

土木研究所資料
第1673号

フェロセメントRC合成部材の実験

昭和56年3月

建設省土木研究所
地質化学部コンクリート研究室

Copyright ©1981 by P. W. R. I.

All rights reserved, No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

要 旨

フェロセメント板は金網を補強材とした一種の鉄筋コンクリートで、薄くて引張強度の大きい板が得られる。これを土木構造物に適用する場合、埋殺し型枠、補修・補強材など合成材料としての利用が考えられる。そこで、フェロセメントの特性およびフェロセメントと鉄筋コンクリートとを合成した場合の力学的特性について実験を行った。

その結果、合成部材はひびわれ拘束、ひびわれ分散などフェロセメント単体の場合とほぼ同じ性状を得た。しかし、さらにフェロセメントの強度、じん性を向上する必要があること、また、打継面の耐力を増大させるとともに斜引張に対する補強が必要となることなどがわかった。

目 次

1. ま え が き	1
2. 目 的	2
3. 載 荷 試 験	2
〔1〕 フェロセメントの構造	2
〔2〕 引 張 試 験	5
〔3〕 面内曲げ試験	12
〔4〕 接 着 力 試 験	17
〔5〕 合成ばりの曲げ載荷試験	21
〔6〕 合成柱の水平力載荷試験	31
〔7〕 合成版の載荷試験	37
〔8〕 耐 久 性 試 験	43
4. ま と め	47
5. あ と が き	47
付 録	48
参 考 文 献	53

1. ま え が き

フェロセメントは鉄筋コンクリートの一種で、セメントモルタルおよび補強材として鉄筋の代わりに金網を使用した複合材料である。フェロセメントには鉄筋コンクリートに比べて次のような特性があるといわれている。

- 1) ひびわれの分散性がすぐれている。
- 2) 耐腐食性、水密性がすぐれている。
- 3) 破壊に至るまでの吸収エネルギーが大きい。
- 4) 耐衝撃性にすぐれている。
- 5) 薄い板材を造ることができる。

このような特性を有するフェロセメントは船舶の殻材として古くから用いられており、各種の小型船舶に多くの使用実績がある。また最近では船ばかりではなく、種々の貯水槽や屋根、カーテンウォールなどの建築物にも使用され始めている。土木構造物への適用例はまだ少ないが、薄い板であることや、ひびわれ分散性のよいことなどを利用して、これを埋殺し型枠に利用し、コンクリートの一部として合成できれば建設工事の省力化に役立ち、かつ、構造物の耐久性の向上も期待できるものと考えられる。

土木研究所コンクリート研究室では、昭和52年度より高強度コンクリートの土木構造物への適用に関する研究の一環としてこの問題を取りあげ、フェロセメントと鉄筋コンクリートを合成した部材の特性に関する基礎的な実験を行ってきた。本報告書は昭和55年度末までに行った実験の結果をとりまとめたものである。

昭和56年3月

コンクリート研究室 室長 小林 茂 敏
森 濱 和 正

2. 目 的

この実験は、つぎの諸項目について資料を得るために行った。

- i) フェロセメント板を埋殺し型枠などコンクリート構造物との合成材料として使用する場合、フェロセメント板は部材断面の最外縁に位置することになる。したがって一般に、フェロセメントには部材断面内で最大の引張、圧縮あるいは面内曲げを受けることになり、これらの性状について検討しておく必要がある。とくに、フェロセメント板がはりの側面に用いられた時の力の状態、すなわち、面内曲げについてはほとんど研究が行われていない。
- ii) 合成構造において最も重要なことは打継面の接着力である。接着面には水平せん断力によるずれを生ずるおそれがある。また、引張域ではひびわれ発生後鉛直方向のせん断力伝達のための鉄筋のダボ作用がある。この力が接着面に割裂(わりさき)力となって作用する。このような複合された作用力に対する接着力を知る必要がある。
- iii) フェロセメントを鉄筋コンクリートと合成した場合の合成部材としての曲げ、ひびわれ性状を知る必要がある。
- iv) フェロセメント板を鉄筋コンクリートに合成すれば、フェロセメント単独で用いた場合よりひびわれ幅が大きくなることが考えられる。フェロセメントはかぶりが小さいため環境条件に大きな影響を受けるため、耐久性について知っておく必要がある。

3. 載 荷 試 験

(1) フェロセメントの構造

今回の試験に使用したフェロセメントの構造、諸元は図-1.1、表-1.1に示す4種類のものである。骨組鋼棒を有し、その両側に金網を重ねたものであり、補強材量、補強材比、比表面積を変化させたものである。なお、補強材比および補強材比表面積とは荷重方向または曲げ応力作用方向に配置した補強材量の断面積に占める割合および体積に占める補強材表面積の割合である。骨組鋼棒は通常の鉄筋コンクリートの鉄筋と考えられるため、補強材比には含めたが比表面積には含めなかった。

補強材に使用した金網、鋼棒の機械的性質は表-1.2のとおりである。金網はJIS G 3555に適合する織金網であり線径1mm、網目間隔10mmの格子状に織ったものでメッキは施していない。骨組鋼棒に使用した鋼棒はJIS G 3552に適合する普通鉄線で、径6mmのものを使用した。

金網の引張試験は精密型のインストロン社製の万能試験機(容量20t)を使用し、荷重～変位曲線を求めた。鋼棒はアムスラー型の20t万能試験を用い、ワイヤストレーンゲージによりひずみを求めた。その結果、金網、鋼棒とも明確な降伏点をもたないため、図-1.2のように降伏点を定義した。

モルタルには粒径の細かい細骨材(2.5mmふるいでふるったもの)を用い、高強度でしかも作業に適する流動性を確保するため水セメント比を小さくとり、高性能減水剤(マイテイ150)を使用した。セメントは普通ポルトランドセメントを用いた。モルタルの配合は各試験方法の

ところに示す。

フェロセメントの製作は $\phi 6$ mmの鋼棒をJIS G 3551の要領で間隔50mmの格子状に溶接したものを骨組（骨組鋼棒）とし、その両側に金網を決められた枚数ごとに重ね、ところどころなまし鉄線で結束した。金網を積層したものを型枠に設置してモルタルを塗り込み、平面パイププレートで締固めるという方法で行った。モルタル打込み後1週間湿布養生を行った。フェロセメント板単体の試験に用いたものの表面仕上げは金ごてで行った。コンクリートと合成するためのフェロセメント板の打込み面は打継面となる。そこで表面仕上げは金ごてで仕上げ浮き出た水が引いたあと、付着をよくするためほうき目仕上げとした。表面の凹凸は1mm程度であった。さらにコンクリート打込み前に打継面はワイヤブラシでレイタンスを取除き、コンクリート打設時まで湿润状態に保っておいた。

表-1.1. フェロセメント板諸元

種 類	金網層数	厚 さ (mm)	かぶり (mm)	補強材比 (金網) (%)	金網の比表面積 (cm^2/cm^3)
I	0	28	8	2.02 (0)	0
II	2	35	9.5	2.06 (0.45)	0.18
III	6	50	13	2.07 (0.94)	0.38
IV	6	30	3	3.45 (1.57)	0.63

表-1.2 補強材の機械的性質

種 別	降 伏 点 (kg/mm^2)	引張強さ (kg/mm^2)	備 考
$\phi 6$	47	54	普 通 鉄 線
$\phi 1$	34	36	織 金 網

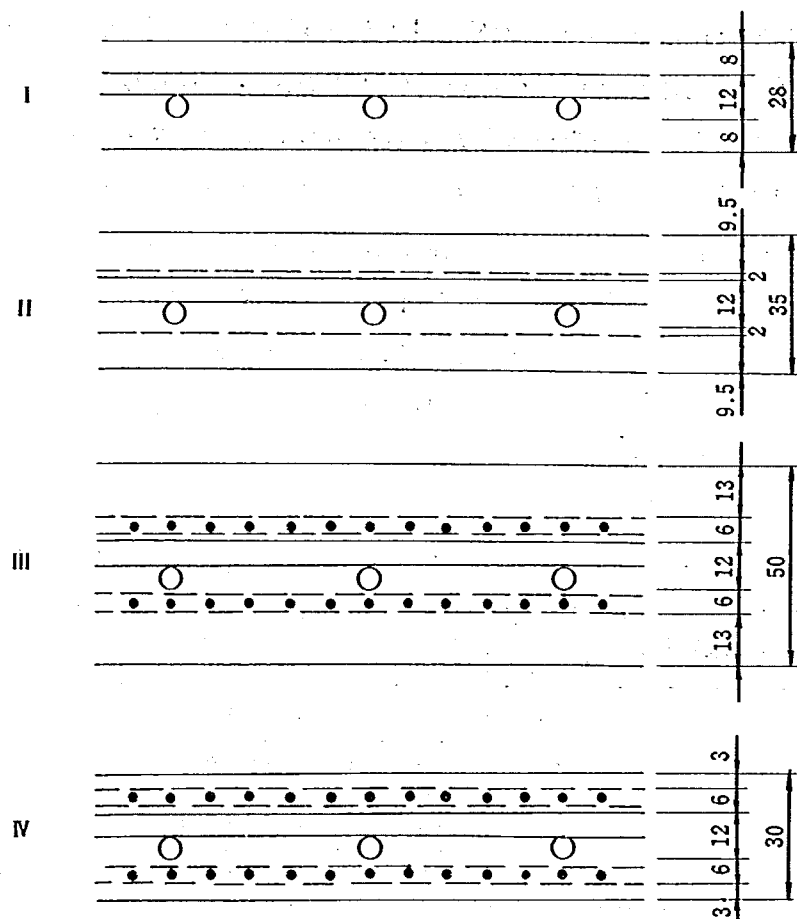


図-1.1 フェロセメントの構造

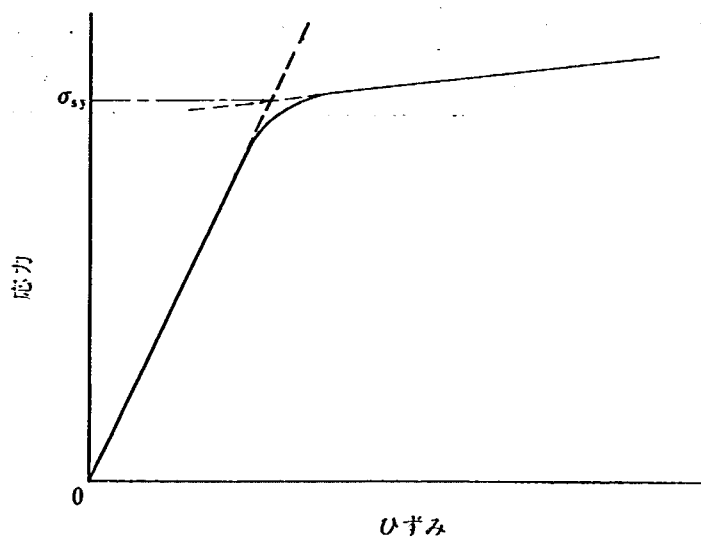


図-1.2 応力～ひずみ関係

(2) 引 張 試 験

(1) 供 試 体

供試体はフェロセメントⅠ, Ⅱ, Ⅲ, Ⅳ(図-1.1, 表-1.1)の4種類とした。供試体の形状・寸法は図-2.1のとおりであり、載荷時、供試体つかみ部分のモルタルのはくりを生じないように接着部分を長くとったため、測定区間となる供試体幅の等しい区間は試験機高さなどの制約をうけて2cmとなった。Ⅰ, Ⅱ, Ⅲは金網の層数をそれぞれ0, 2, 6層とし、補強材比が等しくなるように板厚を定めたものである。ⅣはⅢと同じ補強材量であるがかぶりを小さくしたものである。つまり4種類の供試体それぞれ比表面積を変化させたものである(表-1.1)。

供試体の製作には表-2.1の配合のモルタルを使用、細骨材の物理的性質は表-2.2のとおりである。モルタル打込み後の養生は図-2.2のような蒸気養生を行い、その後1週間湿潤養生を行った。

(2) 試 験 方 法

供試体は材令約3週で図-2.3のような引張治具に接着剤で接着し、アムスラー型20t万能試験機により引張試験を行った。荷重は0.1tごとに単調増加した。

供試体の幅が一定の区間でのひずみ測定にはワイヤストレーンゲージ(WSG)およびコンタクトゲージ(CG)を使用(図-2.4)、各荷重段階ごとにひずみの測定、ひびわれ状況を観察した。

(3) 試験結果および考察

1) 荷重～ひずみ関係

各供試体の荷重～ひずみ関係を図-2.5～図-2.8に示す。これより供試体には大きな偏心引張力が作用していることがわかる。ひびわれ発生後は骨組鋼棒の配置が対称ではなかったためとくに大きな偏心力が作用している。また、かならずしも測定区間から初期ひびわれを生じたわけではなく、ひずみ分布は複雑である。このため荷重～ひずみの関係はつかめなかった。

2) ひびわれ荷重と破壊荷重

偏心荷重がかかりあまり正確ではないが、ひずみ量あるいはひびわれ状況より推定したひびわれ荷重および最大荷重は表-2.3のとおりである。Ⅰのひびわれ強度はモルタル圧縮強度の約1/20でありほぼモルタルの引張強度となっている。この程度の補強材比、比表面積では通常の鉄筋コンクリートの場合と同様、ひびわれを抑制するまでには至らない。ただし、Ⅱ, Ⅲ, Ⅳのひびわれ強度はⅠより11～47%増加しており、補強材比以外の要素にひびわれ強度が影響を受けているようである。すなわち、補強材比が一定であっても細い補強材を使用すれば表面積が増加するため付着力が大きくなり、モルタルと補強材の複合材としての特性が改善されるためだろう。今回は偏心力などによるばらつきが大きく補強材比、比表面積などとの定量的な関係は得るには至らなかった。

かぶりを大きくとることは比表面積が小さくなりひびわれ強度を減ずることになる(Ⅲ,

Ⅳ)。また、ひびわれ発生前後の剛性比が大きくなり、さらに自重の増大により強度的にいっそう不利になるものと考えられる。

引張最大荷重は金網が最大荷重に達する前に破断しはじめたため補強材粗材の破断強度から計算した値よりも小さくなった。これは鋼材を金網に加工したり、骨組鋼棒を溶接したため強度が下がったと考えられる。

3) ひびわれ状況

ひびわれ状況は図-2.9のとおりである。測定区間が2cmと短かったため、ひびわれ間隔についてはわからなかった。また、ひびわれ幅についても偏心荷重がかかっていたためわからなかった。

引張試験を行う場合、ひびわれ幅、ひびわれ間隔、荷重～変位の関係などを求め偏心の影響を軽減するためには測定区間を長くする必要がある。

表-2.1 モルタルの配合

配 合	フロー値	水セメント比 W/C (%)	砂セメント比 S/C	単 位 量 (kg/m ³)				圧縮強度 (kg/cm ²)
				水 W	セメント C	細骨材 S	混 和 剤	
1	170 ± 10	36	2.0	245	675	1,350	5.06	733

表-2.2 骨材の物理的性質

種 別	比 重	吸 水 率 (%)	単位容積量 (kg/m ³)	粗 粒 率	備 考
細 骨 材	2.61	0.92	—	2.99	大井川

表-2.3 実測値と計算値

供 試 体	ひびわれ荷重 (t)	ひびわれ応力度 (kg/cm ²)	最 大 荷 重 ① (t)	破断荷重計算値 ② (t)	①/②
I - 1	1.0	36	2.93	3.05	0.96
II - 1	1.73	49	3.40	3.61	0.94
II - 2	1.5	43	3.45		0.96
III - 1	2.3	46	4.41	4.75	0.93
III - 2	2.0	40	4.37		0.92
IV - 1	1.58	53	4.40		0.93
IV - 2	1.5	50	4.19		0.88

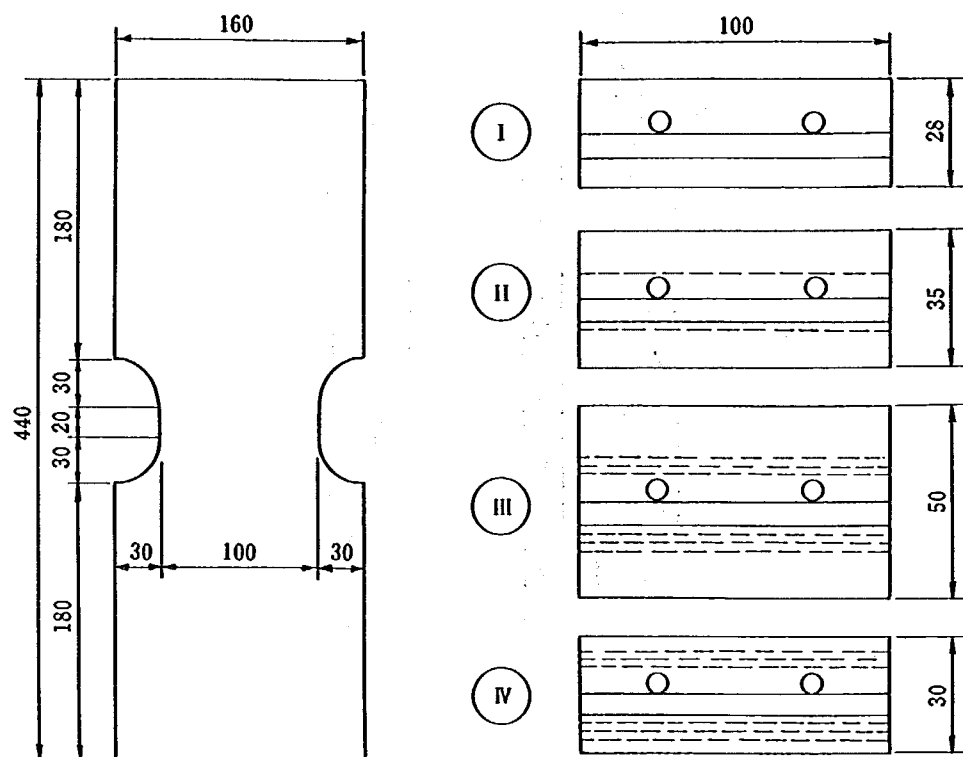


圖 - 2.1 引 張 供 試 体

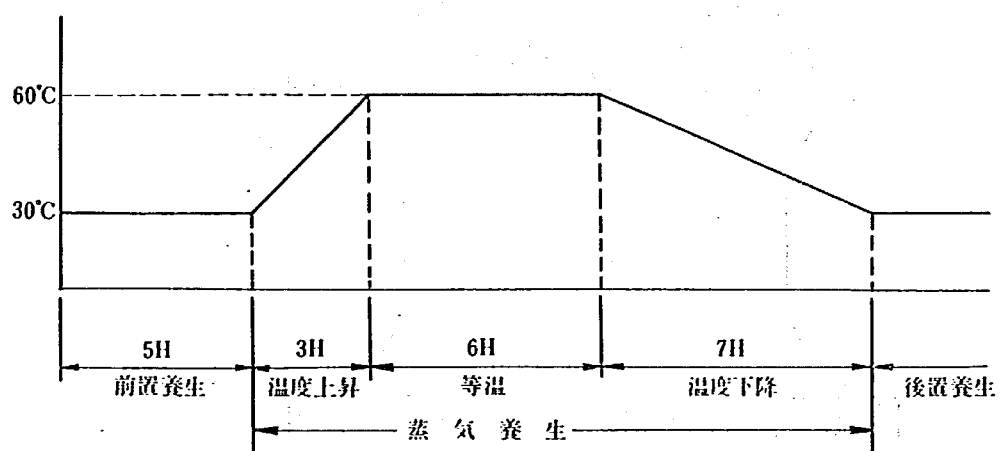


圖 - 2.2 蒸 氣 養 生 方 法

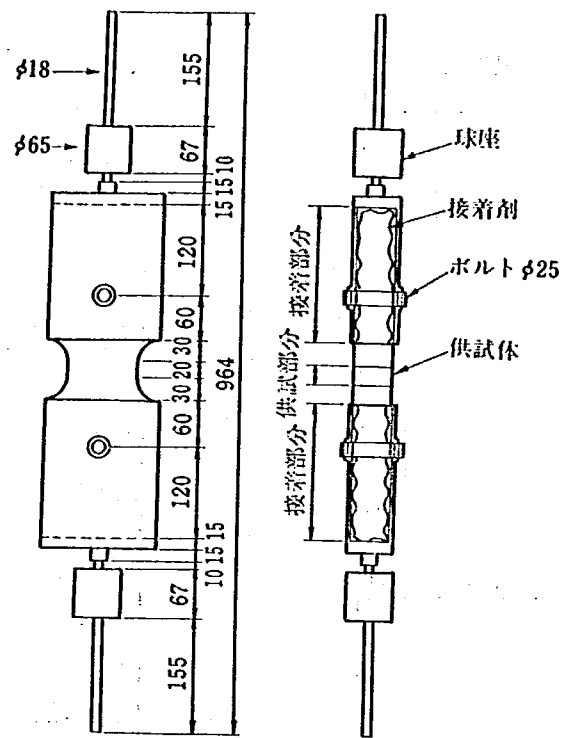


図-2.3 フェロセメント板引張治具

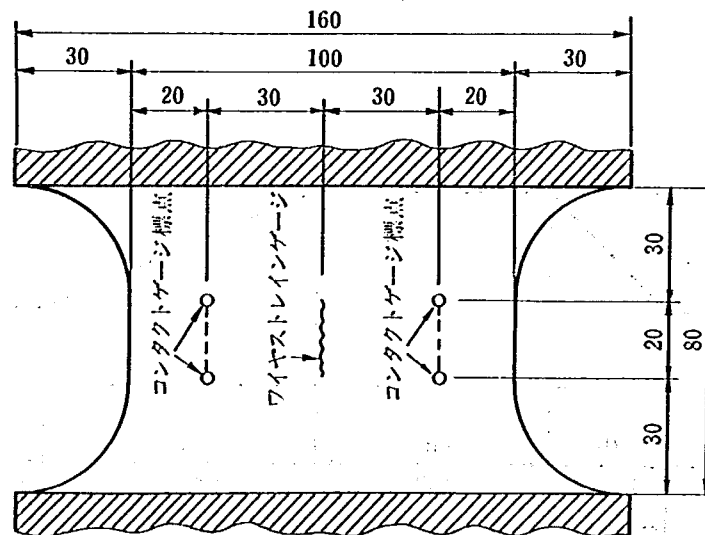


図-2.4 ひずみ測定位置

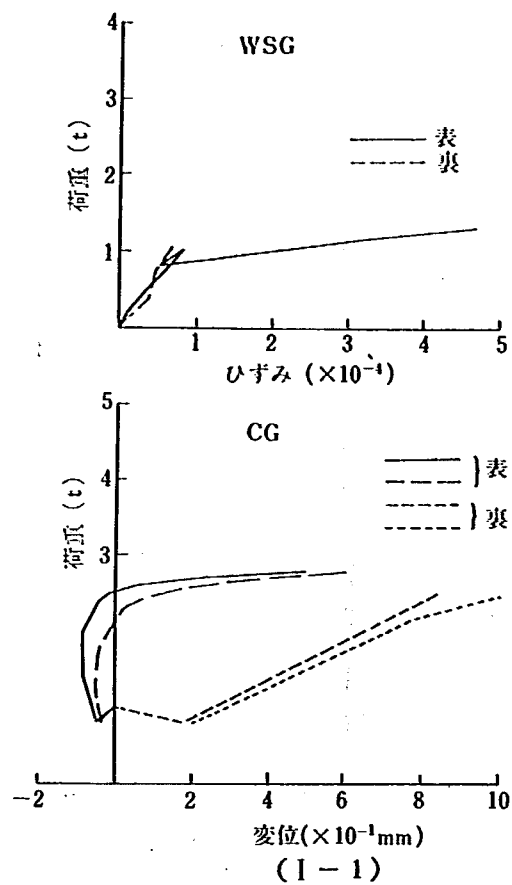


図-2.5. 荷重～ひずみ関係

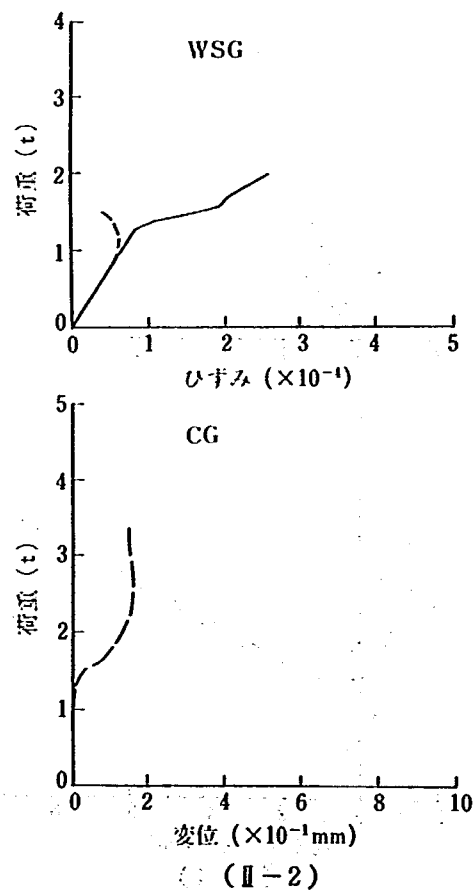
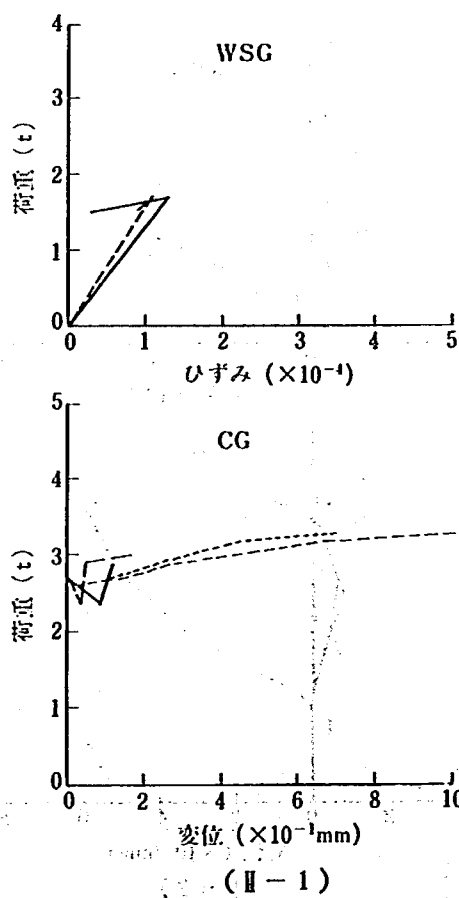


図-2.6. 荷重～ひずみ関係

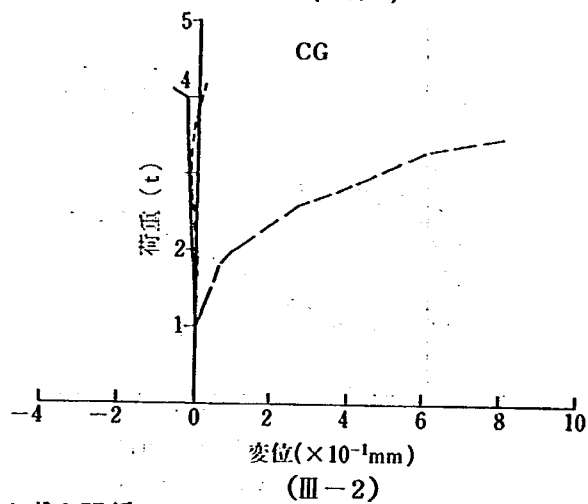
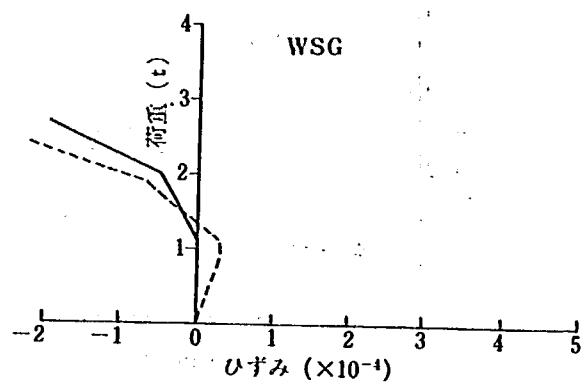
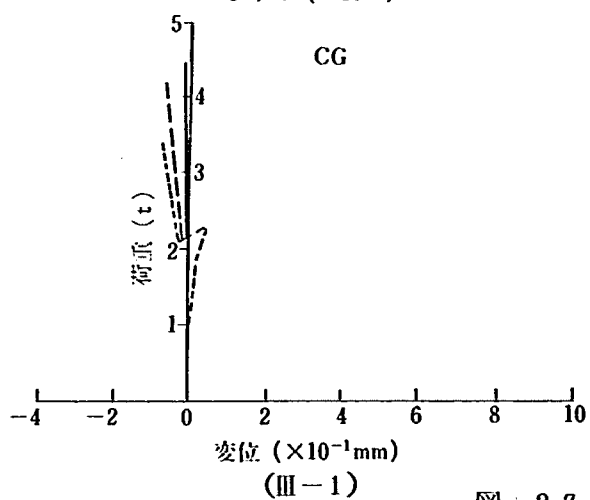
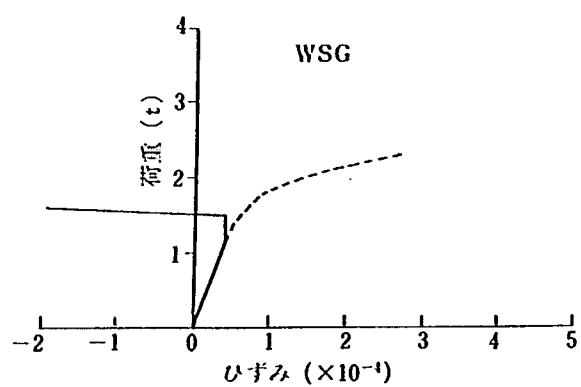


図-2.7 荷重～ひずみ関係

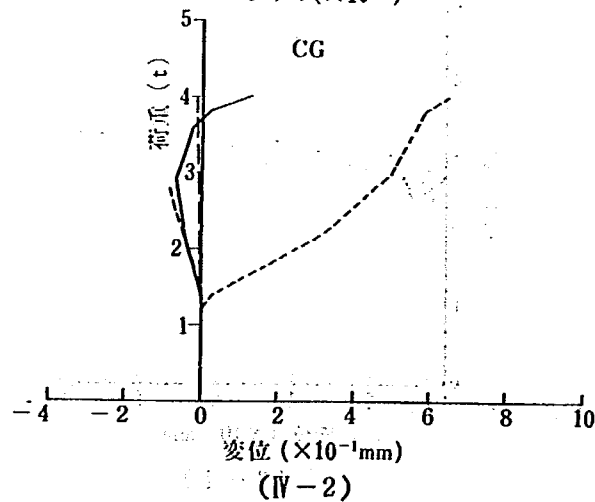
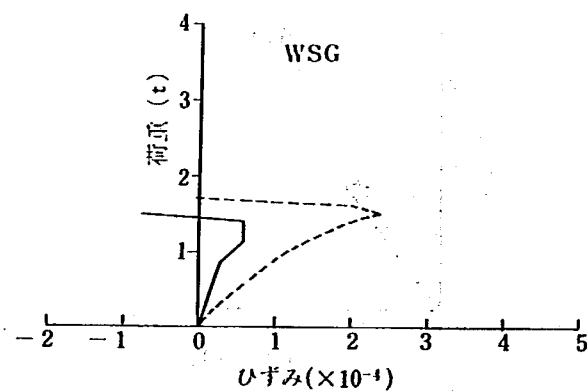
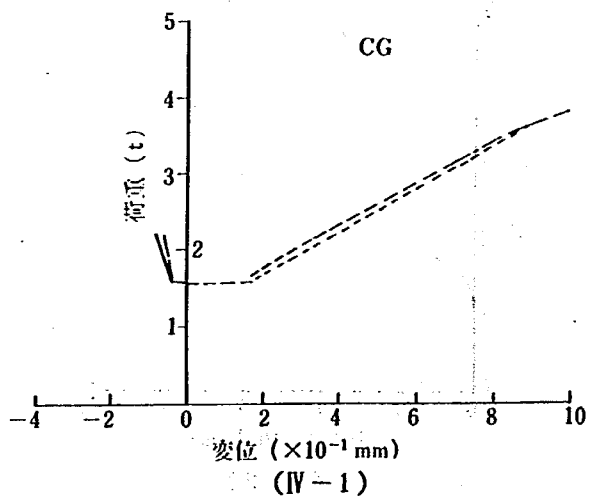
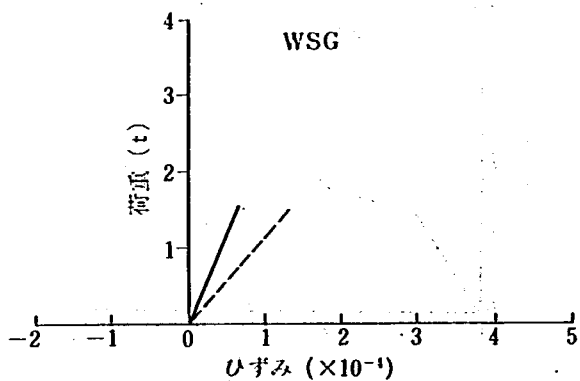


図-2.8 荷重～ひずみ関係

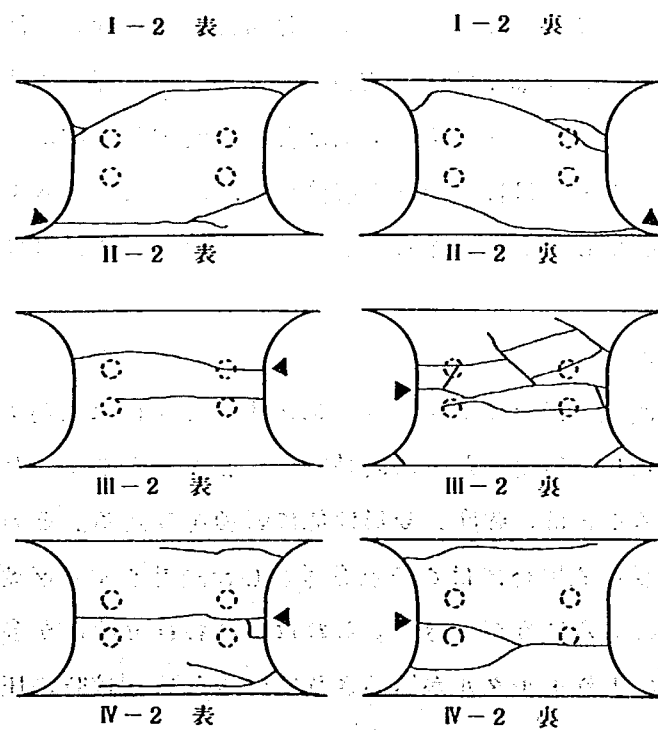
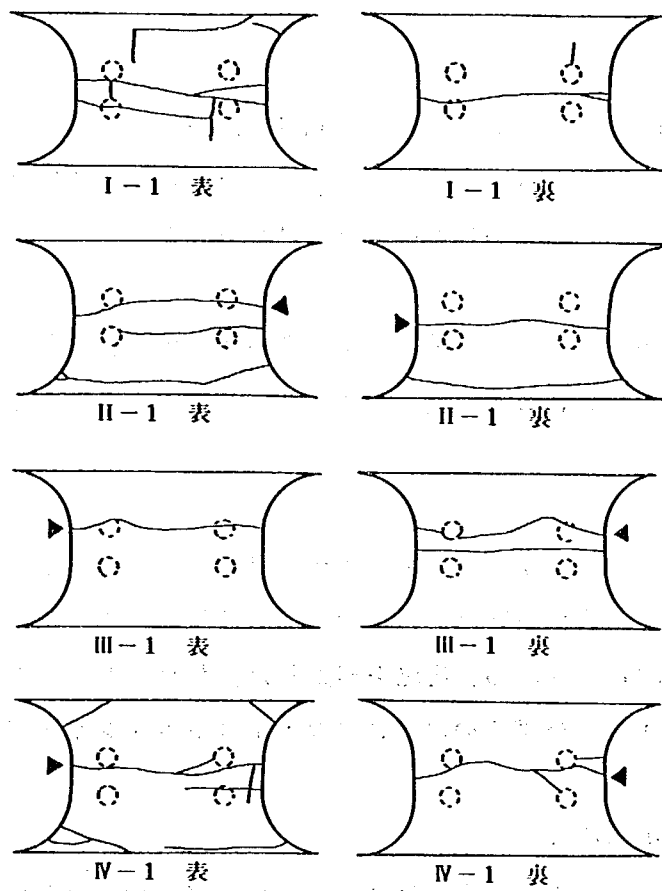


図-2.9. ひびわれ状況

(3) 面内曲げ試験

(1) 供 試 体

面内曲げ試験用の供試体はフェロセメントⅠ,Ⅱ,Ⅲ(表-3.1,図-3.1)の3種類とした。補強材比は一定であり,比表面積を変化させたものである。供試体は載荷試験時薄すぎて座屈のおそれがあったため,同一の板を接着剤ではり合せた。そのためはりの幅は図-3.1のようにそれぞれ異っている。

供試体の製作には表-3.1の配合のモルタルを使用,細骨材の物理的性質は表-3.2のとおりである。モルタルの打込み後の養生は図-3.2のように蒸気養生を行い,その後1週間湿潤養生を行った。

(2) 試 験 方 法

載荷の方法は図-3.3に示すとおりアムスラー型200t万能試験機を使用し,2点曲げ載荷を行った。載荷は単調載荷を行い,荷重の低下がはじまるまで載荷した。各荷重段階ごとにたわみ,ひずみの測定,ひびわれ状況を観察した。たわみおよび支点沈下の測定はダイヤルゲージ(1/100mm)を,ひずみの測定にはワイヤストレーンゲージを使用した。

(3) 試 験 結 果

1) ひびわれ荷重と破壊荷重

ひびわれ発生時(付録1)および破壊時の荷重の実測値と計算値は表-3.3に示すとおりである。Ⅰのひびわれ応力はモルタルの引張強度程度であり,Ⅱ,Ⅲはそれより11~45%増加しており引張試験結果とほぼ同じ強度であった。しかもこの試験においては比表面積が大きいほどひびわれ強度も大きくなっており,比表面積が大きくなればひびわれを拘束する効果も大きく複合材としての性質をそなえているといえる。

曲げ破壊荷重の計算は鉄筋コンクリートの弾塑性計算と同じ方法(付録2)で行った。図-3.4にはモルタルの圧縮試験時の応力~ひずみ曲線を示したものである。これより計算に使用するモルタルの応力~ひずみ関係は台形と仮定し,破壊時の圧縮ひずみは0.5%とした(図-3.6)。Ⅰ-2は骨組鋼棒の溶接部の断面欠損が大きくそこから破断したため計算値の88%で破壊したものである。Ⅰ-2以外の供試体は計算値より10~15%安全側であった。

2) 荷重~たわみ関係

中央たわみの実測値と計算値を図-3.5に示す。計算値は鉄筋コンクリートと同じ方法によった。Ⅰ-2は1)の理由のために破壊時のたわみも小さかった。したがって溶接した骨組鋼棒を使用することは,強度,変形性能に影響を与える。そのためとくに疲労など大きな繰返し荷重を受ける場合にはこの点を考慮した設計をする必要があると思われる。

たわみ量は金網のあるほうが大きい。これはひびわれ分散性が多少よくなったこと,圧縮縁近傍まで金網によりモルタルが補強されているため破壊時の圧縮ひずみが大きくなるため(図-3.6)と考えられる。しかしⅢはⅡよりたわみが小さくなったことはひびわれが骨組鋼棒の影響を受け,ひびわれ分散性が変わらなかったため,比表面積が大きいⅢのは

うが付着力が大きくひびわれ幅が小さくおさえられたためと考えられる。これを改善するにはひびわれ分散性を向上することが不可欠である。そのためにフェロセメントの補強材構成はひびわれ分散性を考慮した構造とする必要がある。

3) ひびわれ状況

供試体破壊後のひびわれ状況は図-3.7のとおりである。ひびわれ発生位置は縦方向の骨組鋼棒の位置と一致しており、骨組鋼棒を入れることによりひびわれが生じやすくひびわれ分散性が低下することが考えられる。しかし、比表面積が大きくなるほどわずかではあるがひびわれ本数が増加すること、枝分かれしたものが多くなっていることより骨組鋼棒の影響を小さくすればひびわれ分散性の向上できる可能性を示している。

破壊はモルタル圧壊後補強材が破断する曲げ破壊であった。圧縮側のモルタルの圧壊時、金網の入っている供試体は細いひびわれを生じただけであった。

表-3.1. モルタルの配合

配 合	フロー値	水セメント比 W/C (%)	砂セメント比 S/C	単 位 量 (kg/m³)				圧縮強度 (kg/cm²)
				W	C	S	混和剤	
1	160	36	2.0	245	675	1,350	5.06	653

表-3.2. 骨材の物理的性質

種 理	比 重	吸 水 率 (%)	単位容積 重 量 (kg/m³)	粗 粒 率	備 考
細骨材	2.62	1.42	—	2.40	天竜川

表-3.3. 実測値と計算値

供 試 体	ひ び わ れ		破 壊 荷 重			
	荷 重 (t)	ひびわれ 応 力 度 (kg/cm²)	実 測 値 ① (t)	計 算 値 ② (t)	①/②	せん断 応 力 度 (kg/cm²)
I	1.2	34	7.92	7.16	1.11	23.1
	1.1	31	6.32		0.88	18.4
II	1.3	39	7.48	6.48	1.15	23.3
	1.2	36	7.30		1.13	22.7
III	1.5	47	6.47	5.80	1.12	21.1
	1.5	47	6.38		1.10	20.8

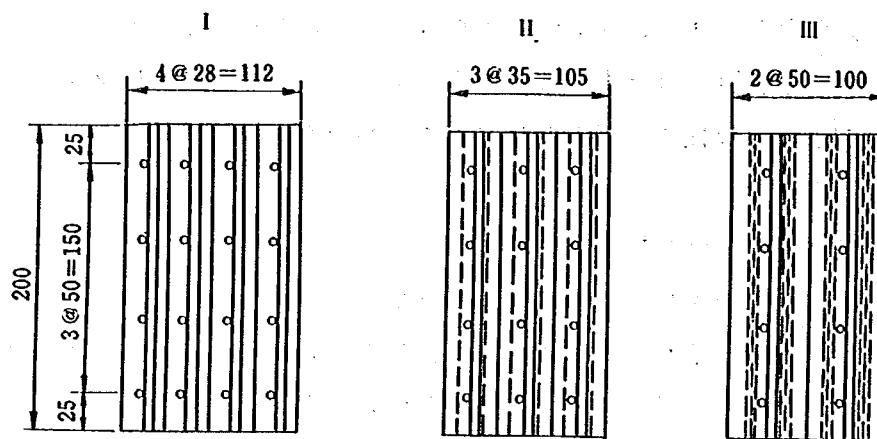


図-3.1. 供試体断面

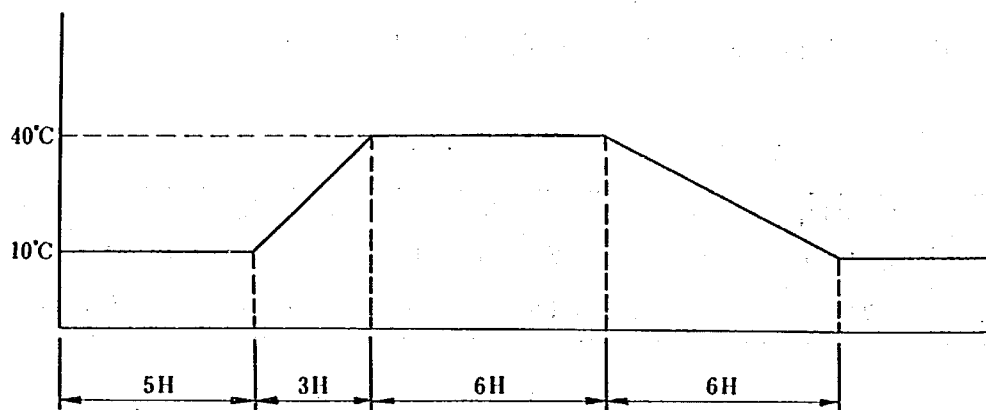


図-3.2 蒸気養生

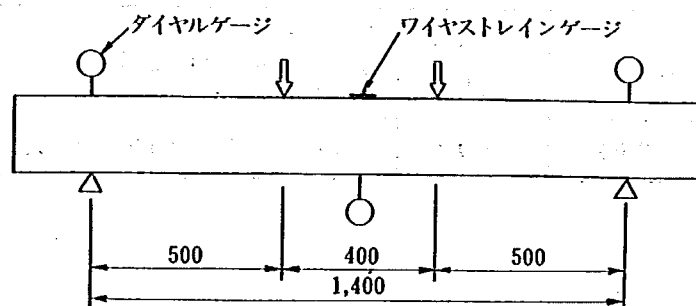


図-3.3 載荷方法

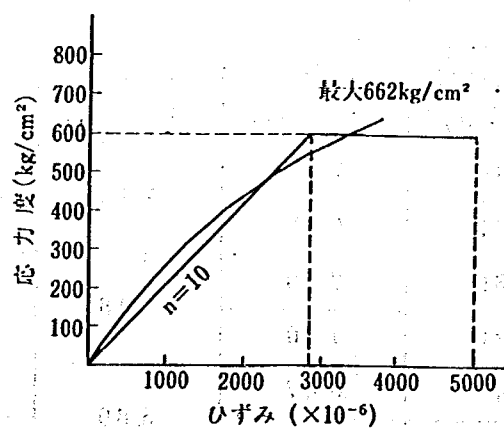


図-3.4. 応力～ひずみ関係

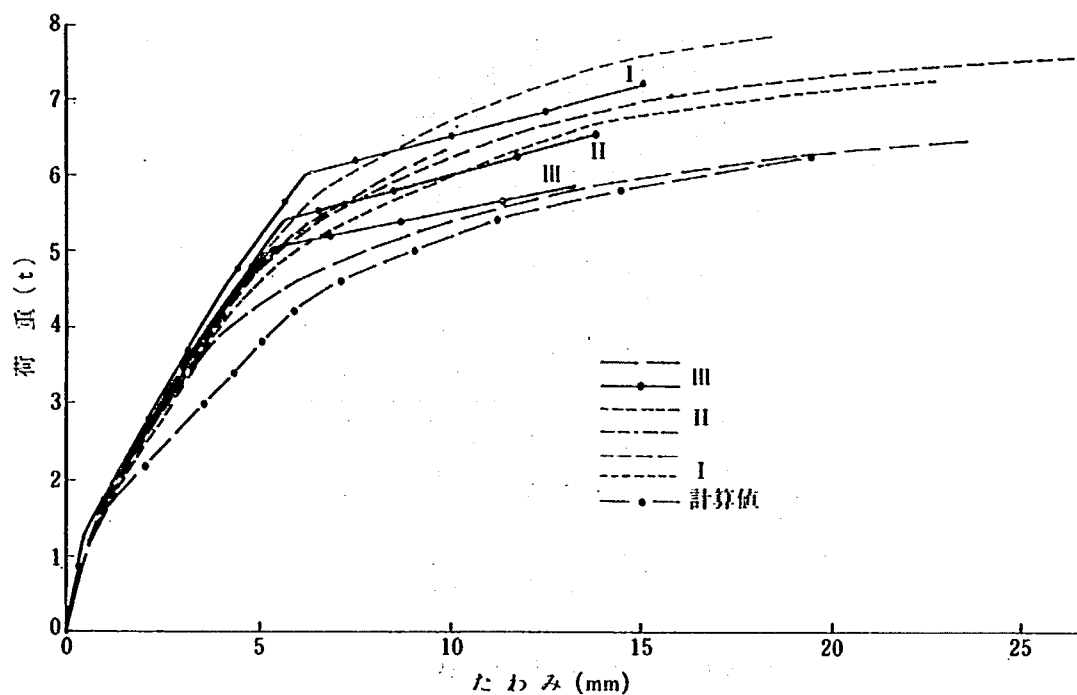


図-3.5 荷重～たわみ関係

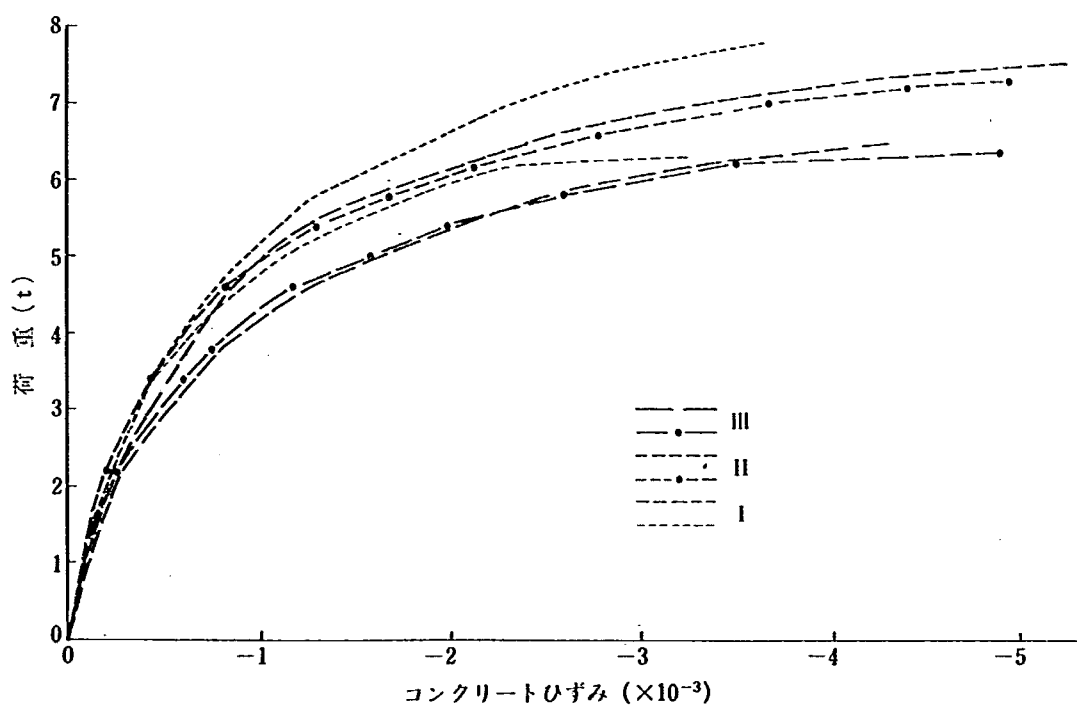


図-3.6 荷重～ひずみ関係

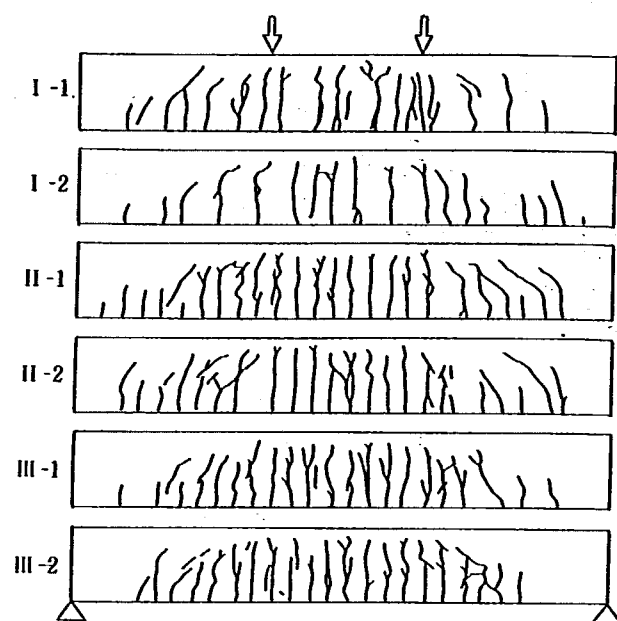


図-3.7. ひびわれ状況

〔4〕 接着力試験

(1) 供 試 体

供試体は $10 \times 10 \times 40$ cm の曲げ供試体作製用型枠にフェロセメントⅣを入れ、その上にコンクリートを打設しバイブレータで締固めた。十分養生を行ったのち、コンクリートカッターで半分に切断したものを供試体 ($10 \times 10 \times 20$ cm) とした。フェロセメント板の打継面は軽くチップングを施し、ワイヤーブラシで弱い部分を取除いた。表面の凹凸は $1 \sim 2$ mm であった。

製作に使用した材料は表-4.1～表-4.3のとおりである。

(2) 試験方法

接着力試験は図-4.1, 図-4.2 に示すように圧縮せん断試験と割裂(わりさき)試験の2種類とした。圧縮せん断試験は水平せん断力による水平ずれを想定したものであり、割裂試験は鉛直せん断力を想定したものである。

圧縮せん断試験は図-4.1のように供試体を接着剤で固定し、打継面にせん断力が働くように荷重芯を打継面に一致させた。載荷は電動の油圧ポンプを使用し、単調載荷を行った。荷重はロードセルで検出した。打継面のずれ、浮き上がりを測定するためワイヤストレーンゲージ、カンチレバー型変位計 ($約 2500 \times 10^{-6}/\text{mm}$) を取付けた。

割裂(わりさき)試験は図-4.2のような載荷治具に供試体を取付け、アムスラー型20t 万能試験機を使用した。載荷は単調載荷を図-4.3のように 3 kg/cm から荷重を 1 kg/cm ずつ増大させながら10回繰返し載荷を行った。打継面にははがれを測定するためワイヤストレーンゲージおよびII型変位計(測定間隔 30 mm , $約 2000 \times 10^{-6}/\text{mm}$) を取付け、データレコーダに記録した。

(3) 試験結果と考察

1) 圧縮せん断試験

この試験においてせん断ずれを生ずる前に供試体を固定していた接着剤面からはがれたため、打継面のずれは起こらなかった。図-4.4はその直前 (3.5 t) のひずみ分布である。載荷点近傍には大きなずれひずみと浮上がりが発生している。この接着力試験はかならずしも実際の力の働きを考えたものとはいえないが、水平成分のほかに鉛直成分について考慮する必要があると思われる。

2) 割裂(わりさき)試験

割裂試験によるひずみ、変位測定結果は図-4.5～図-4.7のとおりである。単調載荷を行った供試体は 0.004 mm 程度(図-4.5)ではがれを生じた。そのときの荷重は 41.2 kg/cm であり、図-4.6のようなひずみ分布であった。載荷点付近に集中していることがわかる。

繰返し載荷したものは 40 kg/cm 10回目ではがれを生じ、強度は単調載荷の場合とほとんどかわらなかった。しかしひずみの伸びは大きく低荷重において単調載荷の2倍であったが、挙動は弾性的であった。 25 kg/cm 以上では伸びが急増、残留ひずみも大きくなった。

ひびわれ部分にはこのような2つの力が複合して働いているものと考えられるため、水

平成分以上に鉛直成分の影響の大きいことが考えられる。

表-4.1 コンクリートの配合

配 合	粗 骨 材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメ ント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)					圧縮強度 (kg/cm ²)
					水 W	セメント C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 (%)	
1	25	8	55	40	163	296	722	1161	0.017	339

表-4.2 モルタルの配合

配 合	フロー値	水セメント比 W/C (%)	砂セメント比 S/C	単 位 量 (kg/m ³)				圧縮強度 (kg/cm ²)
				水 W	セメント C	細 骨 材 S	混 和 剤	
2	170	29	1.67	230	795	1324	7.85	764

表-4.3 骨材の物理的性質

配 合	種 別	比 重	吸 水 率 (%)	単位容積 重 量 (kg/m ³)	粗 粒 率	備 考
2	細 骨 材	2.63	2.54	1690	2.98	利 根 川
1	粗 骨 材	2.75	0.70	1595	7.00	葛生碎石
1	細 骨 材	2.62	2.20	—	2.80	富 士 川

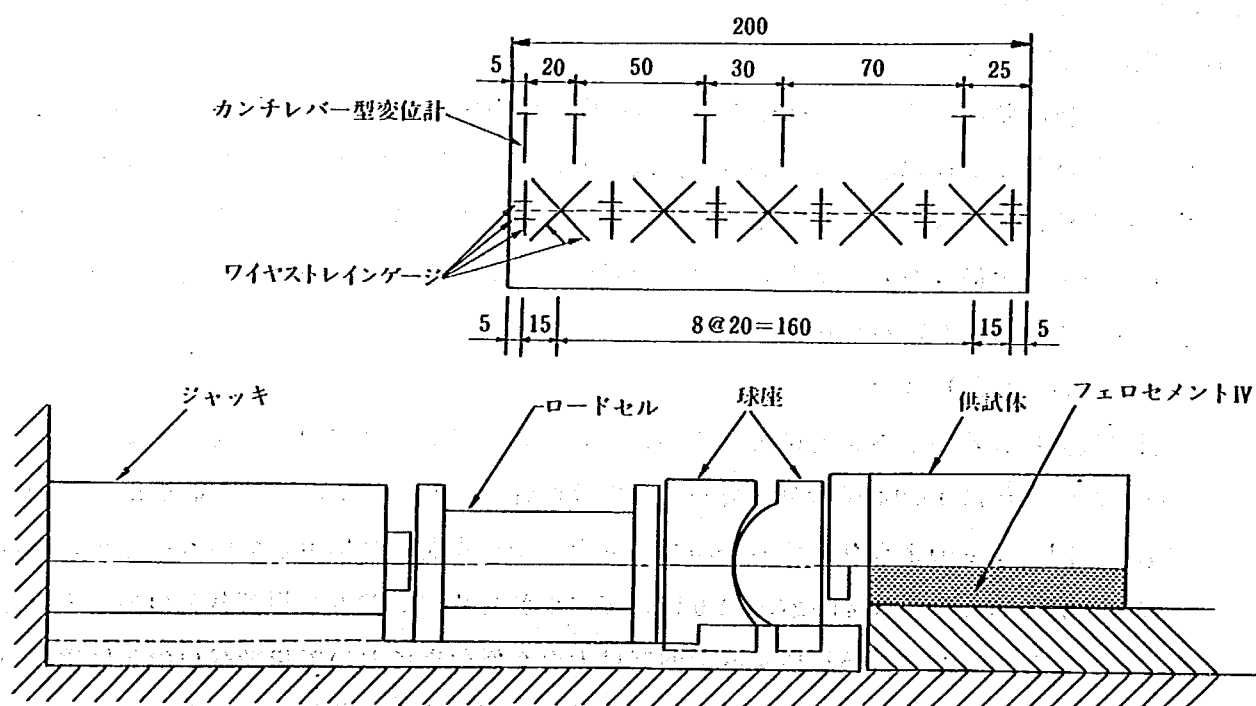


図-4.1 圧縮せん断試験

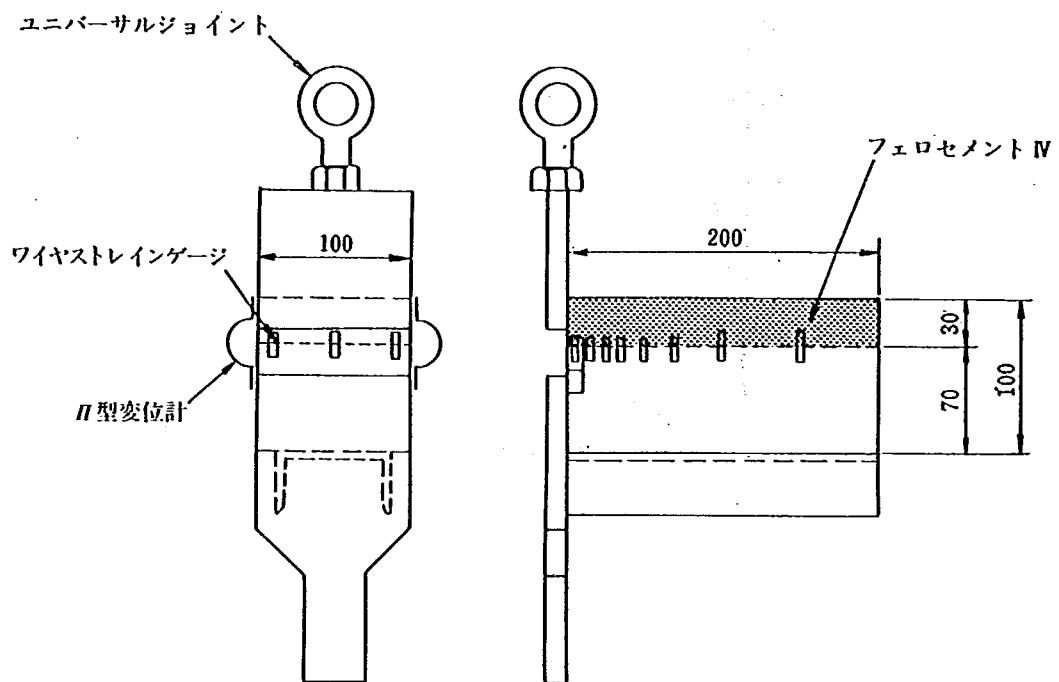


図-4.2 割裂(わりさき)試験

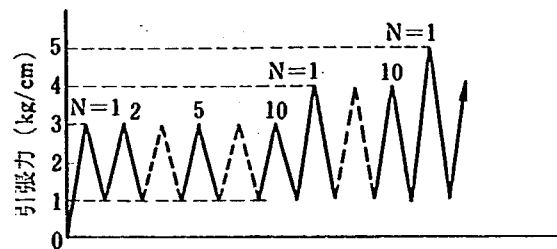


図-4.3 載荷パターン

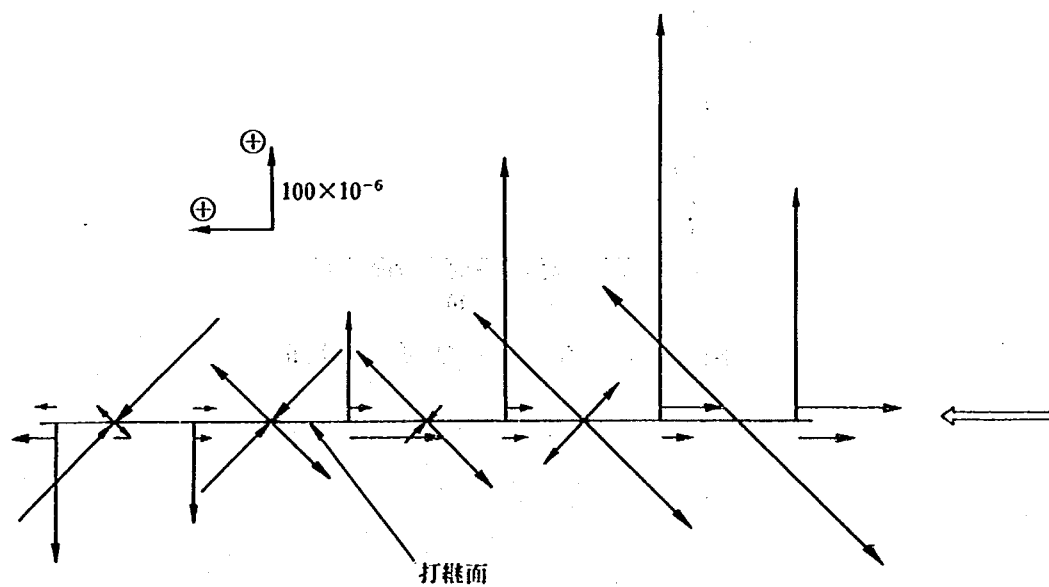


図-4.4 ひずみ分布

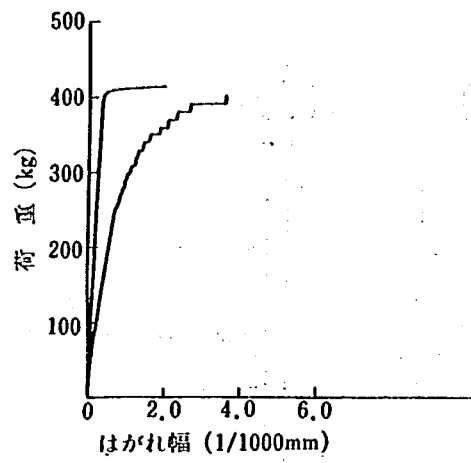


図-4.5 は が れ 幅

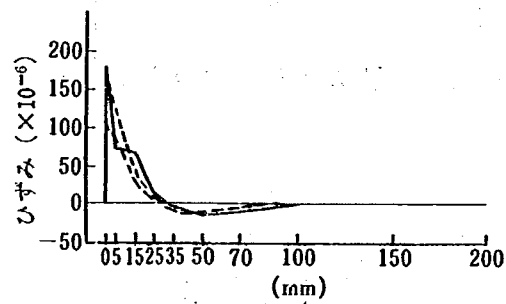


図-4.6 ひ ず み 分 布

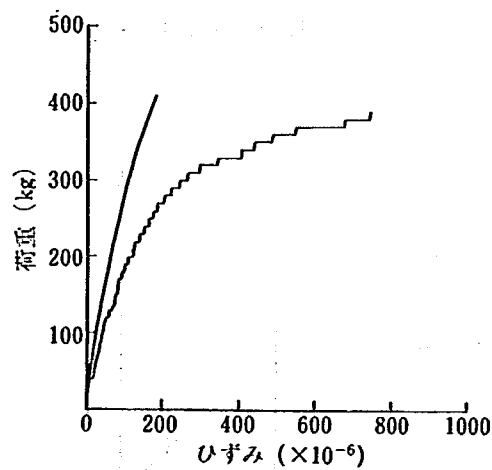


図-4.7 荷 重 ～ ひ ず み 分 布

(5) 合成ばりの曲げ載荷試験

(1) 供 試 体

供試体の種類、形状・寸法は表-5.1, 図-5.1 に示すとおりである。フェロセメント板をRCと合成したはり(A, B, D)と通常のRCはりとの曲げ、せん断性状を比較するためのものである。フェロセメント板はⅣ(図-1.1, 表-1.1)を用いた。

A, Bはとくにせん断ずれが起こりやすくするためせん断支間比を小さく、鉄筋比を大きくとった。E, Fは曲げおよびひびわれ性状を見るため曲げ破壊するようにせん断支間比を大きく、鉄筋比を小さくし、せん断力が働く部分にはスターラップを入れて補強した。Bは旧コンクリートにコンクリートでフェロセメントを接着し、補強をする場合を想定した供試体であり、旧コンクリートに埋込んでおいたボルトにフェロセメント板を固定し、旧コンクリートとフェロセメント板とが一体となるようにその間に膨張コンクリート(新コンクリート)を打設した。旧コンクリートの打継面はチッピングを施し湿潤状態に保っておいた。表面の凹凸は2~3mmであった。CはAと同じ鋼材量のRCばかりで、DはAからフェロセメント板を除いたものと同じ鋼材量のRCばかりである。FはEと同じ鋼材量のRCばかりである。A~Dは各2体、E, Fは各3体製作した。

コンクリート、モルタルの配合は表-5.2, 表-5.3, 骨材の物理的性質は表-5.4のとおりである。また、鉄筋の機械的性質は表-5.5のとおりである。

(2) 試験方法

載荷方法は図-5.2に示すように2点曲げ載荷とした。A~Dはアムスラー型200t万能試験機を使用し、単調載荷を行った。各荷重段階ごとにたわみの測定、ひびわれ状況の観察を行った。

E, Fはハイドロパルス式50t疲労試験機を使用し、単調載荷(E-1, F-1)および繰返し載荷(E-2, E-3, F-2, F-3)を行った。繰返し荷重は上限が3.6tと2.0tの2種類で、下限はいずれの場合も0.3tとした。そのときの応力度比、荷重比は表-5.6のとおりである。3.6tは鉄筋の許容応力度($\sigma_{sa}=1800\text{ kg/cm}^2$)、2.0tは引張縁の金網が鉄筋の疲労を考慮した許容応力度($\sigma_{sa}=1400\text{ kg/cm}^2$)となる荷重とした。ひずみの測定にはワイヤストレインゲージ、たわみはダイヤルゲージ(1/100mm)、打継面のずれの測定にはカンチレバー型変位計(約 $2500 \times 10^{-6}/\text{mm}$)およびダイヤルゲージ(1/1000mm)を用いた。ひびわれ幅の測定にはコンタクトゲージ(1/1000mm)を用いた(付録1)。

(3) 単調載荷試験結果

1) ひびわれ状況

単調載荷した供試体の破壊時のひびわれ状況は図-5.3および図-5.4のようであった。図-5.4の供試体E-2, E-3, F-2, F-3は繰返し載荷後、さらに静的に荷重を上昇させて破壊させた。ひびわれ間隔はRCばかりの場合には8~12cmであったが、フェロセメント合成ばかりではほぼその1/2となり、ひびわれ幅も小さくなった(図-5.5)。しかし、この試験においてもひびわれはフェロセメントの骨組鋼棒の位置と一致しており、骨組鋼

棒の影響は大きいものと考えられる。

A および B の破壊は図-5.6 に模式的に示すように、斜ひびわれ発生後の打継面に沿った付着破壊によるものであった。E の破壊はコンクリートの圧壊による曲げ破壊であり、打継面での変化は見られなかった。

2) ひびわれ荷重と破壊荷重

ひびわれ発生時および破壊時の荷重の実測値と計算値は表-5.7 に示すとおりである。ひびわれ応力度と比表面積との関係を示したのが図-5.7 であり、同図にはまた引張試験および面内曲げ試験時の結果も合せて示してある。フェロセメント単体の場合にはひびわれ荷重は補強材の比表面積に比例するといわれているが、そのことは RC 部材の引張縁にフェロセメント板を用いた場合についてもいえることをこの図は示している。

曲げ破壊荷重の計算値は鉄筋コンクリートの弾塑性計算と同じ計算方法(付録2)で求めたものである。コンクリートの応力～ひびみ関係は台形と仮定し、破壊時のひずみは0.35%とした。破壊時のフェロセメント打継面の水平せん断応力度(付録3)は約 7 kg/cm^2 であり、静的試験においては打継面の処理はほうき目仕上げとした場合でも水平せん断応力度 7 kg/cm^2 以上に耐えることができることがわかった。なお、打継面のせん断変形をカンチレバー型変位計で測定した結果は図-5.8 のとおりである。ひびわれ発生前の実測値と計算値(付録5)はほぼ一致した。しかし、ひびわれ発生後の測定値はひびわれ幅とほぼ一致してしまった。

3) 荷重～たわみ関係

曲げ破壊した E, F の荷重～たわみの測定結果を図-5.9 に示す。RC 供試体の F-1 はひびわれ発生、鉄筋の降伏の2つの変曲点をもつ単純な形のたわみ曲線であった。それに対してフェロセメントを合成した E-1 は、①ひびわれ発生、②金網の降伏、③鉄筋の降伏、④金網の破断、の4つの変曲点をもっている。荷重が大きくなると金網は強度が鉄筋よりも低く、引張縁に使用されているため早く降伏するため、変形量も RC よりも大きくなる。また、RC は鉄筋の降伏後、コンクリートが圧壊するまで強度が下がることはなかった。しかし、フェロセメント合成ばかりはフェロセメントの金網が早く破断しはじめ、ある程度変形量が大きくなると強度が下ってきた。

(4) 繰返し載荷試験結果

1) ひびわれ状況

繰返し載荷終了時のひびわれ状況は図-5.10 に、ひびわれ幅と繰返し回数との関係は図-5.11 に示すとおりである。応力レベルの小さい時のひびわれ状況を E-3 と F-3 で比較すれば、フェロセメント合成の E-3 のひびわれはよく分散し伸びも小さいためひびわれ幅も小さい。これに対して、RC の F-3 のひびわれは繰返しているうちにひびわれも伸びている。応力レベルの大きい時のひびわれ状況を E-2 と F-2 で比較すれば、RC の F-2 のひびわれは方向も割合にそろっているのに対して、フェロセメント合成の E-2 は水平方向のひびわれが入ったりしてかなり乱れている。これは50万回で金網が破断して破壊

したためである。また、E-2は載荷点より10 cm ほど支点側部分で打継面のはがれも生じていた。このときのせん断応力は 6.1 kg/cm^2 、打継面において 3.2 kg/cm^2 であった。RCのF-2においてではあるが200万回繰返し終了後のひびわれ部の鉛直ずれを測定（図-5.12）した結果、 0.015 mm のずれを生じていた。このようなずれを生ずる力が打継目のはがれを生ずる要因となっているのであろう。せん断力を生ずる合成構造においては斜引張力に対する対処を行うとともに、打継面に対してもせん断強度を大きくするための対処が必要であると考えられる。

2) たわみ～繰返し回数関係

たわみと繰返し回数との関係を図-5.13に示す。フェロセメント合成供試体はひびわれ荷重が大きいので荷重が小さいうちはたわみは小さい。200万回繰返し後においてもこの関係は変らなかった。しかし応力レベルの大きい時での繰返しではフェロセメントの金網が早く疲労し、たわみ量は大きくなった。フェロセメント板には最大の応力が生じるので疲労を受ける部材では、この点を配慮する必要がある。

表-5.1 供 試 体 諸 元

供 試 体	鉄 筋 比 P (%)	あばら筋比 P_w (%)	せん断支間比 a/d
A	1.78	—	2.9
B	1.78	—	
C	1.75	—	
D	1.23	—	
E	1.35	0.28	4.1
F	1.33	0.28	

表-5.2 コンクリートの配合

配 合	粗 骨 材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメ ント比 W/C(%)	細骨材率 s/a(%)	単 位 量 (kg/m ³)						圧縮強度 (kg/cm ²)
					水 W	セメント C	膨張材	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤	
Ⅱ	20	10	95	48	180	191	—	942	1029	2.86	265
Ⅲ	20	10	60	44	180	260	40	823	1056	0.75	428
Ⅳ	25	10	67	44	166	249	—	839	1084	2.49	245

表-5.3 モルタルの配合

配 合	フロー値	水セメント比 W/C (%)	砂セメント比 S/C	単 位 量 (kg/m ³)				圧縮強度 (kg/cm ²)
				水 W	セメント C	細 骨 材 S	混 和 剤	
1	160	36	2.0	245	675	1350	5.06	758
3	180	35	2.25	228	650	1462	6.50	764

表-5.4 骨材の物理的性質

配 合	種 別	比 重	吸 水 率 (%)	単位容積量 (kg/m ³)	粗 粒 率	備 考
Ⅱ, Ⅲ, Ⅰ	細 骨 材	2.61	0.92	—	2.99	大 井 川
Ⅱ, Ⅲ	粗 骨 材	2.64	0.48	—	—	大 井 川
3	細 骨 材	2.63	2.54	1690	2.98	利 根 川
Ⅳ	細 骨 材	2.62	2.30	1710	2.99	利 根 川
Ⅳ	粗 骨 材	2.67	1.84	1630	7.02	利 根 川 玉石碎石

表-5.5 鉄筋の機械的性質

供 試 体	種 別	降 伏 点 (kg/mm ²)	引 張 強 さ (kg/mm ²)	伸 び (%)
A, B, C, D	SD 30 - D 13	38.5	57.9	—
	SD 30 - D 16	38.4	57.9	—
E, F	SD 30 - D 13	37.5	54.5	24.5
	SD 30 - D 16	36.0	52.6	23.2

表-5.6 繰 返 し 荷 重

供 試 体	繰返し上限荷重 (t)	応 力 度 比 (%)		荷 重 比 (%)	水平せん断力 (kg/cm ²)
		金 網	鉄 筋		
E-2, F-2	3.6	70	48	45	3.2
E-3, F-3	2.0	41	30	25	1.8

表-5.7 実 測 値 と 計 算 値

供 試 体	ひ び わ れ		破 壊			せ ん 断			
	荷 重 (t)	応 力 度 (kg/cm ²)	荷 重 ① (t)	計算値 ② (t)	①/②	荷 重 ③ (t)	③/②	せん断 応 力 度 (kg/cm ²)	水平せん 断応 力 度 (kg/cm ²)
A	4.0	56	13.3	14.18	0.94	9.8	0.69	16.5	6.8
	3.9	54	—		—	10.24	0.72	17.2	7.1
B	4.1	57	12.74	14.18	0.90	11.0	0.78	18.5	7.6
	4.3	60	11.92		0.84	9.5	0.67	16.0	6.6
C	2.2	31	11.0	13.9	0.79	10.5	0.76	17.6	—
	2.4	34	10.38		0.75	9.5	0.68	16.0	—
D	2.2	34	—	9.15	—	9.2	1.01	16.2	—
	2.0	31	10.7		1.17	10.7	1.17	18.9	—
E	2.0	41	8.2	7.91	1.04	8.2	1.04	13.8	7.1
F	1.2	24	8.7	7.54	1.15	8.7	1.15	14.6	—

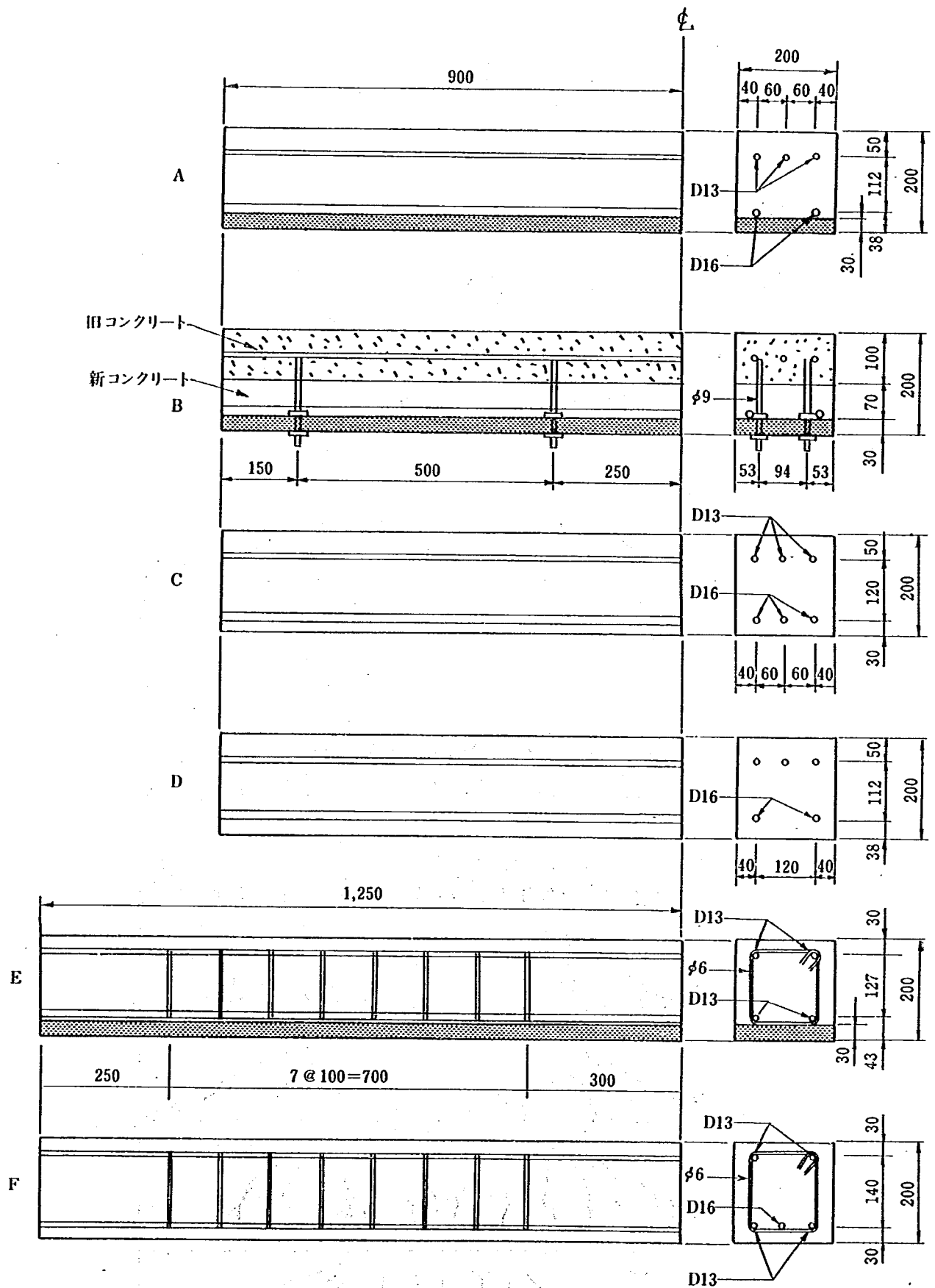


図-5.1 供試体形状

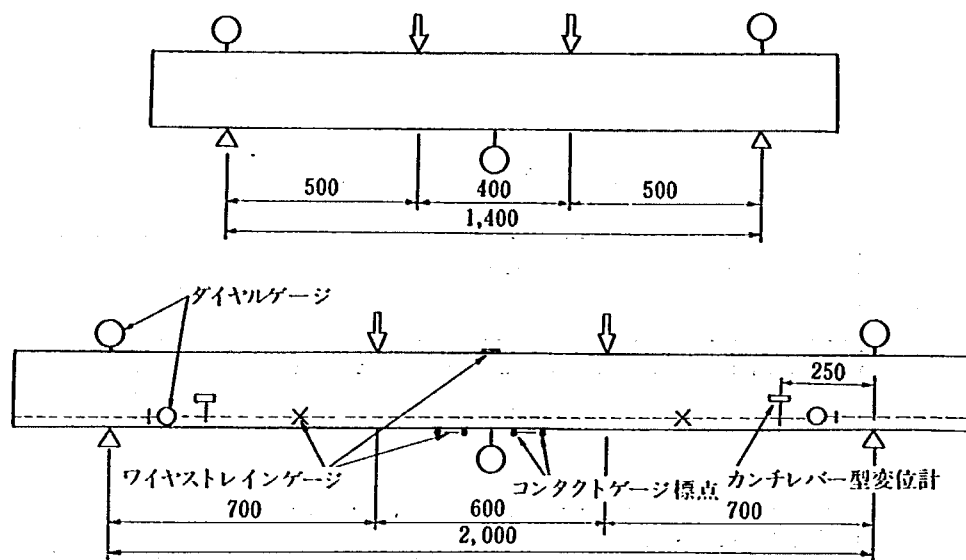


図-5.2 載荷方法

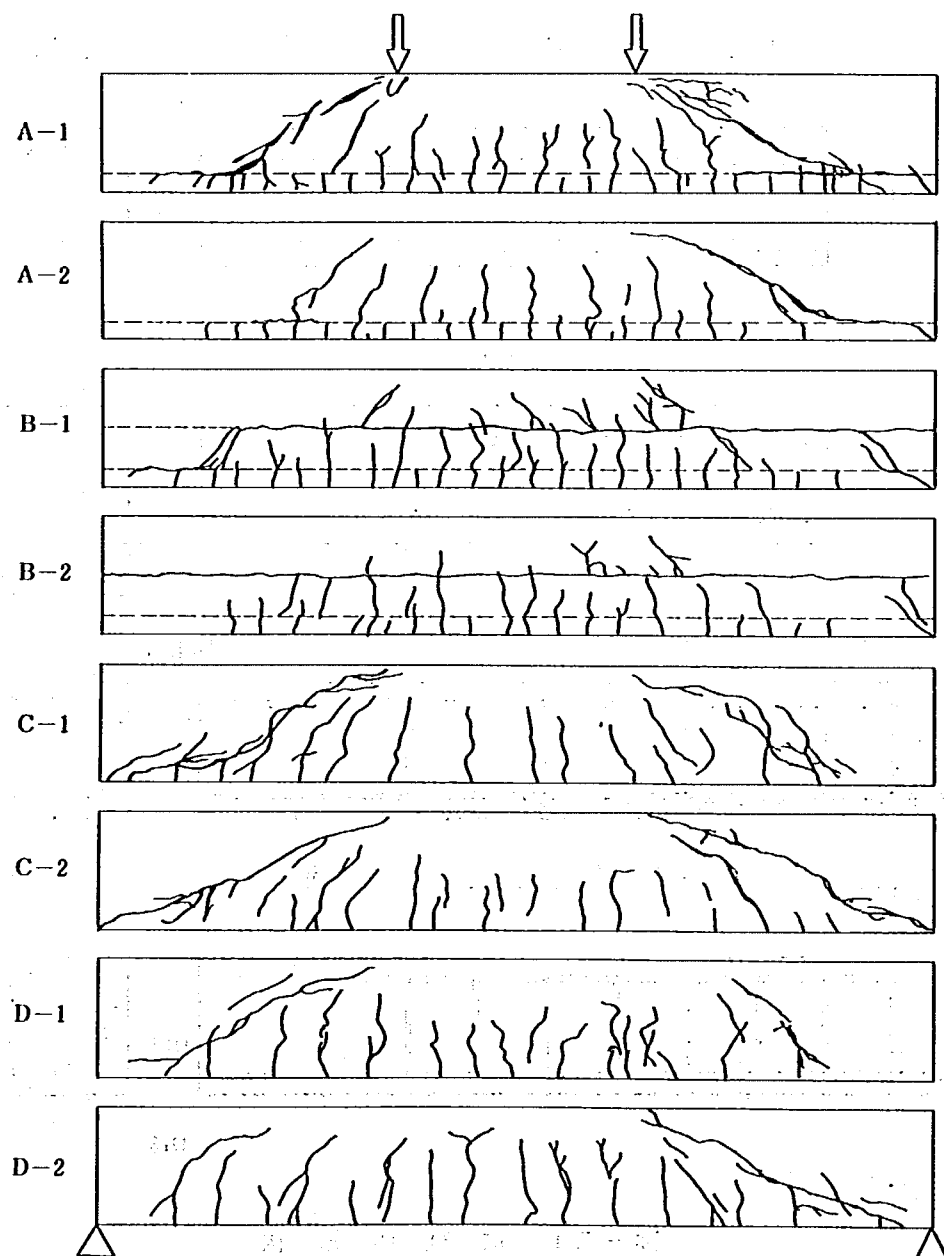


図-5.3 ひびわれ状況

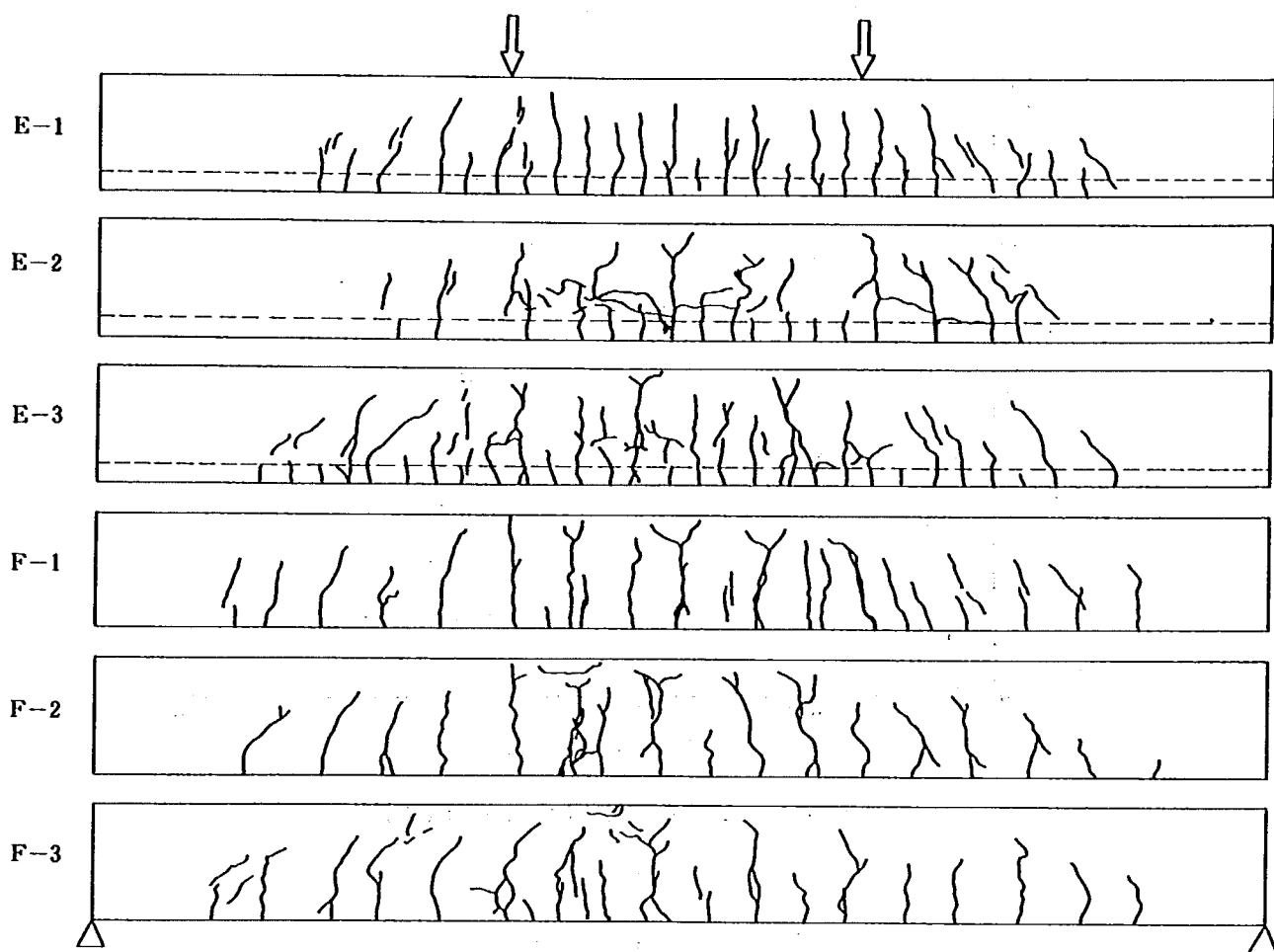


図-5.4 ひびわれ状況

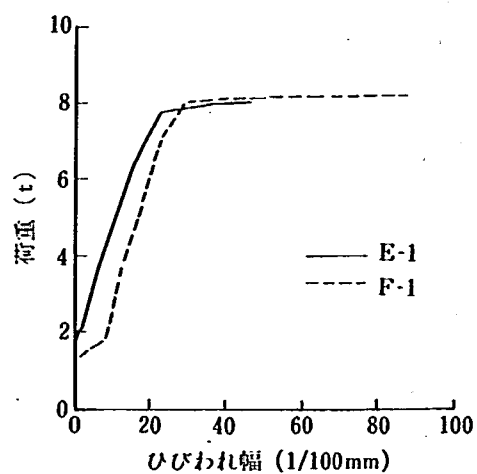


図-5.5 ひびわれ幅

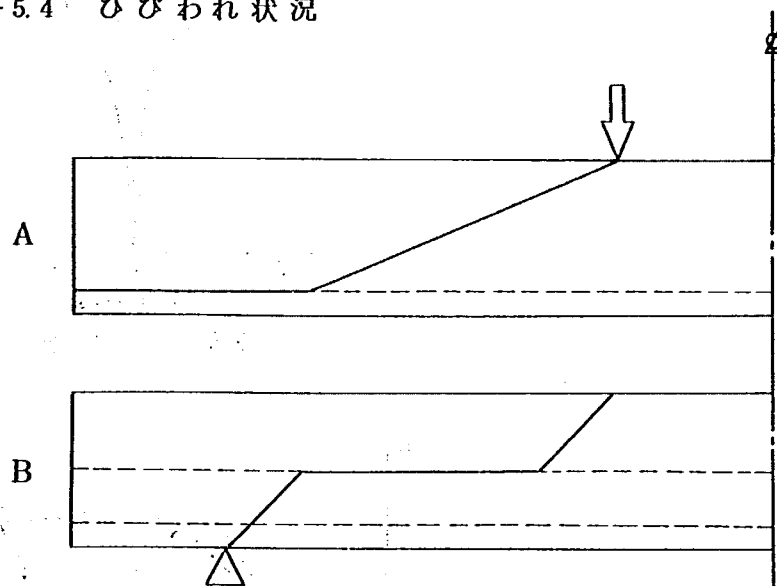


図-5.6 破壊パターン

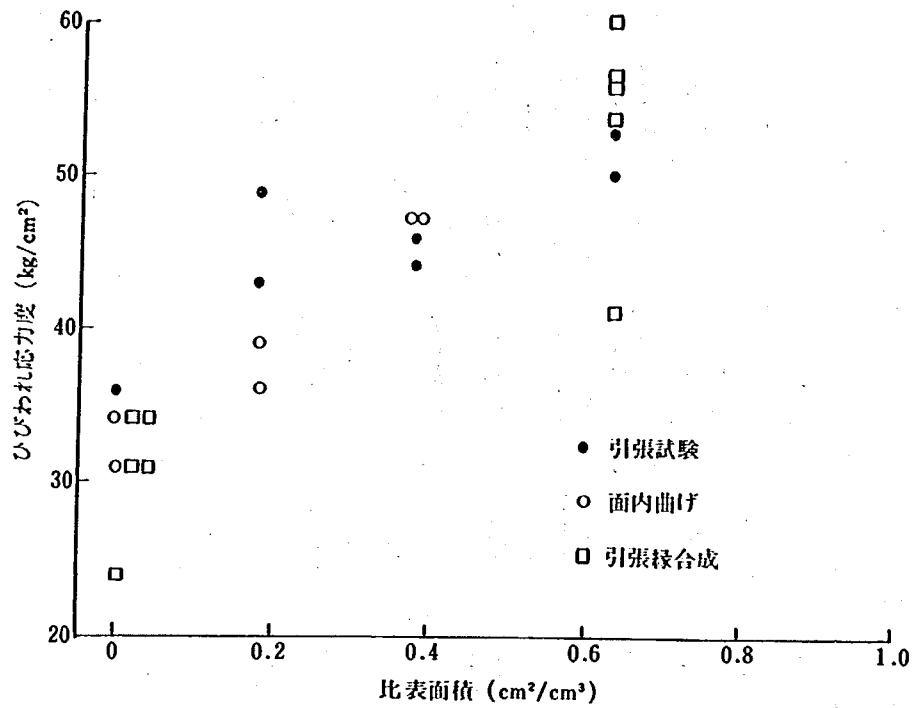


図-5.7 ひびわれ応力～比表面積関係

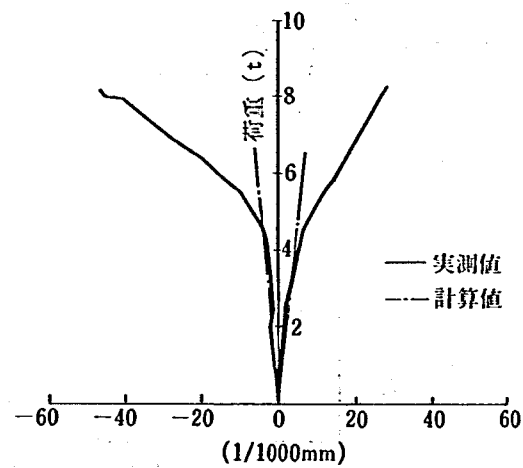


図-5.8 せん断変形

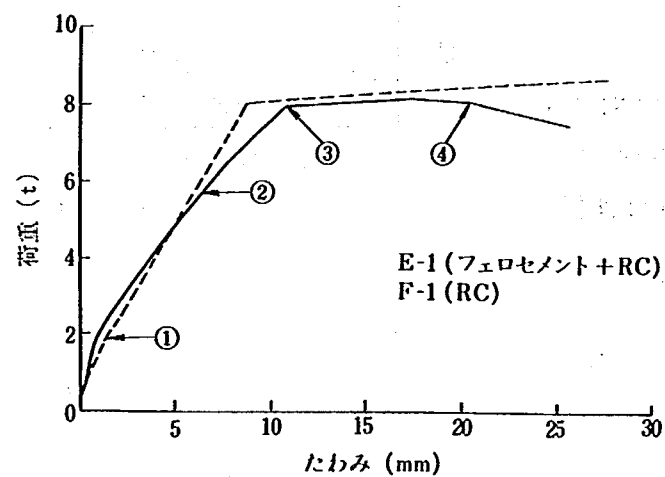


図-5.9 荷重～たわみ関係

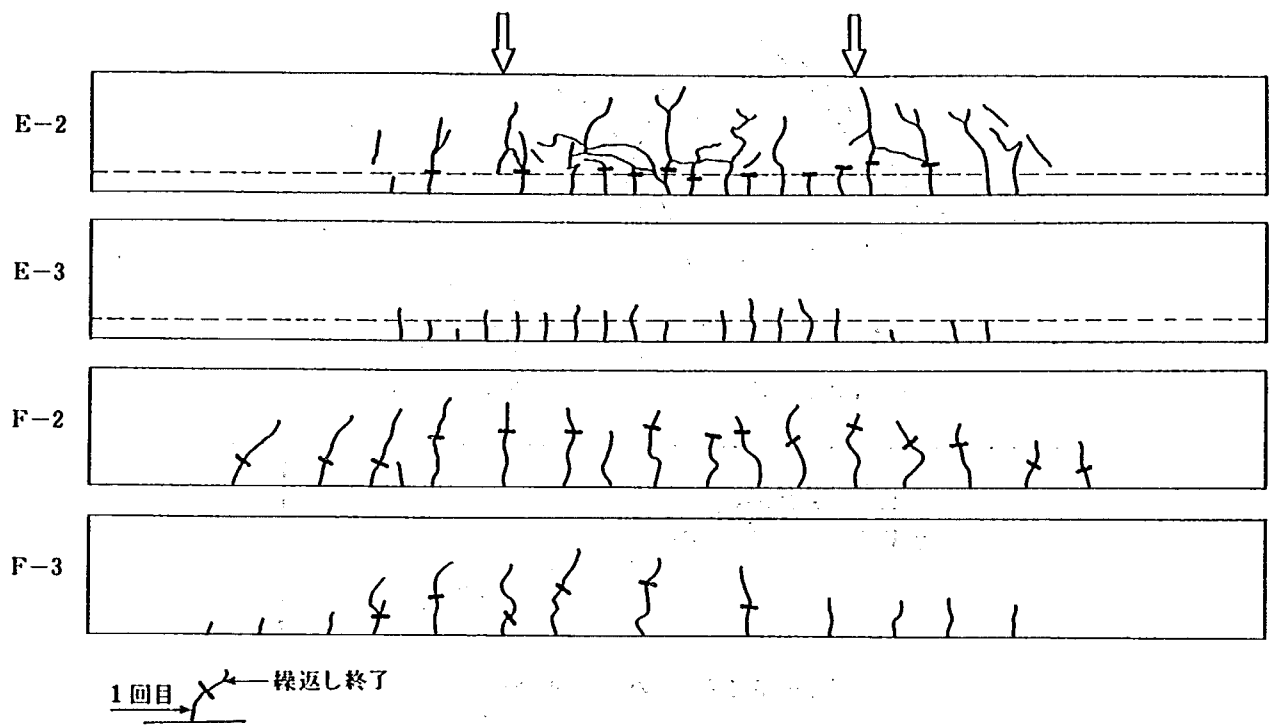


図-5.10 ひびわれ状況（繰返し終了時）

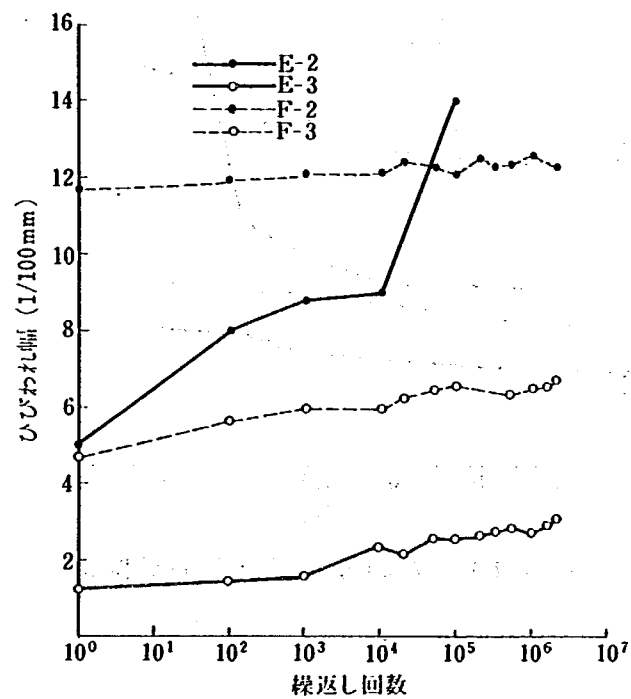


図-5.11 ひびわれ幅

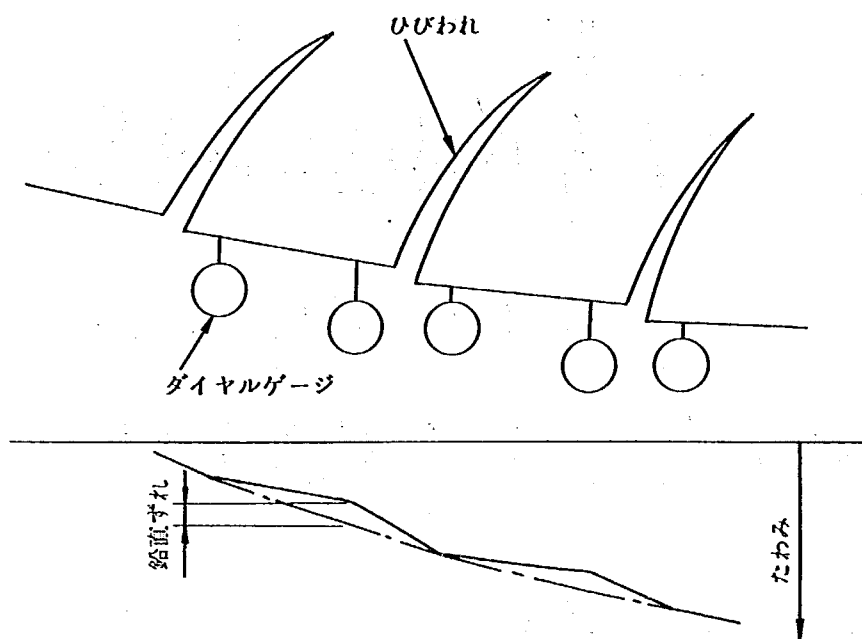


図-5.12 鉛直ずれ

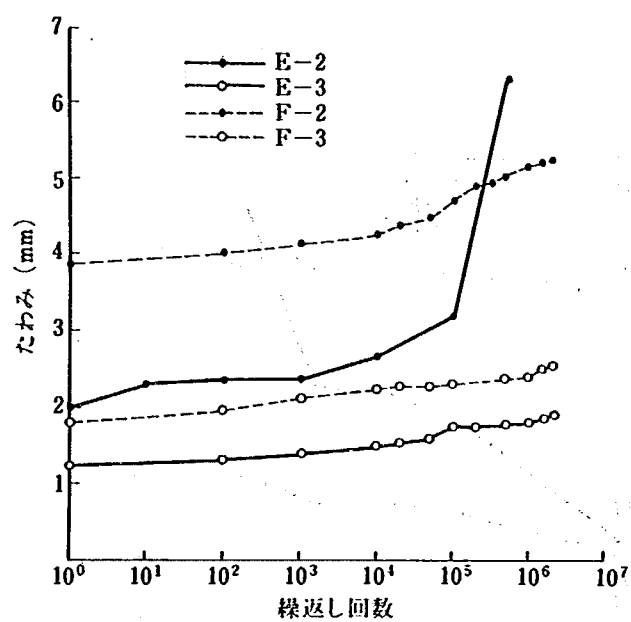


図-5.13 たわみ～繰返し回数関係

(6) 合成柱の水平力載荷試験

(1) 供 試 体

供試体の形状・寸法は図-6.1に示す。供試体Aはフェロセメント板を埋殺し型枠として用いたものであり、支保工はできるだけ簡単なものとした(図-6.2)。型枠内には乾燥収縮を補償するとともにできるだけ接着力をとるため膨張コンクリートを打設した。比較のため通常の鉄筋コンクリート柱Bも製作した。Aの補強材量(鉄筋+フェロセメントの補強材)とBの鉄筋量はほぼ同量とした。フェロセメント板はⅣを用いた。

製作に使用したコンクリートとモルタルの配合は表-6.1, 表-6.2のとおりであり、骨材の物理的性質は表-6.3のとおりである。鉄筋の機械的性質は表-6.4のとおりである。供試体A, Bそれぞれ2体製作した。

(2) 試験方法

載荷はP C鋼棒で供試体を耐力床に固定し、電気油圧サーボ式アクチュエータ(容量50 t)を用いてフーチング天端より250 cmの位置に水平方向に行った。載荷点位置における変位はインダクタンス式変位計により測定し、データレコーダに記録した(図-6.3)。

載荷パターンは1体については単調載荷とした。もう1体は図-6.4に示すように変位制御による交番繰返し載荷とした。供試体Aは塑性率 $(\delta/\delta_y)\mu=1, 2$ において繰返し回数1回, $\mu=3, 5, 10, \dots$ は繰返し回数10回とした。Bは $\mu=1, 2, 3, \dots$ でそれぞれ10回繰返しとした。

(3) 試験結果および考察

荷重～変位包絡線は図-6.5のとおりである。単調載荷したA, Bとも変位40～50mmでモルタル、コンクリートの圧壊がはじまったのちも載荷を続けたが耐力の低下はみられなかった。Aはフェロセメント板を柱下端部に定着しなかったためフェロセメント板が有効に働かず、降伏荷重はBの60%程度であった。曲げひびわれはBは3～4 tで生じたが、Aは6.3 t(降伏時)に達しても発生しなかった。鉄筋降伏後、鉄筋のすべりなどによるひびわれが柱下端部より鉄筋に沿ってはいった(写真-6.1(a), 図-6.8)。かぶりのコンクリート(フェロセメント板)の剛性が高いため大きな引張力を受ける鉄筋位置に生じたものであり、ひびわれが発生しなければ剛性が高いためじん性の向上にはつながらない。

交番繰返し載荷を行った荷重～変位履歴曲線は図-6.6, 図-6.7のとおりである。1回目と10回目を描いたものである。また、破壊状況は図-6.8, 写真-6.1(b), 写真-6.2(b)のようであった。Aは単調載荷と同じようなひびわれを両側に生じた。Bはせん断破壊であった。

柱に用いる埋殺し型枠にフェロセメント板を用いて曲げ強度の増加を期待する場合には、曲げモーメントが最大となる柱下端での定着のことも考えないとその強度的な効果は望めない。また、側面の継手についても考える必要がある。

表-6.1 コンクリートの配合

配 合	粗 骨 材 最大寸法 (mm)	スランパ (cm)	水セメ ント比 W/C(%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)						圧縮強度 (kg/cm ²)
					W	C	膨張材	S	G	混和剤	
IV	25	10	67	44	166	249	—	839	1084	2.49	305
V(膨張)	25	10	70	44	182	221	39	816	1054	2.60	292

表-6.2 モルタルの配合

配 合	フ ロー 値	水セメント比 W/C (%)	砂セメント比 S/C	単 位 量 (kg/m ³)				圧縮強度 (kg/cm ²)
				W	C	S	混 和 剤	
3	170	35	2.25	228	650	1462	6.50	886

表-6.3 骨材の物理的性質

配 合	種 別	比 重	吸 水 率 (%)	単位容積量 (kg/m ³)	粗 粒 率	備 考
3, IV, V	細 骨 材	2.63	2.54	1690	2.98	利 根 川
IV, V	粗 骨 材	2.67	1.68	1640	7.00	利 根 川 玉石碎石

表-6.4 鉄筋の機械的性質

種 別	降 伏 点 (kg/mm ²)	引 張 強 さ (kg/mm ²)	伸 び (%)
SR24-φ9	36	49	31
SD30-D16	38.9	58.6	21.7
SD30-D19	36.0	52.6	23.2

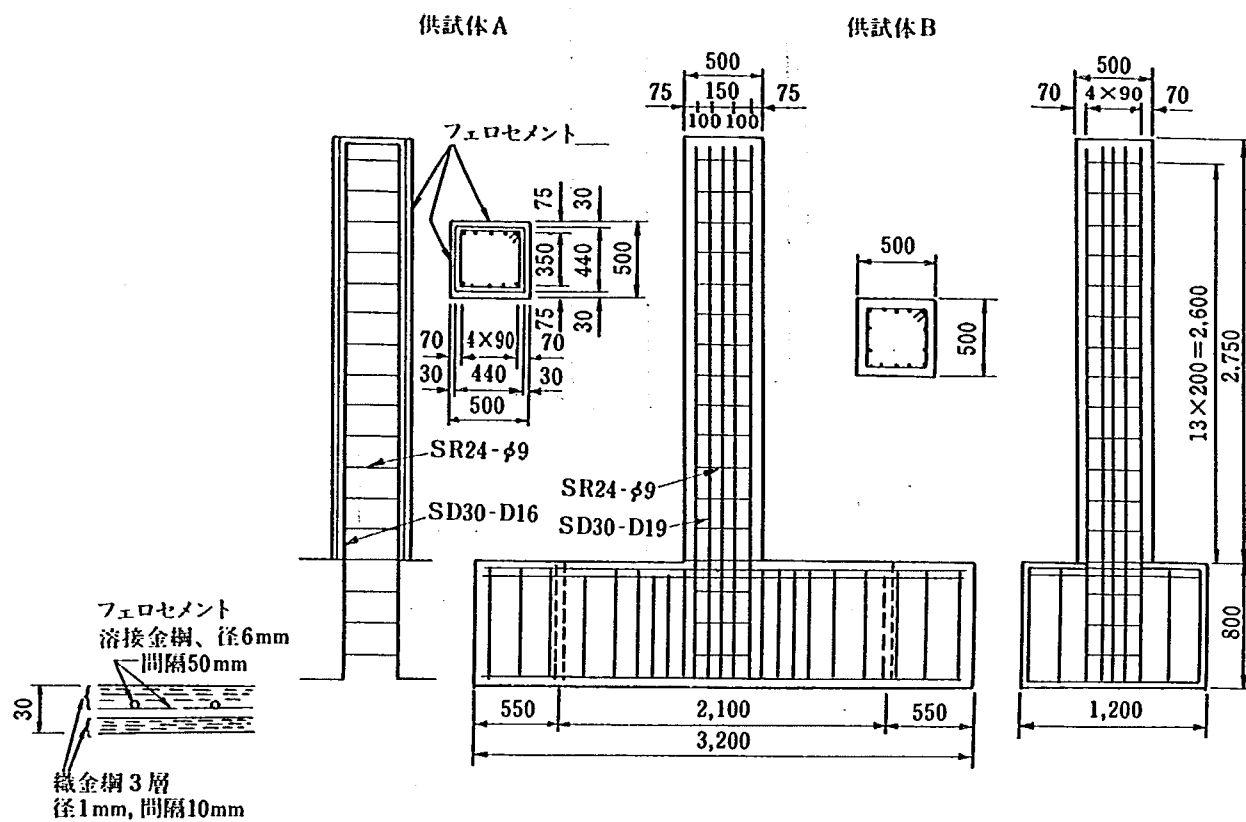


図 - 6.1 供 試 体

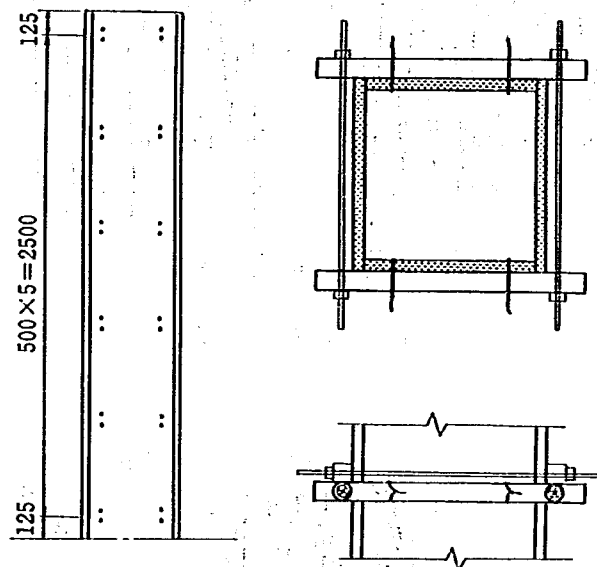


図 - 6.2 埋 殺 し 型 枠

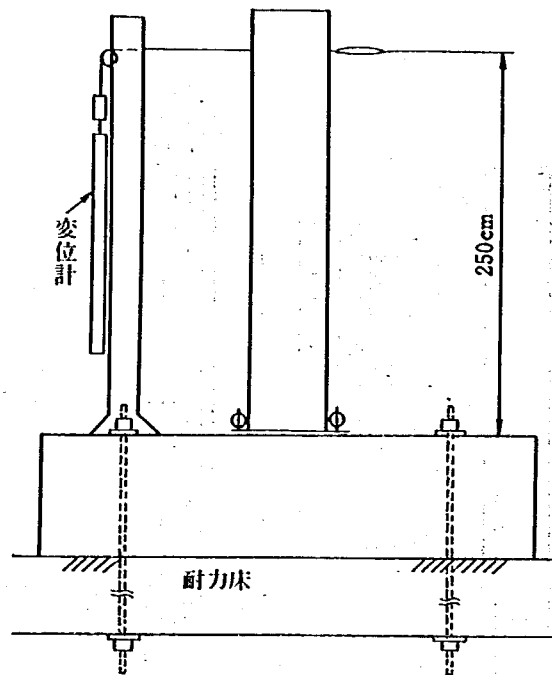


図-6.3 載荷方法

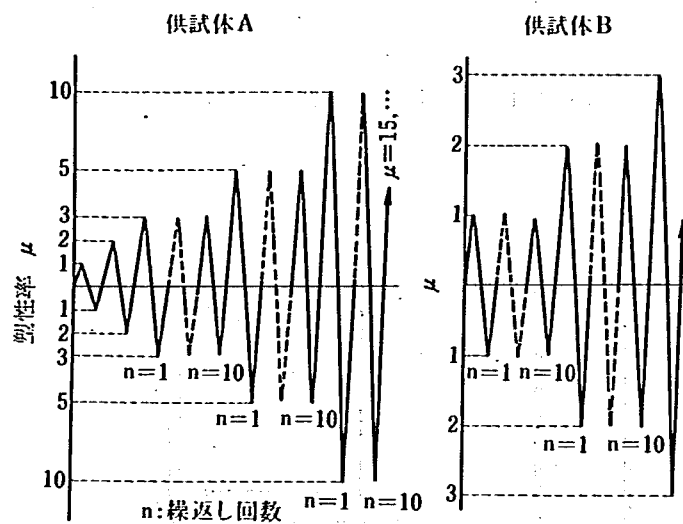


図-6.4 載荷パターン

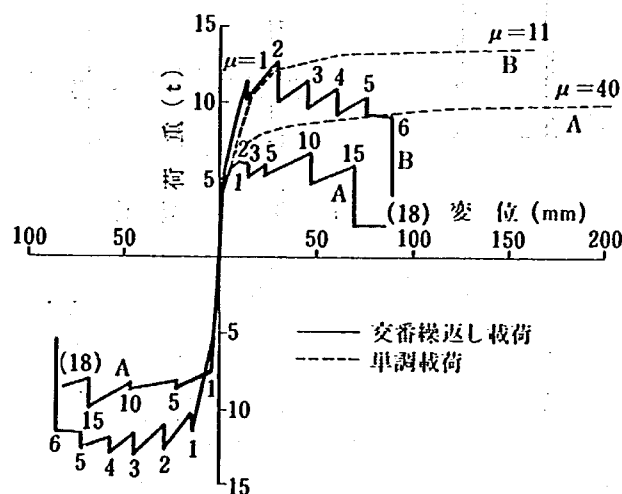


図-6.5 荷重～変位包絡線

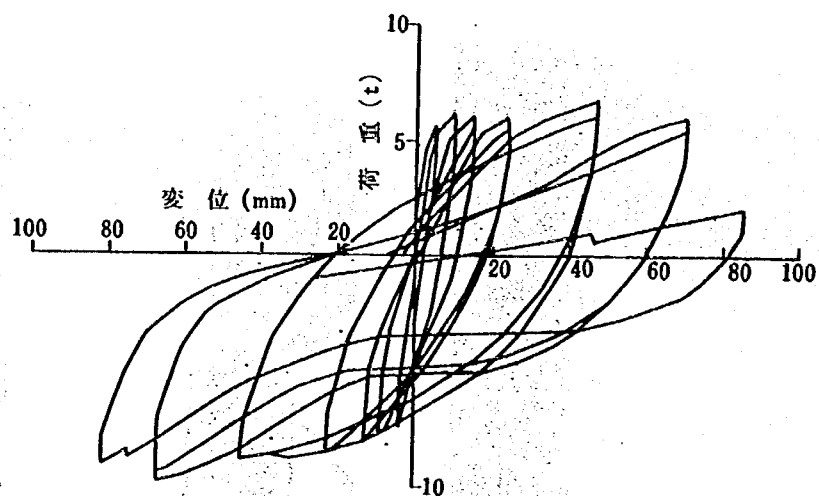


図-6.6 荷重～変位履歴曲線(A)

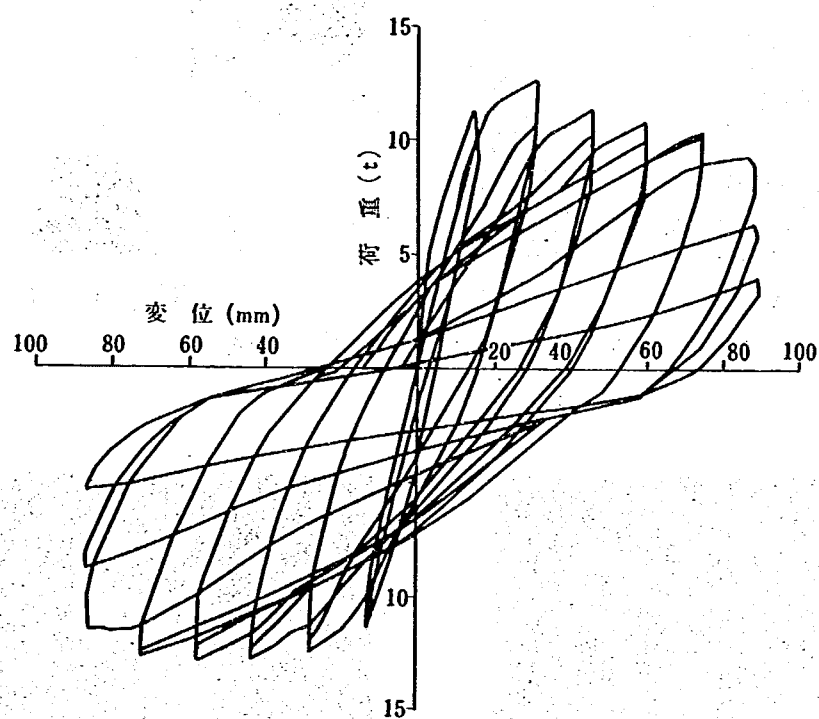


図-6.7 荷重～変位履歴曲線(B)

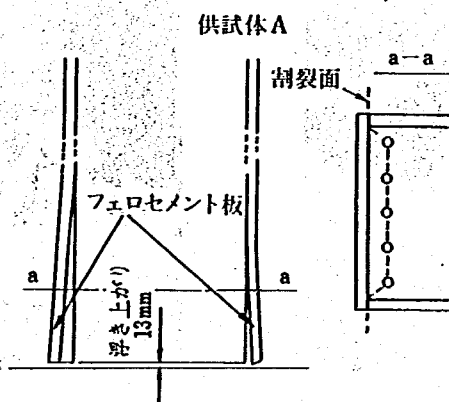
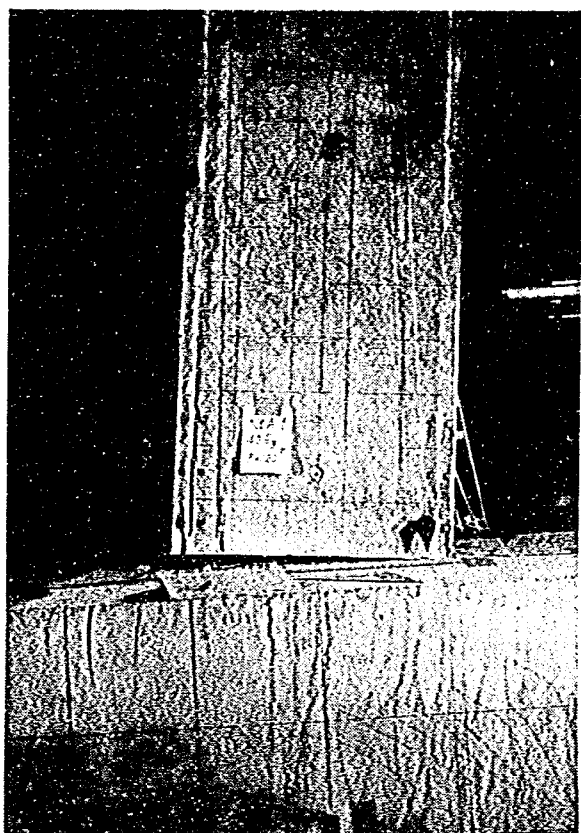


図-6.8 破壊状況(A)

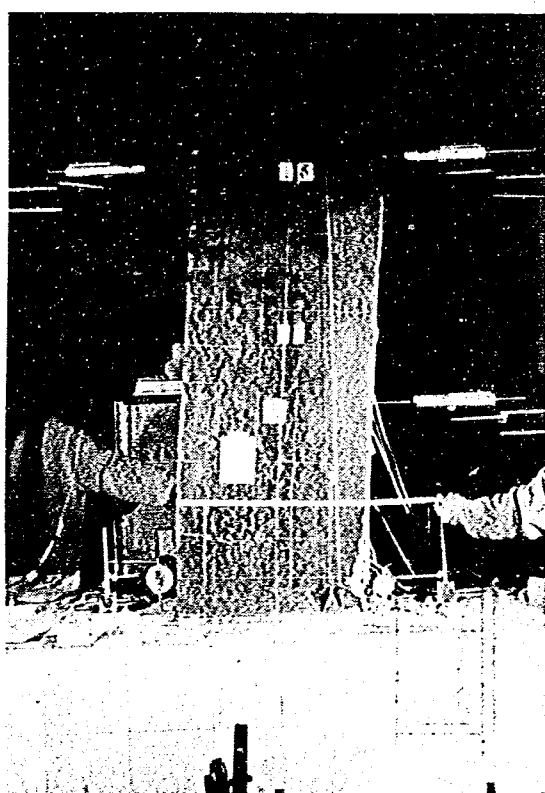


(a) A - 1.

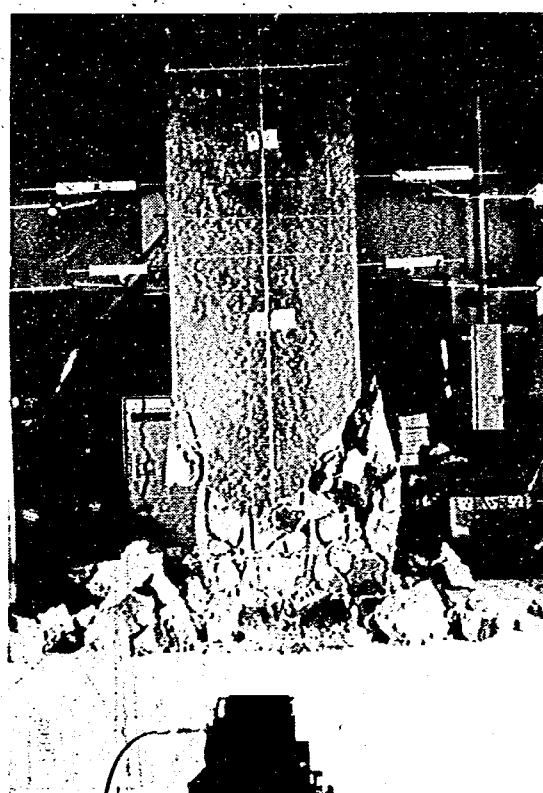


(b) A - 2.

写真-6.1 破壊状況 (A)



(a) B - 1.



(b) B - 2.

写真-6.2 破壊状況 (B)

(7) 合成版の載荷試験

(1) 供 試 体

供試体は図-7.1, 図-7.2, 図-7.3に示すとおりである。Aは通常の鉄筋コンクリート版, B, C はフェロセメントの上にコンクリートを打設し, 合成したものである。フェロセメントはⅣ(図-1.1, 表-1.1)を用いた。

Bは 2.2×2.7 mの1枚のフェロセメント板である。金網, 骨組鋼棒はこのような幅の広い製作能力がないため, フェロセメント船の規準(ノルウェー)に従い重ね合せ継手とした。Cは 0.9×2.2 mのもの3枚を突合せただけのものである。供試体製作に使用したコンクリート, モルタルの配合は表-7.1, 表-7.2, 骨材の物理的性質は表-7.3のとおりである。鉄筋の機械的性質は表-7.4のとおりである。

(2) 試 験 方 法

載荷は図-7.4のように相対する2辺は単純支持, 他辺自由, 中央1点載荷とした。試験機は電気油圧サーボ式アクチュエータ(容量150 t)を使用し, 単調載荷とした。

載荷面積は 20×50 cmのH形鋼を用い不陸調整のための硬質ゴムを用いた。支点にはジェットセメントペーストを充填し, 隅角部の浮上りは自由とした。

試験時の測定は, 各点のたわみ(図-7.5)はひずみゲージ式変位計(約 100×10^{-6} /mm), 鉄筋, フェロセメント, コンクリートのひずみはワイヤストレインゲージ, ひびわれ幅はコンタクトゲージ(1/1000 mm)を用いた。

(3) 試 験 結 果

1) 破壊状況

破壊状況は写真-7.1, 写真-7.2, 写真-7.3のとおりである。いずれも押抜きせん断で破壊した。

A, Bのひびわれは中央部では格子状になり, 周辺部では放射状となった。しかしCはスパンに直角な方向のひびわれが卓越しているようであり, スラブというよりむしろはりに近いひびわれであった。

ひびわれ間隔, ひびわれ幅(50 tのとき, Aの鉄筋の降伏時)は, Aは10 cmおよび0.25 mm, Bは3 cmおよび0.07 mm, Cは5 cmおよび0.03 mmであり, フェロセメント合成版ははりの場合よりひびわれ分散性が向上し, ひびわれ幅も小さくなっている。スラブの場合, 曲げモーメントのほかねじりモーメントなども働くため, 2方向強化されたフェロセメントの特性をよりはっきりと表わしたものと考えられる。

2) ひびわれ荷重および破壊荷重

ひびわれ発生荷重および破壊荷重の実測値と計算値は表-7.5のとおりである。ひびわれ荷重は多少供試体により剛性のちがいはあるもののAのひびわれ荷重に対してBは2.3倍, Cは2.4倍であり, はりの場合の60~70%に比較しさらに2倍のひびわれ強度を有しており, ここにもフェロセメントをスラブに適用した場合の有利性を示している。

押抜きせん断破壊の計算には角田式(付録6)を用いた。計算値は実測値に近い値を示し

ている。

3) 荷重～たわみ関係

中央の荷重～たわみ関係を図-7.6に示した。合成版はひびわれが発生しても剛性が高い。この点についてもはりの載荷試験結果とは異った傾向を示している。破壊時のたわみは小さくなっているが、この破壊はぜい性的でありたわみではなく荷重の大きさに関係するものである。

4) 荷重～ひずみ関係

中央部の鉄筋の荷重～ひずみ関係を示したものが図-7.7である。Bは50t付近でフェロセメントのひずみの伸びがほとんどなく、はがれを生じたものと考えられる。

表-7.1 コンクリートの配合

配 合	粗 骨 材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)					圧縮強度 (kg/cm ²)
					W	C	S	G	混和剤	
vi	20	10	61	44	153	250	841	1083	125(cc)	303

表-7.2 モルタルの配合

配 合	フ ロー 値	水セメント比 W/C (%)	砂セメント比 S/C	単 位 量 (kg/m ³)				圧縮強度 (kg/cm ²)
				W	C	S	混 和 剤	
2	170	29	1.67	230	795	1324	7.85	863

表-7.3 骨材の物理的性質

配 合	種 別	比 重	吸 水 率 (%)	単位容積量 重 (kg/m ³)	粗 粒 率	備 考
vi	細 骨 材	2.65	2.08	1700	2.87	利 根 川
	粗 骨 材	2.67	1.8	1610	6.69	利 根 川 玉石砕石
2	細 骨 材	2.62	2.30	1710	2.99	利 根 川

表-7.4 鉄筋の機械的性質

種 別	降 伏 点 (kg/mm ²)	引張強さ (kg/mm ²)	伸 び (%)
SD 30-D 13	38	55	24
SD 30-D 16	37.6	56.3	27.9

表-7.5 実測値と計算値

供 試 体	ひびわれ荷重 (t)	Aとの荷重比	破 壊 荷 重 ① (t)	計 算 値 ② (t)	①/②
A	8	1	75.0	73.0	1.03
B	18	2.25	86.8	81.3	1.07
C	19	2.4	71.1	—	—

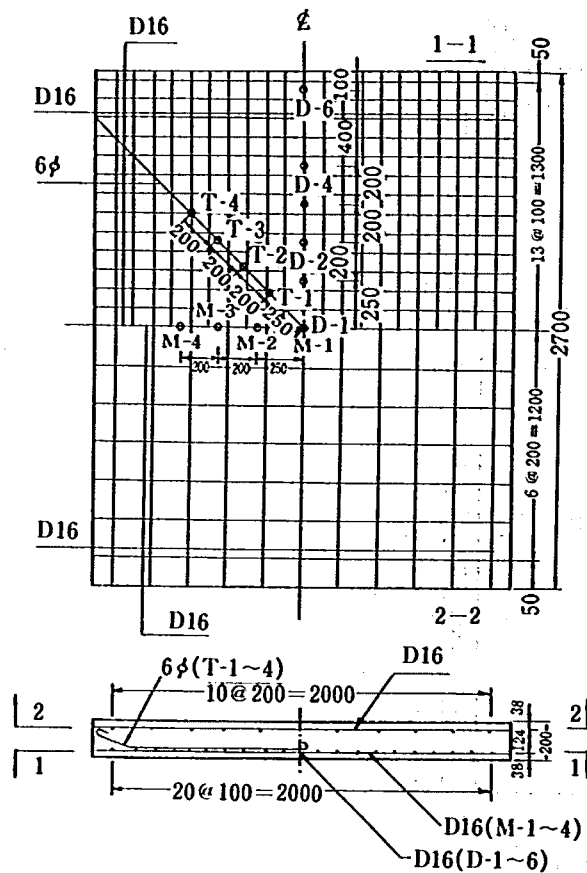


図-7.1 供試体 (A)

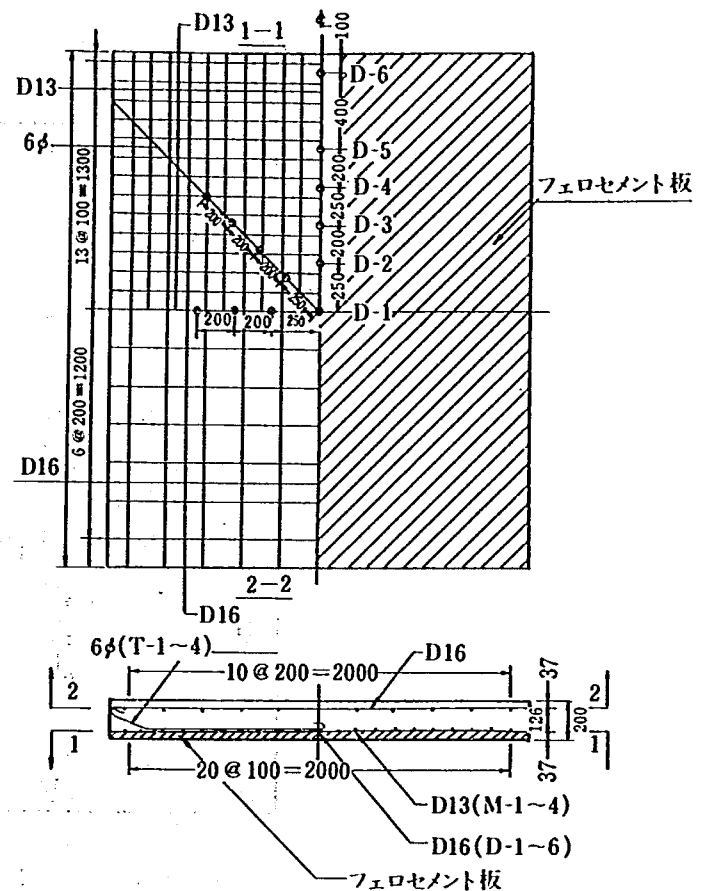


図-7.2 供試体 (B)

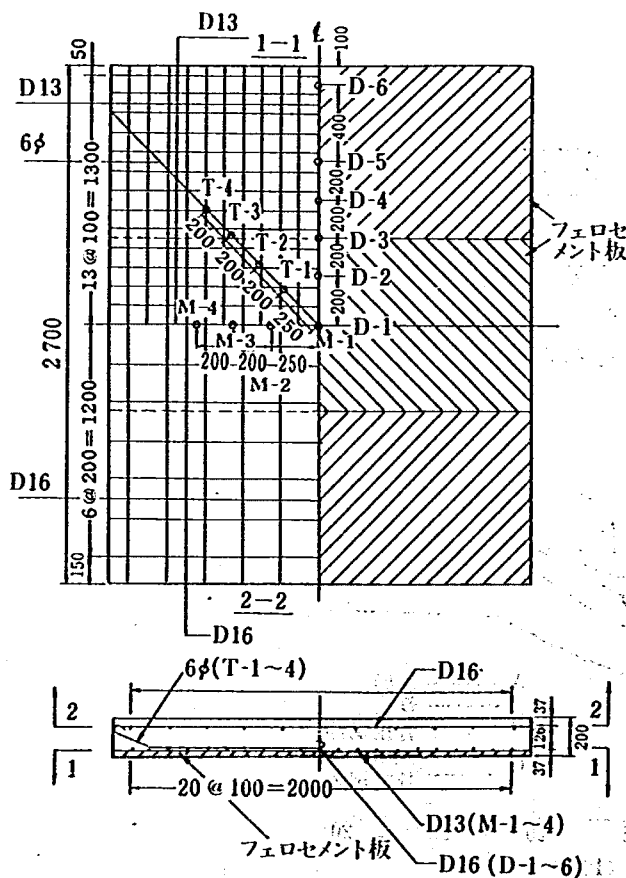


図-7.3 供試体 (C)

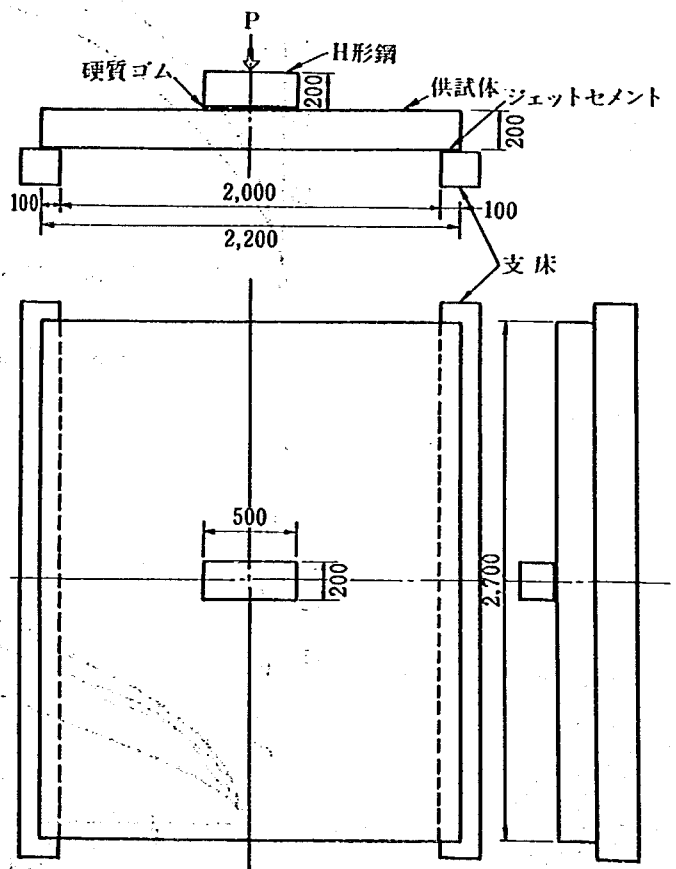


図-7.4 載荷状況

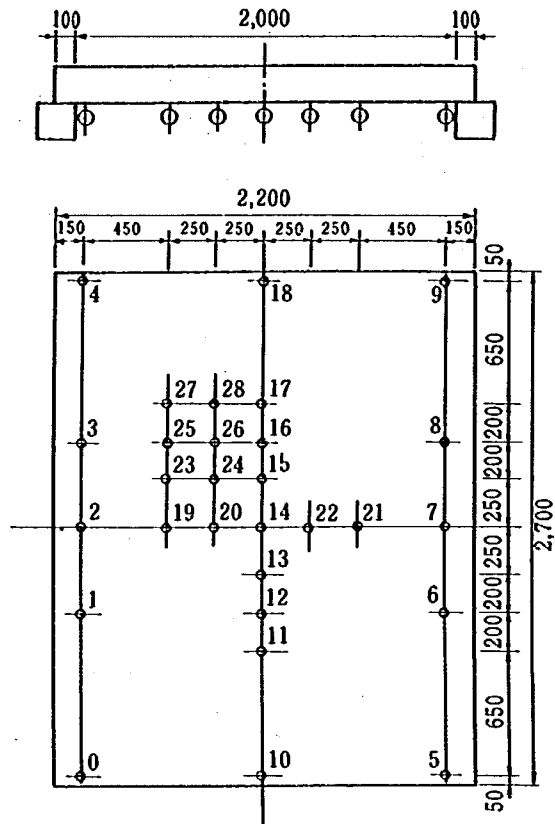


図-7.5 たわみ測定

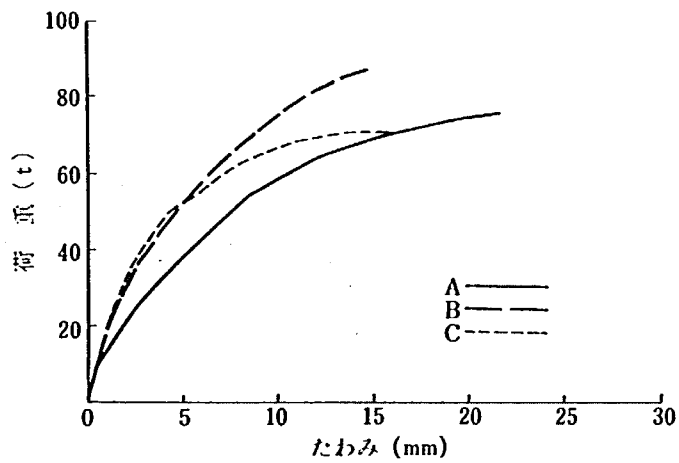


図-7.6 荷重～たわみ関係

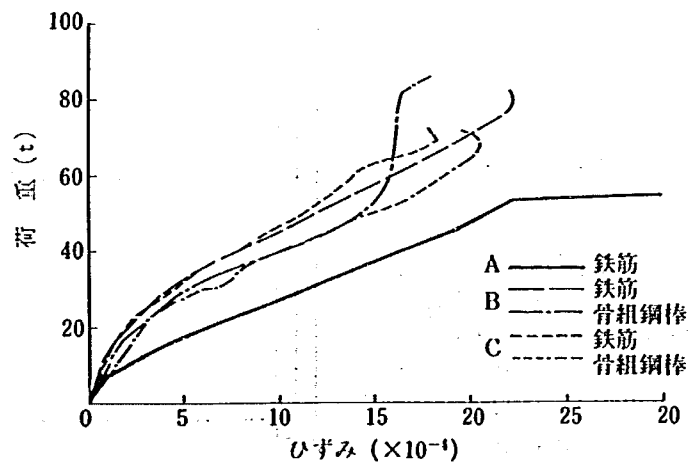


図-7.7 荷重～ひずみ関係 (スパン方向)

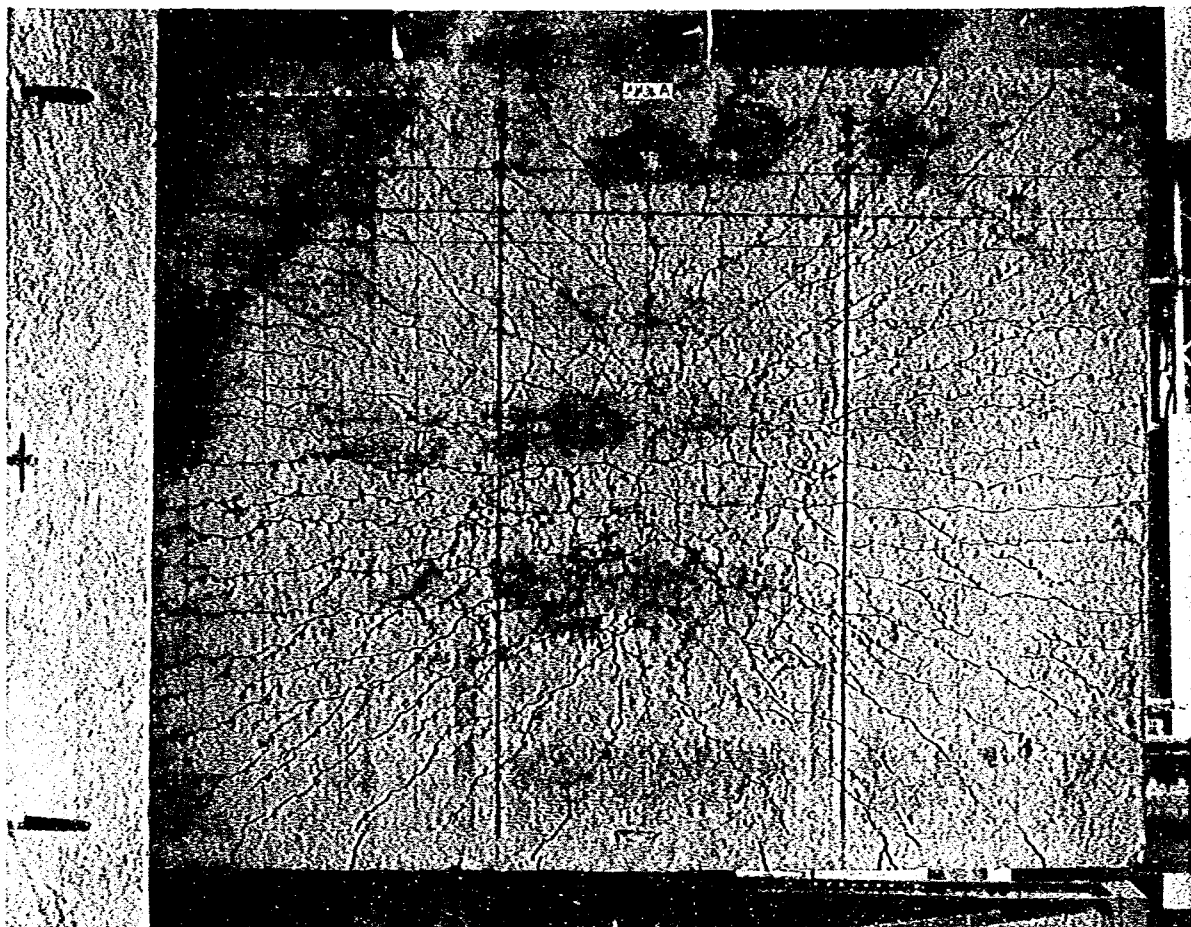


写真-7.1 ひびわれ状況(A)

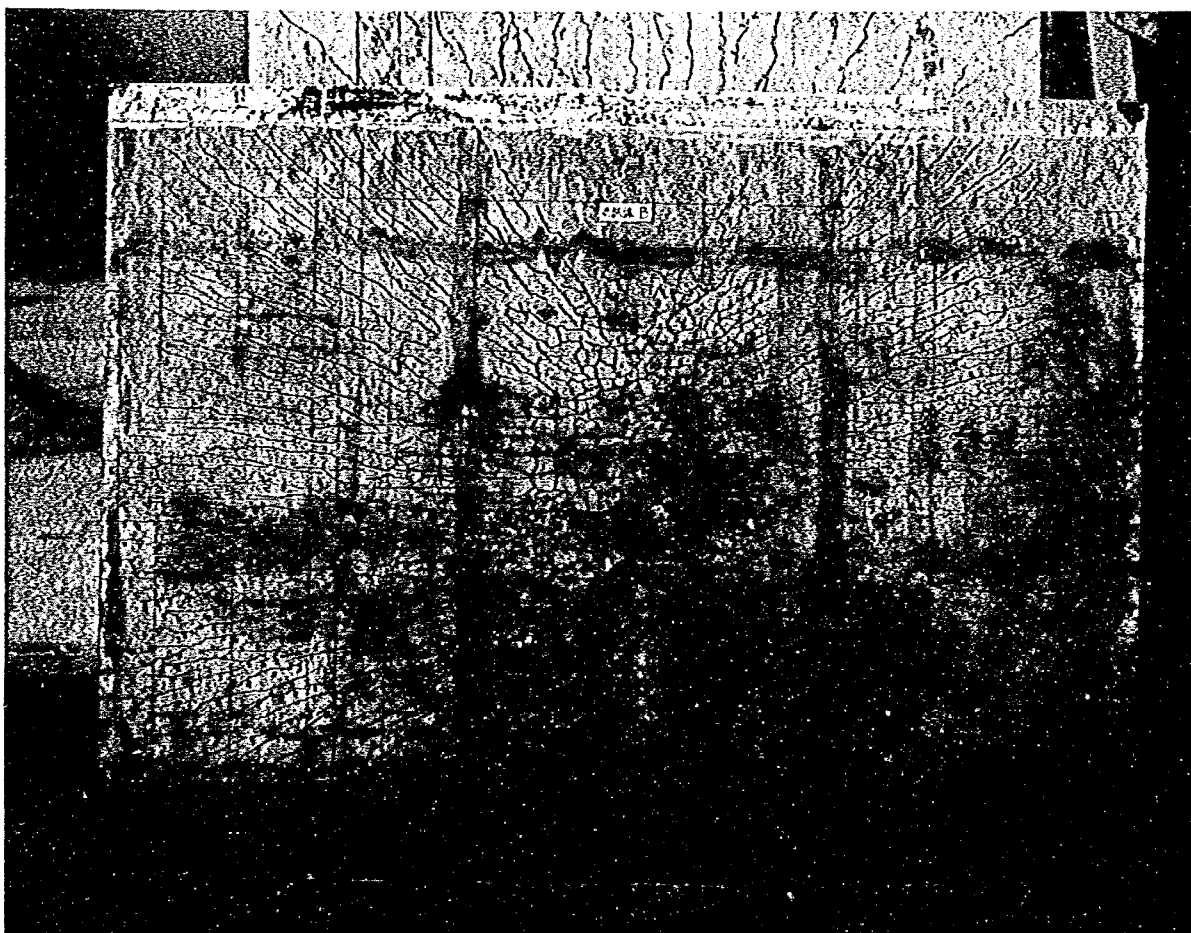


写真-7.2 ひびわれ状況(B)

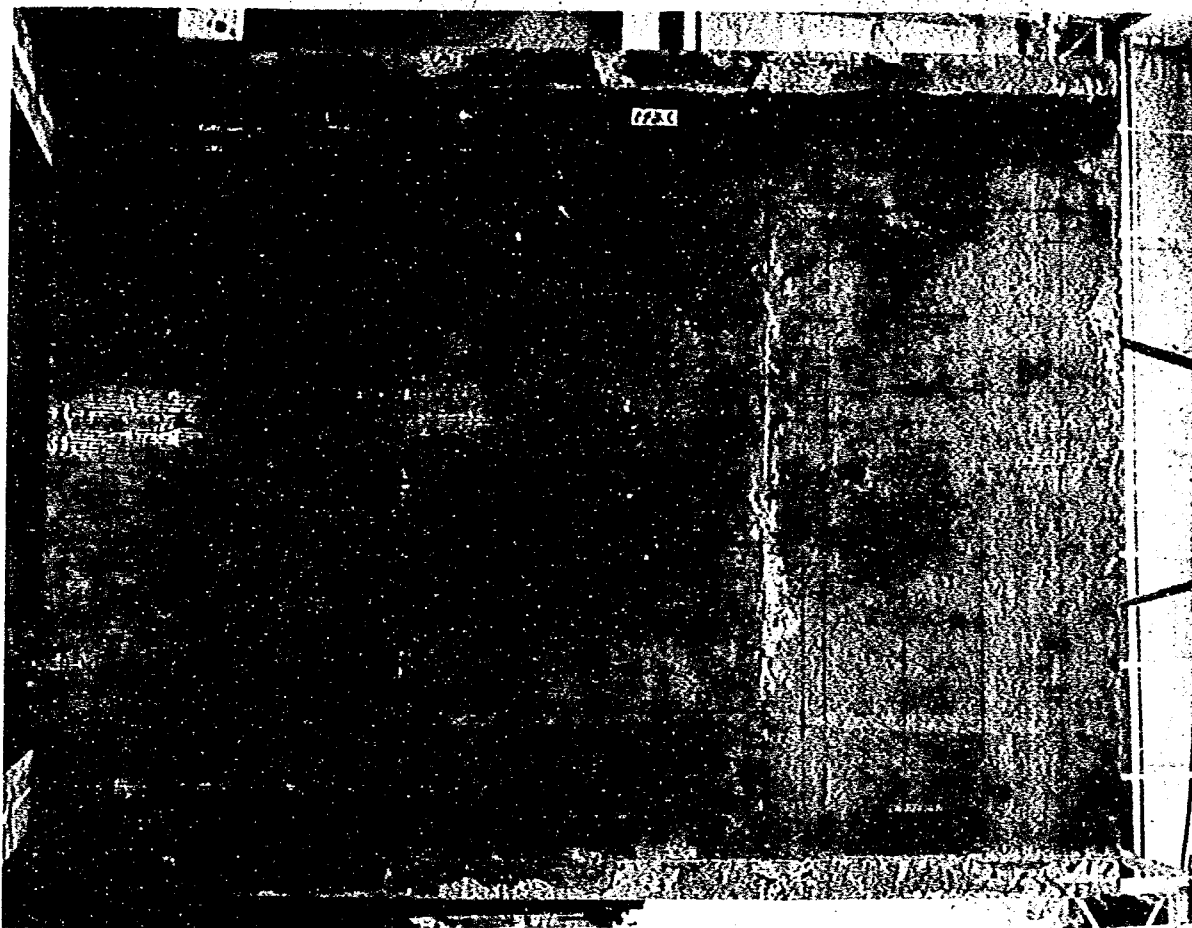


写真-7.3 ひびわれ状況 (C)

〔8〕 耐久性試験

(1) 凍結融解試験

1) 供 試 体

フェロセメント板の凍結融解試験供試体は $3 \times 10 \times 40$ cm (フェロセメントⅣ) を用い、これを3本作製した。モルタルは配合2 (表-8.1) を用いた。モルタルの供試体は $10 \times 10 \times 40$ cm の角柱を用い、配合2, 5, 6 の3種類とした。混和剤は空気を連行しない高性能減水剤 (マイティー150) を使用し、フロー値を 170 ± 10 におさえた。使用したセメントは普通ポルトランドセメント、骨材の物理的性質は表-8.2 のとおりである。

養生は標準養生を行ったのち、約10週気中養生 (温度 20°C , 相対湿度 50%) を行った。試験前約3週から吸水させ、凍結融解試験を行った。

2) 試 験 方 法

試験はASTMの標準試験方法「水中における急速凍結融解試験方法」に準じて行った。繰返し速度は約7サイクル/日 (3.5時間/サイクル) であった。

供試体はゴム容器に収納し、供試体の周囲が約3 mm 厚さで水または氷で囲まれるようにした。

3) 測 定 方 法

所定の凍結融解繰返し回数ごとの動弾性係数および重量を測定するとともに外観を観察、写真記録した。

i) 動弾性係数比

動弾性係数比とは、凍結融解作用開始時の動弾性係数 E_0 と各測定時における動弾性係数 E_n との比 $E_n/E_0 \times 100$ である。動弾性係数の測定はJIS A 1127 に規定するたわみ振動による方法により求めた。

ii) 重量減少率

重量減少率とは、凍結融解作用開始時の供試体重量 W_0 と各測定時における供試体重量 W_n との比、すなわち $(W_0 - W_n)/W_0 \times 100$ である。

iii) 耐久性指数 (DF)

耐久性指数 (DF) は次式で計算される。

$$DF = \frac{PN}{M}$$

ここに、DF : 供試体の耐久性指数

P : N サイクルにおける動弾性係数比 (%)

N : P が達した所定の試験を中断すべき最小サイクル数、または暴露を終止すべき所定サイクル数、この両者のうち小なるもの

M : 暴露を終止すべき所定のサイクル数

4) 試験結果

凍結融解繰返し回数と動弾性係数比および重量減少率との関係は図-8.1、図-8.2のと

おりである。

(2) 暴露試験

暴露試験用の供試体は $3 \times 20 \times 80$ cm (フェロセメントⅣ) を用い、これを4本作製した。モルタルは配合3 (表-8.3) を用いた。使用した骨材の物理的性質は表-8.4 のとおりであり、セメントは普通ポルトランドセメントを用いた。養生は1週間湿潤養生を行ったのち、約1年気中養生し、東京湾上に暴露した。供試体4本のうち2本はひびわれを入れた (ひびわれ幅約 0.1 mm, 図-8.3)。

現在、暴露継続中である。

表-8.1 モルタルの配合

配 合	フロー値	水セメント比 W/C (%)	砂セメント比 S/C	単 位 量 (kg/m ³)			
				水 W	セメント C	細骨材 S	混 和 剤
2	170	29	1.67	230	795	1324	7.85
5	170	25	1.25	235	948	1184	14.2
6	170	39	2.49	230	597	1489	5.17

表-8.2 骨材の物理的性質

配 合	種 別	比 重	吸 水 率 (%)	単位容積重量 (kg/m ³)	粗 粒 率	備 考
2, 5, 6	細 骨 材	2.62	2.30	1710	2.99	利 根 川

表-8.3 モルタルの配合

配 合	フロー値	水セメント比 W/C (%)	砂セメント比 S/C	単 位 量 (kg/m ³)			
				水 W	セメント C	細骨材 S	混 和 剤
3	170	35	2.25	228	650	1462	6.50

表-8.4 骨材の物理的性質

配 合	種 別	比 重	吸 水 率 (%)	単位容積重量 (kg/m ³)	粗 粒 率	備 考
3	細 骨 材	2.63	2.54	1690	2.98	利 根 川

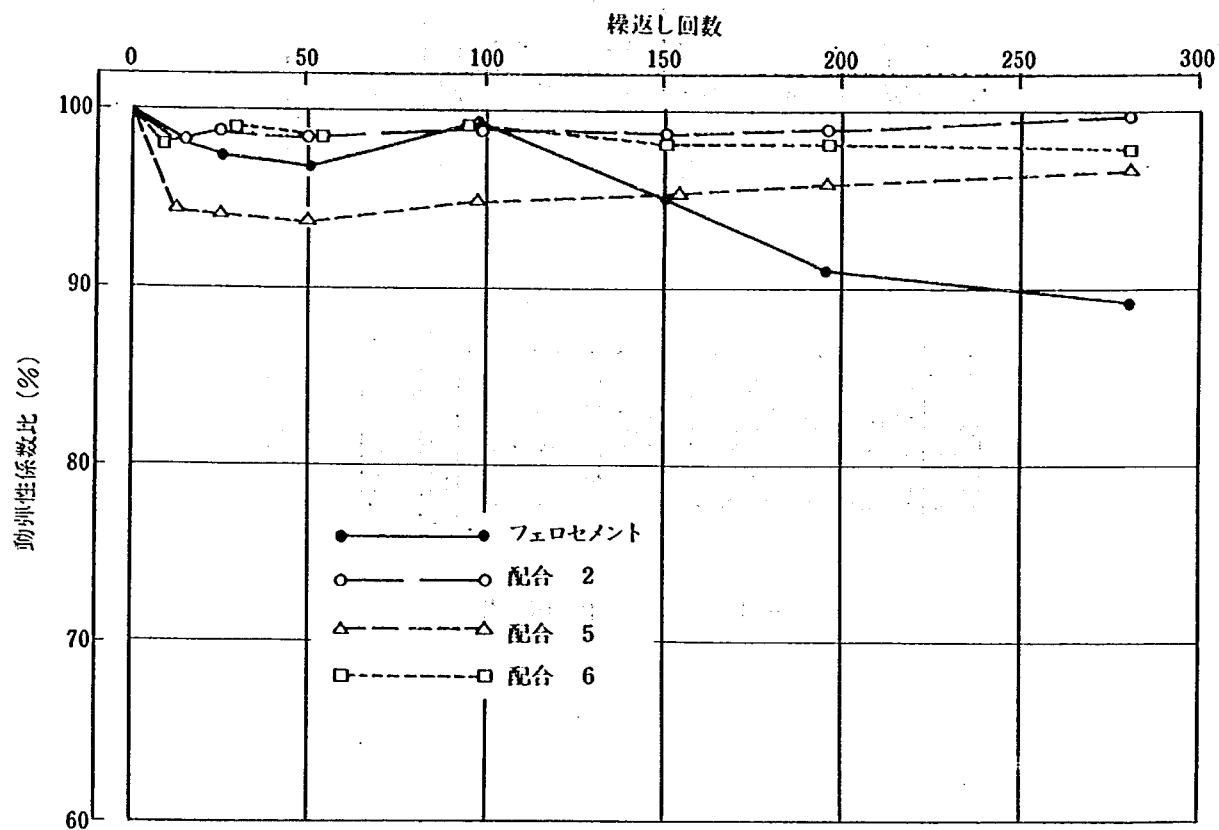


図-8.1 動弾性係数比

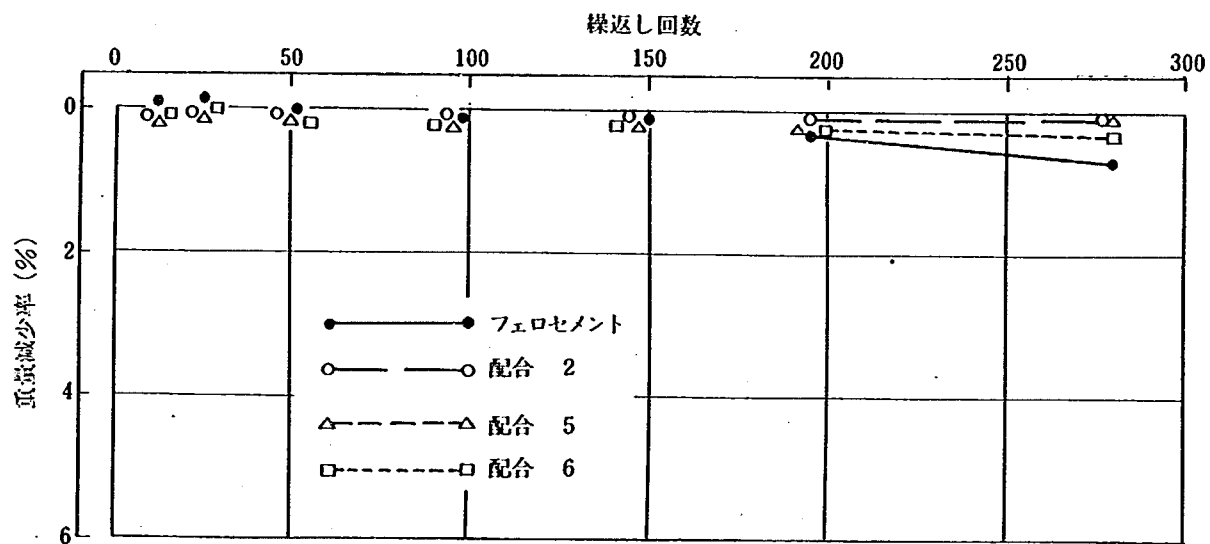


図-8.2 重量減少率

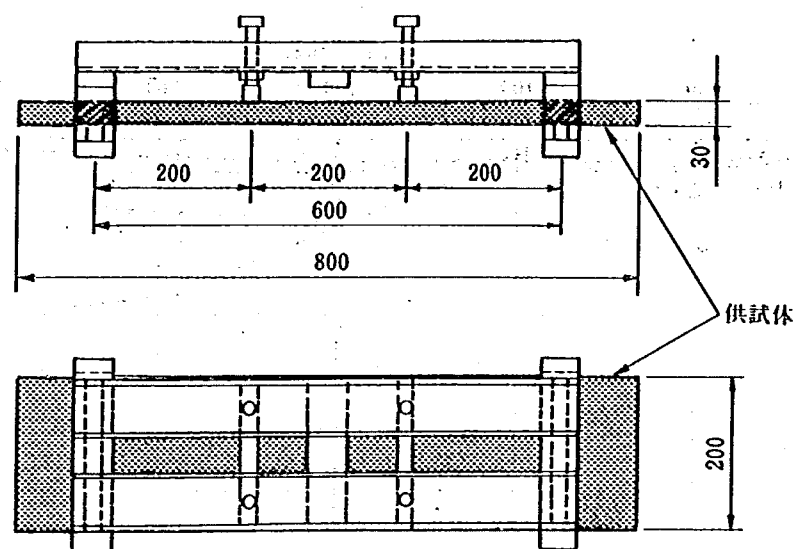


図-8.3 暴露供試体

4. ま と め

フェロセメント単体および合成供試体の載荷試験を行った結果、つぎのことがわかった。

- i) 補強材比表面積を増すことによりひびわれ強度を高くすることができる。
- ii) ひびわれ分散性がよくなり、ひびわれ幅は小さくなる。
- iii) フェロセメントは i), ii) のような性質はあるが、本実験で用いたフェロセメントは骨組鋼棒の影響が大きくそこに集中する傾向があるため、じん性を十分発揮していないように思われる。じん性を高めるためには、ひびわれ分散が不可欠である。また、骨組鋼棒の製作方法は大切であり、メッシュの交点の溶接などが強度、疲労荷重に大きな影響を与えているようである。
- iv) 繰返し荷重を受ける場合もひびわれ抑制効果が大きい。しかし、最外縁に金網が位置するため応力が高くなること、ひびわれが発生すると応力が集中する可能性があるため強度の高い金網を使用する必要がある。
- v) 合成部材の曲げ強度・変形性能は鉄筋コンクリートと同様に計算できる。
- vi) 打継面はほうき目仕上げ程度であっても静的耐力はかなり期待できる。しかし、打継面のせん断力に対する強度は限界があるのでせん断応力度の大きい場合には打継面の補強方法などは別途考えておく必要がある。
- vii) スラブのように応力状態の複雑な部材にフェロセメントを使用した場合、ひびわれ幅、ひびわれ分散などに対する効果は大きい。

5. あ と が き

今回行ったフェロセメント合成供試体の載荷試験の結果はじん性、ひびわれ幅、ひびわれ分散性、疲労強度などにおいてかならずしも満足できるものではなかった。しかし、これらの問題はフェロセメントの構造の改善、強度の高い補強材を使用することにより相当改善されるものと考えられる。そのほか、コンクリートとの合成構造において無視できないものに乾燥収縮、クリープなどの影響が考えられ、これらについて検討する必要がある。

合成構造の研究はまだ少なく、とくに埋殺し型枠などのように薄い材料を引張側に合成した部材についてははじまったばかりといえる。このような合成構造は従来の鉄筋コンクリートの性状を変えることができる可能性をもっており、今後の研究成果・技術の向上を期待したい。

1. ひびわれ荷重およびひびわれ幅

図-1 は荷重～たわみおよびひびわれ幅の関係を示したものである。ひびわれ幅はコンタクトゲージ (0.001mm), ひずみゲージ, 拡大鏡 (60 倍, 最小目盛 0.02mm) の 3 種の方法により測定したものである。コンタクトゲージによる測定値は他のものに比較してコンクリートの引張ひずみ程度大きくなっているものの, 3 種の測定方法ともほぼ一致しており, ひびわれ発生後は測定値の増加率が大きくなる。ひびわれ荷重とたわみとの関係を, ひびわれ発生前とひびわれ発生後のたわみ～荷重曲線を延長した交点と定義した場合, ひびわれ荷重のよい推定値を与えるようである。

また, コンタクトゲージによるひびわれ幅の測定は, 多少大き目の値を与えるものの測定が簡単・迅速であるため, これを使用することとした。

2. 破壊荷重計算式

計算にはつぎのような仮定を設ける。

- i) 平面保持の法則が成立する。
- ii) 引張側のコンクリートの応力を無視する。
- iii) 鉄筋およびコンクリートの応力～ひずみ関係は図-2 のとおりとする。
- iv) コンクリートのクリープなどによる応力の時間的変化は考えない。

以上の仮定より, 複鉄筋長方形断面の応力～ひずみ分布は図-3 のとおりとなる。これより抵抗モーメント M_u を求める。

$$\left. \begin{aligned} C &= \{ C_1(k-\xi) + \xi \} bd \sigma_{cu} + A_s' \sigma_s' \\ T &= A_s \sigma_s \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.1)$$

$C = T$ とおけば

$$C_1(k-\xi) + \xi + p' \frac{\sigma_s'}{\sigma_{cu}} = p \frac{\sigma_s}{\sigma_{cu}} \dots\dots\dots (2.2)$$

$$\text{ここに, } p = \frac{A_s}{bd}, \quad p' = \frac{A_s'}{bd}$$

抵抗モーメント M_u は

$$\frac{M_u}{bd^2 \sigma_{cu}} = C_2(k-\xi)^2 + \xi \left(k - \frac{\xi}{2} \right) + p' \frac{\sigma_s'}{\sigma_{cu}} \left(k - \frac{d'}{d} \right) + p \frac{\sigma_s}{\sigma_{cu}} (1-k) \dots\dots\dots (2.3)$$

係数 C_1, C_2 はコンクリートの応力～ひずみ関係を台形と仮定 (図-2) した場合, $C_1 = 1/2$, $C_2 = 1/3$ となる。

ここで, 鉄筋が降伏しコンクリートの圧縮縁ひずみ ϵ_c が圧縮破壊ひずみ ϵ_{cu} に達したとき,

$$\left. \begin{aligned} \sigma_s' &= \sigma_{sy} \cdot \frac{k - \frac{d'}{d}}{1 - k} \\ \frac{\epsilon_{sy}}{1 - k} &= \frac{\epsilon_{cc}}{k - \xi} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.4)$$

式(2.4)を式(2.2)に代入すれば,

$$C_1 r(1 - k)^2 + k(1 - k) - r(1 - k)^2 + p'\beta(1 - k) - p\beta(1 - k) = 0 \dots\dots\dots (2.5)$$

$$\text{ここに, } \beta = \frac{\sigma_{sy}}{\sigma_{cu}}, \quad r = \frac{\epsilon_{cc}}{\epsilon_{cu}}$$

式(2.5)より k および ξ を求める。

$$\left. \begin{aligned} k &= \frac{\sqrt{B^2 - 4AC} - B}{2A} \\ \xi &= k - r(1 - k) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.6)$$

$$\text{ここに, } A = 1 - \frac{1}{2}r$$

$$B = r + 1 + (p - p')\beta$$

$$C = -\frac{1}{2}r - (p - p')\beta$$

抵抗モーメント M_u は

$$\frac{M_u}{bd^2 \sigma_{cu}} = \frac{1}{3}(k - \xi)^2 + \xi \left(k - \frac{\xi}{2}\right) + p'\beta \frac{\left(k - \frac{d'}{d}\right)^2}{1 - k} + p\beta(1 - k) \dots\dots\dots (2.7)$$

3. せん断応力分布

せん断応力の分布は次式により求められる。

$$\tau = \frac{Q_i S}{b I_i} \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに, I_i : 換算断面 2 次モーメント

Q_i : せん断応力を求める位置の断面 1 次モーメント

b : せん断応力を求める位置の断面積

S : せん断力

4. せん断応力計算式

せん断応力は一般には式(3.1)により求められる。しかし、コンクリートの場合ひびわれを生じるため、矩形断面の場合一般には便宜的に次式が用いられている。

$$\tau = \frac{S}{bz} = \frac{S}{bjd} \dots\dots\dots (4.1)$$

ここに, S : せん断力

b : 断面の幅

d : 有効高さ

z : 引張鉄筋位置から圧縮力合力位置までの距離

近似値を求めるときは、 $j = 7/8$ を用いる。

5. せん断変形

正方形要素が純粋せん断状態にあるとき正方形要素に作用するせん断応力 τ は、 r が微少であれば(図-4)

$$\tau = r G \quad \dots\dots\dots (5.1)$$

ここに、 G : せん断弾性係数

r : せん断ひずみ

はりの曲げ載荷において曲げモーメントとせん断力が同時に作用する場合、はりの断面には式(3.1)で示されるせん断応力が作用することになり、せん断変形を生じる(図-5)。せん断変形量は図-6より

$$\left. \begin{aligned} d &= d_1 + d_2 \\ d_1 &= \int r(x) dx = \frac{S}{GI} \int Q(x) dx \\ d_2 &= rx = \frac{QS}{bGI} x \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5.2)$$

6. 押抜きせん断破壊耐力計算式

押抜きせん断破壊耐力の計算式には角田式を用いた。

角田らの実験データおよび既往の実験データを統計的解析のみによって実験式を導いたものであり、従来のものより実験値の適合性のよい実用的な耐力算定式といわれている。

$$P = 0.674 (b_0 + 3\pi d) d \sqrt{\sigma_{CB}} (1 + 0.5 \frac{p \sigma_{sy}}{\sqrt{\sigma_{CB}}}) / (1 + \frac{d}{20}) \quad \dots\dots\dots (6.1)$$

ここに、 b_0 : 載荷周長

d : スラブ有効厚さ

σ_{CB} : コンクリート圧縮強度

p : 鉄筋比

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点

ただし、 $p \sigma_{sy} / \sqrt{\sigma_{CB}} > 3.33$ のときは $p \sigma_{sy} / \sqrt{\sigma_{CB}} = 3.33$ とする。

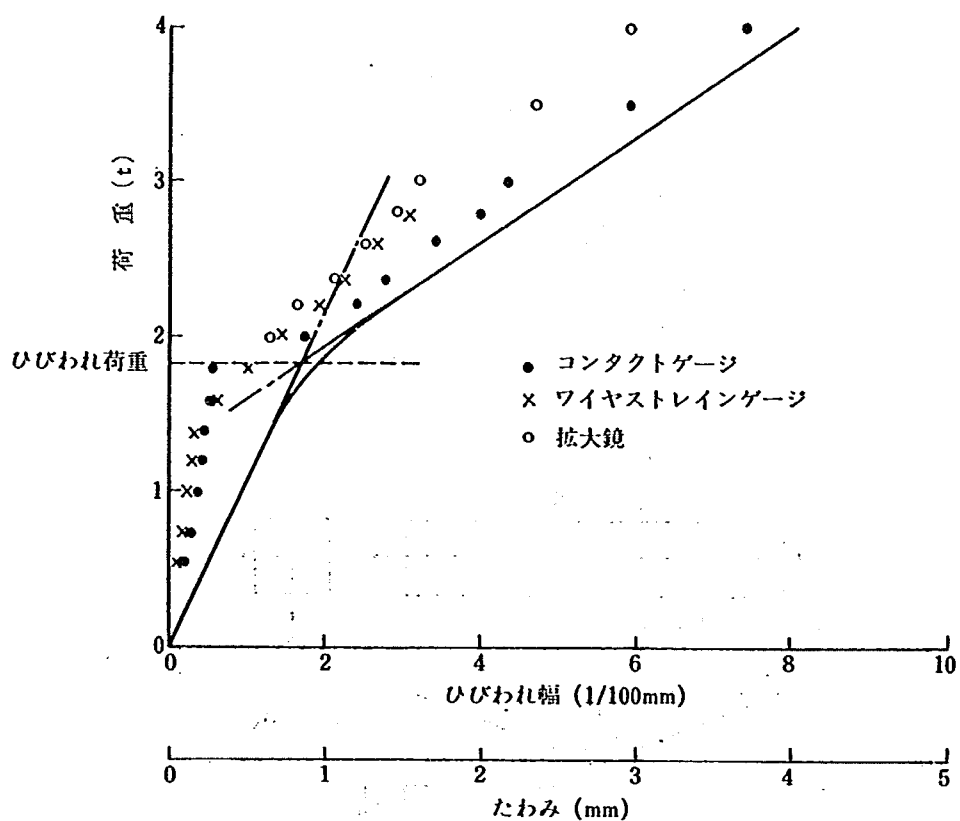


図-1. ひびわれ荷重

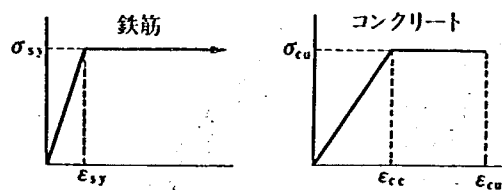


図-2. 応力ひずみ関係

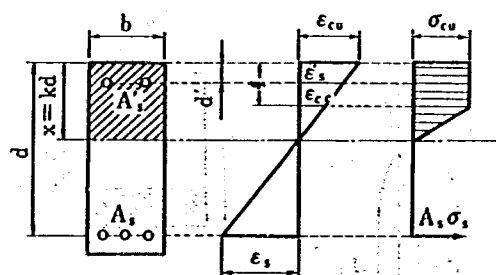


図-3. 応力ひずみ分布

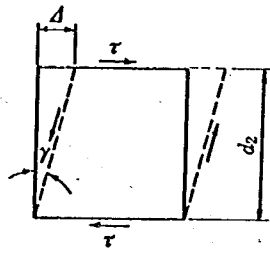


図-4. せん断ひずみ

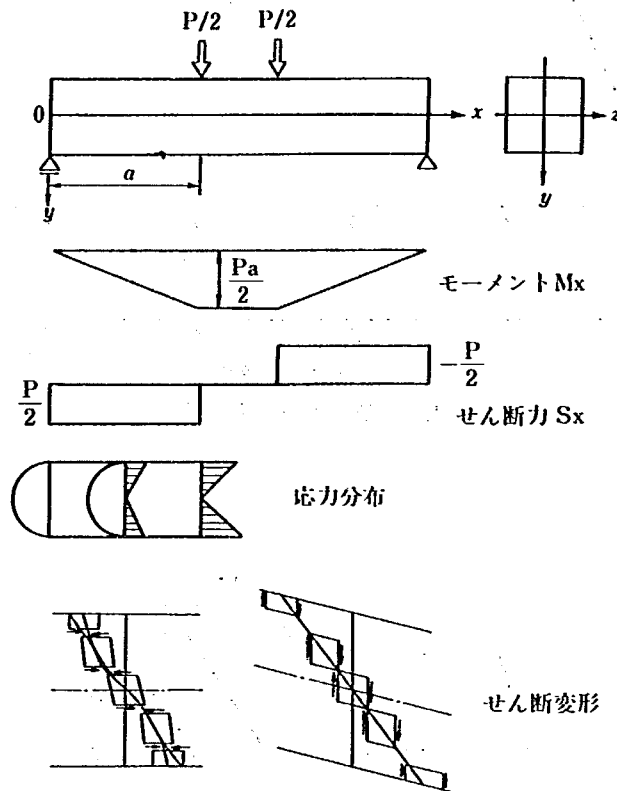


図-5. せん断変形

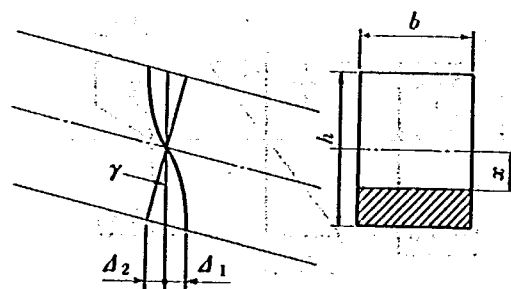


図-6. せん断変形量

参 考 文 献

- 1) 西岡思郎, 高羽 登: フェロセメントについて, セメント・コンクリート, No 350, 1976.10, pp.44~48.
- 2) 滝本久雄, 高羽 登: フェロセメント, コンクリート工学, Vol.16, No 2, Feb.1978, pp1~6
- 3) 日本セメント・フェロセメントセンター: フェロセメントの現況, セメント工業, No 156, 1976.1, pp.29~54.
- 4) 中野錦一, 岡田幸三: フェロセメント用モルタルの配合試験, セメント技術年報, 31, 1977, pp.245~248
- 5) 村田二郎, 中村憲治: フェロセメントに関する基礎的研究, 土木学会年次学術講演会概要集V, 1974, pp.53~55
- 6) 中野錦一, 松原 篤, 小林茂広, 後藤年芳: 金網の種類をかえたフェロセメント版の曲げ性状, セメント技術年報, 33, 1979, pp.581~584.
- 7) A.E.Naaman, S.P.Shah: Tensile Tests of Ferrocement, Journl of the American Concrefe Institute, Sep. 1971, pp.693~698.
- 8) 岸谷孝一, 菅原進一, 内田昭人: フェロセメントの引張挙動に関する研究, 日本建築学会大会学術講演便概集, 1979.9, pp.173~174.
- 9) P.N.Balaguru, A.E.Naaman, S.P.Shah: Analysis and Behavior of Ferrocement in Flexure, Proc. of ASCE 103-ST10, 1977.10, pp.1937~1951.
- 10) N.C.Austrico, S.L.Lee, R.P.Pama: Inelastic behaviour of ferrocement slabs in bending,
- 11) 森濱和正: 埋殺し型枠に用いたフェロセメントの特性, 土木研究所研究発表会資料, 19, 1980.12, pp.49~52.
- 12) 沢田英二, 森永道夫, 竹田邦夫, 井上潔: フェロセメント製のプレキャストカーテンウォールの諸性状, セメント技術年報, 34, 1980.
- 13) D.Logan, S.P.Shah: Moment capacity and cracking behavior of ferrocement in flexure, Journal of American Concrete Institute, 1973.12, pp.799~804.
- 14) L.F.Kahn, W.H.Townsend, M.J.Kaldjian: Ferrocement steel-plate composite beams, Journal of American Concerete Institute, 1975.3, pp.94~97.
- 15) Norske Veritas: Tentative rules for the construction and classification of ferrocement vessels, 1974.
- 16) 村田二郎, 中村憲治, 南 亮: フェロセメントの耐久性, セメント技術年報, 31, 1977, pp.249~252.
- 17) 村田二郎, 川崎道夫, 米田俊一: フェロセメントの耐海水性, セメント技術年報, 33, 1979. pp.584~587.
- 18) 国分正胤: 新旧コンクリートの打継目に関する研究, 土木学会論文集, 1950.11, pp.1~24.

- 19) 赤井公昭, 大川征治, 藤田信一: 新旧コンクリート付着強度に与える打継面の処理の効果, セメント技術年報, 33, 1979, pp.471~474.
- 20) 古屋則之, 竹本 靖: コンクリート打継面におけるせん断伝達(その1), 大成組技術研究所報, No 15, 1977, pp.30~37.
- 21) 古屋則之, 竹本 靖, 安楽秀嶽: 同上, No 16, 1978, pp.36~40.
- 22) 笹戸松二, 浜本富美雄, 御子紫光春, 大西清治: コンクリート合成桁の接合面に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol.9, No2, 1967.4, pp.8~18.
- 23) 山崎竹博, 宮川邦彦: プレキャストコンクリート接合面のせん断挙動, セメント技術年報, 33, 1979, pp.577~580.
- 24) 松本 進: プレキャストP C部材と現場打コンクリートとの接合に関する研究, 土木学会年次学術講演会概要集V, 1972, pp.23~26.
- 25) 岡村 甫, 松本 進: プレキャストP C部材を用いた合成構造の力学的諸性状, セメント技術年報, 26, 1972, pp.473~476.
- 26) 赤尾親助, 栗田章光, 中村義郎, 菊井 薫: G R C型枠の特性とその実用例, セメント・コンクリート, No 396, 1980.2, pp.20~28.
- 27) 出光 隆, 原田哲夫, ミヨー・キン, 村上忠彦: プレキャストP C板を用いた合成桁の疲労に関する実験的研究, 土木学会年次学術講演会概要集V, 1980, pp.252~253.
- 28) 赤尾親助, 栗田章光, 平城弘一, 牧 一: G R C板のセミプレハブR C床版への応用, セメント技術年報, 33, 1979, pp.328~330.
- 29) 角田与史雄, 井藤昭夫, 藤田嘉夫: 鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No 229, 1974.9, pp.105~114.
- 30) 近藤泰夫, 内海達雄, 岸本 進: 鉄筋コンクリート, 1971.
- 31) 神山 一: 鉄筋コンクリート。

フェロセメント R C
合成部材の実験

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第 1673 号
マイクロフィルム第 号
昭和 56 年 3 月 (1981)
小林茂敏, 森濱和正

キーワード: フェロセメント, 合成構造

要旨 フェロセメント板は金網を補強材とした 1 種の鉄筋コンクリートで、これを土木構造物に適用する場合、埋殺し型枠、補修・補強材などとしての利用が考えられる。本報では、フェロセメントと RC を合成した部材の力学的特性に関する基礎的な実験を行い、その結果、ひびわれ拘束、ひびわれ分散などについては良い性状を有していること、および、今後の課題としてはフェロセメントに適した金網の開発、打継目の耐力を増大させる工夫などであることを述べている。



郵便はがき

3 0 5

切手をは
て下さい

建設省土木研究所
コンクリート研究室
御中

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

No. _____

No. _____

土研資料 1673 号

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第1673号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 印