

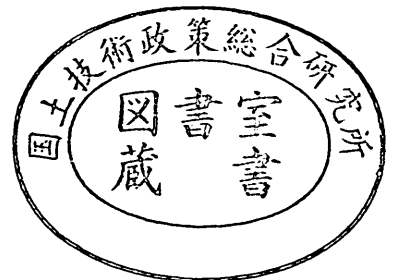
運輸省港湾技術研究所

港湾技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH
INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT

VOL. 28 NO. 3 SEPT. 1989

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN



港湾技術研究所報告 (REPORT OF P.H.R.I.)

第28巻 第3号 (Vol. 28, No. 3), 1989年9月 (Sept. 1989)

目 次 (CONTENTS)

1. 共振集波効果を応用した直立消波ケーソンの原理と水理特性
..... 高橋重雄・木村克俊・田中 智..... 3
(Wave Concentration Principle and Its Application for a New
Wave Absorbing Caisson
..... Shigeo TAKAHASHI, Katsutoshi KIMURA and Satoru TANAKA)
2. 海底地盤の波浪による液状化—現地観測および解析—
..... 善 功企・山崎浩之・佐藤 泰.....29
(Wave-induced Liquefaction in Seabed—Field Observation and Analysis—
..... Kouki ZEN, Hiroyuki YAMAZAKI and Yasushi SATO)
3. 遠心模型実験の計画と結果の信頼性—支持力に関する国際比較実験例—
..... 寺師昌明・遠藤敏雄・北誥昌樹.....59
(Planning of Model Tests and Reliability of Test Results
—Bearing Capacity of a Circular Foundation on Sand—
..... Masaaki TERASHI, Toshio ENDOH and Masaki KITAZUME)
4. 一軸圧縮試験と三軸試験を併用した新しい粘性土地盤の強度決定法
..... 土田 孝・水上純一・及川 研・森 好生.....81
(New Method for Determining Undrained Strength of Clayey Ground
by Means of Unconfined Compression Test and Triaxial Test
..... Takashi TSUCHIDA, Jun-ichi MIZUKAMI, Ken OIKAWA and Yoshio MORI)
5. 腐食鋼矢板の補修工の耐力特性..... 清宮 理・野口孝俊・横田 弘... 147
(Mechanical Properties of Repaired Steel Sheet Piles
..... Osamu KIYOMIYA, Takatoshi NOGUCHI and Hiroshi YOKOTA)

5. 腐食鋼矢板の補修工の耐力特性

清宮 理*・野口 孝俊**・横田 弘***

要 旨

海洋環境下に長期間置かれた岸壁などの施設に用いられている鋼矢板では、腐食が著しく進行して補修を施す必要性に迫られている場合がある。腐食している箇所を鉄筋コンクリートで被覆したり、あるいは鋼材を添接して失われた耐力を回復する方法が対策として採用されている。この対策工の技術的な課題に、地震力、上載荷重などの外力を受ける際の合成部材としての力学特性の把握と設計法の整備とがある。この課題を解決するため、鉄筋コンクリートで被覆したり、鋼材を添接した鋼矢板の曲げ載荷試験を実施した。載荷試験により合成部材の破壊に至るまでの過程を調べ、外力に対する補修工の抵抗機構を把握した。今回選定した補修工は、鋼矢板と補修材の合成が満足されるならば、現在提案されている設計式で計算される耐力を確保できる。しかし、合成の仕方によって終局耐力、破壊形式、じん性、継手効率などが異なるので補修工の選定にあたっては注意が必要である。

キーワード：腐食鋼矢板，補修工，合成梁，載荷試験

* 構造部 構造強度研究室長
** 構造部 構造強度研究室
*** 構造部 主任研究官(複合構造担当)

5. Mechanical Properties of Repaired Steel Sheet Piles

Osamu KIYOMIYA*
Takatoshi NOGUCHI**
Hiroshi YOKOTA***

Synopsis

Steel sheet piles in marine environments have been damaged bitterly by corrosion. Some sheet piles are lacking in their strengths. Repair work has to be applied to such damaged sheet piles. Several methods of repair are proposed. Reinforced concrete covering and additional steel welding are the effective methods and have been used in some facilities. Considerable practical experience exists in repair work, but justifiable scepticism abounds with design method and details of repair. The most repair methods are kinds of composite members with reinforced concrete or steel plates and steel sheet piles. The design method and the mechanical properties of these composite members have to be made clear.

Experiments of fourteen steel sheet piles repaired by reinforced concrete or additional steel have been undertaken. The objectives of the tests are to investigate the properties of the repaired steel sheet piles and to verify the effectiveness of the proposed execution techniques and design formulae. The results confirm that it is possible to use the proposed design method to predict the ultimate and cracking loads at which repaired sheet piles will break. The results also showed that the methods of composition will affect ultimate strengths, modes of failure, and the ductility of repaired steel sheet piles.

Key Words: Corroded Steel Sheet Pile, Repair, Composite Beam, Loading Test

* Chief of Structural Mechanics Laboratory, Structural Engineering Division.

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

*** Senior Research Engineer, Structural Engineering Division.

目 次

要 旨	147
1. ま え が き	151
2. 研 究 の 背 景	151
2.1 鋼矢板の腐食実態	151
2.2 補修工の概略	152
3. 補修工の耐力の計算法	153
3.1 合成矢板としての耐力	153
3.2 ひびわれ幅	155
3.3 溶接強度	156
3.4 スタッドジベルの所要本数	156
3.5 座屈強度	157
4. 鋼矢板の腐食と残存強度	157
4.1 鋼矢板の腐食状況	157
4.2 鋼矢板の残存強度	160
5. 補修工の曲げ試験	163
5.1 試験体の製作	163
5.2 試験方法	174
5.3 計測方法	175
6. 試験結果	176
6.1 鉄筋コンクリート被覆工法	176
6.2 鋼材による補強工法	185
7. 考 察	191
7.1 計算値と実験値の比較	191
7.2 補修工の耐力と適用範囲	191
8. 結 論	192
9. あ と が き	192
参 考 文 献	193
付録 A 鋼矢板の腐食調査	193
B 有限要素法によるスタッドジベルの合成効果の一検討	194

1. まえがき

鋼矢板は、岸壁、護岸などの港湾構造物に多数使用されてきた。海洋環境下に置かれる鋼矢板では、さびの発生が当然予想されるので、設計時に腐食代として板厚を増したり、あるいは電気防食によって腐食の進行を押えるなどの対応をしてきた。しかし近年各地での腐食状況調査の結果によると、当初予想されていた以上に腐食が進行している施設もあることが判明した。腐食が著しく進行している施設では、構造物に大きな変形が生じたりして使用に耐えられない場合もある。このような施設では、施設の撤去や再建設が行われる。しかし現施設に補修工を施すことにより、今後とも十分に施設としての機能を保持しその使用を継続できることが多い。

港湾鋼構造物を対象とした補修工には、既にいくつかの工法が提案されている。しかし補修問題が顕在化してきたのはここ数年のことであり、いずれの工法も十分な実績がなく、かつ設計法や施工法も確立されている状況ではなかった。補修対策の緊急性と重大性から、財団法人港湾開発技術研究センターでは、既存の情報をまとめて「港湾鋼構造物補修マニュアル」¹⁾を作成した。このマニュアルでは、補修工として鋼管杭と鋼矢板を対象としており、比較の実績の多い鉄筋コンクリート被覆工法と鋼材を添接する工法を紹介している。

鉄筋コンクリート被覆工法では、スタッドジベルを介して鉄筋コンクリートと鋼矢板とを力学的に合成する。鋼材を添接する工法では、鋼板、形鋼などをスタッドジベルや溶接によって鋼矢板に添接して合成する。これらの合成構造では腐食によって失われた鋼矢板の強度の回復を図る。補修工の設計に関しては、このマニュアルに一応取りまとめられているが、部分的に強度が付加された合成構造としての力学特性についてはまだ十分把握されているとは言えない。補修された鋼管杭については、既にこの技術的課題が解明されており、港研報告 Vol. 27 No. 1²⁾ に述べてある。

本報告では、鋼矢板を対象に合成構造の力学的な性状について述べる。鋼矢板の補修工として上記の2種類を選定して試験体を製作し、曲げ応荷試験を行った。応荷試験より、合成部分でのひずみ、ずれなどの相対変位、鋼材に生じるひずみ量、コンクリート部分でのひびわれ発生状況などを測定した。これらの測定から合成構造としての補修工の破壊形式を把握するとともに、最終耐力を調べた。また筆者らによって整理された補修マニュアル¹⁾に示される計算式による試験体の耐力と応荷試験の結果とを比較検討し、計算式の適用範囲や設計にこの式

を用いる際の留意点を明らかにした。

2. 研究の背景

2.1 鋼矢板の腐食実態

鋼矢板は、昭和初年頃から使用が開始され、昭和30年代から大量に用いられるようになった。鋼矢板は、図-1に示すような岸壁の前面などによく用いられる。鋼矢板は、上部工のコンクリート床版から海底地盤内まで打設されている。港湾鋼構造物の腐食の実態については港湾技術研究所が中心となって善、阿部ら³⁻⁵⁾により昭和42年頃から調査が行われてきた。腐食量の調査は、超音波式探傷厚み計による残存肉厚の測定や、鋼矢板から切出された試験片の重量測定によって行われる。鋼構造物の腐食評価手法については、港研資料 No. 501⁶⁾に取りまとめられている。

この調査の結果によると腐食の状況は、地域、置かれた水質環境、構造形式、矢板の形状毎でさまざまであった。図-2に腐食の代表的な例を示す。同図に示すように H. W. L. から L. W. L. までの干満帯で、腐食量が

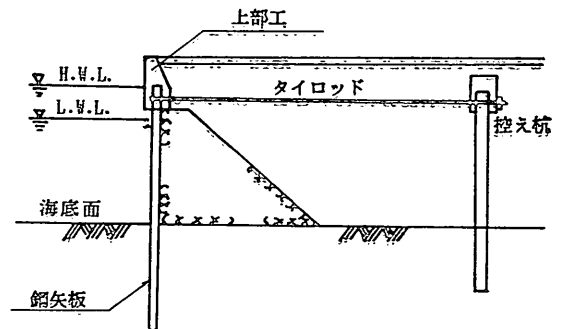


図-1 鋼矢板式岸壁

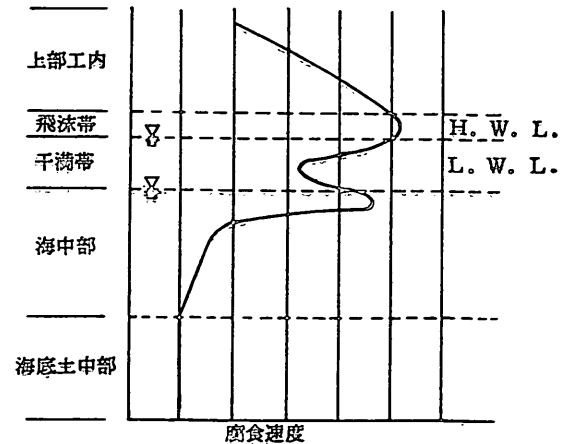


図-2 鋼矢板の腐食形態

多い。腐食速度 (mm/y) は、腐食量を経過年数で除した値である。何らかの腐食対策を施していない場合には、ひどいときには干満帯で 1mm/y にも達する腐食速度となる。通常は 0.3mm/y 程度である。海水中や地盤内での腐食は一般的にはこの値よりも小さく、腐食が問題となることは少ない。

2.2 補修工の概略

鋼矢板に腐食が著しく進行していることが腐食調査より判明したときには、何らかの対策が必要である。補修工の設計施工の手順は以下の通りである¹⁾。

- ① 腐食調査
- ② 発生応力の算定
- ③ 健全度の判定
- ④ 補修工の選定
- ⑤ 補修工の設計
- ⑥ 補修工の施工
- ⑦ 保守管理

防食工では、腐食を今以上に進めないあるいは押えることを目的とする。一方補修工では、腐食により板厚が減少して耐力が低下した分を回復させるのが目的である。腐食調査によって得られた深さ方向の残存板厚の分布を基に断面係数を求め、仮想ばり法などにより鋼矢板に生ずる応力度を計算できる。計算された応力度の一例を 図-3 に示す²⁾。一般的に海底面近くで応力度が大きくなる。岸壁のように背面に常に土圧が作用していると、この応力度が常に生じていることになる。腐食が進行している干満帯付近では発生応力度は小さく、また腐食量によって応力度の分布は大きく変らない。しかし海底面付近で腐食が大きいと応力度としては厳しい状況となる。鋼矢板の応力度が許容応力度以上のときには補修工の採用が検討される。補修工を選定する場合、施設の現在および将来の使用状況、施設の使用制限の可能性、施設の重要度、補修工の工費、補修工の信頼性と耐久性、現地での施工条件、現地で採用可能な工法など多岐にわたる検討を必要とする。

次に現在まで提案されている補修工について概説する。補修工には、腐食した鋼矢板の一部分すなわち飛沫帯付近だけ部分的に補修する工法と、構造系全体を補修する工法に大きく分類される。鋼矢板の一部分だけを補修する方法には、鉄筋コンクリートを鋼矢板に被覆する方法と鋼材を鋼矢板に添接する方法とがある。構造系全体で補修する方法には、図-4 に示すようにアースアンカーを鋼矢板背面に打設して鋼矢板の海側へのはらみだしを押える方法や、岸壁などの前面に新たに鋼矢板や PC 矢板などを打設して上部をコンクリートで固め、既存

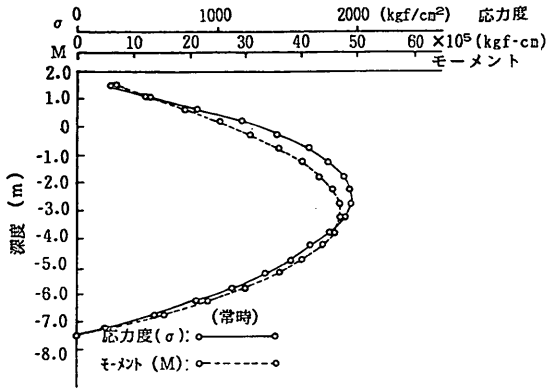


図-3 鋼矢板に生じる応力度

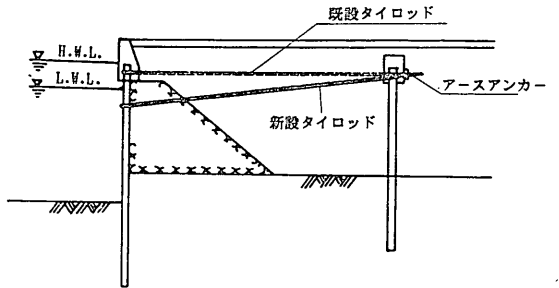


図-4 アースアンカー方式鋼矢板補修工法

の鋼矢板と一体化させる方法などがある。以上述べたとおりいくつかの鋼矢板の補修工が提案されている。全体構造系を補修する方法で、埋立申請の関係や防舷材の取付けなどの問題もある場合がある。この中で実績としては、鉄筋コンクリート被覆による方法が多い。「港湾鋼構造物補修マニュアル」¹⁾では、主に部分的に補修する方法について言及している。本報告でもこの部分的に補修する方法について検討を行っている。

鉄筋コンクリート被覆の方法の概略を 図-5 に示す。補修工の施工順序は、まず補修工を施す部分のさびや付着生物をケレン作業により取除く。孔が既にあいている箇所は、鋼板などで塞ぐ。腐食が著しく進んで板厚が薄くなっている箇所を挟んで、鋼矢板の上側と下側にスタッドジベルを打設する。スタッドジベルは、軸径が 12~16mm のものがよく使われる。残存板厚が 5mm 以下の箇所ではスタッドジベルの溶接性が悪いのでスタッドの打設が行えないことが多い。その場合は他の箇所に必要本数を打設する方法が取られる。スタッドジベル打設後主鉄筋と帯鉄筋とを鋼矢板の前面に取付ける。この場合鉄筋網をあらかじめ陸上で作ってから設置すると作業効率が良い。次に型枠を鉄筋網の前面に取付けて普通コン

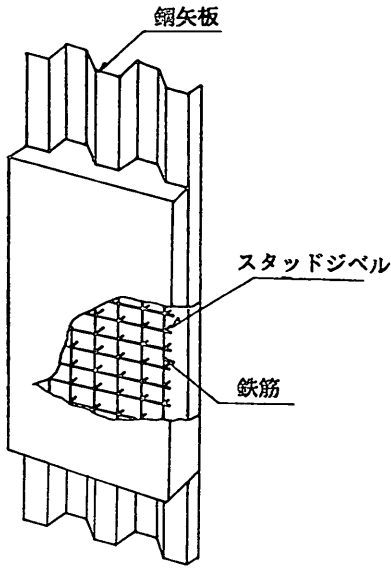


図-5 鉄筋コンクリート被覆工法 (a)

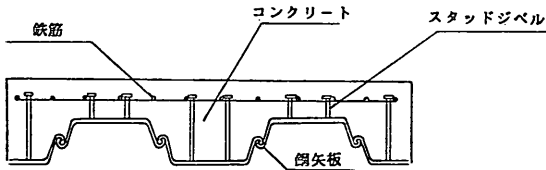


図-5 鉄筋コンクリート被覆工法 (b)

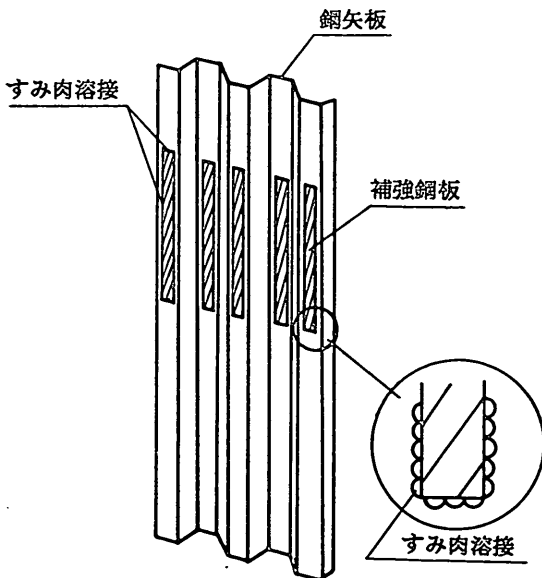


図-6 鋼材による補強工法

クリートあるいは水中コンクリートを型枠内に流し込む。鉄筋コンクリートの被覆厚さは20~30cmが目安となっている。ただし鋼材のかぶりは7cm以上を確保することが補修工の耐久性の観点から重要である。この工法によって鉄筋コンクリートによって防食工も兼ねることになる。

次に鋼材の添接の方法を図-6に示す。施工手順は以下のとおりである。ケレン作業を行った後、鋼板あるいは形鋼を鋼矢板の前面に仮止めする。鋼矢板が既に変形している場合には鋼板などを曲げてすり合わせておく。その後溶接により両者を一体化する。水中での溶接方法はかなりの実績があり信頼がおけるものとされているが、潜水夫と溶接工を兼ねることの技能的な困難性、溶接の水中での検査の方法などに懸念を残しているため溶接強度の許容値を低く設定している。また溶接の替りにボルトを用いて鋼板を接合する方法もある。この際には、トルクレンチなどを用いてボルトを締め込むことになるが、水中での工事にやや困難性がある。鋼材を添接する場合には、施工後に防食工を施しておく必要がある。

鉄筋コンクリート被覆の方法か鋼材の添接の方法のどちらを採用するかは、工費と現場での施工性から主に判断される。

3. 補修工の耐力の計算法

3.1 合成矢板としての耐力

(1) 鉄筋コンクリート被覆工法

曲げモーメントが作用する補修断面の応力度などは以下の方法で算定する。この方法は通常の鉄筋コンクリート梁の部材の曲げ応力を今回の合成矢板に適用し、誘導したものである。マニュアルにも同じ算定式が引用されている。

① 中立軸の算定

補修した断面で、ひずみの分布が中立軸からの距離に比例すると仮定すると、合成版での断面内の力の釣合として次式が成立つ。ここで、コンクリート部分の引張強度は考慮しない。

$$E_s \cdot \epsilon(x-d_t) A_s + E_s \cdot \epsilon(x-d_c) A_s' + E_s \int_{x-H_s}^x b_s y \cdot d_y \cdot \epsilon(y) + E_c \int_0^{x-t} b_c \cdot d_y \cdot \epsilon(y) = 0 \quad \dots\dots(1)$$

E_s : 鋼材の弾性係数 (kgf/cm²)

E_c : コンクリートの弾性係数 (kgf/cm²)

x : 合成断面の中立軸の高さ (cm)

d_t : 圧縮縁から引張鉄筋までの距離 (cm)

d_c : 圧縮縁から圧縮鉄筋までの距離 (cm)

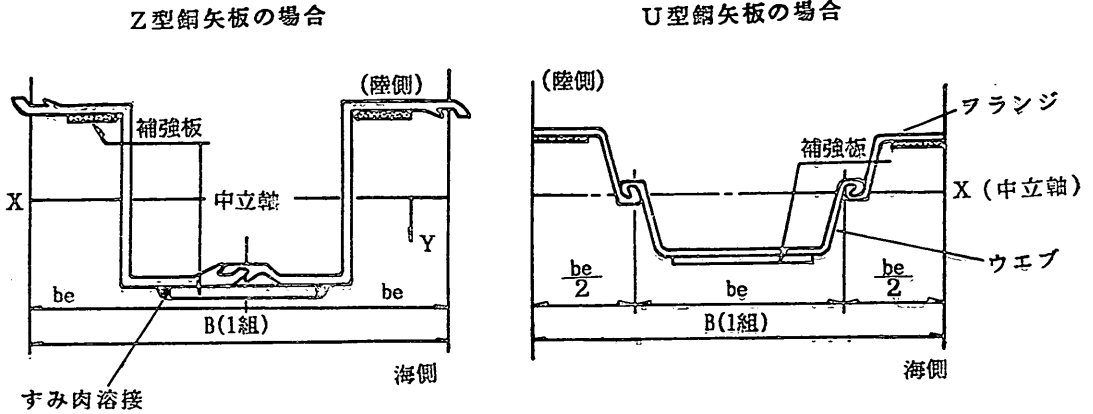


図-8 鋼材による補強工法の断面図

$$\begin{aligned} \text{コンクリート圧縮縁 } \sigma_c' &= E_c \cdot \left(\frac{M}{S} x_0 - t \right) \\ &= E_c \cdot \frac{M}{S} x_0 \quad \dots\dots(12) \end{aligned}$$

M_0 : 補修時における曲げモーメント (kgf・cm/組)

M : 補修後における増加曲げモーメント (kgf・cm/組)

σ_s : 鉄筋の引張応力度 (kgf/cm²)

σ_s' : 鉄筋の圧縮応力度 (kgf/cm²)

σ_{sv} : 鋼矢板の引張応力度 (kgf/cm²)

σ_{sv}' : 鋼矢板の圧縮応力度 (kgf/cm²)

σ_c' : コンクリートの圧縮縁での応力度 (kgf/cm²)

Z_{sv} : 鋼矢板の引張側の断面係数 (cm³/組)

Z_{sv}' : 鋼矢板の圧縮側の断面係数 (cm³/組)

(2) 鋼材による補強工法

補強材として鋼材を溶接して合成させる工法の耐力は、以下の式により求める。

$$\sigma_v = \frac{M}{I_j} \cdot y \quad \dots\dots(13)$$

σ_v : 補強材位置における曲げ応力度 (kgf/cm²)

M : 補修後における増加曲げモーメント (kgf・cm/組)

I_j : 1組の補強鋼板の断面二次モーメント (cm⁴/組)

y : 中立軸から曲げ応力度を算出するまでの距離 (cm)

$$I_j = 2 \cdot b_1 t_1 (h_1 - y_0)^2 + b_2 t_2 (h_2 - y_0)^2 \quad \dots\dots(14)$$

b_1, b_2 : 引張, 圧縮側鋼板の幅 (cm)

t_1, t_2 : 引張, 圧縮側鋼板の厚さ (cm)

h_1, h_2 : 図心から引張, 圧縮側鋼板の図心までの距離 (cm)

y_0 : 中立軸から補修部図心位置までの距離 (cm)

3.2 ひびわれ幅

環境条件の厳しい地点に建設される鉄筋コンクリート製の港湾構造物は、十分な耐久性が必要となる。そして対象としている施設により、補修後に何年間使用するかによって耐久性の程度が決定される。設計外力の作用時に発生するひびわれをできるだけ抑えることは、内部の鉄筋の腐食を防止し、耐久性を向上させるのに重要である。ひびわれの発生要因としては、曲げ、せん断、軸力などの外力によるもの、腐食による鉄筋の膨張、コンクリートの乾燥収縮などがある。それぞれの要因に対して、ひびわれ幅を適正に評価できればよいが、現状ではそれぞれの要因に関する十分な知見が得られていないこともあり、本報告では曲げによるひびわれ幅の制限のみを考える。また地震力、接岸力などの一時的な外因によるひびわれはここでは考えない。この曲げひびわれ幅をどの程度に制限するかはいくつかの提案がある。ここでは「港湾鋼構造物補修マニュアル」に示されているものと、コンクリート標準示方書(土木学会 昭和61年制定)⁹⁾に示される2つを考える。前者では最大のひびわれ幅は0.15mmである。一方後者では海洋環境のような、とくに厳しい腐食性環境の場合の0.0035c (cはかぶり)以下にする。すなわち、鉄筋コンクリート被覆工法では、かぶり厚さを7cm以上とると、許容ひびわれ幅は0.2mmとなる。

補修マニュアルに示されているひびわれ幅 (w) の算

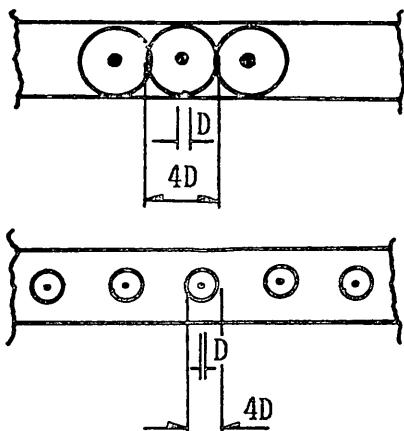


図-9 ひびわれに関する部材係数

定方法は次式による。

$$w = 16R\sigma_s\phi D/E_s \quad \dots\dots(15)$$

w : ひびわれ幅 (cm)

R : コンクリートの付着強度に対する引張強度の比

- ① 曲げ材上側の鉄筋に対して
丸鋼=1.2, 異形棒鋼=0.6
- ② 曲げ材下側の鉄筋に対して
丸鋼=0.8, 異形棒鋼=0.4

σ_s : ひびわれ発生断面に対する鉄筋の応力度 (kgf/cm²)

ϕ : ひびわれに関する鉄筋コンクリート部材係数 (図-9 参照)

- ① 各鉄筋の周囲の $4D$ なる仮想断面が他の仮想断面および部材周辺と交わらない場合
 $\phi = 1.0$

- ② 各鉄筋の周囲の $4D$ なる仮想断面が他の仮想断面および部材周辺と交わる場合
 $\phi = (\text{斜線部面積}) / (N \times 4\pi D^2) < 1.0$

N : 鉄筋本数

D : 鉄筋の公称直径 (cm)

また、曲げによるひびわれ幅は、鉄筋に生ずる応力度と密接な関係があるので、鉄筋に与えられる応力度の増加量を制限すると考えてもよい。コンクリート標準示方書ではこの考えに基づいてひびわれ幅 (w) を算定する。

$$w = k_1 \{4c + 0.7(c_s - D)\} \times (\sigma_{SE}/E_s + \epsilon_{cs}') \quad \dots\dots(16)$$

k_1 : 鉄筋の付着性状を表す定数 ($k_1 = 1.0$)

c : 鉄筋のかぶり厚さ (cm)

c_s : 鉄筋の中心間隔 (cm)

σ_{SE} : 鉄筋応力度の増加量 (kgf/cm²)

ϵ_{cs}' : コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるひびわれ幅の増加のためのひずみ

3.3 溶接強度

鋼板溶接工法では水中部と気中部の溶接が行なわれる。その区分としては、H. W. L. 時に波の遡上する高さまでを水中部としている。ただし特殊な作業用チャンパーを用いて鋼矢板面をドライの状況にできる場合は、作業用チャンパー内を気中部とみなしている。溶接を行なう鋼矢板の所要肉厚は 5 mm 以上とするのが良い。腐食量の大きい所要肉厚以下の場所での溶接強度は考慮しないものとしている。

曲げモーメントを受ける鋼矢板の溶接部に生じる応力度は次式により計算する。一般にすみ肉溶接では、引張強度を期待しない。鋼板溶接工法においては、鉛直方向のすみ肉溶接が曲げに有効とし、水平方向のすみ肉溶接の曲げ抵抗を極めて小さいと考える。

$$\tau = \frac{M}{I} \cdot y \leq \tau_a \quad \dots\dots(17)$$

τ : 溶接部に生じるせん断応力度 (kgf/cm²)

M : 補修後における増加曲げモーメント (kgf・cm/組)

I : 中立軸に関するど厚の断面 2 次モーメント (cm⁴)

y : 中立軸からせん断応力度を算出するまでの距離 (cm)

τ_a : 溶接継手部の許容せん断応力度 (kgf/cm²)

ど厚の断面 2 次モーメントは次式で求める。

$$I = \sum a \cdot l \cdot y^2 \quad \dots\dots(18)$$

a : 溶接のど厚 (cm)

l : 有効溶接長 (cm)

3.4 スタッджベルの所要本数

鉄筋コンクリートと鋼矢板の合成は、図-10 に示すようにスタッジベルを介して行われ、スタッジベル⁹⁾は岸壁法線方向および深度方向に適切な間隔で配置する。スタッジベルを鋼矢板に打設 (溶接) する場合には、表-1 に示す仕様¹⁾で行われ、スタッジベルの打設に必要な鋼矢板の最小板厚は、スタッジベル径の 1/3 以上、あるいは 5 mm 以上としている。鋼矢板の補修工に必要なスタッジベルの必要本数は、次式によって得られる。

$$Q_t = \frac{M}{n_t \cdot y_t^2 + n_c \cdot y_c^2} \cdot y_t \quad \dots\dots(19)$$

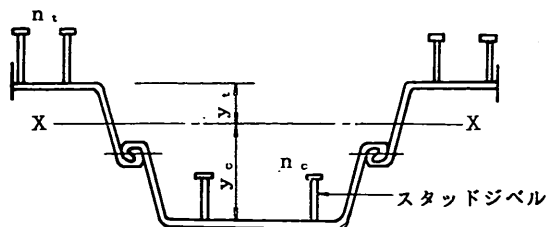


図-10 スタッドジベルの必要本数

$$Q_c = \frac{M}{n_t \cdot y_t^2 + n_c \cdot y_c^2} \cdot y_c \quad \dots\dots(20)$$

$$Q_t, Q_c \leq Q_a$$

M: 補修後における増加発生曲げモーメント (kgf・cm/組)

Q_a: スタッドジベル1本当たり許容せん断力 (kgf/本)

Q_t, Q_c: 引張側, 圧縮側スタッドジベルの1本当たりのせん断力 (kgf/本)

n_t, n_c: 引張側, 圧縮側ジベルの本数

y_t, y_c: 中立軸からジベル下端までの引張側および圧縮側距離 (cm)

表-1 スタッドの溶接仕様

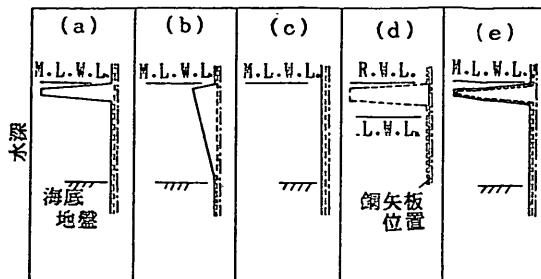
スタッドの最小装備間隔		80mm	
スタッドの寸法	径 (M)	12~16mm	
	長さ (ℓ)	50~200mm	
	ネジ寸法	最大	全長より15mm差引いた寸法
最小		35mm	
母材条件	板厚	スタッド径の1/3以上又は5mm以上	
	表面仕上	約φ30mmの範囲 2種ケレン	

3.5 座屈強度

鋼材による補強工法では、未溶接部あるいは有効座屈長が長い場合、補強材の座屈が考えられる。同様に、鉄筋コンクリート被覆工法についても、スタッドジベルの打設間隔が長い場合は、鋼矢板が座屈する可能性がある。鋼矢板に添接された鋼材の座屈は、曲げ座屈であり、次に示すオイラーの座屈荷重の式で座屈時の応力度が示される。

$$\sigma_{CR} = K \cdot \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{l}{r}\right)^2} \quad \dots\dots(21)$$

σ_{CR}: 座屈状態における鋼材の圧縮応力 (kgf/cm²)



腐食量

凸面 ———
凹面 - - - -
側面 - · - ·

図-11 鋼矢板の腐食パターン

K: 等断面柱の座屈係数 (両端ピン=1, 両端固定=4)

E: 鋼材の弾性係数 (kgf/cm²)

l: 座屈長 (鋼材の未添接長) (cm)

r: 軸に関する断面2次半径 (cm)

4. 鋼矢板の腐食と残存強度

4.1 鋼矢板の腐食状況

(1) 鋼矢板の腐食形態

鋼材を海洋環境下に設置した場合、最も腐食が激しい部分は飛沫帯、次が海中部の海面付近である。鋼矢板式

表-2 板厚測定結果 単位: 上段: mm 下段: mm/y

		凹側矢板		凸側矢板	
		平均	最大値	平均	最大値
上部工部	平均腐食量	0.63	1.51	0.53	2.88
	平均腐食速度	0.05	0.12	0.04	0.22
飛沫帯	平均腐食量	1.31	2.32	1.30	2.32
	平均腐食速度	0.10	0.18	0.10	0.18
干渉帯	平均腐食量	1.97	2.90	2.54	3.83
	平均腐食速度	0.15	0.22	0.19	0.29
海中部Ⅰ	平均腐食量	1.34	2.65	1.84	3.27
	平均腐食速度	0.10	0.20	0.14	0.25
海中部Ⅱ	平均腐食量	1.04	2.66	1.03	3.20
	平均腐食速度	0.10	0.20	0.05	0.25
土中部	平均腐食量	0.71	1.13	0.65	1.39
	平均腐食速度	0.06	0.09	0.05	0.11

岸壁の場合、飛沫帯部分の鋼矢板が上部コンクリートで被覆されているため、腐食が問題となる部分は、海中部の海面付近である。

鋼矢板式岸壁の腐食傾向には、図-11 に示すようなパターンがある。パターン(a), (b), (e)に見られる腐食形態は、集中腐食といわれるパターンである。この3つのパターンでは、M. L. W. L. 直下付近で腐食量が大きくなる。パターン(c)は腐食が一様な場合、パターン(d)は陸上部の腐食が大きい場合である。また、パターン(a)および(b)では、鋼矢板の海側（凸側鋼矢板）と陸側（凹側鋼矢板）の腐食形態が異なり、凸側鋼矢板が凹側鋼矢板より腐食量が大きくなっている。

今回は現地より採取したU型鋼矢板の腐食形態を調べて、以下の内容について取りまとめを行なった。

① 鋼矢板の腐食量分布を整理し、図-11 に示すどの腐

食パターンに近い分布を示すか調べる。

② 鋼矢板の深度方向および断面方向の腐食量の変化状況を確認する。

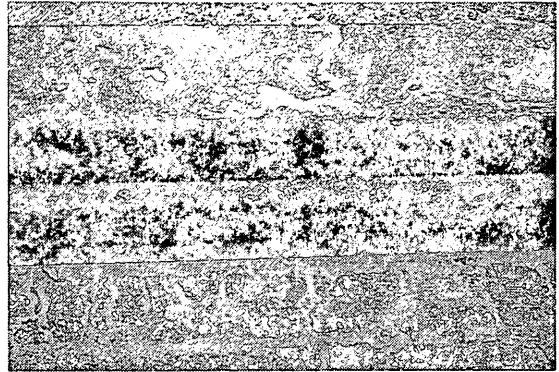


図-12 鋼矢板の腐食状況

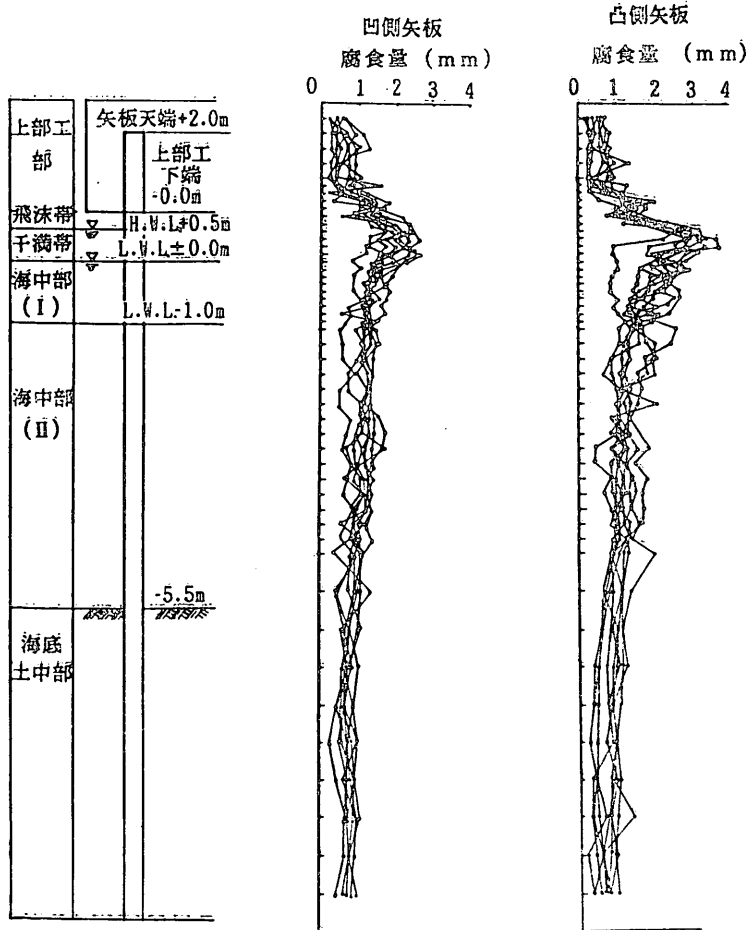


図-13 腐食量の分布

腐食鋼矢板の補修工の耐力特性

③ 板厚測定結果と表-2に示す腐食速度から推定した腐食量との比較を行う。

(2) 測定方法

これらの検討には、13年間実際に使用されてきた鋼矢板を現地より引抜いて用いた。残存肉厚の測定前に鋼矢板に層状に重なっている付着物をハンマーで落とし、さびは鋼矢板の地肌を削らないようにエアーサンダーで削り鋼材面を露出させた。鋼矢板の板厚測定は、超音波式探傷厚み計で行った。

測定位置は、フランジ部分の中央付近(a列)および両端付近(b列)について、腐食が最も激しいと予想される上部工下端からL. W. L.-1.0mの区間を10cmピッチで、腐食が最も小さいと予想される海底土中部(L. W. L.-5.5~9.0m)を50cmピッチ、その他の部分を20cmピッチとした。

(3) 測定結果

① 腐食量の分布

板厚測定は、フランジ部分のa列およびb列について行ったが、両者の腐食量分布に大差がないため、フランジ部分の腐食量を両者の平均値で表した。また、今回の鋼矢板がU型で板厚にテーパがついて断面内で変化しているの、ウェブ部分の板厚は板厚測定時に全ての測定位置を正確に一定の高さに設定することができなかった。測定結果には、断面内の板厚変化と腐食による板厚変化とが合成されている。したがって、ウェブでの腐食量分布を求める事が困難なため、今回の取りまとめから

除外した。

図-12に測定した鋼矢板の腐食状況を示す。また、図-13には腐食量分布を凸側と凹側に区分して示す。表-2に凸側鋼矢板および凹側鋼矢板を上部工部分(+2.0~+0.8m)、飛沫帯部分(+0.8~H. W. L.+0.5m)、干満帯部分(H. W. L.+2.0~L. W. L.±0.0m)、海中(I)部分(L. W. L.±0.0~-1.0m)、海中(II)部分(L. W. L.-1.0~-5.5m)および海底土中部分(L. W. L.-5.5~-9.0m)に区分し、各区間の測定結果を平均して表わしている。表中の平均腐食速度は、平均腐食量を岸壁建設時点から板厚測定を行った時点までの年数(海中13年間、陸上放置1年間)で除した値である。また平均値は各鋼矢板の4点を平均したものであり、最大値は各鋼矢板の最大腐食量を平均したものである。

腐食量の分布は、凸側、凹側とも干満帯に大きなピークがあり、海面に近づくにつれて徐々に腐食量が少なくなっていた。また凸側、凹側の差を比較すると、海中(I)部分で、凸側が凹側より大きな値を示しているが、他の区間では両者ともほぼ同一の腐食量であった。

今回測定した鋼矢板の腐食傾向は、L. W. L.+0.3~L. W. L.±0.0mで集中腐食が発生しており、図-11に示す(b)と(e)の中間的な形状と言える。供用地地点の潮汐は、昭和55年~59年までの観測結果によると、H. W. L.+0.37m、M. S. L.+0.17m、L. W. L.-0.06mであることから、集中腐食はM. S. L.とL. W. L.の間に発生していた。また、腐食量のピークはM. S. L.付近に見られ

表-3 各基準による腐食量の推測値との比較

		港湾の施設の技術上の基準・同解説			防食マニュアル			実測値の平均値		実測値の最大値	
		海側(mm/y)	陸側(mm/y)	推定値(mm)	海側(mm/y)	陸側(mm/y)	推定値(mm)	凸部(mm)	凹部(mm)	凸部(mm)	凹部(mm)
上部工	上部工内	0.0	0.0	0.2	0.0	0.0	0.2	0.53	0.63	2.88	1.57
飛沫帯	H. W. L. 上	0.3	0.03	4.49	0.3	0.03	4.49	1.30	1.31	2.32	2.32
	R. W. L. 上										
干満帯	L. W. L. 上	0.1	0.02	1.89	0.1~0.3	0.02	1.76~4.49	2.54	1.97	3.83	2.90
	R. W. L. 上										
海中部(I)	L. W. L. 上	0.1	0.02	1.76	0.1~0.3	0.02	1.76~4.36	1.84	1.34	3.27	2.65
	R. W. L. 下										
海中部(II)	L. W. L. 上	0.1	0.02	1.76	0.1~0.2	0.02	1.76~3.06	1.03	1.04	3.20	2.66
	R. W. L. 下										
土中部	土中部内	0.03	0.03	0.85	0.03	0.03	0.85	0.65	0.71	1.39	1.13

* 陸上放置期間 0.1mm/y×2面×1年を含む
海中期間 13年 電気防食なし

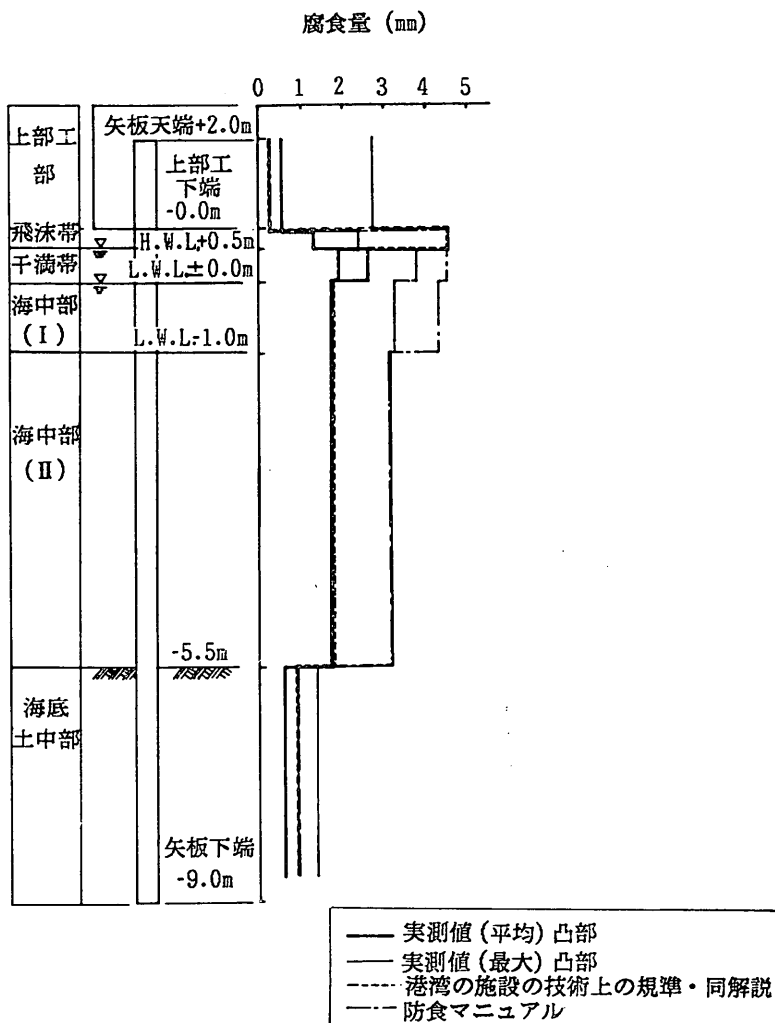


図-14 標準腐食速度との比較

た。これは、H. W. L. 付近でカソードとアノードの境になりマクロセルを形成したと考えられる。

測定結果から判断して、腐食鋼矢板の残存耐力などを検討するには、鉛直方向に剛性の異なる変断面矢板として取り扱うことが望ましい。鉛直方向の変化を見ると、通常取り扱われているような、飛沫帯、干満帯、海中部、海底土中部の区分の中で平均すれば、これらの区間内での変化量は少なく、腐食のモデル化が可能であると考えられる。

② 標準腐食速度との比較

今回測定した鋼矢板は、建設から13年後に引抜かれ1年間陸上で保管されていた。一般に腐食量の推定に使用している「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹⁰⁾ およ

び「港湾構造物防食マニュアル」¹¹⁾の腐食速度によりこの鋼矢板の腐食量を計算し、実測値と比較したのが 図-14 および 表-3 である。実測値は、その区間の平均値と最大値で示す。深度方向の腐食量分布は、干満帯から海底土中部にかけて、推定値と実測値が良く一致した。しかし、飛沫帯は実測値が推定値の1/3程度であった。

4.2 鋼矢板の残存強度¹²⁾

(1) 成分試験

鋼矢板の成分分析は、C (炭素), Si (珪素), Mn (マンガン), P (リン), S (硫黄) の5成分について神奈川県工業試験所に委託して行った。成分分析に使用した試料は、図-15 に示すように、試験片を製作する際に発生した鉄くずである。試料は、干満帯部分、海中部、海

表-4 定量分析結果

成分		C (%)	Si (%)	Mn (%)	P (%)	S (%)
JIS 規定値		—	—	—	0.040 以下	0.040 以下
腐蝕鋼矢板	干満帯	0.28	0.20	0.62	0.028	0.016
	海中部	0.29	0.18	0.62	0.024	0.016
	海底土中部	0.30	0.17	0.63	0.018	0.017

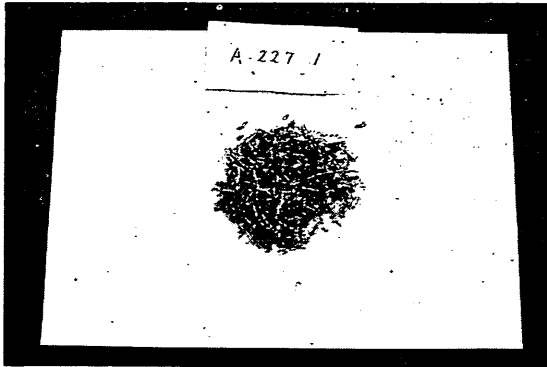


図-15 成分試験用試料

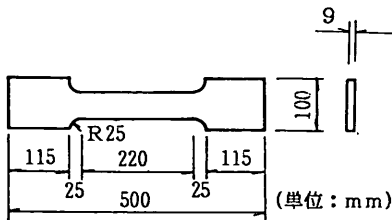


図-16 引張試験片の形状

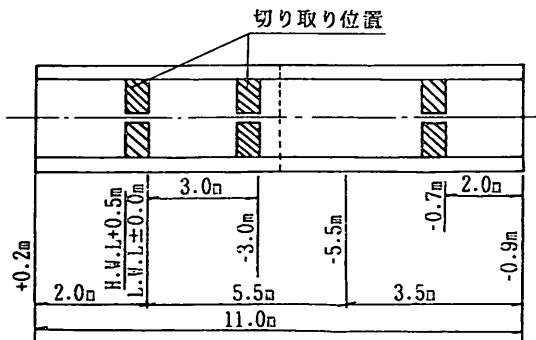


図-17 引張試験用試験体採取位置

底土部か中らおのおの1個、計3個取出した。

鋼矢板の化学成分は、「JIS 規格」で P, S, Cu (銅) の3成分について規定されているが、今回の成分分析では、Cu 成分については行わなかった。

成分分析の結果を 表-4 に示す。3個の試料間で分析結果に差がなかった。また、P, S 成分は JIS 規格での規定値を満たしていた。

(2) 引張試験

① 試験片の製作

引張試験の試験片の形状を、図-16 に示す。引張試験を行った鋼矢板は、凸および凹側おのおの2枚で計4枚である。1枚の鋼矢板から切り取った試験片は6枚である。切り取った位置は、図-17 に示すように、干満帯、海中部、海底土中部の3箇所、各位置から2枚切り取った。このうち1枚は全体の板厚がほぼ均一となるように加工し(A試験片)、また別の1枚は試験片表面のさびを除去しただけのものである(B試験片)。製作した試験片は、A試験片が12枚、B試験片が12枚の合計24枚である。A試験片は、鋼矢板の材料特性値(弾性係数 E_s 、ポアソン比 ν 、のび δ 、降伏応力度 σ_y 、引張強さ σ_u)を求め、B試験片はA試験片で求めた材料特性値から板厚の推定に用いた。

引張試験は「JIS 規格 Z 2241 金属材料引張試験方法」に基づき行った。

② 試験結果

表-5 は、A試験片の引張試験結果を示している。図-18 は、試験片の破断後の状況を示している。表中の降伏応力度は、載荷荷重と試験体軸方向のひずみ曲線のこう配が急変する位置の載荷荷重を、載荷前の試験片の断面積で除した値である。引張強さは、破断時の載荷荷重を降伏応力度と同様に断面積で除した値である。また、弾性係数は、降伏応力度までの応力とひずみ係関のから最

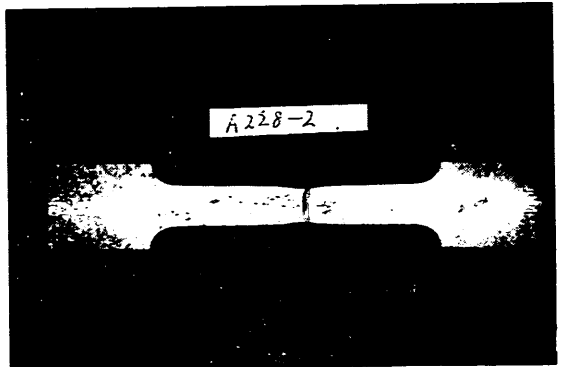


図-18 引張試験体の破断状況

表-5 腐食鋼矢板の引張試験結果

試験片 No.	降伏強度 σ_y (kgf/cm ²)	引張強度 σ_u (kgf/cm ²)	試験片の伸び δ (%)	弾性係数 E_s (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν	$\frac{\sigma_y(A)}{\sigma_y(B)}$	$\frac{\sigma_u(A)}{\sigma_u(B)}$
A 227-1 2 3	3389 3372 3336	5444 5455 5427	23.39 23.87 23.75	2.07×10^6 1.28×10^6 2.12×10^6	0.31 0.21 0.34	0.846 0.833 0.790	0.860 0.844 0.788
B 227-1 2 3	— — —	5371 5433 5542	16.94* 21.10 23.77	— — —	— — —		
A 228-1 2 3	3172 3277 3217	5694 5706 5612	24.29 25.34 25.50	1.77×10^6 2.01×10^6 1.89×10^6	0.32 0.30 0.41	0.717 0.865 0.887	0.767 0.873 0.908
B 228-1 2 3	— — —	5710 5862 5795	12.38* 19.63 23.13	— — —	— — —		
A 416-1 2 3	3426 3469 3537	5665 5600 5678	24.58 25.44 24.64	1.87×10^6 2.00×10^6 1.93×10^6	0.26 0.29 0.33	0.825 0.797 0.826	0.868 0.794 0.869
B 416-1 2 3	— — —	5343 5507 5188	11.81* 19.63 23.44	— — —	— — —		
A 417-1 2 3	3779 3466 3549	5658 5668 5701	24.50 24.44 23.70	2.00×10^6 2.01×10^6 2.00×10^6	0.26 0.40 0.24	0.933 0.832 0.832	0.852 0.832 0.835
B 417-1 2 3	— — —	5573 5459 5440	15.98 24.62 24.66	— — —	— — —		
平均値	$\sigma_y = 3416$	$\sigma_u = 5609$	24.45 * 印は破断面が 標点付近に発生 した試験片	$E_s = 1.91 \times 10^6$	$\nu = 0.31$		

小二乗法で求めた。

試験結果を各試験片の平均で表すと、降伏応力度が 3400kgf/cm²、引張強さが 5600kgf/cm²、弾性係数 1.91×10^6 kgf/cm²、ポアソン比 0.31 であった。また、試験片の伸びは、A 試験片が 24.5%、B 試験片が 19.76% である。試験片の伸びは、A 試験片の方が B 試験片より大きくなっているが、これは B 試験片の破断位置が、試験片端部で発生したため、標点間の外側も伸びて、実際の伸び量より小さく計算されたものと考えられる。

今回試験を行った鋼矢板の当初の成績証明書がないため、腐食によって材料特性値が変化していたかは不明である。そこで「JIS A 5528 熱間圧延鋼矢板」で規定している値との比較を行う。その結果、表-6 に示すように、得られた降伏応力度は、引張強さ、伸びとも JIS 規格の規定値を上回った。したがって鋼矢板の材質は、建

設当時から変化しなかったことが推定される。また干満帯部分、海中部分、海底土中部とも引張強度に変化はなく、腐食は鋼板自身の残存強度に対して大きな影響を与えないと判断できる。このことから、補修を受ける鋼矢板については、残存肉厚にみあった残存耐力を期待できるものと考えられる。その場合、鋼矢板の残存抵抗曲げモーメントは以下の式で算出する。

$$M_r = \sigma_{sya} \cdot Z \quad \dots\dots (2)$$

M_r : 抵抗曲げモーメント (kgf・cm)

σ_{sya} : 鋼矢板の許容引張応力度 (kgf/cm²)

Z : 腐食後の断面係数 (cm³)

表-6 腐食鋼矢板の強度

		腐食量 (mm)	腐食速度 (mm/y)	降伏応力 σ_y (kgf/cm ²)	引張強度 σ_u (kgf/cm ²)	伸び (%)
JIS 規定値		—	—	≥3000	≥5000	≥18.0
腐食鋼矢板 凸部	干満帯	2.12	0.15	3172	5694	23.39
		3.93	0.28	3426	5665	24.50
	海中部	1.71	0.12	3277	5706	23.87
		1.68	0.12	3469	5600	24.44
	海底土中部	1.03	0.07	3217	5612	23.75
		—	—	3537	5678	23.70
腐食鋼矢板 凹部	干満帯	1.25	0.11	3389	5444	24.29
		1.57	0.11	3779	5658	24.58
	海中部	0.99	0.07	3372	5455	24.34
		0.76	0.05	3466	5668	25.44
	海底土中部	1.22	0.09	3336	5427	25.50
		0.05	0.01	3549	5701	24.64

5. 補修工の曲げ試験

5.1 試験体の製作

(1) 試験体の種類と構造

曲げ試験用の試験体は、全部で14体を製作した。試験体の概要を 図-19 に、一覧を表-7 に各々示す。試験体に使用する鋼材（鋼矢板、スタッドジベルなど）は実際に市販されている材料、形状のものを使用した。すなわち、現地より引抜いた腐食状鋼矢板を用いたわけではない。

① 試験用の鋼矢板

鋼矢板は長さ5.0mのSP-I A型、材質SY-30のものを用いた。試験体はこの鋼矢板を、図-20 に示すように3枚をかみ合わせて、さらに両側に半割りにしたものを溶接した。また試験体軸直角方向のずれを防止するために、端部の60cmをすみ肉溶接した。さらに鋼矢板端部の支点にあたる所には、一体化を図ることを目的として、鋼板をすみ肉溶接して鋼矢板を囲った。今回はU型

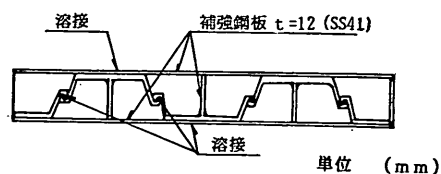
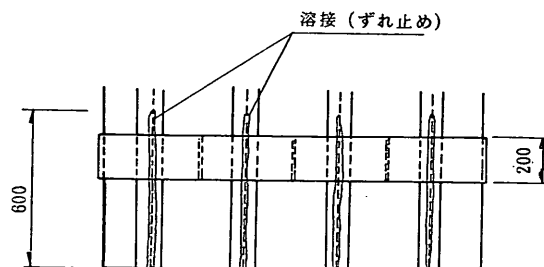


図-20 鋼矢板と支承部の補強

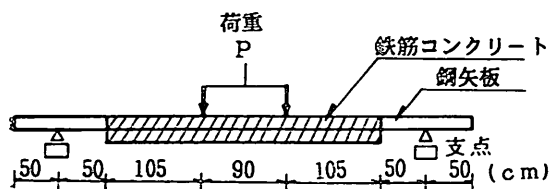


図-19 試験体の概要

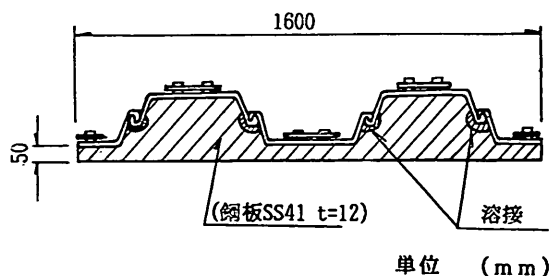


図-21 中央部の補強

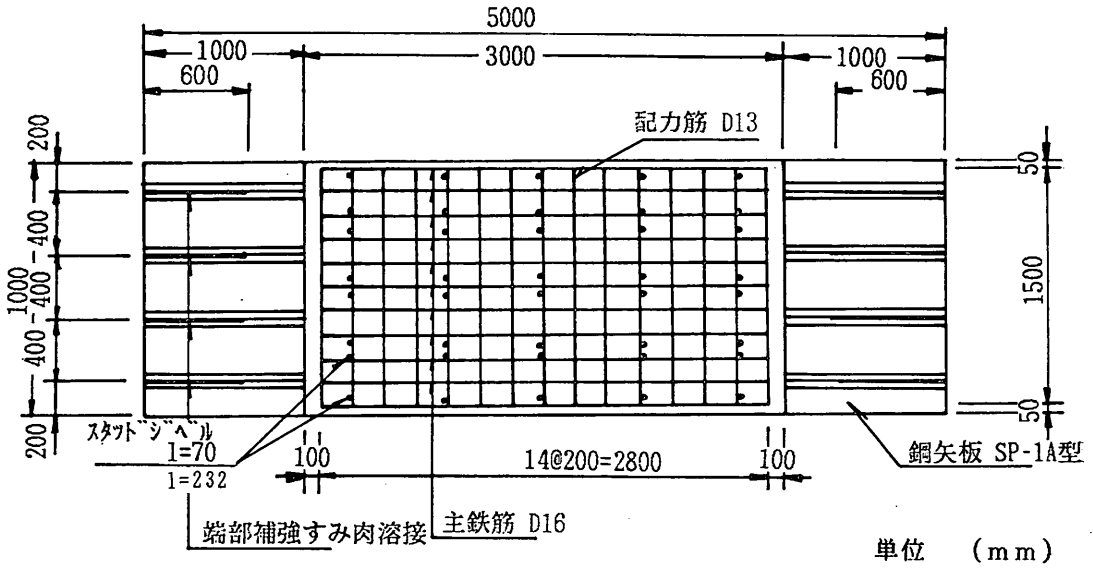


図-22 鉄筋コンクリート被覆工法の配筋 (No. 1) (a)

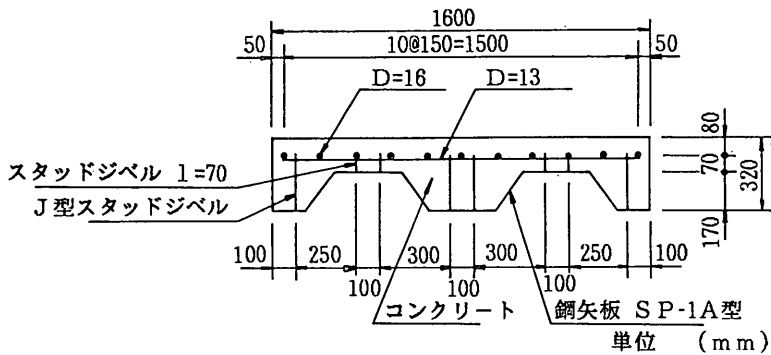


図-22 鉄筋コンクリート被覆工法の配筋 (No. 2) (b)

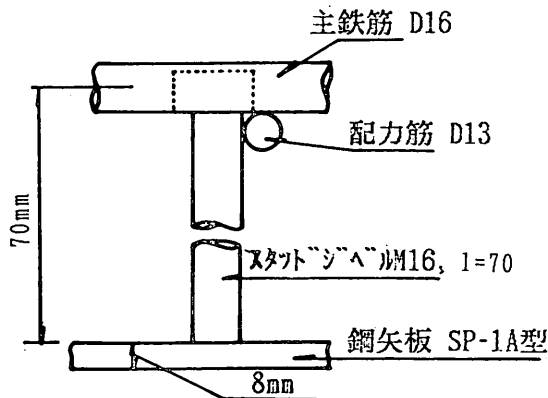


図-23 配筋方法

腐食鋼矢板の補修工の耐力特性

表-7 試験体の一覧

試験体番号	種類	初期応力の有無	載荷方向	コンクリートの種類	コンクリートの圧縮強度	コンクリートの養生方法	
鉄筋コンクリート被覆工法	No. 1	鉄筋コンクリート被覆工法 ジベル本数 40本	無	上方載荷	普通コンクリート 240-15-25	215kgf/cm ² (材令34日)	現場養生
	No. 2	同上	1800 kgf/cm ²	下方載荷	早強コンクリート 240-15-25	224kgf/cm ² (材令14日)	同上
	No. 3	同上	3000 kgf/cm ²	下方載荷	早強コンクリート 240-15-25	311kgf/cm ² (材令16日)	同上
	No. 4	同上 ジベル本数 15本	無	上方載荷	普通コンクリート 240-15-25	215kgf/cm ² (材令39日)	同上
	No. 5	鉄筋コンクリート被覆工法 頭付きスタッドジベル36本 J型スタッドジベル36本	無	下方載荷	普通コンクリート 240-15-25	263kgf/cm ² (材令28日)	現場養生
	No. 6	鉄筋コンクリート被覆工法 頭付スタッドジベル72本 スターラップ	無	下方載荷	普通コンクリート 240-15-25	同上	同上
鋼材補強工法	No. 7	鋼板溶接工法	無	上方載荷	—	—	—
	No. 8	鋼板溶接工法	1800 kgf/cm ²	上方載荷	—	—	—
	No. 9	鋼板溶接工法 中央部穿孔	無	上方載荷	—	—	—
	No. 10	鋼板圧着工法	無	上方載荷	—	—	—
	No. 11	形鋼溶接工法 H形鋼	無	上方載荷	—	—	—
	No. 12	形鋼溶接工法 角形鋼	無	上方載荷	—	—	—
検定用	No. 13	素鋼矢板	無	上方載荷	—	—	—
	No. 14	鉄筋コンクリート	無	上方載荷	早強コンクリート 240-15-25	233kgf/cm ² (材令19日)	現場養生

鋼矢板を使用したので載荷点から鋼矢板がずれる可能性がある。そこで図-21に示すように厚さ12mmの鋼板を試験体中央部にすみ肉溶接した。

② 鉄筋コンクリート被覆工法

No. 1~No. 6の鉄筋コンクリート被覆工法については、補修する鋼矢板の状態を想定して、初期応力を導入した場合とスタッドジベルの種類および本数を変化させた場合について検討できるように設定した。図-22に示すように鉄筋コンクリートの厚さは15cmで、鋼矢板の中央部3.0mを被覆している。スタッドジベルは直径16mm、高さ75mmで頭部にねじを切ってナットが取付けである。スタッドジベルは、20cmピッチで水中スタッドガンにより溶接した。図-23に示すように鉄筋コンクリート内の配筋は、主鉄筋と配力筋である。主鉄筋は材

質がSD30A、D16で15cmピッチ、配力筋は材質がSD30A、D13で20cmピッチに鋼矢板軸直角方向に配筋した。主鉄筋は、スタッドジベルの頭部の横に、配力筋は、下に配置した。スタッドジベルの本数は、せん断力と引抜き力を考慮して、式(19)および式(20)により求めた。図-24に示すようにNo. 1~No. 3では1組当たり18本のスタッドジベルを均等に配置し、No. 4およびNo. 5では同数を端部に密にして配置した。No. 4では端部と中央に1組当たりそれぞれ1本のみを配置した。No. 5では図-25に示すように圧縮側のスタッドジベルに図-26に示すJ型ジベルを使用し、端部からの引抜き力に耐えるようにした。No. 6では図-27に示すように、D13の鉄筋をスターラップとして用い、配力筋に沿うように引張側の鉄筋位置まで配筋した。コンクリートのかぶり

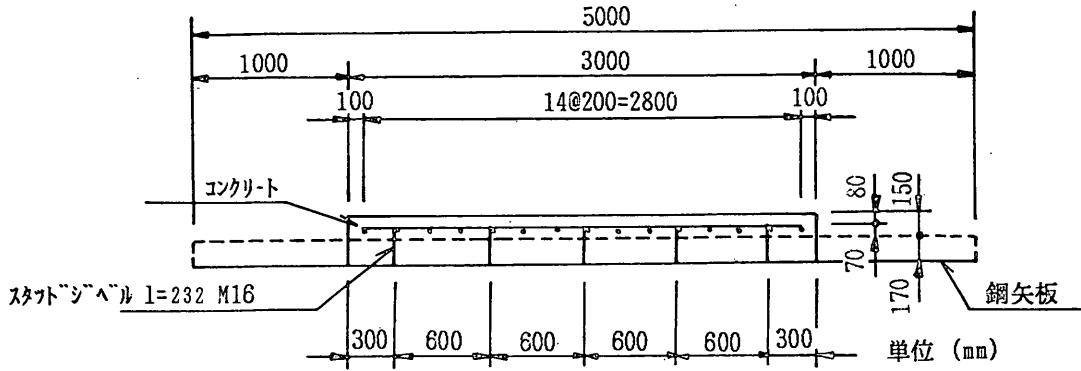


図-24. a スタッドジベルの間隔 (No. 1~No. 3)

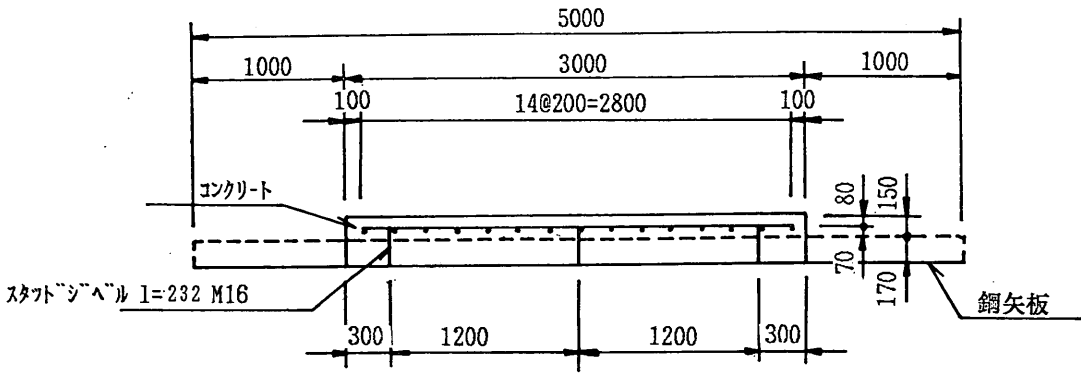


図-24. b スタッドジベルの間隔 (No. 4)

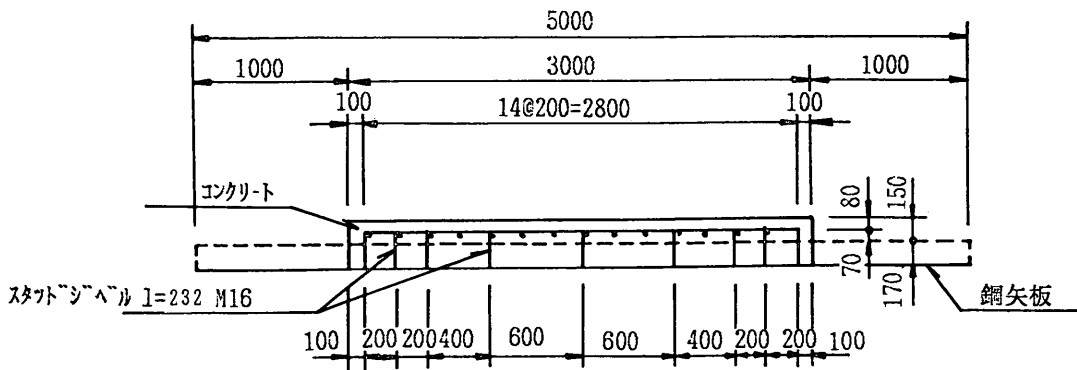


図-24. c スタッドジベルの間隔 (No. 5~No. 6)

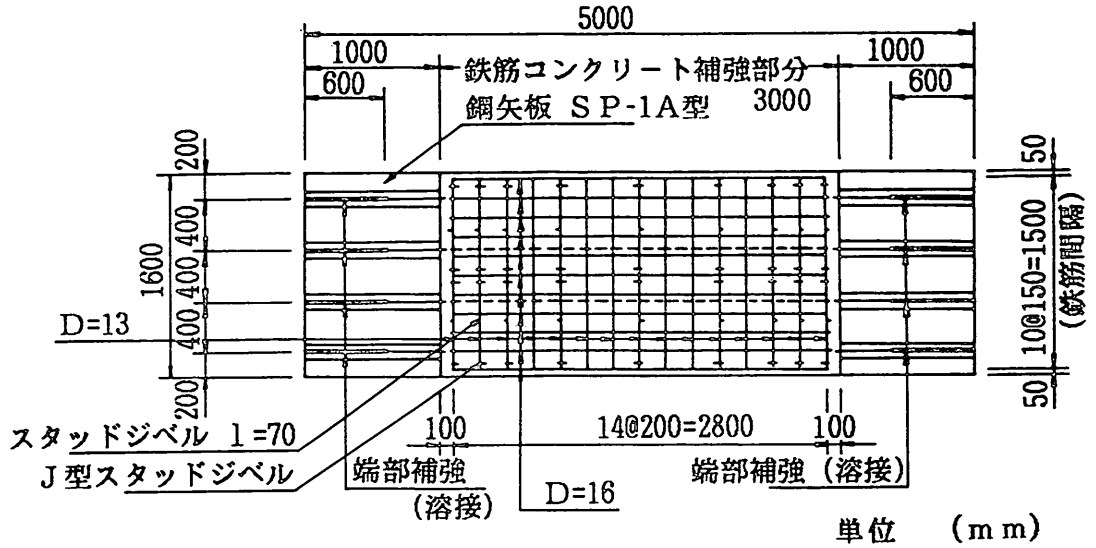


図-25 鉄筋コンクリート被覆工法の配筋 (No. 5)

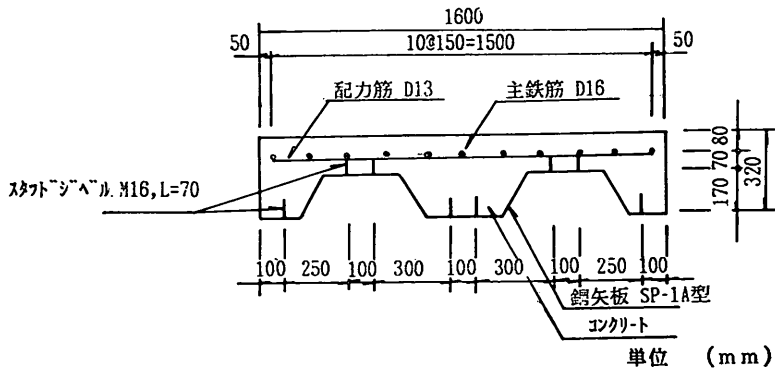


図-25 鉄筋コンクリート被覆工法の配筋 (No. 5) (b)

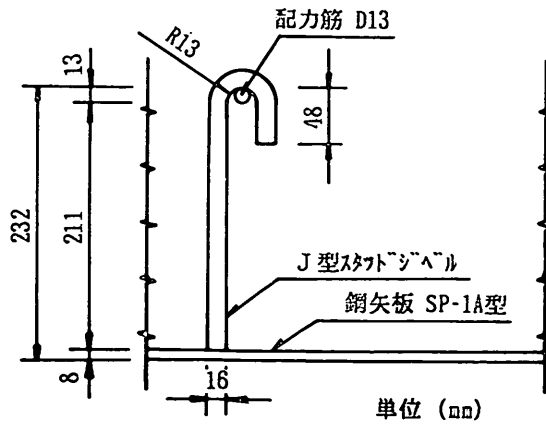


図-26 J型スタッドジベル

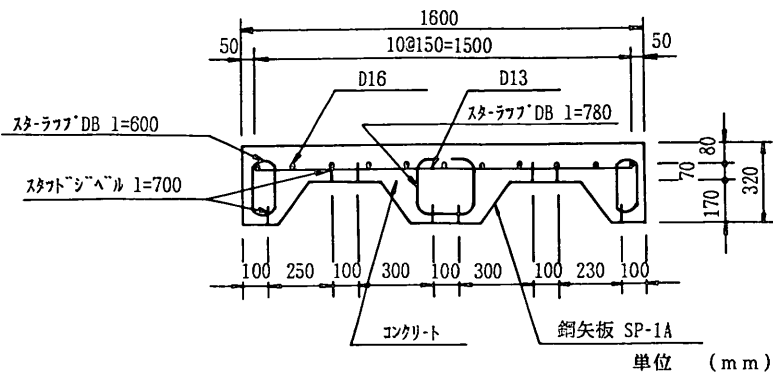


図-27 鉄筋コンクリート被覆工法の配筋 (No. 6)

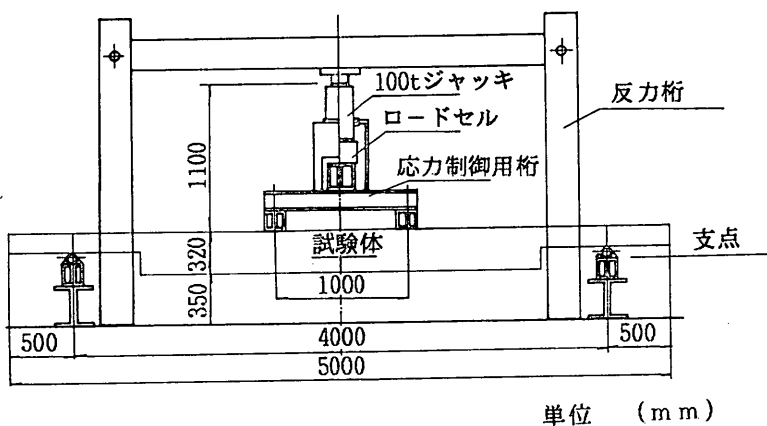


図-28 載荷装置の概要 (下方載荷)

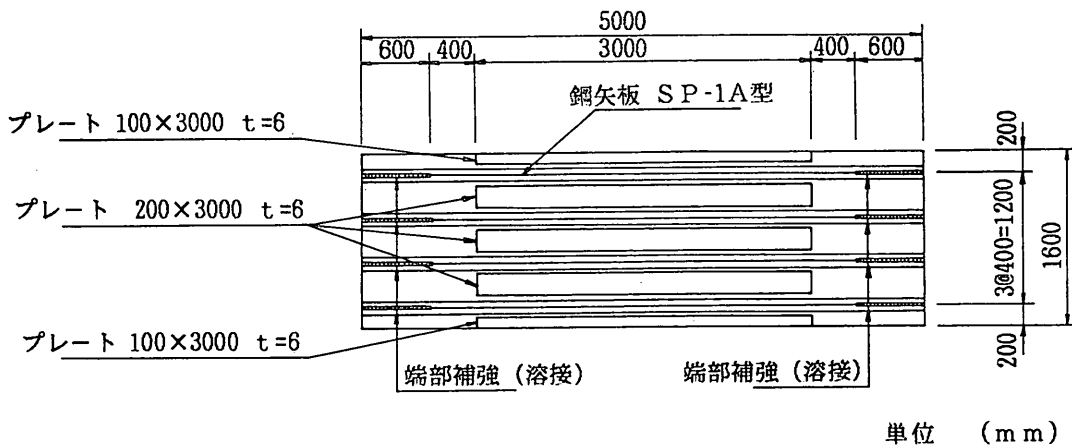


図-29 鋼材による補強工法の詳細 (No. 7) (a)

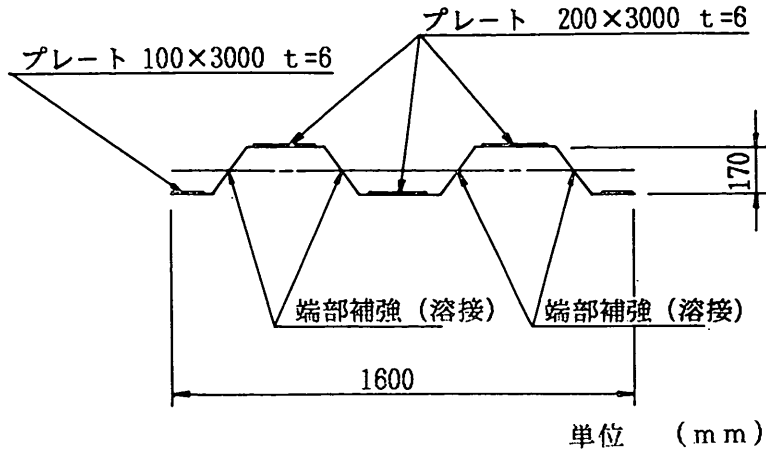


図-29 鋼材による補強工法の詳細 (No. 7) (b)

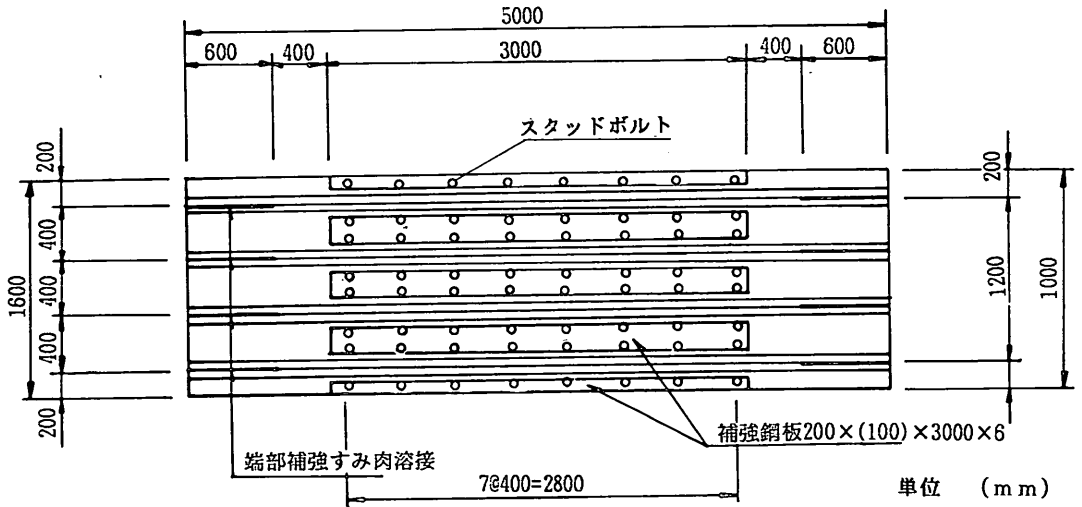


図-30 鋼材による補強工法の詳細 (No. 10) (a)

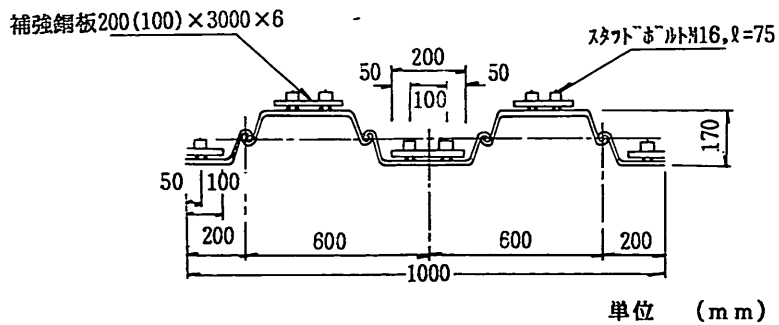


図-30 鋼材による補強工法の詳細 (No. 10) (b)

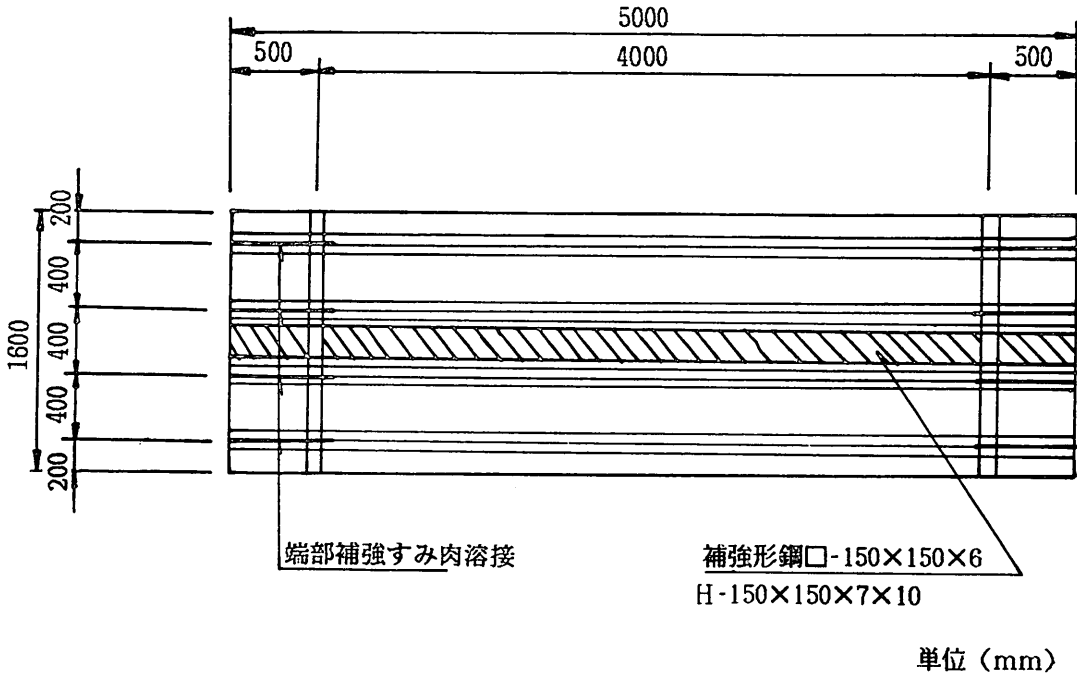


図-31 鋼材による補強工法の詳細 (No. 11, 12) (a)

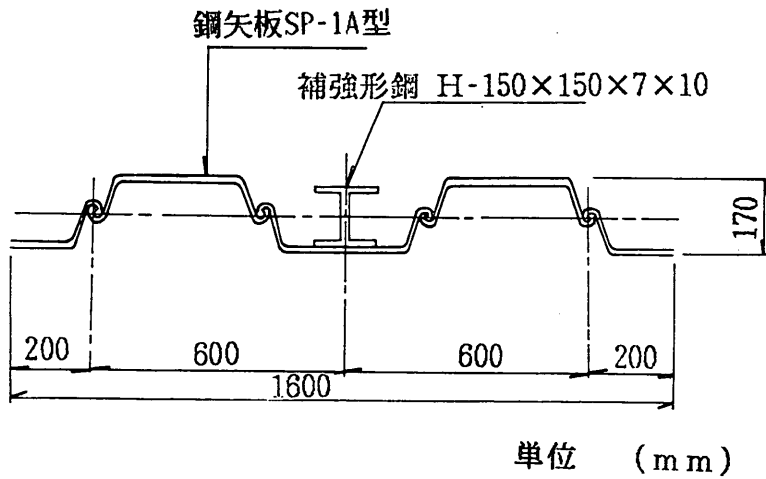


図-31 鋼材による補強工法の詳細 (No. 11) (b)

腐食鋼矢板の補修工の耐力特性

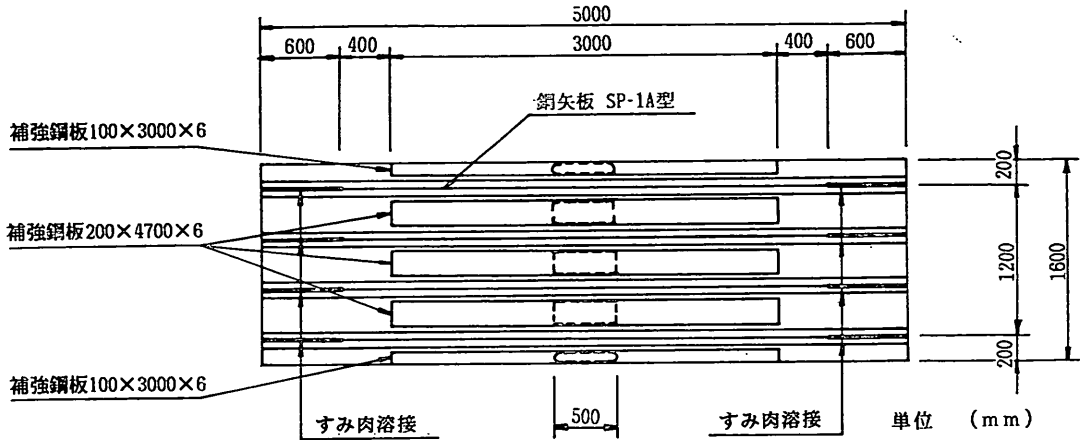
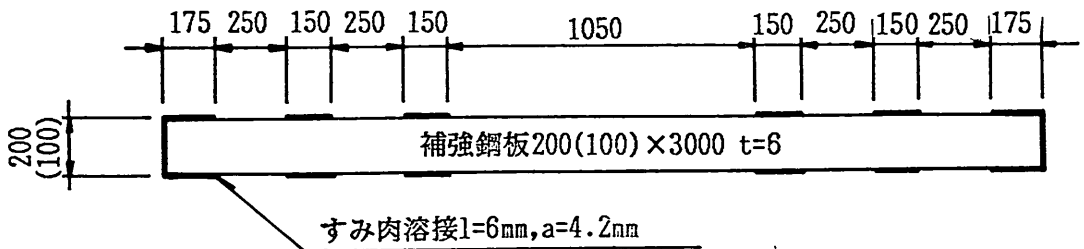
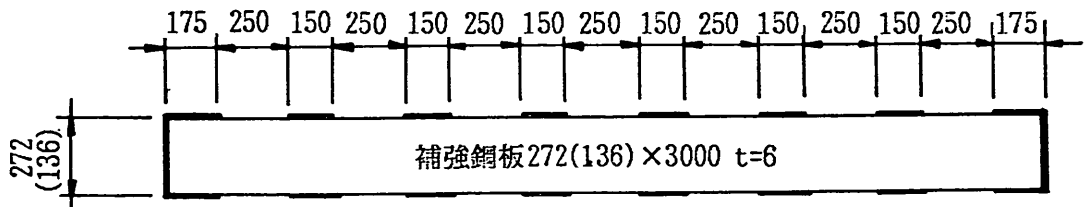


図-32 鋼材による補強工法の詳細 (No. 9)

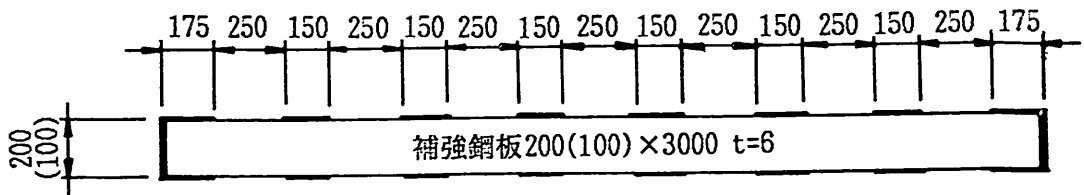
(供試体No.7) (供試体No.8引張側の鋼板) (供試体No.9引張側の鋼板)



(供試体No.8圧縮側の鋼板)



(供試体No.9圧縮側の鋼板)



単位 (mm)

図-33 鋼材による補強工法の溶接位置 (No. 7~No. 9)

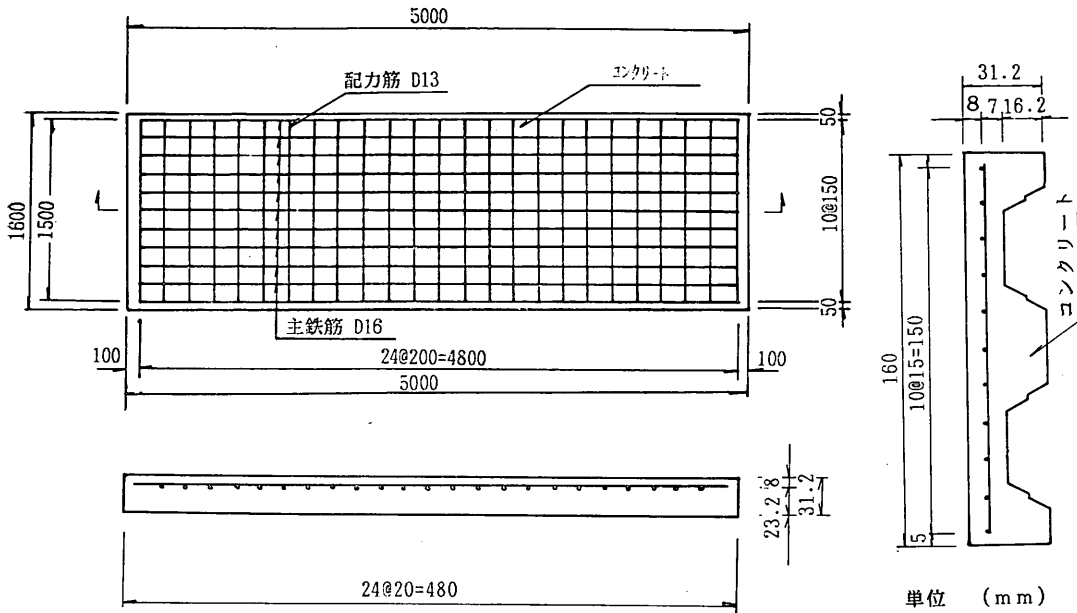


図-34 鉄筋コンクリート試験体 (No. 14)

表-8 セメント試験成績表

試験項目 種類	比重	比表面積 (cm ² /g)	凝 結			安 定 性
			水 量 (%)	始 発 (h-m)	終 結 (h-m)	
普通セメント JIS R 5210	3.15	3130	28.4	2-51	3-57	良
早強セメント JIS R 5210	3.14	4380	30.7	2-09	3-16	良
	—	2500以上	—	60m 以上	10h 以下	良
	—	3300以上	—	45m 以上	10h 以下	良

試験項目 種類	圧 縮 強 度 (kgf/cm ²)				酸化マグネ シウム (%)	三酸化硫黄 (%)	強熱減量 (%)
	1 日	3 日	7 日	28 日			
普通セメント JIS R 5210	—	145	258	426	1.5	1.9	0.5
早強セメント JIS R 5210	144	279	389	495	5.0以下	3.0以上	3.0以下
	65以上	130以上	230以上	330以上	5.0以下	3.5以下	3.0以下

表-9 使用骨材の試験成績結果

	比 重		単位容積 重 (kgf/m ³)	粗 粒 率	実 積 率 (%)	最大寸法 (mm)
	表 乾	絶 乾				
細 骨 材	2.61	2.58	1770	2.71	68.5	5.0
粗骨材	2.64	2.62	1650	6.75	63.1	25.0
	2.69	2.67	1650	6.56	62.0	20.0

腐食鋼矢板の補修工の耐力特性

表-10 コンクリート配合表

普通コンクリート							
配 合 表 (kgf/m ³)							
セメント	水	細骨材	細骨材	粗骨材	粗骨材	混和剤	混和剤
278	165	838	—	506	514	2.87	—
水セメント比	57.8%	ス ラ ン プ		15cm	空 気 量		4%
骨材最大寸法	25mm	呼 び 強 度		240kgf/cm ²			
細 骨 材 率	45.7%	粗骨材混合比 (容積) 川砂利 1 : 碎石 1 = 50 : 50					
早強コンクリート							
配 合 表 (kgf/m ³)							
セメント	水	細骨材	細骨材	粗骨材	粗骨材	混和剤	混和剤
300	168	820	—	506	514	3.00	—
水セメント比	56.0%	ス ラ ン プ		15cm	空 気 量		4%
骨材最大寸法	25mm	呼 び 強 度		240kgf/cm ²			
細 骨 材 率	45.1%	粗骨材混合比 (容積) 川砂利 1 : 碎石 1 = 50 : 50					

表-11 コンクリート部材の強度

試 験 体 番 号		圧縮強度 σ_{cc} (kgf/cm ²)	引張強度 σ_b (kgf/cm ²)	弾性係数 E_c (kgf/cm ²)	ポアソン比 ν
No. 1	現場養生 σ_{34}	215	21.2	2.06×10^5	0.16
No. 2	現場養生 σ_{14}	224	22.8	2.40×10^5	0.18
No. 3	現場養生 σ_{16}	311	22.4	2.85×10^5	0.20
No. 4	現場養生 σ_{39}	215	19.0	2.26×10^5	0.17
No. 5, 6	現場養生 σ_{34}	308	18.0	2.31×10^5	0.21
No. 14	現場養生 σ_{19}	233	22.1	2.69×10^5	0.23

* No. 2, 3, 14 は早強コンクリート

厚さは、いずれの試験体でも 8 cm とした。コンクリートの打込みは、試験体を横にしたまま行った。No. 2 および No. 3 については、初期応力を 図-28 に示す載荷装置を用いて導入した。初期応力は鋼矢板の中央に貼付したひずみゲージによって管理した。初期応力導入後にコンクリート打設を行った。型枠としては、鋼製型枠を用いた。打設時に棒状バイブレーター等で振動を与えながらコンクリートを流し込んだ。

③ 鋼材補強工法

鋼材補強工法は 図-29 に示す No. 7 のように、鋼板を凸部、凹部両面にすみ肉溶接するケース、 図-30 に示す No. 10 のように、溶接の代わりに鋼板をスタッドジベルを介してボルトで締めるケース、 図-31 に示す No. 11

および No. 12 のように形鋼を支点付近両端に溶接するケースの 3 ケースとした。No. 8 は土圧などの外力を想定して初期応力を導入した。 図-32 に示す No. 9 は孔食により穴があき、その部分の耐力が見込めない場合を想定した。鋼板の溶接長は、合成版の発生応力度が降伏応力度 (3000kgf/cm^2) になる荷重に対する曲げモーメントを算出し、鋼板が分担する曲げモーメントを、式(13)に代入して求めた。溶接位置は 図-33 に示すように、溶接できない部分避けるようにして、均等に溶接した。No. 10 の試験体では、ボルトの締めつけ力をスタッドジベルの許容せん断力の 1/2 とした。またスタッドガンの性能により、溶接部に盛り上がりが生じるが、ナットをかませることにより、不均一な当りとなることを防い

表-12 鋼材の強度

種類	材質	降伏強度 σ_y (kgf/cm ²)	引張強度 σ_u (kgf/cm ²)	弾性係数 E (kgf/cm ²)	伸び (%)
鋼矢板 SP-1A	JIS A 5528 S Y 30	4600	5900	2.03×10^6	21.5
鋼板	JIS G 3160 SM50A	4200	5800	2.02×10^6	26.0
鉄筋 D13	JIS G 3112 S D 30A	3666	5390	—	24.2
鉄筋 D16	JIS G 3112 S D 30	3800	5500	—	28.0
H形鋼	JIS G 3106 S S 41A	3400	5000	2.02×10^6	28.0
角形鋼	JIS G 3466 S S 41	3900	4800	2.26×10^6	28.0
ジベル M13	JIS B 1197 SWCH	3300	4850	—	27.0
ジベル M16	JIS B 1197 SWCH	—	4280	—	26.0

だ。またスタッドジベルを介する穴の径を、現地での施工性を考慮してスタッドジベル径の3倍とした。

図-34 に示す No. 14 の試験体は、鉄筋コンクリートのみのもので、単体としての力学特性を把握し、合成部材との比較を行った。

(2) 使用材料

使用するセメントは、普通ポルトランドセメント(No. 1, No. 4~No. 6)と早強ポルトランドセメント(No. 2, No. 3, No. 14)の2種類であり、この試験成績結果を表-8 に示す。使用骨材の試験結果を表-9 に示す。粗骨材の最大寸法は、25mmとした。表-10 にコンクリートの配合を示し、表-11 にその強度試験結果を示す。設計基準強度は 240kgf/cm²、スランプは 15cm を目標とした。コンクリート打設時が冬期のこともあり若干設計基準強度を下回ったケースもあった。また使用鋼材の強度については、それぞれ JIS 規格に示された試験方法によって行った。この試験結果を表-12 に示す。

5.2 試験方法

(1) 試験装置

載荷装置の概要を図-35 に示す。載荷は対称2点載荷

で行い、支点間の距離は4.0mで、載荷点の間隔は0.9mである。載荷桁と応力制御用架台の間に、試験体とロードセルおよびジャッキが入っている。また、No. 2, No. 3 および No. 8 の試験体については、鋼矢板に初期応力を導入できるように、図-28 に示すような応力制御用桁を使用し、下方載荷とした。

(2) 載荷方法

載荷桁と試験体の間に間詰材(高強度石膏)を入れて試験体に荷重が均等に当たるようにした。載荷は、ロードセルをモニターしながら容量 100tf の手動式油圧ジャッキポンプにより行い、2tf 刻みで単調増加させた。鉄筋コンクリート被覆の試験体については、初期ひびわれが発生した後、いったん除荷した。

再び載荷を同様な手順で行い、鋼矢板が許容応力度および降伏強度に達した時点で再度除荷した。このとき補強部材の方が先に許容応力度あるいは降伏強度に達する場合があるが、その場合はこの時点で除荷した。このように荷重制御で載荷を実施し、降伏後は変位制御で載荷を行った。変位制御では、降伏時の油圧ジャッキ位置の変位(δ_y)を規準にして、 $2\delta_y$, $3\delta_y$, …… のように載荷

腐食鋼矢板の補修工の耐力特性

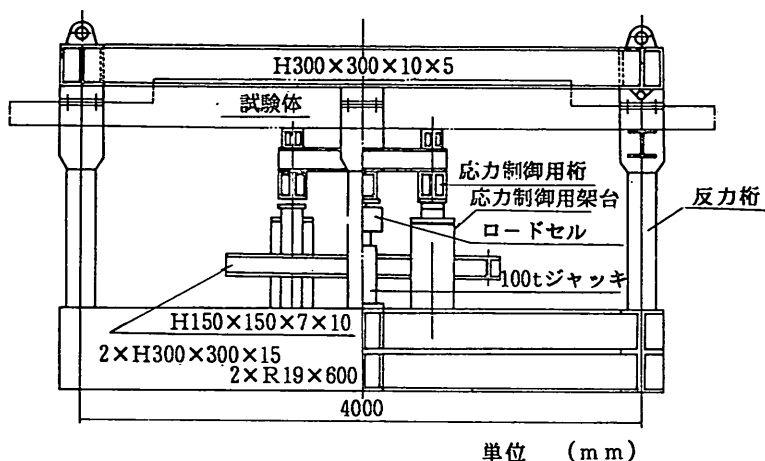


図-35 載荷装置の概要 (上方載荷)

を行った。

5.3 計測方法

計測項目および方法は、以下のとおりであり、表-13に各試験体ごとの計器数を示す。

- ① 載荷荷重……油圧ジャッキに取付けたロードセル
 - ② 試験体のたわみ……変位計
 - ③ 鋼矢板と補強材との相対変位量……変位計
 - ④ 鋼矢板、補強材のひずみ量……ひずみゲージ
 - ⑤ コンクリートのひびわれ幅……コンタクトゲージ
 - ⑥ コンクリートのひびわれ進捗状況……目視
- 各試験体により計器の配置と個数はすこし異なっている。

るが、No. 1 の試験での状況を図-36に示す。鋼矢板の変位計は鉛直変位の分布を計測できるように軸方向に配置した。またコンクリート端部にも変位計を設置しコンクリートと鋼矢板との軸方向のずれを計測した。ひずみゲージは、鋼矢板、補強材とも応力が大きいと予測される位置に貼付した。またスタッドジベルにもひずみゲージを貼付し、補強材に鋼矢板から力がどのように伝達されているか計測した。ひびわれ幅は、図-37に示すように100mm間隔で標点をつけ、コンタクトゲージで計測した。載荷途中のひびわれの進展は、目視により観測を行い、試験終了後にスケッチを行った。

表-13 測定計器一覧

(個数)

試験体番号	測定計器 変位計	ひずみゲージ				ジベル ゲージ	ロードセル
		鋼矢板	鉄筋	コンクリート	スタッド スラップ		
No. 1	9	35	24	28	—	40	1
No. 2	9	35	24	28	—	40	1
No. 3	9	35	24	28	—	40	1
No. 4	9	35	24	28	—	15	1
No. 5	9	24	11	30	—	20	1
No. 6	9	24	11	12	6	11	1
No. 7	9	61	—	—	—	—	1
No. 8	9	61	—	—	—	—	1
No. 9	9	118	—	—	—	—	1
No. 10	10	36	—	—	—	16	1
No. 11	9	42	—	—	—	—	1
No. 12	9	40	—	—	—	—	1
No. 13	10	18	—	—	—	—	1
No. 14	9	—	24	24	—	—	1

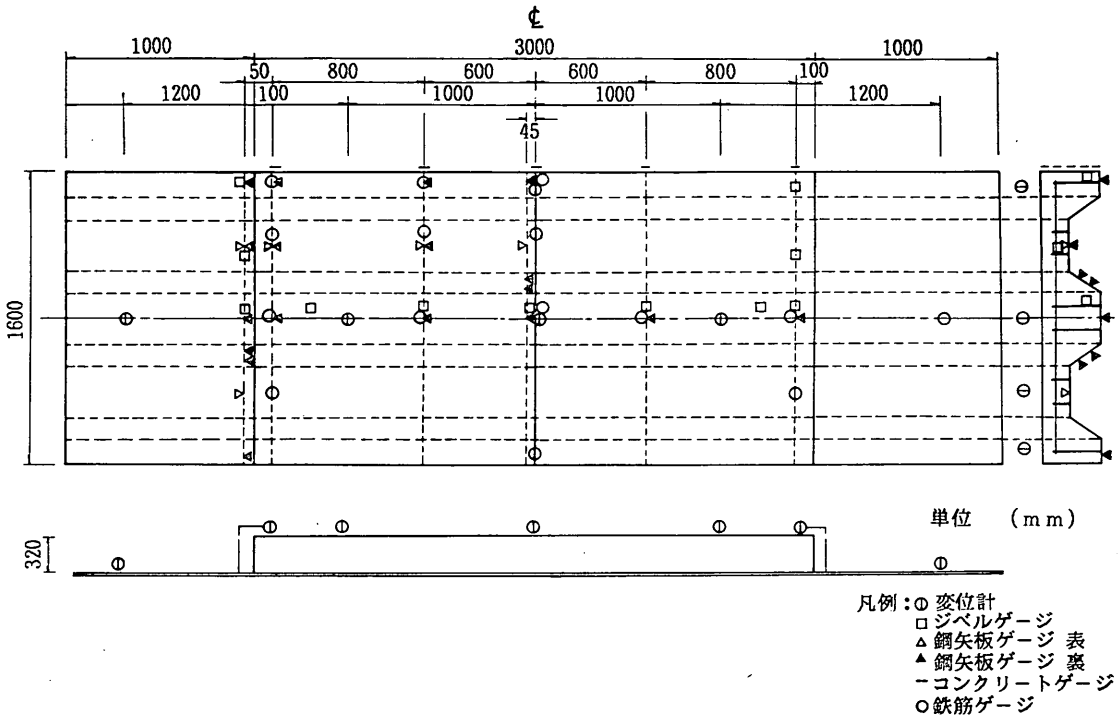


図-36 測定計器の配置 (No. 1)

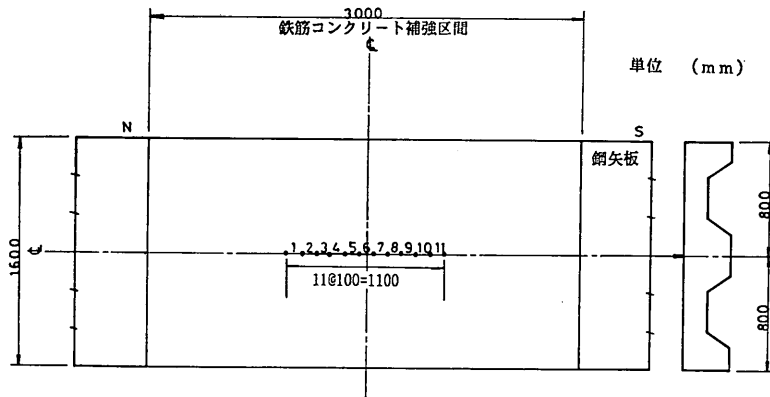


図-37 ひびわれ幅の測定位置

6. 験結果

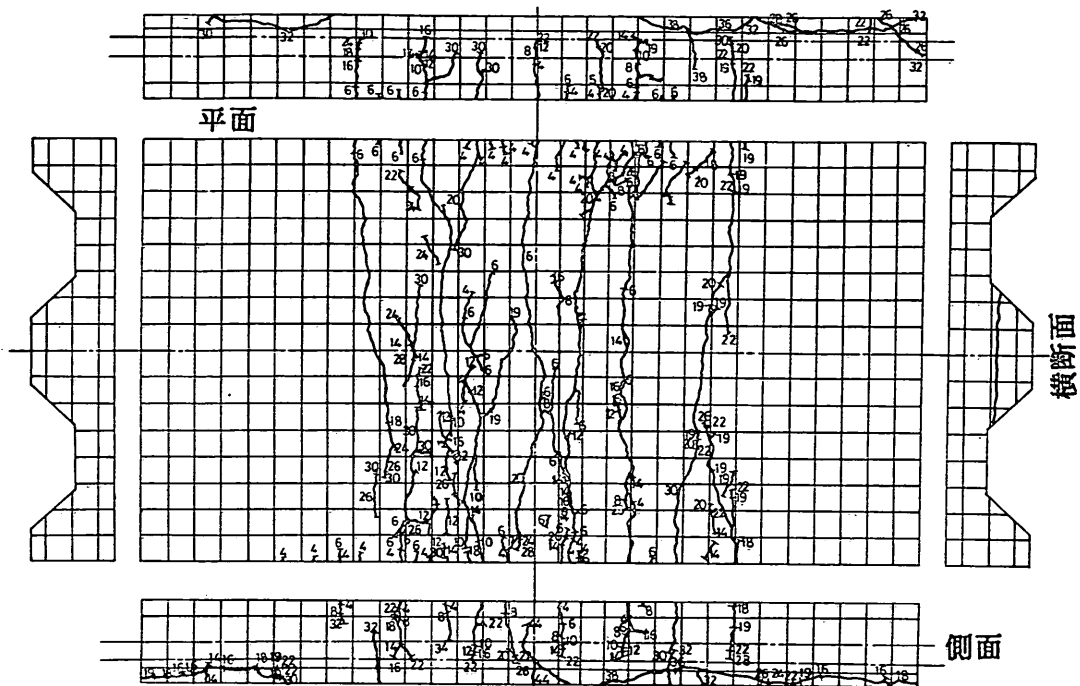
6.1 鉄筋コンクリート被覆工法

(1) ひびわれの発生状況と破壊状況

No. 1 試験体と No. 5 試験体の終局時のひびわれ発生状況をそれぞれ 図-38 および 図-39 に示す。ひびわれ図は試験体のコンクリート部分を展開したもので、上下、左右は試験体のそれぞれの側面の状況を示してい

る。1個のますめの寸法は10cmである。また、図中の数字は該当するひびわれが観察された時点での載荷荷重値を表している。

No. 1 試験体では、載荷荷重が4tfで最初にひびわれが試験体中央で発生し、6tfでひびわれが底面に貫通した。これらのひびわれはいずれも曲げひびわれで、その後も荷重が増加するにしたがい発生本数とひびわれ長さを増していった。曲げひびわれの深さは、コンクリート



数字は載荷荷重(tf)を示す

図-38 ひびわれ状況 (No. 1)

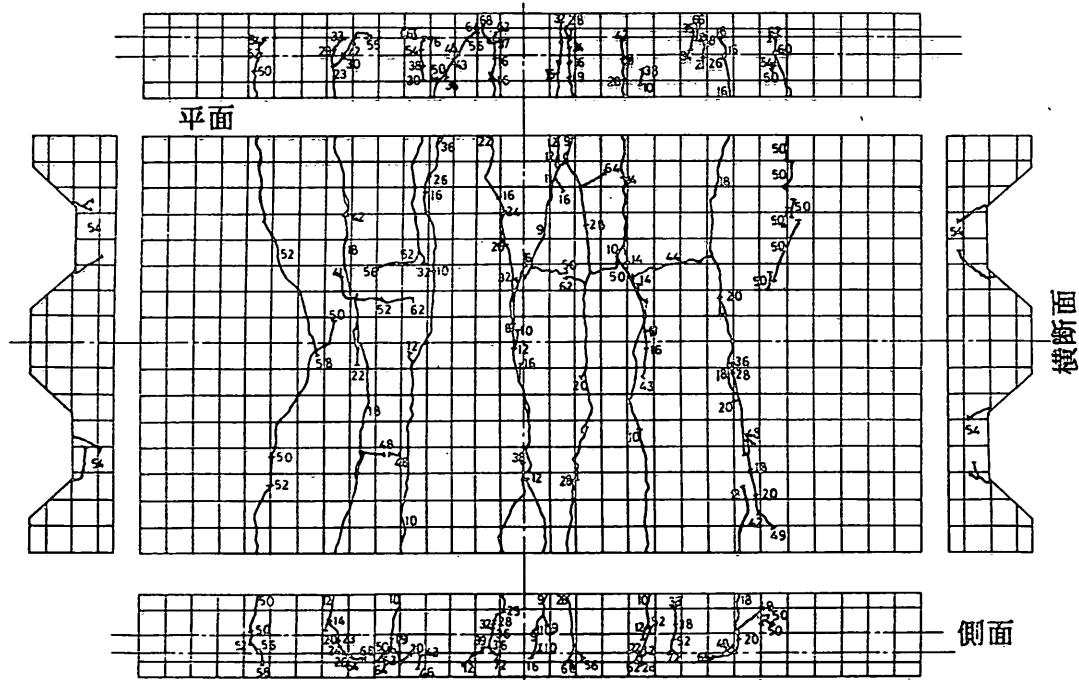


図-39 ひびわれ状況 (No. 5)

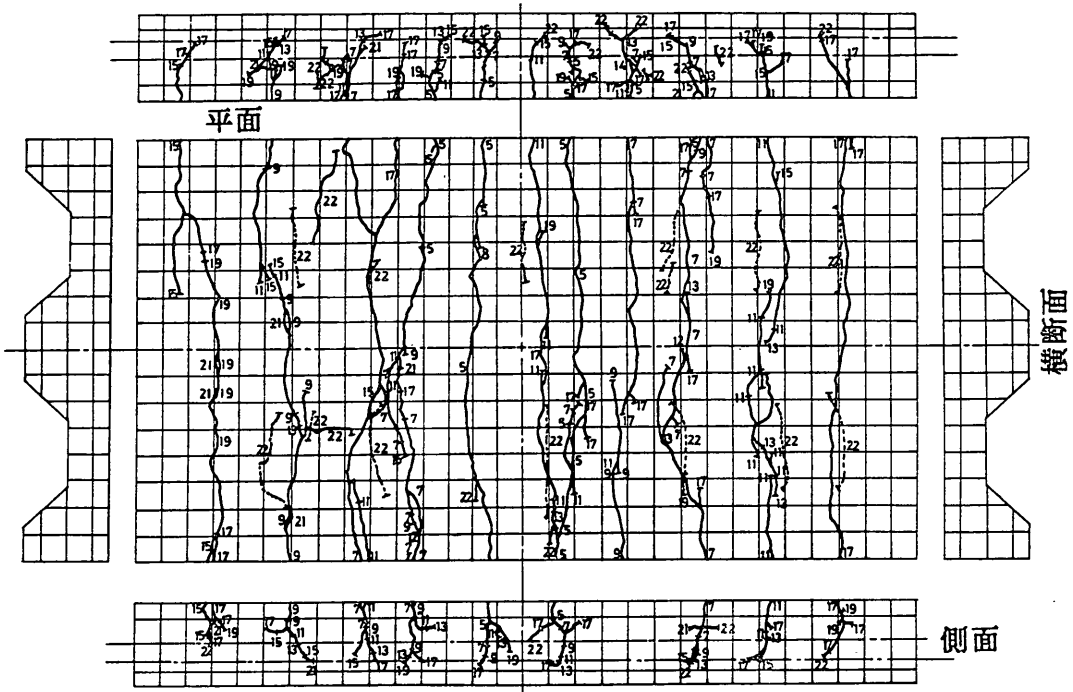


図-41 端部でのひびわれ状況 (No. 14)



図-40 ひびわれ状況 (No. 1)

側面の短辺方向に発生したひびわれから推定でき、この深さはほぼ中立軸の位置となる。荷重が大きくなると、外側スタッドジベル付近のコンクリート側面に長辺方向のひびわれが発生した。この状況を図-40に示す。これは、スタッドジベル周囲のコンクリートの引抜きせん断に伴うものであり、荷重が32tfでスタッドジベル回りのコンクリートが円すい状にせん断破壊した。その後、破壊が各所で進行し、最終的には、鋼矢板の中央部が座屈して終局状態となった。

No. 2～No. 4 試験体では、No. 1 とほぼ同様のひびわれ発生状況および進展状況であった。ひびわれ発生荷重

は、No. 2～No. 4 試験体でそれぞれ 8tf, 10.6tf および 6.2tf であった。また、破壊状況も No. 1 試験体とほとんど同様の傾向で、スタッドジベルの引抜きに伴うコンクリートのせん断破壊と鋼矢板の座屈であった。

No. 5 試験体では、載荷荷重が 9.2tf でスパン中央付近に最初のひびわれが発生し、その後も曲げひびわれが発生、進展した。荷重が53tf のとき、コンクリート端部でスタッドジベル周囲のコンクリートがせん断破壊した。しかし、コンクリートの側面にはひびわれがほとんど発生しなかった。これは、鋼矢板の凸部に設けられたスタッドジベルのみが引抜かれ、凹部のスタッドジベルには過大な力が作用しなかったためである。終局状態では、試験体の中央付近で鋼矢板の座屈が生じたが、コンクリートのせん断破壊あるいは圧縮破壊は認められなかった。No. 1～No. 4 で見られた試験体端部でのコンクリートの剝離が発生しなかったことから、鋼矢板に設けた J 型ジベルを引張側鉄筋に定着する方法が有効であることが判明した。

No. 6 試験体では載荷荷重が 8tf でひびわれが発生し、その後他の試験体と同様に曲げひびわれが発生、進展した。この試験体では、スターラップを用いてせん断力に対する抵抗を図ったが、定着が不十分で有効に働かず、

結果的には、コンクリートのせん断破壊で終局状態に達した。

比較のため No. 14 の鉄筋コンクリート試験体のひびわれ発生状況を 図-41 に示す。ひびわれ発生荷重は 5tf で、終局に至るまで曲げひびわれのみが発生した。破壊の形態は、曲げ圧縮破壊であった。鉄筋コンクリート試験体では試験体の端部にも曲げひびわれが発生したが、No. 1～No. 4 試験体では端部に曲げひびわれがほとんど観察されず、ひびわれ発生の状況が異なった。これは、今回のスタッドジベルのみでは鋼矢板とコンクリート間で応力の伝達が十分に行われなかったためである。応力の伝達が長尺のスタッドジベルによって行われた No. 5 および No. 6 試験体では、端部にも曲げひびわれが発生しており、このことから引張側鉄筋への定着が合成効果を増すのに重要であると言える。

No. 2 試験体のコンクリート部分を取り壊し、内部の鉄筋およびスタッドジベルの観察を行った。鉄筋では、最大応力発生位置においても、曲がりや亀裂などの異状は目視では認められなかった。スタッドジベル本体についても、異状は認められなかったが、スタッドジベル周囲のコンクリートでは円すい状に引抜きせん断破壊が生じていた。

(2) 載荷荷重と変位

鉄筋コンクリート被覆工法を施した 6 体の試験体と検定用の素鋼矢板試験体 (No. 13) および鉄筋コンクリート試験体 (No. 14) の載荷試験結果の一覧を表-14 に示す。ひびわれ発生荷重は、コンクリート部分に最初にひびわれが観察された際の載荷荷重で、(1)で述べた値をまとめたものである。許容荷重および降伏荷重は、それぞれ鋼矢板および鉄筋が許容応力度 (ここでは 1800kgf/cm² とする) および降伏応力度 (3000kgf/cm²) に達した際の載荷荷重である。終局荷重は、載荷荷重の最大値である。

No. 1～No. 6 の試験体の鋼矢板の許容荷重は、No. 13 より上回り、設計的にはいずれの試験体でも一応所定の強度は保持していると言える。しかし No. 1～No. 4 の試験体では、いずれの場合の終局荷重も母材である素鋼矢板の終局荷重 48.5tf を下回った。No. 1 と No. 4 を比較すると、No. 4 の方が終局荷重で約 25%、鋼矢板の許容および降伏荷重で約 40% 小さな値を示した。しかし、コンクリート内部の鉄筋の許容荷重は No. 4 の方が逆に約 30% 大きくなり、さらに鉄筋の降伏にも至らなかった。両者の相違はスタッドジベルの本数にあるが、スタッドジベルの本数が少ないと、スタッドジベル 1 本当たりが負担するせん断力が大きくなり、その分鋼矢板に生じる

応力が大きくなった。一方、鉄筋コンクリートに伝達される応力は小さくなり、その分鉄筋が負担する力が減少した。このスタッドジベルの本数 40 本は、スタッドジベルの許容せん断耐力から求めた数量であるが、終局荷重は素鋼矢板とほとんど同じ程度の値を示しており、耐荷力の確保という観点からは妥当な数量と考えられる。

No. 2 および No. 3 の試験体にはあらかじめ初期応力が導入されており、表-14 で示す結果は補修工が施された以後の性状を示すものである。補修工の耐力は、所定の初期応力を導入するのに必要な外力 (初期荷重) と実験で得られた終局荷重との和で求められるとすると、補修工の耐力は No. 2 および No. 3 でそれぞれ約 52tf および約 61tf となる。両者とも素鋼矢板の終局耐力より大きな耐荷力となった。また、No. 3 では No. 2 に比べて約 10% 大きな耐荷力を示した。これは、前述のように、試験体の破壊状況がスタッドジベル付近のコンクリートのせん断破壊であり、No. 3 でのコンクリートの圧縮強度が 40% 程度高かったためである。初期応力を導入した試験体では、既に鋼矢板が降伏あるいは許容応力度に達していたにもかかわらず、スタッドジベル付近での破壊に至るまでは、他の試験体とほぼ同様の挙動を示し、スタッドジベルによる補強の効果が現われた。

No. 5 および No. 6 の試験体は、他の被覆工法に比べて大きな終局荷重を示し、特に No. 5 では、71.8tf と最大の耐荷力を有した。この結果から試験体端部に密にスタッドジベルを配置し、附着長の長いものを用いて鉄筋に定着することが補修工の耐荷力を高めるために有効な方法であることが確認された。

各試験体での荷重とスパン中央でのたわみの関係を 図-42 に示す。コンクリート被覆を施した試験体は、鉄筋コンクリート試験体に比べて鋼矢板の剛性分だけ初期の曲線の勾配が大きかった。また、No. 5 および No. 6 試験

表-14 試験結果の一覧

	ひびわれ発生荷重 (tf)	許容荷重 (tf)		降伏荷重 (tf)		終局荷重 (tf)
		矢板	鉄筋	矢板	鉄筋	
No. 1	6.4	28.3	18.0	20.1	30.0	48.0
No. 2	8.0	32.3	20.0	30.2	32.3	34.1
No. 3	10.6	32.9	18.9	22.8	30.8	36.9
No. 4	6.2	16.5	22.0	11.7	*	36.0
No. 5	9.2	34.1	16.1	40.0	27.5	71.8
No. 6	8.1	35.9	18.0	37.9	31.9	54.9
No. 13	—	16.1	—	27.2	—	48.5
No. 14	5.0	—	11.2	—	17.0	21.4

* 降伏荷重に至らず

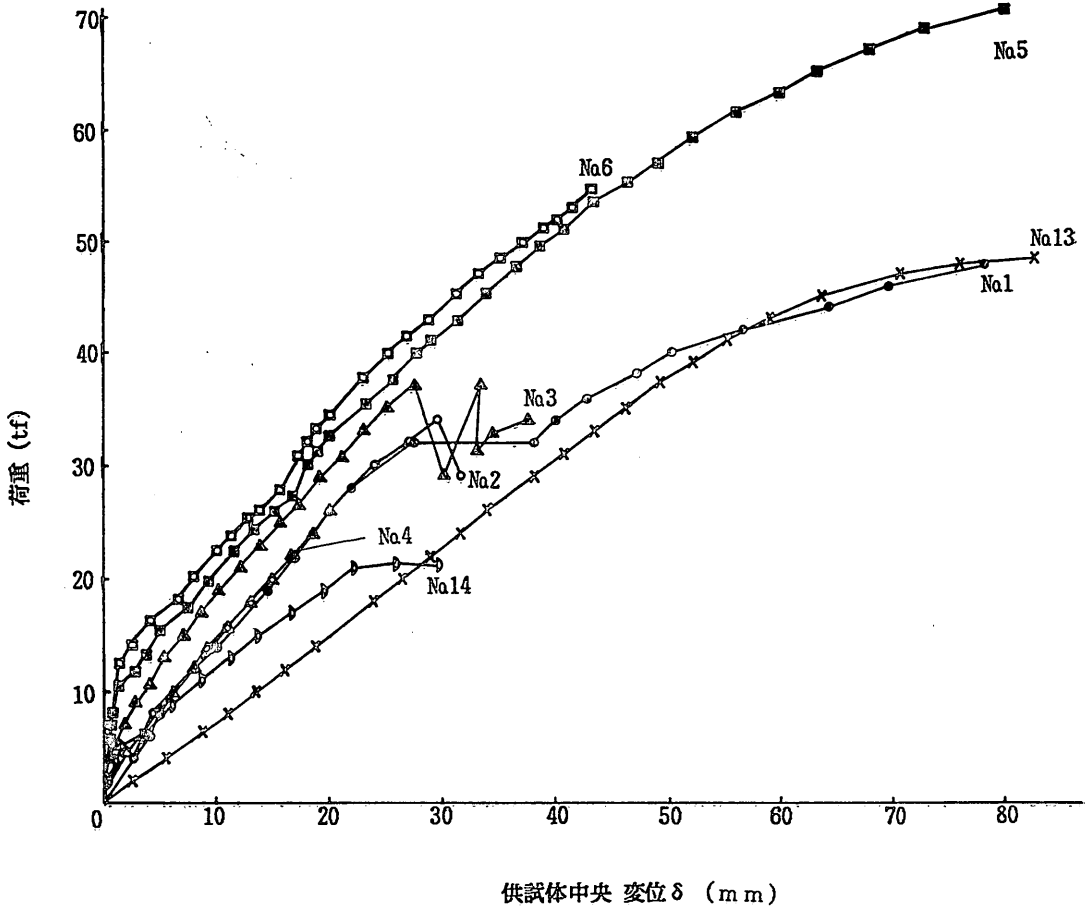


図-42 載荷荷重とたわみの関係

験体は他の試験体に比べてこの勾配が大きく、鋼矢板と被覆コンクリートとの合成の度合いが高かったことを示している。

(3) 鋼材に生じたひずみ

No. 1, No. 4 および No. 13 試験体での鋼矢板の軸方向のひずみ分布と荷重との関係を 図-43~45 に示す。図中のひずみはすべて軸方向中央線上での値であり、圧縮ひずみである。鉄筋コンクリート被覆試験体では、いずれも同様の傾向を示しており、コンクリート端部のスタッドジベル位置付近で非常に大きいひずみが発生していた。これは、スタッドジベルから鋼矢板に引張力が伝達したための局部的応力であると考えられる。No. 4 試験体では、他の試験体に比べてこのスタッドジベル位置でのひずみ量が特に大きくなった。この原因は断面内のスタッドジベルの本数が少ないために、より大きな引張力が集中し、鋼矢板に伝達されたものと言える。No. 13の

素鋼矢板試験体のひずみ分布は、曲げモーメント分布とほぼ相似形となった。

主鉄筋のひずみ分布と荷重との関係を 図-46 および 図-47 に示す。コンクリート被覆を施した試験体間でひずみの性状はほとんど同様であったので、ここでは No. 2 および鉄筋コンクリート試験体 (No. 14) のみの結果を示す。なお、鉄筋ひずみの結果は、試験体中央軸線上の鉄筋のもので、2 枚のゲージの測定結果の平均を示す。鉄筋のひずみは荷重の小さい間はほとんど発生せず、載荷荷重が 10 tf 程度になって急激に増加した。これは荷重が小さい間は、コンクリートにひびわれがあまり生じず、全断面が有効に働いていたためである。

試験体のスパン中央断面におけるひずみの分布を 図-48 および 図-49 に示す。この位置では、鉄筋の引張りひずみと鋼矢板の引張および圧縮ひずみの分布はほぼ直線であり、コンクリートと鋼矢板がほぼ合成されていた。

腐食鋼矢板の補修工の耐力特性

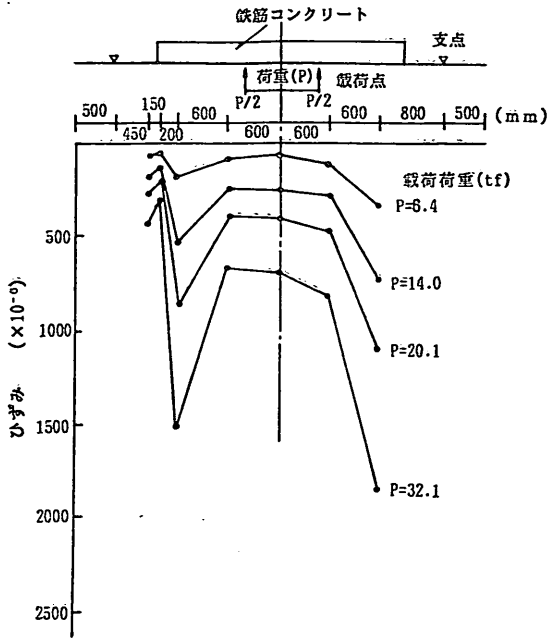


図-43 鋼矢板のひずみ分布 (No. 1)

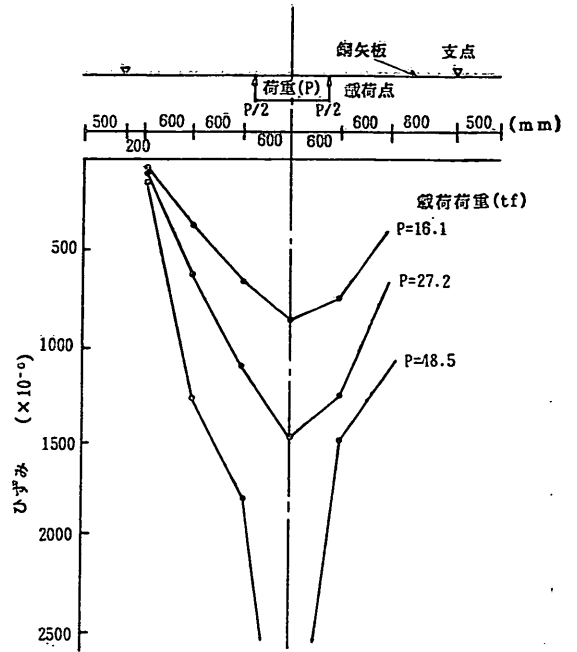


図-45 鋼矢板のひずみ分布 (No. 13)

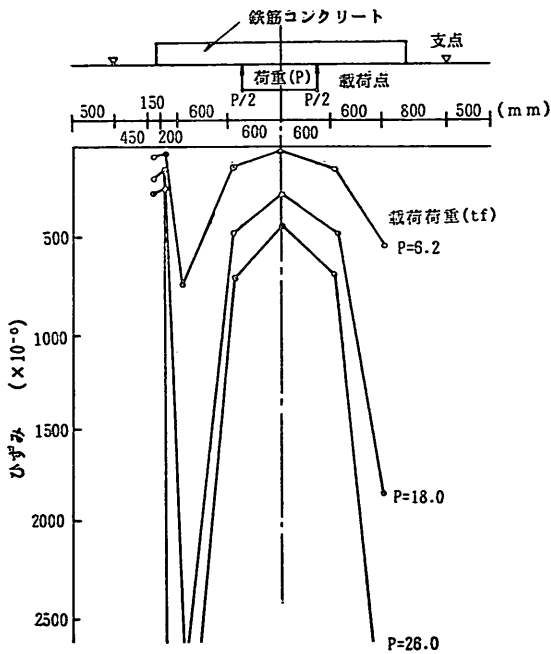


図-44 鋼矢板のひずみ分布 (No. 4)

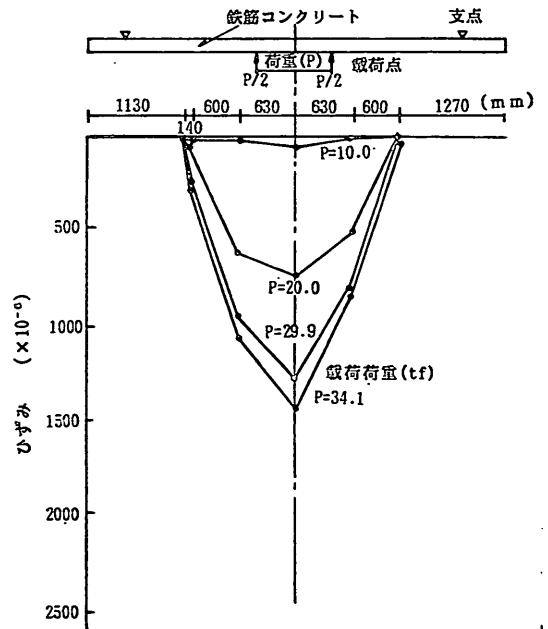


図-46 主鉄筋のひずみ分布 (No. 2)

しかし、図-50および図-51に示すせん断スパン内（端部付近）での分布は、No. 1 では直線分布をしておらず、せん断力による両者のずれが認められて合成が満足されていなかった。しかし、J型ジベルを用いたNo. 5試験体では、この位置でもほとんど直線分布となってお

り、せん断スパン内でもコンクリートと鋼矢板の合成が満足されていた。

No. 5 試験体でのスタッドジベルに発生したひずみ量の試験体軸方向の分布を図-52に示す。試験体端部のスタッドジベルには大きな引張力が発生していたが、スパン中央部付近ではほとんど引張ひずみは発生していなかった。せん断スパン内ではずれ力の発生に伴い、スタッドジベルに引張力が生じるが、純曲げスパン内ではほとんどスタッドジベルには引張力が発生しないことが確認できた。

(4) 試験体の変形

図-53 に No. 1 試験体での試験体軸方向および軸直角

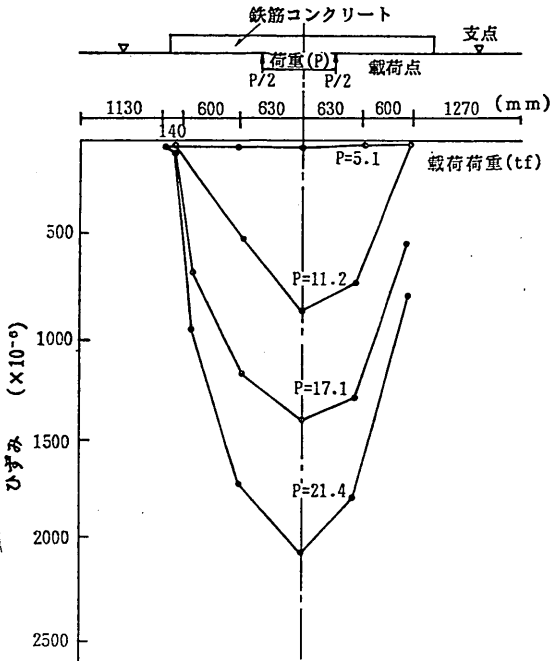


図-47 主鉄筋のひずみ分布 (No. 14)

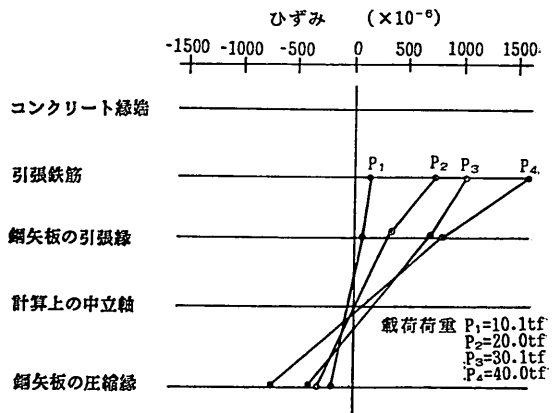


図-48 試験体中央断面でのひずみ分布 (No. 1)

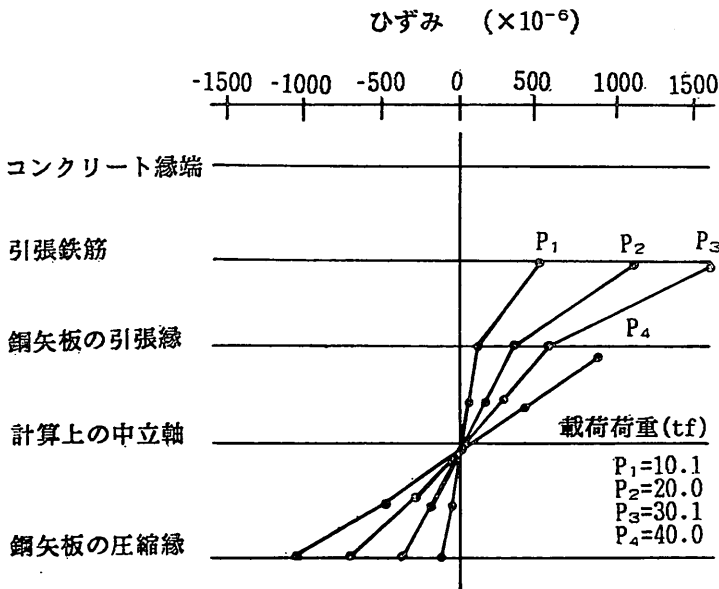


図-49 試験体中央断面でのひずみ分布 (No. 5)

腐食鋼矢板の補修工の耐力特性

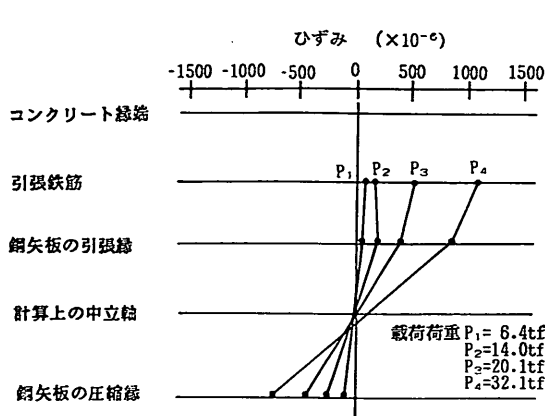


図-50 試験体せん断スパン内でのひずみ分布 (No. 1 中央-60cm)

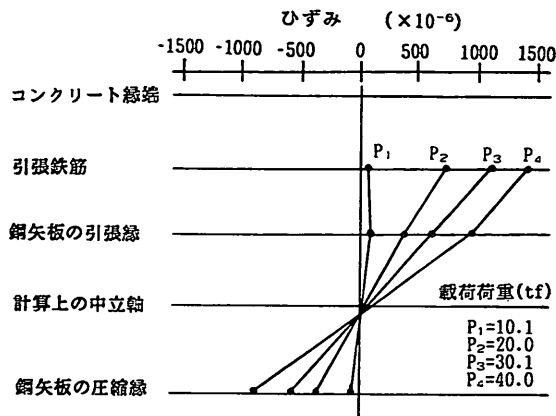


図-51 試験体せん断スパン内でのひずみ分布 (No. 5 中央-60cm)

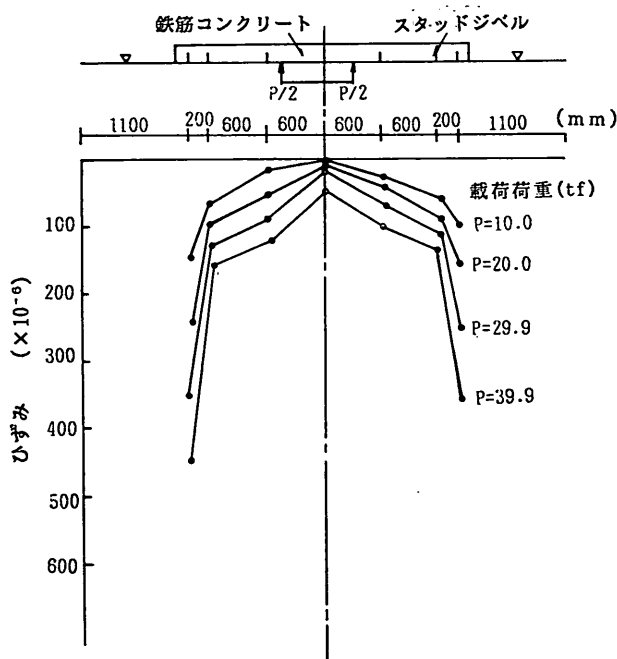


図-52 スタッドジベルのひずみ (No. 5)

方向に沿った鉛直変位を示す。載荷荷重の小さい間は、試験体軸方向の変位の分布はほぼ一様であった。荷重が増加すると、スパン中央での変位が大きくなったが、コンクリート端部の剛性変化点で変位が大きくなるような現象は測定されなかった。また軸直角方向の変位は、ほぼ同じ値となり、試験体がねじれるような変形はなかった。

コンクリート端部におけるコンクリートと鋼矢板との

相対変位(ずれ量)の計測結果を図-54に示す。終局時のずれ量は1~3mmで、大きなずれは見られなかった。また、No. 2試験体では、同一荷重に対するずれ量が図中の他の試験体でのずれ量に比べて大きかった。

(5) ひびわれ幅

図-55に各試験体での最大ひびわれ幅と載荷荷重との関係を示す。試験体間でのひびわれ幅の傾向に大きな差はなかった。ひびわれ幅はコンクリートの耐久性と関連

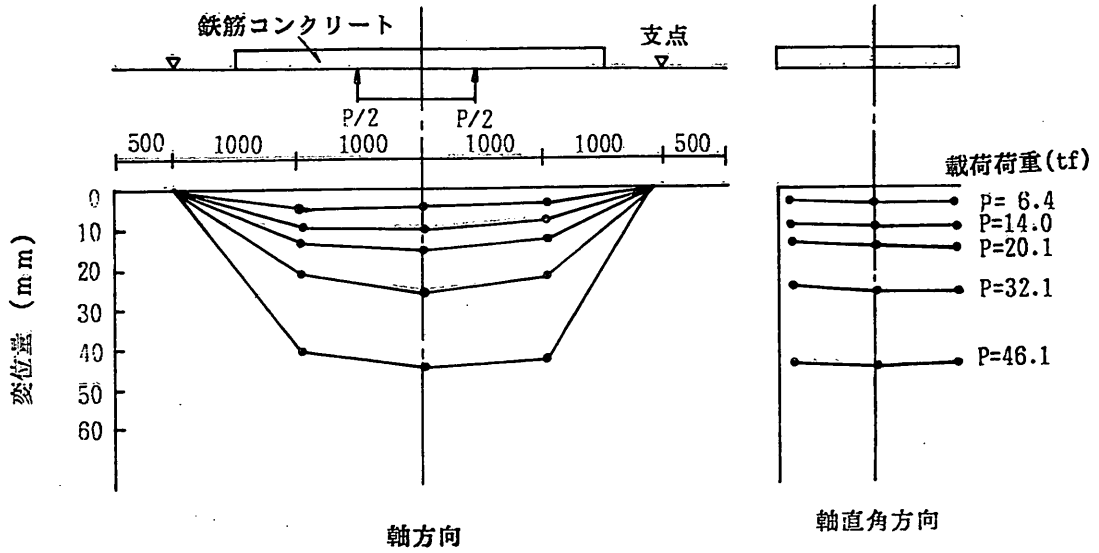


図-53 試験体の鉛直変位 (No. 1)

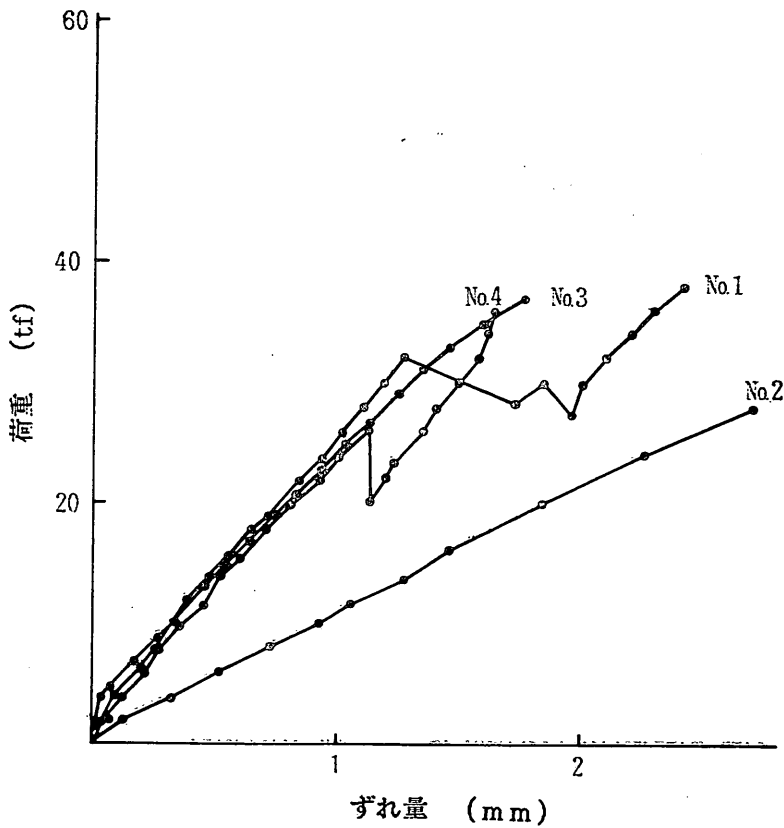


図-54 鉄筋コンクリート部と鋼矢板の相対変位 (ずれ)

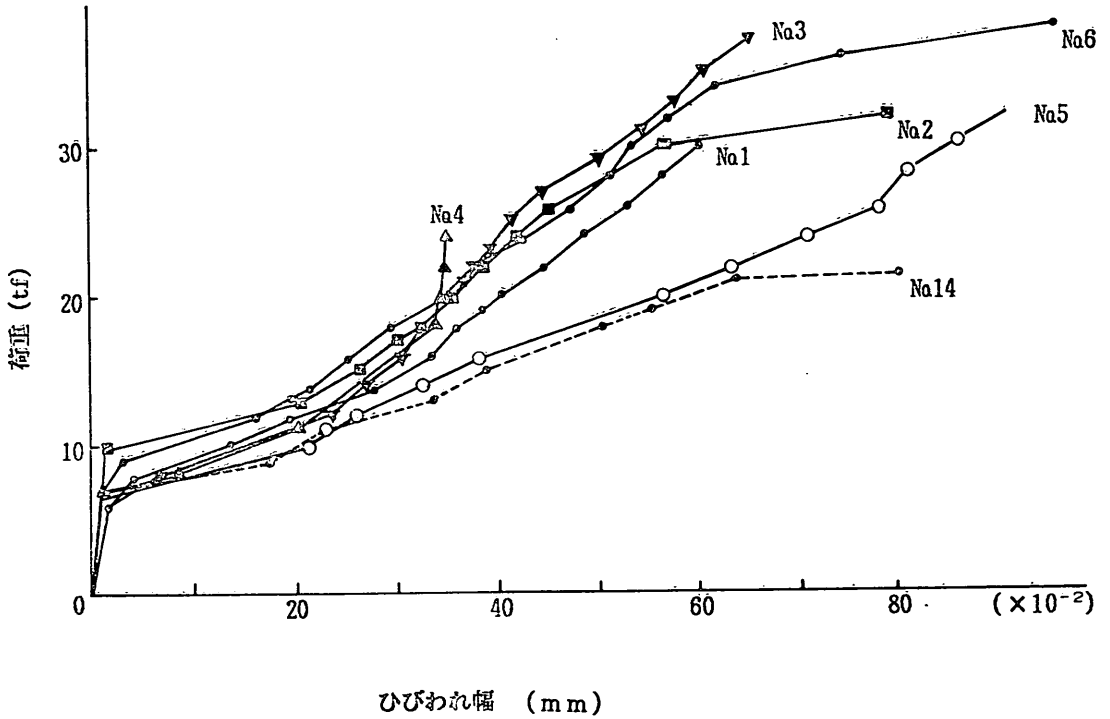


図-55 最大ひびわれ幅と載荷荷重

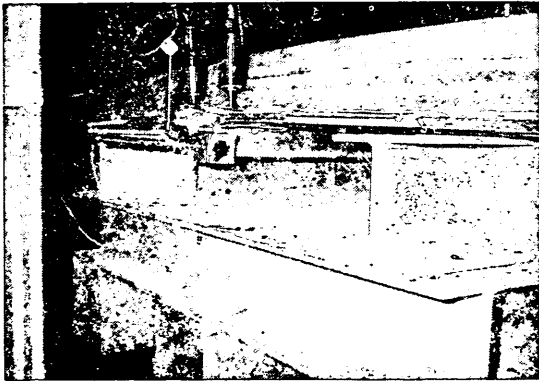


図-56 座屈状況

するが、ひびわれ幅の制限の目安を0.2mmとすると、鉄筋コンクリート試験体(No.14)以外の各試験体では10~12tf、鉄筋コンクリート試験体では7tfと終局荷重に比べてかなり小さな載荷荷重でこのひびわれ幅が得られた。

6.2 鋼材による補強工法

(1) 破壊状況

鋼板により補強を施した試験体の破壊は、すべて圧縮側鋼矢板の座屈であった。座屈の状況を 図-56 に示す。鋼板溶接を行った試験体 (No. 7~No. 9) では、添接さ

れた鋼板が座屈し、その後鋼矢板の座屈に至った。座屈現象が認められた後もしばらく荷重を保持することができたが、引張側の鋼矢板および鋼板が降伏して終局状態となった。

No. 7 の試験体では、スパン中央の 1050mm 間は溶接が施されておらず座屈長が長いため、鋼板の座屈が 4 tf という小さい荷重で生じた (目視による)。また、終局荷重も 46.0tf で素鋼矢板試験体の終局荷重とほとんど同じ値となり、補強の効果があまり認められなかった。No. 8 および No. 9 試験体では座屈長が 250mm で、座屈荷重も 12~13tf であった。

鋼板を圧着した試験体 (No. 10) は、鋼板を溶接したものと同様の破壊形態を示し、鋼板の座屈に引き続き、その後鋼矢板の座屈が生じた。この試験体ではスタッドジベルにより鋼板を鋼矢板に接合しているが、スタッドジベルの変形、破断などの損傷は見られなかった。

形鋼を鋼矢板の前面に設置した試験体 (No. 11 および No. 12) では、まず鋼矢板の圧縮側が座屈し、それから形鋼の座屈が生じた。形鋼の座屈長が約 4000mm と長いにもかかわらず、座屈荷重が鋼板溶接を行った試験体より大きくなったのは、鋼矢板が背面 (圧縮縁) に存在することで、形鋼の面外方向への変形がかなり拘束され

たためであると考えられる。

(2) 載荷荷重と変位

鋼板による補強を施した6体の試験体と検定用の素鋼矢板試験体 (No. 13) の載荷試験結果の一覧を表-15に示す。許容荷重および降伏荷重は、表-14の場合と同様に、それぞれ矢板および補強鋼板が許容応力度 (ここでは 1800 kgf/cm^2 とする) および降伏応力度 (3000 kgf/cm^2) に達した際の載荷荷重である。終局荷重は、載荷荷重の最大値である。

鋼板を溶接した試験体は、みかけ上終局荷重が素鋼矢

表-15 試験結果の一覧

	許容荷重 (tf)		降伏荷重 (ft)		終局荷重 (tf)
	矢板	補強材	矢板	補強材	
No. 7	20.1	22.1	28.1	36.1	46.0
No. 8	22.0	25.1	34.0	37.1	40.0
No. 9	25.9	20.1	39.8	31.8	39.8
No. 10	24.0	55.9	34.0	38.0	56.0
No. 11	24.0	23.2	38.0	38.0	63.4
No. 12	22.3	16.0	36.0	28.0	54.7
No. 13	16.1	—	27.2	—	48.5

板試験体とはほぼ同程度あるいは小さくなった。No. 7 の試験体は素鋼矢板試験体とはほぼ同じ耐荷力があり 図-57 に示す荷重—スパン中央でのたわみ関係も終局までほとんど同じ傾向があった。一方、No. 8 の試験体には初期応力が導入されているため、初期応力を導入した時の荷重と載荷実験での終局荷重の和は約53tfとなり、補強の効果があつた。この試験体では、鋼板の全長にわたって15 cm 間隔で溶接がなされているため鋼材の圧縮応力が一部分に集中せず、座屈が小さい荷重で発生しなかったためである。No. 9 では、孔食を想定した穴が設けられているため、耐荷力が小さくなった。しかし、図-57 では約30tf付近まで他の2種類の試験体とほとんど同様の傾向を示し、この荷重レベルまでの補強効果は確認された。

鋼板を圧着 (No. 10) または形鋼を前面に設けた試験体 (No. 11 および No. 12) の耐荷力は、いずれも素鋼矢板の耐荷力を上回り、補強の効果が高かつた。No. 10 では、試験体の初期剛性は鋼板溶接した試験体とほとんど同じで、荷重—たわみ関係も同様の傾向があつた。いずれの試験体でも鉄筋コンクリートよりも大きな変形能力を有することがわかつた。また、形鋼を設けた試験体では、初期剛性が他の試験体よりも大きかつた。

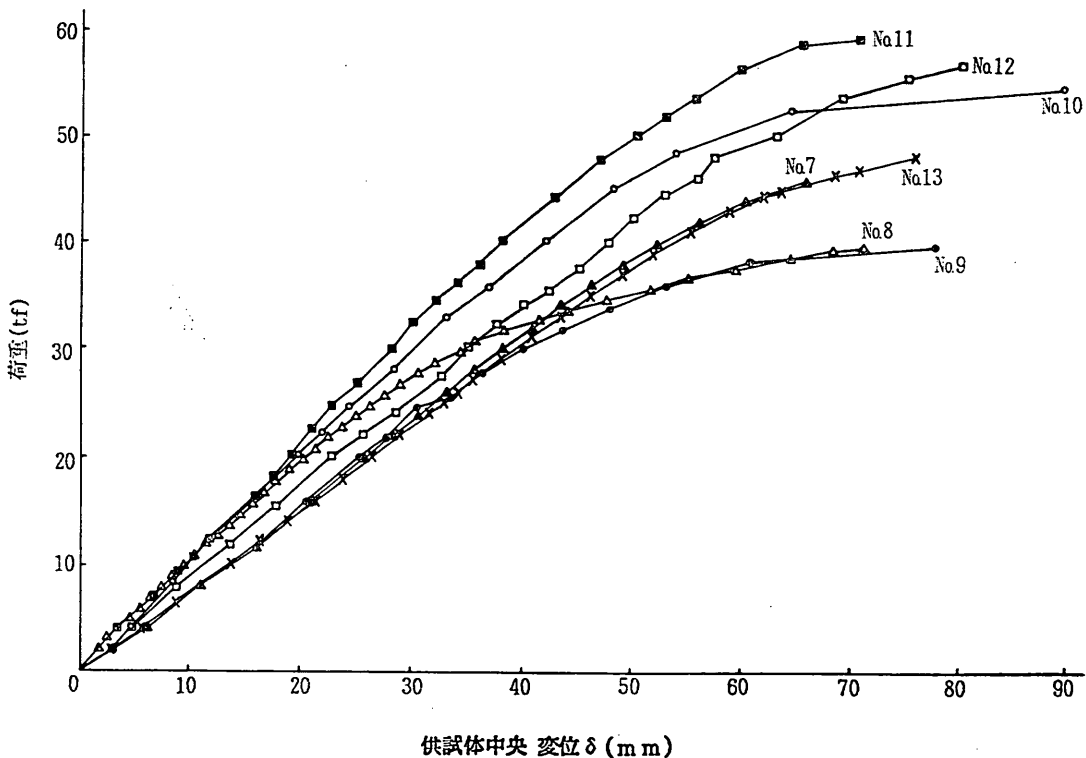


図-57 載荷荷重とたわみの関係

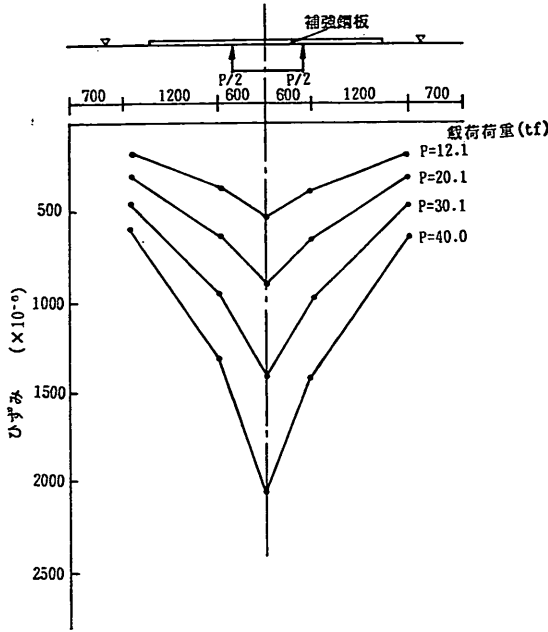


図-58 鋼矢板のひずみ分布 (No. 7)

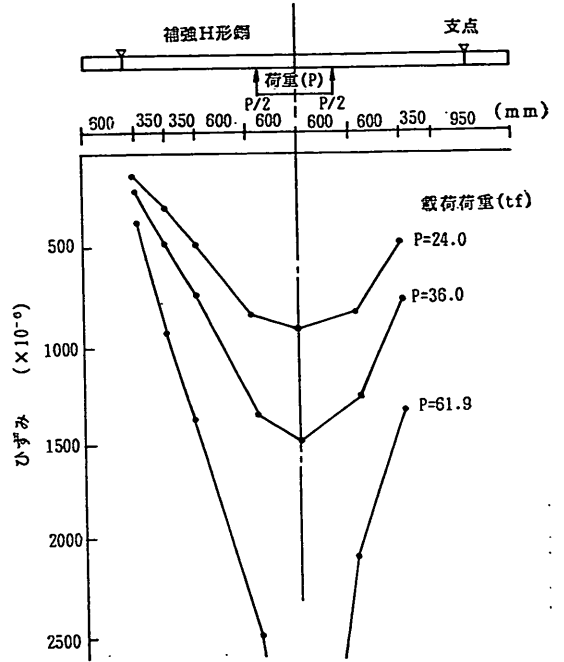


図-59 鋼矢板のひずみ分布 (No. 10)

(3) 鋼材に生じたひずみ

No. 7, No. 10 および No. 11 試験体での鋼矢板の軸方向のひずみ分布と荷重との関係を 図-58~60 に示す。図中のひずみはすべて軸方向中央線上での値であり、圧縮ひずみである。各試験体はいずれも同様の傾向を示しており、試験体の曲げモーメント分布にはほぼ相似な分布形状を示した。また、溶接位置付近などで大きなひずみは計測されなかった。終局荷重近くに、スパン中央での圧縮ひずみ量が、他位置のひずみの分布状況と比較して若干大きくなったものもあるが、試験体の断面端部の半割り鋼矢板の座屈に伴うひずみの集中のためであると言える。また、これらの鋼材による補強を施した試験体の鋼矢板のひずみ分布は、図-45 に示した No. 13 の素鋼矢板試験体のひずみ分布とほとんど同じであった。

図-61~63 に鋼矢板から補強鋼材へのひずみの伝達状況を示す。図-61 に示すものは鋼板の端部付近に密に貼付したゲージにより測定したものである。この場合、鋼板端部でのひずみはほとんど0であるが、鋼矢板から徐々にひずみ(応力)が伝達されていたことがわかる。

図-62 および 図-63 の場合、鋼矢板と同位置での鋼板あるいは形鋼のひずみはかなり異なった。特に鋼板圧着では鋼板のひずみ量は鋼矢板のひずみ量の4割程度しか生じなかった。今回のスタッドジベルの本数は許容せん断力から求めたが、図-62 のひずみの発生状況から判断

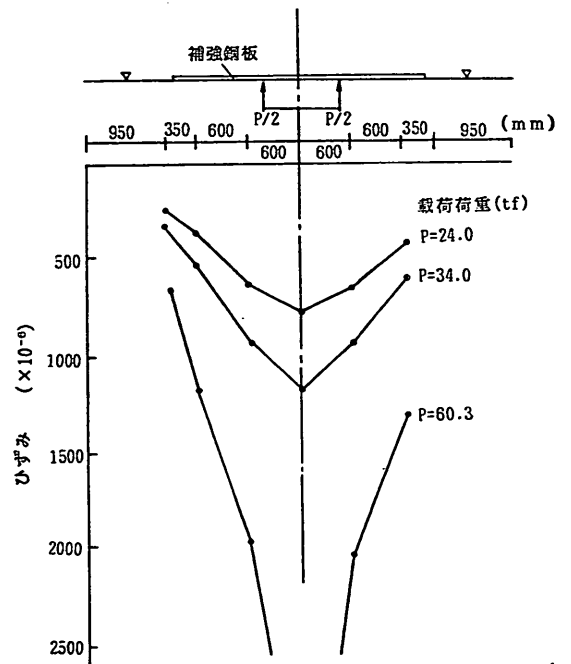


図-60 鋼矢板のひずみ分布 (No. 11)

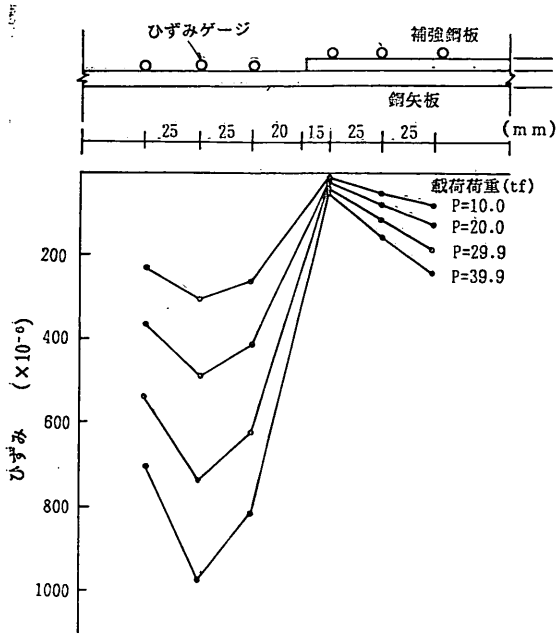


図-61 ひずみの伝達状況 (No. 7)

すると、鋼板のひずみが鋼矢板のひずみの50%以下であり、ずれをなくして完全合成にするには不足であった。形鋼の場合には支点位置でのみ溶接されているが、鋼矢板のひずみ量の8~9割程度のひずみとなっていた。完全な合成を達成するには、補強鋼材端部でのずれを拘束することが効果的であると言える。

試験体スパン中央断面におけるひずみの分布を 図-64 に示す。鋼板溶接の場合、この位置では、圧縮側の鋼板に引張ひずみが発生していた。これは、座屈によるものである。載荷荷重が増大するにしたがい、中立軸が引張領域に移動しており、圧縮側鋼板の補強効果が少なかったことを示している。鋼板圧着および形鋼設置の場合、鋼矢板と補強鋼材との間でかなりのひずみの不連続が見られ、両者の合成が完全ではなかった。

図-65 に示すせん断スパン内でのひずみの分布をみると終局荷重まで中立軸の移動は見られなかった。このことから鋼板溶接の場合には、鋼矢板の座屈も認められず、鋼板と鋼矢板との合成がほぼ満足されていた。しかし、No. 8, 9のケースについては鋼矢板の座屈は生じなかったものの、補強鋼材と鋼矢板との間にはやはりずれが生じていた。

No. 10試験体でのスタッドジベルに発生したひずみ量の試験体軸方向の分布を 図-66 に示す。スタッドジベルのひずみは前述のように1本当たり2枚のひずみゲージ

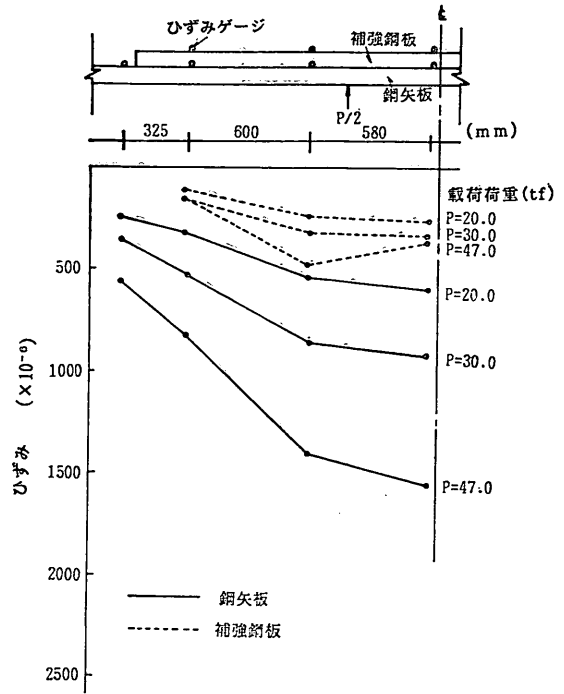


図-62 鋼矢板と鋼板のひずみ分布 (No. 10)

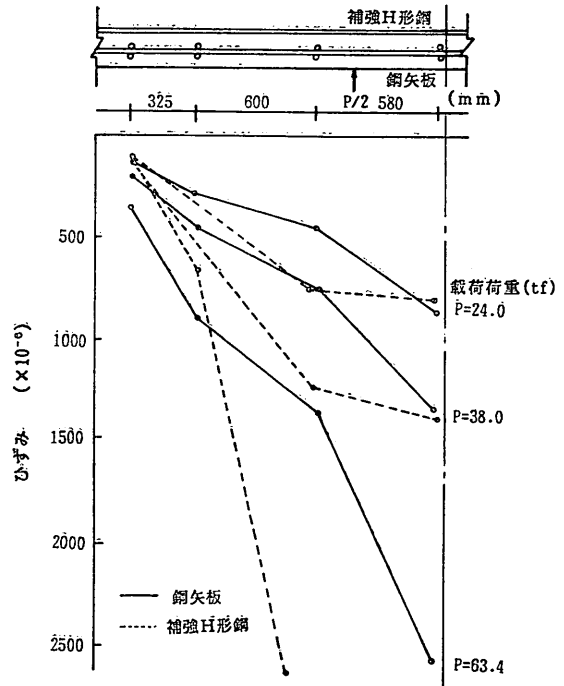


図-63 鋼矢板と形鋼のひずみ分布 (No. 11)

腐食鋼矢板の補修工の耐力特性

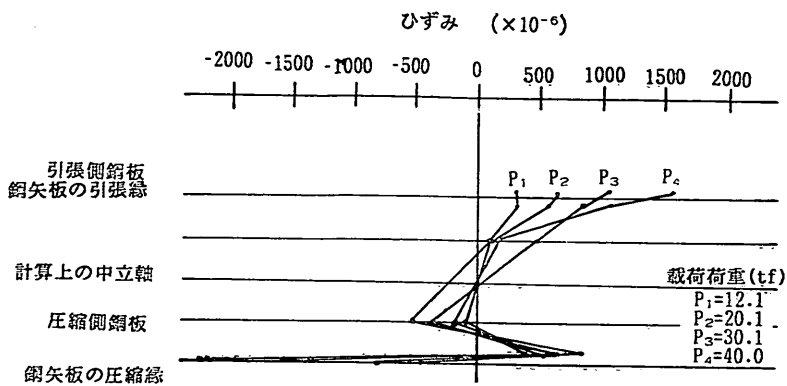


図-64 試験体中央断面でのひずみ分布 (No. 7)

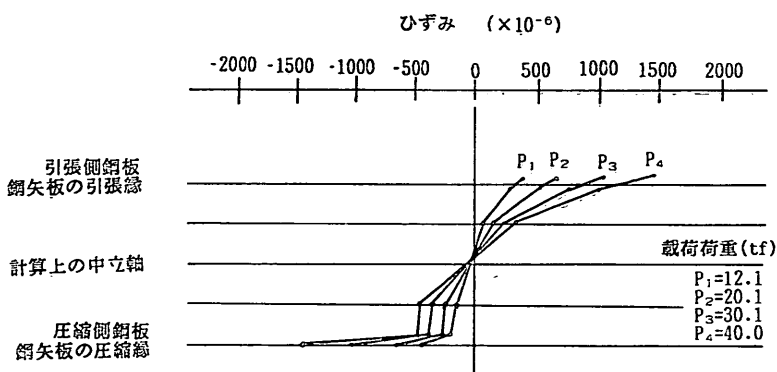


図-65 試験体せん断スパン内でのひずみ分布 (No. 7 中央-60cm)

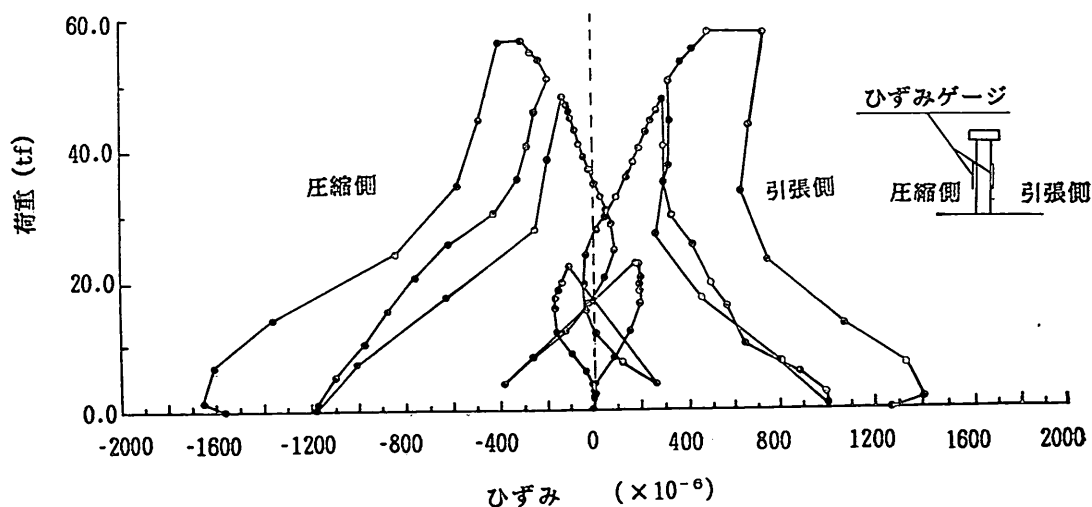


図-66 スタッドジベルのひずみ (No. 10)

で測定した。この測定結果では、符号が異なり、絶対値がほとんど同じとなった。つまり、スタッドジベルには軸ひずみより曲げひずみが卓越していた。したがって、スタッドジベルは、鋼矢板と鋼板との剝離に抵抗する（スタッドジベルに軸力が発生する）よりも、両者のずれに抵抗していたと言える。

(4) 試験体の変形

図-67 に No. 7 試験体での試験体軸方向および軸直角方向に沿った鉛直変位を示す。スパン中央での変位が大きくなったが、鋼板の端部の剛性変化点で変位が大きくなるような現象は観察されなかった。荷重が大きくなって座屈の現象が顕著になるにつれて、スパン中央の変位はかなり大きくなった。また、軸直角方向の変位は各点でほぼ同じ値となり、試験体がねじれるような変形はなかった。

No. 10 試験体での鋼板端部における鋼板と鋼矢板との相対変位（ずれ量）の計測結果を 図-68 に示す。終局時のずれ量は圧縮側で約 6.8mm、引張側で約 16mm となり、引張側ではかなりのずれが見られた。圧縮側のずれ量が引張側に比べて小さかったのは、座屈の進行で鋼板のずれが座屈部分に局部的に生じたためである。

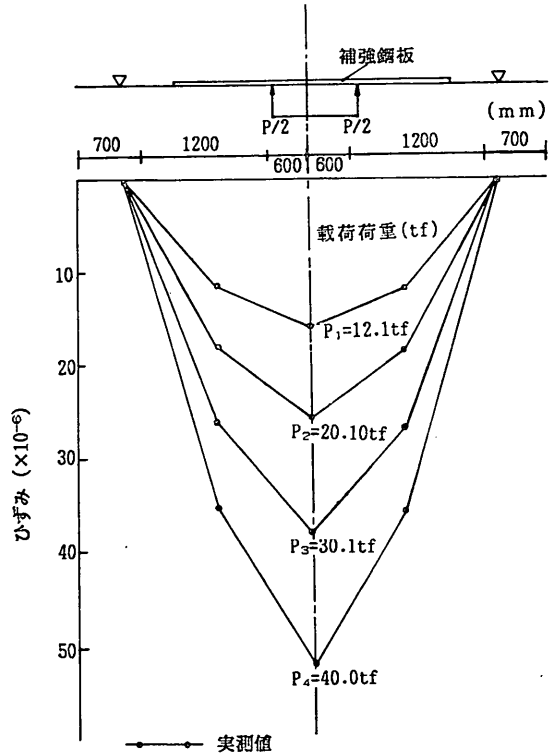


図-67 試験体の鉛直変位 (No. 7)

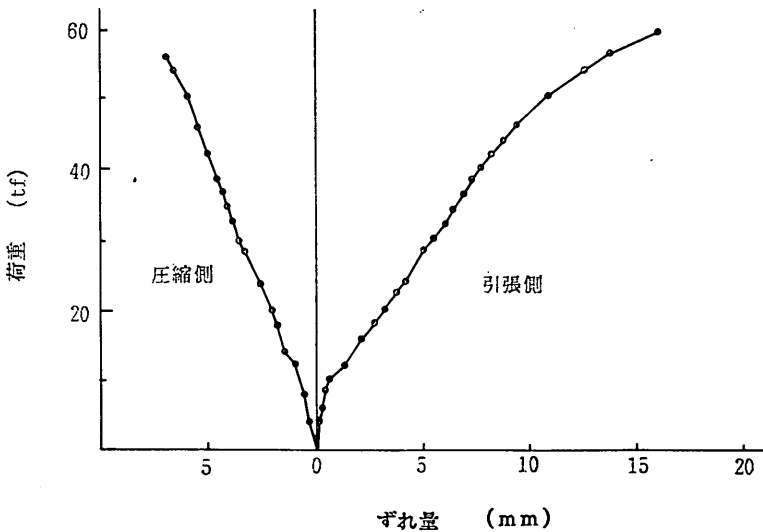


図-68 鋼板と鋼矢板の相対変位（ずれ）

7. 考察

7.1 計算値と実験値の比較

(1) 鉄筋コンクリート被覆工法

鉄筋コンクリート被覆工法を施した試験体の中立軸位置、鉄筋降伏荷重および鋼矢板降伏荷重を3.に示す方法にしたがって求めた。以下の計算で、図-7に示す b_1 は実測により25.5cmとし、試験体の自重による影響は無視した。

式(6)により算定された中立軸位置は、試験体の下縁から8.76cmである。この値は、図-48および図-49に示した実験で得られた中立軸位置（ひずみが0となる位置）とはほぼ一致していた。

次に組合せ鋼矢板の断面剛性の検討を行う。鋼矢板は周知のように「つめ」によって組合わされる。したがって、U型を組合せた鋼矢板は、完全に一体として働かず、二本のはりを単に重ねただけのいわゆる「重ねばり」の挙動をとることがわかっている¹³⁾。ただしZ型鋼矢板を組合せたものではこの懸念は小さい。U型鋼矢板の断面剛性の算定に当たっては、剛性の低減係数（いわゆる継手効率）を考慮する場合がある。この低減係数の値は、0.3程度から0.8程度まで種々の値が提案されている¹⁴⁾。鋼矢板を打設している地盤の性質、鋼矢板の変形状況などによって低減係数が変化する。一般に砂地盤の低減係数は1.0に近く、軟弱な粘土地盤では小さい値になると言われている。今回の試験体では、鋼矢板の一部を溶接して補強していることもあり、素鋼矢板の実験結果と計算結果から剛性の低減係数を求めて、以下の計算で用いた。素鋼矢板の降伏強度の計算結果と実験結果はそれぞれ32.7tfおよび27.2tfで、両者の比から今回の低減係数は0.83とした。

式(7)に上記の中立軸位置および低減係数を代入して曲げ剛性を算定すると、 $2.48 \times 10^{10} \text{kgf} \cdot \text{cm}^2$ となる。鉄筋、鋼矢板の引張縁および鋼矢板の圧縮縁が降伏強度（3000kgf/cm²）に達する荷重を、この曲げ剛性値に基づいて計算すると、それぞれ30.8tf、53.8tfおよび57.2tfとなる。鋼矢板に初期応力1800kgf/cm²が導入されている場合には、鋼矢板の引張縁および圧縮縁が降伏強度に達する荷重は、それぞれ21.5tfおよび22.8tfである。一方、3000kgf/cm²の初期応力が導入されている場合には、鋼矢板が既に降伏荷重に達しているためこれらの式では計算できない。

これらの計算値とスパン中央でのひずみの測定結果（図-43、および図-44）とを比較すると、鉄筋の降伏荷重に関しては、ほぼ同様な値を示し、計算式の妥当性が

確認された。

式(8)および式(9)に基づいてひびわれ幅の算定を行い、実験結果との比較検討を行った。対象とする試験体はNo. 1で、スパン中央部の中心でのひびわれに関して検討した。式(8)での計算値は、荷重が10tf、20tfおよび30tfのとき、ひびわれ幅がそれぞれ0.05mm、0.12mmおよび0.17mmとなり、実測値0.22mm、0.58mmおよび0.86mmよりかなり小さな値である。一方、式(9)では、上記の荷重でひびわれ幅がそれぞれ0.20、0.43mmおよび0.62mmで、式(8)によるよりも大きな値を算定するものの、実験値よりも若干小さな値である。この実験結果から判断すると、式(8)では危険側のひびわれ幅を与えることになり、適用するには注意が必要である。

(2) 鋼材による補強工法

鋼材による補強を施した試験体の補強鋼材の曲げによる降伏荷重を式(1)に基づいて算定した。鋼板溶接では44.5tf、鋼板圧着では42.2tf、形鋼設置では34.1tf（H形鋼）および31.8tf（角形鋼）となった。実験では、H形鋼の場合のみが圧縮側で降伏し、その際の荷重は38.0tfであった。その他の場合は、圧縮側で降伏しなかった。したがって、計算式は安全側の値を算定することがわかった。

鋼材による補強を施した場合には、座屈の検討が重要となるので、式(2)によって座屈荷重の検討をした。ここで、座屈係数 K は鋼材の端部の拘束状態により決定される係数である。今回は、溶接あるいは接合の状況を考慮して、 $K=1$ （両端ピン）とする。試験体No. 7～No. 12で座屈荷重の計算値はそれぞれ、0.67tf、12.8tf、8.91tf、2.72tf、0.05tfおよび0.04tfである。実験結果では、No. 7では載荷初期から座屈の現象が見られたので、計算結果とほぼ一致していたと言える。No. 8およびNo. 9で発生した荷重はそれぞれ13.1tfおよび12.1tfであり、計算結果は安全側の値である。No. 10では明確な座屈荷重が実験では得られなかった。また、No. 11およびNo. 12では、前述のように座屈長が長かったにもかかわらず、座屈現象は顕著に見られなかった。座屈の設計での座屈係数の設定について、実験の座屈時の載荷荷重によって生じる曲げモーメントを式(2)に代入して座屈係数 K を求めてみると、No. 8およびNo. 9でそれぞれ1.02および1.36となった。

以上のように補強鋼材の座屈荷重は式(2)で安全側に算定できる。その際、係数 K は1.0とすれば良いと言える。

7.2 補修工の耐力力と適用範囲

今回載荷試験により検討した補修工の方法は、図-5に示す鉄筋コンクリート被覆と図-6に示す鋼材補強の2

種類である。断面剛性の相違や設計の考え方の相違により両者の直接の比較はできないが、いずれも鋼矢板と補修工との間での応力の円滑な伝達が耐荷力の増大のために不可欠であった。鉄筋コンクリート被覆工法では、スタッドジベルによって両者の合成を図るが、J型ジベルや長尺材の使用が有効であり、鉄筋コンクリートの引張鉄筋に定着させるのがよいことがわかった。短いスタッドジベルを用いると鉄筋コンクリートと鋼矢板間の剝離する力に対して、十分抵抗できない恐れがある。また、鋼板溶接工法では、十分な溶接強度と溶接長さが必要となる。特に鋼材補強工法では、鋼材の座屈が構造系の耐荷力を決定する場合があるので、スタッドジベルや溶接間隔を十分検討する必要がある。

補修工の設計では、前述のような式が提案されているが、組合せ鋼矢板の剛性低減を考慮しなければ、危険側の計算結果を与える場合があるので留意する必要がある。また、この際周辺の地盤が砂地盤であるか粘性土地盤かなどの条件も考慮しておく必要がある。座屈荷重の計算は、式(2)に示すオイラーの提案式を用いるが、両端が固定でなくピンであるとして行えば安全側の値が算定される。いずれの式も補修工の耐荷力を算定するための計算式であり、得られる値は補修工によって回復できる強度の増加分と考えて良い。

ただし、本試験により導かれる結論は以下の制約、留意点がある。今回の載荷試験では、新しい鋼矢板を使用しており、試験体の設定条件も均一的であり、補修工の施工に関しては現場の状況を必ずしも再現していない。また、載荷試験でも若干の検討を行ったが、既存の鋼矢板にはあらかじめ応力が導入された状態で補修工を施工しなければならない。その場合でも、合成の状態が良好であれば十分な耐力を期待でき、鋼矢板が降伏に達しても補修工がさらに外力に抵抗できる。しかし、鋼矢板の変形が大きければ施工時に補修工の設置が困難となる場合もあるので注意が必要である。

鋼矢板の腐食の状況によっては、海底面付近まで腐食が進行している場合も想定される。その際、どの部分まで補修工を施すかが問題となる。試験結果でも顕著に現われたが、一般に補修工の取付け端部では鋼矢板に応力集中が生じる。したがって、健全な部分に補修工の端部を合成させる必要がある。そのため、腐食の状況によっては、海底面まで補修工を施すことが必要となる場合がある。

8. 結論

鋼矢板の補修工に関する載荷試験および解析より以下

の主要な結論を得た。

① 今回採取した12枚の鋼矢板では、腐食が飛沫帯を中心に生じていたが、ここでの腐食速度は、0.1mm/y程度であった。この腐食速度は港湾の施設の技術上の基準・同解説に示される腐食速度と同程度であった。また鋼矢板より試験片を切出し試験を行った所、引張強度、弾性係数、伸び、化学成分など現在のJIS規格を満足しており、材質上は今後も十分使用に耐えられかつ補修工を施しても強度的に十分であることが判明した。

② 鉄筋被覆工法では、スタッドジベルを海側の引張鉄筋側に定着させないと鉄筋コンクリート端部で鋼矢板から剝がれるように破壊し急激に強度が低下した。ここでは、スタッドジベルの頭部でコンクリートが引張破壊した。長尺のスタッドジベルなどを用いて引張鉄筋に定着している場合には、このような現象は生じず、終局まで鋼矢板と鉄筋コンクリートとの合成が保持でき、鉄筋コンクリートの曲げにより破壊し、強度およびじん性とも期待どおり大きかった。鉄筋コンクリート端部では長尺のスタッドジベルを用いて、鋼矢板と鉄筋コンクリートとを十分合成しておくのが良い。またスタッドジベルの設計ではせん断と引抜きの両者の検討が必要である。

③ 鋼材を添接した工法では、鋼矢板の圧縮側で座屈により終局に至った。鋼材の溶接部などでの破壊は見られなかった。この工法では、鋼材の座屈強度の算定が重要となる。この際の座屈長は、スタッドジベル間隔あるいは、溶接していない区間を取ると良い。スタッドジベルで圧着させる場合は、耐力的には溶接の場合と同じだが添接した鋼材と鋼矢板間で相対的なずれが見られ、不完全合成の挙動を示した。

④ 今回選定したいずれの試験体でも、本報告で示される計算式によって得られる所定の設計耐力は満足されたが、終局での破壊形式、じん性、ひびわれ幅、端部ではく離などは試験体相互間で異なった。補修工の設計の際には、スタッドジベルの選定や溶接長の設定などに注意を必要とする。

9. あとがき

鋼矢板の補修工に関して今回は部分的な補修工法についてのみ検討した。他にも採用が有望な工法がいくつか提案されており、今後順次検討を行いたい。なお鋼矢板を用いたセル式の護岸での補修方法は、円周方向に補強する必要があるため、今回の補修工をそのまま適用できないと考えられる。さらに今後、他の構造形式での補修に対しても検討を行う必要がある。

本報告での載荷試験結果の一部は、第二港湾建設局が

実施（港湾技術研究所が技術指導を行った）したものを使用させて頂いた。

また本報告を取りまとめるに当って、千葉照男技官（現第二港湾建設局）には、実験の実施および腐食調査に多大なる尽力を頂きました。また図面の作成、表の整理には、構造部構造強度研究室の久保田耕一君の協力を得ました。ここに記して、深甚なる感謝の意を表します。

（1989年6月30日受付）

参考文献

- 1) 沿岸開発技術センター：港湾鋼構造物補修マニュアル，昭和61年3月，pp.1-12~1-14.
- 2) 清宮 理・千葉照男・横井聰之：鉄筋コンクリート被覆による腐食鋼管杭の補修工の耐力特性，港湾技術研究所報告，第27巻，第1号，1988年3月，pp.125~173.
- 3) 善 一章：海洋環境における鋼構造物の腐食の実態と集中腐食に関する研究，港湾技術研究所報告，第15巻，第3号，1976年9月，pp.163~177.
- 4) 善 一章・阿部正美：港湾鋼構造物の腐食調査，港湾技研資料 No. 413，1982年3月，pp.17~26.
- 5) 阿部正美・横井聰之・大即信明・山本邦夫：港湾鋼構造物の腐食調査，港湾技研資料 No. 601，1987年12月，pp.4~11.
- 6) 石渡友夫・横井聰之・清宮 理・片岡真二・安間清・白石修章・外山進一・柿川英明：港湾構造物腐食評価手法について，港湾技研資料 No. 501，1984年12月，pp.27~30.
- 7) 白石修章：港湾構造物の腐食を考慮した応力計算法について，港湾技研資料No. 524，1985年6月，pp.38~39.
- 8) 土木学会：コンクリート標準示方書 設計編（昭和61年制定），1986年10月，pp.77~79.
- 9) スタッド協会：スタッド溶接，1982年
- 10) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，日本港湾協会，1988年6月，p.239.
- 11) 沿岸開発技術研究センター：港湾鋼構造物防食マニュアル，昭和61年3月，pp.1-6~1-8.
- 12) 葉山房夫：金属材料および試験法，コロナ社，1984年2月，pp.156~169.
- 13) 白石基雄：U型鋼矢板壁の継手せん断抵抗と断面性能に関する解析的研究，土木学会論文集，第385号/VI-7，1987年9月，pp.49~58.
- 14) 鴻池一季：鋼矢板壁体の断面剛性に関する実験的研究，土木学会論文集，第373号/VI-5，1986年9月，pp.74~83.

付録A 鋼矢板の腐食調査

本研究に用いた鋼矢板は、作業基地での鋼矢板式岸壁として昭和48年に建設され、13年間使用されたものを引抜き採取した。岸壁の標準断面を 図-A.1 に示す。前面の水深は-5.5mであり、岸壁の天端は+2.5m，上部工の下端は+0.8mである。H.W.L.は+0.5mであり、上

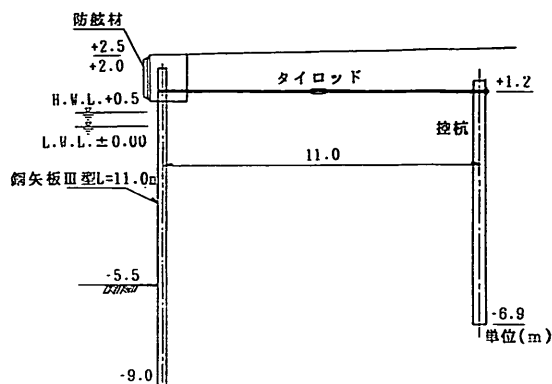


図-A.1 腐食調査岸壁の標準断面図



図-A.2 超音波式探傷厚み計

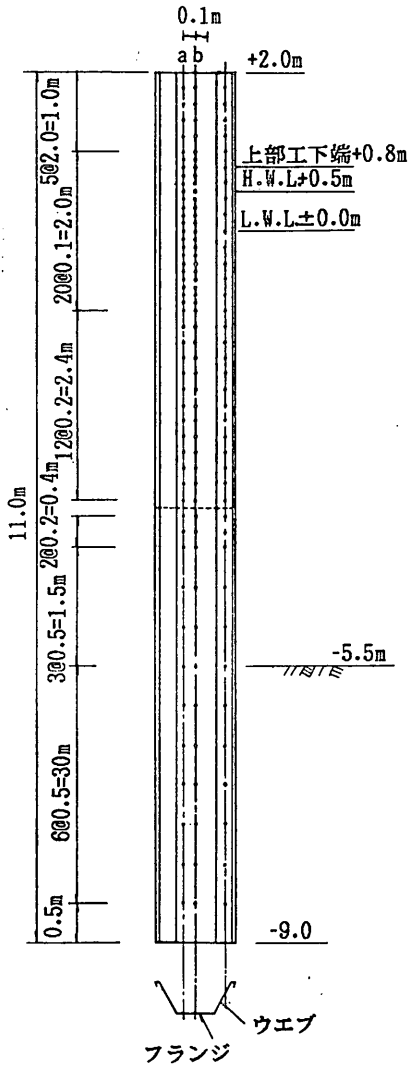


図-A.3 腐食調査の測定位置

部工の下端との差は0.3m, L. W. L. との潮位差は0.5m である。

鋼矢板の板厚測定は、図-A.2 に示す超音波式探傷厚み計で行った。

鋼矢板の板厚測定位置は、図-A.3 に示すように鋼矢板断面のフランジ部分が2列 (a列, b列), ウェブ部分が1列 (c列) で, a列およびb列が49点, c列が39点である。鋼矢板のウェブ部分はフランジ部分より腐食量が小さいと考えられるので, c列の測定位置は鋼矢板上端から海底面までを20cmピッチ, 海底土中部を50cmピッチとした。各測定位置では, 板厚測定に先立ち周辺のみを除去した。また, 各測定位置の板厚は, 1箇所の測定位置で5回測定した値の平均値とした。測定値をまとめるにあたり, 偶数番号の鋼矢板が凸側, 奇数番号が凹側としている。

測定結果の平均値を凸側と凹側に分け, 表-A.1および表-A.2 に示す。また測定結果の最大値を表-A.3および表-A.4 に示す。鋼矢板での測定位置を上部工部分 (+2.0~+0.8m), 飛沫帯部分 (+0.8~H. W. L. +0.5 m), 干満帯部分 (H. W. L. +0.5~L. W. L. ±0.0 m), 海中 (I) 部分 (L. W. L. ±0.0~-1.0m), 海中 (II) 部分 (-1.0~-5.5 m), 海底土中部分 (-5.5~-9.0 m) に区分し, 各区間の測定結果を平均して表わしている。表中の平均腐食速度は, 平均腐食量を岸壁建設時点から板厚測定を行った期間の年数 (海中13年間, 陸上1年間) で除した値である。

付録B 有限要素法によるスタッドジベルの合成効果の一検討

鋼矢板に鉄筋コンクリートを被覆した構造部材では, スタッドジベルが構造的に重要な役割を演ずるが, 各スタッドジベルに与えられるせん断力や引抜き力を理論的に求めることは困難である。今回の補修方法でスタッドジベルが鋼矢板と鉄筋コンクリートとを完全に一体化しているか調べるため有限要素法による検討を行った。図-B.1 に今回の試験体を対象とした有限要素モデルを示す。鉄筋コンクリートは, 三次元のブロック要素, 鋼矢板は, 板要素, スタッドジベルは, ボンド要素に置換する。板要素とブロック要素とは, バネ要素のみで力が伝達すると仮定し, 両者間の摩擦力や粘着力は考慮していない。またここでは, コンクリートのひびわれによる材料非線形性は考慮せず, 弾性解にて検討を行う。スタッドジベルは径が16mm, 高さが70mmのものを想定し, ボンド要素のばね定数は, せん断方向に 2363.5 kgf/cm, 軸方向に6318.6kgf/cmに設定した。

図-B.2 に鉛直変位に関する計算結果を示す。載荷荷

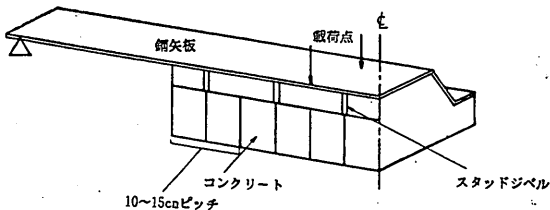


図-B.1 有限要素モデル

腐食鋼矢板の補修工の耐力特性

表-A.1 板厚測定結果(凸側矢板)

単位; 上段: mm
中段: mm/y
下段: mm

(平均)

		No. 368	No. 372	No. 376	No. 378	No. 398	No. 400	No. 402	No. 406	No. 414	平均	最大値
上部工	平均腐食量	0.56	0.35	0.40	0.43	0.39	0.79	0.40	0.64	0.78	0.53	0.79
	平均腐食速度	0.04	0.03	0.03	0.03	0.03	0.06	0.03	0.05	0.06	0.04	0.06
	標準偏差	0.4225	0.0818	0.1391	0.3769	0.1956	0.1875	0.1099	0.2153	0.0885		
飛沫帯	平均腐食量	1.34	1.09	0.97	1.00	1.54	1.32	1.40	1.42	1.64	1.30	1.64
	平均腐食速度	0.10	0.08	0.08	0.08	0.12	0.10	0.11	0.11	0.13	0.10	0.13
	標準偏差	0.3004	0.1801	0.3995	0.2021	0.2950	0.2565	0.0814	0.0902	0.1617		
干満帯	平均腐食量	2.13	2.35	2.78	2.83	1.83	2.63	2.64	2.58	2.71	2.54	2.83
	平均腐食速度	0.18	0.19	0.21	0.22	0.14	0.20	0.20	0.20	0.21	0.19	0.22
	標準偏差	0.4586	0.6519	0.3113	0.8369	0.8279	0.3832	0.7247	0.7465	0.8696		
海中部Ⅰ	平均腐食量	1.85	2.39	2.07	2.04	1.01	1.59	1.82	1.85	1.94	1.84	2.39
	平均腐食速度	0.14	0.18	0.16	0.16	0.08	0.12	0.14	0.14	0.15	0.14	0.18
	標準偏差	0.5078	0.3022	0.4324	0.4215	0.1223	0.2041	0.2632	0.4947	0.6273		
海中部Ⅱ	平均腐食量	0.86	1.06	1.20	0.95	0.82	1.41	0.96	0.89	1.13	1.03	1.20
	平均腐食速度	0.07	0.08	0.09	0.07	0.06	0.11	0.07	0.07	0.09	0.05	0.11
	標準偏差	0.2825	0.4558	0.4865	0.4138	0.2397	0.3399	0.1723	0.2575	0.1876		
土中部	平均腐食量	0.38	0.82	0.75	0.80	0.35	0.79	0.66	0.66	0.69	0.65	0.82
	平均腐食速度	0.03	0.06	0.06	0.06	0.03	0.06	0.05	0.05	0.05	0.05	0.06
	標準偏差	0.0678	0.1818	0.1818	0.1522	0.1498	0.2964	0.1436	0.7313	0.0304		

表-A.2 板厚測定結果(凹側矢板)

単位; 上段: mm
中段: mm/y
下段: mm

(平均)

		No. 369	No. 371	No. 375	No. 377	No. 397	No. 399	No. 403	No. 405	No. 413	平均	最大値
上部工	平均腐食量	0.96	0.46	0.53	0.47	0.27	0.82	0.75	0.80	0.62	0.63	0.96
	平均腐食速度	0.07	0.04	0.04	0.04	0.02	0.06	0.06	0.06	0.05	0.05	0.07
	標準偏差	0.2681	0.1735	0.1046	0.3792	0.1888	0.2935	0.1212	0.1827	0.0579		
飛沫帯	平均腐食量	1.26	1.33	1.23	1.62	0.82	1.36	1.55	1.14	1.13	1.31	1.62
	平均腐食速度	0.10	0.10	0.09	0.12	0.06	0.10	0.12	0.11	0.09	0.10	0.12
	標準偏差	0.3564	0.3551	0.2926	0.4888	0.8150	0.1762	0.4629	0.3560	0.0896		
干満帯	平均腐食量	1.96	2.43	1.44	1.93	1.96	1.52	2.13	2.34	2.03	1.97	2.43
	平均腐食速度	0.15	0.19	0.11	0.15	0.15	0.12	0.16	0.18	0.16	0.15	0.19
	標準偏差	0.1660	0.1310	0.2367	0.4375	0.2306	0.2243	0.2316	0.1895	0.5182		
海中部Ⅰ	平均腐食量	1.56	1.30	1.02	1.30	1.08	1.35	1.28	1.40	1.73	1.34	1.73
	平均腐食速度	0.12	0.10	0.08	0.10	0.08	0.10	0.10	0.11	0.13	0.10	0.13
	標準偏差	0.3616	0.2590	0.2957	0.1221	0.4366	0.1364	0.1712	0.3477	0.2576		
海中部Ⅱ	平均腐食量	0.98	1.02	1.19	1.02	0.71	1.15	1.10	0.87	1.32	1.04	1.32
	平均腐食速度	0.08	0.08	0.09	0.08	0.05	0.09	0.08	0.07	0.10	0.10	0.10
	標準偏差	0.1935	0.1659	0.1449	0.1139	0.1665	0.2334	0.2275	0.2866	0.1870		
土中部	平均腐食量	0.50	0.61	0.77	0.79	0.68	0.77	0.63	0.72	0.90	0.71	0.9
	平均腐食速度	0.04	0.05	0.06	0.06	0.05	0.06	0.05	0.06	0.07	0.06	0.07
	標準偏差	0.1661	0.1991	0.1360	0.1029	0.1234	0.1424	0.0629	0.0723	0.0552		

表A-3. 板厚測定結果(凸側矢板)
(最大)

単位; 上段: mm
下段: mm/y

		No. 368	No. 372	No. 376	No. 378	No. 398	No. 400	No. 402	No. 406	No. 414	最大値
上部工	最大腐食量	1.42	0.54	0.70	2.88	0.98	1.53	0.60	1.11	0.96	2.88
	最大腐食速度	0.11	0.04	0.05	0.22	0.08	0.12	0.05	0.09	0.07	0.22
飛沫帯	最大腐食量	1.85	1.89	1.29	1.61	2.24	1.91	1.84	1.89	2.32	2.32
	最大腐食速度	0.14	0.15	0.10	0.12	0.17	0.15	0.14	0.15	0.18	0.18
干満帯	最大腐食量	3.26	3.33	3.62	3.83	2.79	3.44	3.64	3.36	3.66	3.83
	最大腐食速度	0.25	0.26	0.28	0.29	0.21	0.26	0.28	0.26	0.28	0.29
海中部Ⅰ	最大腐食量	3.06	3.27	2.64	3.16	1.45	2.19	2.67	2.90	2.86	3.27
	最大腐食速度	0.24	0.25	0.20	0.24	0.11	0.17	0.21	0.22	0.22	0.25
海中部Ⅱ	最大腐食量	1.40	2.57	2.57	3.20	1.48	2.05	1.36	1.63	1.63	3.20
	最大腐食速度	0.11	0.19	0.20	0.25	0.11	0.16	0.10	0.13	0.13	0.25
土中部	最大腐食量	0.45	0.99	0.99	1.05	0.72	1.39	0.98	0.61	0.76	1.39
	最大腐食速度	0.03	0.09	0.07	0.08	0.06	0.11	0.08	0.05	0.06	0.11

表-A.4 板厚測定結果(凹側矢板)
(最大)

単位; 上段: mm
下段: mm/y

		No. 369	No. 371	No. 375	No. 377	No. 397	No. 399	No. 403	No. 405	No. 413	最大値
上部工	最大腐食量	1.51	0.88	0.72	1.44	0.70	1.51	0.97	1.49	0.86	1.51
	最大腐食速度	0.12	0.07	0.06	0.11	0.05	0.12	0.07	0.11	0.07	0.12
飛沫帯	最大腐食量	1.85	1.89	1.29	1.61	2.24	1.91	1.84	1.89	2.32	2.32
	最大腐食速度	0.14	0.15	0.10	0.12	0.17	0.15	0.14	0.15	0.18	0.18
干満帯	最大腐食量	2.39	2.89	1.77	2.68	2.56	1.88	2.90	2.73	2.80	2.90
	最大腐食速度	0.18	0.22	0.14	0.21	0.20	0.14	0.22	0.21	0.22	0.22
海中部Ⅰ	最大腐食量	2.32	2.41	1.70	1.61	1.93	1.71	1.79	2.57	2.65	2.65
	最大腐食速度	0.17	0.19	0.13	0.12	0.15	0.13	0.14	0.20	0.20	0.20
海中部Ⅱ	最大腐食量	1.54	1.72	1.62	1.49	1.52	1.62	1.50	1.44	2.66	2.66
	最大腐食速度	0.12	0.13	0.12	0.11	0.12	0.12	0.12	0.11	0.20	0.20
土中部	最大腐食量	0.84	0.85	1.11	1.13	0.89	1.02	0.82	0.88	1.07	1.13
	最大腐食速度	0.06	0.07	0.09	0.09	0.07	0.08	0.06	0.07	0.08	0.09

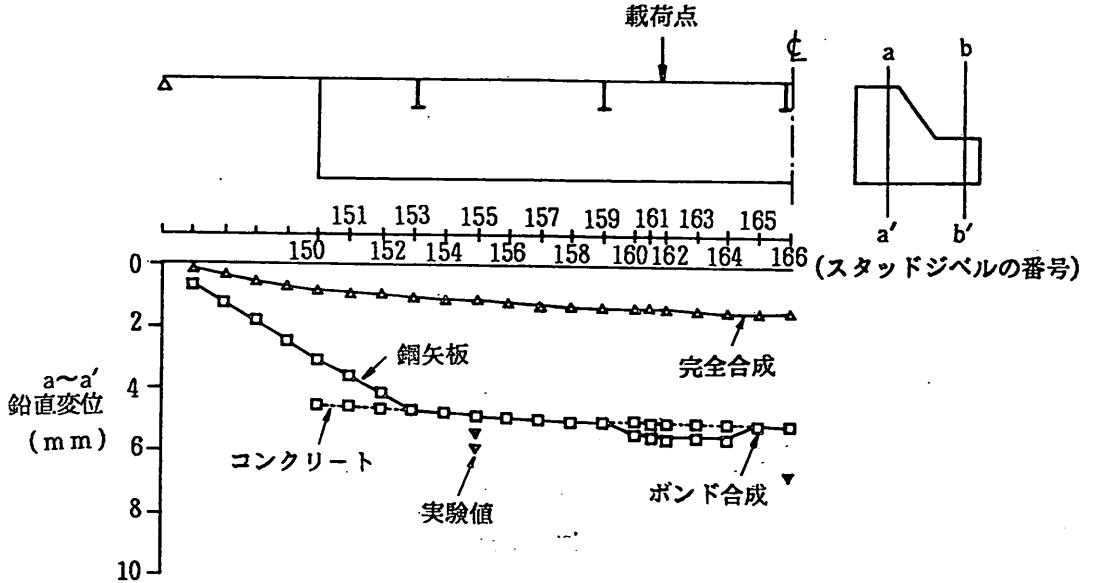


図-B.2 鉛直変位

重は、10tfである。図中で完全合成とは、ボンド要素の剛性を無限大すなわち鉄筋コンクリートと鋼矢板とが界面で相対変位を生じない状態のことを言う。計算によるとボンド合成の場合鉄筋コンクリートの端部と、荷重点中央で鋼矢板と鉄筋コンクリートとが割がれている状態となっている。端部でのはく離量は、実験で約2mm、計算で約1.5mmでありほぼ一致している。また鉛直変位に関しても両者が比較的良く一致している。ただし完全合成とすると実験結果を良く説明できない。荷重荷重10tfのとき端部のスタッドジベルの引抜き力は1.3tfと

計算された。スタッドジベルのコンクリート中での最大引抜き力は2.82tfであり、これからすると実験での最大耐力力が21.5tfと推定されるが、実験では、28.0tfで試験体が破壊しておりほぼ両者が一致している。図-B.3に鋼矢板での軸方向のひずみ量の分布を示す。完全合成では、鉄筋コンクリートの端部で合成がなされているが、ボンド合成では、試験体中央まで鋼矢板に応力度が生じている。実験での応力度の分布とボンド合成での計算結果での応力度の分布と傾向が一致していると言える。

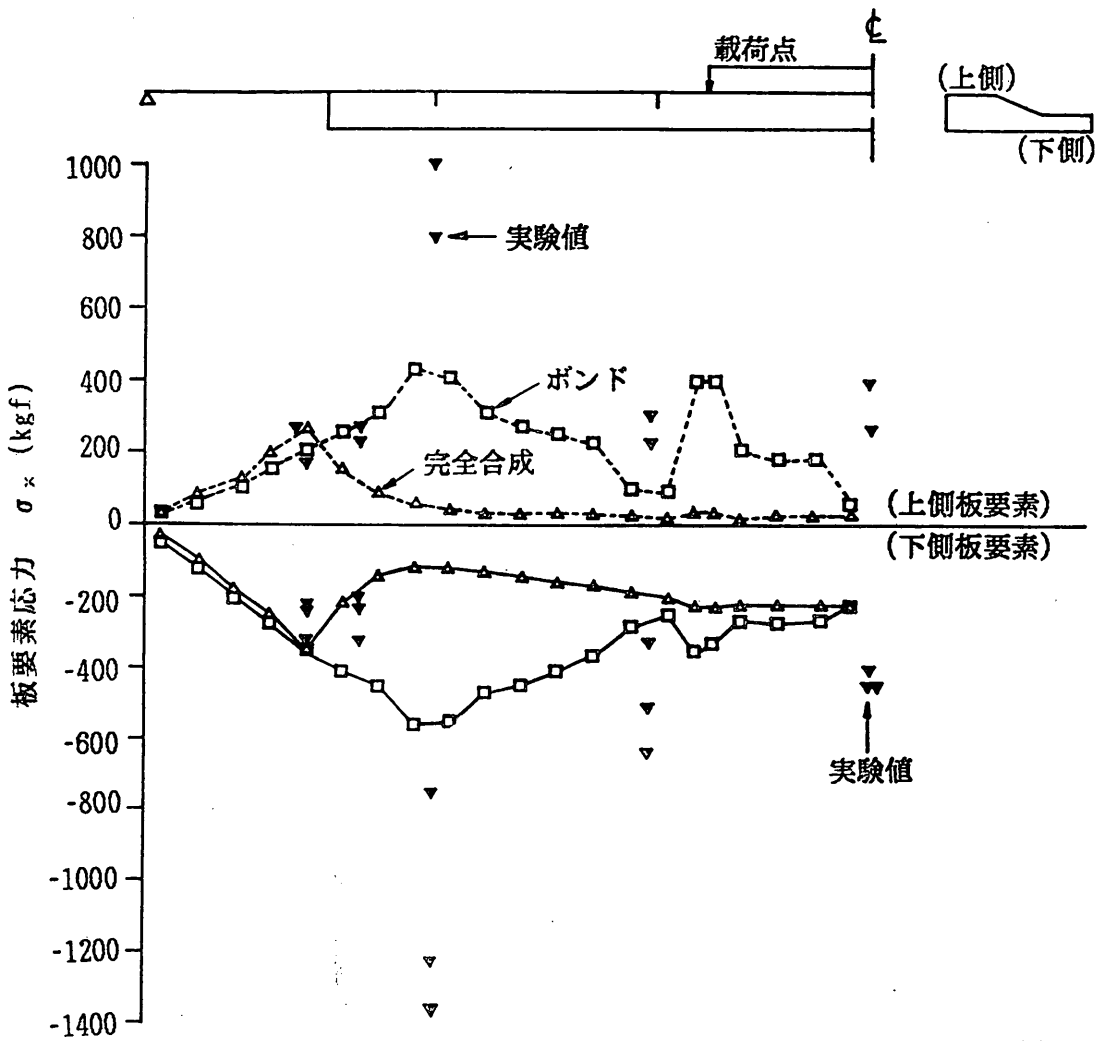


図-B.3 軸方向のひずみ量の分布