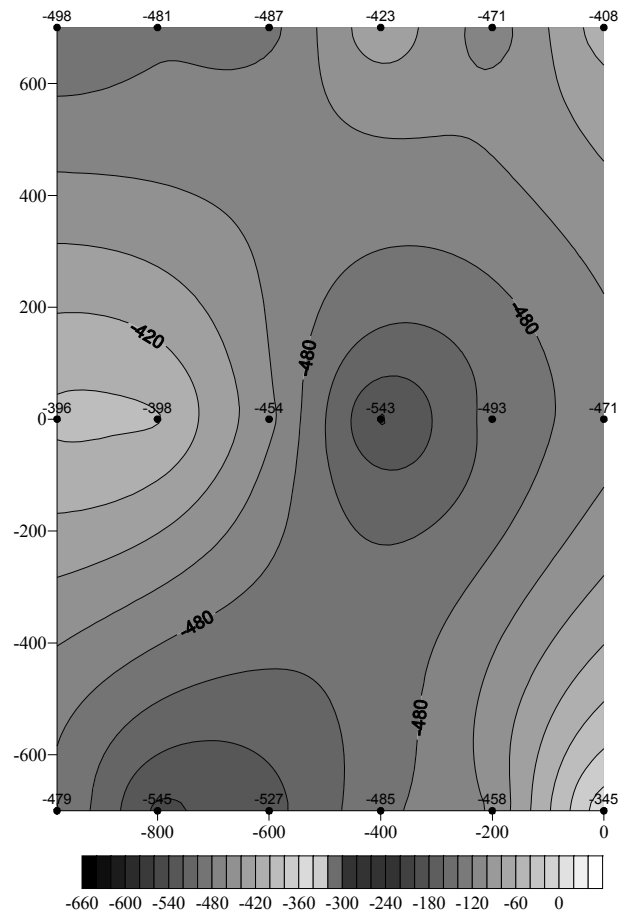


図-4.3 ケースD13-5における波高1.1m実験前の裏込部の地盤状況 (単位: mm)



写真-4.2 ケース D13-5 における波高 1.1m 実験前の裏込部の様子



写真-4.3 ケース D10-5 における波高 1.1m 実験前の裏込部の様子

4.2 ひび割れ発生時における引張応力度の計算

破壊変形実験において打継ぎ部にひび割れが発生した時の最大波圧 (図-4.4 参照) を用いて、引張応力度の計算を行った。計算は、破壊変形実験模型における打継ぎ部の強度検討と同じ方法としている。各ケースにおける、最大波圧による波力の求積図を図-4.5 に、単位幅あたりの曲げモーメントを表-4.2 に、引張応力度の計算結果を表-4.3 に示す。表-4.3 から、ケース D6-5 の引張応力度が突出しているが、前項で述べたように打継ぎ部背後の裏込部が支えになっていたことが原因だと推測される。しかし、D13-5 については、裏込石が洗掘しており、背後の支えは受けておらず、打継ぎ部だけで応力を受け持った状態であり、差筋の引張応力度は 934N/mm^2 となっていた。

この結果から、引張応力度は差筋の引張強さよりも大きくなってしまったものの、差筋は破断しておらず、衝撃砕波圧が発生する状態における部材の応答性は、静的な応力が作用する状態における応答性と異なることが影響していると考えられる。また、曲げ破壊が発生していることから、コンクリート打継ぎ部の端部による応力の受け持ちやもたれ式護岸自体の応答性も打継ぎ部の破壊に影響を及ぼしていると考えられる。

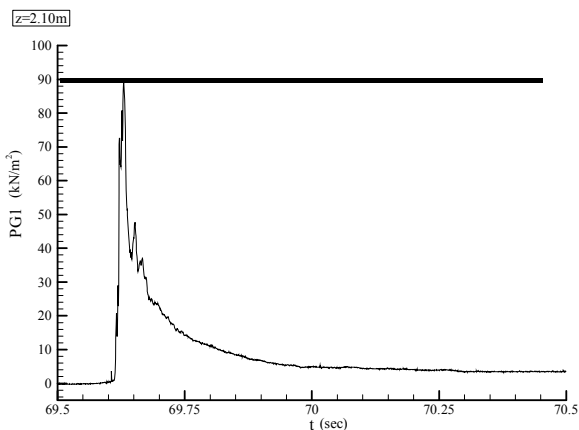
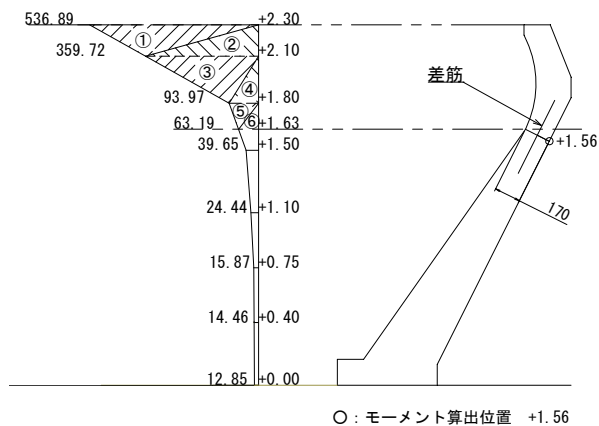
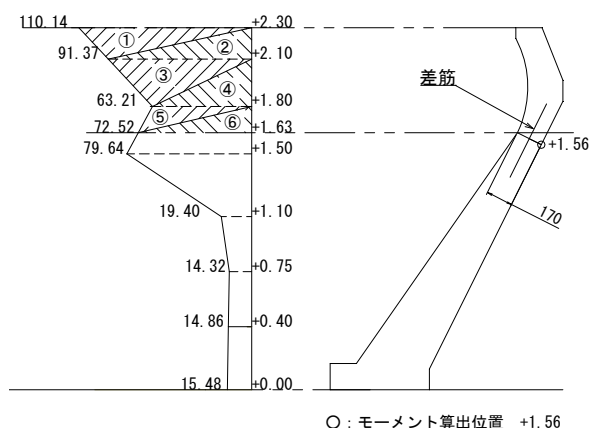


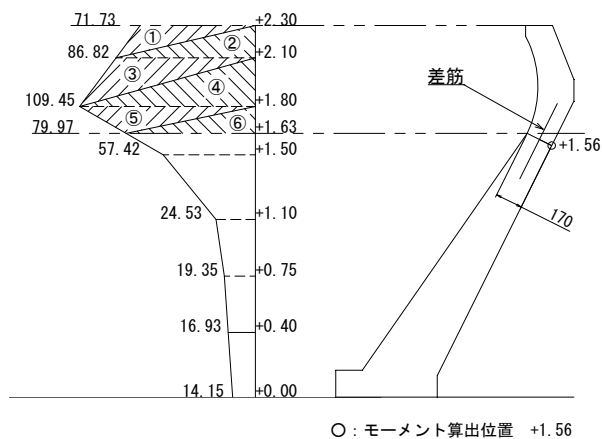
図-4.4 最大波圧のイメージ図



(1)ケースD6-5



(2)ケースD10-5



(3)ケースD13-5

図-4.5 最大波圧による波力の求積図

表-4.2 単位幅あたりの曲げモーメント

	高さ (m)	波圧 (kN/m ²)	h (m)	波力 (kN/m)	モーメント算出位置 からの距離(m)	モーメント (kN・m/m)
①	2.3	536.89	0.2	53.69	0.67	35.97
②	2.1	359.72	0.2	35.97	0.61	21.94
③	2.1	359.72	0.3	53.96	0.44	23.74
④	1.8	93.97	0.3	14.1	0.34	4.79
⑤	1.8	93.97	0.17	7.99	0.18	1.44
⑥	1.63	63.19	0.17	5.37	0.13	0.7
合計				171.08		88.58

(1)ケースD6-5

	高さ (m)	波圧 (kN/m ²)	h (m)	波力 (kN/m)	モーメント算出位置 からの距離(m)	モーメント (kN・m/m)
①	2.3	110.14	0.2	11.01	0.67	7.38
②	2.1	91.37	0.2	9.14	0.61	5.58
③	2.1	91.37	0.3	13.71	0.44	6.03
④	1.8	63.21	0.3	9.48	0.34	3.22
⑤	1.8	63.21	0.17	5.37	0.18	0.97
⑥	1.63	72.52	0.17	6.16	0.13	0.8
合計				54.87		23.98

(2)ケースD10-5

	高さ (m)	波圧 (kN/m ²)	h (m)	波力 (kN/m)	モーメント算出位置 からの距離(m)	モーメント (kN・m/m)
①	2.3	71.73	0.2	7.17	0.67	4.8
②	2.1	86.82	0.2	8.68	0.61	5.29
③	2.1	86.82	0.3	13.02	0.44	5.73
④	1.8	109.45	0.3	16.42	0.34	5.58
⑤	1.8	109.45	0.17	9.3	0.18	1.67
⑥	1.63	79.97	0.17	6.8	0.13	0.88
合計				61.39		23.95

(3)ケースD13-5

表-4.3 引張応力度の計算結果

ケース	引張力 (kN)	公称面積 (mm ²)	本数 (本)	引張応力度 (N/mm ²)
D6-5	2188.47	31.70	5	13807
D10-5	592.47	71.33	5	1661
D13-5	591.76	126.70	5	934

5. まとめ

破壊変形実験の結果、衝撃砕波圧が発生時における最大波圧から計算した引張応力度は、差筋の引張強さよりも大きくなっていたが、破断していなかったことが分かった。これは、衝撃的な応力に対し、ひずみの応答性が低いことを示唆する結果と考えられる。ただし、材料強度のばらつきやコンクリートの端部による力の受け持ちなども影響していると考えられるが、その影響については不明瞭であるため、今後明らかにする必要がある。そのうえで、衝撃砕波圧に対する打継ぎ部の応答性を、定量的に評価する手法を提案することが今後の課題となる。

(2012年1月27日受付)

謝辞

本研究は、中国地方整備局広島港湾空港技術調査事務所よりご支援頂いて行われた研究であることを記し、深謝の意を表したい。

参考文献

- 社団法人 日本建築学会 (2001) : 鉄筋コンクリート構造計算用資料集, pp.14.
 社団法人 日本建築学会 (1999) : 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, pp.37.
 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 (下), pp.194, pp.435.
 社団法人 日本道路協会 (2002) : 道路橋示方書・同解説, pp.136.

記号表

- H : 水深
 H : 波高
 $H.H.W.L$: 既往最高潮位
 $H.W.L$: 朔望平均満潮位
 T : 波の周期
 Δt : 作用時間