

[86] 曲面形状をした消波部材の力学的性状

清宮 理 (運輸省港湾技術研究所)

正会員 ○横田 弘 (運輸省港湾技術研究所)

西澤英雄 (運輸省港湾技術研究所)

1. まえがき

海洋構造物の建設の場が自然環境の厳しく水深の大きい沖合へ進出するに伴い、海洋構造物に強大な波力が作用する可能性が生じてきた。強大な波力を低減する目的、あるいはより経済的で安全性の高い海洋構造物を建設する目的で、いくつかの新しい構造型式が考案されているが、その内の1つに曲面スリット消波構造がある。この消波構造は、図1に示すように、構造物の前面に取付けられた1/4円弧状の複数のPC部材で構成されている。現在、曲面スリット消波構造が取付けられた防波堤が秋田湾に試験的に設置されており、各種の現場計測が実施されている。この曲面スリット部材には、波浪作用時に内側と外側から交互に波力が作用する。作用する波力の大きさや分布形状については、水理模型実験等により調べられているが、曲面スリット部材の耐力、変形状などの力学的性質は十分に把握されていない。

本報告は、曲面スリット消波構造を対象としたPC、RC曲面はり供試体に、内側及び外側の両方向から繰返し載荷を行い、載荷方向による力学的性質の相違について検討を行ったものである。

2. 実験概要

(1) 供試体： 載荷実験に用いた曲面はり供試体は、図2に示すように、PC及びRC製で、断面寸法が27×11cm、圆心軸半径が160cmの1/4円弧状である。はり供試体の両端部には、40×74×30cmのブロックが取付けられている。予備実験の結果、はり供試体端部の支点条件が両端固定であることが確認されている。PC供試体では、直径11mmのPC鋼棒2本により導入された供試体中央断面での載荷時の有効プレストレス量は、 2.0 kgf/cm^2 程度である。

(2) 材料： 供試体製作に使用したコンクリートは、粗骨材の最大寸法が10mmの豆砂利を用いたもので、その配合を表1に示す。また、用いた鉄筋及びPC鋼棒の機械的性質を表2に示す。

(3) 載荷方法： 載荷は、供試体中央部に手動式油圧ジャッキを用いて内側(本文中ではIと略す)、外側(略号O)あるいは両方向(略号A)から行った。I、Oについては、鉄筋降伏前までは荷重制御、鉄筋降伏後は変位制御、Aについては、荷重制御のみで繰返し載荷を行った。

(4) 計測： 載荷重は、ジャッキ先端に取付けたロードセル、変位は、供試体上面に取付けた8台の変位計により計測した。ひびわれ

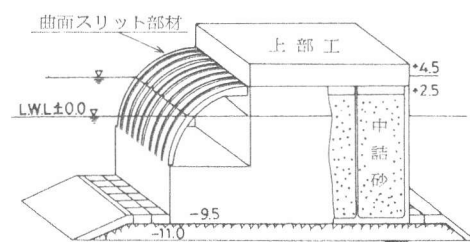


図1 曲面スリットケソン式防波堤(秋田)

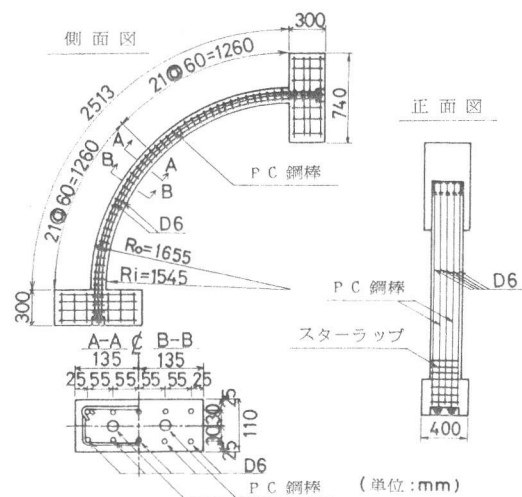


図2 供試体の形状

表1 コンクリートの配合

スランブ	空気量	W/C	s/a	水	セメント	細骨材	粗骨材	A E剤
cm	%	%	%		(kgf/m ³)			(L/m ³)
8±2.5	5±1	57.7	49.5	169	293	884	913	2.93

表2 鋼材の機械的性質

種類	引張強さ (kgf/mm ²)	降伏点 (kgf/mm ²)	伸び (%)	ヤング率 (×10 ⁴ kgf/cm ²)
鉄筋 D6	52.8	37.2	27.5	2.10
PC鋼棒φ11	15.2	14.3	9	2.06

幅は、標点距離10cmのコンタクトポイントを供試体上下面に設け、コンタクトゲージにより計測した。鉄筋及びPC鋼棒のひずみは、供試体の3か所の断面で2ゲージ法により計測を行った。

3. 実験結果と考察

荷重実験により得られた各供試体の最大耐力等の概要、及びコンクリートの性質を

表3に示す。靱性率(μ)は、引張鉄筋が降伏ひずみに達した時の荷重点の変位(δ_y)と最大耐力時の変位(δ_u)により、 $\mu = \delta_u / \delta_y$ で求めた。また、実験により得られた最大耐力は、長方形断面の単純ばりに用いられる終局強度計算式により計算される値よりもかなり大きい。この原因として、曲率の影響、塑性ヒンジの発生に伴うモーメントの再分配による断面耐力の変動が考慮されていないこと等が考えられる。

(1) 荷重-変位曲線

図3~図5に各荷重条件毎の荷重-変位曲線、もしくはその包絡線を示す。PC、RC両者とも、0荷重の方がI荷重と比較して、鉄筋降伏荷重、最大耐力のいずれも大きい。0荷重時は、鉄筋降伏後も包絡線の傾きがあまり変化しないの

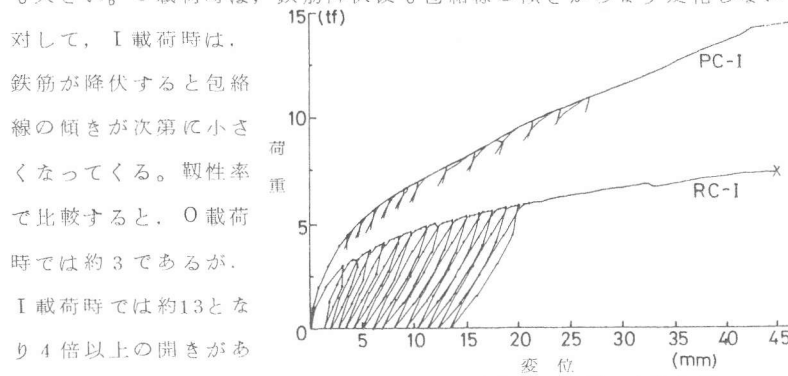


図4 I 荷重時の荷重-変位曲線

対して、I 荷重時は、鉄筋が降伏すると包絡線の傾きが次第に小さくなっていく。靱性率で比較すると、0荷重時では約3であるが、I 荷重時では約13となり4倍以上の開きがある。従って、0荷重時は、PC及びRC供試体とも鉄筋降伏後はあまり大きな変形をせずに、供試体中央の断面が破壊する。また、0荷重時には、最大耐力に到達後剛性が低下するが、I 荷重時では明確な荷重のピークが観察されず、最大耐力に到達した後も、しばらくその荷重を維持する。A 荷重時の荷重-変位曲線は、0及びI 荷重を合成した包絡線の形状を示している。

(2) 平均剛性の変化率

供試体の靱性率(δ / δ_y)と平均剛性の変化率(K/K_0)との関係を図6に示す。平均剛性(K)は、繰返し荷重における各繰返し毎の荷重-変位曲線から $K = dP/d\delta$ により求めた。 K_0 は、初期剛性である。PC、RCとも靱性率が大きくなると剛性は次第に低下する。同一の靱性率では、0荷重時はI 荷重時と比較して、低下の程度が少なく、平均剛性の変化の程度は約1/2である。即ち0荷重時では、最大耐力に到達する以前の供試体の剛性の低下は、あまり顕著でないと云える。

(3) 消散エネルギー

各繰返し荷重毎の消散エネルギーの累積(W_d)及び等価粘性減衰率(h_e)を図7及び図8に示す。等価粘性減衰率は、 $h_e = \frac{1}{2\pi} \times (\text{消散エネルギーの割合})$ で求めた。等価粘性減衰率は、繰返し回数が2~4回までは徐々に減少する

表3 実験結果一覧

*1) 正値は外→内載荷を示す
**1) 外→内載荷での値

供試体種類	コンクリート			最大耐力	鉄筋降伏荷重	鉄筋降伏時変位	靱性率(μ)	ひびわれ発生荷重	最大ひびわれ幅0.2mm荷重
	圧縮強度	曲げ強度	弾性係数						
PC-O	42.6	58.7	2.85	20.5	9.5	2.7	3.2	2	12.0
PC-I	41.2	50.0	2.96	15.2	4.5	3.6	12.8	2	4.0
PC-A	42.2	63.4	2.86	16.0* -10.0	10.0**	3.0**	3.2**	2	-
RC-O	43.8	51.7	2.86	14.7	5.9	4.6	3.0	1	8.9
RC-I	39.5	54.4	2.96	7.4	2.6	3.2	14.0	1以下	1.8
RC-A	42.0	61.4	2.94	15.1 -7.0	5.0**	2.0**	4.6**	1	3.0

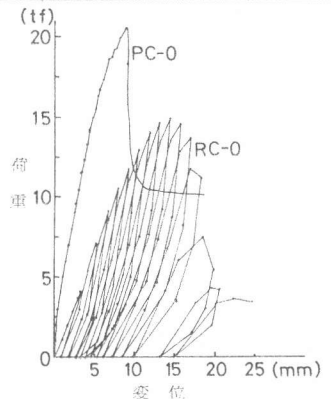


図3 0 荷重時の荷重-変位曲線

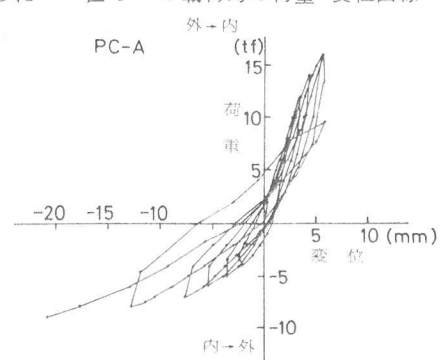


図5 A 荷重時の荷重-変位曲線

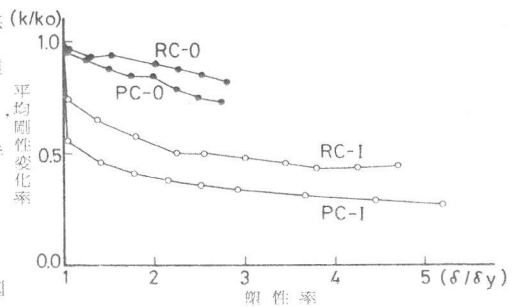


図6 靱性率と平均剛性変化率との関係