

# 港湾空港技術研究所 資料

TECHNICAL NOTE  
OF  
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

No.1033

December 2002

孔あき鋼板ジベルを用いたハイブリッドケーソン合成板の基礎的力学性状

永 田 淳  
岩 波 光 保  
横 田 弘

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	2
1. まえがき	4
2. 試験の目的	4
3. 試験の概要	4
3.1 試験体	4
3.2 載荷方法	4
3.3 コンクリートの特性	6
3.4 計測方法	6
4. 試験結果	8
4.1 ひび割れ性状	8
4.2 たわみ性状	9
4.3 鋼板のひずみ性状	15
4.4 鉄筋のひずみ性状	15
4.5 ひび割れ幅	15
4.6 試験結果のまとめ	21
4.7 ひび割れ幅の制御に関する検討	21
5. 結論	22
6. あとがき	22
謝辞	22
参考文献	22

# The Fundamental Experiment about the Hybrid Caisson Using the Perforated Strip Composite Members

Jun Nagata \*

Mitsuyasu Iwanami \*\*

Hiroshi Yokota \*\*\*

## Synopsis

The purpose of this study is to verify the design method on the hybrid caisson. This paper presents the results of flexural and shear loading tests on hybrid beams which are designed as the vertical or horizontal section of a caisson wall.

The experimental results show that the design method of the hybrid slab of bridges is applicable to the hybrid caisson, and that the formula in concrete standard of JSCE is applicable to the estimation of crack width of hybrid caisson.

**Key Words** : hybrid caisson, composite structures, perforated plate, loading test, design method

---

\* Former trainee of Structural Mechanics Div. Geotechnical and Structural Engineering Department

\*\* Research Engineer of Structural Mechanics Div. Geotechnical and Structural Engineering Department

\*\*\* Chief of Structural Mechanics Div. Geotechnical and Structural Engineering Department

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan Port and Airport Research Institute

Phone : +81-468-44-5059 Fax : +81-468-44-0255 e-mail:yokota@pari.go.jp

# 孔あき鋼板ジベルを用いたハイブリッドケーソン合成版の 基礎的力学性状

永田 淳\*・岩波 光保\*\*・横田 弘\*\*\*

## 要 旨

近年、港湾における大型の重力式構造物に対する怪量化と施工の省力化に対する要求が高まっている。このような要求に対し、筆者らは孔あき鋼板をずれ止めに使用した新形式のハイブリッドケーソンを提案した。

本資料では、ハイブリッドケーソンを構成する孔あき鋼板リブを用いた合成部材に関して、はり型試験体を用いて行った曲げおよびせん断載荷試験について報告する。試験の結果より、ハイブリッドケーソン壁の耐荷力および変形量の算定は、橋梁の合成床版と同様に行えることを確認した。また、ひび割れ幅の算定においては、土木学会コンクリート標準示方書の計算式を適用してよいことも確認した。

キーワード：ハイブリッドケーソン、合成構造、孔あき鋼板、耐荷力試験、設計法

---

\* 地盤・構造部構造強度研究室依頼研修員

\*\* 地盤・構造部構造強度研究室研究官

\*\*\* 地盤・構造部構造強度研究室室長

〒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：0468-44-5059 Fax：0468-44-0255 e-mail:yokota\_h@pari.go.jp

## 1. まえがき

近年、防波堤および岸壁・護岸などの大型の重力式構造物として、鋼・コンクリート合成部材を用いたハイブリッドケーソンが採用される例が増えてきた。ハイブリッドケーソンは従来の鉄筋コンクリート構造のケーソンに比べて、軽量かつ高剛性、特殊な形状のケーソンにも対応可能、などの特長を有している。ハイブリッドケーソンに使用される合成版のずれ止め構造には従来、鋼板に溶植した頭付きスタッドが使用されている。今回、ずれ止め構造として新たに、合理化構造橋梁における床版構造として開発された合成床版で実績のある孔あき鋼板ジベル(Perforated Strip)の適用を提案し試設計<sup>1)</sup>を行っている。

提案型ハイブリッドケーソンは孔あき鋼板が補剛材として機能することから、従来型に比べ構造の簡略化が可能となっている。本稿では、ハイブリッドケーソンを構成する孔あき鋼板ジベルを用いた合成部材に関して、はり型試験体を用いて行った曲げおよびせん断载荷試験について報告する。本载荷試験では、ケーソンの設計照査事項である耐荷力(終局限界状態)とひび割れ性状(使用限界状態)に着目し、合成床版の設計法を取り入れた孔あき鋼板合成部材に関する設計法の妥当性の確認を行った。

## 2. 試験の目的

従来型のハイブリッドケーソンは「ハイブリッドケーソン設計マニュアル」<sup>2)</sup>に準拠して設計されている。本研究では、孔あき鋼板ジベルを用いたハイブリッドケーソンの設計に同マニュアルを適用する上での問題点を検証することを目的とし、以下の2点に着目した試験を行う。

- 1) 孔あき鋼板ジベルを用いた合成部材の耐荷力特性を明らかにするとともに、その算定法を検証する。
- 2) 孔あき鋼板ジベルを用いた合成部材のひび割れ性状を確認し、使用限界状態に関する設計方法を検証する。

## 3. 試験の概要

### 3.1 試験体

試験体の形状は、図-1のようにケーソン壁を垂直方向および水平方向に切り出したものとする。断面の縮尺は実構造の1/1とした。

試験体の形状・寸法を図-2および表-1に示す。試験体のパラメータは孔あき鋼板ジベルの間隔およびずれ止め孔の間隔とし、リブ間隔は橋梁の合成床版のリブ間隔に近い400mmと、試設計値の500mmの2タイプ、ずれ止め孔の間

隔は試設計値の300mmと、性能がスタッドと同等の安全率となる500mmの2タイプとした。なお、ずれ止め孔の直径は、試設計と同じ60mmとした。

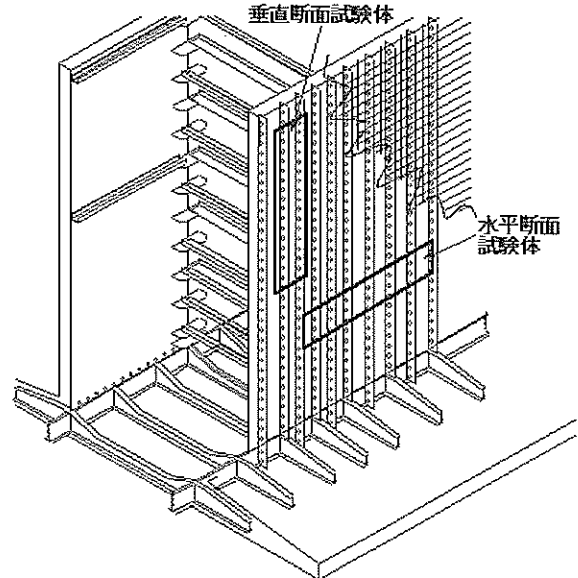


図-1 ハイブリッドケーソンの構造概要

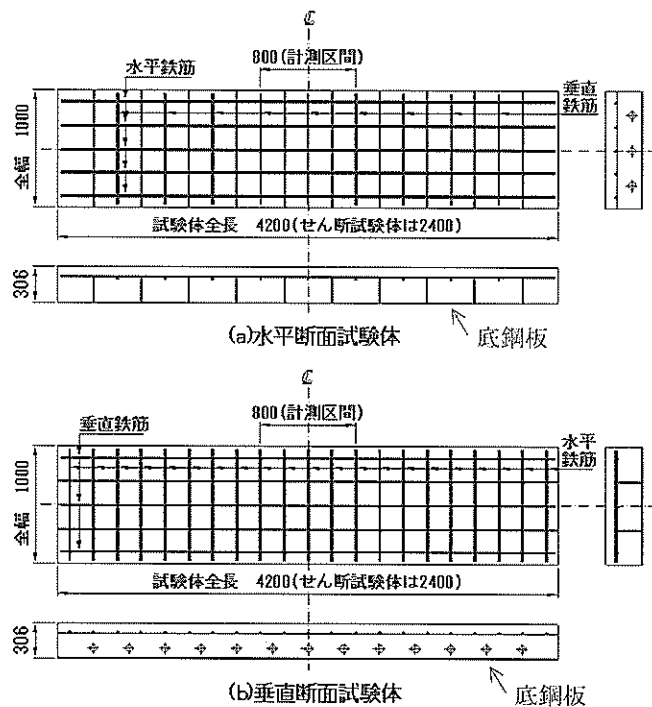


図-2 試験体の概要寸法

### 3.2 载荷方法

試験体への载荷方法を図-3に示す。試験体は支点間隔3700mm(せん断载荷試験では1900mm)で単純支持し、反力なりに設置した容量2000kNの油圧ジャッキで下向きに载荷した。試験体の载荷位置は試験体中央からそれぞれ



表-1 試験体の諸元

試験体名	断面方向	鉄筋		孔明き鋼板リブ			コンクリート厚 [mm]	底钢板厚 [mm]
		径×間隔 [mm]	鉄筋比 %	幅×厚 [mm]	間隔 [mm]	孔間隔 [mm]		
HB1X	水平	D19×200	0.48	205×10	400	300	300	6
HB1Y	垂直	D16×400	0.17					
HB1YM	垂直	D22×143	0.90					
HB2X*	水平	D19×200	0.48		500	500		
HB2Y*	垂直	D16×500	0.13					
HB3Y	垂直	D16×400	0.17		400			
試設計	水平	D19×200	0.48		500	300		
	垂直	D16×500	0.13					

\*は、せん断試験も併せて実施した

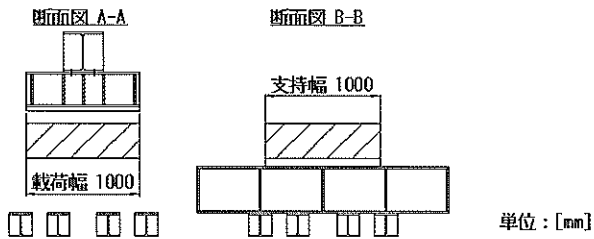
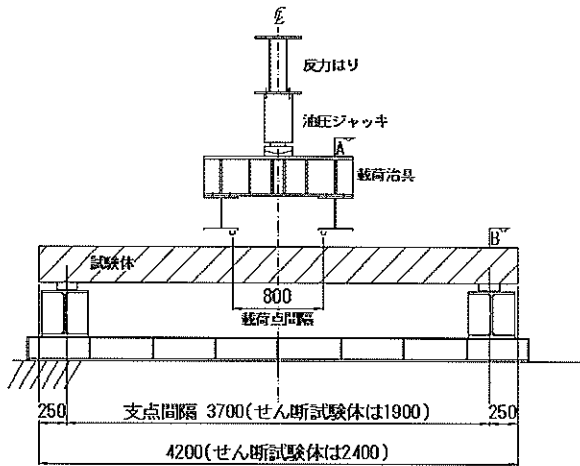


図-3 試験体への載荷方法

表-2 配合条件

コンクリートの種類	呼び強度	スランブ	粗骨材の最大寸法	セメントの種類
	N/mm <sup>2</sup>	cm	mm	
普通	27	8	20	普通ポルトランドセメント

表-3 示方配合

セメント	水	細骨材	粗骨材	混和剤	水セメント比	細骨材率
kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	kg/m <sup>3</sup>	%	%
289	153	762	1126	0.578	53.0	41.4

表-4 コンクリートの試験結果

供試体採取年月日	材齢日	平均強度 N/mm <sup>2</sup>	弾性係数 kN/mm <sup>2</sup>	試験種別	摘要
H 13.9.28	7	26.4	—	圧縮	標準養生
	28	35.1	—	圧縮	標準養生
	51	31.0	25.9	圧縮	現場
		2.5	—	引張	
	109	38.4	25.8	圧縮	現場
2.9	—	引張			
H 14.3.28	28*	36.1	—	圧縮	標準養生
	31*	30.9	36.3	圧縮	現場
		2.1	—	引張	

\*は、追加試験体

表-5 試験時材齢一覧

試験体名	試験種別	実施時材令
HB1X	正曲げ	61日
	負曲げ	63日
HB1Y	正曲げ	51日
	負曲げ	56日
HB1YM*	負曲げ	29日
HB2X	正曲げ	75日
	負曲げ	78日
HB2Y	正曲げ	68日
	負曲げ	71日
HB3Y	正曲げ	82日
	負曲げ	84日
HB2X	正せん断	90日
	負せん断	92日
HB2Y	正せん断	103日
	負せん断	109日

\*は、追加試験体

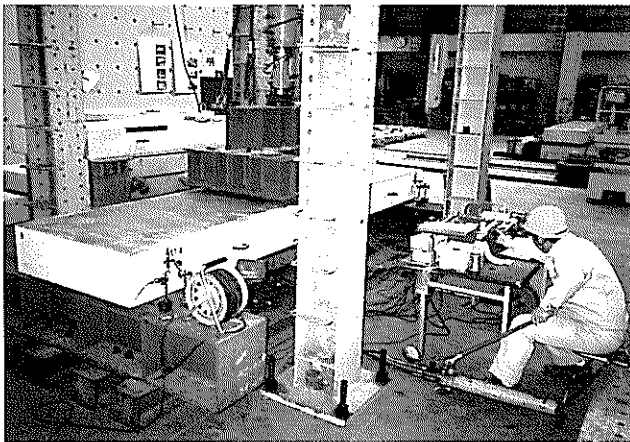


写真-1 載荷状況

400mm の 2 点とし、2 点間の作用曲げモーメントが等曲げとなるようにした。また、底鋼板を下側にして設置することで正の曲げモーメントを、底鋼板を上側にして設置することで負の曲げモーメントが作用する載荷状況を表現した。油圧ジャッキの反力  $P$  を本試験における載荷荷重とする。載荷状況を写真-1 に示す。

### 3.3 コンクリートの特性

試験に使用したコンクリートの配合と材料試験結果を表-2~4 に示す。コンクリートの打設は 2 回に分けて実施した。載荷試験は HB1Y の曲げ載荷試験から開始し、約 3 日に 1 体の割合で実施した。各試験体の試験実施時におけるコンクリート材齢の一覧を表-5 に示す。

### 3.4 計測方法

本載荷試験における計測項目は、以下に示す 7 点とした。

- ① はりの鉛直変位 (支点および支間)
- ② 鋼板ひずみ (幅員・軸方向の分布)
- ③ リブひずみ (高さ方向のひずみ分布)
- ④ 鉄筋ひずみ
- ⑤ コンクリートひずみ
- ⑥ ひび割れ幅
- ⑦ ひび割れ状況

試験体の計測に使用した計測装置の一覧を表-6 に示す。また、試験体 HB1X の計測位置を図-4 に、HB1Y の計測位置を図-5 に、HB2X (せん断載荷) の計測位置を図-6 に、そして HB2Y (せん断載荷) の計測位置を図-7 にそれぞれ示す。他の試験体の計測位置もこれらの試験体と同様である。

表-6 計測装置一覧

計測項目	計測機器名	形式名	備考	記号
梁の変位	変位計	CDP-25	支間中央	○
		CDP-50		
鋼板・鉄筋ひずみ	ひずみゲージ	FLA-5-11		△ ◇
		FRA-5-11	3軸	■
コンクリートひずみ	ひずみゲージ	PL-60-11		◇
ひび割れ幅	パイ型変位計	PI-2-100		□

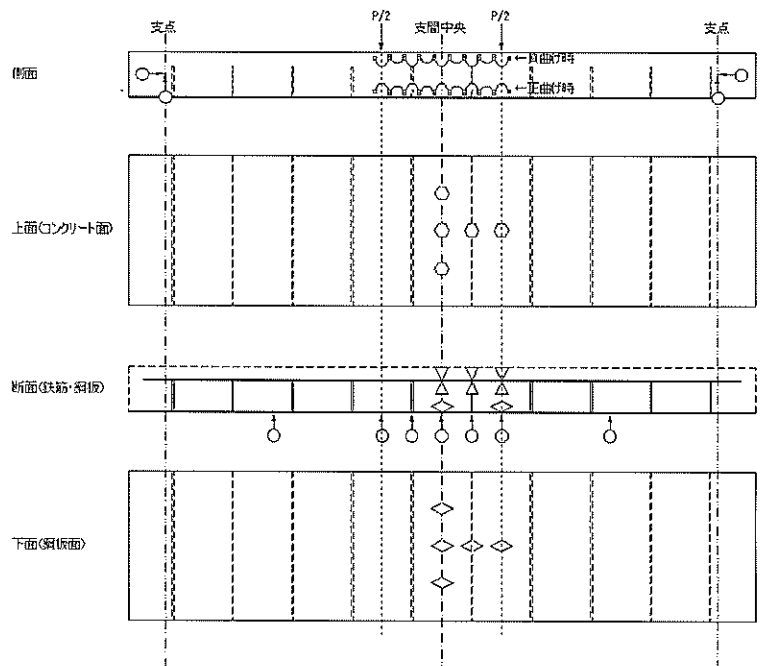


図-4 計測位置 (HB1-X)

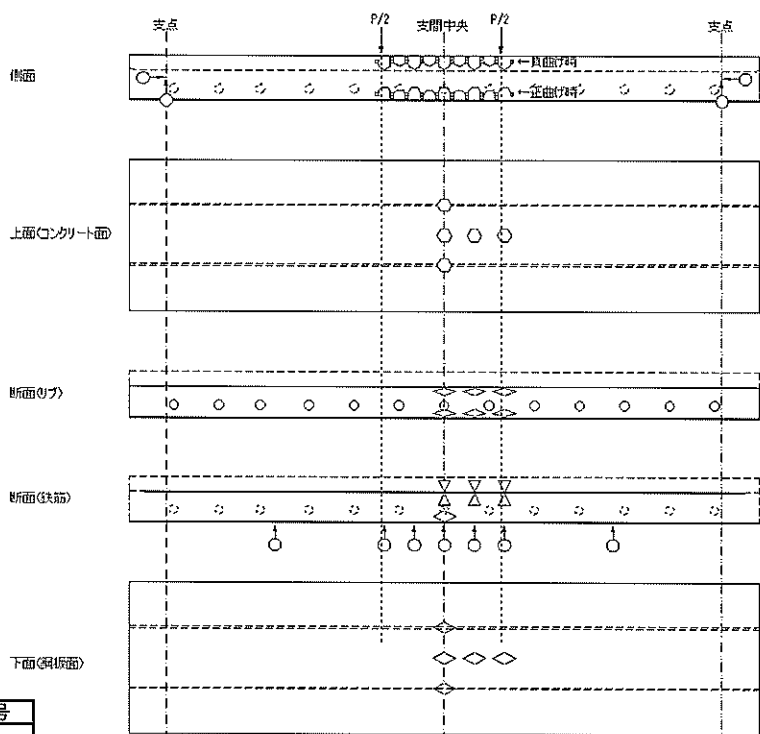


図-5 計測位置 (HB1-Y)

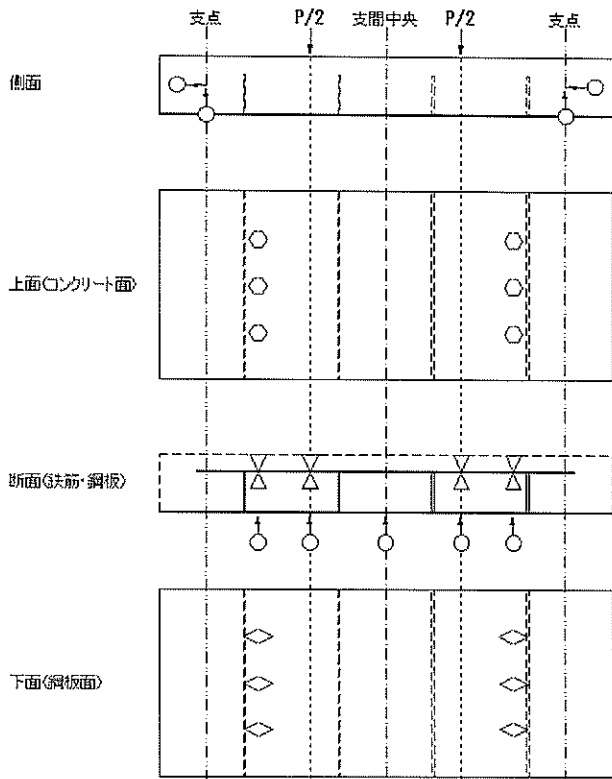


図-6 計測位置 (HB2-X せん断)

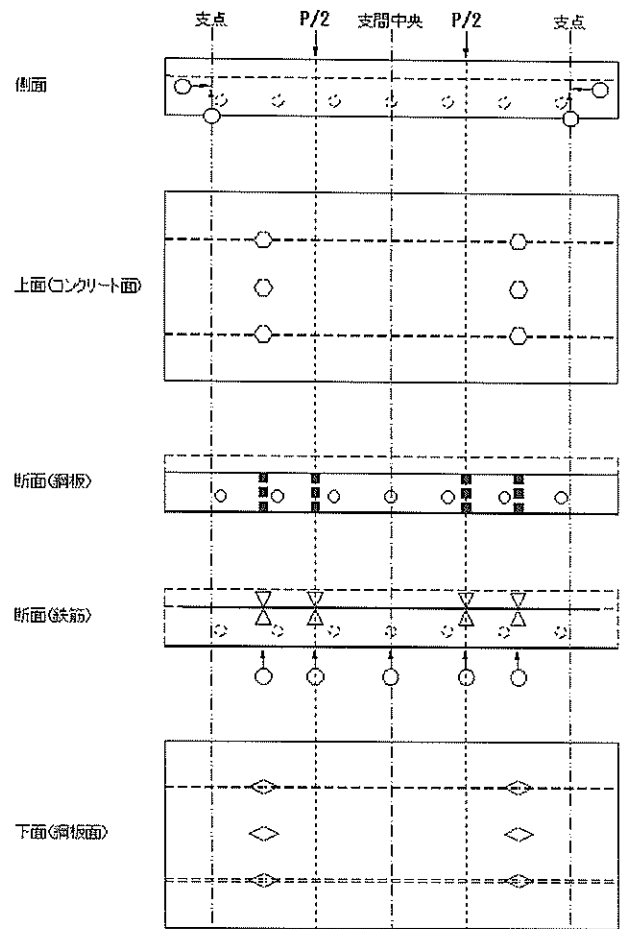


図-7 計測位置 (HB1-Y せん断)

表-7 試験結果と計算値の比較

試験体	項目	ひび割れ荷重 kN	支間中央 最大変位 mm	最大荷重 (実験値) kN	終局耐力 (計算値) kN	計算で仮定した抵抗断面	実験/計算	破壊形式
	負曲げ	60	30.2	155	108	1.44	曲げ	
HB1Y	正曲げ	360	20.1	597	574	RC(リブ有り)	1.04	曲げ
	負曲げ	60	48.2	163	171		0.95	曲げ
HB1YM	負曲げ	62	39.2	369	357	RC	1.03	曲げ
HB2X	正曲げ	0	28.5	670	414		1.62	曲げ
	負曲げ	76	39.1	158	108	1.47	曲げ	
HB2Y	正曲げ	150	20.1	496	577	RC(リブ有り)	0.86	曲げ
	負曲げ	63	38.7	151	137		1.10	曲げ
HB3Y	正曲げ	260	21.0	584	580	RC(リブ有り)	1.01	曲げ
	負曲げ	60	35.3	172	144		1.20	曲げ
HB2X (せん断)	正曲げ	—	3.49	723	541	かぶりコンクリート有効	1.34	せん断
	負曲げ	—	7.00	449	369		1.22	せん断
HB2Y (せん断)	正曲げ	—	8.01	1191	1134	孔上コンクリート有効	1.05	せん断
	負曲げ	—	25.54	516	613		0.84	曲げ



#### 4. 試験結果

載荷試験で得られた各試験体の最大荷重，最大変位およびひび割れ荷重を表-7に示す。表-7には，各試験体について以下に示した各抵抗断面を用いて計算した終局耐力と，仮定した抵抗断面を併せて載せた。なお，終局耐力の計算にあたっては，マニュアルおよび鉄道構造物等設計標準・同解説<sup>3)</sup>を参考にした。

ここで，試験結果の考察にあたって仮定した試験体の抵抗断面の定義を示す。

水平断面試験体では以下の4種とする。

- ①全断面有効：抵抗断面をコンクリート，底鋼板，孔あきリブ（垂直断面モデルのみ），鉄筋と仮定した場合。
- ②RC：抵抗断面を，コンクリートの圧縮断面，底鋼板，鉄筋とした場合。
- ③かぶりコンクリート有効：抵抗断面を，リブより上のコンクリート断面，底鋼板，鉄筋とした場合。（せん断試験体で使用）
- ④孔上コンクリート有効：抵抗断面を，リブ孔心より上のコンクリート断面，孔あきリブ，底鋼板，鉄筋とした場合。

一方，垂直断面試験体では以下の5種とする。

- ①全断面有効：抵抗断面をコンクリート，底鋼板，孔あきリブ（垂直断面モデルのみ），鉄筋と仮定した場合。
- ②RC（リブ有り）：抵抗断面を，コンクリートの圧縮断面，底鋼板，孔あきリブ，鉄筋と仮定した場合。
- ③RC（リブ無し）：抵抗断面を，コンクリートの圧縮断面，底鋼板，鉄筋とした場合。
- ④かぶりコンクリート有効：抵抗断面を，リブより上のコンクリート断面，底鋼板，鉄筋とした場合。（せん断試験体で使用）
- ⑤孔上コンクリート有効：抵抗断面を，リブ孔心より上のコンクリート断面，孔あきリブ，底鋼板，鉄筋とした場合。

これらの抵抗断面の概要を図-8，図-9に示す。

##### 4.1 破壊・ひび割れ性状

各試験体の終局状態におけるひび割れ性状を図-10に示す。正曲げ載荷試験体のうち，ケーソン壁水平断面のHB1X，HB2Xでは，載荷開始時（死荷重作用時）においてリブとコンクリートの境界面にひび割れが発生した。しかし，その後載荷荷重を増してもひび割れは進展せず，ひび割れ幅が漸増した。載荷荷重が最大荷重に近づくと，ひび割れは水平方向に進展しはじめ，やがて等曲げ区間の外側において斜めひび割れが貫通し終局に至った。いずれの

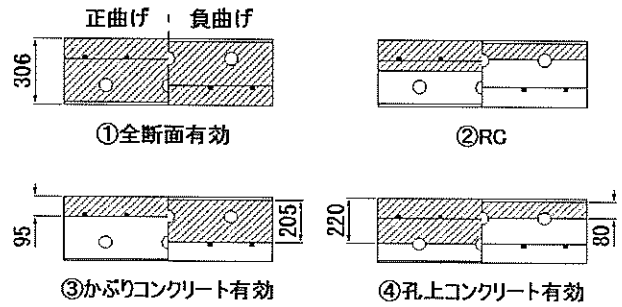


図-8 抵抗断面の仮定（水平断面）

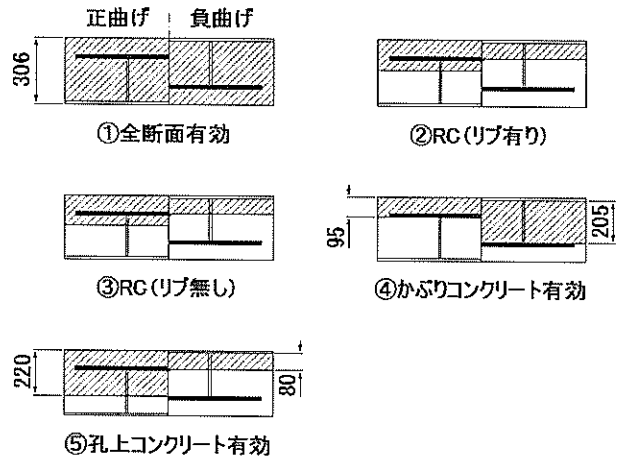


図-9 抵抗断面の仮定（垂直断面）

試験体においてもひび割れ状況に大きな違いは見られず，リブ位置の他にひび割れが分散することもなかった。しかし，ひび割れの進展が急変する事もないことから，底鋼板とコンクリートの付着性能は終局状態まで保たれていたものと考えられる。

ケーソン壁垂直断面のHB1Y，HB2Y，HB3Yでは，等曲げ区間内にほぼ同時に複数のひび割れが発生し，載荷荷重の増大にともない圧縮縁方向へと進展した。しかし，ひび割れの進展ははりの中立軸の高さで止まり，その後はひび割れ幅が増大した。終局状態においても3試験体ともにひび割れは貫通せず，鋼部材の降伏にともなう曲げ引張で破壊した。ここで，HB1Y，HB3Yの等曲げ区間における平均ひび割れ間隔は約200mmであった。一方，HB2Yの平均ひび割れ間隔は約300mmであることから，リブ間隔が小さいほど良好なひび割れ分散性能を示すと考えられる。また，HB1YとHB3Yのひび割れ性状には大きな違いがないことから，ずれ止め孔の間隔がひび割れ性状に与える影響は小さいものと考えられる。

負曲げ載荷試験体のうちケーソン壁水平断面のHB1X，HB2Xではひび割れが，リブ位置にひび割れが発生すると同時に圧縮側鋼板（降伏していない）に達した。その後，HB1Xでは載荷荷重の増大と共にひび割れ幅も増大し，新たなひび割れが発生することなく引張鉄筋の降伏に

よって終局に至った。

リブ間隔が大きな HB2X では、支間中央のリブ間に新たなひび割れが発生した後、HB1X と同様に引張鉄筋の降伏により終局状態となった。ケーソン壁を垂直方向に取り出した HB1Y, HB2Y, HB3Y では、等曲げ区間内 1 カ所にひび割れが発生し、載荷荷重強度の増大と共に圧縮縁方向に進展した。ひび割れの進展が中立軸位置で止まるまで他にひび割れは発生せず、載荷荷重の増大とともにひび割れ幅が増大した。はじめに発生したひび割れが中立軸位置まで進展した後、新たなひび割れが発生したが、ひび割れ間隔は他の曲げ載荷試験体と比べて大きく約 400mm であった。さらに載荷荷重を増大させても等曲げ区間には新たなひび割れは発生せず、引張鉄筋の降伏により終局状態となった。HB1Y, HB2Y, HB3Y のひび割れ性状には大きな違いが見られず、リブ構造（間隔・ずれ止め孔間隔）は、これらの試験体のひび割れ性状に影響を与えたと考えられる。

正曲げ載荷を行うせん断載荷試験体のうち、ケーソン壁水平方向断面の HB2X（せん断）では、荷重強度 245kN で等曲げ区間内にひび割れが発生した。このひび割れは中立軸位置まで進展して止まった。載荷荷重をさらに増してゆくと、荷重 675kN で A1 側のせん断スパン内に支点位置を起点とし載荷点に達する斜めせん断ひび割れが発生して終局に至った。HB2X（せん断）の破壊性状は、通常の RC はりのせん断破壊性状と等しいことがわかった。ケーソン壁垂直断面の HB2Y（せん断）では、荷重 740kN で載荷点の下を起点にひび割れが発生し支間中央方向に向かって斜めに進展した。荷重が増大し 1000kN を超えるとひび割れの傾きが水平になり、荷重が 1100kN に達したところでひび割れが貫通し終局に至った。HB2Y（せん断）の破壊性状は、ひび割れの始点に仮想的な支点を有するディープビームの破壊に類似した形状を示していることがわかった。本試験体が斜めひび割れ発生荷重 740kN の約 1.5 倍の最大耐荷力を有していたのは、ディープビームの破壊の典型であるタイドアーチ的な抵抗機構が形成されたためと考えられる。負曲げ載荷を行うせん断載荷試験体 HB2X（せん断）、HB2Y（せん断）は、共に鉄筋の降伏による曲げ引張破壊を起こして終局に至った。

#### 4.2 たわみ性状

正曲げ載荷試験体 HB1X, HB1Y, HB2X, HB2Y および HB3Y の、支間中央における荷重とたわみ量の関係を図-11 に示す。ケーソン壁水平断面の HB1X, HB2X は、ひび割れ発生前においては全断面有効と仮定したはり理論による計算値に近いたわみ量を示した。ひび割れ発生後においては引張コンクリートを無視したはり理論計算値に近い

たわみ性状を示し、最大荷重に至るまで大きな剛性の変化は起きなかった。既述したように、HB1X はせん断破壊を生じていることから、たわみ曲線はピーク到達後、急激な耐荷力低下を示している。HB2X はひび割れ発生荷重までは全断面有効のはり理論計算値に近いたわみ性状を示した。ひび割れ発生後は RC のはり理論計算値に近似の値を示した。ケーソン壁垂直断面の HB1Y, HB2Y, HB3Y では、表-7 に示したひび割れ発生荷重まで全断面有効のはり理論計算値に近いたわみ性状を示した。ひび割れ発生後は徐々に剛性が低下し、たわみ曲線は RC（リブ有り）のはり理論計算値に近づいていった。その後、最大荷重に近づくるとたわみ量が急増し終局に至った。

負曲げ載荷試験体 HB1X, HB1Y, HB2X, HB2Y および HB3Y の、支間中央における荷重とたわみ量の関係を図-12 に示す。これらの試験体のたわみ曲線には大きな違いはなく、表-7 に示したひび割れ発生荷重までは全断面有効の梁理論計算値に近く、ひび割れ発生後に RC の梁理論計算値に近づいていった。そして、最大荷重近くなるるとたわみが急増し終局に至った。

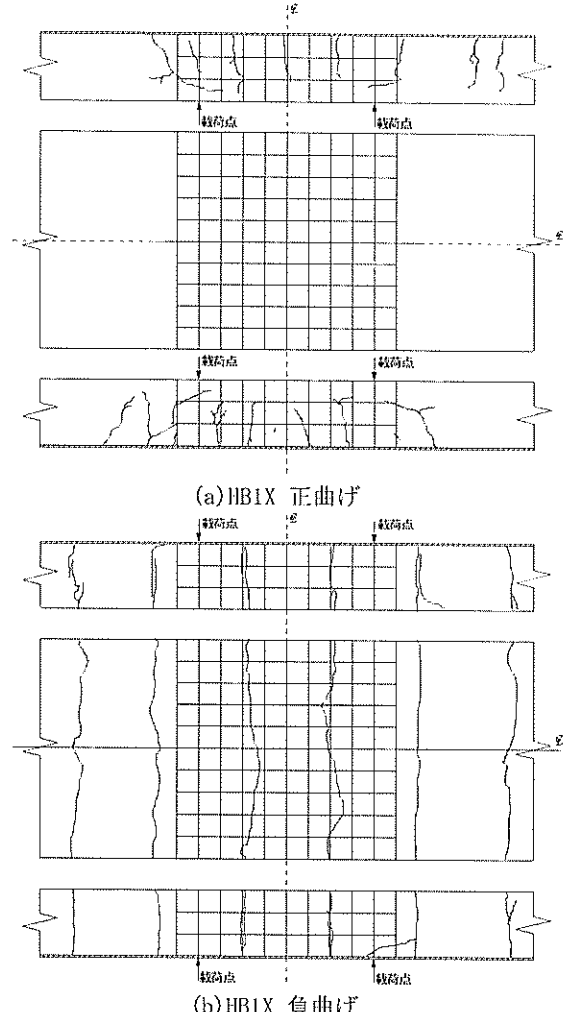
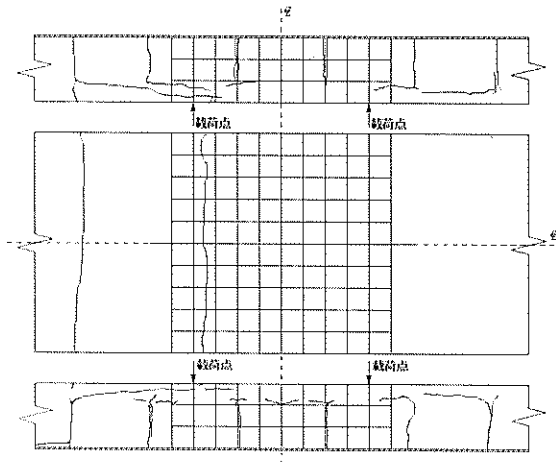
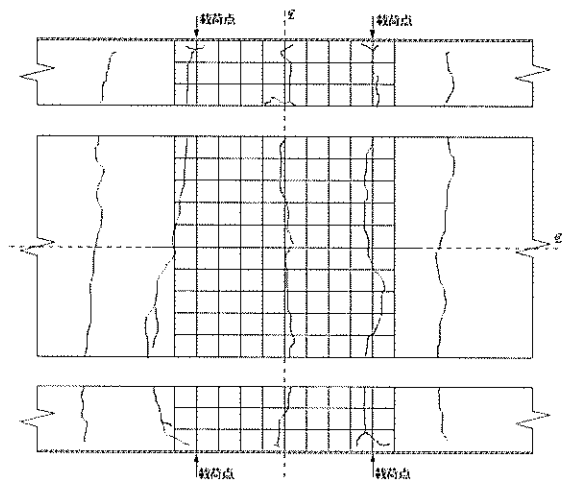


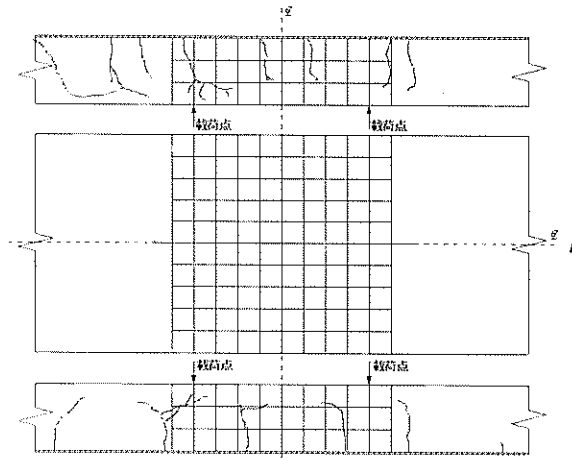
図-10 試験体のひび割れ性状



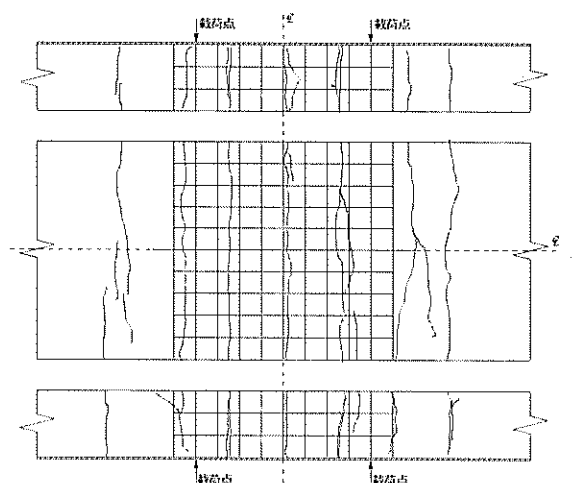
(c) HB1Y 正曲げ



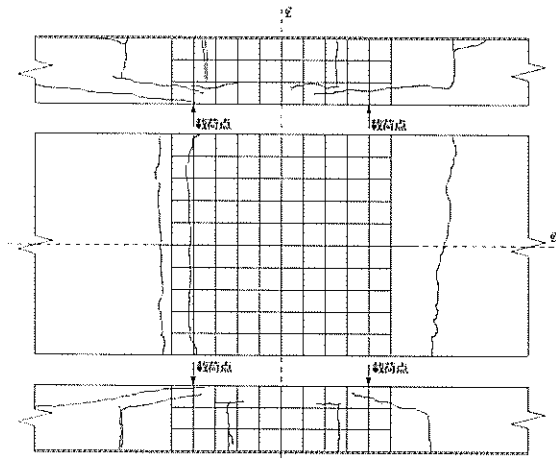
(d) HB1Y 負曲げ



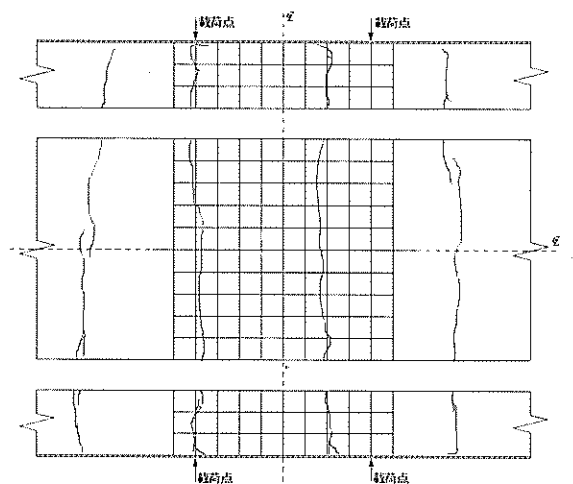
(e) HB2X 正曲げ



(f) HB2X 負曲げ

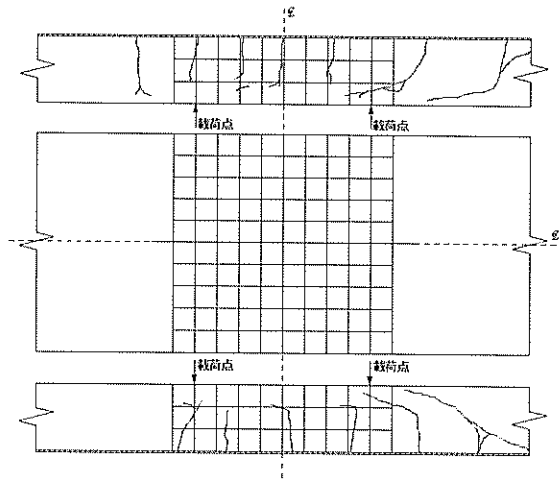


(g) HB2Y 正曲げ

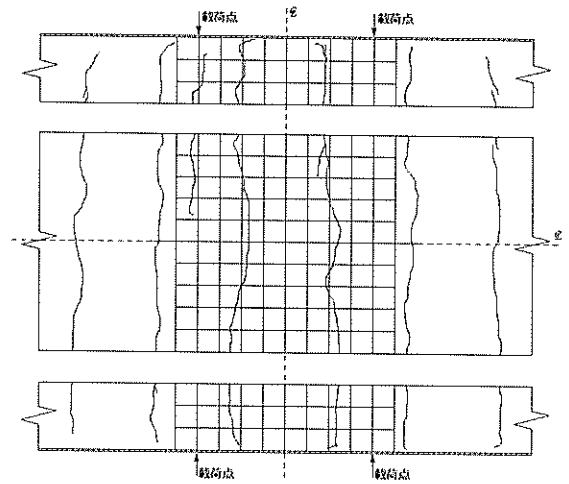


(h) HB2 負曲げ

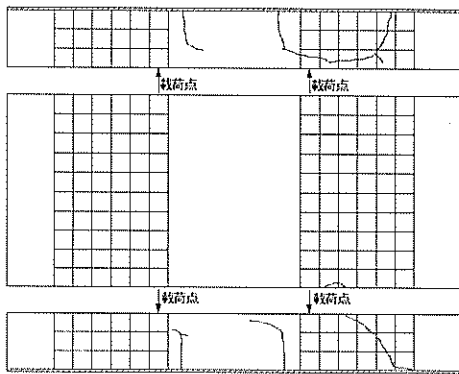
図-10 試験体のひび割れ性状



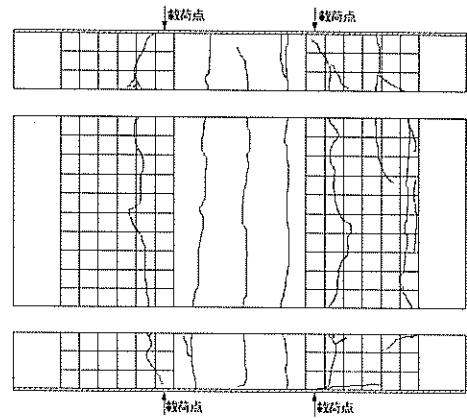
(i)HB3Y 正曲げ



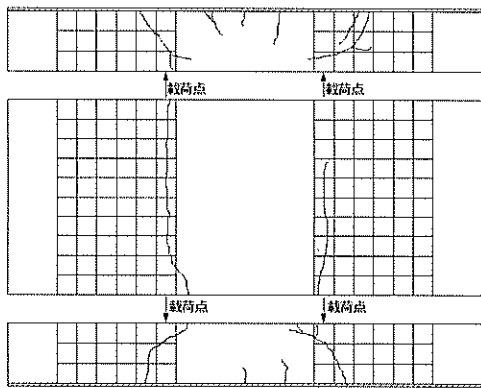
(j)HB3Y 負曲げ



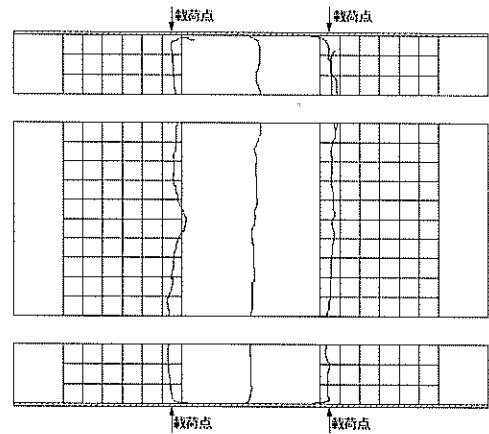
(k)HB2X せん断



(l)HB2X 負せん断

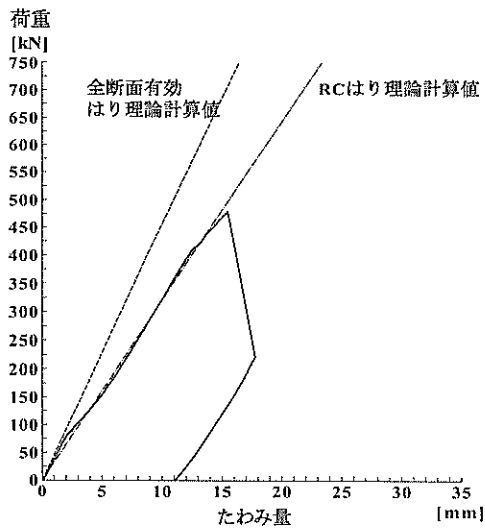


(m)HB2Y せん断

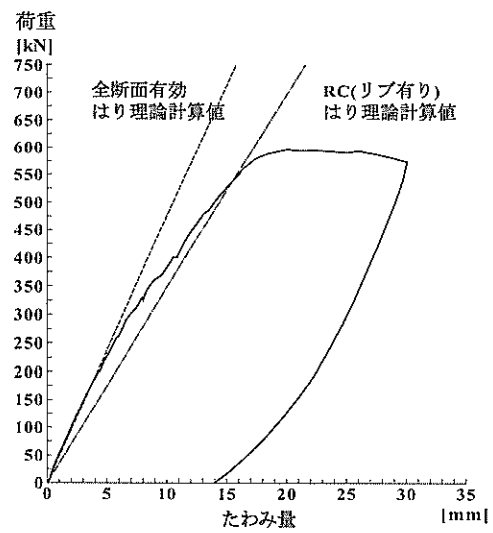


(n)HB2Y せん断

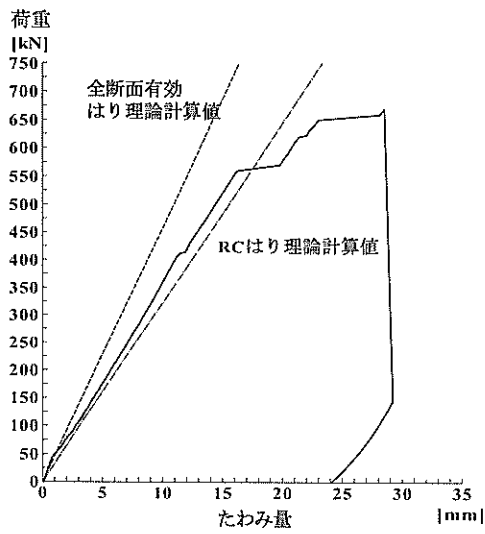
図-10 試験体のひび割れ性状



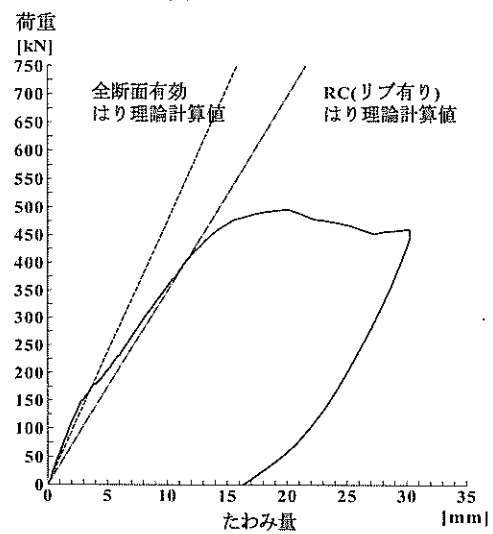
(a) HB1-X 正曲げ



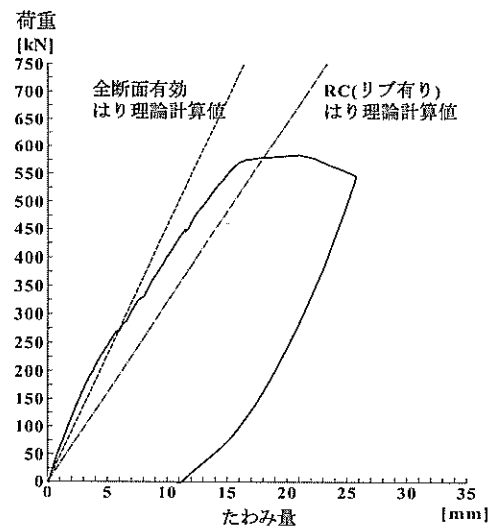
(b) HB1-Y 正曲げ



(c) HB2-X 正曲げ

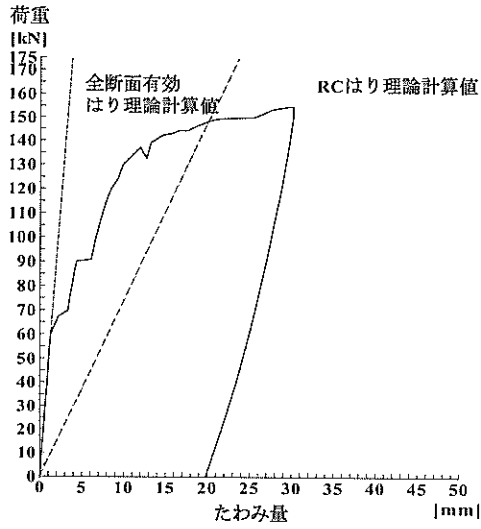


(d) HB2-Y 正曲げ

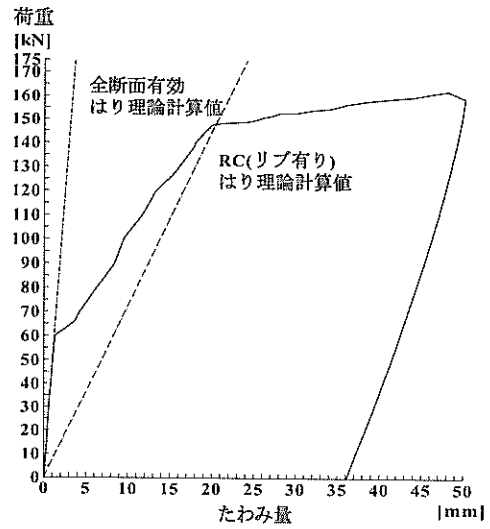


(e) HB3-Y 正曲げ

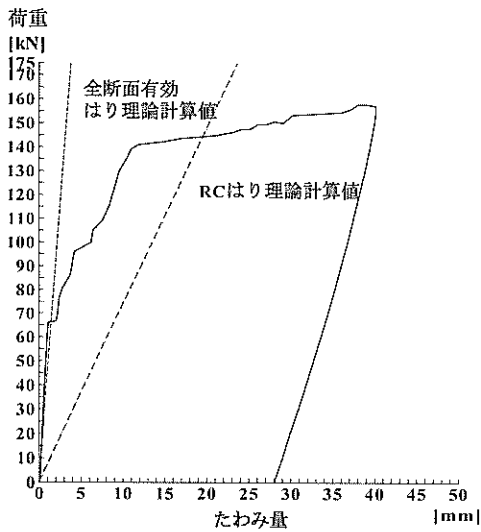
図-11 正曲げ試験体の荷重と支間中央たわみ量の関係



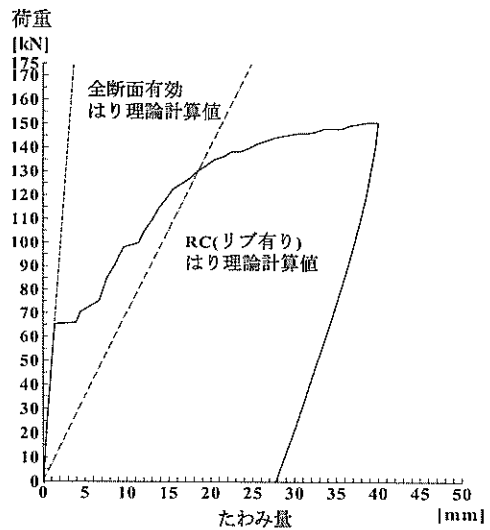
(a) HB1-X 負曲げ



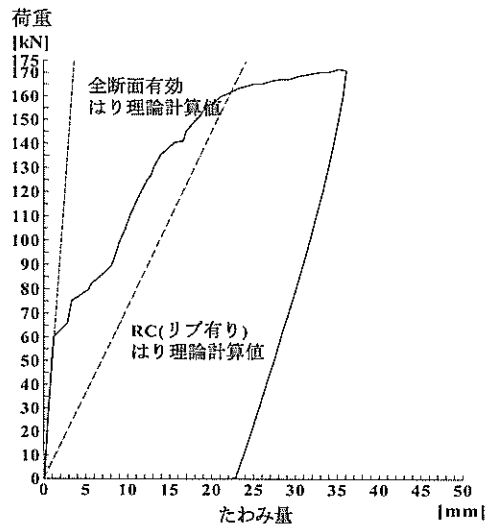
(b) HB1-Y 負曲げ



(c) HB2-X 負曲げ



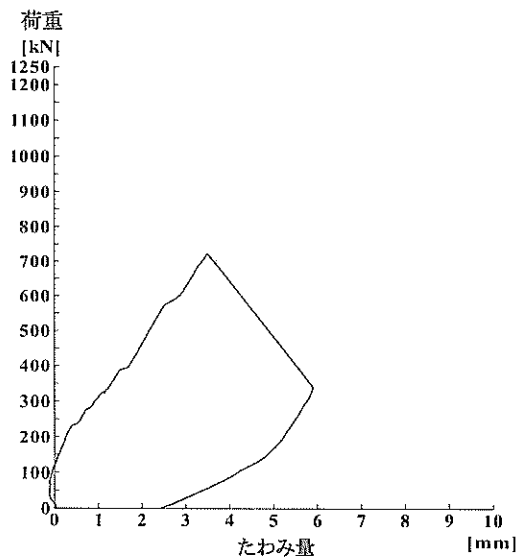
(d) HB2-Y 負曲げ



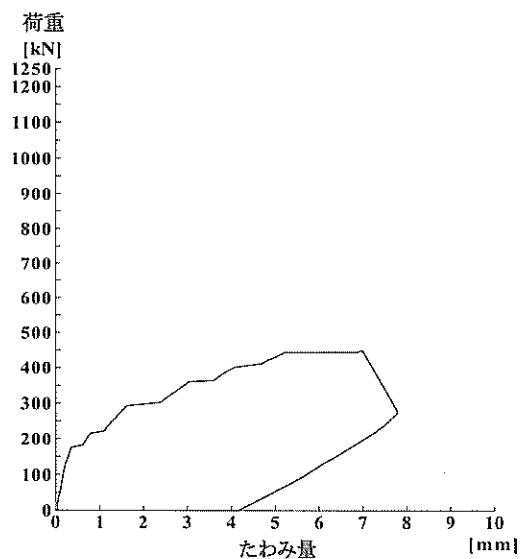
(e) HB3-Y 負曲げ

図-12 負曲げ試験体の荷重と支間中央たわみ量の関係

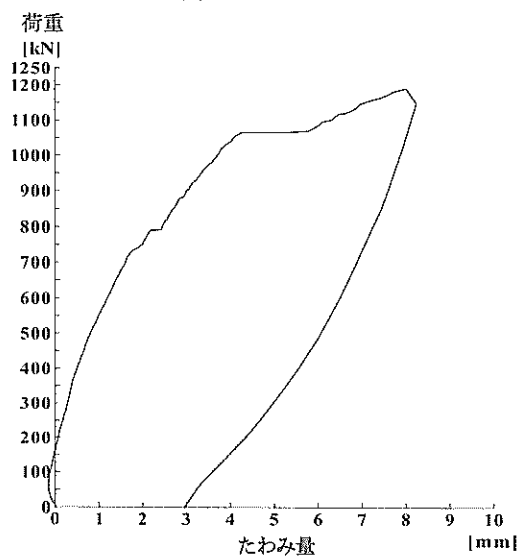




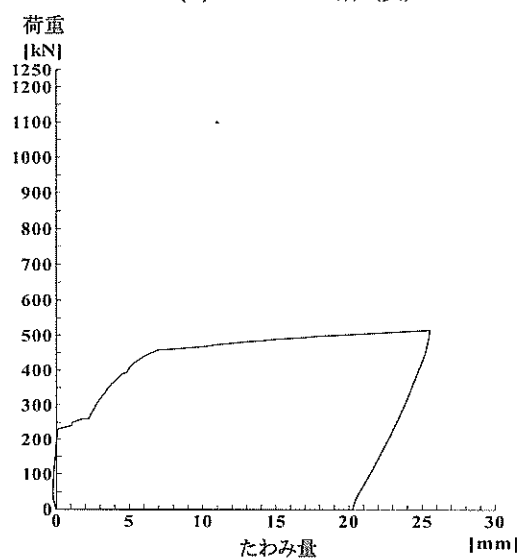
(a) HB2X せん断 (正)



(b) HB2X せん断 (負)



(c) HB2Y せん断 (正)



(d) HB2Y せん断 (負)

図-13 せん断試験体の荷重と支間中央たわみ量の関係

せん断載荷試験体の支間中央における荷重とたわみ量の関係を図-13に示す。正曲げせん断載荷試験体のうち、ケーソン壁水平断面のHB2Xのたわみ性状は、通常のRCはりのせん断破壊性状と同じように、最大荷重到達後に急激な耐荷力の低下を示した。ケーソン壁垂直断面のHB2Yでは、載荷初期におけるたわみ性状はHB2-Xとほぼ同じであった。その後、約1050kNで耐荷力の上昇が一旦止まった後に、再び、耐荷力が上昇し1190kNの最大荷重に達した。この耐荷力が再び上昇する挙動は、一旦せん断ひび割れが発生した後に、ディーブビームのせん断破壊にともなうタイドアーチ的な釣合機構が形成されたことによるものと考えられる。負曲げせん断載荷試験体HB2-X、HB2-Yは共に曲げで破壊したことから、図-11および図-12に示した曲げ載荷試験体のたわみ曲線と同じ形状を示した。

#### 4.3 底鋼板のひずみ性状

正曲げ載荷試験体の荷重と底鋼板ひずみの関係を図-14に示す。正曲げ載荷試験体のうち、ケーソン壁水平断面のHB1X、HB2Xでは、載荷初期においては全断面有効と仮定したはり理論計算値と同じ挙動を示した。載荷荷重が試験設計における設計荷重をこえると徐々にRCのはり理論計算値に近い値を示した。その後、HB1Xでは荷重約115kN、HB2Xでは荷重約75kNで断面3すなわちリブとリブの中間位置においてひずみの解放が起きていることがわかった。これは、リブ位置(断面2、4)にひび割れが発生した事による応力の再配分が起ったためと考えられる。ケーソン壁垂直断面のHB1Y、HB2Y、HB3Yでは、載荷初期には全断面有効の計算値と同じ挙動を示した。その後、荷重の増大と共にRC(リブ有り)断面の計算値に近づいていった。HB1Y、HB2Y、HB3Yともに設計荷重の2倍程度まではRC断面の仮定と合っていることから、実設計におけるRC断面の仮定は正しいと考えられる。

#### 4.4 鉄筋のひずみ性状

正曲げ載荷試験体の荷重と鉄筋ひずみの関係を図-16に示す。正曲げ載荷試験体のうち、ケーソン壁水平断面のHB1X、HB2Xでは、載荷初期においては全断面有効の計算値と同じ挙動を示した。その後、載荷荷重強度を増してゆくと、HB2Xでは設計荷重程度、HB1Xにおいては約120kNで断面3の鉄筋ひずみが急減した。これは、リブ位置すなわち断面2および断面4にひび割れが発生したことにより、応力の再配分が起ったためと考えられる。これらの結果より実設計においては引張コンクリート無視のRC断面と仮定すればひずみに関しては安全であるといえる。しかしHB2Xでは、設計荷重において急激な応力の減

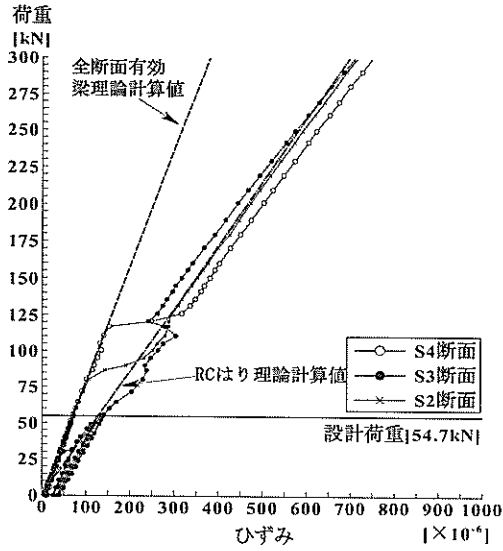
少が起っていることから、他の部位での応力の急増に留意する必要があると考えられる。ケーソン壁を垂直方向に取り出したHB1Y、HB2Y、HB3Yでは、載荷初期には全断面有効の計算値と同じ挙動を示し、荷重の増大と共に引張コンクリート無視のRC断面の計算値に近づいた。HB1Y、HB2Y、HB3Yともに、設計荷重の2倍程度まではRC断面の仮定と合っていることから、実設計におけるRC断面の仮定は正しいと考えられる。

負曲げ載荷試験体の荷重と鉄筋ひずみの関係を図-17に示す。ケーソン壁水平断面のHB1X、HB2Xでは、ひび割れ発生荷重までは全断面有効の梁理論計算値と同じ挙動を示した。ひび割れ発生後は、若干のばらつきはあるが概ねRC断面の計算値に近いひずみ挙動を示した。ケーソン壁垂直断面のHB1Y、HB2Y、HB3Yでは、ひび割れ発生までは前述したHB1X、HB2Xと同様に全断面有効の計算値と同じ挙動を示した。ひび割れ発生後は、RC(リブ有り)に近いひずみ値を示す断面と、さらに大きなひずみ値を示す断面に大別される。4.1のひび割れ性状より、HB1Yでは2、4断面、HB2Yでは3断面、HB3Yでは3断面にひび割れが発生していることがわかる。これらのひび割れ発生断面は、図-17において鉄筋が過大なひずみ値を示した断面と合致した。これより、負曲げが作用するケーソン壁の垂直方向断面では、ひび割れ発生断面の鉄筋に過大なひずみが集中することがわかった。有害なひび割れを防止するためにも、負曲げ作用断面には十分な補強鉄筋を配置する必要があると考えられる。

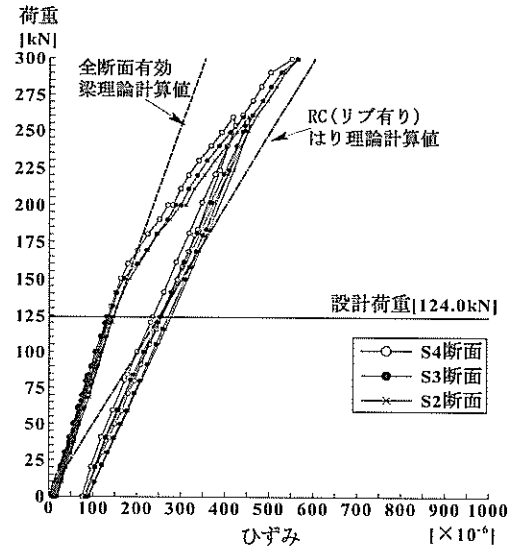
#### 4.5 ひび割れ幅

負曲げ載荷試験体の荷重とひび割れ幅の関係を図-18に示す。ケーソン壁水平断面のHB1X、HB2Xでは、ひび割れ発生後のひび割れ幅は式(1)に示す土木学会コンクリート標準示方書<sup>4)</sup>(以下、土木学会式と呼ぶ)による計算値と同じ値を示した。その後、載荷荷重が増大してもその傾向に大きな変化はなく、設計荷重の1.4倍程度までは土木学会式に近似なひび割れ幅を示した。これより実設計において、ケーソン壁水平断面のひび割れ幅の検討は、土木学会式によって行えば良いと考えられる。

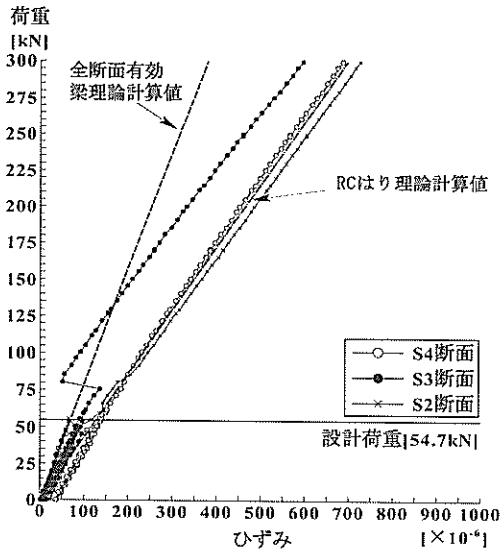
ケーソン壁垂直断面のHB1Y、HB2Y、HB3Yでは、ひび割れ発生直後においては、底鋼板、鉄筋およびリブを有効断面とした土木学会式と同じ挙動を示した。しかし、設計荷重に達する前に、HB1Yでは約40kN、HB2Yでは約30kNそしてHB3Yでは約50kNを超えるとひび割れ幅が急増し、底鋼板と鉄筋のみを有効とした土木学会式による計算値に近くなることがわかった。



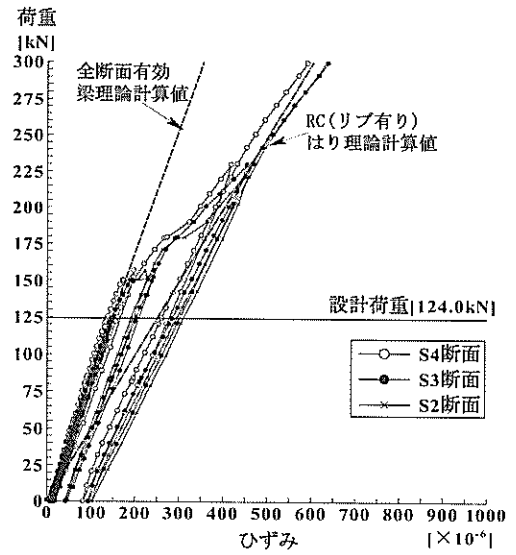
(a) HB1-X 正曲げ



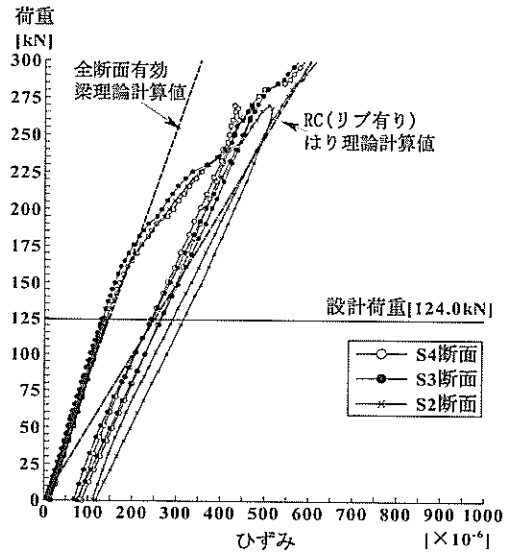
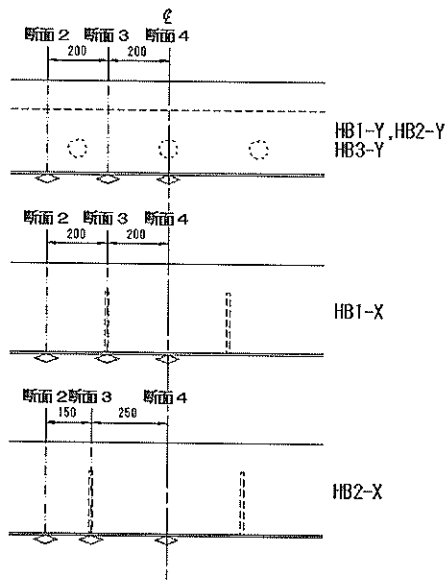
(b) HB1-Y 正曲げ



(c) HB2-X 正曲げ

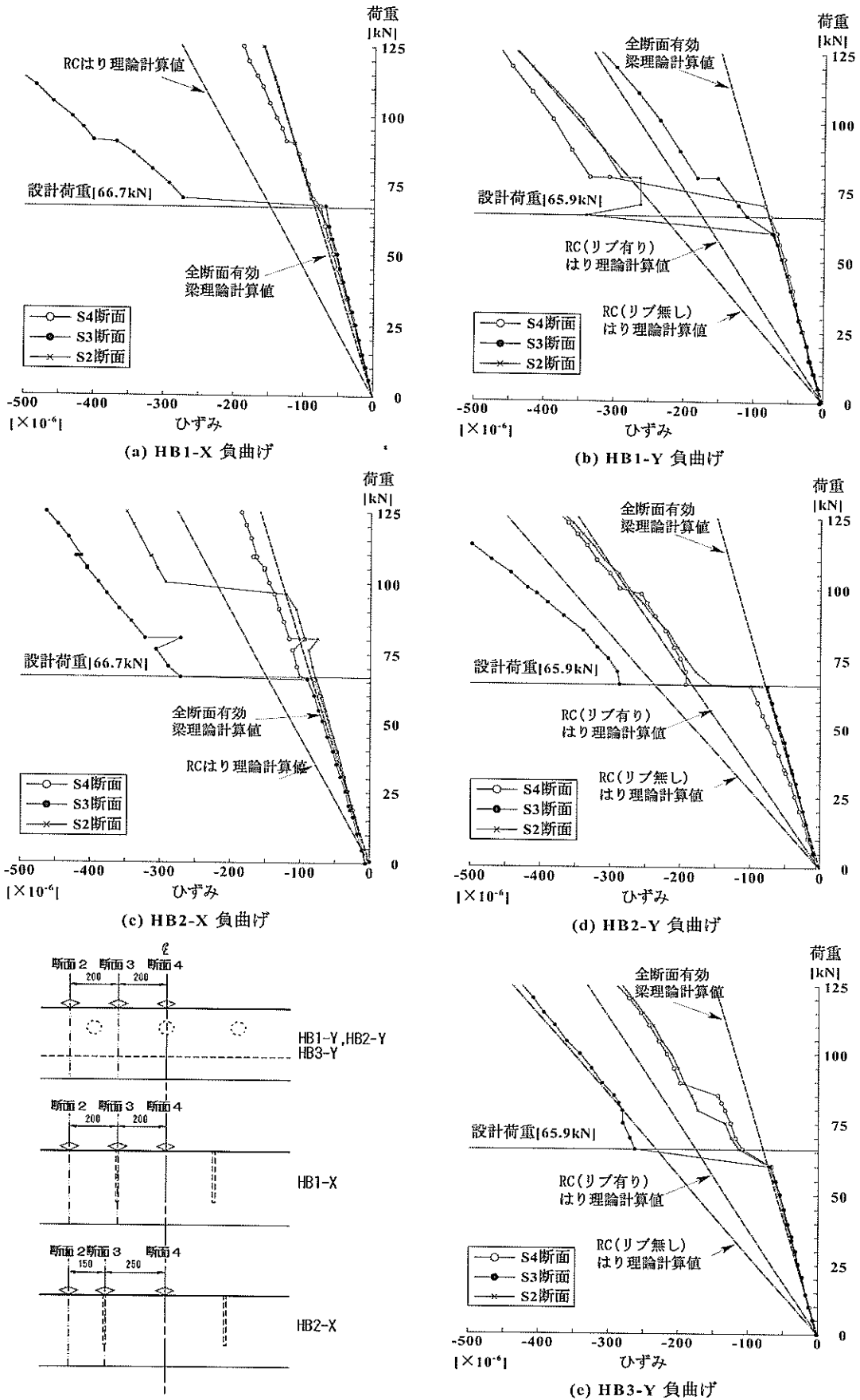


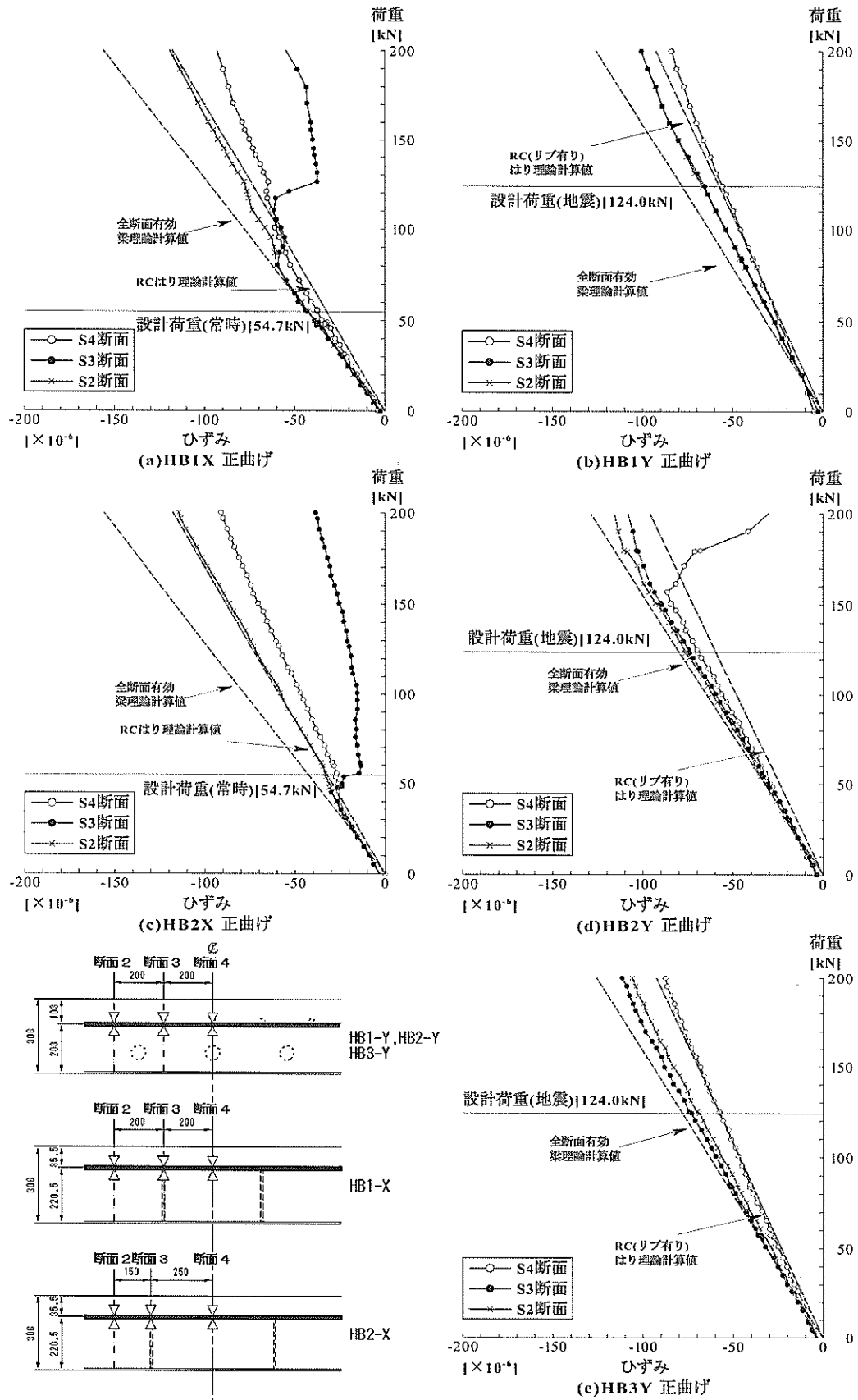
(d) HB2-Y 正曲げ



(e) HB3-Y 正曲げ

図-14 正曲げ載荷試験体の荷重と底鋼板ひずみの関係





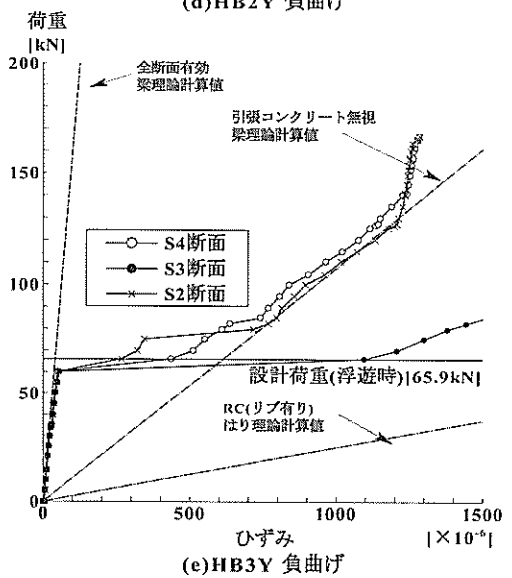
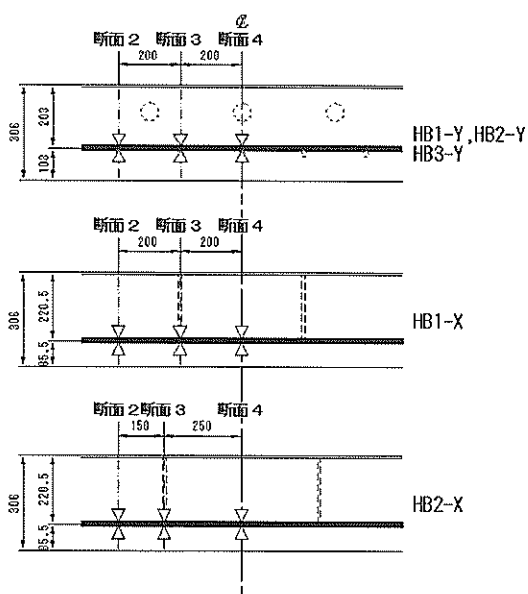
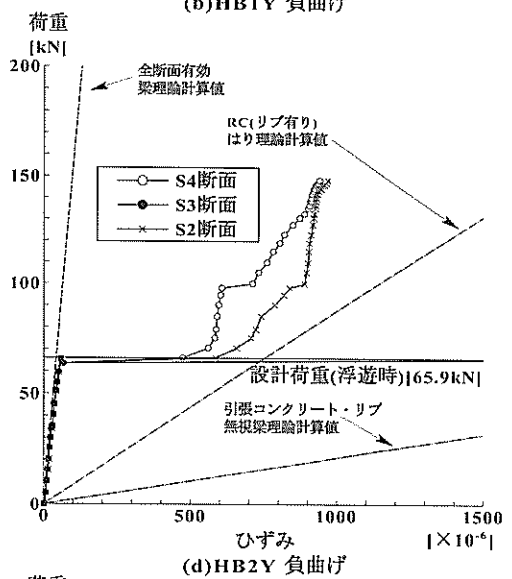
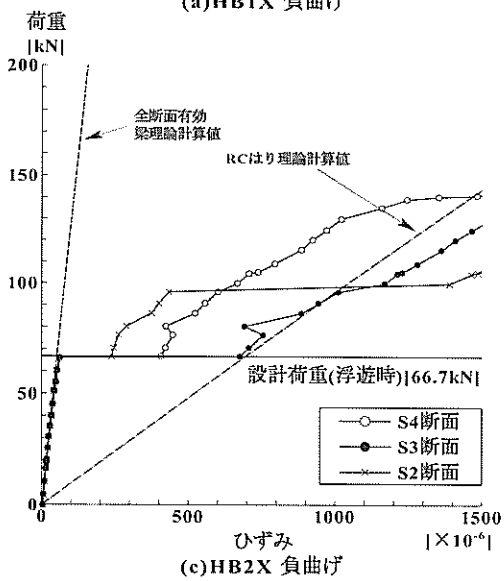
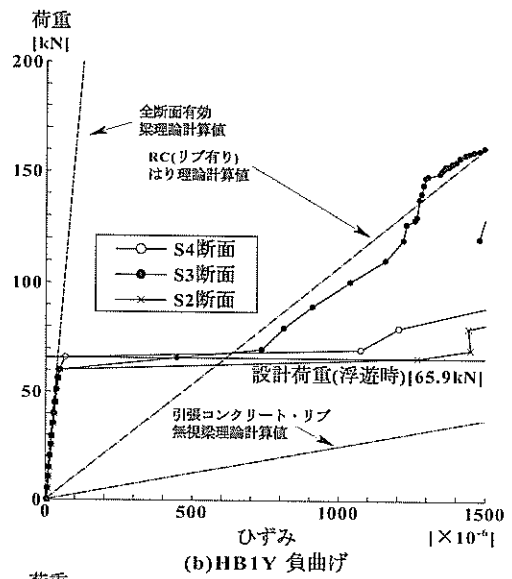
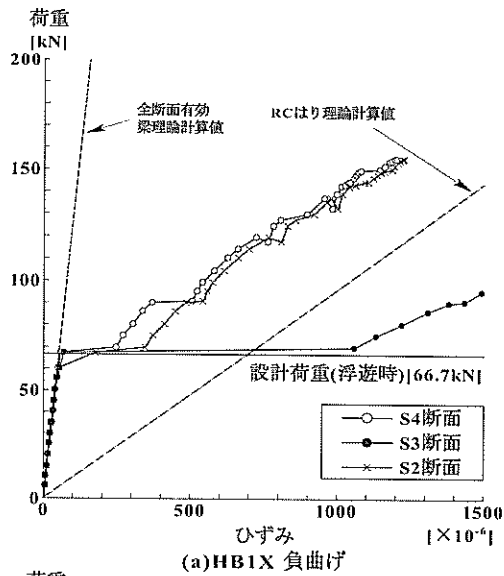


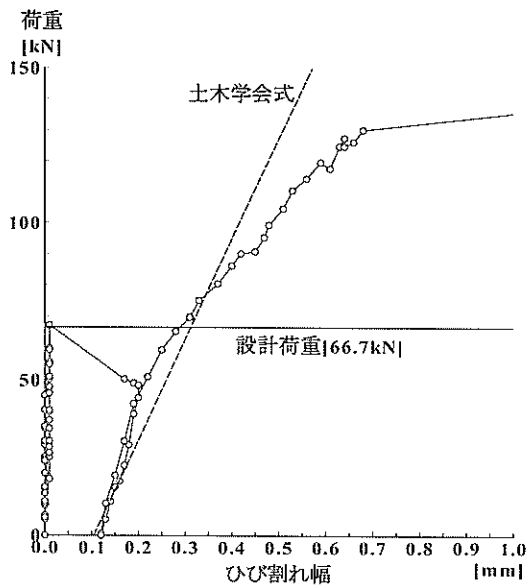
図-17 負曲げ載荷試験体の荷重と鉄筋ひずみの関係



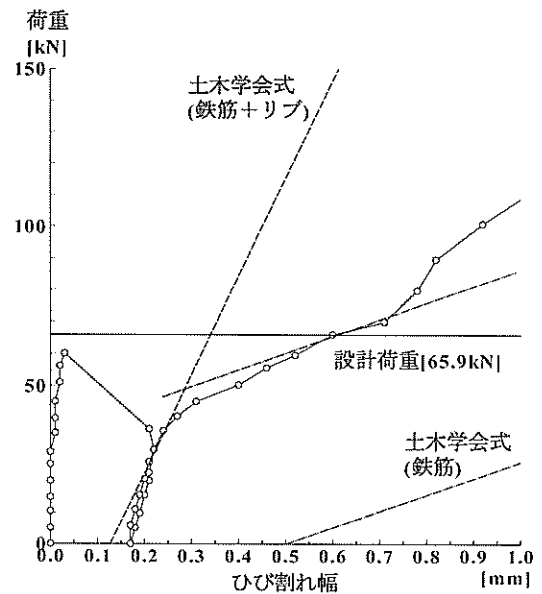
これより、負曲げが作用するケーソン壁垂直方向断面のひび割れ幅の検討においては、底鋼板と引張鉄筋のみを有効とした断面で照査を行う必要があると考えられる。

$$w = k \left\{ 4c + 0.7(c_s - \phi) \left[ \frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right] \right\} \dots \dots \dots (1)$$

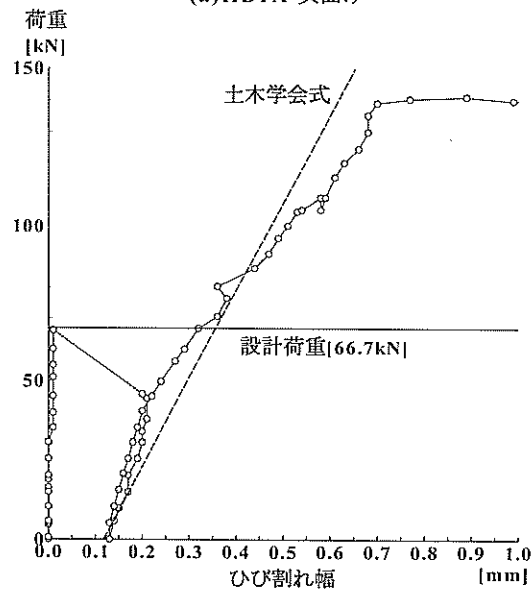
- $k$ : 鋼材の付着性状の影響を表す定数で、一般に、異形鉄筋の場合には1.0、普通丸鋼およびPC鋼材の場合に1.3として良い。
- $c$ : かぶり (mm)
- $c_s$ : 鋼材の中心間隔 (mm)
- $\phi$ : 鋼材径 (mm)
- $\varepsilon'_{csd}$ : コンクリートの収縮およびクリープ等によるひび割れ幅の増加を考慮するための数値。
- $\sigma_{se}$ : 鉄筋応力度の増加量 (N/mm<sup>2</sup>)



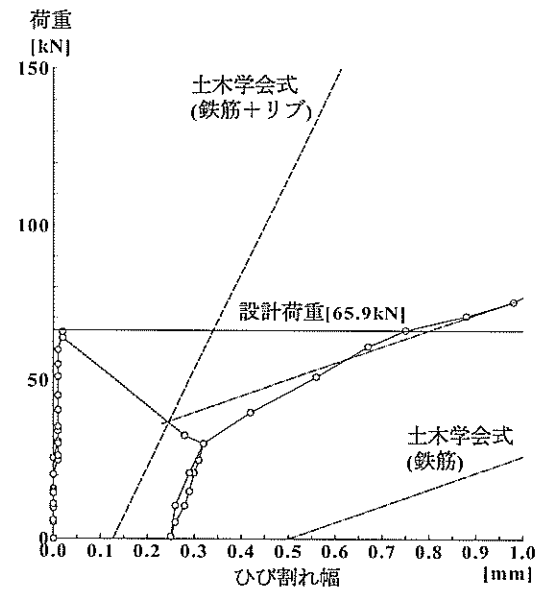
(a)HB1X 負曲げ



(b)HB1Y 負曲げ



(c)HB2X 負曲げ



(d)HB2Y 負曲げ

図-18 負曲げ試験体の荷重とひび割れ幅の関係

#### 4.6 試験結果のまとめ

試験結果の総括を表-8に示す。

#### 4.7 ひび割れ幅の制御に関する検討

設計荷重において使用限界状態を満たすように（許容ひび割れ幅），HB1Yの鉄筋量を割り増したHB1YMを用いて，鉄筋によるひび割れ幅の制御について検討を行った。HB1YとHB1YMの荷重とひび割れ幅の関係を図-19に示す。HB1YMの設計荷重時におけるひび割れ幅は，HB1Yの1/5以下に抑えられたことがわかる。また，HB1YMは設計荷重の約2倍まで，RC（リブ有り）の土木学会式の計算値によく一致していることもわかった。以上より，負曲げが作用するケソン壁垂直断面におけるひび割れ幅は，補強鉄筋によって制御できると考えられる。

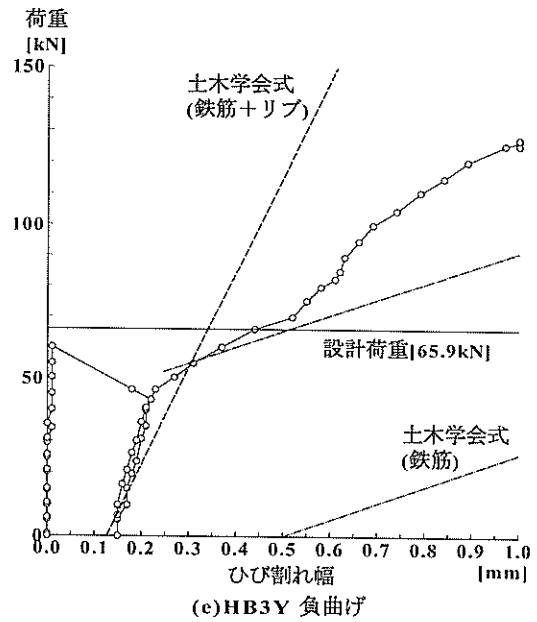


図-18 負曲げ試験体の荷重とひび割れ幅の関係

表-8 試験結果の総括

検証項目	断面	断面力	結果概要	参考項
破壊性状	水平	正曲げ	・リブ位置にひび割れが発生。 ・最大荷重まで底鋼板とコンクリートは合成を保持。	4.1
		負曲げ	・初期状態においてリブ位置にひび割れが発生。 ・終局時におけるひび割れ間隔は，リブ間隔もしくはリブ間隔の1/2	
		正のせん断	・支点と載荷点を結ぶ斜めひび割れが発生。 ・RC梁のせん断破壊性状と同様な挙動を示す。	
	垂直	正曲げ	・間隔200mm～300mmの曲げひび割れが発生。 ・ひび割れは断面を貫通せず，梁断面の中立軸位置で止まる。	
		負曲げ	・間隔400mm～の曲げひび割れが発生。 ・ひび割れは断面を貫通し底鋼板に達する。 ・ひび割れの分散性が悪く，ひび割れ幅も大きい。	
		正のせん断	・載荷点近傍に斜めひび割れが発生。 ・支点位置から底鋼板に沿ったひび割れを形成。	
たわみ性状	水平	正曲げ	・ひび割れ発生前は全断面有効の梁理論計算値と同じ。 ・ひび割れ発生後は引張コンクリート無視の梁理論計算値と同じ。	4.2
		負曲げ	・引張コンクリート無視の梁理論計算値と同じ。	
	垂直	正曲げ	水平断面と同じ	
		負曲げ	水平断面と同じ	
鋼部材のひずみ性状	水平	正曲げ	・ひび割れ発生前は全断面有効の梁理論計算値と同じ。 ・ひび割れ発生後は引張コンクリート無視の梁理論計算値と同じ。	4.3, 4.4
		負曲げ	・リブ位置に発生するひずみ値が計算値より大きくなる傾向を示す。	
	垂直	正曲げ	水平断面と同じ	
		負曲げ	・ひび割れ位置の鉄筋ひずみが大きくなる傾向を示す。 ・リブを有効断面に算入しない梁理論計算値に近い。	
ひび割れ幅	水平	負曲げ	・設計荷重の1.4倍程度まで土木学会の計算式と同じ挙動を示す。 ・設計ではリブを有効断面に算入せずに計算する必要がある。	4.5
垂直				

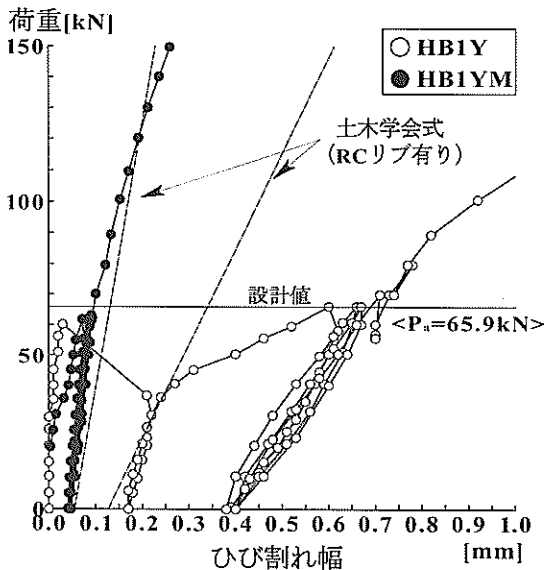


図-19 鉄筋量の違いによるひび割れ幅の比較

## 5. 結論

孔あき鋼板を用いたハイブリッドケーソンに関する、はり形式試験体の載荷試験から得られた主要な結論は以下のとおりである。

- 1) 終局耐力の照査には、適切な抵抗断面を設定して、ハイブリッドケーソン設計マニュアルなどの方法を用いて十分な精度で行うことができる。
- 2) 負曲げを受ける垂直断面では、鉄筋量が少ないとひび割れの分散性が著しく低下した。また、ひび割れ幅も過大になる傾向があった。
- 3) はりのたわみ量は、水平断面はRC、垂直断面はRC（リブ有り）でそれぞれ算出して良い。
- 4) ケーソン壁のひび割れ幅は、本稿で示した抵抗断面を用いた土木学会式で計算して良い。垂直断面においてはRC（リブ無し）抵抗断面で計算すべきである。
- 5) ケーソン壁のひび割れ幅は、補強鉄筋の配置によって制御できる。

## 6. あとがき

孔あき鋼板ずれ止めを用いたハイブリッドケーソンにおける、はり要素の性能を確認することができた。しかし、ケーソン壁は周辺を拘束された版として外力に抵抗する構造である。よって、孔あき鋼板ずれ止めを用いた合成版の力学特性を確認する必要があると考えられる。今後は、ケーソン壁をモデル化した版形式の試験体に、静水圧を模し

た多点荷重を載荷して、実際の供用下における性能を確認する予定である。

(2002年9月2日受付)

## 謝辞

本研究を実施するにあたり、菅原 亮氏（現、横浜港湾空港技術調査事務所）に載荷試験の準備、実施においてご協力をいただきました。ここに記して感謝の意を表します。

## 参考文献

- 1) 渡辺豊彦・高田 寛・大塚 勝・鈴木孝之：ハイブリッドケーソンの試設計-パワースラブ型合成部材の提案-、横河ブリッジグループ技報, No. 30, pp. 92-103, 平成 13 年 1 月
- 2) (財)沿岸開発技術研究センター：ハイブリッドケーソン設計マニュアル, 平成 11 年 6 月
- 3) (財)鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物, 平成 10 年 7 月
- 4) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 設計編 平成 8 年制定, 平成 8 年 6 月

港湾空港技術研究所資料 No.1033

2002.12

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. 0468(44)5040 URL. <http://www.pari.go.jp/>

印刷所 株式会社 シーケン

Copyright © (2002) 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。