

運輸省港湾技術研究所

# 港湾技術研究所 報告

---

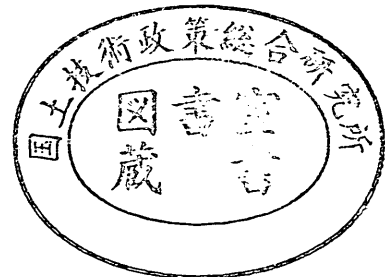
---

REPORT OF  
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH  
INSTITUTE  
MINISTRY OF TRANSPORT

---

VOL. 33      NO. 2      JUNE. 1994

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



# 港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I)

第33巻 第2号 (Vol.33, No.2), 1994年6月 (June.1994)

## 目次 (CONTENTS)

1. スペクトル形状による波群特性の変化  
.....鈴木康正・河合弘泰・望月徳雄・松森孝弘..... 3  
(Effect of Spectral Peakedness on Wave Grouping Characteristics  
...Yasumasa SUZUKI, Hiroyasu KAWAI, Norio MOCHIZUKI and Takahiro MATSUMORI)
2. 衝撃碎波力に対する防波堤ケーソンの動的挙動  
.....高橋重雄・下迫健一郎・上部達生 ..... 59  
(Characteristics of the Dynamic Response of Composite Breakwater  
against Impulsive Breaking Wave Force  
.....Shigeo TAKAHASHI, Ken'ichirou SHIMOSAKO and Tatsuo UWABE)
3. 海中に設置された汚濁拡散防止膜の水理特性に関する研究  
.....鶴谷広一・渡邊 弘・安岡大輔・工藤雅春 ..... 87  
(Study on hydrodynamic characteristics of floating flexible barrier  
.....Hiroichi TSURUYA, Hiroshi WATANABE, Daisuke YASUOKA and Massaharu KUDO)
4. 潜堤周辺の底泥の局所洗掘に関する実験的研究  
.....鶴谷広一・吉永宙司・佐々木豊喜 .....115  
(Experimental Study on the Local Mud Scour near Submerged Walls  
.....Hiroichi TSURUYA, Hiroshi YOSHINAGA and Toyoki SASAKI)
5. 合成版式ケーソンのフーチング部の力学特性と構造設計  
.....清宮 理・山田昌郎 .....141  
(Mechanical Properties and Structural Design of Composite Footing  
.....Osamu KIYOMIYA and Masao YAMADA)
6. コンクリート中の鉄筋のマクロ腐食と電気防食によるアノード,  
カソードへ流入する電流および分極量  
.....阿部正美・福手 勤・浜田秀則・三浦幸治 .....181  
(A Study of Current Density and Polarization Amounts by Cathodic  
Protection for Macro Cell Corrosion of Steel Bars in Concrete  
.....Masami ABE, Tsutomu FUKUTE, Hidenori HAMADA and Kouji MIURA)
7. 転圧コンクリートによる薄層オーバーレイ工法の開発  
.....福手 勤・三浦幸治・浜田秀則・寺野宜成 .....207  
(Thin Bonded Overlay using Roller Compacted Concrete for Airport Concrete  
Pavements  
.....Tsutomu FUKUTE, Kouji MIURA, Hidenori HAMADA and Yoshinari TERANO)

8. 増粘剤を用いた高流動コンクリートの過密配筋部材への適用性  
.....福手 勤・濱田秀則・三浦幸治 .....231  
(Applicability of super-workable concrete using viscous agent to densely reinforced  
concrete members  
.....Tsutomu FUKUTE, Hidenori HAMADA and Kouji MIURA)

## 5. 合成版式ケーソンのフーチング部の力学特性と構造設計

清宮 理\*

山田昌郎\*\*

### 要 旨

鋼板と鉄筋コンクリートとをずれ止めにより合成した合成版は、高強度でかつじん性が大きく優れた力学特性を保有している。この合成版を用いて重力式のケーソンのフーチングを長く張り出せる。ただし長いフーチングでは地盤反力などの外力により固定端に大きな断面力（曲げモーメントとせん断力）が生じる。フーチングの設計は通常片持ち梁として行われるが、この大きな断面力に対して合成版式フーチングが十分な強度と変形性能を保有するか、ケーソン本体の底版や外壁への荷重の伝達機構、正負繰り返し荷重に対する耐力の変化などを確認する必要がある。そこでフーチング模型を対象に載荷試験を行い耐力や変形などを調べるとともに、コンクリート標準示方書及び著者らにより提案されている構造設計式との比較検討を行う。今回の検討から合成版式フーチングは優れた力学特性を保有することが確認されたが、鉄筋をせん断補強筋に用いた場合にはトラス機構によるせん断耐力が得られず注意が必要であり、一方形鋼を用いた場合は所定のせん断耐力が得られた。またフーチングの耐荷力が十分であっても隣接する底版で破壊が先行する場合がある。従って、フーチングに隣接する部材への断面力の伝達を考慮してケーソン本体の構造設計を行う必要がある。

キーワード：合成版，フーチング，模型載荷試験，ケーソン，せん断耐力

\*構造部 構造強度研究室長

\*\*構造部 構造強度研究室

## 5. Mechanical Properties and Structural Design of Composite Footing

Osamu KIYOMIYA\*

Masao YAMADA\*\*

### Synopsis

Composite slab with steel plate and reinforced concrete has excellent mechanical properties. Fabrication of long footing is possible by the advantage of this merit. Large value of sectional forces are given at the fixed edge of the footing due to ground reaction and so on. Design of the footing is usually carried out as a cantilever beam. Mechanical behavior of the footing subjected to large sectional force is not confirmed. Especially, force transmission mechanism to the adjacent members and effect of alternative loading are not enough made clear. Loading tests for model test specimens are carried out to know these mechanical properties and to investigate the validity of design calculation. Through these loading tests, enough strength is obtained for the composite footing. However, shear strength of the specimen with reinforcing bars as shear reinforcement is small because truss mechanism is not developed at the fixed edge of the composite footing. On the other hand, the specimen with angle has enough shear bearing capacity. Furthermore, the collapse happened at the adjacent slab even though the footing is sound. It is also necessary to consider the force transmission to adjacent members for design of the caisson.

**Key Words** : Composite slab, Footing, Loading test, Caisson, Shear force

---

\*Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

\*\*Member of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division

# 目 次

要旨 .....	141
1. まえがき .....	145
2. フーチングの構造設計 .....	145
2.1 合成版式ケーソンのフーチング部の構造 .....	145
2.2 部材断面力の計算 .....	146
2.3 フーチング部の設計方法 .....	148
3. 載荷試験の概要 .....	155
3.1 試験体の諸元 .....	155
3.2 材料試験 .....	157
3.3 載荷方法 .....	158
3.4 計測項目と方法 .....	159
4. 試験結果 .....	162
4.1 ひびわれの発生状況と破壊の形態 .....	162
4.2 鋼材とコンクリートのひずみ .....	164
4.3 鋼板とコンクリートのずれ変位 .....	166
5. 試験結果と計算値との比較 .....	168
5.1 HF試験体 .....	168
5.2 HB試験体 .....	169
5.3 考察 .....	171
6. 結論 .....	172
7. あとがき .....	173
参考文献 .....	173

## 1. まえがき

波浪制御構造物である防波堤や人工島の護岸には、鉄筋コンクリート構造の箱型の重力式ケーソンが広く用いられている。重力式ケーソンは、波浪荷重や背面土圧などの外力に対して、自重による基礎地盤との摩擦力により滑動安定性を保ち、構造物としての機能を発揮する。最近水深が深くかつ海底地盤が軟弱な地点での港湾施設の建設が行われるようになってきた。ここに箱型の通常の重力式ケーソンを用いると、ケーソン自体の重量が大きくなるとともに、重量を支えるため大規模な海底地盤の改良が必要となる。従って建設工費も高いものになっていく。この対策として曲面部材やスリットなどによる消波工ケーソンや台形ケーソンなどの構造的に工夫された重力式ケーソンが開発されてきた。これらの重力式ケーソンは鉄筋コンクリートで製作されている。

ここ数年来鋼板と鉄筋コンクリートとをずれ止めにより力学的に合成した合成版の構造開発が進められてきている<sup>1)</sup>。この合成版は鉄筋コンクリートと比較して同一の部材寸法なら強度が高くかつじん性（変形性能）にも優れている。この優れた力学特性を生かし、重力式ケーソンを合理的にかつ経済的に建設することが可能である<sup>2)</sup>。この一方策として重力式ケーソン底版からフーチングを長く張り出すことが考えられる。ここでフーチングとはケーソン本体の底版から外側へ張り出した版部材を指す。

フーチングを長く張り出すことによりケーソンの転倒抵抗性が増し、かつ地盤反力が低減される。したがって、基本設計において転倒ないし地盤の支持力が断面決定に支配的となる構造物では、フーチングを設置することにより合理的な断面を得ることができる。上記の新形式の重力式ケーソンとともに、フーチング付きケーソンにより、大水深で軟弱な海底地盤での港湾施設の建設の合理化と経済化が可能となる。

これまでに設計されたケーソンの構造諸元の統計分析結果によれば、防波堤用ケーソンの約4割、係船岸用ケーソンの約6割にフーチングが設けられており、その張り出し長さは、防波堤用では1.0~2.0m、係船岸用では0.5~1.5mが多い<sup>3)</sup>。鉄筋コンクリート構造のフーチングをさらに長く張り出す場合には、強度的な問題からバットレスを取り付けるなどの構造的な工夫が必要となる<sup>6)</sup>。またフーチングを大きくすると浮遊時のケーソンの喫水が増大するので、掘付現地までの喫水制限が厳しい場合には大きなフーチングを設けるのは困難である。

これに対して合成版式ケーソンは、高強度の合成版部

材の使用により外壁・底版の厚さを小さくでき、隔壁としては鋼板を使用するため、浮遊時の単位容積当たりの重量では鉄筋コンクリートケーソンの1/2程度となる。このため喫水制限が厳しい場合でも大きなフーチングを設けることができる。

フーチングを長く張り出した場合、地盤反力、背面土圧等の外力によりフーチングの固定端に大きな断面力（曲げモーメントとせん断力）が生じる。この大きな断面力によって破壊しないように、フーチングが適正な安全性を保有する必要がある。特に大規模な地震の発生が予想される地点に護岸用ケーソンを建設する場合には、繰り返し作用する地震力に対する安全性の照査も重要となる。フーチングは通常片持ち梁として、またケーソンを構成する底版や外壁は通常個々に取り出されて部材単位に構造設計が行われる。しかしながらフーチングの固定端に生じる断面力は、隣接する底版や外壁に伝達される。現行設計法では一般には考慮されていないが、この断面力が大きい場合には、伝達される断面力を考慮する必要がある。

これらの構造設計上の力学的な課題について模型試験により解明を図る。

## 2. フーチングの構造設計

### 2.1 合成版式ケーソンのフーチング部の構造

合成版式ケーソンの概略を図-1に示す。この形式の重力式ケーソンは防波堤、岸壁、護岸などの港湾構造物に使用される。人工島護岸として使用される状況を図-2に示す。ケーソンは底版、外壁、隔壁およびフーチングから構成される。ケーソン内部の隔室には通常砂により中詰めが施される。図-1に示すケーソンでは、底版、外壁およびフーチングが合成版部材で、隔壁が鋼板で製作されている。合成版は鉄筋コンクリートと鋼板をずれ止めにより力学的に合成した部材である。ずれ止めには図-3に示すようにスタッドや形鋼が使われる。スタッドはホルトの形状をしており鋼板に垂直方向に溶接される。形鋼にはT形鋼や山形鋼が使われ鋼板と基部で溶接されている。鋼板は外壁では隔室側に、底版では下側に通常配置される。

フーチングは底版と外壁の接合部から水平に、防波堤・護岸等の法線に直角な方向に張り出されている。フーチングにはテーパが設けられることが多く、その場合接合部ではフーチングの版厚が厚く先端に行くに従って薄くなる。フーチング部でコンクリートが打設される前の鋼材の配置状況を写真-1に示す。

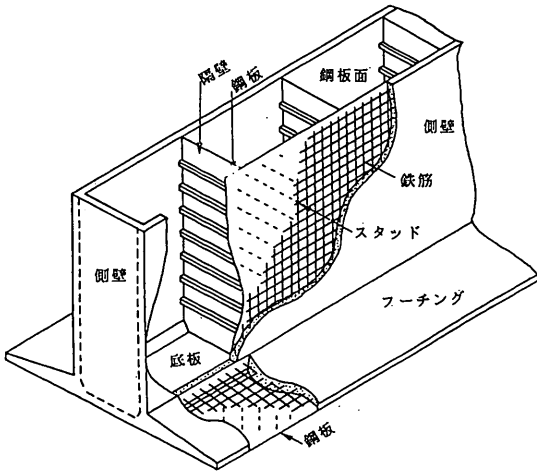


図-1 合成版式ケーソンの概略

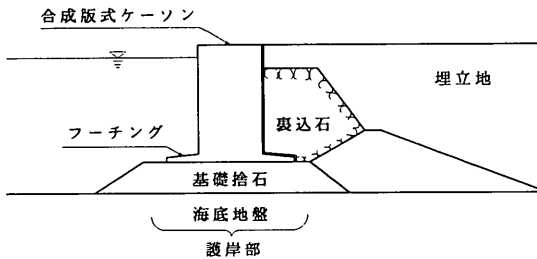


図-2 合成版式ケーソン使用状況

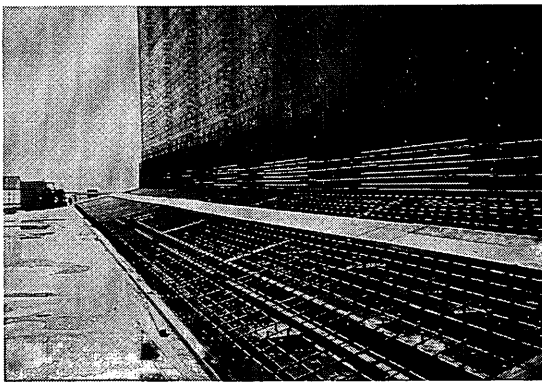


写真-1 フーチング部の鋼材配置状況

## 2.2 部材断面力の計算

### (1) 計算の概要

防波堤用ケーソンでは波力、地震力、地盤反力、自重等の荷重によりフーチング部に曲げモーメントやせん断力が生じる。護岸用ケーソンでは、波力、地震力、土圧、地盤反力、自重等の荷重により同じく断面力がフーチン

グ部に生じる。一例として図-4に示す護岸ケーソンのフーチング基部に生じる断面力の計算を行う。計算はケーソンに作用する設計荷重の釣合から静的に求める方法と動的地震応答計算法による2種類の方法で行う。この計算例では、合成版式ケーソンを軟弱な海底地盤上に建設される人工島の護岸に用いると設定する。ケーソンの高さ29m、幅11.8m、フーチング長3.0mである。底板と基礎捨石間には摩擦増大用のマットが敷かれている。

### (2) 静的計算

今護岸ケーソンに作用する外力として背面土圧、地盤反力、静水圧、中詰め土を含む自重、上載荷重を考慮してフーチングと底板に与えられる荷重を計算する。常時と地震時での底板に作用する荷重分布の計算結果を図-5に示す。地震時の水平震度は0.2である。この結果海側のフーチングの基部に地盤反力により常時に147.5tf・m/mの曲げモーメント、98.4tf/mのせん断力が、地震時に283.0tf・m/mの曲げモーメント、188.7tf/mのせん断力がそれぞれ計算される。陸側のフーチングには常時は上面からの土圧と下面からの地盤反力がほぼ等しいことからほとんど断面力が生じない。地震時には、108.0tf・m/mの曲げモーメント、72.0tf/mのせん断力が計算される。

### (3) 動的計算

図-6に計算モデルを示す。使用する動的応答計算のプログラムはSUPER-FLUSHである。地盤のモデル化は幅150m、深さ-65mの表層地盤の範囲である。この範囲を367個の平面ひずみ要素に置換する。モデル化する表層地盤の両側には半無限要素（境界での力の逸散を考慮できる）を取り付ける。海側と陸側の2つのフーチングはそれぞれ7個の梁要素に置換する。表層地盤は軟弱な粘土層と砂層とで構成されている。図-7に表層地盤の粘性土と砂質土のひずみと剛性の低下比および減衰率との関係を示す。入力地震波は、十勝沖地震の際に八戸港で取得された加速度記録（E-W成分）である。設計基盤（地震動の入力を行う地盤）での最大加速度は250Galに設定する。計算時間は20sである。図-8に計算された加速度の時系列を示す。最大加速度はケーソン天端で194Gal、フーチング部で157Galである。図-9に示すように加速度波形では2.5s（0.4Hz）の振動周期が卓越している。図-10に各地点での水平方向の変位波形の時系列を示す。ケーソン天端で29cm、フーチング部で5cmの最大変位であり加速度波形と同様に2.5sの振動周期が卓越している。ケーソン全体としてはロッキング現象はほとんど見られず水平方向の振動性状を示している。図-11に海側のフーチングの各箇所での曲げモーメントの時系列を示す。節



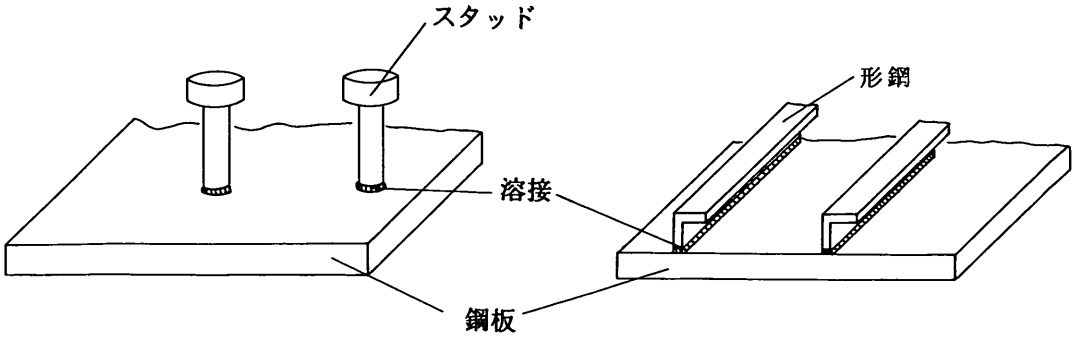


図-3 合成版に使用されるずれ止め

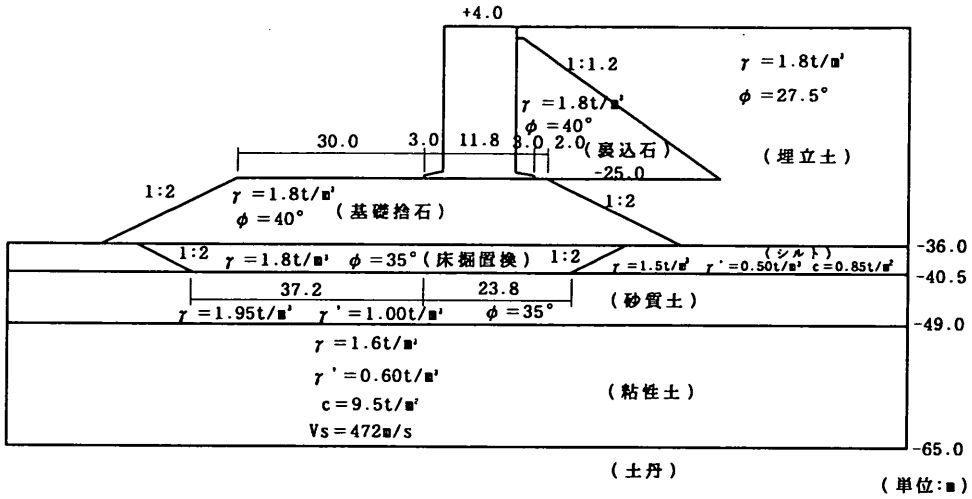


図-4 計算の対象とした護岸構造

(1) 常時

上載荷重

(2) 地震時

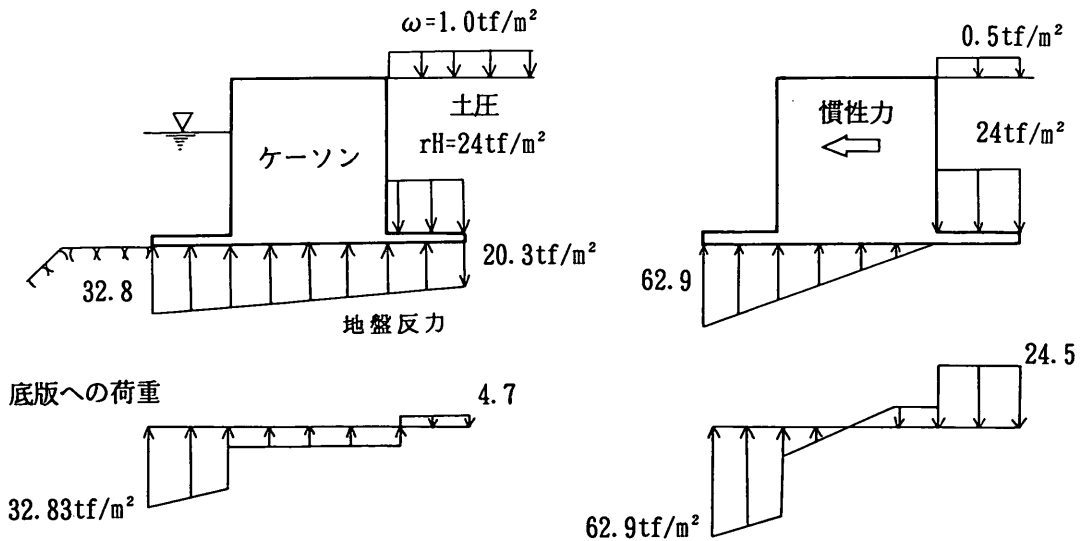


図-5 静的計算結果

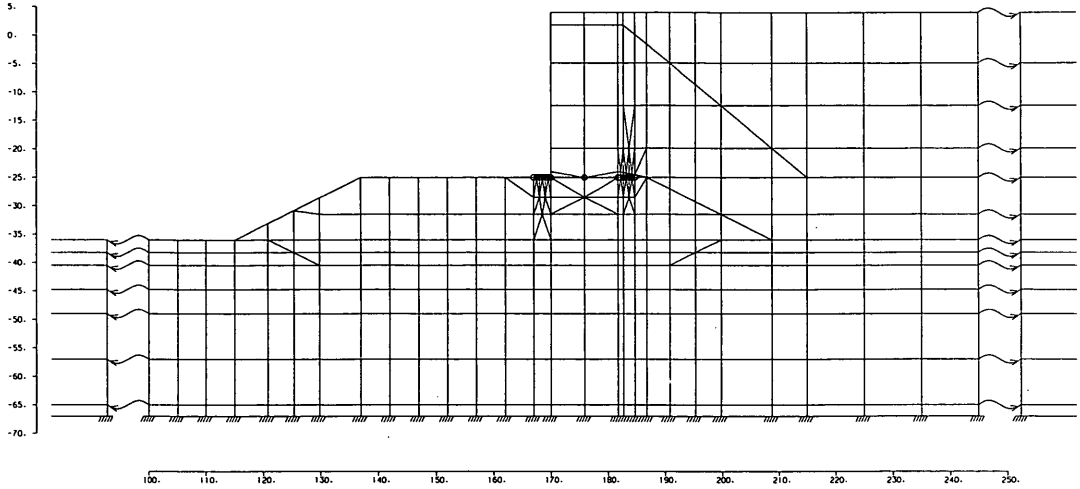


図-6 動的計算モデル

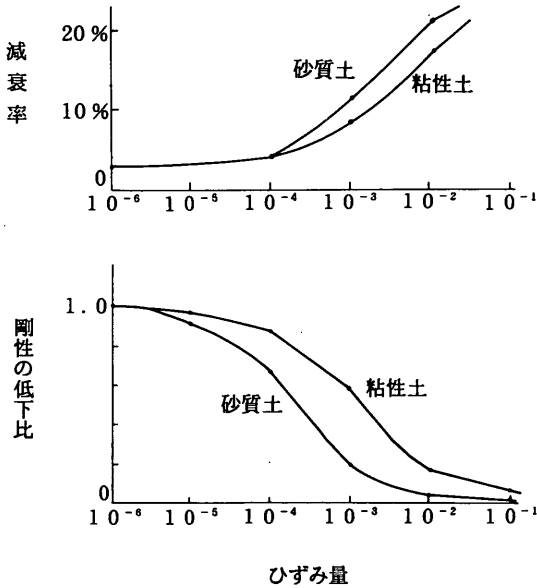


図-7 表層地盤の特性

点番号701がフーチングの先端、節点番号707がフーチングの基部である。曲げモーメントの波形も加速度波形と同様に2.5sの振動周期が卓越している。フーチングの各箇所の最大曲げモーメントは基部の方が先端よりも大きい。フーチング基部で209tf・m/mの最大曲げモーメントである。図-12にせん断力の時系列を示す。せん断力の波形でも2.5sの振動周期が卓越しているが、せん断力の大きさはフーチング各箇所ではほぼ同じである。最大せん断力として71.8tf/mがフーチングに計算されている。

静的計算、動的応答計算ともにフーチング部には200

tf・m/mを越す最大曲げモーメントと70tf/mを越す最大せん断力が計算されており、断面力としてかなり大きな値となっている。

### 2.3 フーチング部の設計方法

#### (1) 従来の方法

フーチングの構造設計については、港湾の施設の技術上の基準・同解説<sup>8)</sup>とコンクリート標準示方書(平成3年度版, 設計編)<sup>9)</sup>に述べられている。以下に両者でのフーチングの構造設計の概要について述べる。

港湾の施設の技術上の基準・同解説では、鉄筋コンクリート製ケーソンのフーチング部の構造設計は片持ち版として計算する。すなわちフーチングの長さを外壁からフーチング先端までとしフーチング端部を完全固定条件としている。またケーソン本体を剛とみなしフーチングのモーメントはケーソンに影響を及ぼさないとしている。ただしフーチング部に作用する底面反力が大きくフーチングの高さが大きい場合には本体部の補強の検討をすることになっている。ただしこの方法については示されていない。フーチング部では曲げモーメントとせん断力に対して構造設計を行う。現在許容応力度法で設計するので、まずフーチングの固定端での曲げモーメントとせん断力を計算して鋼材とコンクリート材料の応力度を求める。それぞれの応力度が許容応力度以内であることを確認する設計手順である。

コンクリート標準示方書でもフーチング部の設計を片持ち版として行う。ただしフーチングは剛体として取り扱える寸法とし、この制約としてフーチングの平均厚さがフーチングの長さの1/5以上あることの確認を行う。

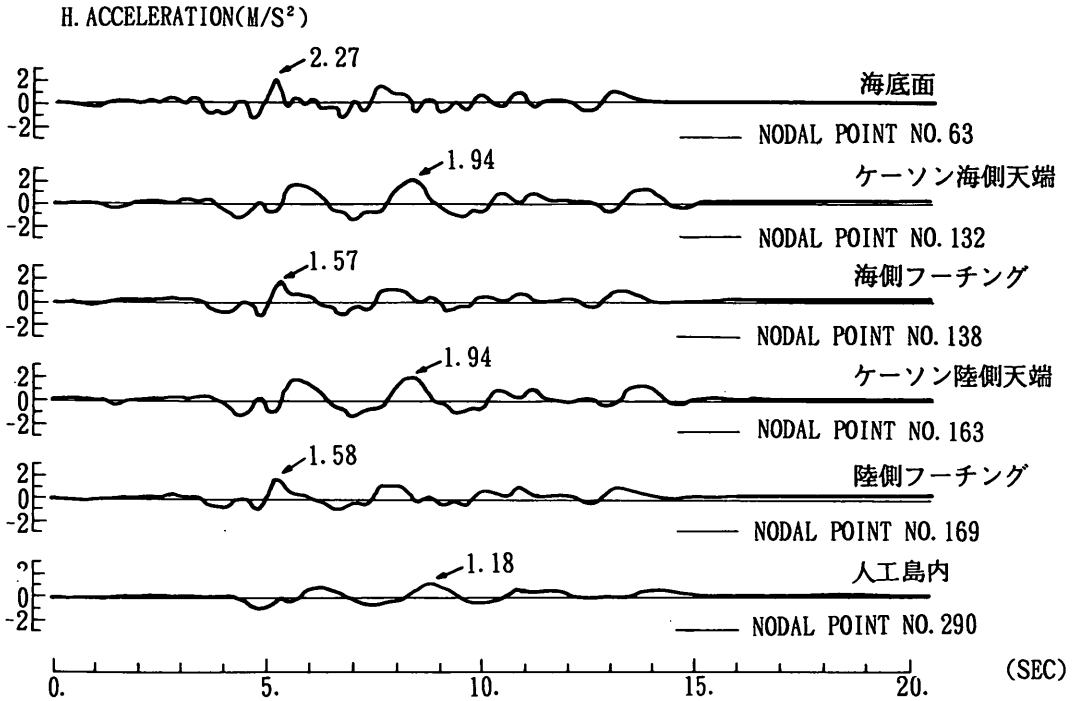


図-8 加速度の時系列

フーチングの断面力がケーソン本体に及ぼす影響については同じく言及していない。フーチング部では曲げモーメントとせん断力の断面力に対して構造設計を行うが、コンクリート標準示方書では限界状態設計法で構造設計を行うので、この断面力に対して所定の耐力をフーチングが保有することを確認する手順を踏むことになる。曲げモーメントに対してはフーチングの固定端で検討する。しかしせん断力に対しては、図-13に示すように固定端より固定端での版厚の1/2離れた位置で検討し、作用荷重としてフーチング固定端からこの検討位置での版厚の3倍の範囲にある荷重を考慮すればよいことになっている。また、テーパ付きのフーチングの場合、設計に用いるせん断力は、テーパを考慮して次式により補正することができる。

$$S_d = S - \frac{M}{h_0} \cdot \frac{\Delta h}{L} \quad (1)$$

- ここに、 $S_d$  : 照査断面の設計に用いるせん断力 (tf)  
 $S$  : 照査断面の片持ち梁としてのせん断力 (tf)  
 $M$  : 照査断面の曲げモーメント (tf・m)  
 $h_0$  : フーチング基部高さ (m)  
 $L$  : フーチング張り出し長 (m)

$\Delta h$  : フーチング先端における版厚減少量 (m)

そしてせん断力に対してせん断補強鉄筋の効果を考慮せずコンクリートのみでせん断耐力を検討することを推奨している。これはフーチング部がディープビーム的な挙動を示す場合があり、効果的にせん断補強鉄筋を配置するのが困難なためである。

次に本報告で使用する構造設計の考え方を示す。

(2) フーチングの剛体の判定

フーチングをどこまで張り出せるか、すなわち片持ち梁として取り扱える範囲は、フーチングの剛体としての判定によって決める。剛体と見なせる範囲で張り出すのを原則とする。それ以上の張り出し長の場合はたわみを考慮できる解析手法を採用する必要がある。ここで剛体とはフーチングと地盤との相互作用を考慮せずに断面力を計算できることを意味している。剛体の判定は、前述したとおりフーチングの平均板厚の5倍以内または次式の判定式に従う。

$$L \leq (Eh^3/3K_v)^{1/4} \quad (2)$$

- ここで  $L$  : フーチングの長さ  
 $E$  : コンクリートの弾性係数  
 $h$  : フーチングの平均板厚 (=  $(h_1 + h_2) / 2$ )

$K_v$  : マウンドの鉛直方向地盤反力係数

上式で計算される張り出し長さ (L) を図-14に示す。平均板厚が1mとするとマウンドの地盤条件にもよるが5mから8mフーチングを張り出すことが可能である。図中の□印は、張り出し長をフーチングの平均板厚の5倍とした値である。

(3) 曲げ耐力

鋼・コンクリート合成梁部材の曲げ耐力は、鋼板を鉄筋に置き換えて、鉄筋コンクリート梁と同様に計算できることが既往の研究により確認されている<sup>10)</sup>。ただし、鋼板とコンクリートとが力学的に一体化されていること、および鋼板が圧縮側となる負曲げの場合には、鋼板が座

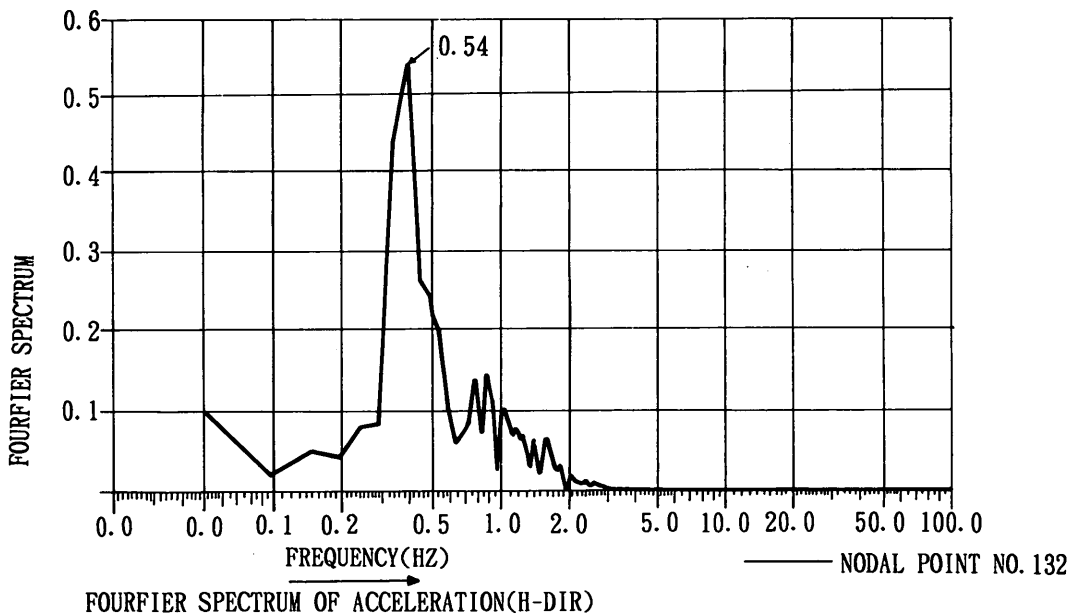
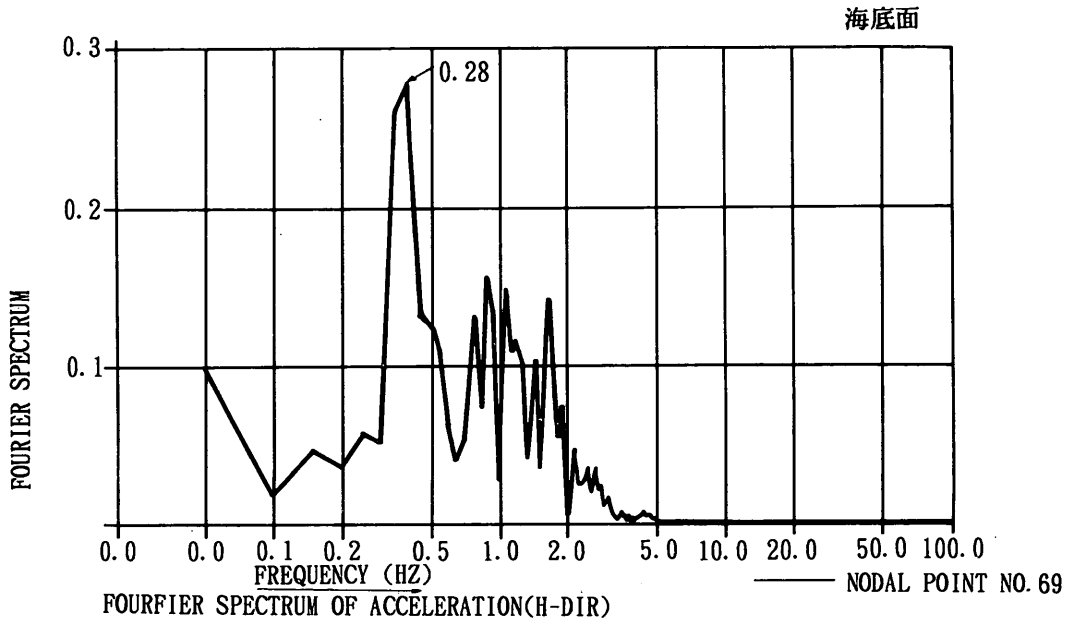


図-9 加速度波形のフーリエスペクトル

HYBRID DOUTEKIKAISEKI (HACHINOHE)

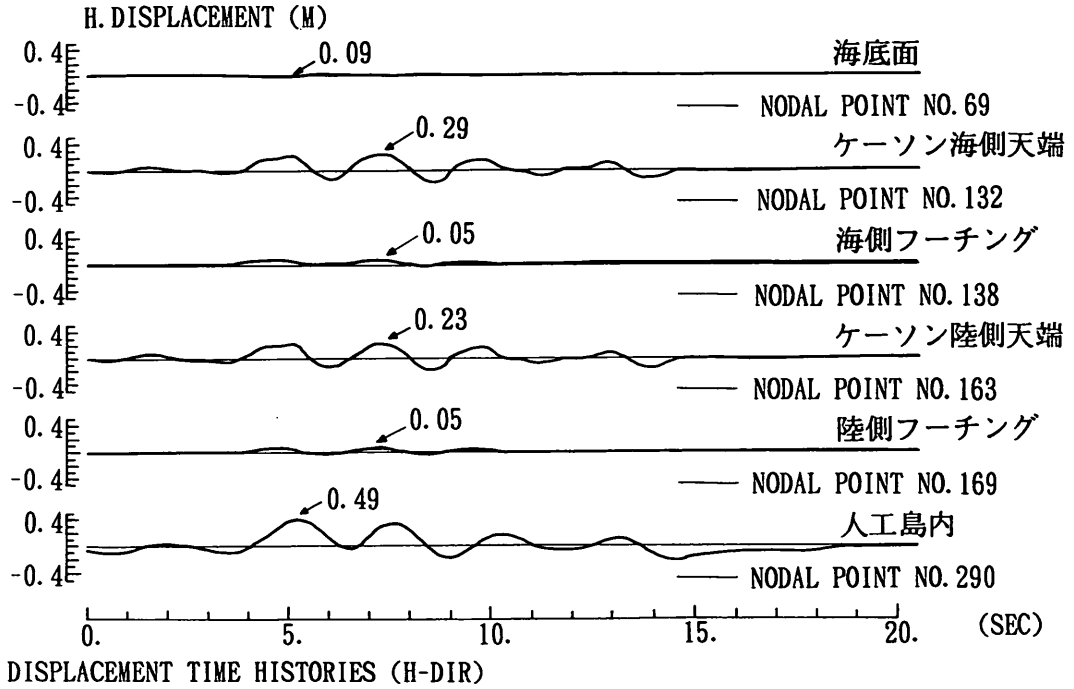


図-10 変位の時系列

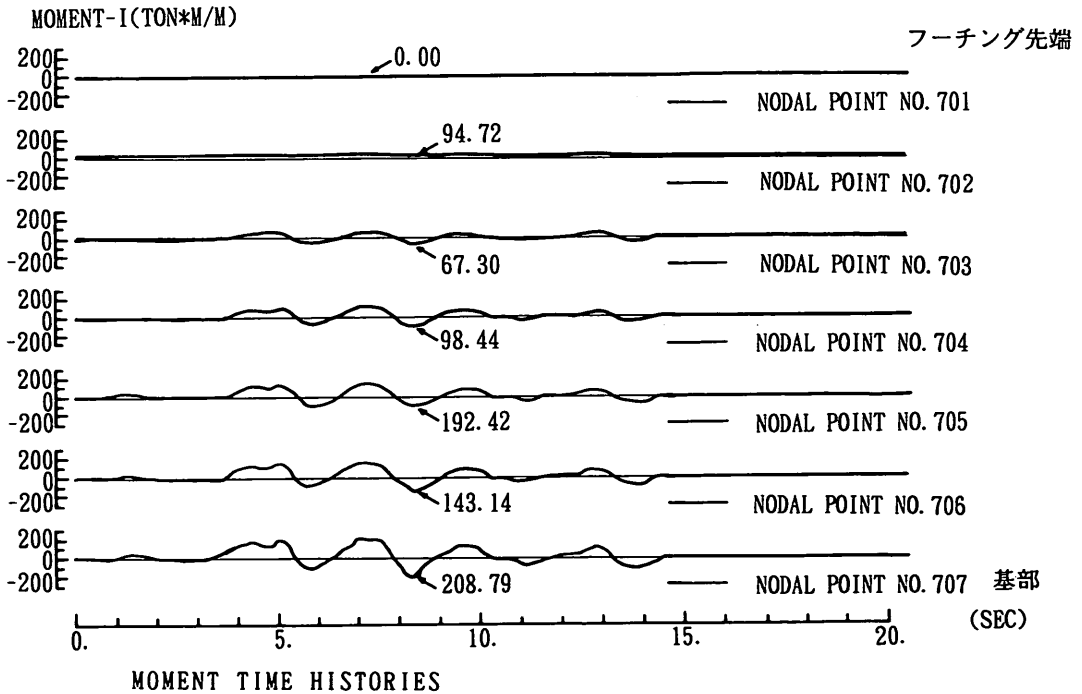


図-11 曲げモーメントの時系列

HYBRID DOUTEKIKAISEKI (HACHINOHE)

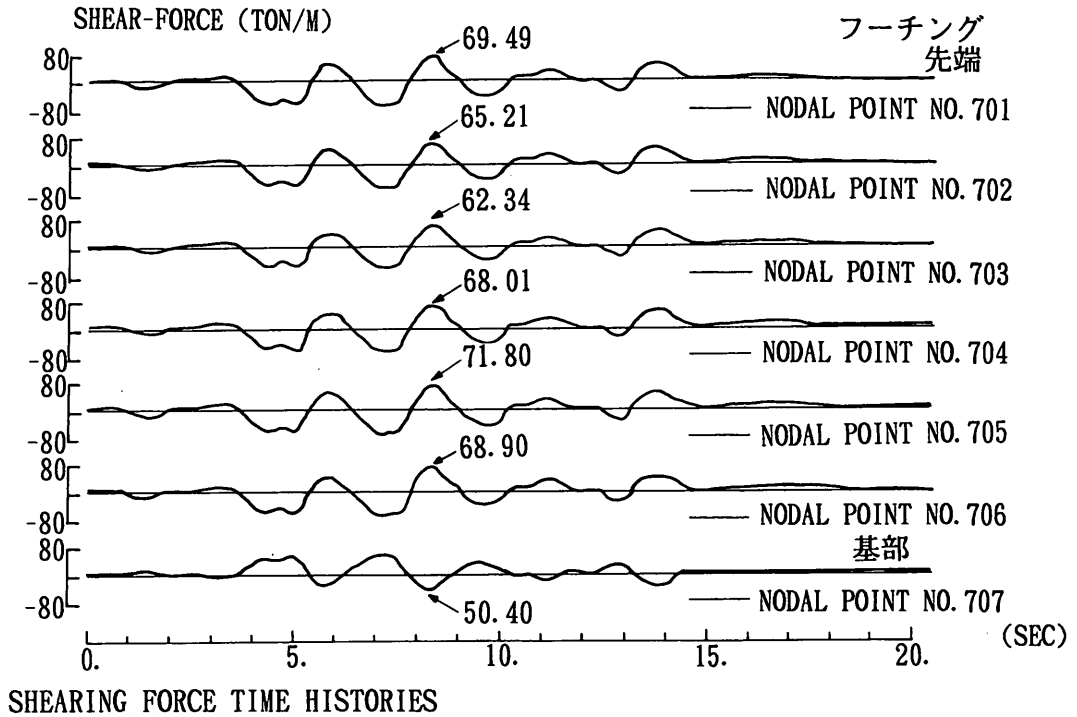


図-12 セン断力の時系列

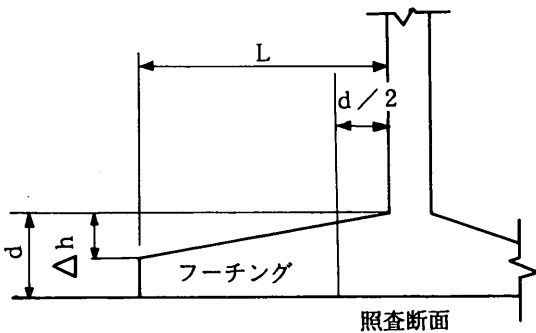


図-13 セン断力の検討位置

屈しないことが前提とされる。

本報告においても、合成版式フーチングの曲げ耐力は、鋼板を正曲げに対しては引張鉄筋、負曲げに対しては圧縮鉄筋とみなして、鉄筋コンクリート梁と同様に計算する。すなわち平面保持を仮定して、コンクリートの引張応力を無視した力の釣合から中立軸高さを決めることにより、鋼材降伏時およびコンクリート圧壊時の曲げモーメントを求める。その際に必要な鋼材とコンクリートの応力-ひずみ曲線は、コンクリート標準示方書に従うも

のとする。

T型のせん断補強鋼板を有する場合には、この鋼板も曲げに対して有効であるとして曲げ耐力を計算するものとする。

(4) セン断耐力

せん断耐力に関しては、フーチングを片持ち梁とみなして、コンクリート標準示方書の棒部材の設計せん断力算定式により、コンクリートの受け持つせん断耐力  $V_c$  を求める。コンクリート標準示方書では、フーチングについてはせん断補強鉄筋の効果を期待せず、コンクリートのみでせん断耐力を負担するとしている。

$$V_c = \beta_a \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot f_{vcd} \cdot b_w \cdot d / \gamma_b \quad (3)$$

ここで、

$$f_{vcd} = 0.9 \sqrt{f'_{cd}} \quad (\text{kgf/cm}^2)$$

$$\beta_a = \sqrt[4]{100/d} \quad (d:\text{cm}) \quad (\text{ただし } \beta_a \leq 1.5)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100P_w} \quad (\text{ただし } \beta_p \leq 1.5)$$

$$P_w = A_s / (b_w \cdot d)$$

$f'_{cd}$  : コンクリートの設計圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

$A_s$  : 引張側鋼材の断面積

$b_w$  : 腹部の幅

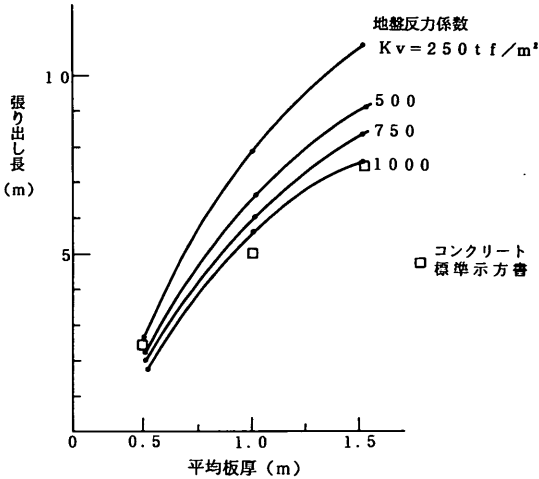
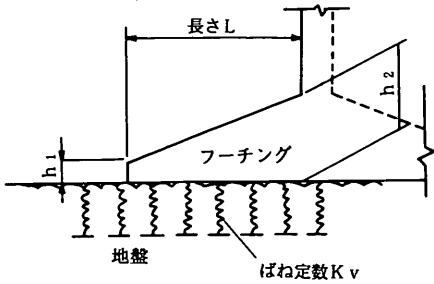


図-14 フーチングの剛体性の限界

- $d$  : 有効高さ
- $\gamma_b$  : 部材係数, 一般に1.3としてよい。
- $\beta_n$  : 軸力の影響を考慮する係数, 軸力が0の場合は $\beta_n = 1$

本報告では鋼材のせん断耐力を期待できるかどうかを検討しており, この際の鋼材のせん断耐力は以下のとおりに計算するものとする。鋼材のせん断耐力を鋼板によるせん断補強と鉄筋によるせん断補強とに分類する。鋼板による補強では, コンクリート負担分と鋼材負担分を単純に合計して耐荷力を求めるいわゆる累加型構造の鉄骨鉄筋コンクリートとみなす。T型のせん断補強鋼板の腹部が受け持つせん断耐力  $V_{sp}$  を, 次式(コンクリート標準示方書式(解12.5.1))により求める。

$$V_{sp} = f_{vyd} \cdot Z_w \cdot t_w / \gamma_b \quad (4)$$

ここで,  $f_{vyd}$  : 鋼材の設計せん断降伏強度で, 一般に設計引張降伏強度を $\sqrt{3}$ で除して求めてよい。

- $Z_w$  : 鉄骨の腹部高さ
- $t_w$  : 鉄骨の腹部厚さ

$\gamma_b$  : 部材係数

また鉄筋によるせん断補強では, 斜めひびわれにはさまれたコンクリートを圧縮斜材, せん断補強鉄筋を引張腹材とみなすトラス機構を考える。鋼板に溶接されたずれ止め兼せん断補強鉄筋が受け持つせん断耐力  $V_{sb}$  を, 次式(コンクリート標準示方書式(6.3.5))により求める。

$$V_{sb} = [A_w \cdot f_{wyd} \cdot (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s) / S_s] \cdot z / \gamma_b \quad (5)$$

ここで

- $A_w$  : 区間  $S_s$  におけるせん断補強鉄筋の総断面積
- $f_{wyd}$  : せん断補強鉄筋の設計降伏強度
- $\alpha_s$  : せん断補強鉄筋が部材軸となす角度
- $S_s$  : せん断補強鉄筋の配置間隔
- $z$  : 圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材図心までの距離で, 一般に  $d/1.15$  としてよい。

$\gamma_b$  : 部材係数

片持ち梁固定端でのせん断耐力が, コンクリートの負担する耐力と鋼材が負担する耐力との単純な累加で求めることができるかどうかを本報告では検討する。

#### (5) 鋼・コンクリート一体化に対する検討

前述したように, 合成版部材の曲げ耐力を鉄筋コンクリート部材と同様に計算するためには, 鋼板とコンクリートとが力学的に一体化されていること, および鋼板が座屈しないことが前提となる。このため鋼板とコンクリートの境界面にはずれ止めが配置される。ずれ止めの寸法や配置間隔は, 境界面に発生する水平ずれ力に応じて設計され, さらに鋼板に圧縮応力が生じる場合には, 座屈防止効果を期待して決定される。

境界面に発生する水平ずれ力 ( $Q$ ) は次式で計算される。

$$Q = \frac{S \cdot G}{I} \quad (6)$$

- ここで,  $Q$  : 水平ずれ力 (kgf/cm)
- $S$  : せん断力 (kgf)
- $G$  : 着目断面より外側にある総断面の中立軸回りの断面一次モーメント (コンクリート換算) ( $\text{cm}^3$ )
- $I$  : 総断面の中立軸回りの断面二次モーメント (コンクリート換算) ( $\text{cm}^4$ )

正曲げの場合には, 次式で計算される。

$$Q = \frac{S}{j \cdot d} \quad (7)$$

ここで、 $j$ ：係数で通常7/8とする

$d$ ：断面の有効高さ (cm)

上式で計算した水平ずれ力を、ずれ止め1本当たりの許容ずれ力で除して、ずれ止めの必要本数が決定される。スタッドないし異形鉄筋によるずれ止めの1本当たりの許容ずれ力は、表-1<sup>11)</sup>に示すずれ止めの耐力を安全率3で除して求める。形鋼ずれ止めの耐力算定式はこれまでにいくつか提案されている。式(8)<sup>12)</sup>は高さ50~100mmの山形鋼、みぞ形鋼、T形鋼ずれ止めを対象にした58体の試験体の押し抜き試験から導かれた設計式である。

$$Q_d = 65r\sqrt{t} \cdot w \cdot \sqrt{f'_c} \quad (8)$$

ここで、 $Q_d$ ：ずれ止めの設計耐荷力 (kgf)

$r$ ：T形鋼=フランジの肉厚/ウェブの肉厚  
その他=1とする

$t$ ：ずれ止めの肉厚 (cm)

$w$ ：ずれ止めの幅 (cm)

$f'_c$ ：コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm<sup>2</sup>)

また負曲げの場合の鋼板の座屈応力度照査は次式により行う。

$$\sigma_c < \sigma_{cri} \quad (9)$$

$$\sigma_{cri} = k \cdot \frac{E\pi^2}{12(1-\nu^2)} \cdot \frac{t^2}{a^2} \quad (10)$$

ここで

$\sigma_c$ ：鋼板に生じる圧縮応力度

$\sigma_{cri}$ ：鋼板の座屈応力度

$k$ ：座屈係数

千鳥配列の場合  $k=6.74$  (2辺固定  
2辺単純支持板)

格子配列の場合  $k=4.00$  (2辺固定  
2辺自由板)

$E$ ：鋼板のヤング係数

$\nu$ ：鋼板のポアソン比

$t$ ：鋼板の板厚

$a$ ：スタッドの間隔に基づく正方形座屈モデルの一辺の長さ

(6) 断面力の伝達

フーチングの固定部の曲げモーメントとせん断力は、図-15に示すように隣接している外壁と底版に伝達される。従来のケーソンの構造設計では、フーチングの固定端モーメントが小さく、かつ伝達される断面力も小さいと考え、この伝達力を無視してきた。フーチングを長く張り出すことにより断面力が大きくなる合成版式のフーチングでは、この伝達される断面力を無視できない。ただし隣接する部材への伝達される断面力の影響は、有限要素解析より縦隔壁間隔程度の範囲に限定されることが確認されている。フーチング基部から外壁と底版に伝達される曲げモーメントは、次式のように隣接する部材の

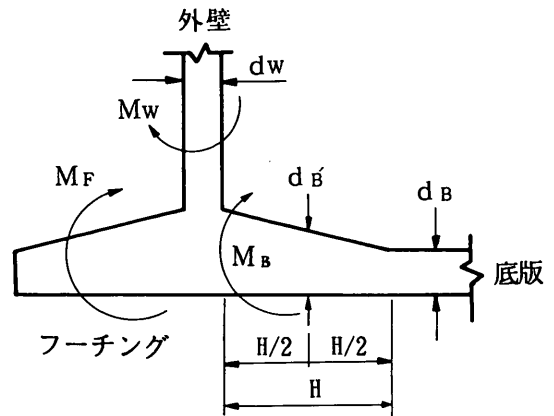


図-15 フーチング伝達力

表-1 頭付きスタッドの耐力

(tf/本)

コンクリートの設計 基準強度 $\delta ck$ (kgf/cm <sup>2</sup> )	180	240	300	400
スタッド のサイズ (mm)				
13φ×65 以上	4.4	4.7	5.0	5.6
16φ×75 以上	6.7	7.3	7.8	8.8
19φ×75 以上	8.0	8.6	9.2	10.2
19φ×100以上	9.2	9.9	10.5	11.6
22φ×100以上	11.4	12.4	13.3	14.9
25φ×100以上	14.3	15.3	16.3	18.0



表-2 フーチング伝達力係数表

係数	座標	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$K_{mx}$	I	0.93	0.62	0.36	0.16	0.05	-0.01	-0.02	-0.03	-0.03
	II	0.99	0.60	0.28	0.10	0.02	-0.01	-0.03	-0.03	-0.03
	III	1.09	0.35	0.06	-0.03	-0.05	-0.05	-0.04	-0.03	-0.02
$K_{my}$	I	0.20	0.20	0.19	0.16	0.12	0.09	0.06	0.03	0.01
	II	0.21	0.17	0.13	0.08	0.05	0.02	0.00	0.00	0.00
	III	0.16	-0.24	-0.37	-0.33	-0.24	-0.16	-0.10	-0.06	-0.03
$K_{sx}$	I	2.03	1.97	1.68	1.22	0.80	-0.45	-0.28	-0.10	-0.00
	II	3.11	2.75	1.89	1.10	0.55	-0.25	-0.07	-0.02	-0.03
	III	7.56	4.40	1.62	-0.28	-0.30	-0.40	-0.35	-0.25	-0.12
$K_{sy}$	I	0.06	0.08	0.14	0.13	0.10	0.10	0.09	0.05	0.00
	II	0.28	0.70	1.12	1.10	0.80	0.55	0.32	0.17	0.10
	III	0.66	-3.60	-3.44	-2.40	-1.40	-0.70	-0.40	-0.22	-0.17

版厚の3乗と関係するものとして計算される。

$$M_w = \frac{d_w^3}{d_w^3 + d_b^3} \cdot M_F \quad (11)$$

$$M_B = \frac{d_b^3}{d_w^3 + d_b^3} \cdot M_F \quad (12)$$

ここで、 $M_F$  : フーチング固定端の曲げモーメント

$M_w$  : 外壁に伝達される曲げモーメント

$M_B$  : 底版に伝達される曲げモーメント

$d_w$  : 外壁の版厚

$d_b$  : 底版の版厚

である。

外壁・底版の各箇所での曲げモーメントとせん断力は式(13)～式(16)で得られる。表-2に示す係数は、フーチングに隣接する1枚の外壁・底版（フーチングと2つの隔壁に取り囲まれた外壁・底版）を対象に、3辺固定1辺自由の境界条件のもとに有限要素解析を行って求めたものである<sup>13)</sup>。係数表示点を図-16に示す。図中でI、IIおよびIIIの箇所はフーチングの固定端で、1、2、……9の箇所は外壁（または底版）と隔壁の接合位置である。

$$M_x = K_{mx} \cdot M_w \text{ (または } M_B) \quad (13)$$

$$M_y = K_{my} \cdot M_w \text{ (または } M_B) \quad (14)$$

$$S_x = K_{sx} \cdot \frac{1}{l} \cdot M_w \text{ (または } M_B) \quad (15)$$

$$S_y = K_{sy} \cdot \frac{1}{l} \cdot M_w \text{ (または } M_B) \quad (16)$$

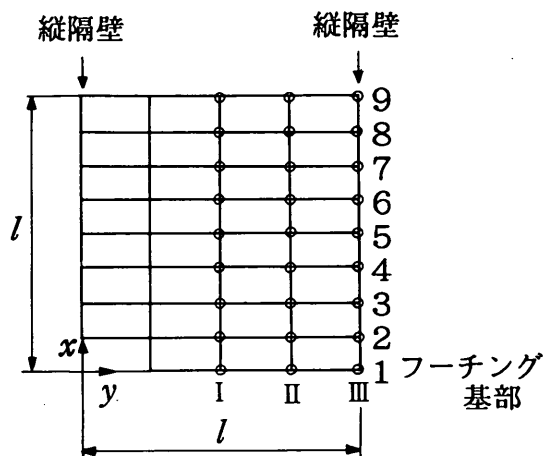


図-16 係数表示点

ここに、 $M_x$  : 図-16に示すx方向の曲げモーメント

$M_y$  : 図-16に示すy方向の曲げモーメント

$S_x$  : 図-16に示すx方向のせん断力

$S_y$  : 図-16に示すy方向のせん断力

$K_{mx}$  : 表-2に示すx方向の曲げモーメント係数

$K_{my}$  : 表-2に示すy方向の曲げモーメント係数

$K_{sx}$  : 表-2に示すx方向のせん断力係数

$K_{sy}$  : 表-2に示すy方向のせん断力係数

$l$  : 縦隔壁間隔

### 3. 載荷試験の概要

#### 3.1 試験体の諸元

6ケースの載荷試験を行った。試験体は3体製作した。

試験体HF1とHF2の外形寸法は同一であり、図-17および写真-2に示すようにコンクリート製の固定用ブロックの両側に合成版式フーチングの実規模の模型としての片持ち梁（幅0.5m）を有する。片側を正曲げ単調載荷に、他の片側を正負交番載荷に用いた。このため試験体の全体形状は、固定用ブロックを挟んで両側に翼のようにフーチングが取り付けられている。

図-18にHF試験体のフーチング部の構造を示す。HF試験体フーチングの張り出し長は3.0m、基部での版厚は1.0m、先端での版厚は0.5m、幅は0.5mとした。フーチング部のテーパの勾配は1：6とした。主鋼板の厚さは14mmとし、主鉄筋としてD25を150mm間隔で3本配置した。HF1では厚さ9mmの鋼板をT形に溶接加工した補強鋼板を主鋼板に溶接してせん断補強した。ずれ止めとして不等辺不等厚山形鋼（L250×90×10×15、幅200

mm）を主鋼板に溶接してせん断補強した。ずれ止めとして不等辺不等厚山形鋼（L250×90×10×15、幅200

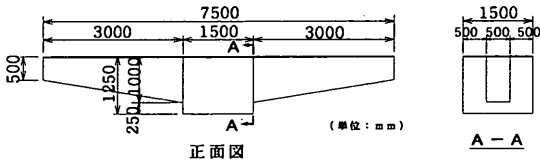


図-17 HF試験体の形状

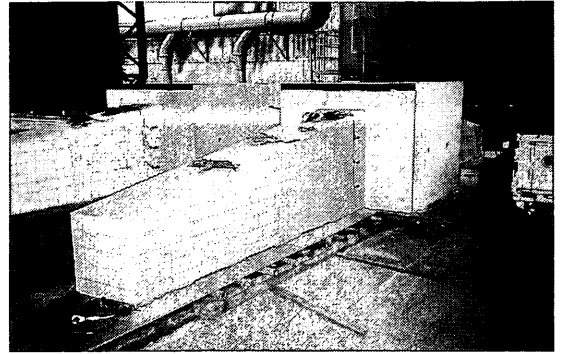
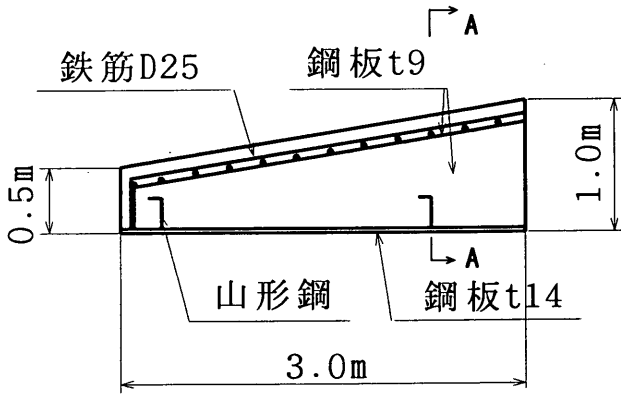
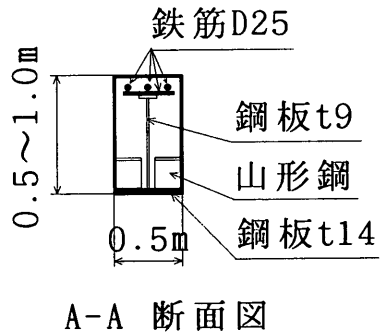


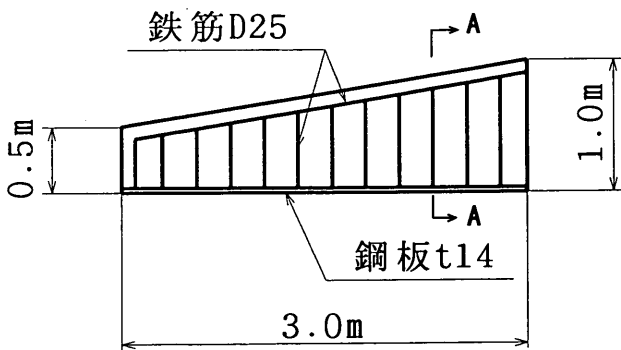
写真-2 HF試験体



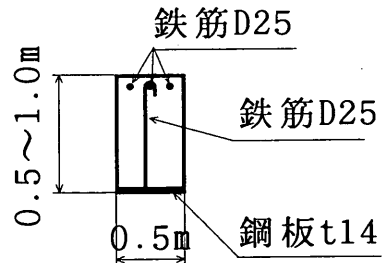
HF 1



A-A 断面図



HF 2



A-A 断面図

図-18 HF試験体のフーチング構造

mm)を主鋼板に4箇所溶接した。また主鉄筋直角方向にD25を250mm間隔でT形補強鋼板のフランジ部に溶接した。一方HF2では、ずれ止めとせん断補強鉄筋の機能を兼ねた鉄筋としてD25を部材の中央に250mm間隔で主鋼板に垂直に溶接した。コンクリート打設前のHF試験体の鋼材配置状況を写真-3、写真-4に示す。

フーチングの片持ち梁としての力学特性を調べるための試験体であるHF1およびHF2とともに、フーチング部から隣接する部材への断面力の伝達状況を調べるための試験体としてHB試験体を製作した。写真-5と図-19にHB試験体の形状を示す。HB試験体は、フーチング部と隣接部材(外壁と底版)の接合部の模型2体を結合した構造になっており、一方をHB1、他方をHB2と呼ぶ。すなわちHB1とHB2は、外壁・隔壁を共有して一体の試験体として製作した。

HB試験体のフーチングの張り出し長は1.5m、基部での版厚は0.5m、先端での版厚は0.25m、幅は2.25mとした。フーチング部のテーパの勾配は1:6とした。また外壁の版厚は0.2m、底版の版厚は0.4mとした。

HB試験体のフーチング・底版・外壁の主鋼板の厚さは6mmとし、主鉄筋としてD13を125mm間隔で直交する2方向に配置した。HB1とHB2の鋼材配置を図-20に示す。HB1のフーチングと底版では厚さ4.5mmの鋼板をT形に溶接加工した補強鋼板を、500mm間隔で主鋼板に溶接してせん断補強した。ずれ止めとして不等辺山形鋼(L125×75×7)を主鋼板に溶接した。HB1は片持ち梁のHF1と同じ構造様式である。一方HB2のフーチングと底版では、ずれ止め兼せん断補強鉄筋としてD13を250mm間隔の格子配列で主鋼板に垂直に溶接した。ケーソンの外壁に相当する部材では、ずれ止め兼せん断補強鉄筋としてD10を250mm間隔の格子配列で主鋼板に垂直に溶接した。HB2はHF2と同じ構造様式である。合成版式ケーソンの隔壁は通常は鋼板で製作されるが、本試験体では、隔壁に相当する部材は試験での試験体の固定の都合から鉄筋コンクリートで製作した。隔壁部には主鉄筋としてD10を125mm間隔で直交する2方向に2段配筋した。またせん断補強鉄筋としてD10を250mm間隔で配置した。

溶接はいずれも脚長4mmのすみ肉溶接とした。

### 3.2 材料試験

表-3に使用したコンクリートの配合を示す。コンクリートの設計基準強度は240kgf/cm<sup>2</sup>、粗骨材の最大寸法は20mmとした。普通ポルトランドセメントを使用し、水セメント比を57.5%とした。目標スランプは混和剤添加前



写真-3 試験体HF1の鋼材配置

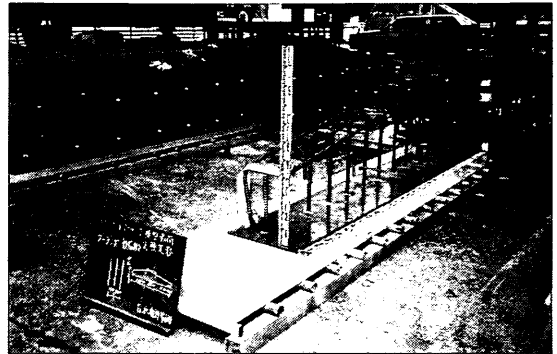


写真-4 試験体HF2の鋼材配置

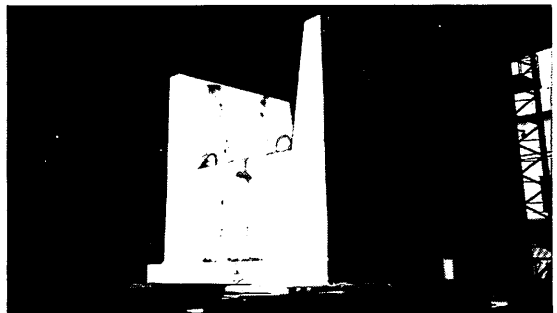
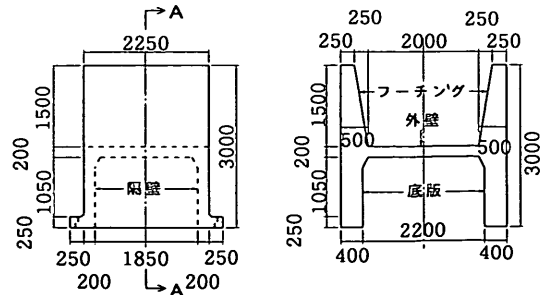


写真-5 HB試験体



正面図 (単位 mm) A-A断面図

図-19 HB試験体の形状

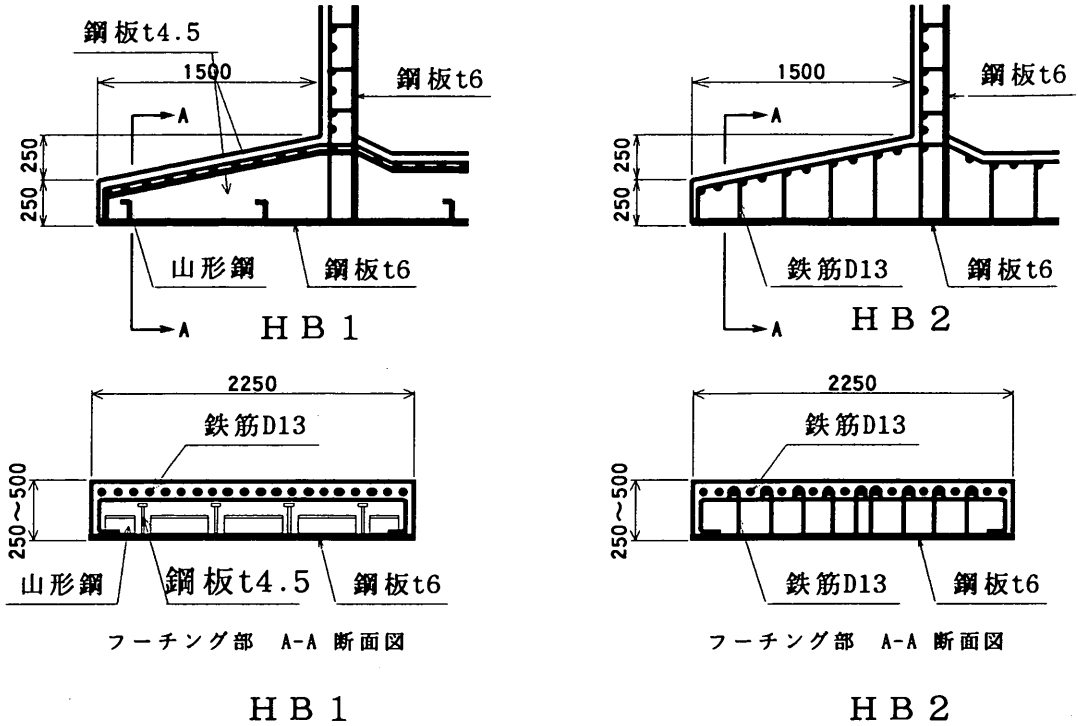


図-20 HB試験体の鋼材配置

表-3 コンクリートの配合

粗骨材の 最大寸法 (mm)	水セメ ント比 (%)	細骨 材率 (%)	単位量 (kg/m <sup>3</sup> )				
			水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
20	57.5	49.2	160	279	910	974	0.698

8cm, 添加後20cmとした。鋼板の材質はSS400を使用した。鉄筋の材質は、HF試験体ではSD345を使用し、HB試験体ではSD295Aを使用した。材料の力学試験の結果を表-4に示す。コンクリートの力学試験は、各試験体で載荷試験を実施した材齢において行った。

### 3.3 載荷方法

HF試験体（梁モデル）の単調載荷の状況を図-21に示す。写真-6に示すように、フーチング底面に相当する主鋼板を上にして試験体を反力床上に設置した。フーチング基部のコンクリートブロックを反力床に6本のPC鋼棒で固定した。フーチング基部から2.5mの位置に、容量100tfの油圧ジャッキで静的に上から載荷した。なお固定部の浮き上がりを防ぐため、固定部にも同様のジャッキにより上から載荷した。

HF試験体の交番載荷の状況を図-22と写真-7に示す。フーチング底面に相当する主鋼板が側面になるように、

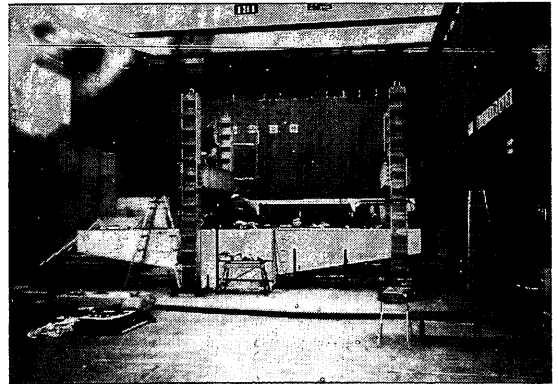


写真-6 HF試験体 単調載荷状況

試験体の固定用ブロックを4本のPC鋼棒で反力ブロックに固定した。反力壁に取り付けた容量150tfのアクチュエーターによって、フーチング基部から2.75mの位置に水平方向に載荷した。載荷は荷重制御で行った。図-23に

表-4 材料試験結果

	試験体	弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	(kgf/cm <sup>2</sup> )
コンクリート	HF 1 (単調試験時)	$2.84 \times 10^5$	390
	HF 2 (単調試験時)	$2.87 \times 10^5$	363
	HF 1 (交番試験時)	$2.52 \times 10^5$	437
	HF 2 (交番試験時)	$2.34 \times 10^5$	409
	HB 1	$2.98 \times 10^5$	335
	HB 2	$3.03 \times 10^5$	329
	規格	弾性係数 (kgf/cm <sup>2</sup> )	(kgf/cm <sup>2</sup> )
鋼板	SS400	$2.17 \times 10^6$	3310
鉄筋	SD345	$2.14 \times 10^6$	3800
	SD295A	$1.90 \times 10^6$	3500

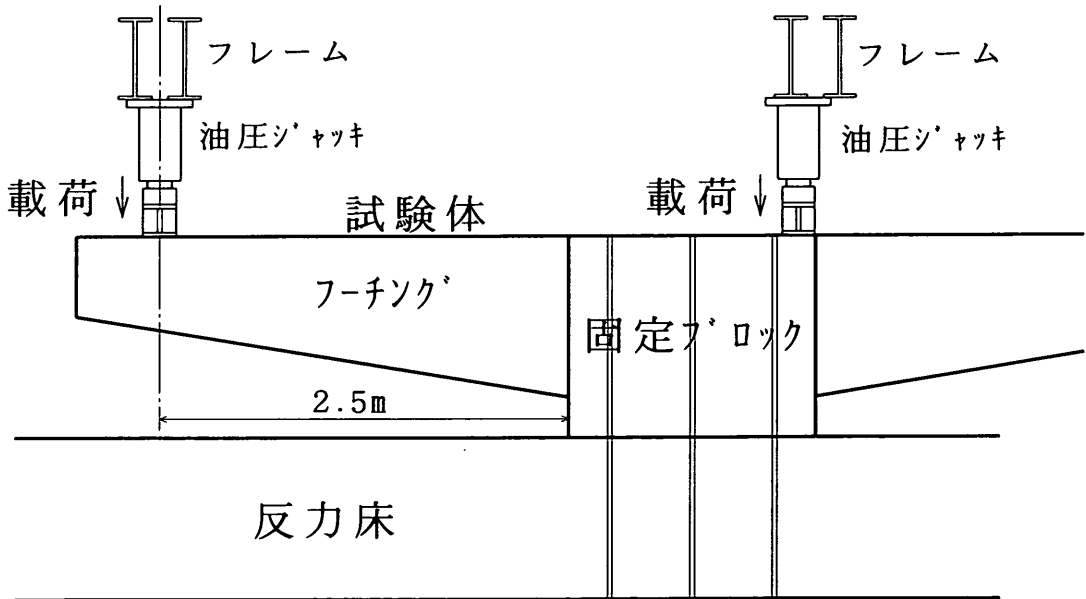


図-21 HF試験体単調荷重状況

示すように0tf→+10tf→-10tf→+20tf→-20tf…と順次振幅を増大させて静的に交番荷重を行った。ここで+は正曲げ荷重すなわちフーチング部の鋼板が引張側になる荷重を表し、-は負曲げ荷重すなわち鋼板が圧縮側になる荷重を表すものとする。図-23の横軸は計測ステップを表す。1ステップの荷重計測に約1分間を要した。

HB試験体(部分模型)の荷重の状況を図-24と写真-8に示す。荷重試験の都合から、フーチングと底版が反力壁と平行になるように、試験体を反力床に12本のPC鋼棒で固定した。フーチング基部から1.35mの位置に、容量

120tfの油圧ジャッキ3台により線荷重を静的に荷重した。

### 3.4 計測項目と方法

計測項目は、荷重荷重、荷重点の変位、固定部の変位、鋼材とコンクリートのひずみ、ひびわれ幅、鋼板とコンクリートのずれ変位である。図-25に試験体HF1、図-26に試験体HF2の計測器の配置状況を示す。また図-27にHB試験体の計測器の配置を示す。

単調荷重では、容量100tfの荷重計を各ジャッキと荷重

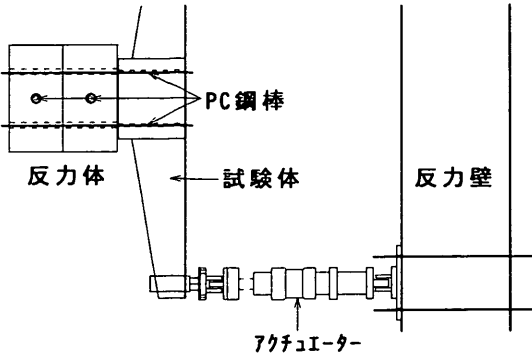


図-22 HF試験体交番載荷状況 (平面図)

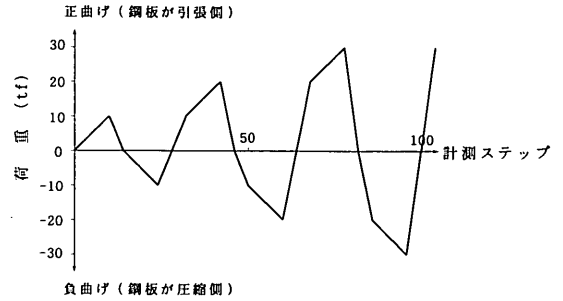


図-23 交番載荷の荷重履歴

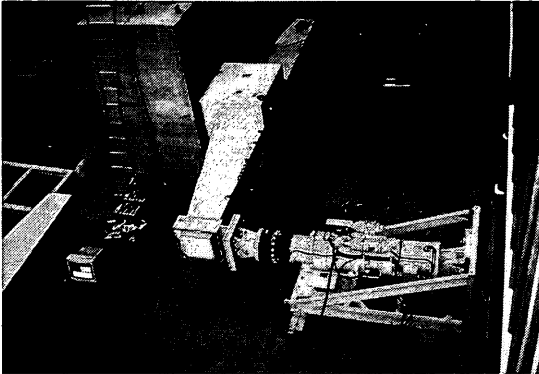


写真-7 HF試験体 交番載荷状況

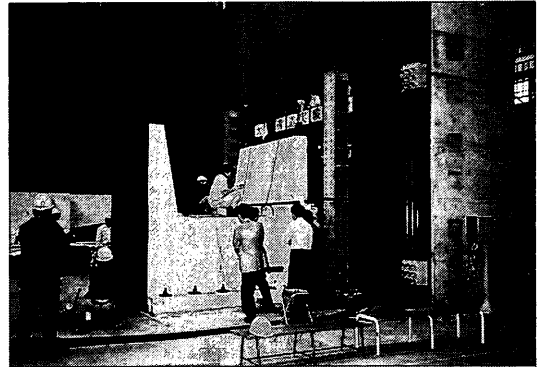
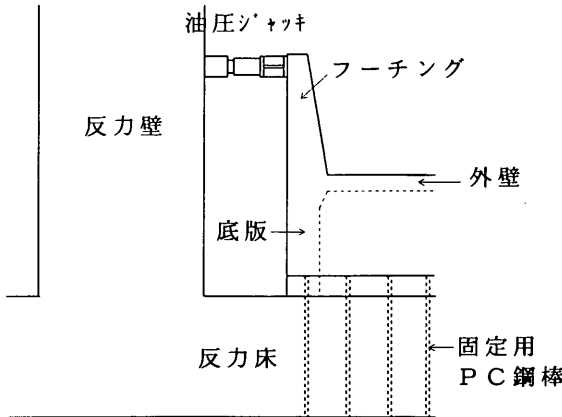


写真-8 HB試験体 載荷状況



(側面図)

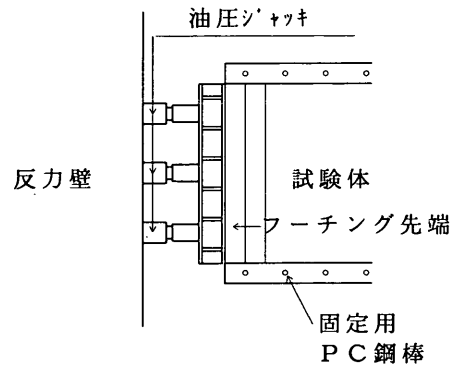


図-24 HB試験体載荷状況

治具の間に設置して荷重を計測した。試験体の変位は容量50mmの変位計により計測した。交番載荷では、荷重と載荷点変位の計測は、アクチュエーターに内蔵された荷重計と変位計により行った。

鋼材のひずみはゲージ長3mmのひずみゲージで計測した。コンクリートのひずみはゲージ長30mmのひずみゲージで計測した。ひびわれ幅は標点距離100mm、容量5mmの $\pi$ ゲージを、鋼板直近のコンクリートに一行に取

試験体 H F 1

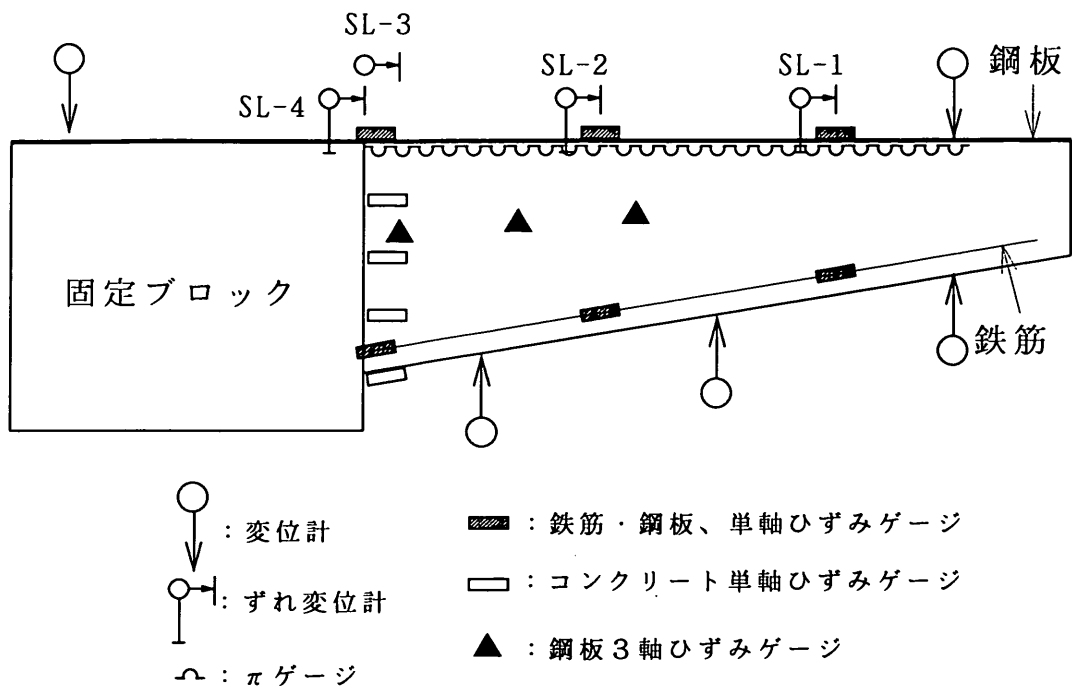


図-25 試験体HF1の計測器の配置

試験体 H F 2

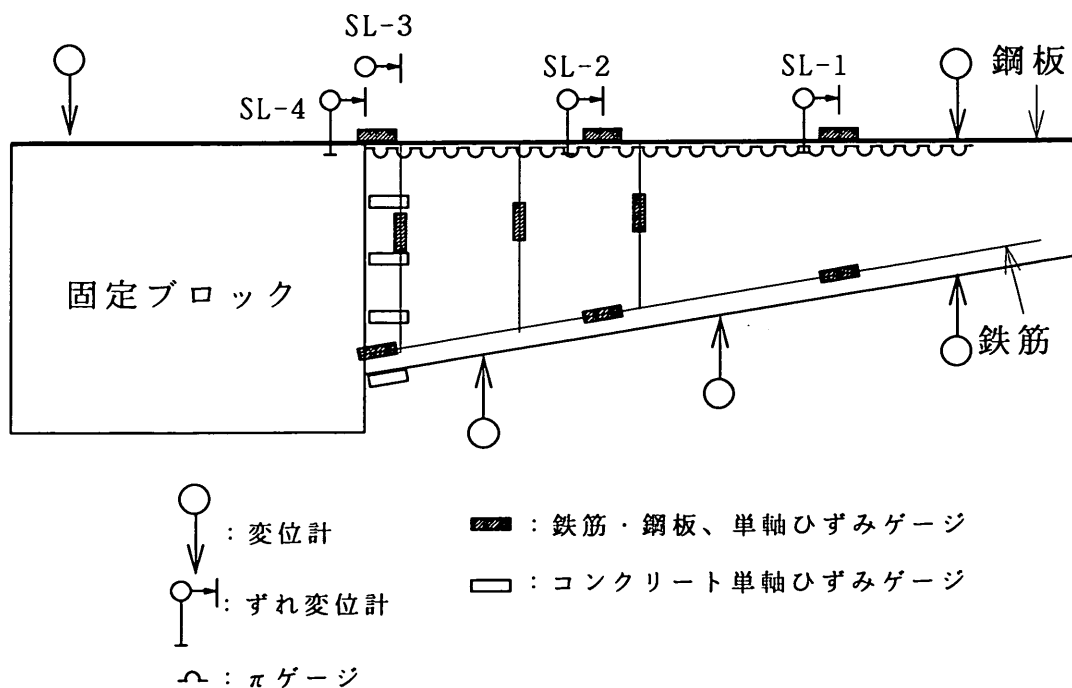


図-26 試験体HF2の計測器の配置

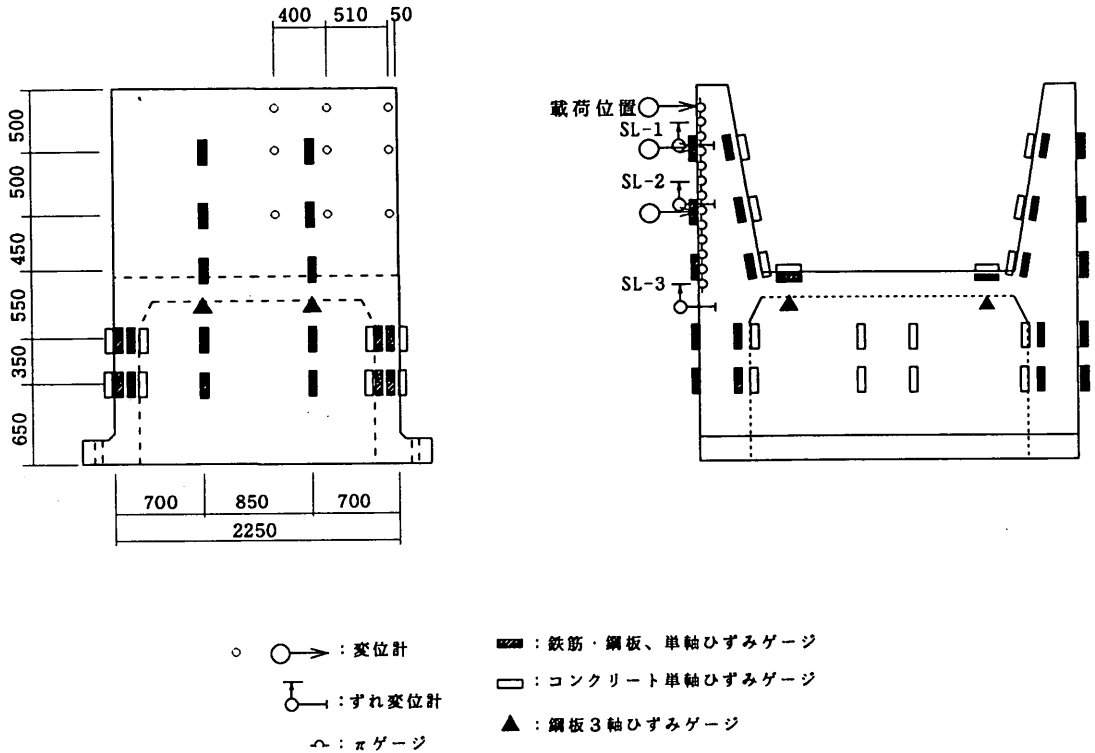


図-27 HB試験体の計測器の配置

り付けて計測した。鋼板とコンクリート間のずれ変位は、容量5mmの片持ち梁型変位計を、鋼板とコンクリートの境界面をまたいで4カ所に取り付けて計測した。

これらの計測は荷重増分1tf毎に行った。また荷重にともなうひびわれの進展状況を目視観察し記録した。

#### 4. 試験結果

##### 4.1 ひびわれの発生状況と破壊の形態

HF試験体の単調荷重時の荷重荷重と荷重点の変位の関係を図-28に示す。この図の荷重点変位は、固定ブロックの浮き上がり量から求めた試験体の剛体回転による変位を除去した補正後の変位である。ひびわれパターンを図-29に示す。HF1では、荷重荷重が12-14tfのときフーチング基部に曲げによる初期ひびわれが生じた。次にずれ止め位置よりひびわれが生じ、最後には計3本の曲げひびわれがフーチング部に生じた。最大荷重は97tfで、変位は38mmに達し、フーチング基部でのひびわれが大きくなり荷重を中止した。このときコンクリートの顕著な圧壊は見られなかった。一方HF2では6-7tfのときフーチング基部に曲げによる初期ひびわれが生じた。その後

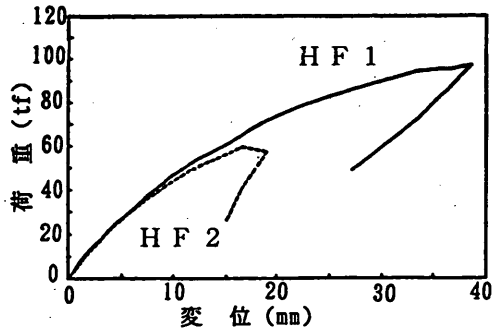


図-28 荷重変位曲線 (HF試験体単調荷重)

荷重27tf時にフーチング中央部のずれ止め位置に曲げひびわれが1本生じ、荷重荷重が30tfを超すと斜め方向にひびわれが進展した。終局時にはこの斜めひびわれの幅が増大した。フーチング基部では曲げひびわれが生じた。終局時にはコンクリートのせん断破壊となった。最大変位は16mmであり、HF1試験体と比較して耐荷力も変形能力も劣っていた。また正曲げのときのひびわれの分散性は少なかった。

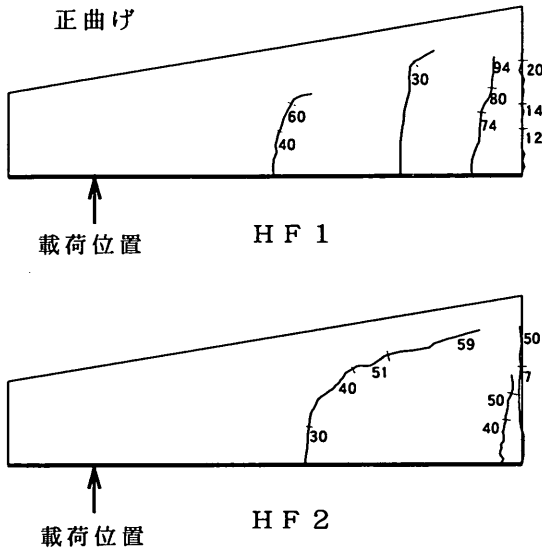
HF試験体の交番荷重時の荷重と荷重点変位の関係を



図-30に示す。図中で荷重の値が負の領域は主鉄筋が引張側、正の領域は鋼板が引張側となる載荷を示す。両試験体とも、荷重-9tf時に曲げひびわれがフーチング部基部に生じ、剛性が若干低下した。試験体の降伏荷重は、HF1では-52tf程度、HF2では-19tf程度であった。最終的に、コンクリートの圧縮破壊は生じておらず、変形が増大した。荷重の値は増加し、減少するまで至らなかったが、アクチュエーターのストロークの制約(±200mm)により載荷を終了した。図-31にひびわれパターンを示す。HF1とHF2試験体とも曲げひびわれが卓越した。ひ

びわれの発生は鋼板側より主鉄筋側に多く見られた。鋼板側は静的単調載荷の場合と同様にひびわれが集中して発生した。ただしHF1試験体の方がHF2よりもややひびわれが分散して発生した。載荷終了後除荷した時点で、HF2の基部付近のひびわれは幅が10mm程度まで広がっていたのに対し、HF1ではいずれのひびわれの幅も1mm未満であった。これらの結果から交番載荷でもウェブとフランジを有するHF1試験体の耐力と変形能力はHF2試験体よりも優れていた。

次にフーチングと隣接する部材とをモデル化したHB試験体の載荷荷重と載荷点の変位の関係を図-32に示す。この図の変位は、試験体の剛体変位を除去した補正後の変位である。図-32に示すようにHB2試験体よりもHB1試験体の方が終局耐力と変形能力ともに優れていた。この傾向はHF試験体と同様である。終局時のひびわれパターンを図-33に示す。HF試験体とは異なり、フーチング部のひびわれはさほど生じなかった。HB1試験体では40tfのときフーチング基部に曲げひびわれが生じ、その後50tfのとき底版部に斜め方向にせん断ひびわれが生じ、載荷にしたがってこのひびわれが進行した。フーチング部ではなく背後の底版部にひびわれが集中して生じた。HB2試験体ではフーチング部にずれ止め位置に曲げせん断ひびわれが載荷荷重40tfのときに生じ、その後底版部に載荷荷重約60tfのときせん断ひびわれが発生した。また外壁の基部にも曲げせん断ひびわれが生じた。最終の破壊はフーチング基部でなく底版部のせん断破壊であった。一方ケーソン外壁に相当する版では、ひびわれがほとんど発生していなかった。試験終了後、ケーソンの内部から観察した底版部と隔壁部のひびわれ状況を図-



数字は載荷荷重(単位tf)  
図-29 ひびわれ状況(HF試験体単調載荷)

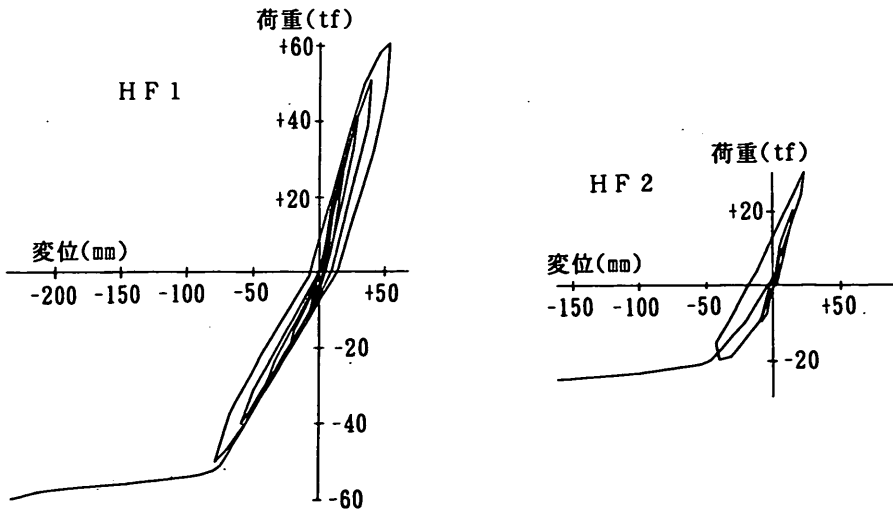


図-30 荷重変位曲線(HF試験体交番載荷)

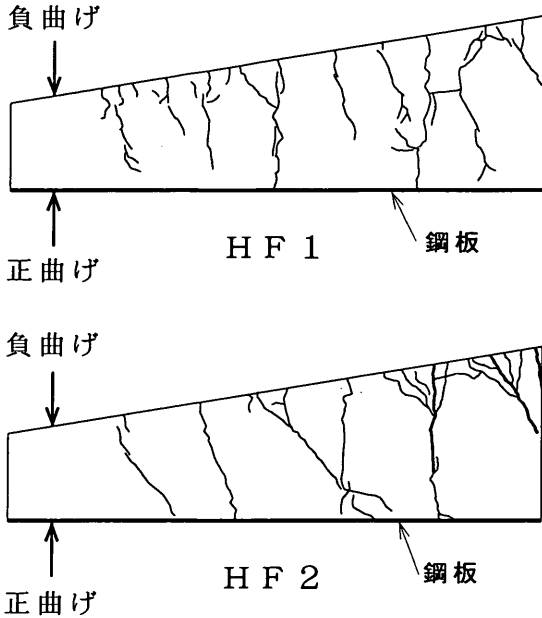
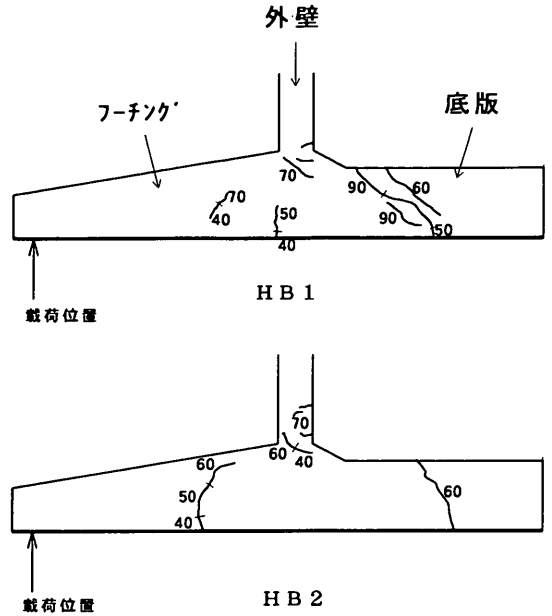


図-31 ひびわれ状況 (HF試験体交番載荷)



数字は載荷荷重 (単位tf)

図-33 ひびわれ状況 (HB試験体)

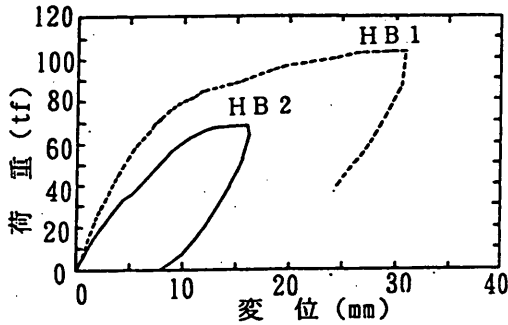


図-32 荷重変位曲線 (HB試験体)

34に示す。底版部には、フーチング部および隔壁部との接点から斜め方向にひびわれが発生していた。

#### 4.2 鋼材とコンクリートのひずみ

HF試験体の単調載荷時の載荷荷重40tfのときと終局時の鋼板と主鉄筋でのひずみの測定値を図-35と図-36に示す。鋼材のひずみ分布はフーチング基部より先端に行くに従って減少するが、載荷荷重40tfのときHF1試験体の方がHF2試験体よりひずみ量が全体的にやや小さかった。載荷荷重の増加にともない、HF1試験体ではフーチング基部で鋼板が降伏したが、HF2試験体では終局まで降伏に至っていなかった。またHF1のフーチング基部

における曲げモーメントと鋼板のひずみの関係を図-37に示す。図-36に示すようにHF1では基部で引張鋼板が降伏しており、圧縮側コンクリートのひずみも $-2339 \times 10^{-6}$ と、圧壊ひずみに近い値となっている。さらに載荷を続ければコンクリートが圧壊したと思われるが、油圧ジャッキや載荷フレームの容量の限界のため、荷重97tfで載荷を中止した。一方HF2では、終局時の主鋼板の最大ひずみは $1321 \times 10^{-6}$ であり、降伏ひずみに達していない。これはコンクリートのひび割れ発生状況から分かるようにHF2では鋼板が降伏する前に、コンクリートのせん断破壊が生じたことによる。

図-38に交番載荷時のHF1試験体フーチング基部の鋼板ひずみの測定結果を示す。正曲げ時の曲げモーメントと鋼板ひずみの関係は、単調曲げ載荷の場合(図-37)と同程度であり、交番載荷によるひずみの進行は見られなかった。今回の加力サイクルでは、同一荷重振幅での繰り返し数が1回であったので、交番載荷による鋼材の硬化やひびわれ界面の損傷が小さかったためと考えられる。また負曲げ時の鋼板の座屈は見られなかった。

HB試験体の終局時のひずみの測定値を図-39に示す。引張鋼板の最大ひずみは、HB1では $975 \times 10^{-6}$ 、HB2では $713 \times 10^{-6}$ であり、いずれも降伏ひずみに達していない。しかしながら外壁の基部ではやや大きな圧縮ひずみが測

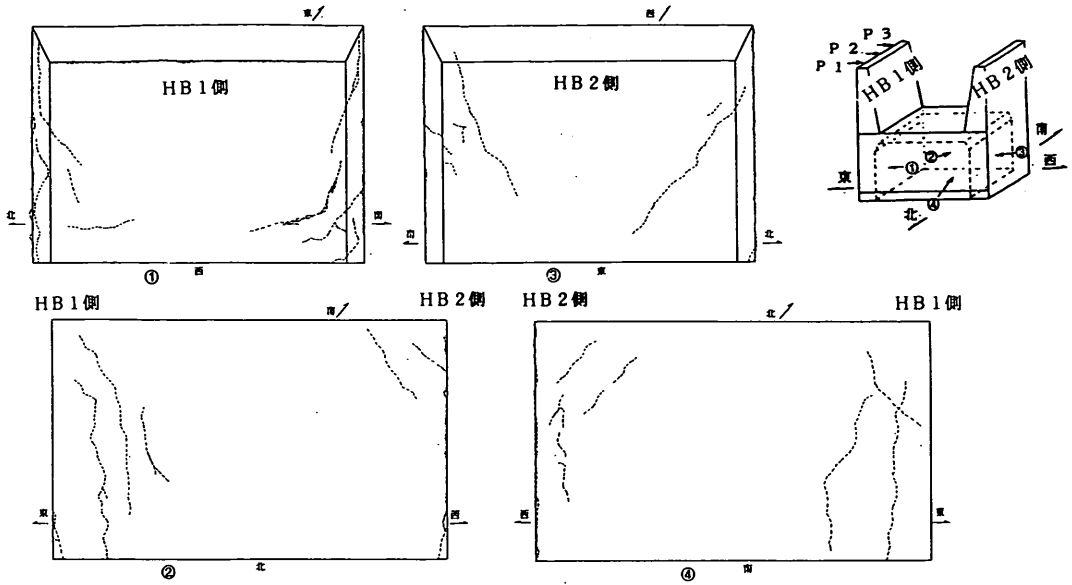


図-34 ひびわれ状況 (HB試験体内部)

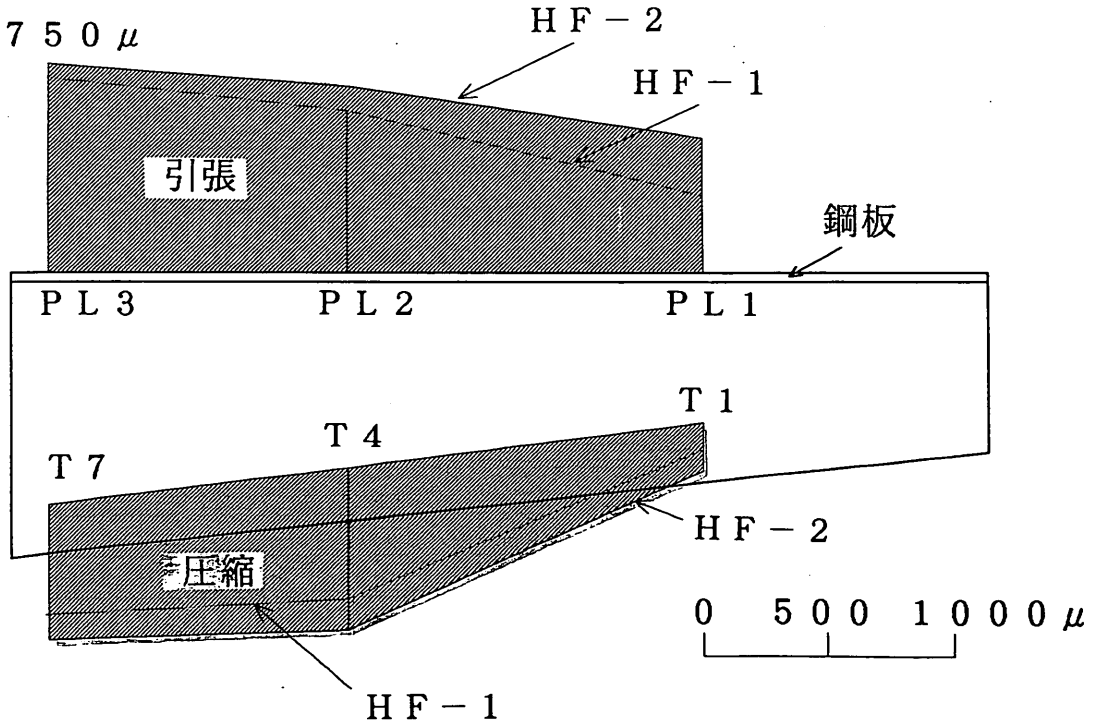
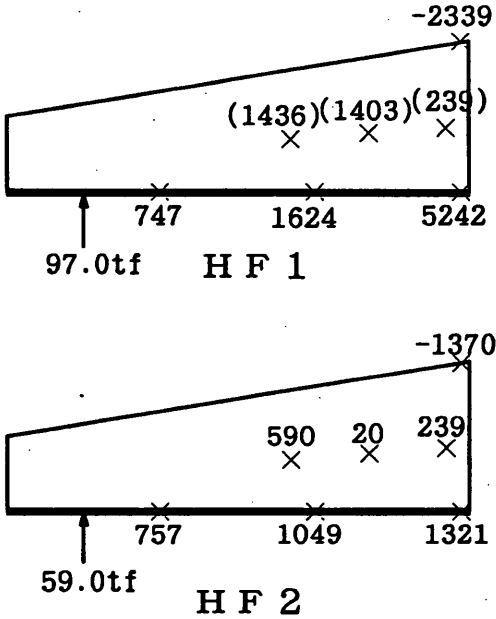


図-35 HF試験体の鋼材のひずみ (単調載荷, 荷重40tfのとき)



× : ひずみ計測位置  
 数字はひずみ測定値  $\times 10^6$   
 ( ) 内数字は鋼板せん断ひずみ

図-36 終局時のひずみの状況 (HF試験体, 単調載荷)

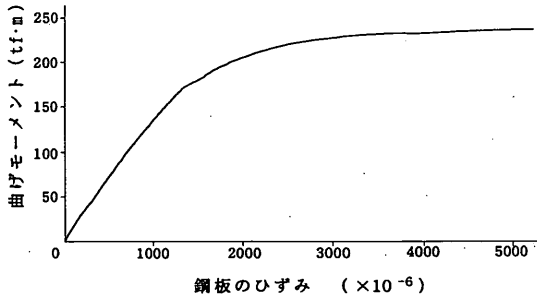


図-37 曲げモーメントと鋼板のひずみの関係 (HF1単調載荷)

定されているが、鋼材の座屈降伏には至っていない。すなわちHB試験体では鋼材の破壊は生じていなかった。従って、この鋼材のひずみの測定結果からもHB試験体の破壊形態は、コンクリートのせん断破壊であると考えられる。

#### 4.3 鋼板とコンクリートのずれ変位

図-40～43に各試験体の単調載荷時の荷重とずれ変位

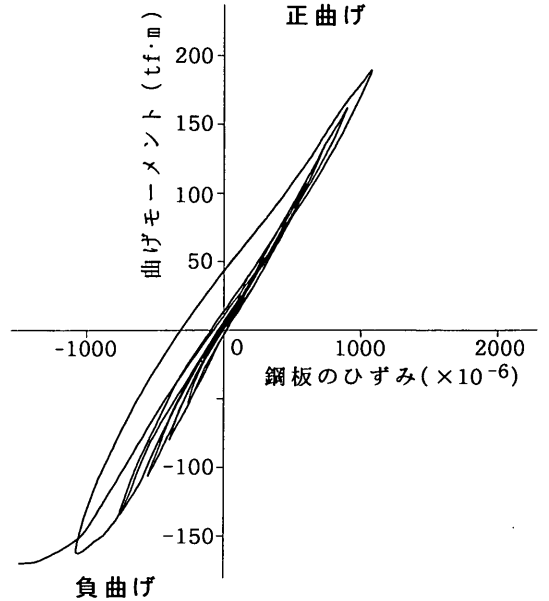
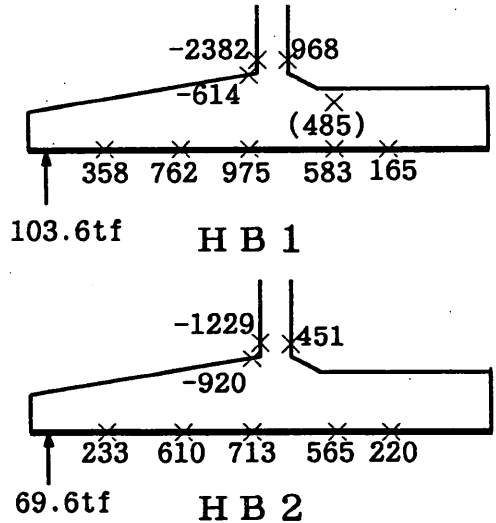


図-38 曲げモーメントと鋼板のひずみの関係 (HF1交番載荷)



× : ひずみ計測位置  
 数字はひずみ測定値  $\times 10^6$   
 ( ) 内数字は鋼板せん断ひずみ

図-39 終局時のひずみの状況 (HB試験体)

量の関係を示す。HF試験体では図-26に示すSL-1～SL-4の4箇所、またHB試験体では図-27に示すSL-1～SL-3の3箇所、ずれ変位計によりこのずれ量を計測した。HF試験体では荷重開始とともにずれが生じている。一方HB試験体では荷重荷重12tf前後からずれが生じている。荷重荷重の増加とともにずれ量はほぼ比例して増加する傾向にあるが、フーチング先端(SL-1)より基部(SL-4)の方がずれ量はやや大きい。HF1試験体では終局時にフーチング基部(SL-4)のずれ量が2.0mmに達した。

図-44にHF試験体単調荷重における荷重40tf時の鋼板とコンクリートのずれ変位の測定結果を示す。荷重40tfの時点ではずれ量は0.55mmと比較的小さく、鋼板とコ

ンクリートは力学的にはほぼ一体化されている。HF1とHF2の差は小さく、形鋼によるずれ止めが、鉄筋によるずれ止めと同様に機能していることがわかる。この載荷荷重ではずれ量もフーチングの測定範囲でほぼ一様であり、特にフーチング基部にずれが集中する傾向は見られなかったが、図-40に示すように載荷荷重の増加とともにフーチング基部のずれ量のみ増加していった。これはフーチング基部でのコンクリートのひびわれの増加と関連している。

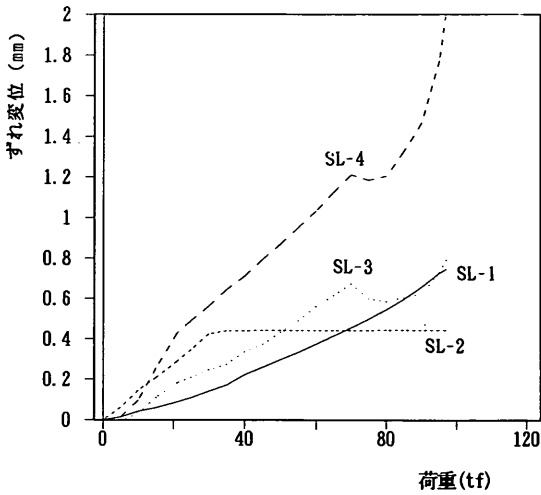


図-40 荷重とずれ変位の関係 (試験体HF1)

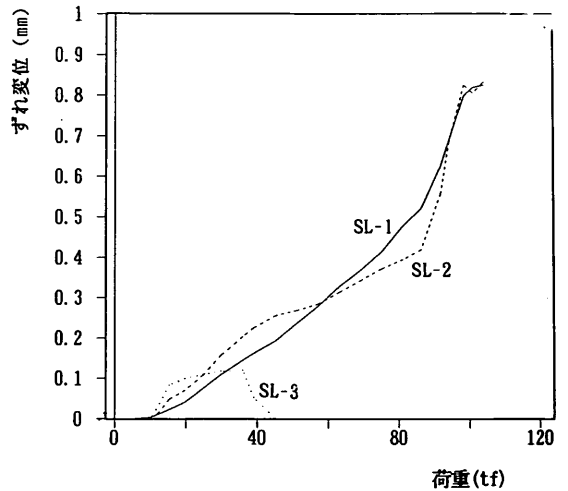


図-42 荷重とずれ変位の関係 (試験体HB1)

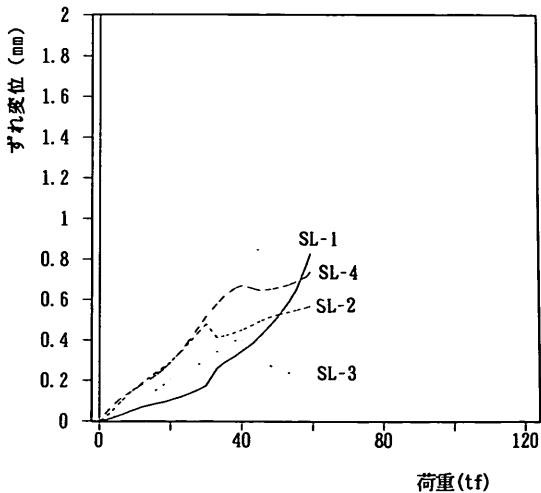


図-41 荷重とずれ変位の関係 (試験体HF2)

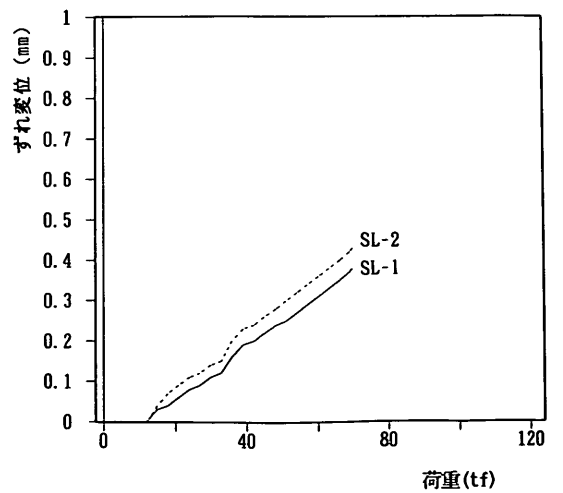


図-43 荷重とずれ変位の関係 (試験体HB2)

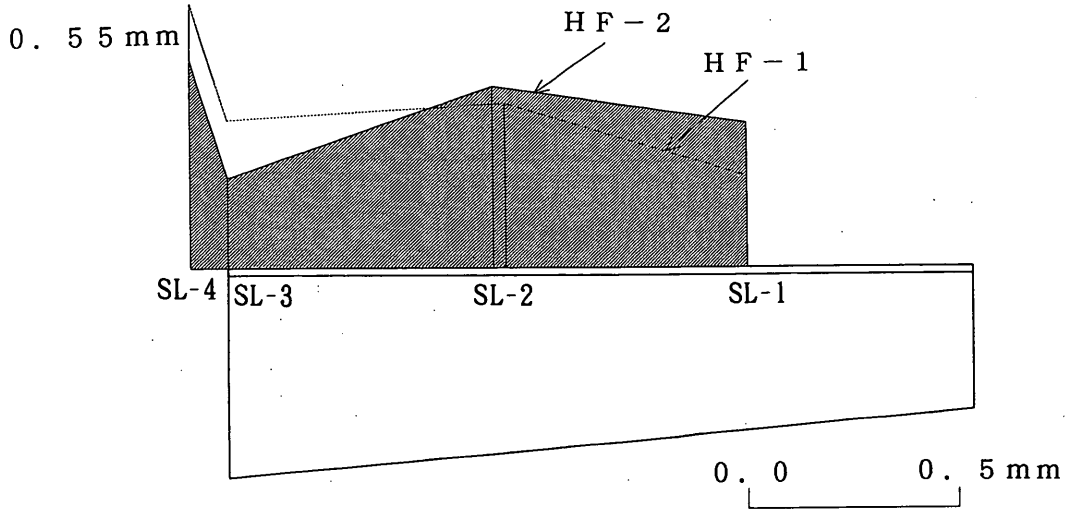


図-44 鋼板とコンクリートとのずれ変位（単調載荷，荷重40tfのとき）

## 5. 試験結果と計算値との比較

### 5.1 HF試験体

表-5 にHF試験体の正曲げ単調載荷時の耐力の計算値と実験値との比較を示す。ここでせん断耐力は前述の2.3(4)に従って計算した。この計算値はフーチングのテーパーを考慮して式(1)により補正した値である。曲げ降伏荷重は前述の2.3(3)に従って計算した。これらの計算の際、材料の強度等の値としては、材料試験による実測値を用い、部材係数の値は1.0とした。また断面の有効高さは、コンクリート圧縮縁から鋼材重心位置までの距離とした。

表-5 から、HF1では、曲げ降伏荷重の計算値(95.3tf)と最大荷重の実験値(97.0tf)とが近い値となっている。また、ひびわれとひずみの状況から破壊形態は曲げ破壊である。このことから、今回の曲げ降伏荷重の計算方法で実験での降伏荷重を精度よく計算できた。すなわち降伏曲げモーメントは、引張域のT形鋼板も引張鉄筋に換算して、従来の鉄筋コンクリートと同様に計算できることがわかる。

また、HF1の最大荷重の実験値は、コンクリートのせん断耐力の計算値よりも約42tf大きい。この値はせん断補強鋼材（HF1ではT形鋼板ウェブ）のせん断耐力143tfの約30%である。HF1の破壊形態はせん断破壊ではないので、せん断耐力実験値は得られなかったが、今回の結果から、T形のせん断補強鋼板のせん断耐力計算値のうち、少なくとも30%はコンクリートのせん断耐力に累加できることがわかった。

表-5 HF試験体の耐力の計算値と実験値との比較（正曲げ時）

試験体	計算値			実験値
	せん断耐力 (tf)		曲げ降伏荷重 (tf)	最大荷重 (tf)
	コンクリート	鋼材		
HF1	54.9	143.0	95.3	97.0
HF2	51.6	91.4	79.3	59.0

表-5 からHF2では実験の最大荷重が59tfで、計算による曲げ降伏荷重(79.3tf)よりかなり下回った。破壊形態はコンクリートのせん断破壊である。そこでコンクリートのせん断耐力計算値(51.6tf)と最大荷重実験値を比較してみると、差は約7tfしかない。HF2ではせん断補強鋼材として、ずれ止めを兼ねた異形鉄筋を使用した。この鉄筋により91.4tfのせん断耐力が負担されると計算されたが、実際には鉄筋のせん断補強効果はほとんどなかった。この原因として、フーチング基部に曲げひびわれが生じることにより、トラス機構的なせん断耐荷機構が形成されなかったと考えられる。すなわちトラス機構で斜材にあたるコンクリートの圧縮場が、フーチング基部で形成されなかったことによる。

このように試験体HF2では、コンクリートの受け持つせん断耐力とせん断補強鉄筋の受け持つせん断耐力が累加できなかった。HF2のせん断補強鉄筋比（=せん断補強鉄筋1本当たりの断面積 / (せん断補強鉄筋配置間隔×コンクリート幅)）は0.40%であり、コンクリート標準示方書に規定された棒部材の最小スターラップ量である0.15%を満たしているため、鉄筋量としては過小な値

表-6 HF試験体の負曲げ降伏荷重の計算値と実験値との比較

試験体	計算値				実験値
	仮定	中立軸高さ (cm)	降伏曲げモーメント (tfm)	降伏荷重 (tf)	降伏荷重 (tf)
HF1	完全合成	24.2	133.7	48.6	52
	重ね梁	鉄骨 27.82 RC 18.72	鉄骨 85.1 RC 47.8 合計132.9	48.3	
HF2	複鉄筋梁	12.6	51.1	18.6	19

ではない。ただしHF2では幅50cmの試験体の幅方向の中央のみにせん断補強鉄筋を配置しており、同一の鉄筋量でも試験体の幅方向に2列に分けて配筋しコンクリートの拘束を高めた場合に同様の結果となるかどうかは今回確認されていない。鉄筋を用いたフーチング部の有効なせん断補強方法に関しては、さらに引き続いて検討する必要がある。

表-6にHF試験体の負曲げ降伏荷重の計算値と実験値との比較を示す。T形の補強鋼板を有するHF1では、完全合成機構および重ね梁機構の2種類の状況を仮定して計算した。ここで完全合成機構とは、鉄骨(主鋼板+T形鋼板)と鉄筋コンクリートが完全に一体化され、相互にずれが生じず、鉄骨と鉄筋コンクリートとが同一の中立軸と曲率をもつとする仮定である。この機構での鋼材降伏時のひずみの分布は図-45のように計算される。図-45で鉄骨に作用する引張力は約30tfであり、この力が水平ずれ力としてT形鋼板のフランジに作用することになる。また重ね梁機構とは、鉄骨と鉄筋コンクリートとが異なる中立軸と同一の曲率をもつとする仮定であり、相互にずれが生じる。鋼材降伏時のひずみの分布は図-46のように計算される。同図に示すようにHF1については、鉄骨の中立軸位置と鉄筋コンクリートの中立軸位置が近くなった。このため完全合成機構と重ね梁機構の仮定による降伏荷重の計算値は両者ほぼ同じ値となった。これらの計算値と実験値を比較するとやや実験値の方が大きくなったが、ほぼ降伏荷重を精度良く推定できた。

またHF2では、前述の式(9)、式(10)により座屈応力度照査を行って、鋼板が座屈しないことを確認した上で、鋼板を圧縮鉄筋とみなして、複鉄筋梁として負曲げ降伏荷重を計算した。計算結果(18.6tf)は実験結果(19tf)とほぼ一致している。

これらの結果から、合成版式フーチングの曲げ降伏荷重は、正曲げ及び負曲げともに、鋼板を鉄筋に置き換えて鉄筋コンクリート梁と同様に算定でき、T形の補強鋼板を有する場合には、この補強鋼板も引張鉄筋に換算して算定できる。ただしこれは幅50cmの試験体の幅方向の

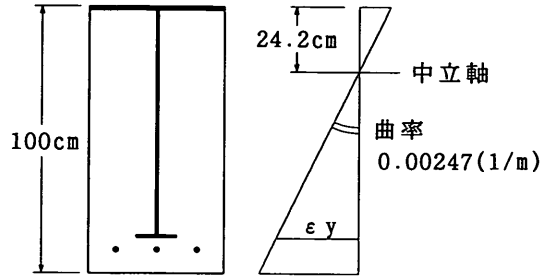


図-45 完全合成機構での降伏時のひずみ分布

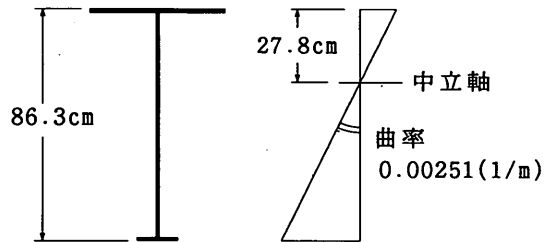
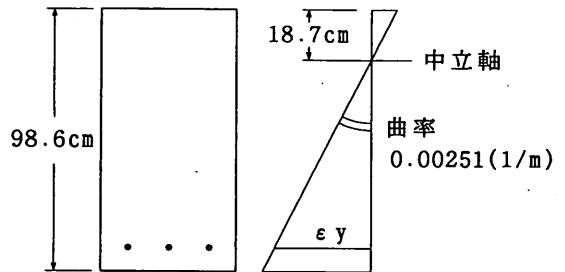


図-46 重ね梁機構での降伏時のひずみ分布

中央にT形鋼板を配置した場合の結果であり、T形補強鋼板の間隔が広い場合の有効幅の設定については今後の課題である。

## 5.2 HB試験体

試験体のフーチング基部に発生する断面力(曲げモーメントとせん断力)は、隣接する底版部にも伝達し、底版部に断面力を与える。そこでここでは底版部に生じた断面力について検討する。まず底版部の断面に生じた曲げモーメントの測定値  $M_{FI}$  を、ひずみゲージで測定したひずみ量から式(17)により求めた。

$$M_{FI} = T \cdot (d - x_0/3) \quad (17)$$

ここで、 $T$  : 鋼板に生じる引張力で、式(18)により求めた。

$$T = A_s \cdot E_s \cdot \epsilon_s \quad (18)$$

- $A_s$  : 鋼板の断面積
- $E_s$  : 鋼板のヤング係数
- $\epsilon_s$  : 鋼板のひずみの測定値
- $d$  : 有効高さ, すなわち圧縮縁と引張鋼板重心との距離
- $x_0$  : 中立軸高さで, 式(19)により求める。

$$x_0 = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_c - \epsilon_s} \cdot d \quad (19)$$

$\epsilon_0$  : 圧縮縁のコンクリートのひずみ測定値  
式(17)で求めた曲げモーメント  $M_{FI}$  と, 計算値  $M_F$  とを, HB2のフーチング基部から5cmの断面で比較したものが図-47である。ただし  $M_F$  は式(20)で計算した。

$$M_F = L_P \cdot P \quad (20)$$

ここで,  $L_P$  : 載荷点と断面との距離

$P$  : 荷重

図-47に示すように  $M_F$  と  $M_{FI}$  が80tfmまでの曲げモーメントの範囲でほぼ一致したことから, 式(17)を用いて底版部に発生した曲げモーメントを求めてよいと判断した。底版部では, フーチングとの接合部から30cmおよび65cm離れた2断面でひずみを測定した。各々の断面で得られたひずみ量から式(17)で曲げモーメントを算出し, 荷重との関係を示したものが図-48と図-49である。図中の直線は, 2.3(6)に述べたように, 版厚の3乗に比例させてフーチングの曲げモーメントを底版と外壁に分配し, 3辺固定版の有限要素解析に基づく表-2の係数を用いて求

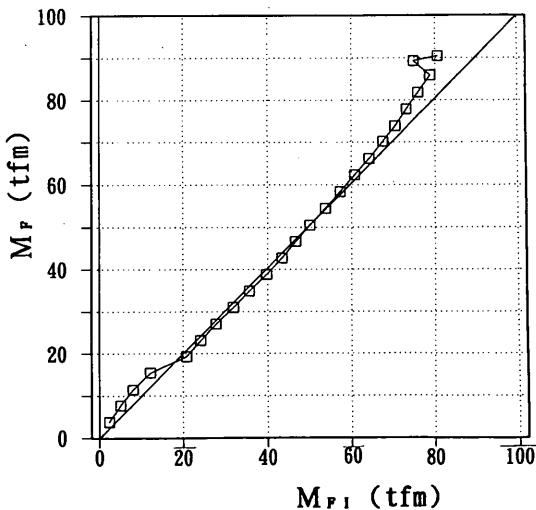


図-47 ひずみ測定値から求めた曲げモーメント  $M_{FI}$  と計算値  $M_F$  の関係

めた計算値である。ひずみ測定値による曲げモーメントは, 計算値よりも大きな値となっている。特に接合部から65cmの箇所では, 測定値/計算値がかなり大きく, 同じ荷重に対して測定値は計算値のほぼ2倍である。この原因として, 載荷実験では3辺が完全に固定されているわけではなく, 反力床に固定されている1辺のみ完全固定で他の2辺(隔壁に相当する版)は不完全に固定されていること等が考えられる。

図-50はせん断力の測定値(◇印)を示している。せん断力は2箇所のひずみ測定値から求めた曲げモーメントをこの2箇所の距離で除して求めた。図中の実線及び破

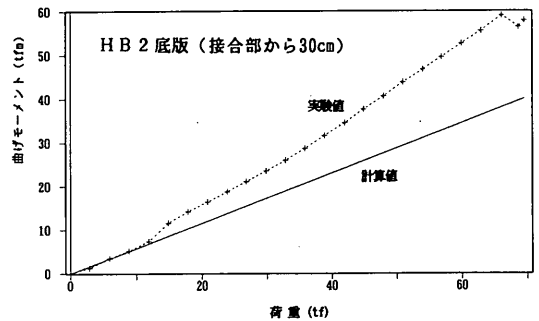


図-48 底版での曲げモーメントの実験値と計算値

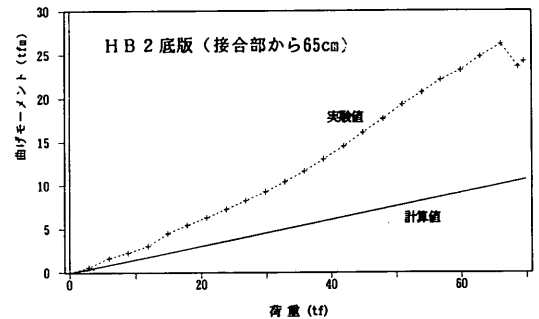


図-49 底版での曲げモーメントの実験値と計算値

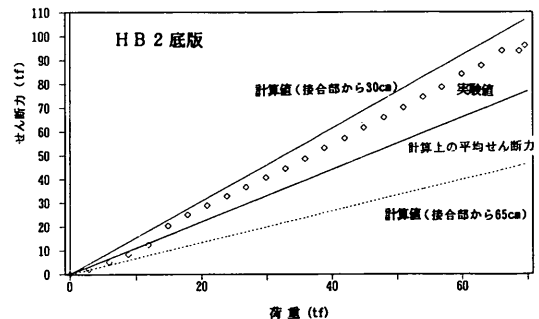


図-50 底版でのせん断力の実験値と計算値



線は3辺固定版の有限要素解析に基づく表-2を用いて求めた2箇所のせん断力である。ひずみ測定値から求めたせん断力は、計算値を表す2直線の間より上にあり、フーチングより30cm離れた箇所でのせん断力に近かった。計算上では2箇所のせん断力の平均値が実測値に等しいはずだが、実験での底版のせん断力は計算値より大きかった。

以上述べたように、今回の試験体で計測した範囲では、フーチングから底版への伝達力は、3辺固定版の解析結果に基づく表-2を用いた計算値よりも大きかった。ただしオーダーとしては両者に極端な相異はなく、計算方法はおおむね妥当と判断された。

表-7にフーチング基部での実験時での最大荷重時の作用外力と耐荷力の計算値を示す。フーチング基部での曲げおよびせん断耐荷力は、ともに作用外力より大きかった。このため、フーチング基部では載荷試験中に曲げ破壊もせん断破壊も生じなかったと言える。表-8はHB2試験体での底版での作用外力と耐荷力の計算値を示す。HB1試験体はひずみ測定位置の関係から作用外力は計算できなかった。作用外力は、ひずみ測定値から求めた実験値と、版厚の3乗に比例させて曲げモーメントを分配し3辺固定版の解析結果に基づいて各点における値を求めた計算値の両者を示している。これらの値は図-48と図-50から読みとることができる。耐荷力の計算値は、底版の断面形状から決まる値であり、せん断破壊を生じた付近で求めた。表-8から、底版に生じたせん断力の実験値96tfは、せん断耐荷力の計算値81tfより大きく、曲げに関しては耐荷力(117tfm)が作用モーメント(59tfm)より大きい。したがって底版でせん断破壊が生じた

のである。

### 5.3 考察

表-9に2.2で示した護岸ケーソンのフーチング基部に発生する断面力の計算結果と、今回載荷した試験体の終局耐力の実験値を示す。試験体の耐力はフーチング基部での値に換算してある。計算値は常時と地震時の静的計算、および地震時の動的応答解析結果である。また、表中の実験値はフーチング幅1m当りに換算してある。すなわちHF試験体は幅50cmなので終局耐力の実験値を2倍し、HB試験体は幅2.25mなので、2.25で除している。さらにHB試験体は縮尺1/2の模型なので、終局の実験値を単純に2倍した値を示してある。

T形の鋼板でせん断補強したHF1では、正曲げのときの載荷試験で得られた曲げ耐力(485tfm/m)が計算値(283tfm/m)よりも大きい。一方、ずれ止めを兼ねたせん断補強鉄筋で補強したHF2では、載荷試験で得られたせん断耐力(118tf/m)が、地震時せん断力の静的計算値(189tf/m)よりも小さい。すなわち仮に2.2で示した条件下でHF2と同一構造のフーチングを使用すると、せん断耐力が不十分であることがわかる。フーチング部の鉄筋による有効なせん断補強方法は、前述したように今後さらに検討する必要がある。現状では、基本的にはコンクリートの受け持つせん断耐力のみを期待し、HF1のように形鋼などの鋼材によるせん断補強効果については、模型載荷試験を行って確認するのがよい。

また底版部で破壊したHB試験体の耐力は、常時曲げモーメントの静的計算値(148tfm)をも下回っている。これはフーチング基部での破壊より、底版での破壊が先

表-7 HB試験体のフーチング基部での作用外力(実験値)と耐荷力(計算値)

試験体	フーチング基部での作用外力(実験値)			耐荷力(計算値)	
	実験での最大荷重(tf)	基部での作用曲げモーメント(tfm)	基部での作用せん断力(tf)	曲げ耐荷力(tfm)	せん断耐荷力(tf)
HB1	103.6	139.8	65.6	170	190
HB2	69.6	93.9	44.1	148	85

表-8 HB2底版部での作用外力(実験値)と耐荷力(計算値)

実験での最大荷重(tf)	作用外力(実験値)				耐荷力(計算値)	
	底版での作用曲げモーメント(tfm)		底版での作用せん断力(tf)		曲げ耐荷力(tfm)	せん断耐荷力(tf)
	ひずみゲージの測定値から	伝達力の計算から	ひずみゲージの測定値から	伝達力の計算から		
69.6	59	40	96	77	117	81

表-9 フーチング作用断面力計算値と耐力の実験値

フーチング基部での作用断面力の計算値			
計算方法	荷重	作用曲げモーメント (tfm/m)	作用せん断力 (tf/m)
静的	常時	148	98
	地震時	283	189
動的	地震時	209	72
模型試験体の耐力の実験値			
試験体	抵抗曲げモーメント (tfm/m)	せん断耐力 (tf/m)	破壊形態
HF 1	485	—	曲げ破壊
HF 2	—	118	せん断破壊
HB 1	124*	—	底版せん断破壊
HB 2	83*	—	底版せん断破壊

\*）底版破壊時のフーチング基部での曲げモーメント

表-10 山形鋼をずれ止めとして用いた試験体の設計ずれ耐力

試験体	ずれ止めの幅1m当たりの設計耐力 $Q_d$ (tf/m)	水平ずれ力が $Q_d$ に達するときのせん断力 $S$ (tf)
HF 1	100.7	21.4
HB 1	65.5	39.4*

\*）底版でのせん断力

行したことによる。このように長いフーチングでは、ケーソン本体の底版や外壁に伝達される断面力により隣接部材が破壊する可能性があるので十分な注意が必要である。すなわち部材単位で構造設計すると耐力を危険側に算定することになるので、隣接部材を含めた構造系で断面力を算定する必要がある。

表-10に、HF1、HB1における山形鋼ずれ止めの式(8)による水平ずれ耐力 ( $Q_d$ )、および水平ずれ力が  $Q_d$  に達するときのせん断力 ( $S$ ) の式(7)による計算結果を示す。せん断力はHF1で21.4tf、HB1(底版部)で39.4tfと計算された。これらの値はHF1では載荷荷重34tf(テーパを考慮した式(1)による補正值)、HB1では載荷荷重18.2tf(フーチングから底版への伝達力を考慮)に相当する。

載荷試験ではHF1では97tf、HB1では103tfの荷重が作用したが、これらの載荷荷重までずれ止めの破壊はみられなかった。これはT形鋼が、コンクリートと引張鋼板とのずれを拘束したため山形鋼によるずれ止めにほとんど

所定のずれせん断力が作用しなかったことによると考えられる。今回山形鋼のひずみは測定しなかったため、このことが正しいか確認されていない。T形鋼と山形鋼ずれ止めのずれせん断力の分担に関しては今後の検討課題としたい。

## 6. 結論

2種類のせん断補強鋼材とずれ止めを用いた合成版式ケーソンのフーチング模型梁の正負曲げ試験およびフーチングと隣接部材を含めた接合部の模型の正曲げ試験を行った。今回の試験の範囲内で得られた結論は以下のとおりである。

- (1) 合成版を用いることによりフーチングをケーソン底版から鉄筋コンクリートよりもかなり長く張り出せることが実験的に確認できた。梁モデルの載荷試験ではT形の鋼板でフーチングを補強した場合、曲げ破壊がフーチング基部に生じ、かつじん性も高かった。
- (2) 今回設定した鋼板の厚さや鉄筋の配置などの構造細目で、せん断補強鋼材としてT形の補強鋼板を用いた場合には補強効果が得られたが、鉄筋を用いた場合には補強効果が得られなかった。これはフーチング基部での曲げひびわれにより、従来から言われているトラス機構によるせん断耐荷機構が発揮できなかったからである。鉄筋をせん断補強鋼材として用いる際には、コンクリートと鋼材のせん断耐力を単純に累加できないので注意が必要である。この場合基本的にはコンクリートのみのせん断耐力で設計するのが現状では適切である。フーチング部の鉄筋による有効なせん断補強方法に関しては、今後さらに検討する必要がある。
- (3) 交番載荷での破壊性状は、正曲げと負曲げの単調載荷の破壊性状を重ね合わせた状況であった。交番載荷による影響はさほど見られず破壊に至るまでのじん性も高かった。合成版式フーチングでは、一般的に主鉄筋の方が鋼板より鋼材量が少ないので、負曲げすなわち主鉄筋側に引張力が作用したときにフーチングの耐力が決定された。
- (4) 合成版式フーチングの降伏曲げモーメントは、正曲げ及び負曲げともに、鋼板を鉄筋に置き換えて鉄筋コンクリート梁と同様に算定でき、T形の補強鋼板を有する場合には、この鋼板をも引張鉄筋とみなして算定できる。ただしこれは幅50cmの試験体の幅方向の中央にT形鋼板を配置した場合の結果であり、

T形補強鋼板の間隔が広い場合の有効幅の設定については今後の課題である。また鋼板とコンクリートとを完全合成あるいは重ね梁と仮定して曲げ耐荷力を計算しても今回ほとんど差はなかった。

- (5) フーチングと隣接部材との接合部をモデル化した試験体では、フーチング部でなく隣接した底版でせん断破壊が生じた。長いフーチングではケーソン本体の底版や外壁に伝達される断面力により隣接した部材が破壊する可能性がある。ケーソンの各部材単位で構造設計すると耐力を危険側に算定する場合があるので、隣接部材を含めた構造系で断面力を算定する必要がある。フーチングから底版に伝達する断面力に関しては、3辺固定版の有限要素解析に基づく計算値よりも試験結果の方が大きい場合もあったが、オーダーとしては両者に極端な相異はなく、計算方法はおおむね妥当と判断された。

## 7. あとがき

本報告に記した検討結果は、(財)沿岸開発技術研究センターにより平成3年3月に発行された「合成版式ケーソン設計マニュアル」<sup>11)</sup>に一部反映されている。このマニュアルには、設計法と設計事例も示されており、一般的な合成版式ケーソンの設計が可能となっている。今後合成版式ケーソンでのフーチング部の設計法をより合理的なものにして行くためには、本報告で解決できなかったフーチング部の鉄筋によるせん断補強方法等の課題を検討する必要がある。

載荷試験の実施にあたり、構造部構造強度研究室の藤澤孝夫研究官、本多宗隆前研究員(現、第五港湾建設局)の御協力を得た。有限要素解析に関しては長山秀昭氏(日本鋼管株式会社)らに御協力頂いた。また本報告のとりまとめの際、稲富隆昌構造部長よりご指導を頂いた。ここに記して感謝の意を表する。

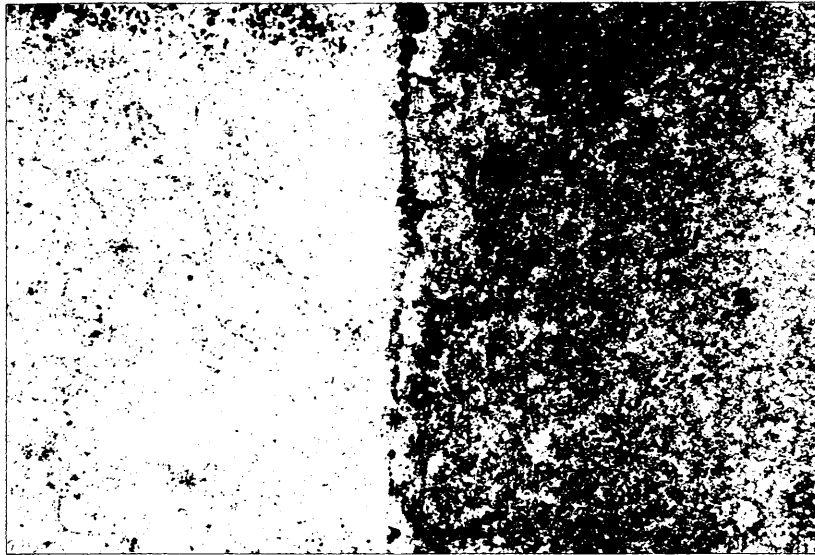
## 参考文献

- 1) 横田弘, 清宮理: 鋼コンクリートハイブリッドはりの力学特性に関する研究, 土木学会論文集, No. 451/V-17, 1992年8月, pp. 149-158
- 2) 田中征登ほか: ハイブリッドケーソンの設計・施工, 日本鋼管技報, No. 122, 1988年

- 3) Osamu KIYOMIYA and Masao YAMADA : Application of composite members to marine structures in Japan , Coastal Zone 1993 (U. S.A.) , Coastlines of Japan II, ASCE , July 1993, pp. 295-304
- 4) 堀川洋, 神田勝己, 堀家正: ケーソン式混成防波堤構造諸元の統計的分析, 港湾技研資料, No. 644, 1989年3月
- 5) 堀家正, 春日井康夫: ケーソン式係船岸の構造諸元の統計的分析, 港湾技研資料, No. 702, 1991年3月
- 6) 横田弘, 清宮理: 防波堤ケーソンに用いる新形式フーチング構造の力学特性と構造解析, 港湾技術研究所報告, Vol. 26, No. 2, 1987年6月, pp. 577-618
- 7) 清宮理, 西沢英雄: 各種防波堤フーチング部の光弾性実験及び有限要素法による応力解析, 港湾技研資料, No. 551, 1985年3月, 41p
- 8) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説改訂版, 1989年6月
- 9) 土木学会: 平成3年版・コンクリート標準示方書[設計編], 1991年9月
- 10) 横田弘, 清宮理: 曲げおよびせん断を受けるハイブリッドはりの耐力特性, 港湾技術研究所報告, Vol. 29, No. 2, 1990年6月, pp. 149-175
- 11) 沿岸開発技術研究センター: 合成版式ケーソン設計マニュアル, 1991年3月, 202p.
- 12) 横田弘, 清宮理: 鋼・コンクリート合成部材での形鋼によるずれ止めの耐荷力, 港湾技研資料, No. 595, 1987年9月
- 13) 納見昭広, 他4名: 長フーチングを有するハイブリッドケーソンの静的FEM解析: 土木学会第48回年次講演会(第III部門)平成5年9月, pp. 1396-1397
- 14) 土木学会: 国鉄建造物設計標準解説, 鉄筋コンクリート建造物及び無筋コンクリート建造物, 昭和58年4月, pp. 152-156

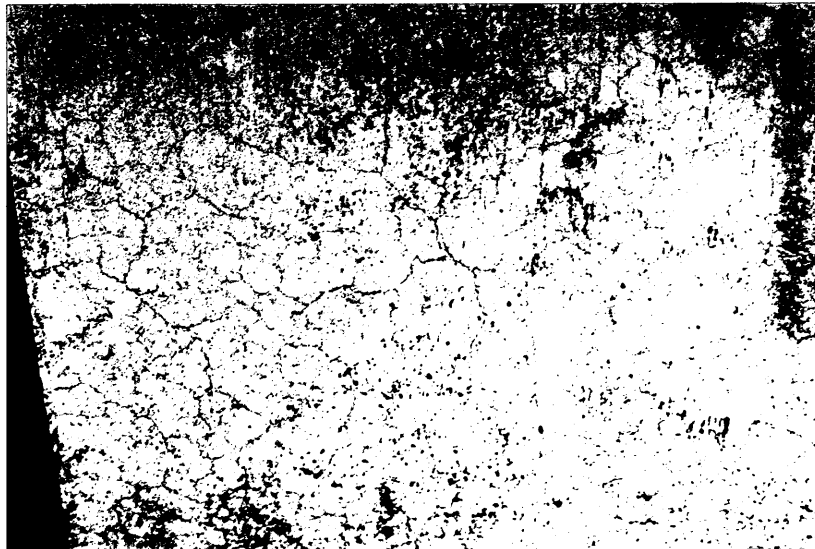


写真-1 アノード部に用いた鉄筋の表面状況



NaCl 15kg/m<sup>3</sup>  
混入したコンクリート  
(アノード側)

NaCl 混入無しの  
コンクリート  
(カソード側)



NaCl 15kg/m<sup>3</sup>混入したコンクリートの  
ヘヤークラックの発生状況

写真-2 コンクリートの表面状況

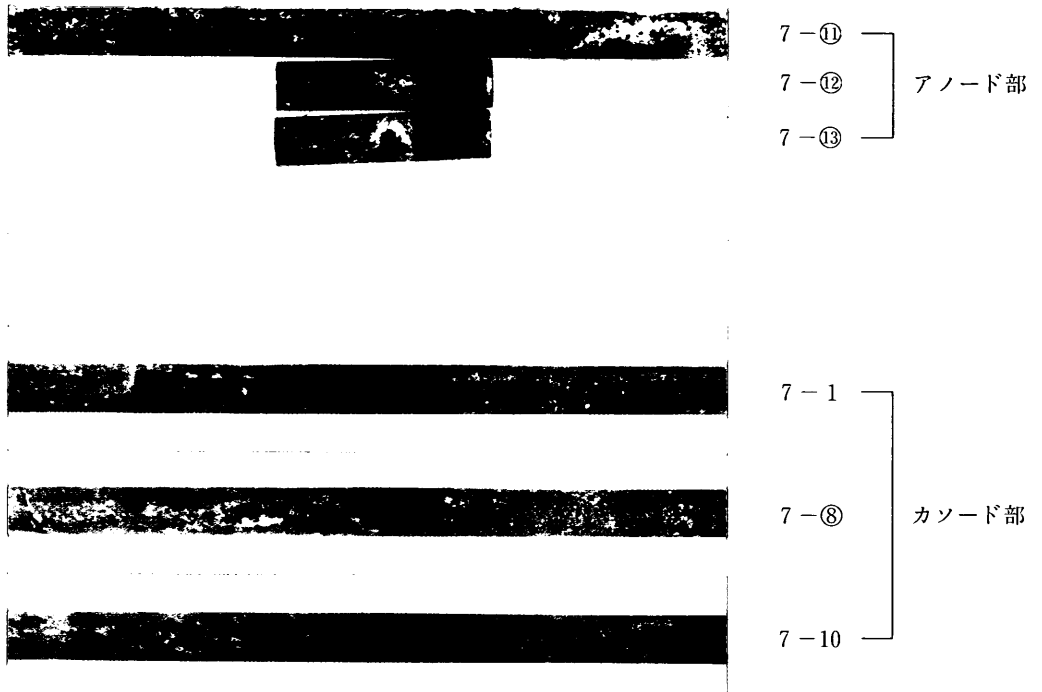


写真-3 試供体No.7 (Aa/Ac : 1/10) のアノード部の鉄筋の腐食状況およびカソード部の電極取付位置の腐食表面状況 (7-8) (脱錆前)

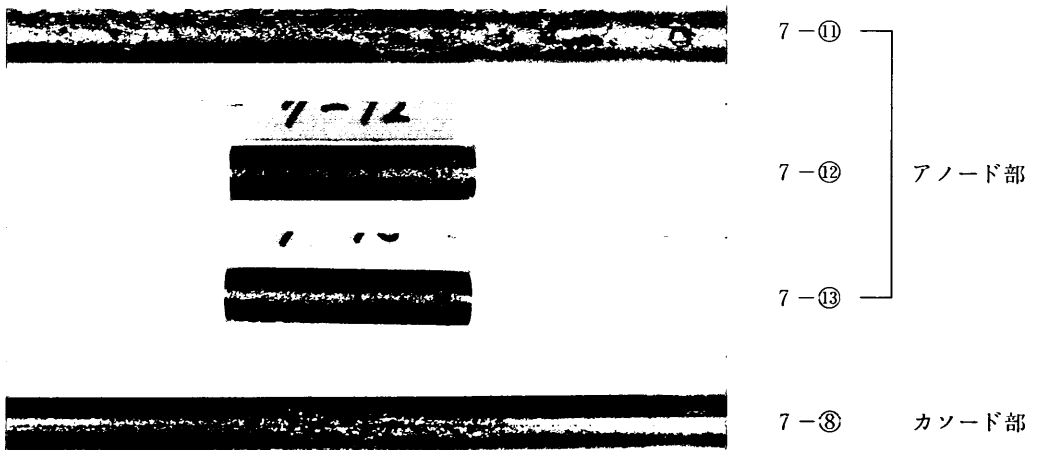


写真-4 試供体No.7 (Aa/Ac : 1/10) のアノード部の鉄筋の腐食状況およびカソード部の電極取付位置の腐食表面状況 (7-8) (脱錆後)

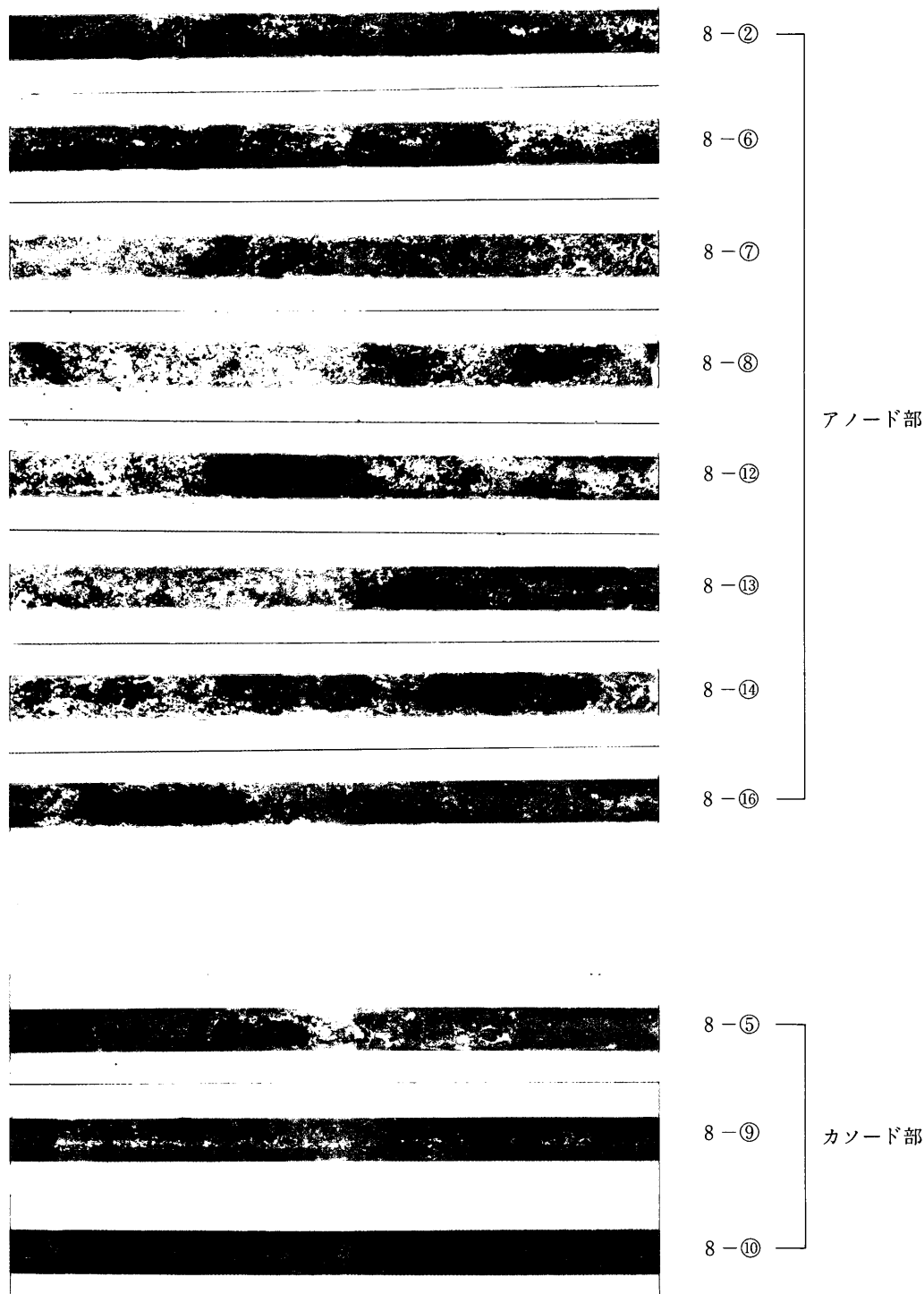


写真-5 試供体No.8 (Aa/Ac : 1/1) のアノード部の鉄筋の腐食状況およびカソード部の電極取付位置の腐食表面状況 (8-⑤) (脱錆前)

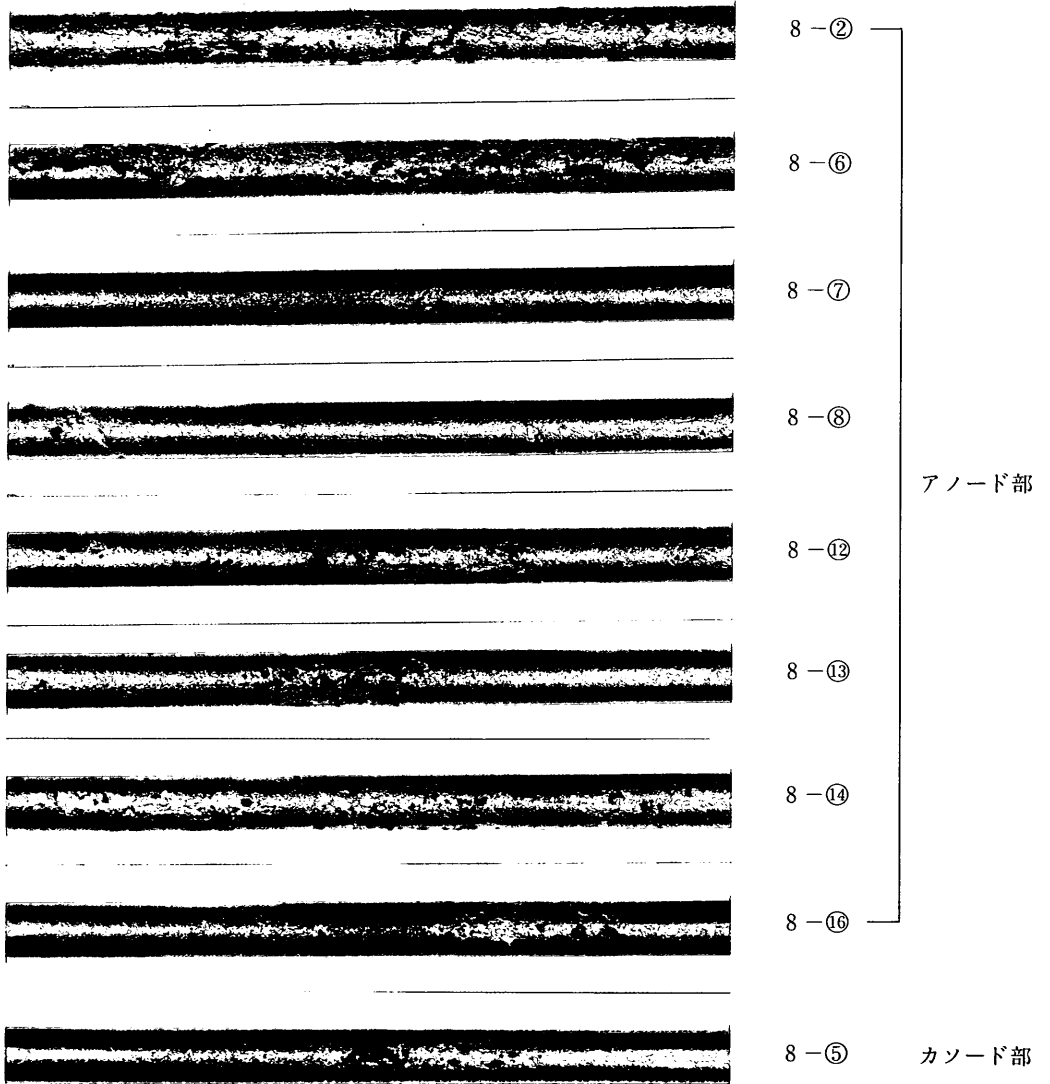


写真-6 試供体No.8 (Aa/Ac : 1/1) のアノード部の鉄筋の腐食状況およびカソード部の電極取付位置の腐食表面状況 (8-⑤) (脱錆後)