この事業はモーターボート競走公益資金による財団法人
日本船舶振興会の補助金を受けて実施したものである

研究資料No. 394

第205研究部会

海洋コンクリート構造物の設計・建造技術に関する実証的研究

報　告　書

平成2年3月

社団法人　日本造船研究協会

はしがき

本報告書は，日本船舶振興会平成元年度補助事業として日本造船研究協会第205研究部会において実施した「海洋コンクリート構造物の設計・建造技術に関する実証的研究」の成果に，昭和62～63年度に実施した研究成果を加えて総合報告書としてとりまとめたものである。

（　）の数字は委員であった年度を示す。

第205研究部会委員名簿（敬称略，順不同）

部会長	藤田　譲（東京理科大学）（62～1）	
委員	松岡　一祥（船舶技術研究所）（62～1）	山本　治生（鹿島建設）（62～1）
	佐々木博通（運輸省）（62～1）	小林　佑規（船舶技術研究所）（62～1）
	伊東　利成（日本海事協会）（62～1）	小島　清孝（石川島播磨重工業）（62）
	笹島　洋（石川島播磨重工業）（63～1）	渋田　成人（住友重機械工業）（62～1）
	岡本　耕一（川崎重工業）（62～1）	山内　八郎（ＮＫＫ）（62）
	佐藤　守（ＮＫＫ）（63）	山本　聡（ＮＫＫ）（1）
	松石　正克（日立造船）（62～1）	坪井東一郎（三井造船）（62～1）
	佐伯　修（三菱重工業）（62～63）	多賀谷宏三（三菱重工業）（1）
	小田　弘雄（大林組）（62～1）	山口　正記（熊谷組）（62～63）
	森田　知志（熊谷組）（1）	太田　隆義（清水建設）（62～1）
	渡辺健之助（大成建設）（62～63）	木内　里美（大成建設）（1）
	土岐　高史（竹中工務店）（62～1）	湊　隆次郎（間　　組）（62～1）

第205研究部会幹事会委員名簿（敬称略，順不同）

主査	松岡　一洋（船舶技術研究所）（62～1）	
副主査	山本　治生（鹿島建設）（62～1）	
委員	佐々木博通（運輸省）（1）	小林　佑規（船舶技術研究所）（1）
	伊東　利成（日本海事協会）（1）	笹島　洋（石川島播磨重工業）（1）
	岡本　耕一（川崎重工業）（1）	渋田　成人（住友重機械工業）（1）
	山本　聡（ＮＫＫ）（1）	松石　正克（日立造船）（62～1）
	坪井東一郎（三井造船）（1）	佐伯　修（三菱重工業）（62～63）

委　員　多賀谷宏三（三菱重工業）（1）
小田　弘雄（大 林 組）（1）
渡辺健之助（大成建設）（62～63）
小林　理市（大成建設）（1）
湊　隆次郎（間　　組）（1）
太田　隆義（清水建設）（1）
新田　良典（組 谷 組）（1）
池尻　一仁（大成建設）（1）
土岐　高史（竹中工務店）（1）

第205研究部会第1小委員会委員名簿（敬称略，順不同）

主　査　松岡　一祥（船舶技術研究所）（62～1）
委　員　山本　治生（鹿島建設）（62～1）
伊東　利成（日本海事協会）（62～1）
笹島　　洋（石川島播磨重工業）（63～1）
岡本　耕一（川崎重工業）（62～1）
岩田　節雄（日立造船）（62～1）
田村　一美（三菱重工業）（62～1）
吉田　　明（大成建設）（62）
持田　哲雄（竹中工務店）（62～1）
草深　守人（間　　組）（1）
小林　佑規（船舶技術研究所）（62～1）
小島　清孝（石川島播磨重工業）（62）
渋田　成人（住友重機械工業）（62～1）
坪井東一郎（三井造船）（62～1）
佐伯　　修（三菱重工業）（62～63）
小田　弘雄（大 林 組）（62～1）
池尻　一仁（大成建設）（63～1）
吉川　弘道（間　　組）（62～63）

第205研究部会第2小委員会委員名簿（敬称略，順不同）

主　査　山本　治生（鹿島建設）（62～1）
委　員　松岡　一祥（船舶技術研究所）（62～1）
山本　和正（ＮＫＫ）（62～63）
山本　　聡（ＮＫＫ）（1）
草野　直幹（鹿島建設）（62～1）
奥津　一夫（鹿島建設）（62～63）
山口　正記（熊 谷 組）（62～63）
新田　良典（熊 谷 組）（62～1）
竹脇　尚信（清水建設）（63～1）
脇田　和試（間　　組）（62～1）
山内　八郎（ＮＫＫ）（62）
佐藤　　守（ＮＫＫ）（63）
大石　　博（ＮＫＫ）（62～1）
池谷　　毅（鹿島建設）（62～1）
永富　政司（鹿島建設）（63～1）
森田　知志（熊 谷 組）（1）
大内田博喜（清水建設）（62）
湊　隆次郎（間　　組）（62～1）

目　　次

緒　　言 …… 1

第1章　ハイブリッド合成構造の強度特性に関する実験および解析 …… 3

はじめに …… 3

1. 継手部・合成桁の静的強度実験および解析 …… 4

1.1 概　　要 …… 4

1.2 模型実験 …… 4

1.2.1 実験概要 …… 4

(1) 目　　的 …… 4

(2) 実施場所および日時 …… 4

1.2.2 試験体 …… 5

(1) 合成桁試験体 …… 5

(2) 部分せん断試験体 …… 11

1.2.3 試験方法 …… 13

(1) 合成桁の曲げ試験 …… 13

(2) 部分せん断試験 …… 19

1.2.4 実験結果および考察 …… 23

(1) 部分せん断試験 …… 23

(2) 合成桁の曲げ試験 …… 30

(3) 実験結果のまとめ …… 41

1.3 合成桁の非線形有限要素法解析 …… 42

1.3.1 解析概要 …… 42

1.3.2 解析モデル …… 42

(1) 構造モデル …… 42

(2) 荷　　重 …… 44

1.3.3 解析結果および考察 …… 46

(1) 合成桁全体の変形および破壊状況 …… 46

(2) 継手部の変形 …… 53

(3) 解析結果のまとめ …… 54

1.4 ま と め …… 55

2. 継手部の疲労強度模型実験 …… 56

2.1 概　　要 …… 56

2.2 実験方法 …… 57
2.2.1 実験ケース …… 57
(1) 静的強度試験 …… 57
(2) 疲労強度試験 …… 57
2.2.2 試験体 …… 58
(1) 試験体の形状・寸法 …… 58
(2) 材料の仕様および特性 …… 59
2.2.3 載荷試験装置 …… 60
2.2.4 計測項目および計測方法 …… 61
2.3 実験結果および考察 …… 62
2.3.1 静的試験結果 …… 62
(1) 破壊荷重 …… 62
(2) ずれ変形および破壊状況 …… 62
(3) 考察 …… 65
2.3.2 疲労試験結果 …… 68
(1) 繰り返し荷重および破壊回数 …… 68
(2) ずれ変形および破壊状況 …… 68
(3) 低サイクル載荷の影響 …… 73
(4) 考察 …… 75
2.3.3 鋼材の側から見たスタッドの強度に関する考察 …… 81
(1) 現行基準の問題点 …… 81
(2) スタッドの破断機構のモデル化 …… 81
(3) 静的強度の評価式 …… 83
(4) モデルの検証 ― スタッドの疲労強度 …… 84
2.4 まとめ …… 87
3. 鋼・コンクリート合成桁の疲労強度解析 …… 89
3.1 概要 …… 89
3.2 解析モデル …… 89
3.2.1 構造モデル …… 89
3.2.2 解析プログラム …… 90
3.2.3 解析モデル …… 90
3.2.4 解析モデルの検証 …… 92
(1) 設定条件 …… 92
(2) 検証結果 …… 93

3.3 解析方法 …… 94
3.3.1 解析手順 …… 94
3.3.2 解析定数 …… 96
3.3.3 解析ケース …… 96
3.4 解析結果および考察 …… 96
3.4.1 一定繰返し荷重載荷シミュレーション …… 96
(1) スタッドの作用せん断力およびずれ変形量 …… 97
(2) 鋼・コンクリート合成桁の剛性低下 …… 97
3.4.2 スタッドの許容せん断力に対応する限界繰返し載荷回数 …… 101
3.4.3 合成桁のS－Nカーブの作成 …… 103
3.5 まとめ …… 106
まとめ …… 107

第2章 サンドイッチ式コンポジット構造の設計法の確立 …… 110
はじめに …… 110
1. サンドイッチ式コンポジット構造の疲労強度特性の検討Ⅰ …… 111
まえがき …… 111
1.1 模型実験 …… 111
1.1.1 試験模型 …… 111
1.1.2 試験装置および試験方法 …… 111
1.2 理論解析 …… 115
1.2.1 最終強度の解析および考察 …… 115
1.2.2 有限要素法による非線形解析 …… 117
1.3 まとめ …… 117
2. サンドイッチ式コンポジット構造の疲労強度特性の検討Ⅱ …… 148
まえがき …… 148
2.1 模型実験 …… 148
2.1.1 試験模型 …… 148
2.1.2 試験装置および試験方法 …… 148
2.1.3 試験結果 …… 149
2.2 実験結果の考察 …… 153
2.3 理論解析（有限要素法による非線形解析） …… 154
2.4 まとめ …… 155

3. サンドイッチ式コンポジット構造の疲労強度特性の検討Ⅱ …… 210
まえがき …… 210
3.1 模型実験 …… 210
3.1.1 試験模型 …… 210
3.1.2 試験装置および試験方法 …… 211
3.2 試験結果 …… 212
3.3 実験結果の考察 …… 218
3.4 まとめ …… 221
まとめ …… 266

第3章 サンドイッチ式コンポジット構造の耐凍結融解性実験 …… 268
はじめに …… 268
1. 高強度軽量コンクリートの耐凍結融解性実験 …… 268
1.1 実験計画 …… 268
1.1.1 試験体 …… 268
1.1.2 供試材 …… 268
1.1.3 実験方法および計測項目 …… 269
1.2 実験ケースおよび配合 …… 270
1.3 実験結果および考察 …… 270
1.3.1 フレッシュコンクリートと物性と圧縮強度 …… 270
1.3.2 重量変化 …… 271
1.3.3 相対動弾性係数 …… 271
1.3.4 耐久性指数 …… 271
1.4 水中急速凍結融解試験との比較 …… 271
1.5 まとめ …… 272
2. 鋼とコンクリートの付着を考慮した試験体の耐凍結融解性実験 …… 285
2.1 実験計画 …… 285
2.1.1 試験体 …… 285
2.1.2 供試材 …… 285
2.1.3 実験方法および計測項目 …… 285
2.2 実験ケースおよび配合 …… 287
2.3 実験結果および考察 …… 287
2.3.1 フレッシュコンクリートの物性および圧縮強度 …… 287
2.3.2 凍結融解サイクル数と圧縮強度，付着強度およびせん断耐荷力 …… 287

2.4 ま と め …… 292
3. 凍結融解のサイクルを与えた梁の載荷実験 …… 294
3.1 実験計画 …… 294
3.1.1 試験体 …… 294
3.1.2 供試材 …… 294
3.1.3 実験方法および計測項目 …… 295
3.2 実験ケース …… 298
3.3 実験結果および考察 …… 298
3.3.1 載荷試験時のコンクリートの圧縮強度 …… 298
3.3.2 荷重～変位関係 …… 298
3.3.3 コンクリートのひびわれ …… 301
3.3.4 鋼板およびコンクリートのひずみ …… 304
3.4 ま と め …… 304
ま と め …… 317

第4章 着底式海洋コンクリート構造物の地震応答の研究 …… 318
まえがき …… 318
1. 海洋コンクリート構造物の滑動に関する現状調査 …… 319
1.1 目 的 …… 319
1.2 海洋コンクリート構造物の地震時の実績調査 …… 320
1.2.1 海洋構造物の地震時被害調査 …… 320
1.2.2 文献リスト …… 322
1.3 滑動に関する設計法の現状と解析技術の調査 …… 326
1.3.1 各種基準における滑動に関する調査（その1） …… 327
1.3.2 滑動解析に関する調査 …… 334
1.3.3 滑動実験に関する調査 …… 335
1.3.4 摩擦現象に関する調査 …… 336
1.3.5 文献リスト …… 338
2. 海洋コンクリート構造物の滑動に関する静的実験 …… 346
2.1 目 的 …… 346
2.2 実験計画 …… 346
2.2.1 実験項目 …… 346
2.2.2 実験方法 …… 347
2.3 実験結果および考察 …… 349

2.3.1 滑動開始実験の結果 …… 349
2.3.2 一定速度滑動実験の結果 …… 349
2.4 ま と め …… 351
3. 滑動に関する動的実験（気中実験） …… 401
3.1 目 的 …… 401
3.2 実験計画 …… 402
3.2.1 実験項目 …… 402
3.2.2 実験方法 …… 404
3.3 実験結果および考察 …… 407
3.3.1 剛体地盤上の滑動実験 －A実験－ …… 407
3.3.2 弾性地盤上の滑動実験 －B実験－ …… 407
3.3.3 砂層地盤上の滑動実験 －C実験－ …… 409
3.3.4 剛体地盤上の滑動実験（3点接触問題） －D実験－ …… 409
3.4 ま と め …… 411
4. 滑動に関する動的実験（水中実験および気中での不規則波実験） …… 453
4.1 目 的 …… 453
4.2 実験内容 …… 454
4.2.1 実験項目 …… 454
4.2.2 実験方法 …… 455
4.2.3 既応の研究 …… 459
4.3 実験結果および考察 …… 461
4.3.1 円筒構造物の動水圧に関する実験 －E実験－ …… 461
4.3.2 ロッキングの卓越する場合の動水圧に関する実験 －F実験－ …… 461
4.3.3 剛体および弾性地盤上での滑動実験 －G＆H実験－ …… 463
4.3.4 剛体地盤上での不規則波による気中での滑動実験 －J実験－ …… 466
4.4 ま と め …… 467
5. 滑動解析 …… 469
5.1 目 的 …… 469
5.2 滑動解析方法 …… 469
5.3 解析結果 …… 471
5.4 ま と め …… 472
あとがき …… 473
結 言 …… 529

緒言

コンクリートは海洋環境における耐久性に優れている。そこで、定期的な入渠によるメンテナンスが困難な大規模海洋構造物について、海外では北海における重力式プラットフォームなど多数の実績が見られる。また、北極海のような氷海域で稼動する石油掘削リグにコンクリートを取入れた設計が多数提案された。さらに近年では、ウォーターフロント開発に伴い、浮遊式あるいは可動式コンクリート構造物の試みが見られる。

ところが、海洋コンクリート構造物の構造強度や外力に対する応答特性などは十分に解明されておらず、設計・施工技術などが確立されていないのが現状である。このような状況に鑑み、日本造船研究協会では「海洋コンクリート構造物の設計技術に関する調査研究部会」(第197研究部会) において、昭和59年度より3ケ年、海洋コンクリート構造物の設計技術に関する基本的問題点を研究し、「海洋コンクリート構造物設計・建造法指針」を作成した。第197研究部会における調査研究の結果、以下の問題点についての実証的な研究の必要性が指摘された。

（1）鋼・コンクリート合成部の強度および耐久性

（2）着底時の地震応答

そこで、日本造船研究協会では「海洋コンクリート構造物の設計・建造に関する実証的研究部会」(第205研究部会) を設置し、昭和62年度から平成元年度までの3ケ年、実証的な研究を行った。以下に研究を行った4項目の概要を紹介する。

（1）ハイブリッド構造の強度特性に関する実験および解析

SR197 研究部会における浮遊式ハイブリッド構造物の試設計で、鋼・コンクリート接合部の設計法の確立の必要性が指摘された。そこで、鋼・コンクリートハイブリッド構造の継手部の強度に関して実験的および解析的に検討した。

初年度は、鋼・コンクリート継手部の部分せん断試験によりジベル配置の粗密が継手の強度および剛性に与える影響を把握した。また、合成桁の曲げ試験により継手部剛性の差異がハイブリッド構造部材の力学的挙動に及ぼす影響について調査した。

2年目には、継手部の部分せん断試験体により疲労強度実験を行った。さらに、疲労強度についてずれ変形および鋼材自体の疲労に注目した検討を行った。

最終年度には、前年度までの成果に基づいて、繰返し荷重下における剛性低下の影響を考慮した合成桁の構造強度の数値解析手法について検討した。さらに、開発した数値解析手法を用いて、鋼・コンクリート合成桁の疲労曲線を作成した。

（2）サンドイッチ式コンポジット構造の設計法の確立

氷海域用リグの耐氷壁としてのサンドイッチ式コンポジット構造の最適な構造様式を、静的および疲労強度の観点から選定するために、実験的および解析的検討を行った。

初年度は、サンドイッチ式コンポジット構造の鋼板とコンクリートのずれ止めについて最適な形式を選定するためにせん断模型による実験を行い、最終強度および変形能力について検討した。また、数値解析による検討も行った。

2年目には、前年度検討した5種類のずれ止めの中で、強度、靭性などの性能のよかったT型スチフナおよび長尺スタッドジベルの2形式を選んで、片振りの疲労試験を実施し、疲労強度および残存耐力について検討した。

最終年度には、前年度に引続き、Tスチフナ型および長尺スタッドジベル型の2形式のせん断模型について、正負2方向載荷による最終強度および疲労強度、さらに繰返し載荷後の残存耐力について実験的に検討した。

（3）サンドイッチ式コンポジット構造の耐凍結融解性実験

サンドイッチ式コンポジット構造のコンクリートは鋼板により海水から遮られており、その耐凍結融解性を一般的な水中での凍結融解実験により評価することには疑問があった。そこでコンクリートの気中凍結融解実験などにより、サンドイッチ式コンポジット構造の耐凍結融解

性について検討した。

初年度は、サンドイッチ式コンポジット構造体内部の高強度軽量コンクリートの耐凍結融解性に及ぼす軽量粗骨材の含水率の影響を圧縮強度および剛性の変化に注目して調査した。さらに、気中および水中凍結融解実験の結果を比較し、その差異を調べた。

２年目には、鋼材内部のコンクリートと鋼材との付着強度に注目して、凍結融解実験を行い軽量粗骨材の含水率の影響を調べた。また、(１)と同様の部分せん断試験体についても凍結融解実験を行い、せん断耐力に対する影響を調査した。

最終年度には、(２)の長尺スタッドジベル型試験体の縮尺模型に、凍結融解のサイクルを与えた後載荷実験を行い、凍結融解のサイクル数とサンドイッチコンポジット構造の強度の関係について検討した。

（４）着底式海洋コンクリート構造物の地震応答の研究

重力式海洋構造物が地震に遭遇した例は見られない。しかし、今後の海洋開発に伴い重力式海洋構造物が着底時に地震に遭遇する可能性は増大して来るものと考えられる。そこで、コンクリート構造物の着底時の地震応答に関して、実験的および解析的に検討した。

初年度は、海洋構造物の地震時被害調査および地震時に滑動を許す設計法と解析技術の現状を調査した。さらに、砂とコンクリートとの界面における滑動現象を実験的に調査した。

２年目には、海洋構造物の地震時応答を解明し設計法を確立するために、剛体地盤、弾性地盤および砂層地盤の３種類の地盤上での加振実験を行った。また、構造物と地盤の不陸などを想定して、剛体地盤上で３点接触を仮定した加振実験も実施した。

最終年度には、動液圧の分布と構造物の応答加速度との関係を、地盤と固定、固定した地盤の変形によるロッキング、並進滑動、および、ロッキングと滑動が共存する場合について実験的、解析的に検討した。さらに、前年度の校正実験と実地震波(エル・セントロ)による滑動実験を実施した。

以下の各章にその詳細を述べる。

第１章　ハイブリッド構造の強度特性に関する実験および解析

はじめに

鋼・コンクリートハイブリッド構造を海洋構造物に適用することを目的として、日本造船研究協会　第１９７研究部会において、昭和５９年度より３年間にわたり以下に示す基礎的研究が実施された。

昭和５９年度：ハイブリッド構造を用いたバージの試設計及び設計上の問題点の抽出
昭和６０年度：ハイブリッド構造物設計法の調査
昭和６１年度：ハイブリッド構造物の継手調査および応力解析

以上の研究成果をふまえ、日本造船研究協会　第２０５研究部会では、ハイブリッド構造の強度特性、剛性特性の把握と設計法の確立を目的として、昭和６２年度より３年間にわたり以下に示す基礎的研究を実施した。

昭和６２年度：継手部および合成桁の強度特性に関する実験および解析
昭和６３年度：継手部の疲労強度模型実験
平成　元年度：合成桁の疲労強度解析

以下の１～３節に各年度の研究成果をとりまとめ報告する。

1. 継手部・合成桁の静的強度実験および解析

1.1 概　要

本節では継手部と合成桁全体の静的強度実験および解析について述べる。

ハイブリッド構造部材の力学的特性に対して単一材料による部材と異なった効果を生じる要因は、主として継手部の構造である。本論で取扱う継手はスタッドジベルを用いるものであり、全体構造に与える構造要因は、形状、寸法、溶接法が同一であるならば、その配置と密度である。本節では、まず第1にこのスタッドの配置と密度をパラメータにした継手部の部分モデル実験から得られた継手部の力学的特性を示す。次に、この結果と合成桁の曲げ試験結果を比較し、構造部材の全体の挙動と継手部の力学的な特性との関係について述べ、有限要素法を用いた数値解析による合成桁の挙動把握と実験結果との比較結果についても示した。

1.2 模型実験

1.2.1 実験概要

(1) 目　的

ハイブリッド構造部材は、鋼とコンクリートを継手によって一体化させて用いるものであり、その強度，剛性は継手による一体化の度合いによって変化するものと考えられる。たとえば、継手の剛性が小さく鋼とコンクリートの間に有意な相対変形が生じれば、部材そのものの強度・剛性は低下すると予想される。したがって、本節では、継手の剛性がハイブリッド構造部材の強度・変形特性に及ぼす影響の把握を目的として以下の実験を行った。

① 合成桁の曲げ実験
ハイブリッド構造部材の力学的挙動に及ぼす継手剛性の差異（ジベル配置の疎密）の影響を把握する。

② 継手部の部分せん断試験
合成桁の曲げ実験で使用する継手構造（スタッドジベル）の強度および剛性を把握する。

(2) 実施場所および日時

実施場所　：　大成建設株式会社技術研究所
実 施 日　：　継手部の部分せん断試験　昭和６２年　９月３，４，５日
　　合成桁の曲げ実験　　昭和６２年　９月７，９，１１日

1.2.2 試験体

(1) 合成桁試験体

a) 試験体形状・寸法

合成桁試験体は、表 1.2.1に示すようにスタッドジベルの配置の異なる3種類につき、各種一体を製作した。スタッド配置は、HB－1、HB－2試験体では格子状配置、HB－3試験体では1列直線配置である。各試験体の構造を図 1.2.1～図 1.2.3に示す。

コンクリート打設前の鋼板の状態、スタッドの溶接状況および配筋の状態を写真 1.2.1～写真 1.2.3に、コンクリート打設後の試験体を写真 1.2.4に示す。

表 1.2.1 試験体名称およびスタッドの配置

試験体名称	スタッド本数	本数比率	配置形状	軸方向間隔	高さ方向間隔
HB－1	144	1.00	格子状(3列)	125 mm	55 mm
HB－2	96	0.67	格子状(2列)	125 mm	110 mm
HB－3	48	0.33	直線1列	125 mm	——

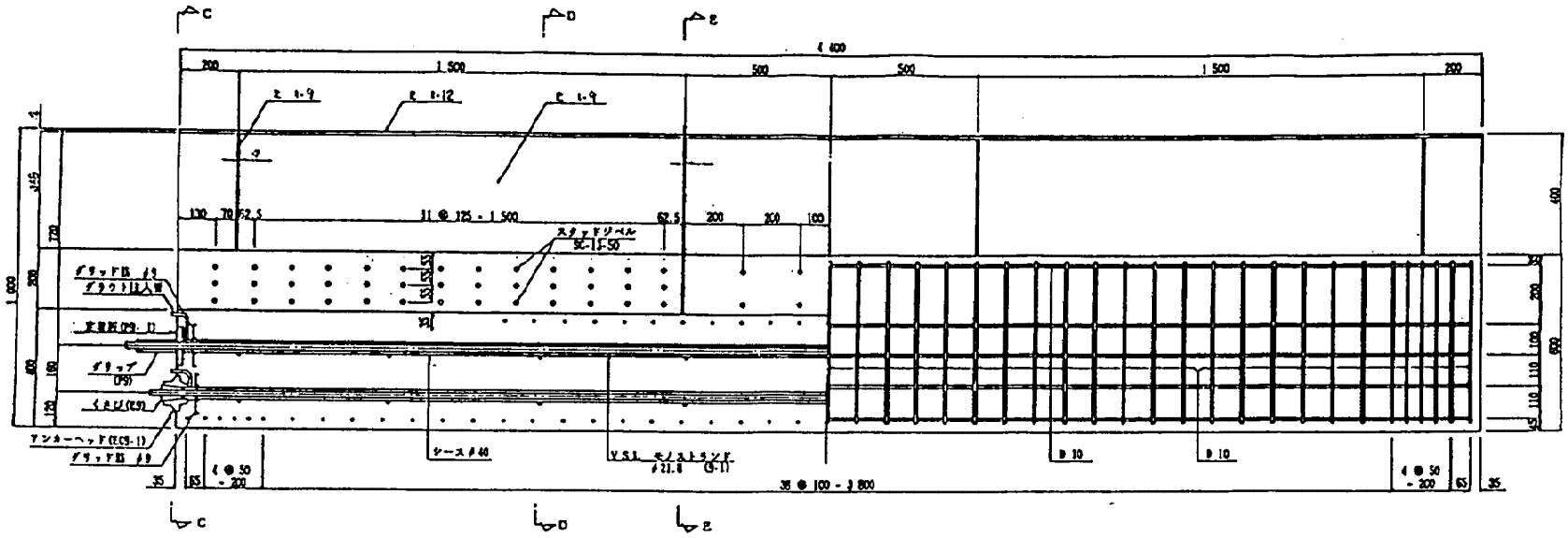
b) 材料の仕様・特性

合成桁試験体の製作に使用した材料の仕様および特性を表 1.2.2に示す。

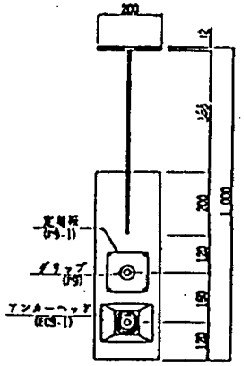
表 1.2.2 材料の仕様および特性

材料の種類	材料仕様		材料特性	
コンクリート	設計基準強度(材令28日)	350kg/cm²	圧縮強度	375 kg/cm²
			弾性係数	2.56×10^5 kg/cm²
			ポアソン比	0.21
			引張強度	32.6 kg/cm²
鋼板(SS41)	降伏強度	2500kg/cm²	降伏強度	PL-9 3010 kg/cm² PL-12 2960 kg/cm²
	引張強度	4100kg/cm²	引張強度	PL-9 4540 kg/cm² PL-12 4500 kg/cm²
			弾性係数	PL-9 2.08×10^5 kg/cm² PL-12 1.99×10^5 kg/cm²
鉄筋(SD30)	降伏強度	3000kg/cm²	降伏強度	4150 kg/cm²
	引張強度	4500kg/cm²	引張強度	5660 kg/cm²
			弾性係数	1.93×10^5 kg/cm²
PC鋼線(SWPR19)	引張強度	18500kg/cm²		
スタッド(SC-13-50)	引張強度	4100kg/cm²		
PCグラウト			圧縮強度	315 kg/cm²

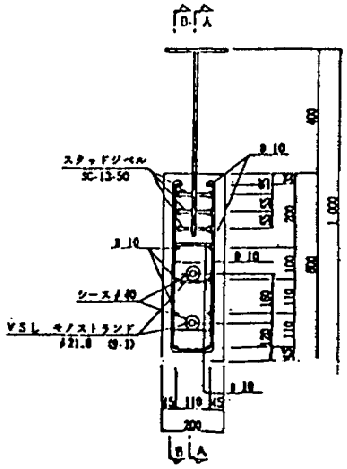
A — A 断面図　　B — B 断面図



C — C 断面図



D — D 断面図



E — E 断面図

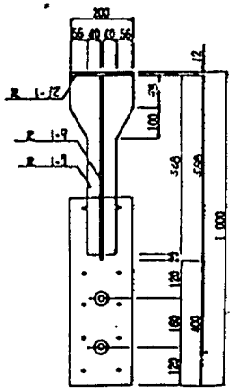
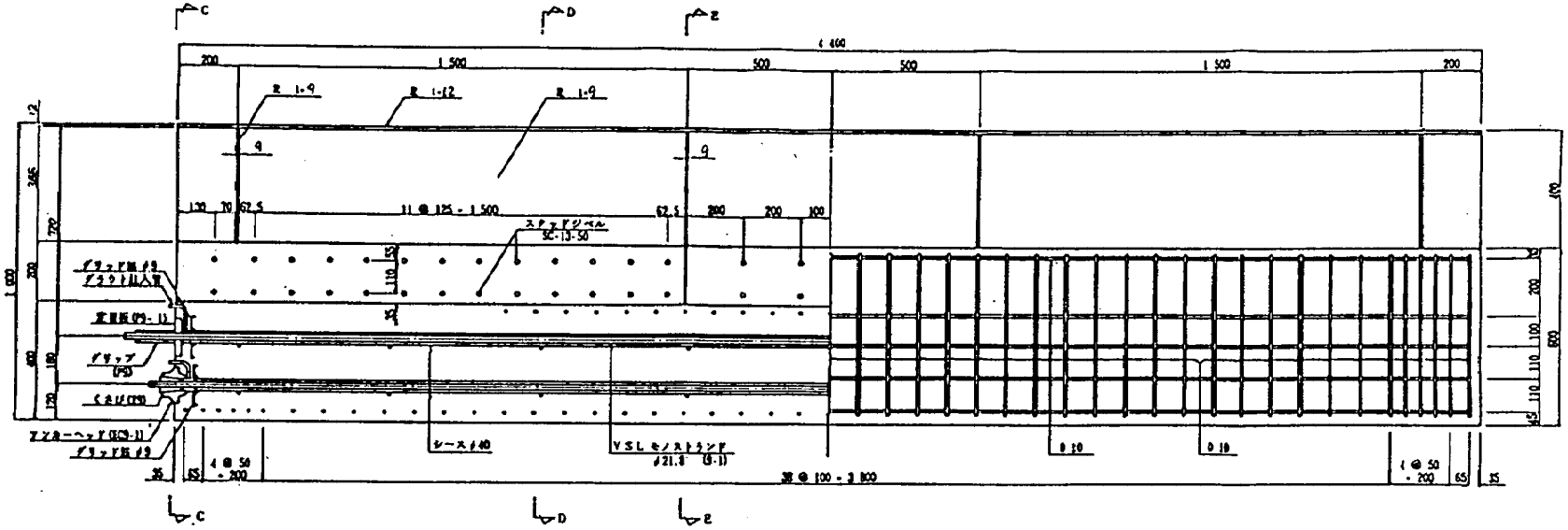


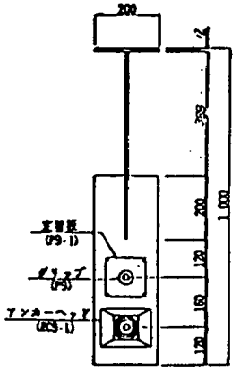
図 1.2.1　合成桁試験体（HB－1）

A — A 断面図

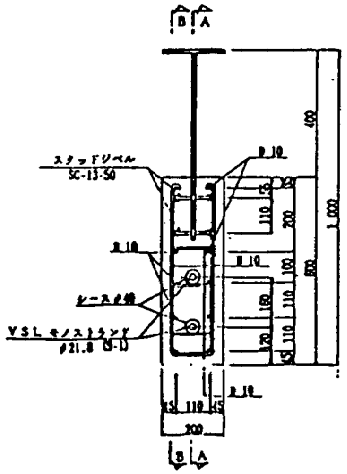
B — B 断面図



C — C 断面図



D — D 断面図



E — E 断面図

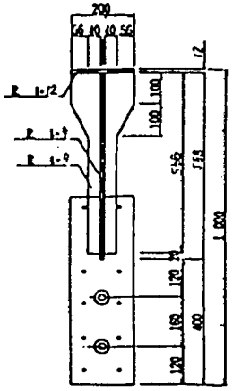
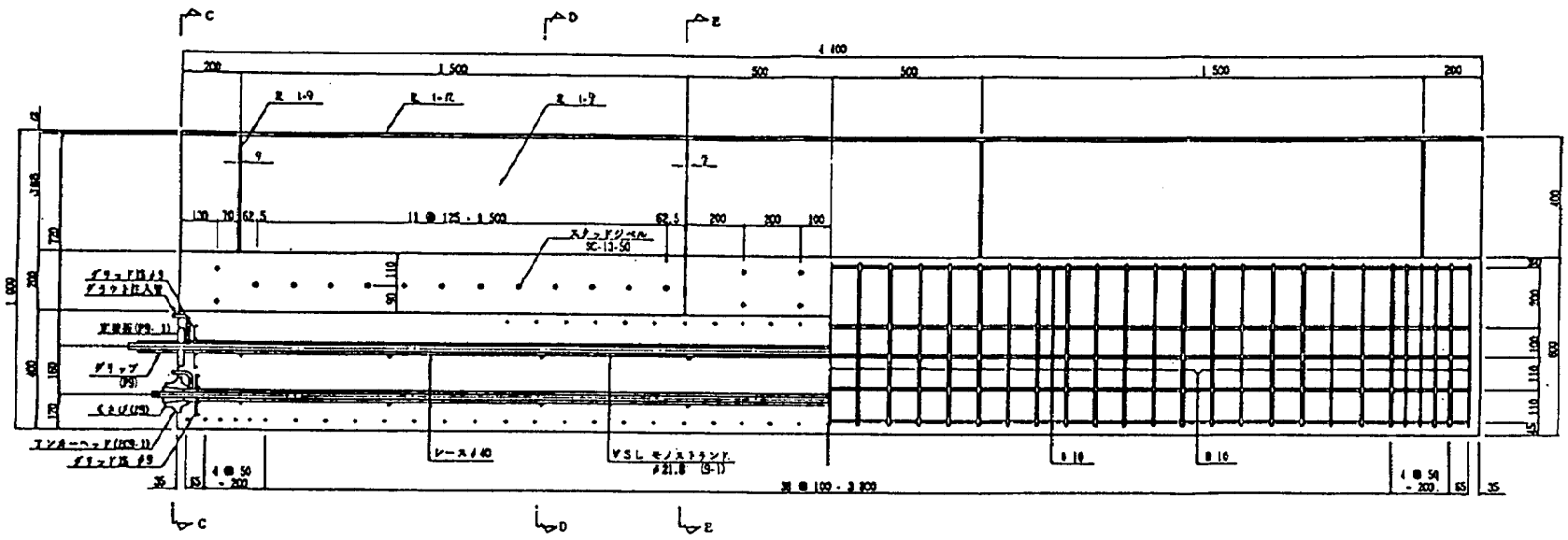


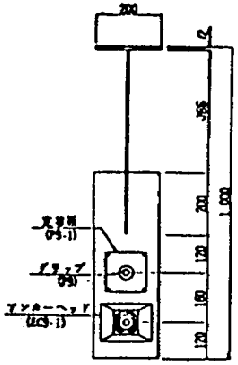
図 1.2.2　合成桁試験体（HB－2）

A — A 断面図

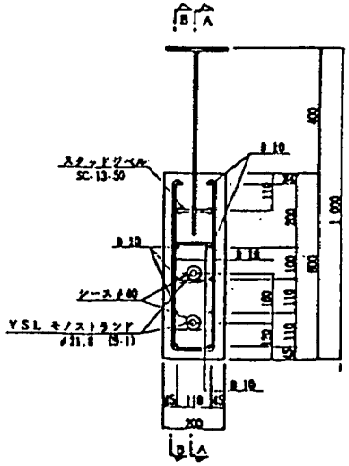
B — B 断面図



C — C 断面図



D — D 断面図



E — E 断面図

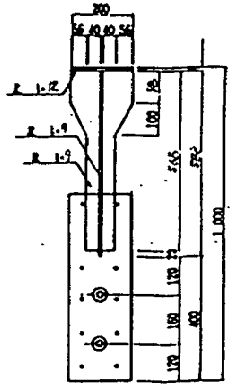


図1.2.3　合成桁試験体（HB－3）

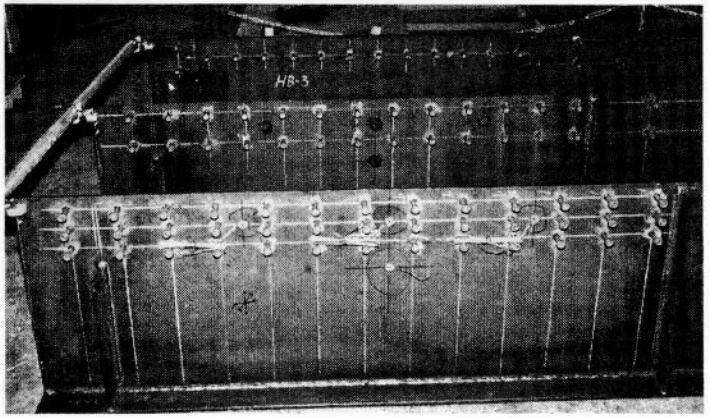


写真1.2.1　鋼板の状態

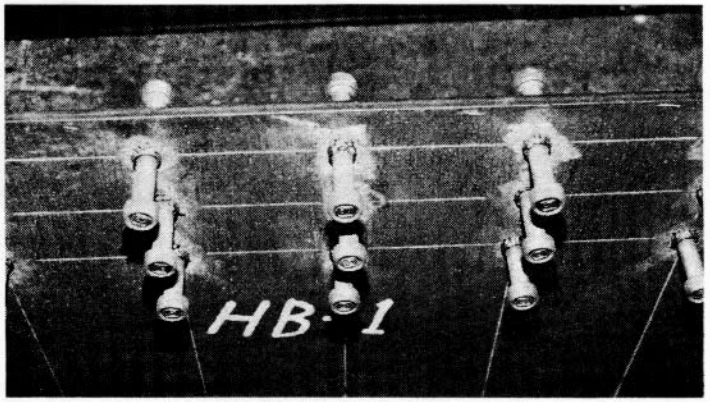


写真1.2.2　スタッドの溶接状況

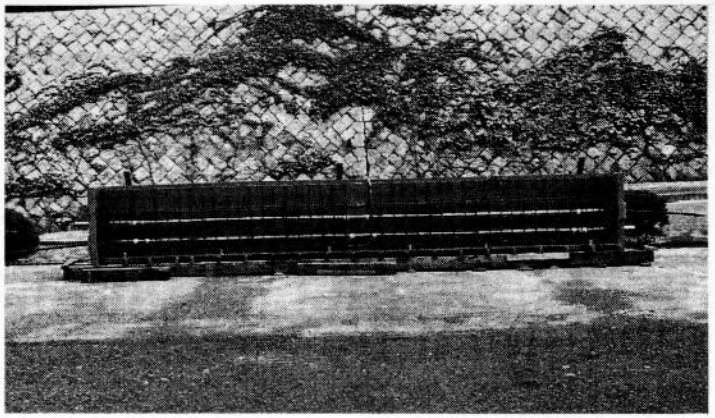


写真1.2.3　配筋状態

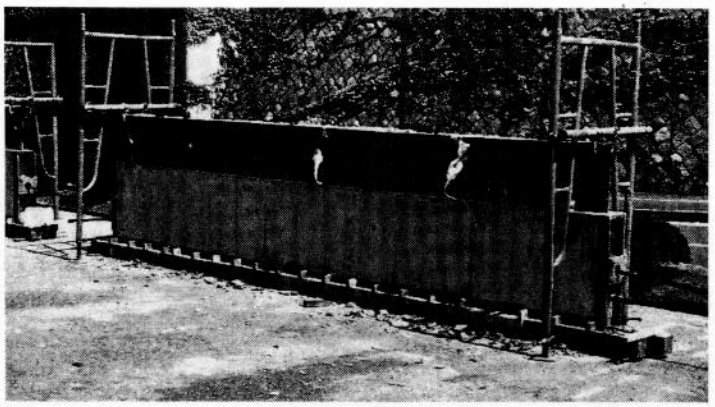


写真1.2.4　脱型後の試験体

c）プレストレスの導入

合成桁へのプレストレスの導入は、ＶＳＬモノストランドを用いて実施した。載荷実験時でのストランド１本あたりのプレストレス力は30ｔを設計値とした。緊張完了後のストランドのひずみ値を基に算定した実導入力は、表 1.2.3に示す値であった。

緊張時の試験体の状態、緊張具のセット状況を写真 1.2.5、1.2.6 に示す。

表 1.2.3　導入プレストレス力

試　験　体		見掛の弾性定数(kg/cm²)	セット後のひずみ	PC鋼線導入力（ｔ）	導入力合計（ｔ）
ＨＢ－１	上	2.08×10^{6}	5400×10^{-6}	35.1	67.2
	下	2.10×10^{6}	4880×10^{-6}	32.1	
ＨＢ－２	上	2.08×10^{6}	5300×10^{-6}	34.5	66.9
	下	2.04×10^{6}	5074×10^{-6}	32.4	
ＨＢ－３	上	2.00×10^{6}	5322×10^{-6}	33.3	66.2
	下	2.24×10^{6}	4700×10^{-6}	32.9	

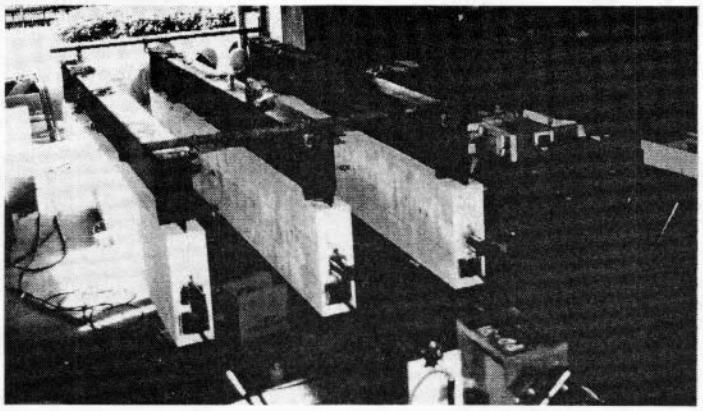


写真 1.2.5　緊張時の試験体

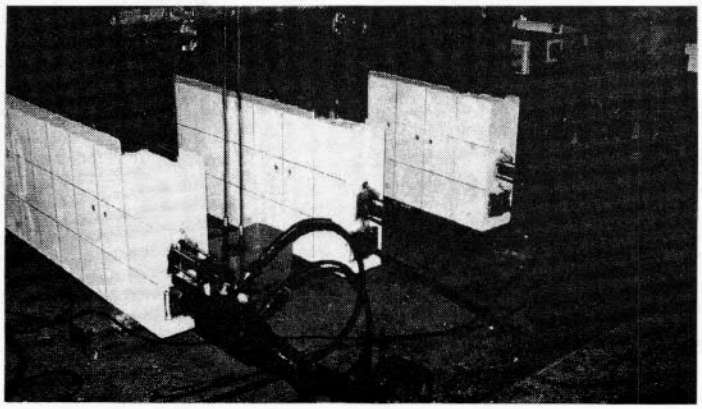


写真 1.2.6　緊張具のセット状況

(2) 部分せん断試験体

a) 試験体形状・寸法

部分せん断試験に用いる試験体は、合成桁試験体ＨＢ－１、ＨＢ－２，ＨＢ－３の実験パラメーターであるスタッド配置３種類に対応した３種類とした。試験体は、各スタッド配置に対して各々３体製作した。

試験体の名称およびスタッドの配置を表 1.2.4に、試験体の形状寸法、配筋を図 1.2.4に示す。

尚、せん断面となる鋼板の表面には、コンクリート打設前にグリスを塗布し、付着の影響が及ばないようにした。

表 1.2.4 試験体名称およびスタッドの配置

試験体名称	対応する合成桁	配置形状	軸方向間隔	横方向間隔
ＰＯ－１１ ＰＯ－１２ ＰＯ－１３	ＨＢ－１	格子状(3列)	125 mm	55 mm
ＰＯ－２１ ＰＯ－２２ ＰＯ－２３	ＨＢ－２	格子状(2列)	125 mm	110 mm
ＰＯ－３１ ＰＯ－３２ ＰＯ－３３	ＨＢ－３	直線１列	125 mm	—— ——

b) 材料の仕様・特性

部材せん断試験体の製作に使用した材料の仕様および特性を表 1.2.5に示す。また、スタッドの仕様およびコンクリートの配合は、合成桁試験体と同様とした。

表 1.2.5 材料の仕様および特性

材料の種類	材料仕様		材料特性	
コンクリート	設計基準強度（材令28日）	350kg/cm²	圧縮強度	393 kg/cm²
			弾性係数	2.55×10^5 kg/cm²
			ポアソン比	0.20
			引張強度	22.9 kg/cm²
鋼板(SS41)	降伏強度	2500kg/cm²		
	引張強度	4100kg/cm²		
鉄筋(SD30)	降伏強度	3000kg/cm²	降伏強度	4150 kg/cm²
	引張強度	4500kg/cm²	引張強度	5660 kg/cm²
			弾性係数	1.93×10^5 kg/cm²
スタッド (SC-13-50)	引張強度	4100kg/cm²		

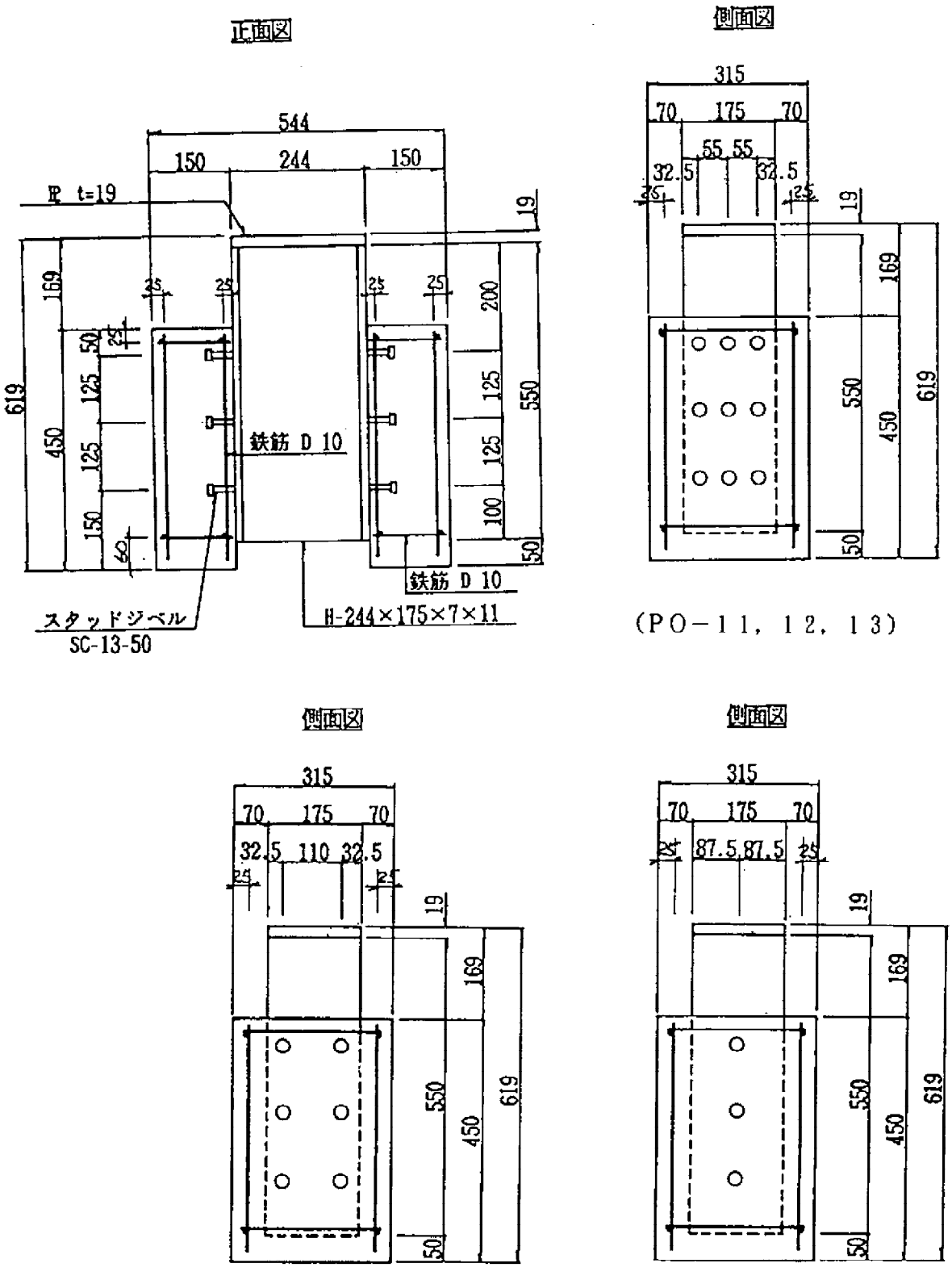


図 1.2.4　部分せん断試験体

1.2.3 試験方法

(1) 合成桁の曲げ試験

a) 載荷方法および載荷装置

載荷方法は図 1.2.5に示すように、２点集中載荷とした。桁の長さ4.４ｍに対して支承スパンは４ｍであり、支承は単純支持とし回転および滑りを許容した。また、載荷点は支承から1.５ｍの位置とし、載荷点Ａを回転のみ可、Ｂを回転および滑り自由とした。したがって、載荷点間の１ｍについては純曲げ載荷、載荷点から支承の間は曲げおよびせん断が同時に作用する載荷方法となっている。

載荷のパターンは、基本的には単調増加載荷とし、合成桁が破壊に至るまで荷重を増大させた。ただし、ひびわれ発生時においては一旦除荷し、桁の変形復元性を確認した。荷重載荷の基本ステップを図 1.2.6に示す。

載荷には横倒れ座屈防止装置を付加した鉛直加力機を使用し、加力は１００ｔジャッキ２台により行った。加力装置を図 1.2.7および図 1.2.8に示す。また試験体セット後の載荷装置全体の状況を写真 1.2.7, 1.2.8 に示す。

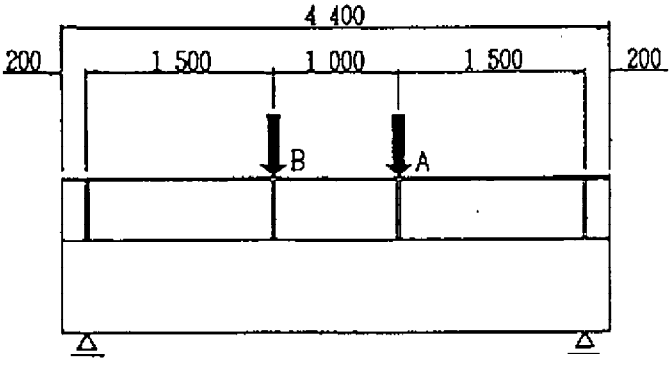


図 1.2.5　合成桁の載荷点

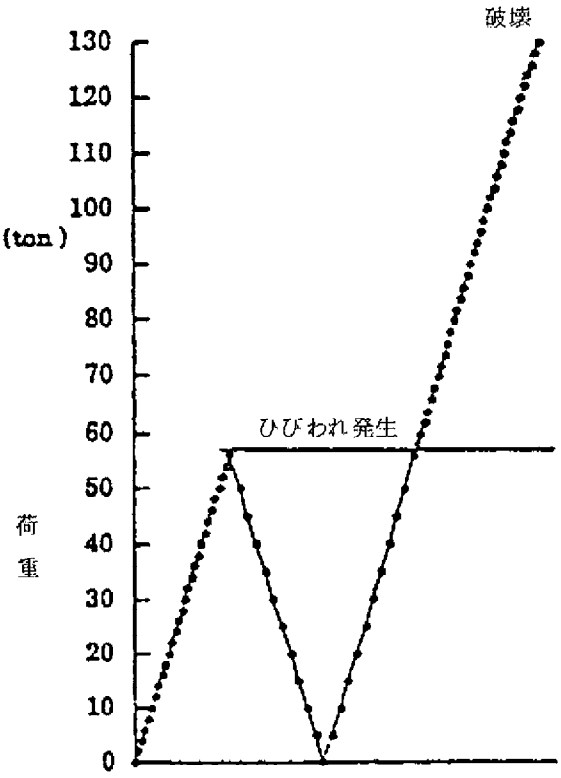


図 1.2.6　載荷ステップ

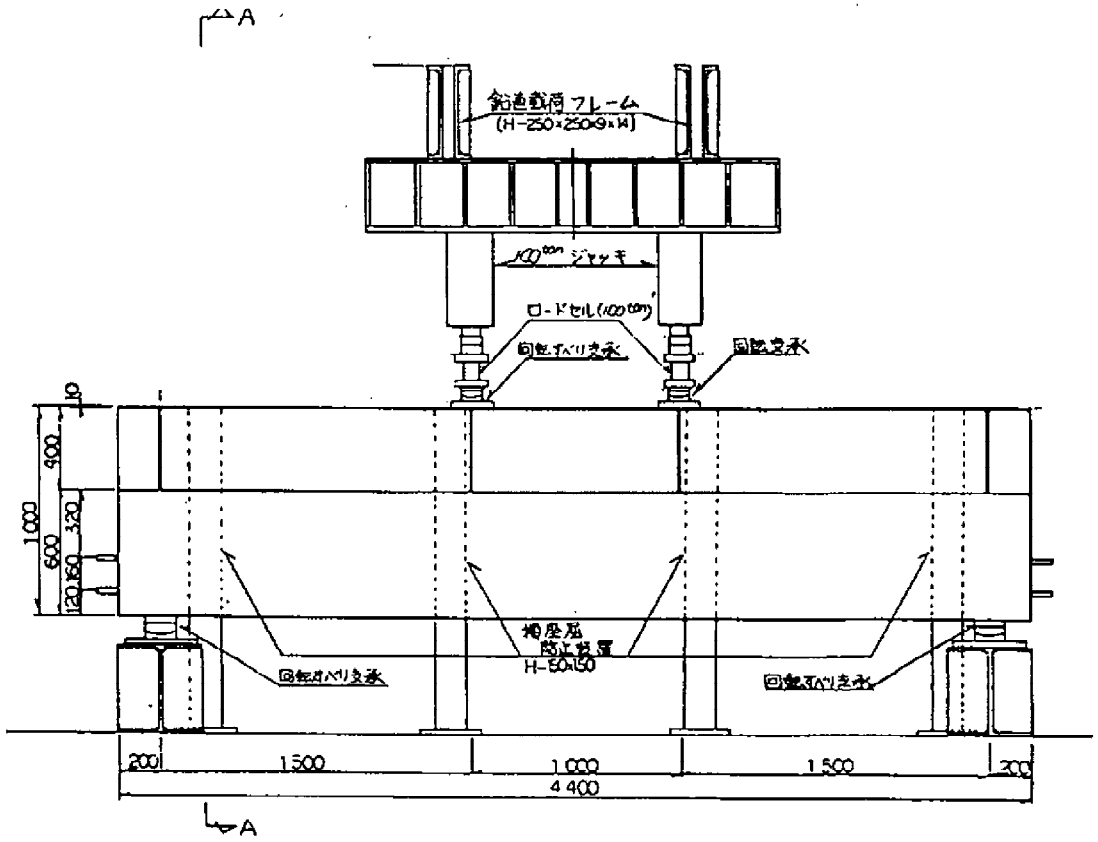


図1.2.7　加力装置

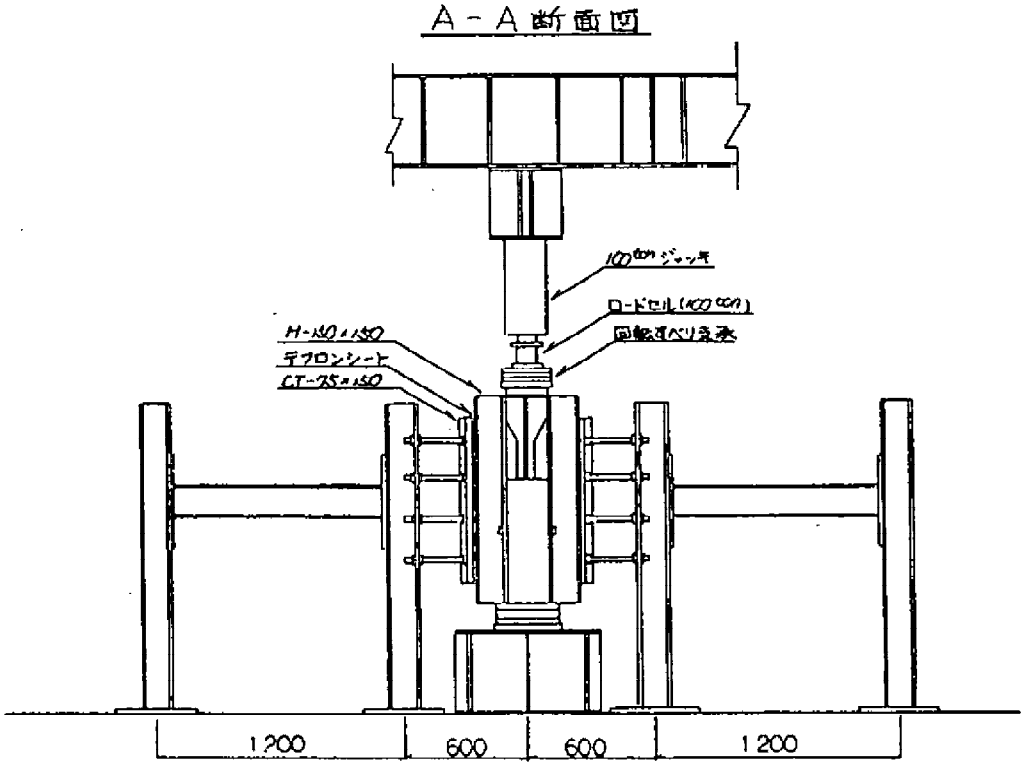


図1.2.8　加力装置（横だおれ座屈防止装置）

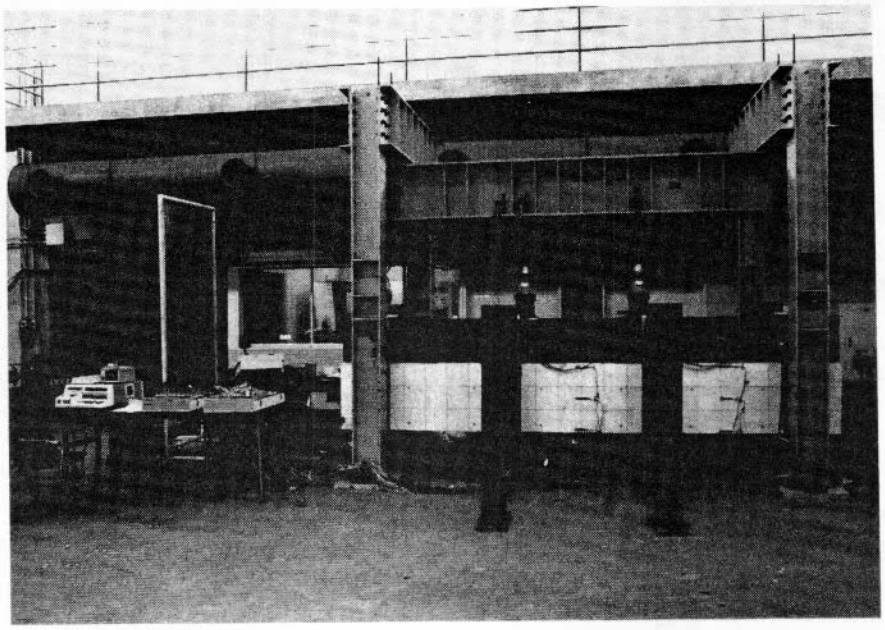


写真1.2.7　試験体セット状況

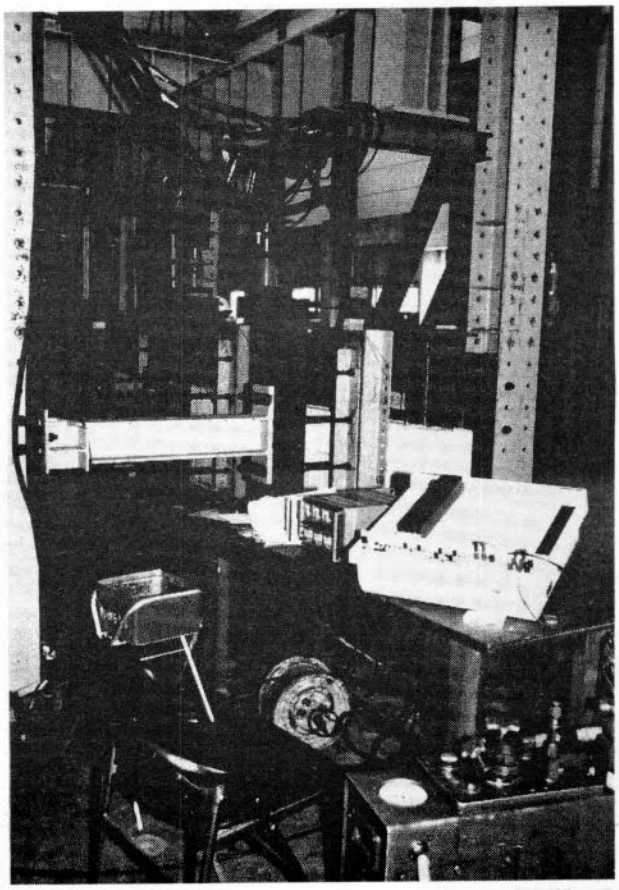


写真1.2.8　試験体セット状況

b) 計測方法および計測装置

計測項目および計測装置を表 1.2.6に、載荷システム・計測システムの概要を図 1.2.9に、各計測位置を図 1.2.10 ～1.2.11に示す。

表 1.2.6 計測項目および装置

計測内容	計測項目	計測方法・装置
載荷荷重	載荷荷重	ロードセル (CLE-100AW) ポンプ圧ゲージ (PG-10KU)
桁の変形	支点の沈下 たわみ変形	電気抵抗型変位計(CDP-50 : 東京測器) 電気抵抗型変位計(CDP-50 : 東京測器)
鋼－コンクリートの相対ずれ変形	ずれ変形	電気抵抗型変位計(CDP-25 : 東京測器)
断面内変形	鋼板のひずみ コンクリートのひずみ 鉄筋のひずみ	ひずみゲージ (PL-3 :東京測器) ひずみゲージ (PL-60 :東京測器) ひずみゲージ (PL-3 :東京測器)
ひびわれ状況	ひびわれの進展 ひびわれ幅	目視 クラックスケール

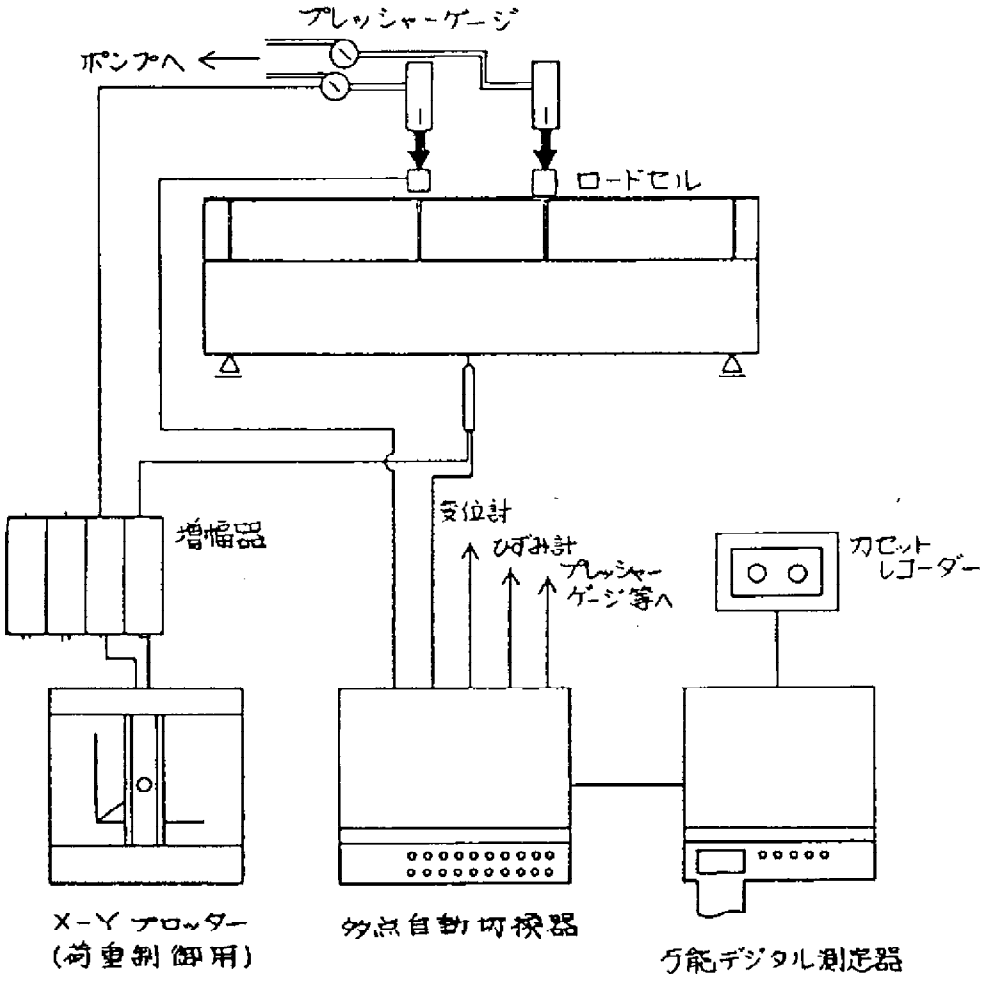
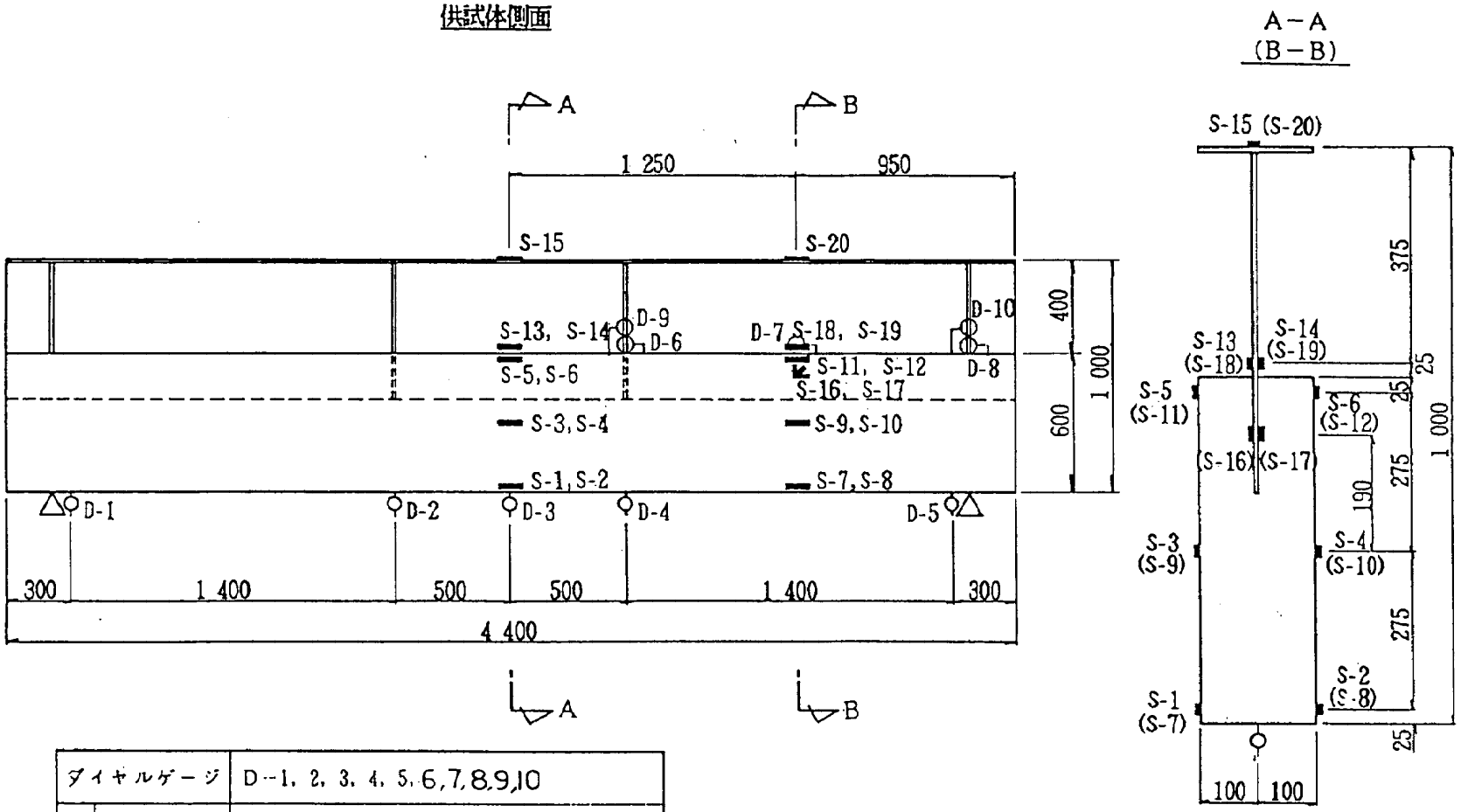


図1.2.9 計測システムの概要



ダイヤルゲージ		D－1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10
歪ゲージ	コンクリート	S－1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12
	鋼　板	S－13, 14, 15, 16*, 17*, 18, 19, 20

＊S－16, 17は三軸歪ゲージ

図 1.2.10　変位計・ひずみゲージの配置

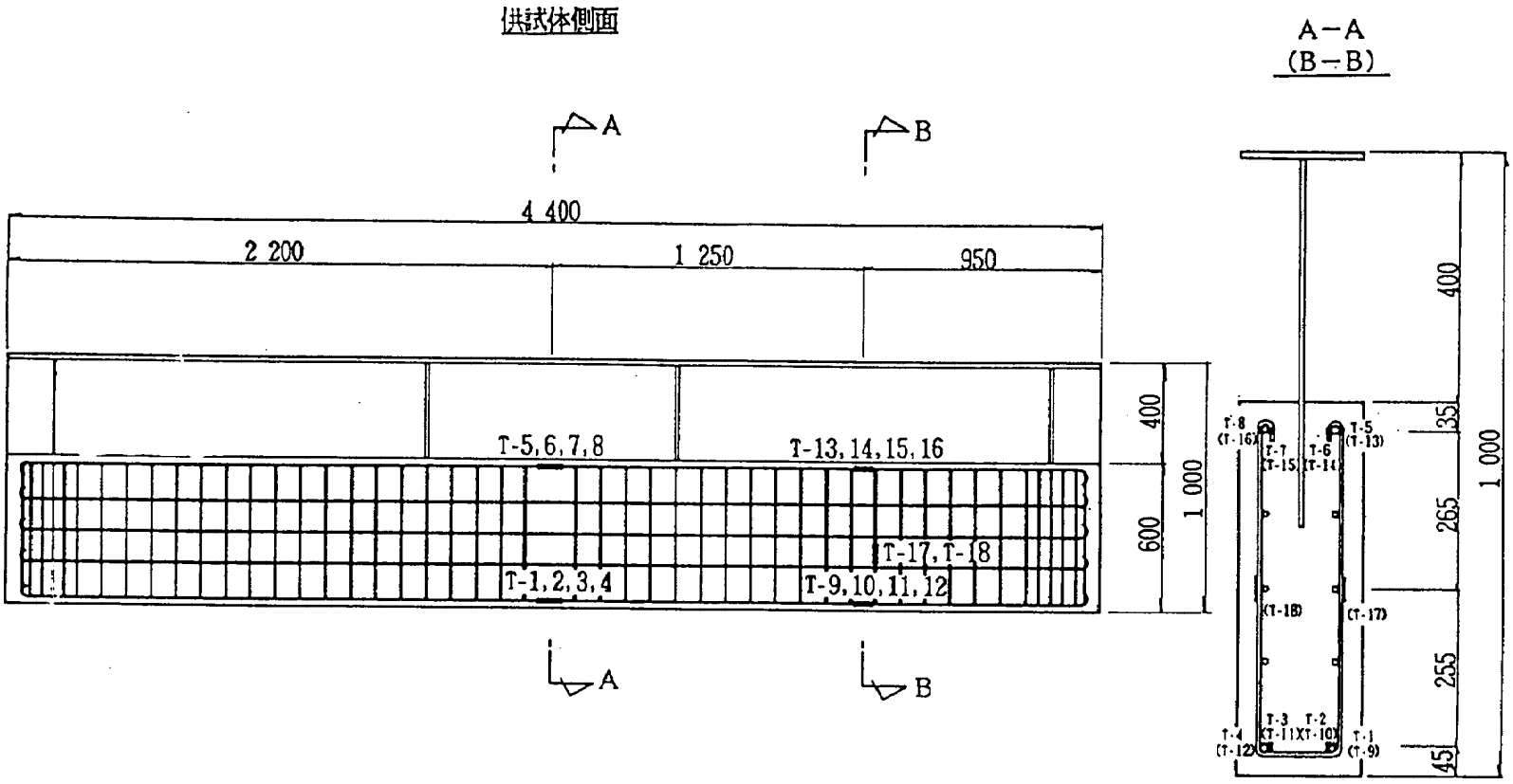


図 1. 2. 11　鉄筋に対するひずみゲージの配置

(2) 部分せん断試験

a) 載荷方法および載荷装置

部分せん断試験体の載荷には1000 t 万能構造物試験機を使用した。加力装置および試験体のセット状況を写真 1.2.9に示す。

載荷のパターンは、基本的には単調増加載荷としたが、道路橋示方書に示されているスタッドジベルの設計荷重式(1.2.1) に相当する荷重において一旦除荷し、初期の剛性を確認した。荷重載荷の基本ステップを図 1.2.12 に示す。

$$Q_a = 5.5 d H \sigma_{ck}^{0.5} \quad (H/d < 5.5) \qquad (1.2.1)$$

ここに、 Q_a ：スタッドの許容せん断力 (kg)
d ：スタッドの軸径 (cm)
H ：スタッドの全高 (cm)
σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 (kg/cm²)

b) 計測方法および計測装置

部分せん断試験の計測項目および計測装置を表 1.2.7に示す。また載荷システム・計測システムの概要を図 1.2.13 に、各計測位置を図 1.2.14 に示す。

荷重は1000 t 万能構造物試験機に内蔵されている荷重検出装置により測定した。また、載荷過程においては、4 点の相対ずれの測定値の平均をモニターしながら荷重制御または変位制御（高荷重領域）による荷重のコントロールを行なった。1000 t 万能構造物試験機の制御の状況、計測の状況を写真 1.2.10 ～1.2.11に示す。計測機器は、桁の試験に使用したものと同様である。また、任意の荷重ステップでひびわれの進展状況を確認し、発生したひびわれをトレースした。

表 1.2.7 計測項目および装置

計測内容	計測項目	計測装置
載荷荷重	載荷荷重	1000t 万能構造物試験機から直接入力
鋼－コンクリートの相対ずれ変形	ずれ変形	電気抵抗型変位計 (CDP-25: 東京測器)
コンクリートの開き変形	開き変形	電気抵抗型変位計 (CDP-10: 東京測器)
ひびわれの状況	ひびわれの進展	目視

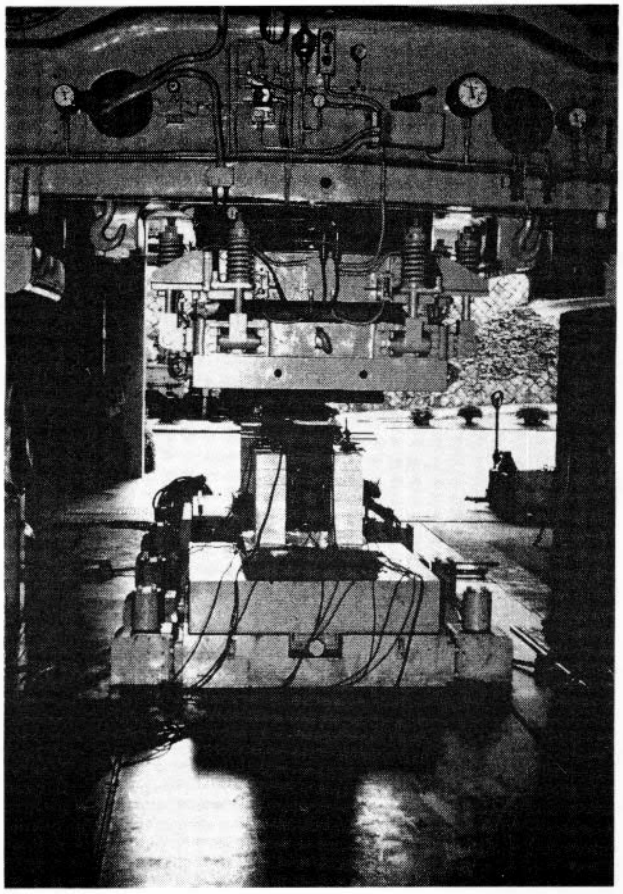


写真 1.2.9　試験体のセット状況

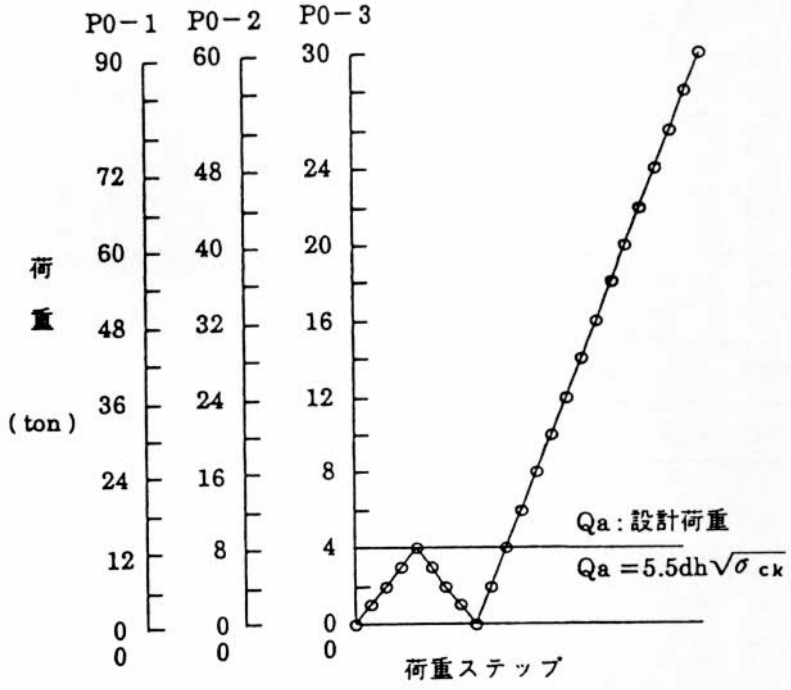


図1.2.12　載荷パターン

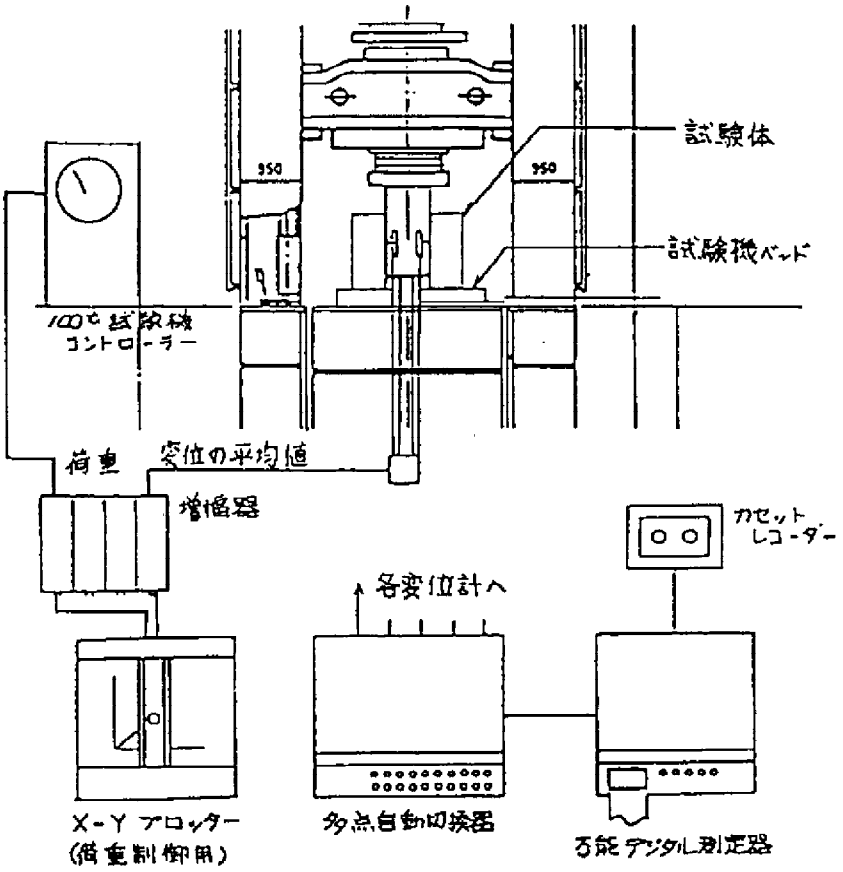


図 1.2.13　計測システムの概要

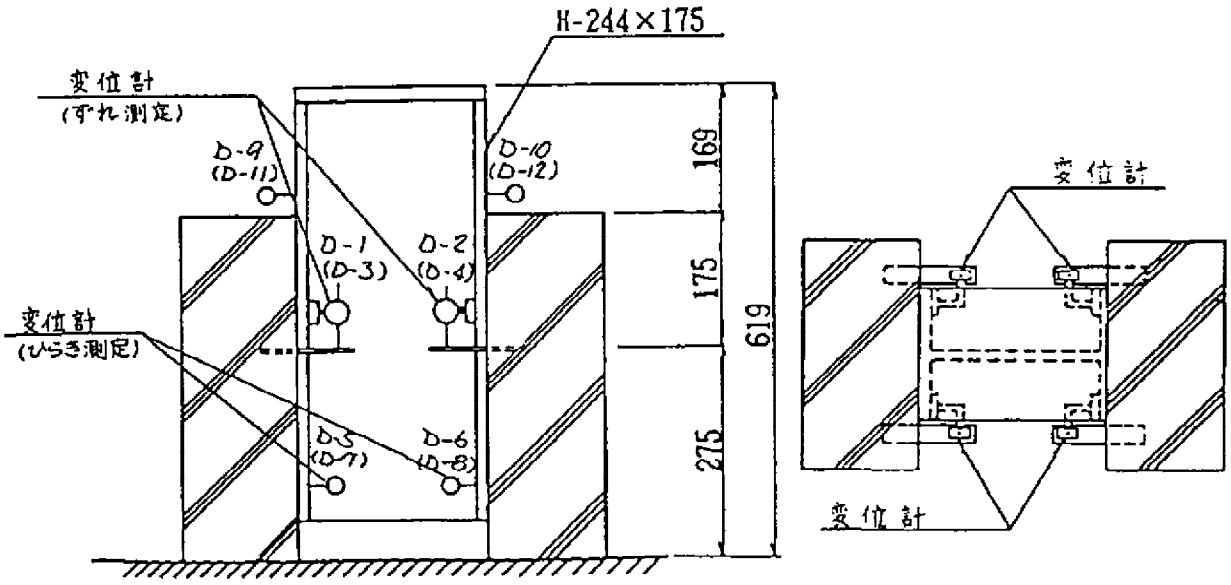


図 1.2.14　変位計の配置

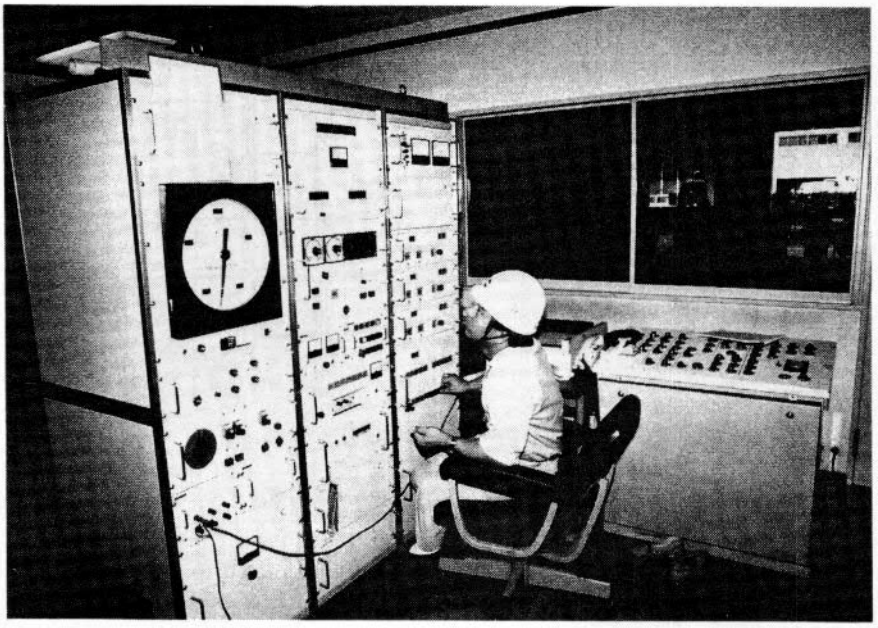


写真 1.2.10　試験機の制御状況

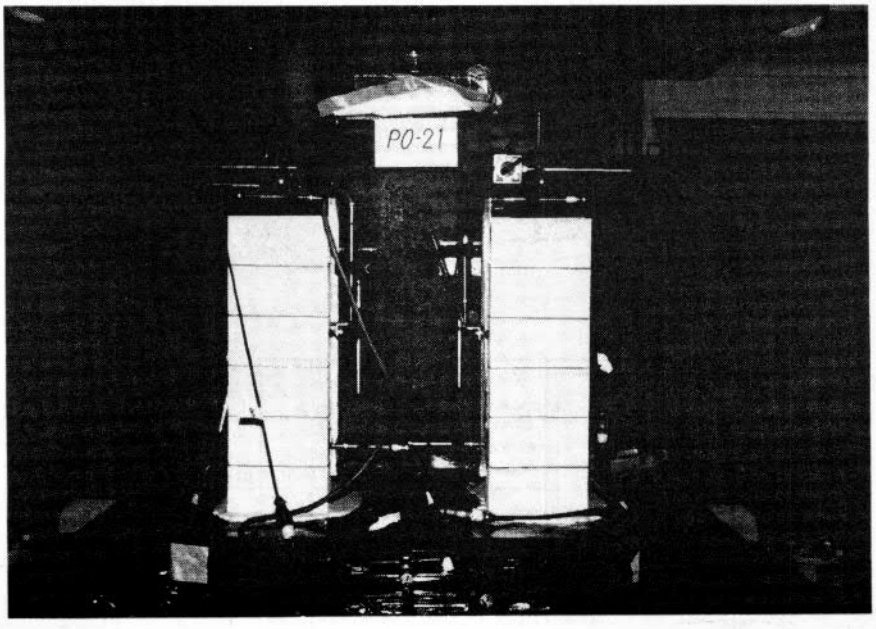


写真 1.2.11　測 定 の 状 況

1.2.4 実験結果および考察

(1) 部分せん断試験

a) ずれ変形の過程

図 1.2.15 ～1.2.17に、各試験体における載荷荷重とずれ変形の平均値との関係を示す。なお、図中には以下の荷重値を示した。

① 最大せん断荷重　Pmax
② ひびわれ発生荷重　Pc
③ 弾性限界荷重　Pe
④ 許容せん断荷重　Pa （「道路橋示方書」に基づく）

同図によれば荷重－ずれ変形量の履歴は以下の通りである。載荷初期においてはずれ変形量は、荷重の増大に対して弾性的に増加する傾向にあるが、弾性限界荷重Pe 以上になると荷重増加に対する変形量の割合が増加し、降伏に至る。さらに最大せん断荷重Pmax を越えた後に載荷を継続すると完全に破壊することなく変形量が増大し除荷後もこの変形のほとんどが残留する。なお、実験では、変形が6㎜程度になるまで載荷を続けた。この過程においてコンクリート部にひび割れが生ずるのは、変形量が、1.5㎜～2.0㎜に達した時点である。

最大荷重後、変形が増大しながら荷重が緩やかに減少するのは、コンクリートブロック部がスタッドの支圧により破壊するためである。このことから、今回の実験に用いたスタッドの配置では、継手部の破壊はコンクリートブロックの耐力に支配されるものと考えられる。

b) ひびわれの状況

部分せん断試験により試験体に発生したひびわれの状況を写真 1.2.12 ～1.2.14に、試験体のひびわれ状況展開図を図 1.2.18 ～1.2.20に示す。

荷重－ずれ変形曲線に示したひびわれ発生荷重Pc において発生するひびわれは、全ての実験試験体において、スタッドの並び軸方向（載荷軸方向）と直交する端面に発生している。載荷版に直接接触する下端は載荷版の拘束をうけるため、発生したひびわれの進展はあまり激しくない。一方、上端は拘束されておらず、また、スタッドが溶接されている位置からのコンクリートのかぶりが小さいため、最大荷重以後のずれ変形の進行にともないひびわれが大きく進展する。この傾向はすべての試験体について同様である。また、ずれ変形が3.5㎜以上となると、試験体の側面にスタッドに沿った方向のひびわれが発生する。これは、スタッドの本数の多いＰＯ－２、ＰＯ－３の試験体に顕著である。スタッド頭部上方の面にスタッドの並び軸方向にひびわれが発生している試験体もある。

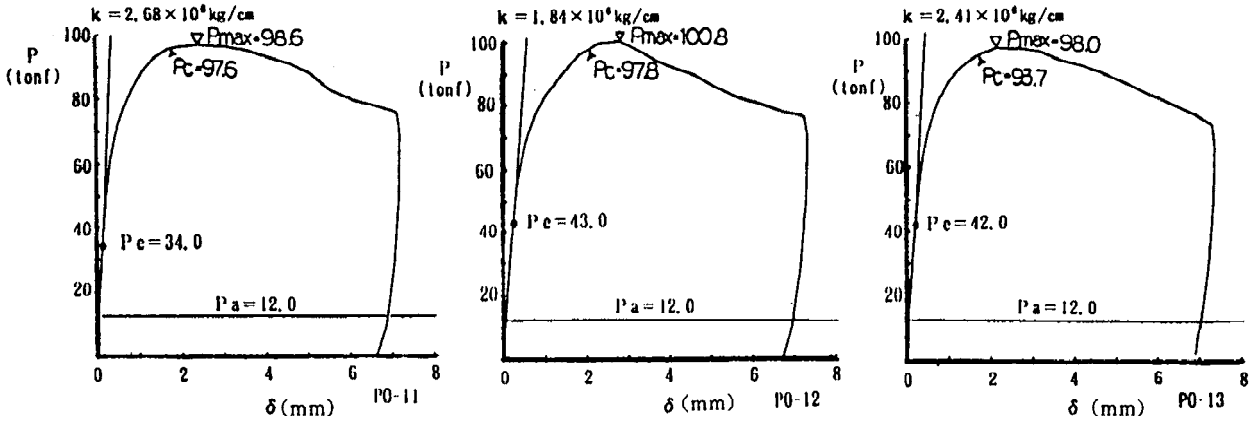


図 1.2.15　荷重－ずれ変形関係（ＰＯ－１シリーズ）

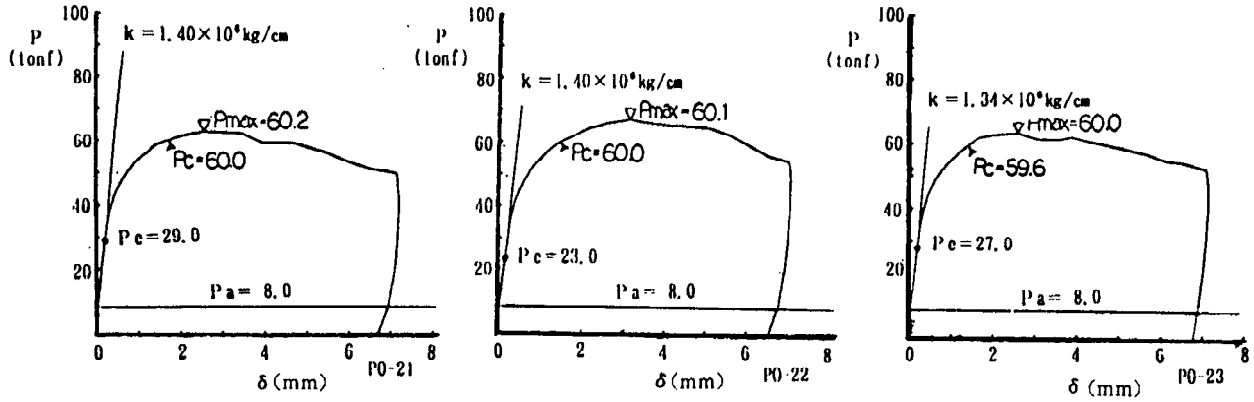


図 1.2.16　荷重－ずれ変形関係（ＰＯ－２シリーズ）

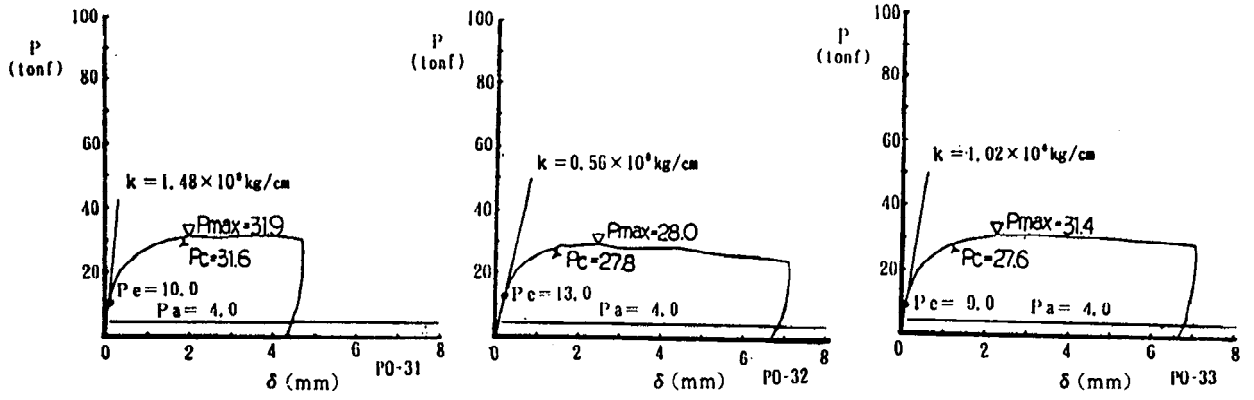


図 1.2.17　荷重－ずれ変形関係（ＰＯ－３シリーズ）

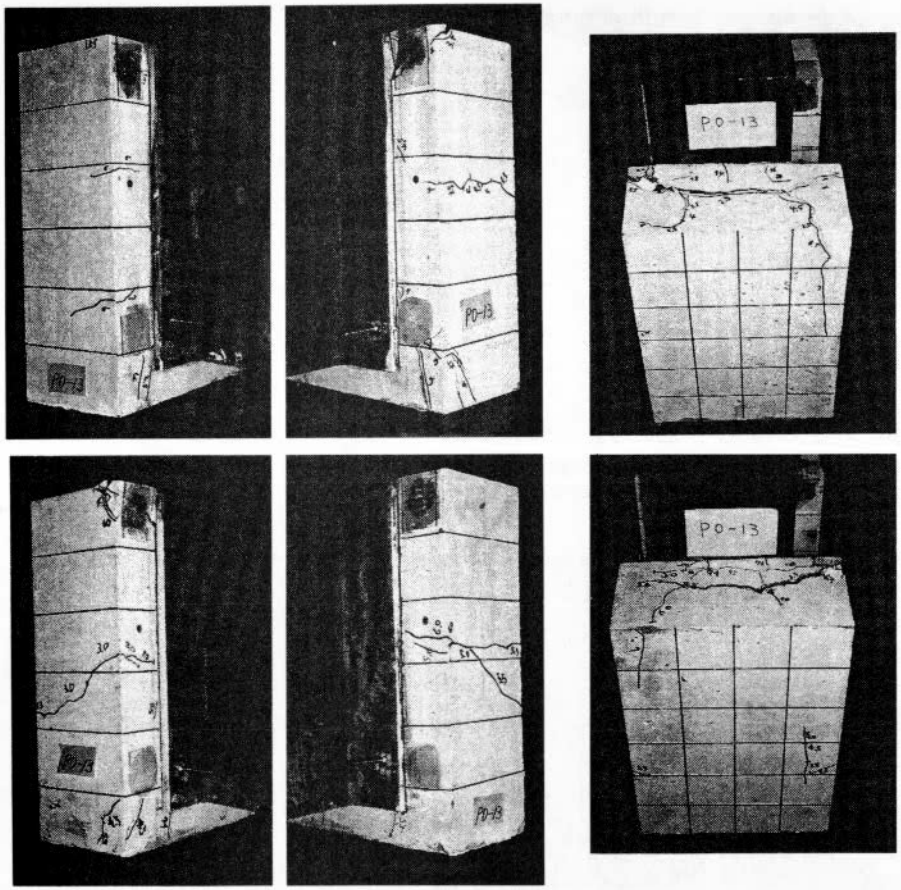


写真1.2.12　試験終了時のひびわれ状況（PO－13）

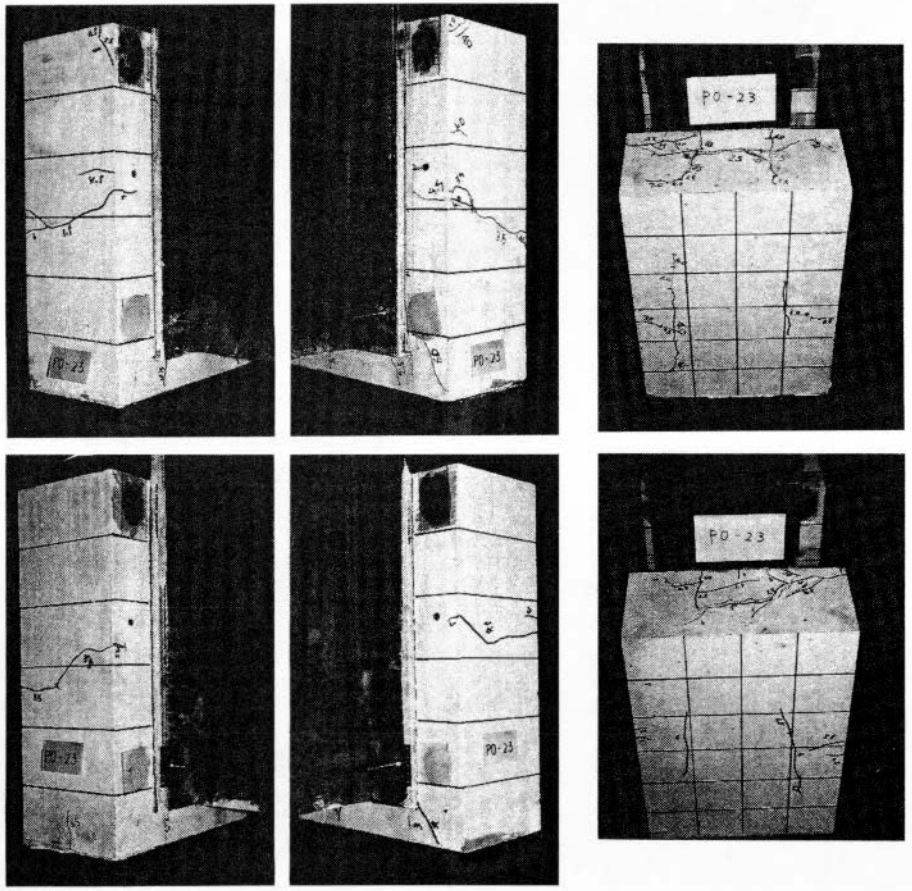


写真1.2.13　試験終了時のひびわれ状況（PO－23）

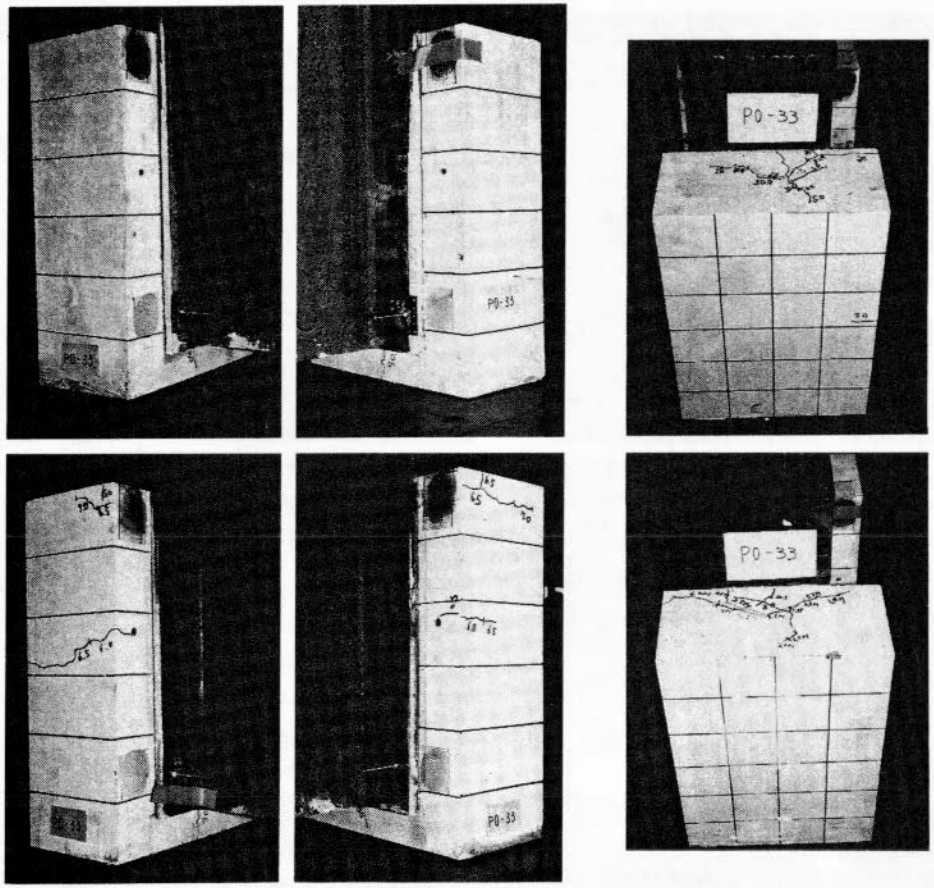


写真1.2.14　試験終了時のひびわれ状況（PO－33）

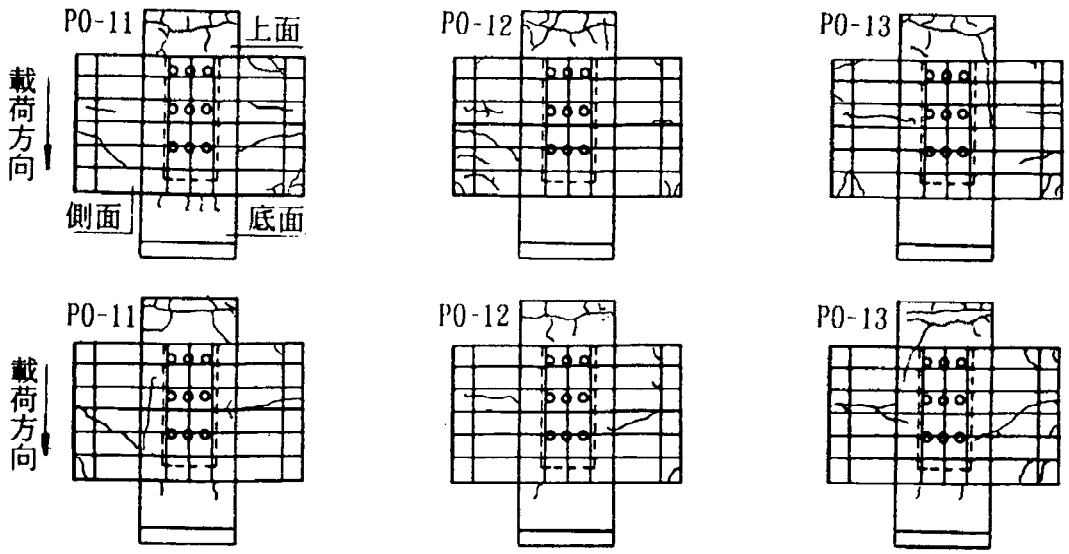


図 1.2.18　部分せん断試験体ひびわれ展開図（PO－1シリーズ）

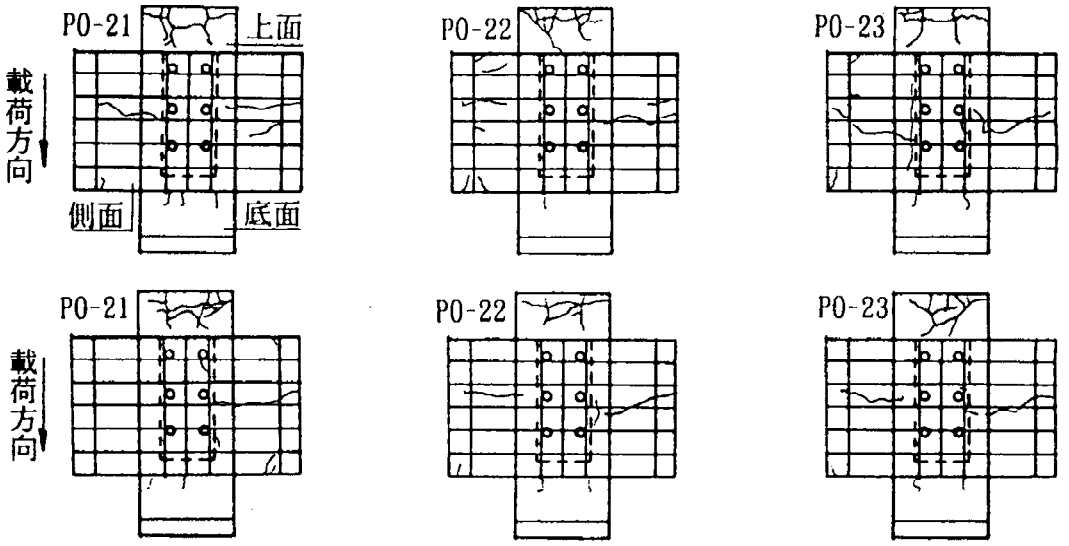


図 1.2.19　部分せん断試験体ひびわれ展開図（PO－2シリーズ）

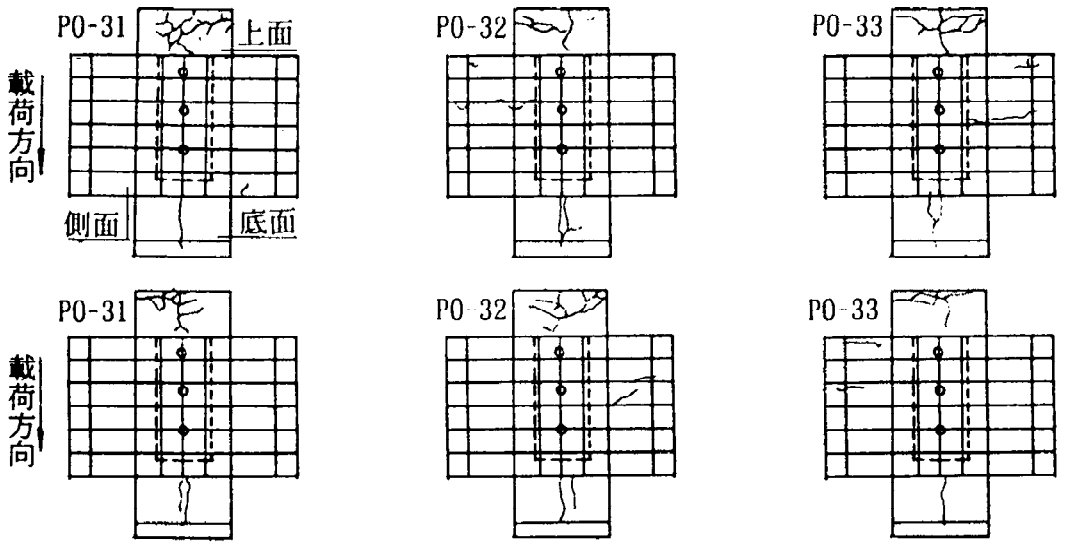


図 1.2.20　部分せん断試験体ひびわれ展開図（PO－3シリーズ）

c）部分せん断試験結果のまとめ

・強度特性について

各試験体の強度特性を表す諸荷重値をまとめて、表 1.2.8に示す。

同表によれば、スタッド1本当りの最大荷重は、スタッドの本数が多いほど若干大きくなる傾向を示しているがほぼ同等と考えて良い。一般的に、スタッドの間隔が小さくなれば一本のスタッドの支圧力を負担するコンクリートの面積が小さくなり、継手構造の強度は減少するとされているが、表中の結果から、本実験条件の範囲ではスタッドの配置および本数がスタッド一本当りの最大せん断強度に及ぼす影響はほとんどないものと考えてよい。また、最大荷重の許容荷重をに対する比は、7.7 ～8.2 の範囲にある。

表 1.2.8 各試験体の強度特性

試験体験体	ｽﾀｯﾄﾞ本数	許容荷重 Pa(t)	弾性限界荷重 Pe(t)	ひびわれ発生荷重 Pc (t)	最大荷重 Pmax(t)	ｽﾀｯﾄﾞ1本当最大荷重 Qmax (t)	最大荷重の許容荷重に対する比	弾性限界荷重の許容荷重に対する比
PO－11 PO－12 PO－13	3	12.03	34.0 43.0 42.0	97.60 97.55 93.70	98.60 100.80 98.00	5.48 5.60 5.44		
平均(PO－1)			39.7	96.3	99.1	5.51	8.2	3.3
PO－21 PO－22 PO－23	2	8.02	29.0 23.0 27.0	60.20 60.05 59.55	62.10 66.80 63.40	5.18 5.57 5.28		
平均(PO－2)			26.3	59.9	64.1	5.34	8.0	3.3
PO－31 PO－32 PO－33	1	4.01	10.0 13.0 9.0	31.55 27.95 27.58	31.85 29.75 31.35	5.31 4.96 5.23		
平均(PO－3)			10.6	29.0	31.0	5.17	7.7	2.7

・変形特性について

ＰＯ－１、ＰＯ－２、ＰＯ－３の各ケースの平均のずれ変形量とスタッド1本当りの荷重の関係を、図 1.2.21 に示す。同図より、各試験体とも同等な変形特性を示していることがわかる。

ひびわれ発生時および最大荷重時のずれ変形量、初期剛性および弾性限界荷重におけるずれ変形量を表 1.2.9にまとめた。ここで、弾性限界荷重におけるずれ変形量は、弾性限界荷重Ｐe をスタッドのバネ定数ｋで除した値である。スタッドのバネ定数ｋは各試験体の初期剛性Ｋ（kg／cm）を、スタッド1本当りに換算したものである。同表より、ひびわれ発生時のずれ変形量は1.4㎜～2.2㎜までのバラツキがあるが、1.7㎜程度をひびわれ発生の目安と考えることができる。また、最大荷重時のずれ変形量は1.9㎜～3.1㎜までのバラツキがあるが、2.5㎜程度を継手の最大耐力時のずれ変形量の目安と考えることができる。さらに、初期剛性ｋについては、1.4×10^5 kg／㎠程度、また弾性限界荷重におけるずれ変形量については0.15㎜程度が平均的な値と考えられる。

表 1.2.9　ずれ変形量および継手の剛性

試験体名称	ひびわれ発生時ずれ変形量 δc(mm)	最大荷重時ずれ変形量 δmax(mm)	初期剛性 K(10^6kg/cm)	スタッド1本当りのバネ定数 k(10^5kg/cm)	弾性限界荷重時ずれ変形量 δe(mm)
PO－11	1.77	2.40	2.68	1.49	
PO－12	2.03	2.78	1.84	1.02	
PO－13	1.69	2.13	2.41	1.34	
PO－1平均	1.83	2.43	2.31	1.28	0.16
PO－21	1.73	2.53	1.40	1.17	
PO－22	1.46	3.12	1.40	1.17	
PO－23	1.35	2.56	1.34	1.12	
PO－2平均	1.51	2.73	1.38	1.15	0.19
PO－31	1.84	1.97	1.48	2.46	
PO－32	1.40	2.45	0.56	0.93	
PO－33	2.20	2.25	1.02	1.70	
PO－3平均	1.81	2.22	1.02	1.69	0.10
全試験体平均	1.71	2.46		1.37	0.15

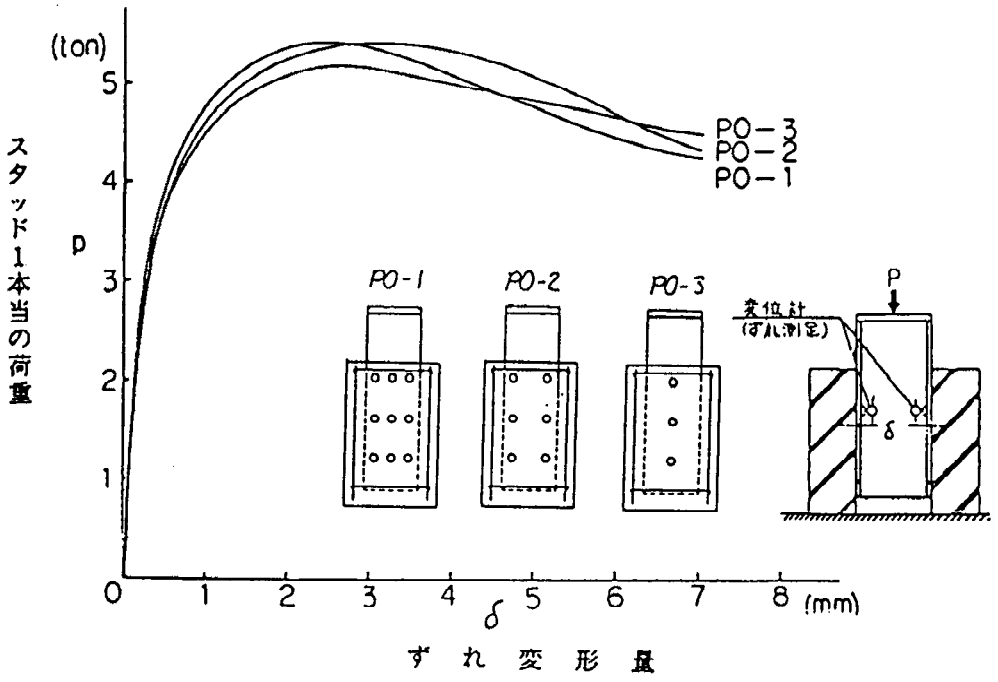


図 1.2.21　各試験体の変形状態の比較

(2) 合成桁の曲げ実験

a) 合成桁全体の変形および破壊状況

・変形過程および破壊状況

合成桁試験体の曲げ試験より得られた、載荷荷重とスパン中央たわみ、鋼フランジ上縁のひずみおよび下縁の引張鉄筋のひずみの測定値を図 1.2.22 ～1.2.24に示す。

図より、たわみ量からみた桁全体の挙動はＨＢ－１、２、３とも同様の傾向を示していることがわかる。すなわち、たわみ量は載荷の初期においては、荷重の増大に対して弾性的に変化するが、試験体の等モーメント区間に曲げひびわれが発生したのちは、等モーメント区間外での曲げひびわれの発生、せん断ひびわれの発生があるにもかかわらずたわみ曲線は緩やかに傾き、おおよそ21㎜～23㎜の変形で最大耐力に達している。

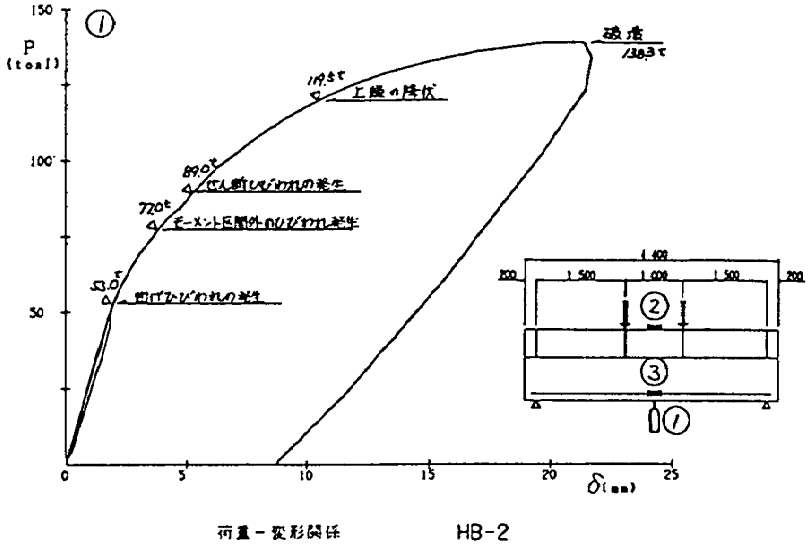
これは本試験体にはスターラップ筋が密に配筋されており、せん断ひびわれの発生後はせん断力がスターラップ筋を介して再分配されるためであると考えられる。その後、荷重を増加させると図 1.2.22 の②に示すように鋼フランジの上縁が降伏に至る。せん断ひびわれの発生、せん断力の再分配とこれにひき続き生じる鋼フランジの塑性化のため、荷重の増加にもかかわらず下縁の鉄筋のひずみの増加は停滞している。このように、本構造の破壊は下縁の鉄筋降伏の生じる前に上縁の鋼フランジが塑性化する曲げ圧縮破壊形式となる。実際にはフランジとウエブが面外に変形するために、鋼フランジが圧縮力を受け持つことができなくなり最大耐力に至っている。

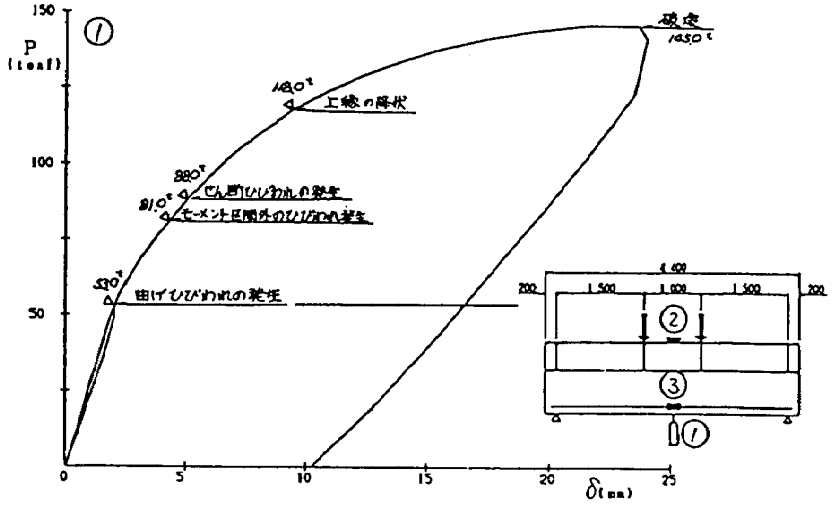
図 1.2.25 はスパン中央断面におけるひずみの分布状況を示したものである。最大荷重に近い領域では鋼フランジ上縁のひずみのみが増加し、平面保持が崩れ鋼フランジとコンクリートの変形の連続性が失われていることを示している。

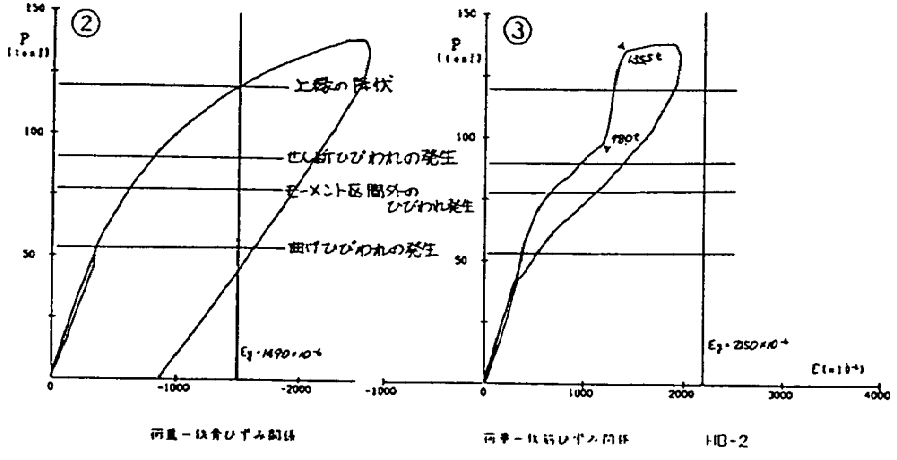
・ひびわれ状況

図 1.2.26 ～1.2.28に各試験体の載荷過程におけるひびわれ進展図を示す。また、破壊後の試験体の状況を写真 1.2.15 ～1.2.17に示す。

図より変形の過程において発生するひびわれは、３種類に分けられる。載荷の最も初期に発生するひびわれは、載荷点間の等モーメント区間に生じる曲げひびわれである。荷重が増大すると、曲げひびわれは中立軸の上昇に伴い上方に進展するが、このほかに載荷点の外側の曲げとせん断が作用する領域にも曲げひびわれが発生する。このひびわれは載荷点に向かって進展するが、さらに荷重が増大すると載荷点と支承の間にいわゆるせん断ひびわれが発生する。







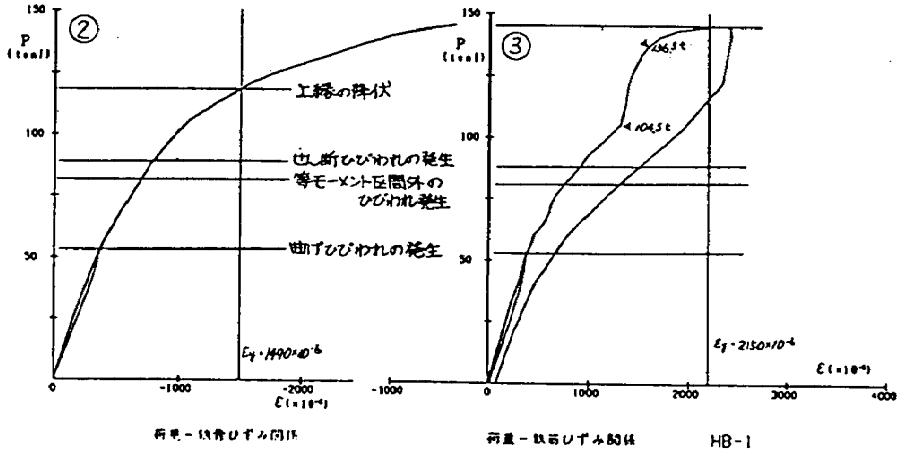


図 1.2.22　合成桁試験体の変形（ＨＢ－１）

図 1.2.23　合成桁試験体の変形（ＨＢ－２）

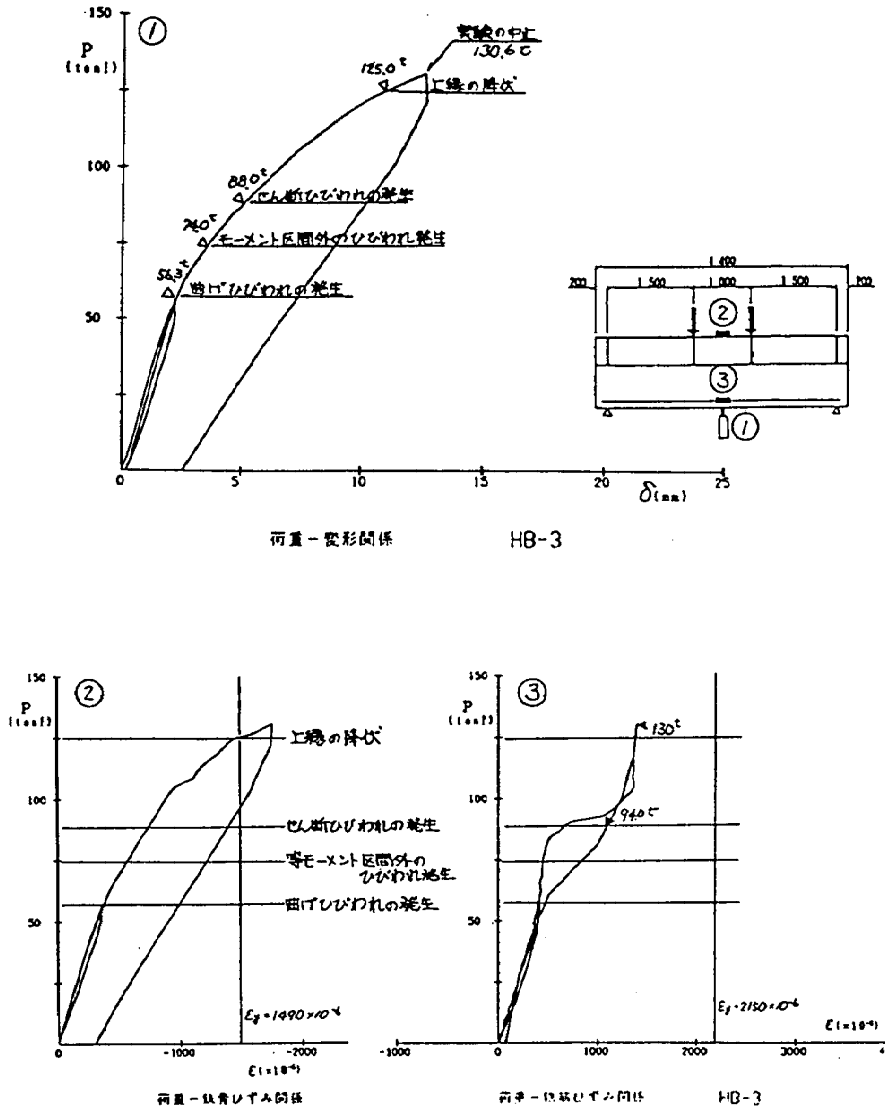


図 1.2.24　合成桁試験体の変形（ＨＢ－３）

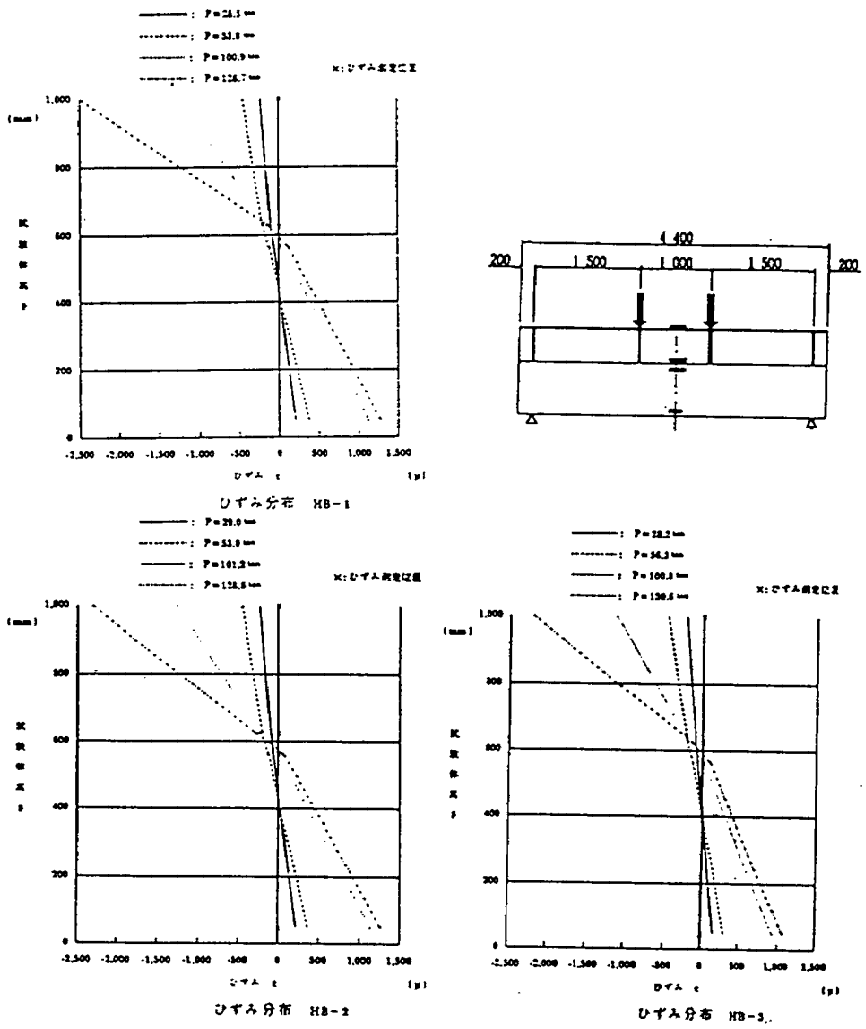
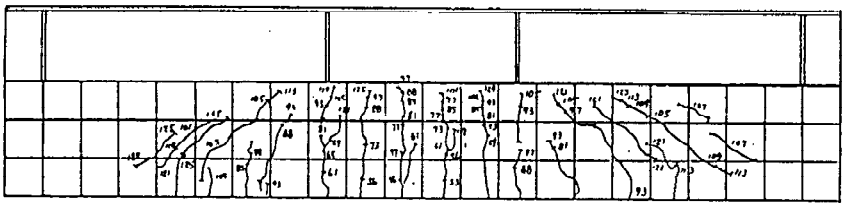


図 1.2.25　スパン中央におけるひずみ分布

HB-1 A



HB-1 B

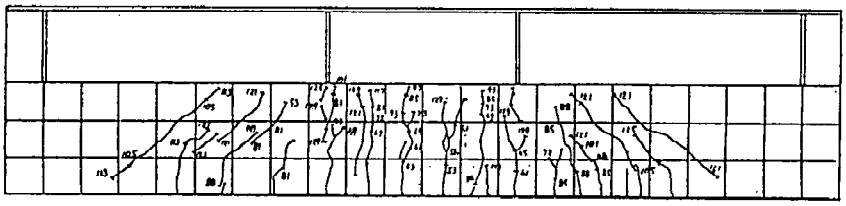
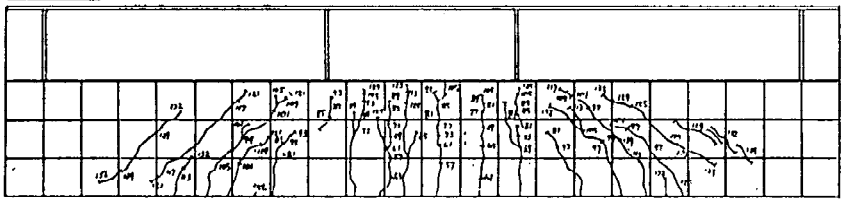


図 1.2.26　ひびわれ進展図（HB－1）

HB-2 A



HB-2 B

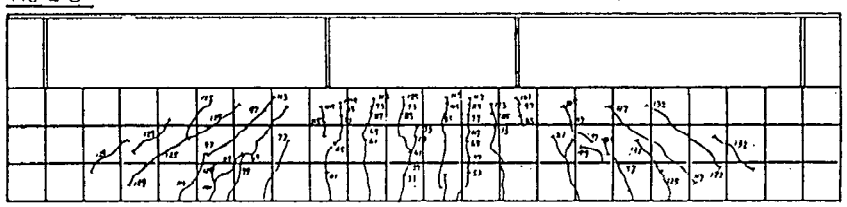
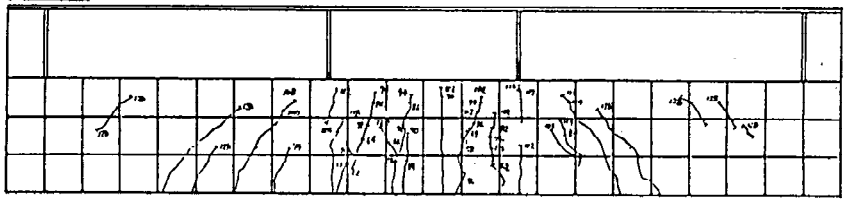


図 1.2.27　ひびわれ進展図（HB－2）

HB-3 A



HB-3 B

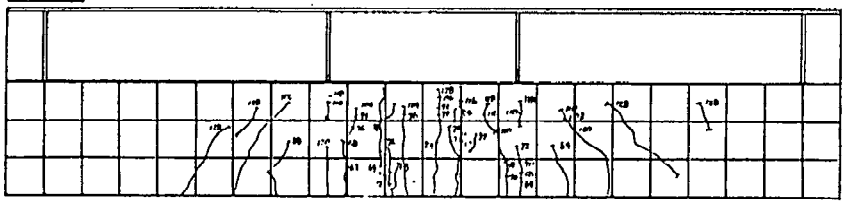


図 1.2.28　ひびわれ進展図（HB－3）

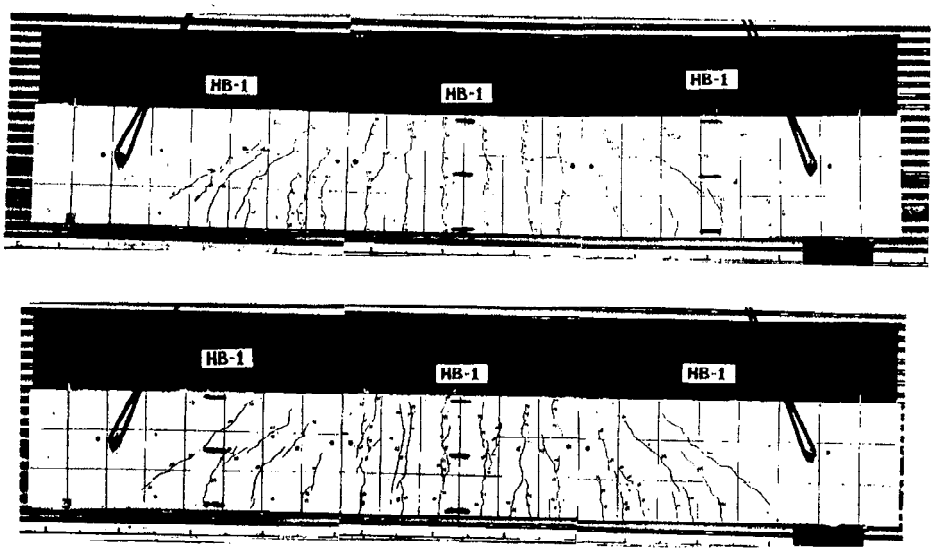


写真 1.2.15　試験終了後の試験体（HB－1）

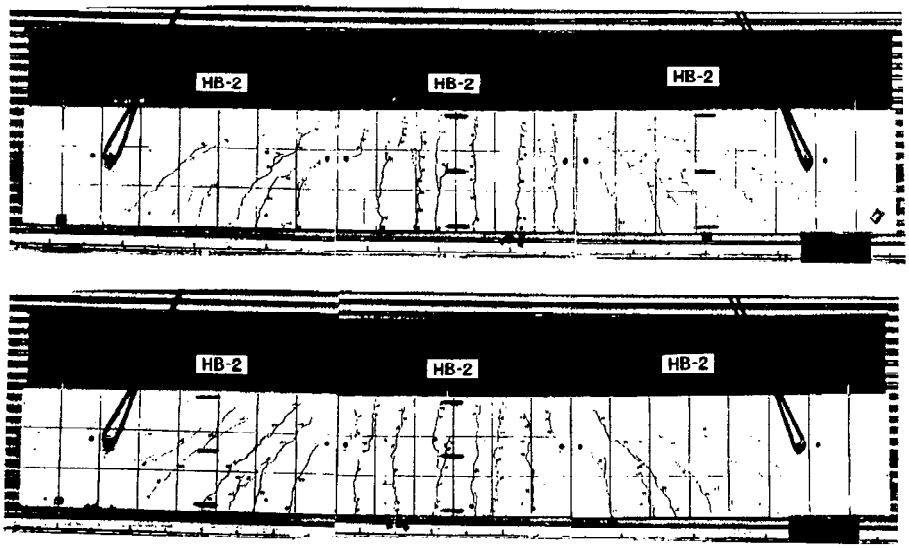


写真 1.2.16　試験終了後の試験体（HB－2）

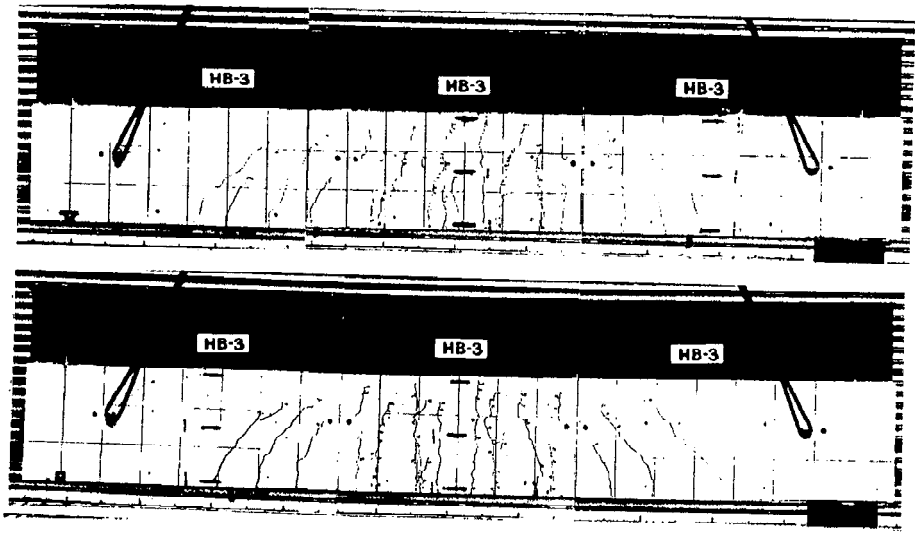


写真 1.2.17　試験終了後の試験体（HB－3）

・合成桁の強度特性および変形特性

ＨＢ－１、ＨＢ－２、ＨＢ－３の３体の合成桁試験体について、試験体が破壊に至る過程において生じる変状とそのときの荷重値を表 1.2.10 に示す。また、スパン中央部のたわみの測定値を図 1.2.29 にす。これらの結果から、３体の試験体の挙動は、接合要素であるスタッドの本数・配置の相違にもかかわらず、大略同様のものと考えてよい。

表 1.2.10 各試験体における変状荷重　(ton)

変　　状	試　験　体		
	ＨＢ－１	ＨＢ－２	ＨＢ－３
曲げひびわれの発生	53.0	53.0	56.3
等モーメント区間外でのひびわれの発生	81.0	77.0	74.0
せん断ひびわれの発　生	88.0	89.0	88.0
曲げひびわれの進展の停止	93.0	105.0	94.0
鋼フランジ上面の降　伏	118.0	119.0	125.0
下縁鉄筋の降伏	145.0	——	——
破　壊　荷　重（ウエブの挫屈）	145.0	138.3	130.6*

＊実験を中止した荷重

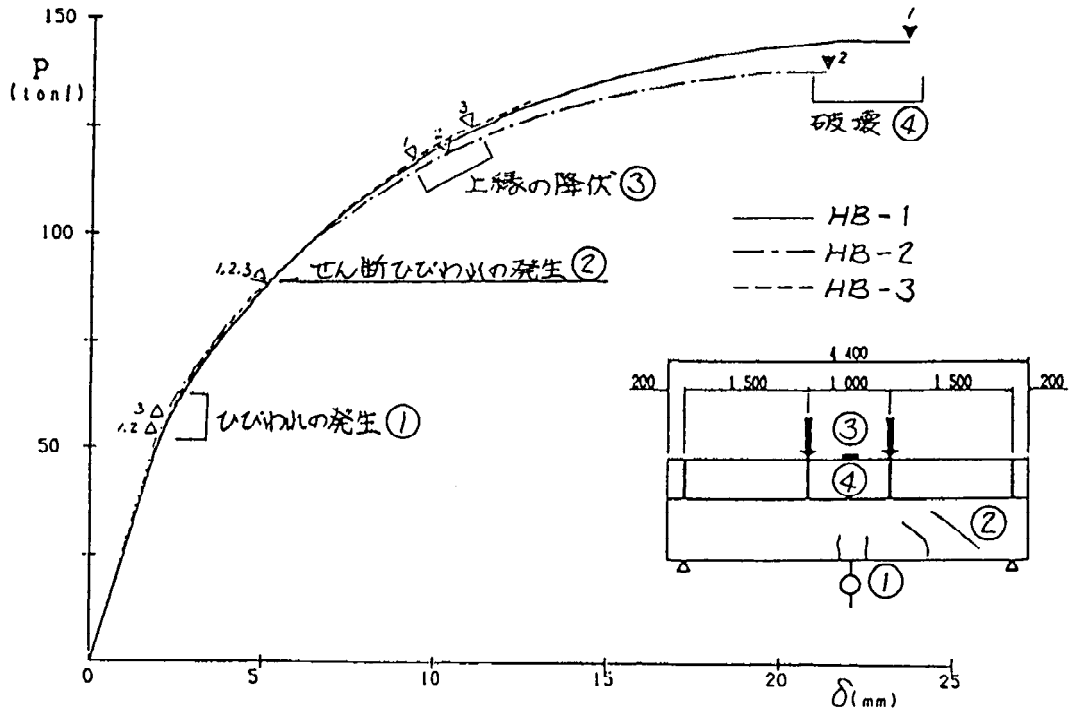


図 1.2.29　各試験体の荷重変状特性の比較

b）鋼・コンクリート継手部の変形

・継手各部でのずれ変形過程

図 1.2.30 ～図 1.2.32 に継手各部における鋼ウェブとコンクリートとの軸方向相対ずれ変形量および上方へのひきぬけ相対ずれ変形量の計測結果を示す。

同図より、3体の試験体とも共通した傾向として、荷重の小さい段階においては、軸方向相対ずれ変形量は、②と③がほぼ同様の値を示しているのに対し、①ではこれらよりかなり小さい値を示していることがわかる。これは、この段階において①②の測点間にひびわれが発生することによると考えられる。さらに、荷重を増加させると軸方向相対ずれ変形量は、②＞③＞①の関係となる。これは、②の測点近傍に発生するコンクリートのせん断ひびわれによる影響であると考えられる。

図 1.2.33 および図 1.2.34 に相対ずれ変形量の大きい②、⑤の測点におけるずれ変形量を比較して示した。同図から、スタッド本数の多い試験体ほどずれ変形量が小さくなる傾向が認められる。この結果よりスタッド本数・配置が鋼・コンクリート継手部の剛性に与える影響は大きいことが判る。

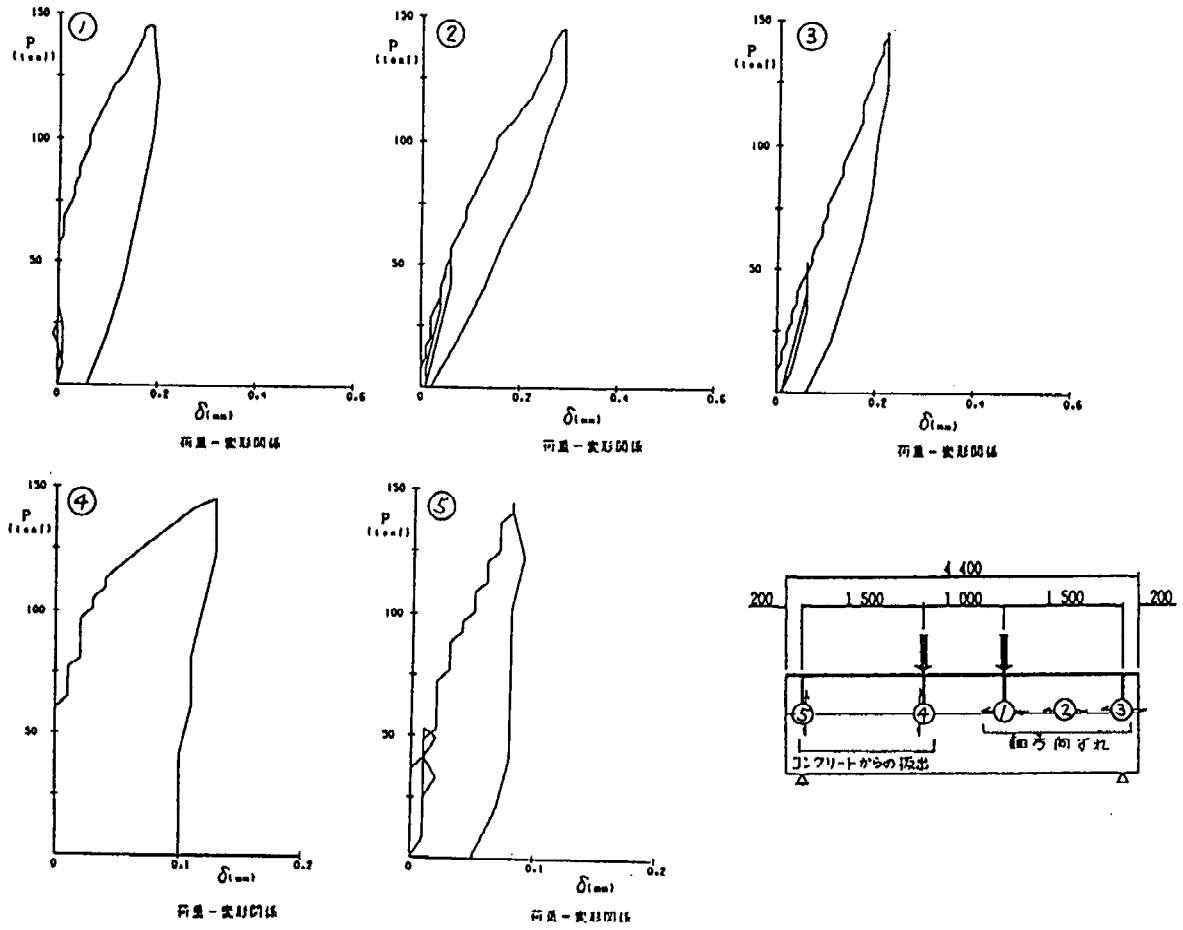


図 1.2.30　鋼－コンクリート間のずれ変形（HB－1）

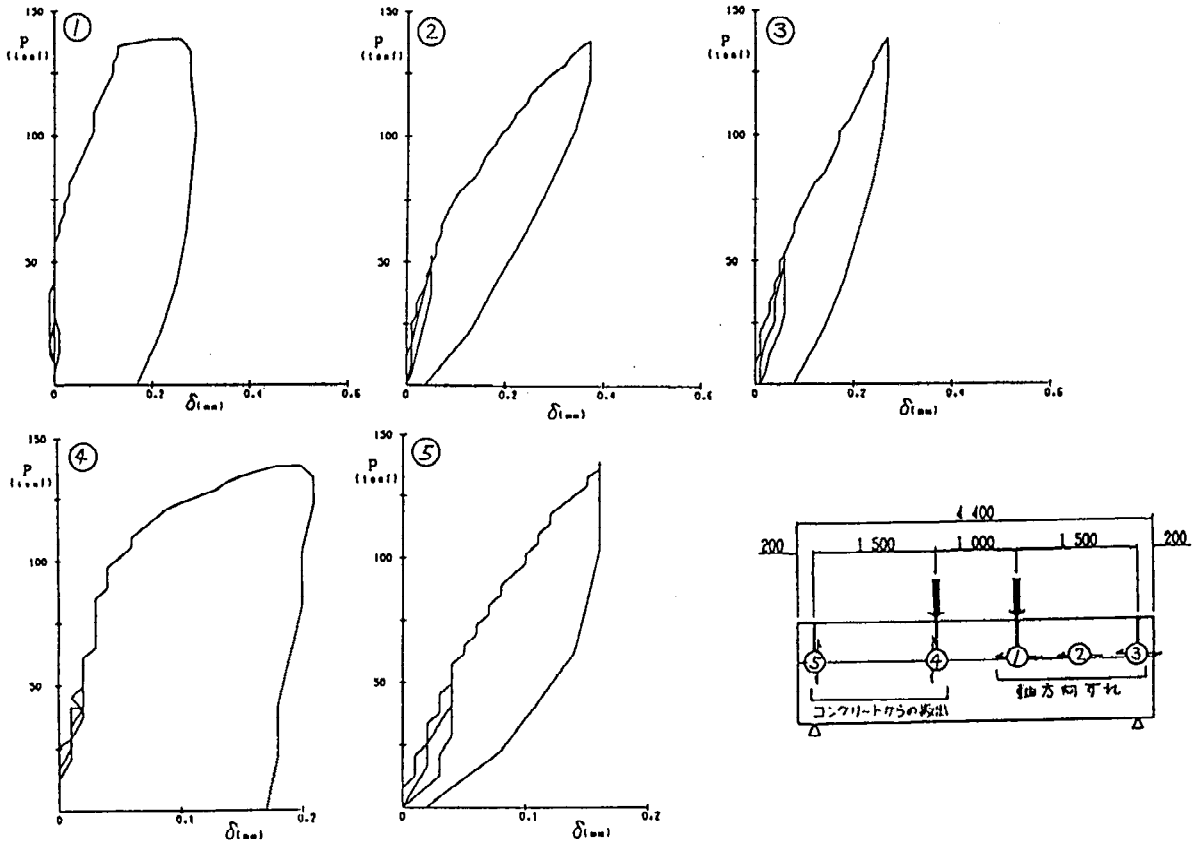


図 1.2.31　鋼－コンクリート間のずれ変形（HB－2）

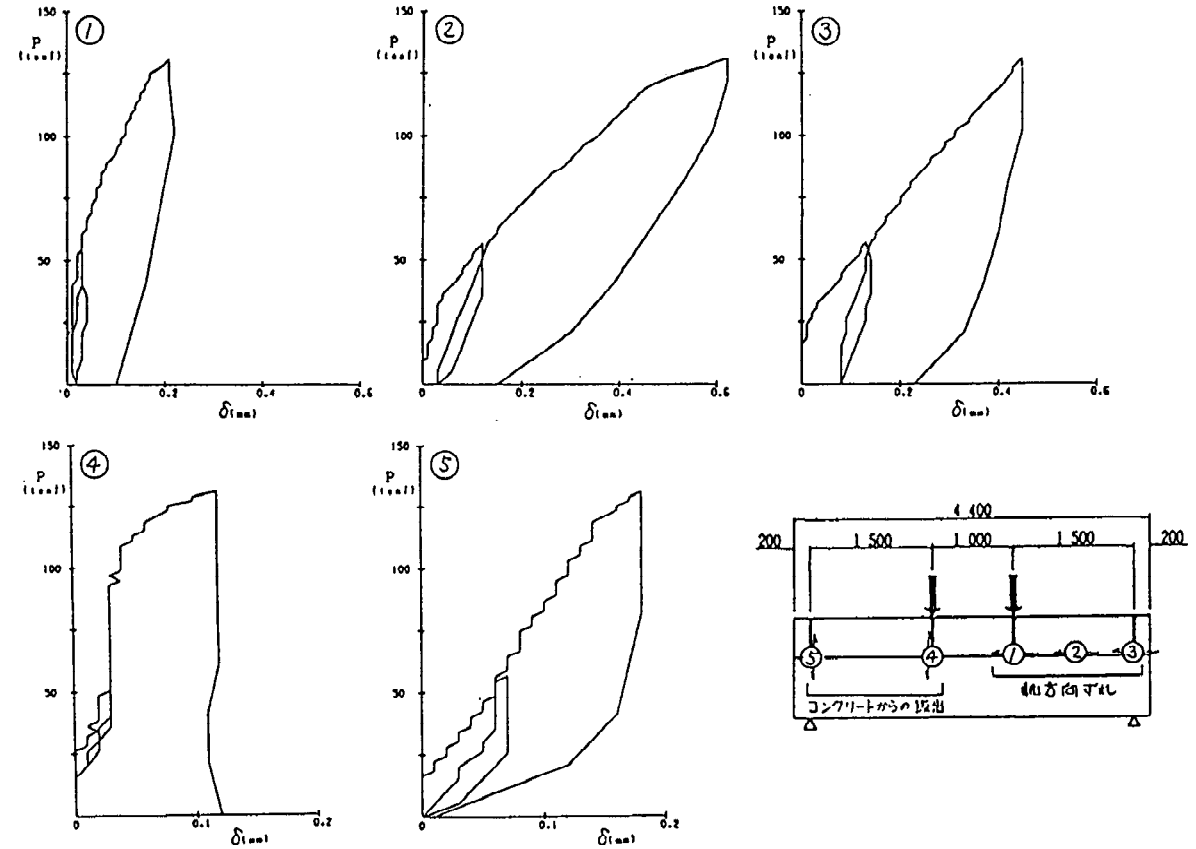


図 1.2.32　鋼－コンクリート間のずれ変形（HB－3）

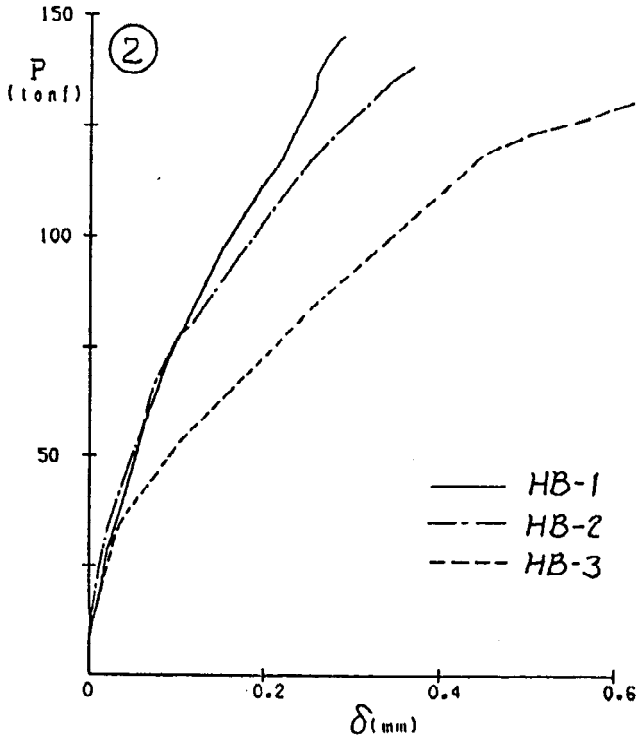


図 1.2.33　各試験体のずれ変形量の比較（軸方向のずれ）

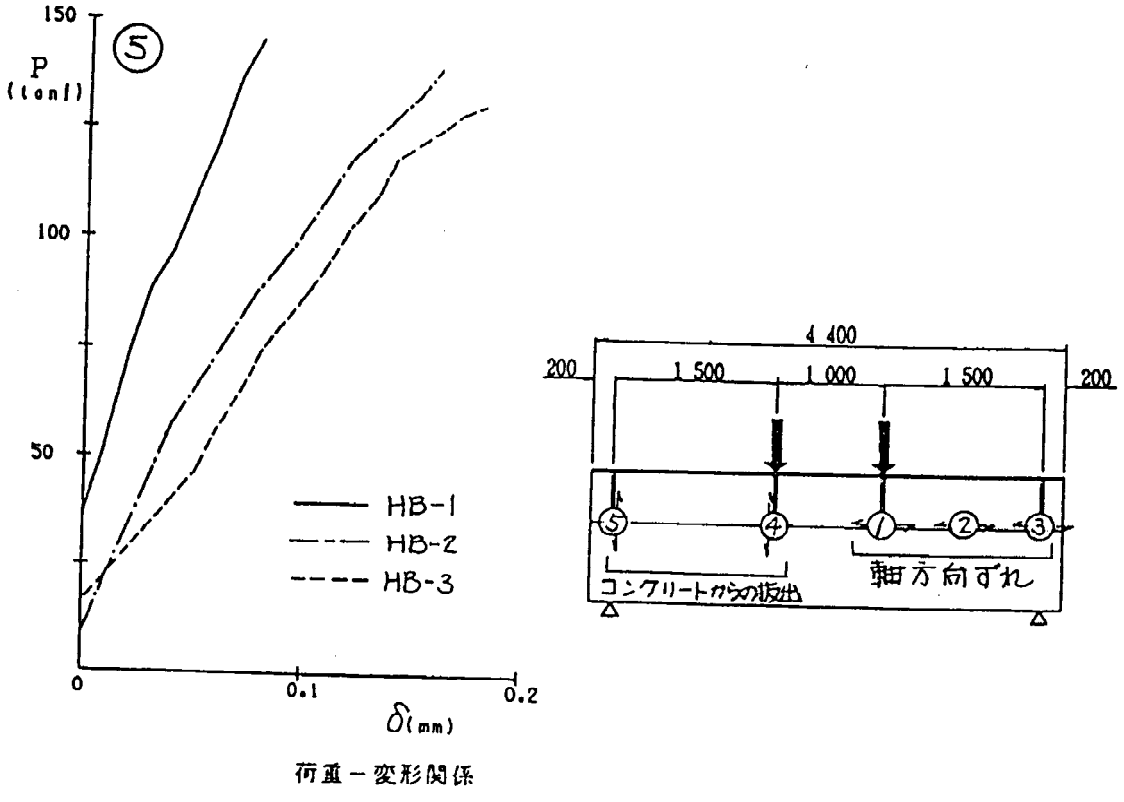


図 1.2.34　各試験体のずれ変形量の比較（引き抜け方向のずれ）

・継手部のひずみ分布

図 1.2.35 に、端部のモーメント・せん断力が発生している区間での合成桁断面内のひずみ分布状況を示す。この断面では作用するモーメントが小さいため、ひずみ分布は最大荷重近くまでほぼ直線の分布を示している。スタッドが配置されている接合部は合成桁中立軸より下方であり、スタッドが溶接されている鋼板には、桁の曲げによる引張力も作用しているころが判る。

図 1.2.36 ～1.2.38に、鋼－コンクリート接合部の載荷点と支承の間の３点において測定した鋼板の主ひずみとその方向を示す。

同図によれば、ＨＢ－１、ＨＢ－２、ＨＢ－３の試験体の測定値はいずれも同様の傾向を示している。すなわち、引張方向の主応力は、載荷初期においてはおよそ45° の方向となっているが、荷重が大きくなりせん断ひびわれが発生した後は、これが水平方向に傾く。また、ひずみの測定値もせん断ひびわれ発生後大きくなり、最大荷重時においては７００$\times 10^{-6}$まで達している。主ひずみの方向がこのように傾くのは、鋼コンクリート接合部の断面に、曲げモーメントとせん断力が組合せ応力として作用しているためである。換言すると、せん断ひびわれ発生後主応力が水平方向に傾くのは、せん断ひびわれの発生にともなって、桁全体がアーチメカニズムを形成するためである。鋼ウエブがこのような挙動をすることから、鋼部とコンクリート部が一体に変形し、再分配されたせん断力を受持っていることが推定される。また、鋼－コンクリート継手部の変形として、軸方向のずれだけでなく、引抜け方向の抜出しが生じることも、このような荷重分担の結果として説明される。

また、スタッドの本数・配置が異なるＨＢ－１，ＨＢ－２，ＨＢ－３の試験体では、スタッドの本数が少ない試験体ほど主ひずみ値が大きくなる傾向が認められ、継手部の構造鋼材に作用する応力に影響を及ぼしていることが明らかである。したがって、鋼板の応力が重要となる場合、たとえば疲労荷重をうける場合などには、継手部の構造が重要にもなるものと考えられる。

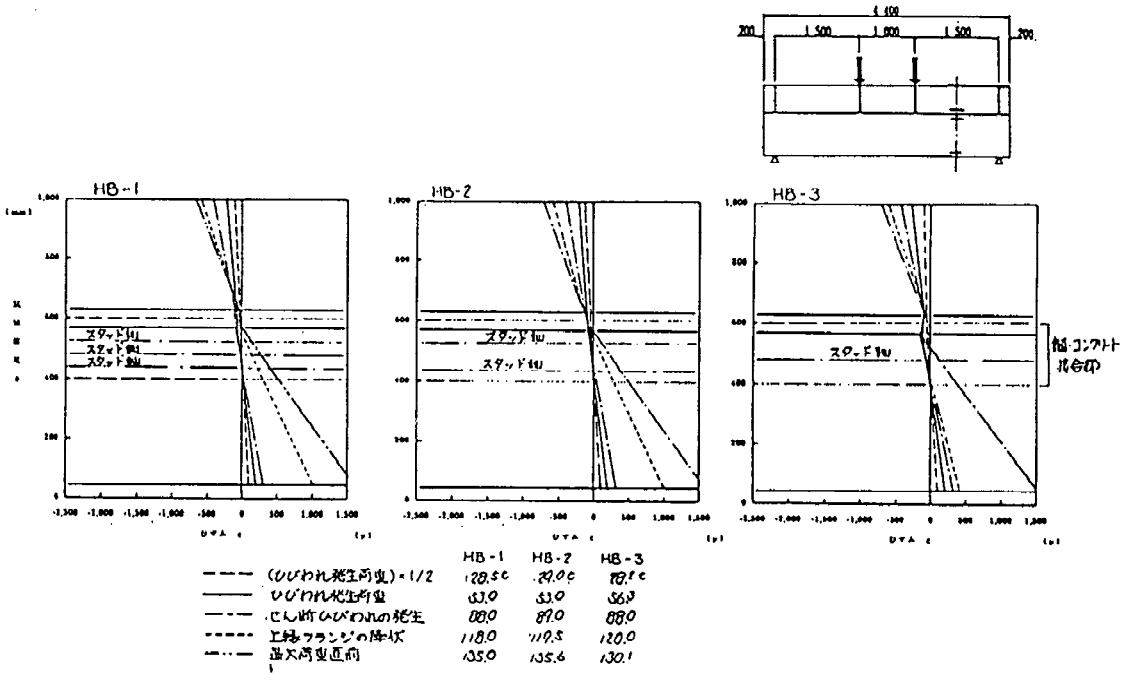


図 1.2.35　継手断面におけるひずみ分布

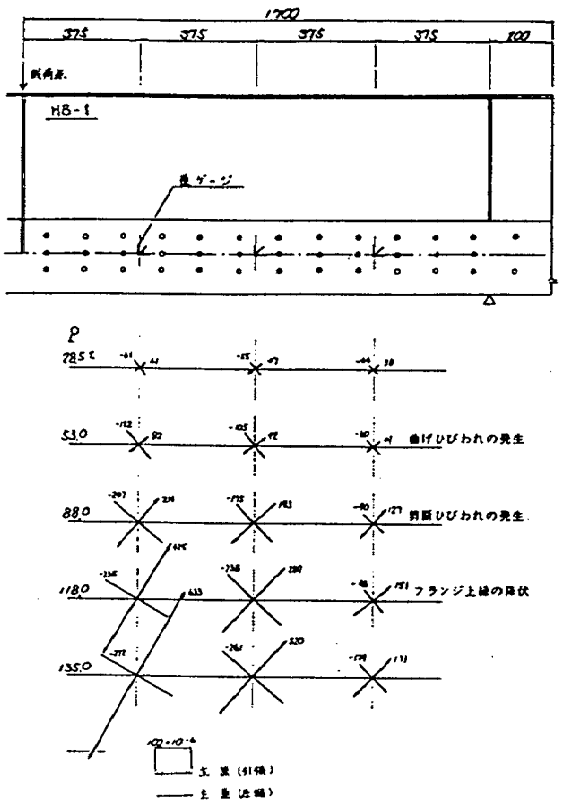


図 1.2.36　継手部の鋼板に生じるひずみ（HB－1）

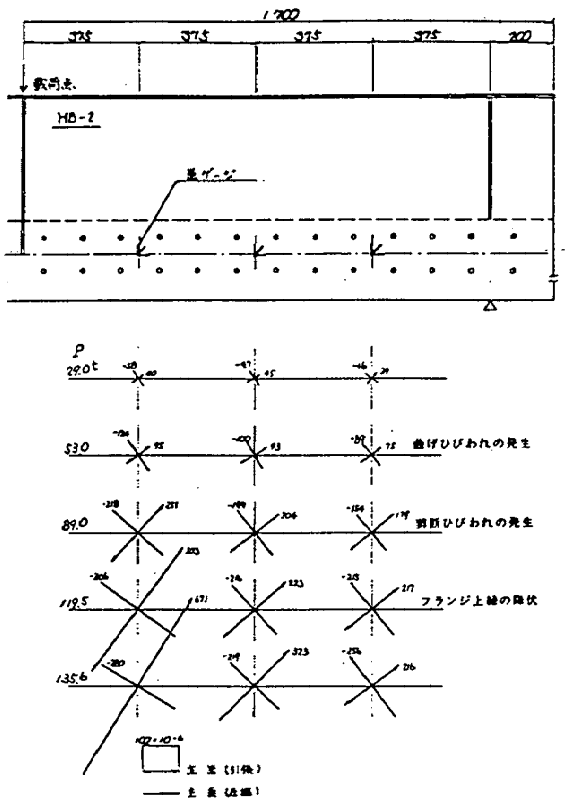


図 1.2.37　継手部の鋼板に生じるひずみ（HB－2）

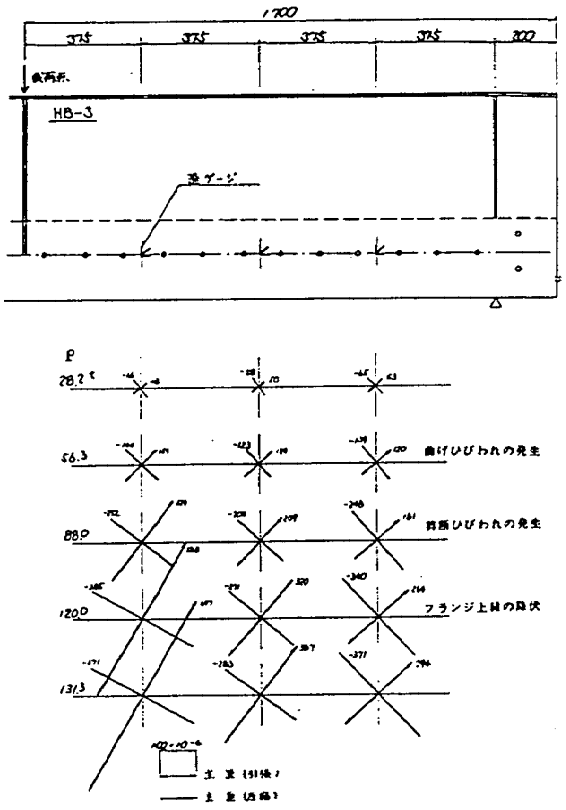


図 1.2.38　継手部の鋼板に生じるひずみ（HB－3）

(3) 実験結果のまとめ

ハイブリッド構造を対象として、スタッド継手部の部分せん断試験および合成桁の曲げ試験を行い、継手の強度・剛性が部材全体の力学的挙動におよぼす影響を検討した。この結果、以下に示す知見を得た。

① 部分せん断試験の結果によれば、ここで取上げたスタッド本数・配置の範囲内においては、継手部の強度・剛性をスタッド一本当りに換算すれば、スタッド本数・配置にかかわりなく一定の値を得るものと考えてよい。換言すれば、継手部の強度・剛性はスタッド本数に比例するという結果が得られた。また、ひびわれ発生時あるいは破壊時のずれ変形量は、スタッド本数・配置にかかわらず一定の値を得るものと考えて良い。

② 今回実験を行った合成桁部材については、継手の構造（スタッドの本数、配置）が部材全体の挙動に及ぼす影響は明確には認められなかった。しかし、継手部のずれ変形量の実測においては、明らかに継手の構造が継手部のずれ変形特性および継手付近の部材の応力状態に影響を及ぼしている。したがって、継手の強度・剛性が構造物の挙動に対して支配的となる場合、たとえば、疲労荷重が作用する場合などには、継手構造の相違が部材全体の強度・剛性に影響を及ぼすものと考えられる。

③ 実構造物にスタッド継手を適用する場合、スタッドの周囲の応力条件はかなり複雑になるものと推定される。今回の実験においても、スタッドの配置された部分のコンクリートにはモーメント・せん断力が作用し、かつ構造上のひびわれも発生している。したがって、構造物の断面内の応力状態を把握し、これに応じて継手部の挙動を検討することが必要になると考えられる。

1.3 合成桁の非線形有限要素法解析

1.3.1 解析概要

1.2に述べた合成桁の曲げ試験においては、鋼・コンクリート間の継手剛性の違いにもかかわらず、鋼ウェブとコンクリートとの相対ずれを除けば、各々の試験体の力学的挙動に有意な差は認められなかった。本節では、合成桁の曲げ試験に関する上記の試験結果を照査するために行った非線形有限要素法解析について述べる。

合成桁の曲げ試験においては、面外力は無視し得ると考えられるため、解析は2次元モデルを用いて行った。材料の応力・歪関係としては完全弾塑性モデルを用い、その剛性、強度は材料試験結果に基づいて設定した。特にコンクリートについては、クラックの発生・進展による合成桁全体の剛性低下を忠実に再現するため、引張破壊を考慮した。スタッド継手の剛性は、スタッド列の水平中心線上に配置したジョイント要素のせん断剛性によってモデル化した。ジョイント要素の剛性および強度は 1.2.4に示した部分せん断試験結果に基づいて設定した。

なお、解析は継手剛性がそれぞれ最大、最小であるＨＢ－１、ＨＢ－３の２体の試験体について行った。

1.3.2 解析モデル

(1) 構造モデル

図 1.3.1に示すように合成桁左半分を梁要素、平面要素、ジョイント要素を用いてモデル化した。各要素の材料定数を表 1.3.1～表 1.3.3に示す。

a) 梁要素

鋼フランジ、垂直補剛材および鉄筋は、梁要素によりモデル化した。ただし、ＰＣケーブルと同レベルにある水平鉄筋については、ＰＣケーブルの物性も考慮して材料定数を決定した。

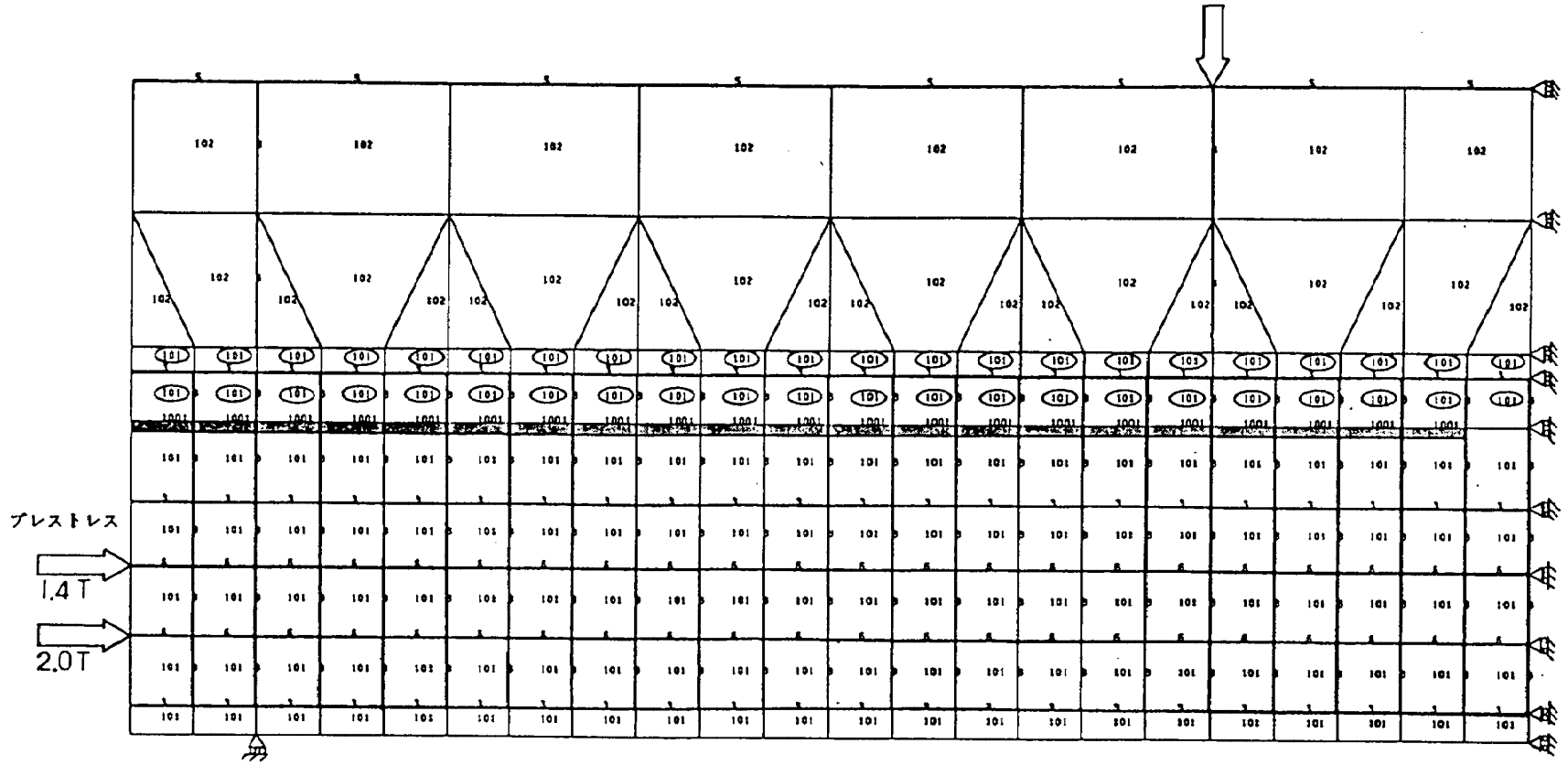
b) 平面要素

鋼ウェブおよびコンクリートは完全弾塑性平面要素によりモデル化した。特に、コンクリートについては、引張破壊を考慮して解析を行った。スタッド列の中心線より上部のコンクリートと鋼ウェブが共存する部分は、コンクリートの引張破壊後にも鋼ウェブが存在するため、コンクリートが引張破壊に至るまではコンクリート部材としてモデル化し、引張破壊後は鋼ウェブとしてモデル化した。

コンクリート要素では、図 1.3.2に示すように、せん断応力が圧縮強度の１／２、軸応力が引張強度に等しくなる線で囲まれた範囲内に、応力円が入るように応力の再分配を行いながら収束計算することにより、コンクリートの引張破壊を考慮した。

c) ジョイント要素

継手部分のせん断剛性は、スタッド列の中心線上の節点に設けたせん断バネを有するジョイント要素によりモデル化した。せん断バネは、図 1.3.3に示す様な完全弾塑性バネとし、そのバネ定数および破壊強度は部分せん断試験結果より決定した。



梁要素：

部材番号	部　材
3	鉄　筋
6	鉄筋＋PC鋼線
4	垂直補剛材
5	上フランジ

平面要素：

部材番号	部　材
101	コンクリート
(101) *	コンクリート 鋼ウェブ
102	鋼ウェブ

＊：引張破壊前はコンクリート，引張破壊後は鋼ウェブの材料定数を用いる。

ジョイント要素：材料番号 1001

図 1.3.1　解 析 モ デ ル

(2) 荷　重

まず、初期状態の計算として、自重とプレストレスの作用した状態の計算を行い、その後、載荷点に試験時の荷重を作用させた。

a) 自重およびプレストレス

本解析では、合成桁の自重を考慮して計算を行った。プレストレスは、図 1.3.1に示したように、節点荷重として、モデル化した。

b) 載荷荷重ステップ

合成桁の変形が弾性領域とみなせる範囲では、約16ｔの載荷荷重ステップで載荷した。また、合成桁にひびわれが入り、変形が非線形性を呈する範囲では、収束計算の精度を上げるために、載荷荷重ステップを細かくし、４ｔとした。

表 1.3.1　梁要素の材料定数

	材料番号	ヤング率 (kg/cm^2)	断面積 (cm^2)	断面２次モーメント (cm^4)	単位長さ重量 (kg/cm)
鉄　筋	3	2.1×10^6	0.071	4.00×10^{-3}	5.60×10^{-4}
鉄筋＋PC鋼線	6	2.1×10^6	0.227	5.95×10^{-2}	1.79×10^{-3}
垂直補剛材	4	2.1×10^6	0.400	2.70×10^{-2}	3.10×10^{-3}
上フランジ	5	2.1×10^6	1.200	1.44×10^{-1}	9.40×10^{-3}

表 1.3.2　平面要素の材料定数

	材料番号	変形係数 (kg/cm^2)	引張強度 (kg/cm^2)	ポアソン比	圧縮強度 (kg/cm^2)	単位体積重量 (kg/cm^3)
コンクリート	101、101*	2.60×10^5	33.0	0.21	375.0	2.40×10^{-3}
鋼ウェブ	102	9.45×10^4	3000.0	0.30	3000.0	3.50×10^{-4}

＊：引張破壊前はコンクリート、引張破壊後は鋼ウェブの材料定数を用いる。

表 1.3.3　ジョイント要素の材料定数

	材料番号	垂直剛性 (kg/cm^2)	せん断剛性 (kg/cm^2)	せん断強度 (kg/cm^2)
HB－1	1001	1.0×10^6	3288.0	127.2
HB－3	1001	1.0×10^6	1096.0	42.4

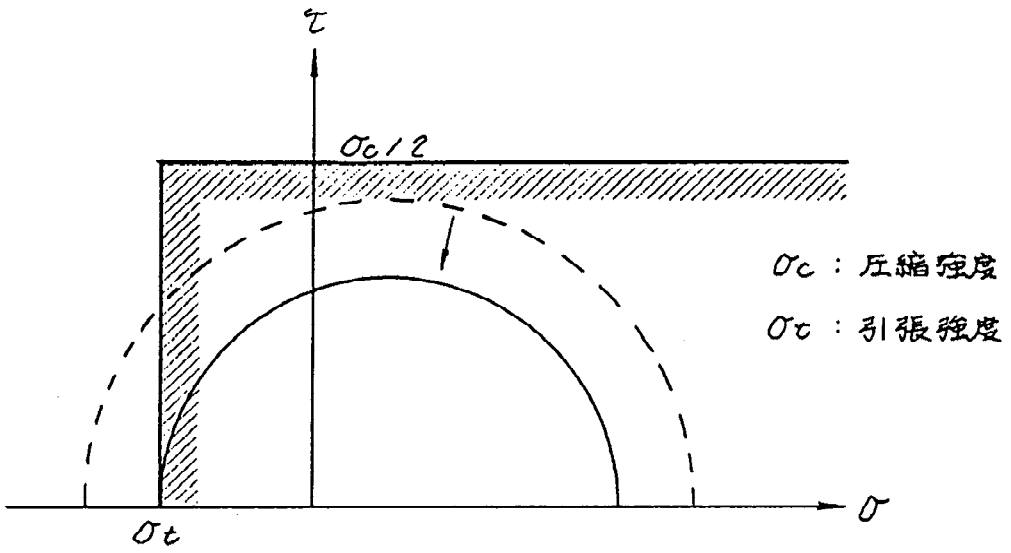


図 1.3.2　平面要素の降伏条件

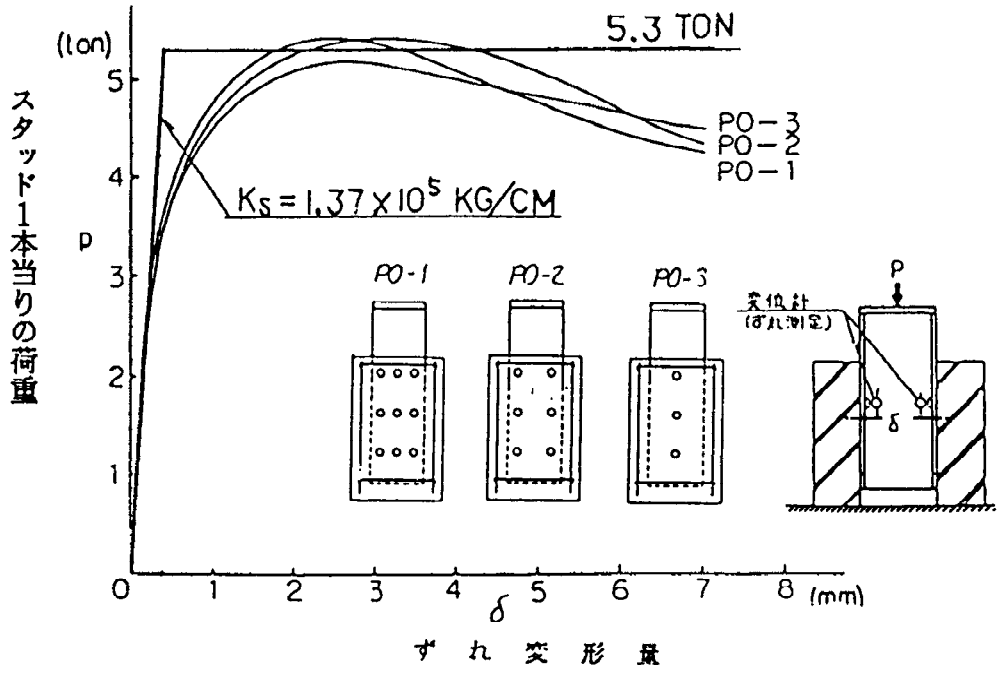


図 1.3.3　ジョイント要素のせん断バネ性状

1.3.3 解析結果および考察

(1) 合成桁全体の変形および破壊状況

a) 破壊状況

解析結果によれば、ＨＢ－１、ＨＢ－３ともに荷重の増加に従って以下のような破壊挙動を示した。

① 等モーメント区間（載荷点間）での曲げひびわれの発生
② 等モーメント区間外でのひびわれの発生
③ 曲げひびわれのコンクリート上縁への到達
④ 鋼フランジの降伏

なお、上記②から④の破壊挙動の間、鉄筋、ＰＣ鋼線および鋼ウェブはいずれも降伏に至らなかった。これらの解析結果は、定性的に見て、実験時に観測された合成桁の破壊挙動を再現している。定量的な比較を行う為、上記の変状を生じた荷重の実験値および解析値を表1.3.4にまとめて示す。ただし、表中、ひびわれがコンクリート上縁に達した時の荷重の実験値は、ひびわれの進展が停止した時の荷重とした。同表より、ＨＢ－１、ＨＢ－３ともに、各変状荷重において解析値と実験値がほぼ一致している。図 1.3.4および図 1.3.5には解析より得られたひびわれ領域の進展状況を参考までに示す。

表 1.3.4 変状荷重の比較

変状		試験体 ＨＢ－１	試験体 ＨＢ－３
ひびわれ	等モーメント区間での発生	56.0 / 53.0	56.0 / 56.3
	コンクリート上縁への到達	96.0 / 93.0	96.0 / 94.0
鋼フランジの降伏		120.0 / 118.0	120.0 / 125.0

（解析値／実験値）

b) 変　形

・全体の変形と主歪分布

図 1.3.6および図 1.3.7にＨＢ－１、ＨＢ－３の変形図を各々示す。両者の変形の様子に有意な差は無い。荷重が116tonの時には、載荷点間の塑性化が進行し、塑性ヒンジに近い状態になる。このため桁全体の変形は、載荷点と支点の間で大きな勾配を持ち、載荷点間はほぼ水平な状態で下方へシフトしている。

また、図 1.3.8および図 1.3.9に主歪図を示す。主歪は載荷点から支点を結ぶ方向に傾いており若干のアーチアクションが認められる。この傾向は、桁の破壊が進行し、終局状態に近づく程顕著になる。（荷重116ton時参照）　ＨＢ－１とＨＢ－３を比較した場合、変形と同様、有意な差は認められない。

・荷重－沈下の関係

図 1.3.10 に解析より得られたスパン中央での荷重－沈下関係を実験値とともに示す。ＨＢ－１、ＨＢ－３の解析値に注目するとＨＢ－３の沈下量はＨＢ－１に比べて若干大きいものの顕著な差は認められず、しかも、解析値は弾性域から降伏域まで実験値と非常に良く一致している。同図に示した解析結果は、実験において両試験体の荷重－沈下関係に有意な差が認められなかったことを裏付けしている。

解析ケース数は少ないが、上記の結果を見る限りにおいては今回の解析に用いた構造モデルにより、実構造物の挙動が充分な精度で予測できるものと判断できる。

・合成桁断面内の歪分布

図 1.3.11 にスパン中央断面における断面内歪分布の解析値を実験値とともに示す。解析値は荷重56ton(ひびわれ発生時) および１００ton について示されている。弾性域と塑性域の境である荷重56ton の場合には、断面内で平面保持がほぼ保たれているが、１００ton に増加するとフランジとウェブの歪が増大し、平面保持が成り立たなくなる様子が再現されている。

図 1.3.12 および図 1.3.13 にはスパン中央における鋼フランジの荷重－歪関係と下縁鉄筋での荷重－歪関係を示す。鋼フランジ、鉄筋ともにＨＢ－３の歪がＨＢ－１に比べて若干大きいが顕著な差は見られない。また、解析値と実験値は比較的良く一致している。

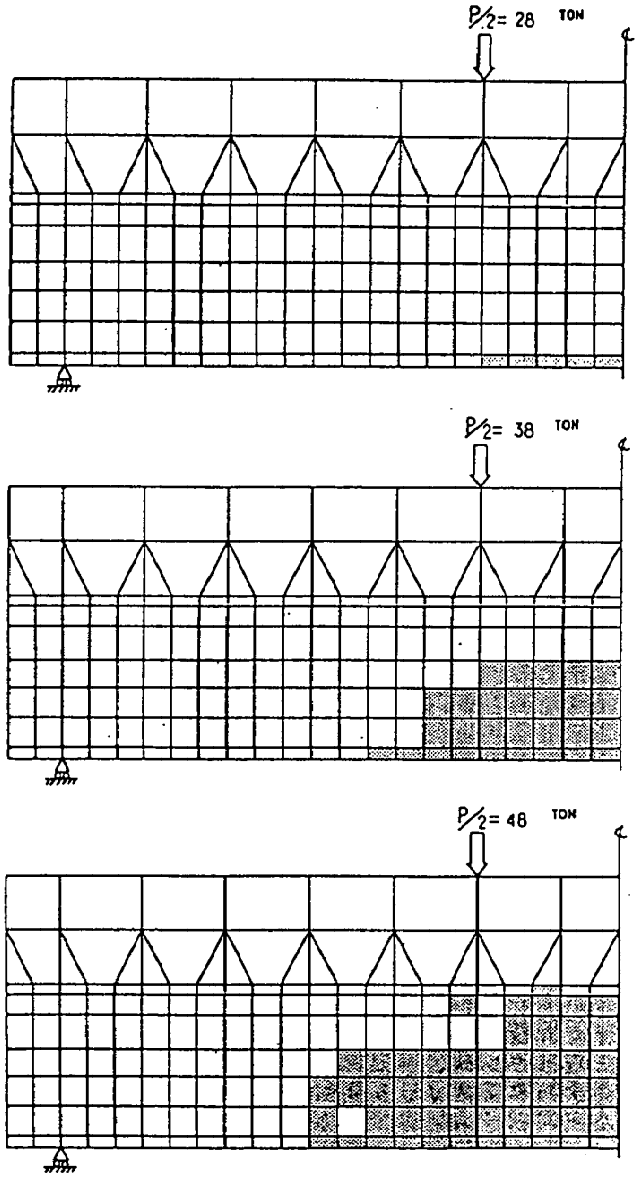


図 1.3.4　ひび割れ領域の進展状況（HB－1）

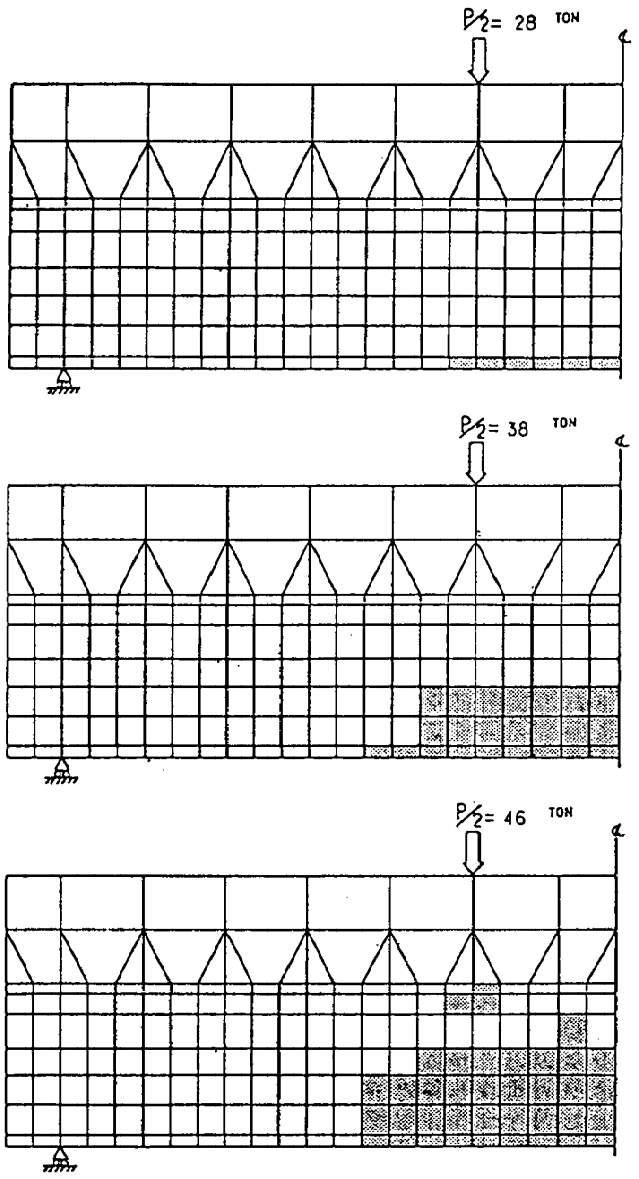
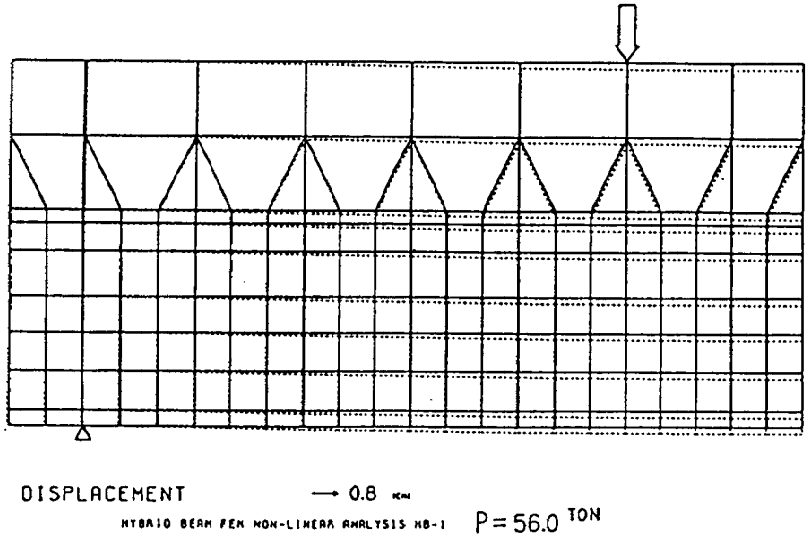
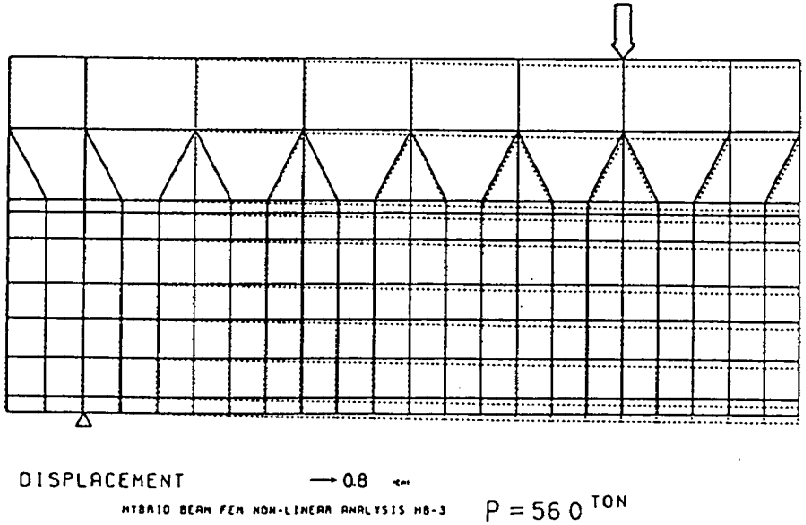


図 1.3.5　ひび割れ領域の進展状況（HB－3）





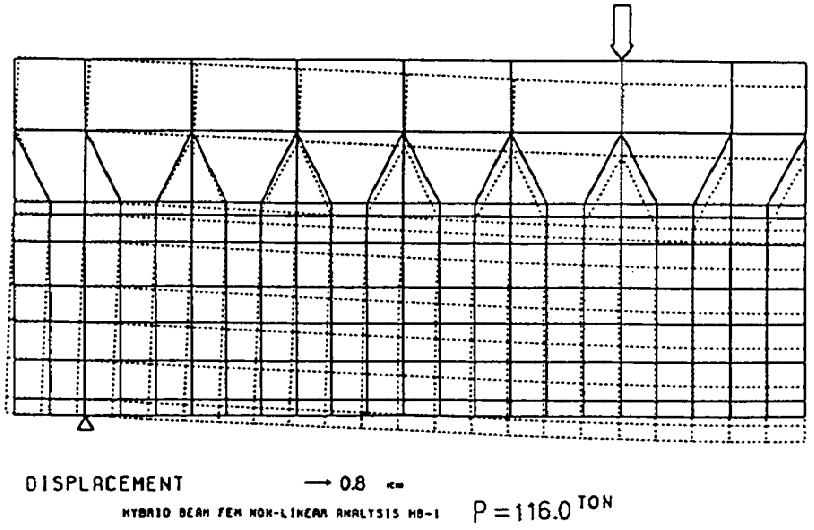


図 1.3.6　合成桁の変形状況（HB－1）

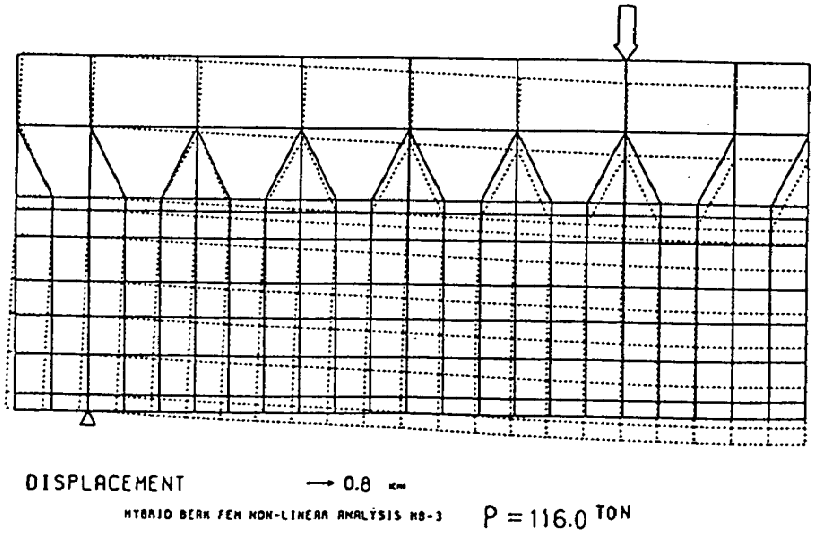
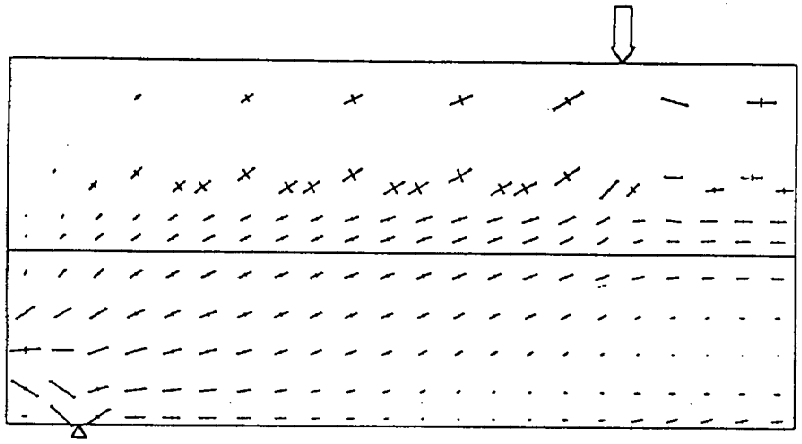
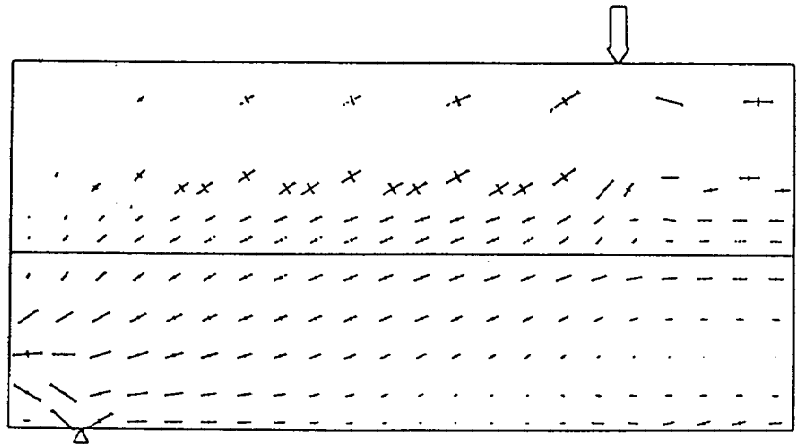


図 1.3.7　合成桁の変形状況（HB－3）





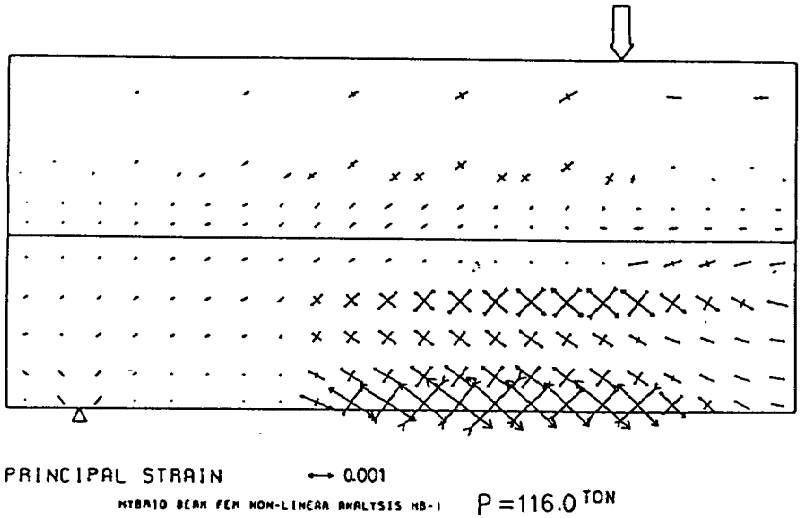


図1.3.8　主歪の分布（HB−1）

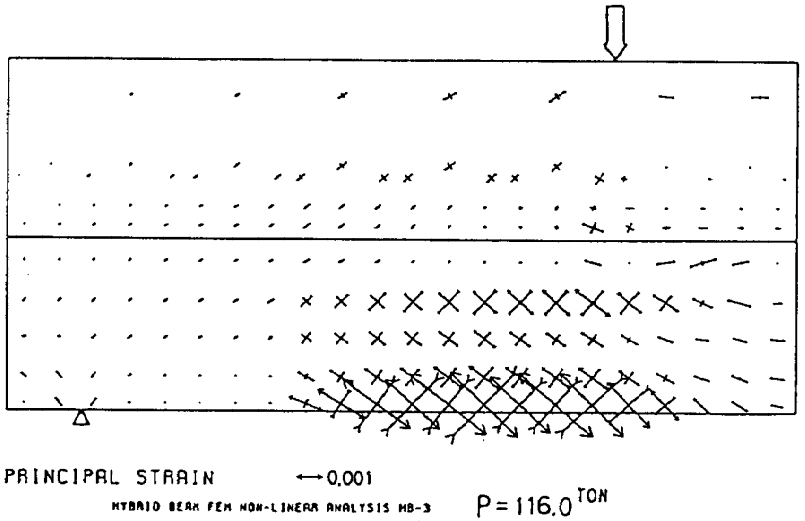


図1.3.9　主歪の分布（HB−3）

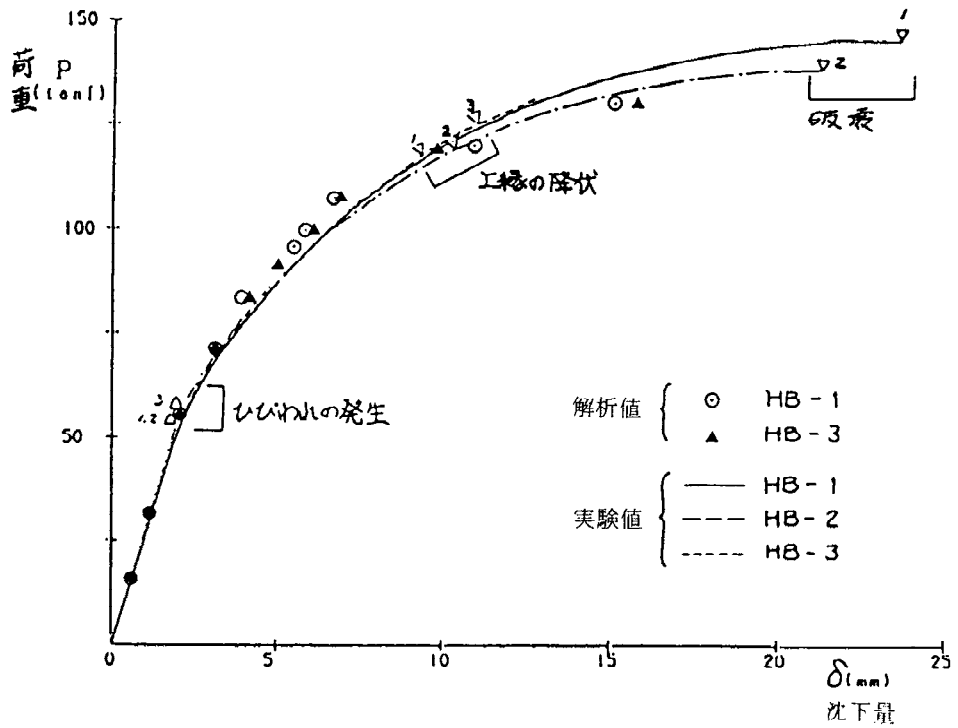


図1.3.10　スパン中央での荷重－沈下関係

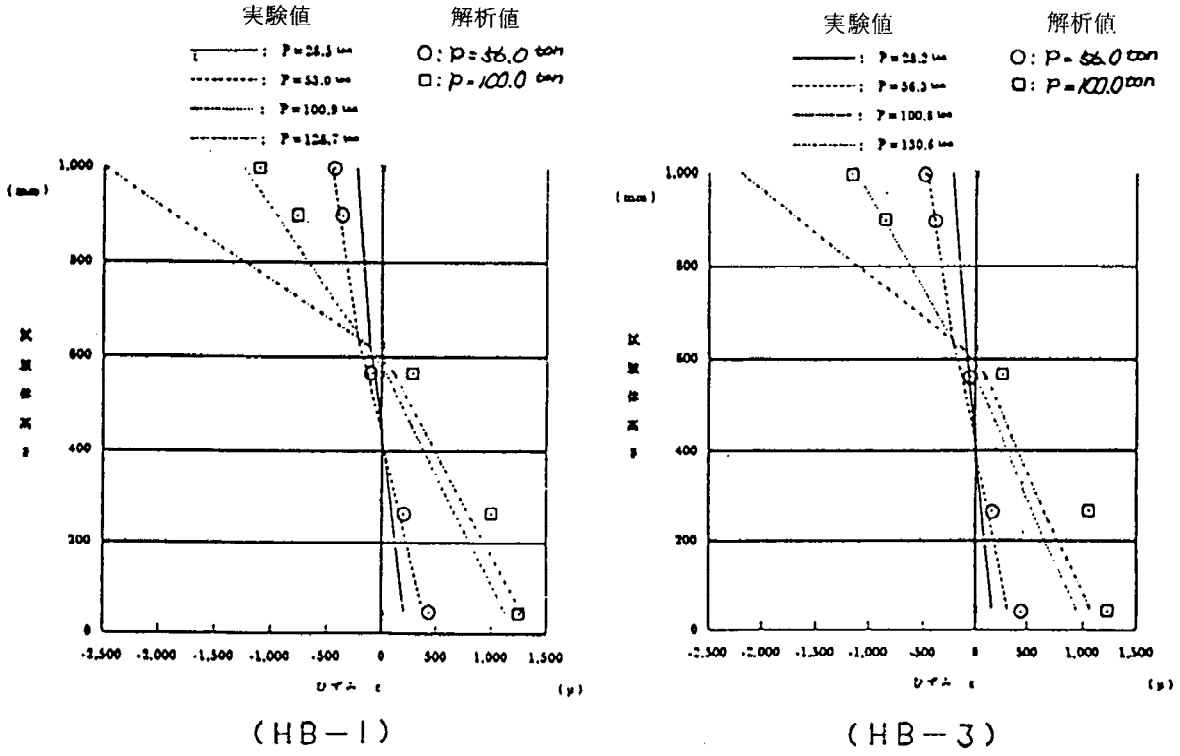


図1.3.11　スパン中央断面内の歪分布

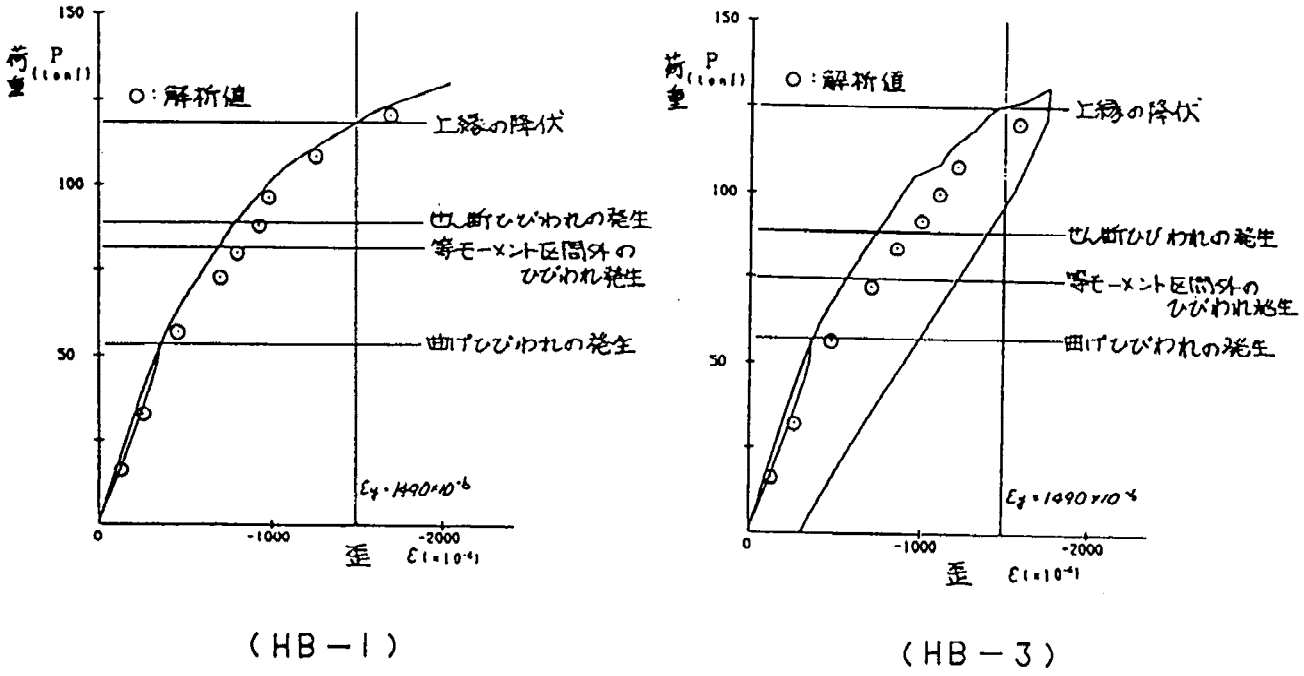


図 1.3.12　スパン中央での鋼フランジの荷重－歪関係

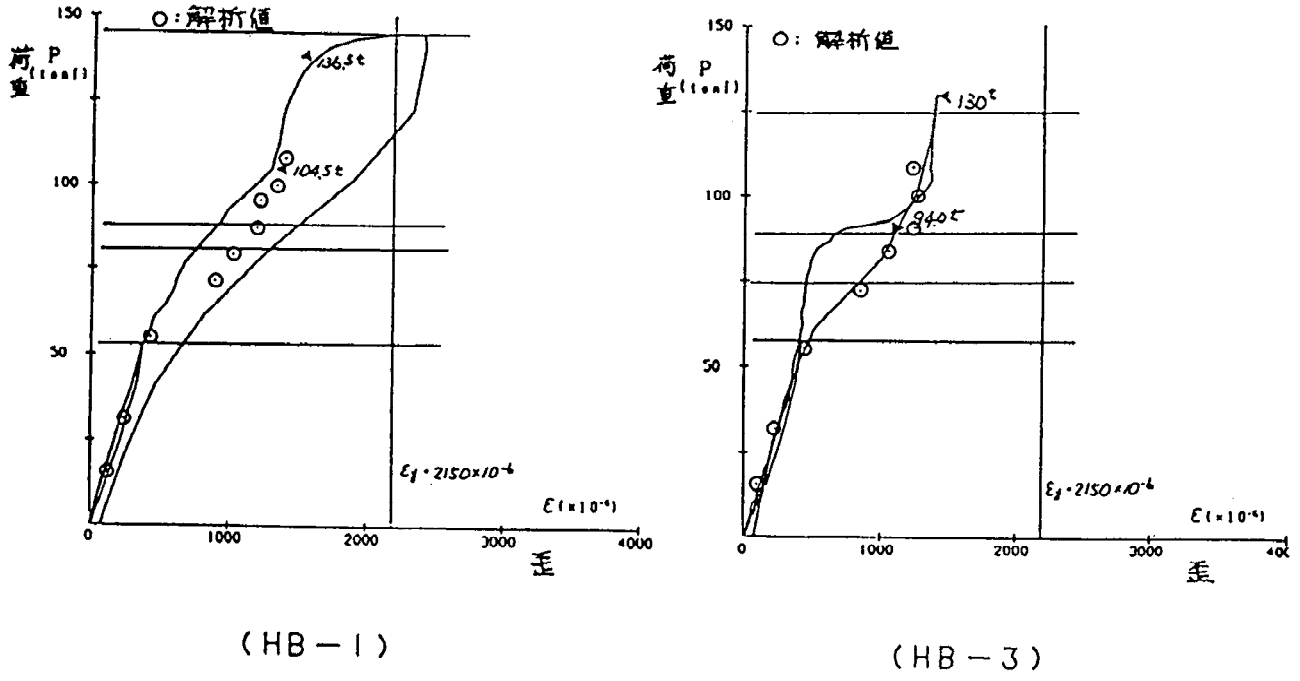


図 1.3.13　スパン中央での下縁鉄筋の荷重－歪関係

(2) 継手部の変形

図 1.3.14 に載荷点と支点の中間における鋼・コンクリート間の軸方向相対ずれと荷重の関係を示す。ただし、実験値はコンクリートの上縁位置（合成桁下端より60cm）で測定した値であるのに対し、解析値はジョイント要素（合成桁下端より49cm）で発生したずれの値である。したがって、実験値と解析値との定量的な比較はできないが、同図に示された解析値は実験値の定性的な傾向をかなり良く表わしていることが認められる。

今回の解析ではスタッドの荷重－ずれ関係を完全弾塑性と仮定したため、荷重の増加に伴って、解析値と実験値との差が大きくなる傾向にある。スタッドの荷重－ずれ関係をより忠実にモデル化することにより、実構造物の継手部でのずれ変形を精度良く推定することも可能であると考えられる。

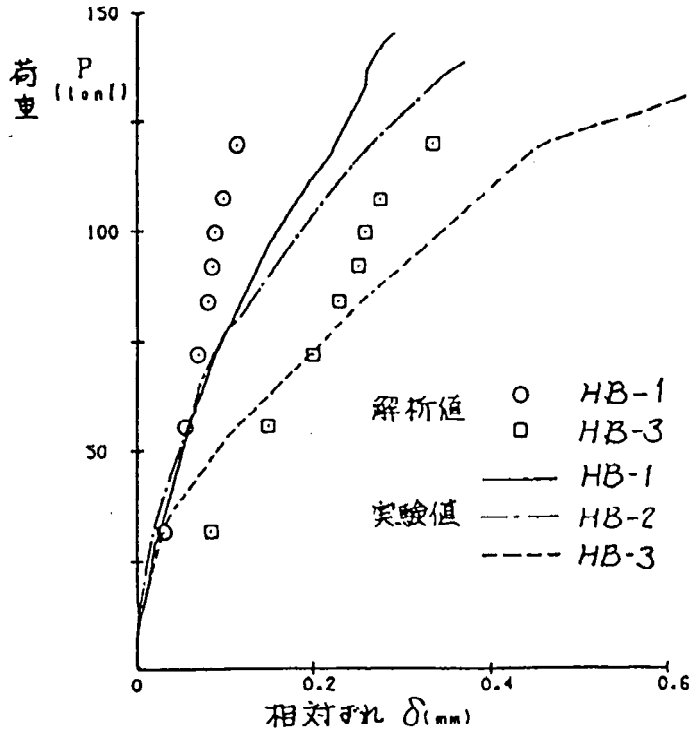


図 1.3.14　鋼・コンクリート間の軸方向相対ずれ

(3) 解析結果のまとめ

実験に用いた合成桁試験体のうち、継手部の剛性がそれぞれ最大、最小であるＨＢ－１、ＨＢ－３について非線形有限要素法により曲げ試験のシミュレーション解析を行い、以下の知見を得た。

① ＨＢ－１とＨＢ－３の全体的変形および破壊挙動に有意な差は認められなかった。このことは、今回の合成桁の曲げ試験に用いた継手剛性の範囲内では、合成桁全体の剛性の差が非常に小さいことを示している。これらは、曲げ試験の結果を裏付けている。

② 鋼・コンクリート継手部のずれ変形量は、ＨＢ－１とＨＢ－３で大きく異なり両者の変形量の比率は、ほぼ１：３であった。これは、両者の継手部剛性の逆比に等しい。実験値との定量的比較は難しいが、その定性的傾向はほぼ再現されているものと認められる。継手部を部分せん断試験より得たせん断剛性を有するジョイント要素（節点間せん断バネ）としてモデル化することは、継手部のずれ変形を評価する上で有効な手段と考えられる。

③ 今回の非線形有限要素モデルを用いた解析により、合成桁の力学的挙動を弾性域から塑性域まで工学的に問題の無い精度で再現することができた。このことより非線形有限要素法は、ハイブリッド構造部材を用いた実構造物の設計・解析においても適用できると考えられる。

1.4 まとめ

鋼・コンクリート継手部の強度・剛性がハイブリッド構造の強度特性に及ぼす影響を把握するため、スタッドジベル継手を対象に以下の実験・解析を行った。

- 合成桁の曲げ試験
- 継手部の部分せん断試験
- 合成桁の非線形有限要素法解析

上記の結果より、以下のことが明らかとなった。

① 鋼・コンクリートの継手部剛性の差異により、鋼・コンクリート間のずれ変形量には明確な違いが生じる。すなわち、継手部剛性が大きいほどずれ変形量は小さい。しかしながら、今回の実験・解析を行った範囲内では、継手部剛性の差によるずれ変形量の違いは、部材全体の変形および破壊挙動に有意な差異をもたらさない。ただし、疲労荷重の作用により、継手部の剛性がらさに低下する場合などには、この影響が現れてくる可能性がある。

② 実験に用いたスタッドの本数・配置の範囲では、継手部の強度・剛性はスタッドの本数に比例すると考えて良い。また、ひびわれ発生時あるいは破壊時のずれ変形量はスタッドの本数・配置にかかわらず一定の値となる。

③ 非線形有限要素モデルにより、ハイブリッド構造部材の力学的挙動を再現することが可能である。したがって、非線形有限要素法解析は、ハイブリッド構造部材を用いた実構造物の設計・解析において有効な手段になると考えられる。

2. 継手部の疲労強度模型実験

2.1 概　　要

前節では、合成桁および継手部模型の静的強度試験を実施し、その強度や剛性について検討を行うとともに、合成桁の非線型有限要素解析による静的荷重載荷時の挙動把握も試みて、解析結果と実験結果が比較的良く合致することを示した。本節では、この結果を踏まえ、合成桁が波浪等による繰り返し荷重を受けた場合の、強度並びに剛性の低下を評価することを目的として実施した次の実験についてのべ、これら①②の実験結果から、繰り返し載荷による継手部の剛性低下として実施した次の影響を検討するとともに、繰り返し載荷時の継手部の荷重－変形履歴モデルを提案する。

① 鋼・コンクリート継手部の静的強度実験
② 鋼・コンクリート継手部の疲労強度実験

①の実験は、鋼・コンクリート継手部強度が、スタッドおよびコンクリートの強度や剛性のみならず、スタッドの配置や本数等に影響を受けることに鑑み、疲労試験用試験体と同一の試験体を製作し、その試験体の静的強度および変形特性を確認する目的で実施したものである。試験方法は、継手部の強度試験として標準的な押抜きせん断試験を採用し、スタッド本数の異なる1本および3本の2種類の試験体について実験を実施した。

②の実験は、①と同一の試験体に、様々な荷重振巾で繰り返し載荷を行ったものであり、疲労破壊強度、繰り返し回数および、繰り返し載荷条件下での剛性低下等について検討した。ただし、載荷重は、波浪荷重を想定し両振りとした。

なお、実施場所および日時は以下の通りである。

実施場所　：　大成建設株式会社 技術研究所
実施期間　：　静的強度実験　　昭和６３年　８月
　　疲労強度実験　　昭和６３年　８月～１２月

2.2 実験方法

2.2.1 実験ケース

試験体は「2.2.2 試験体」に示す様に、スタッド付形鋼の両側にコンクリートを打設した標準的な部分せん断試験体を用いるものとし、スタッド本数は静的強度試験、疲労強度試験共に1本、3本の2種類とした。

(1) 静的強度試験

鋼・コンクリート継手部強度は、スタッド、コンクリートの強度および剛性のみならずスタッドの配置や本数等に影響を受けるため、疲労試験用試験体と同一の試験体によりその静的強度および剛性を確認することを目的とする。試験体数は、スタッド1本、3本各々について3体ずつとした。

(2) 疲労強度試験

荷重振巾を、(1)で得られた静的強度の15～40%に変化させて繰り返し載荷を行い、破壊時の繰り返し回数並びに剛性低下について検討した。荷重は、押込み力、引張力が均等になるような両振り載荷とし、試験中は、予め定められた繰り返し回数に達する度に静的載荷を行って、その剛性低下を確認することとした。載荷周期は0.5秒とし、スタッド3本について5体、スタッド1本について4体の実験を行った。また、低サイクル疲労の影響が出はじめると言われる載荷周期6秒の場合についても、スタッド3本の試験体2体を用いて実験した。

実験ケースおよび試験体名称は下表 2.2.1の通りである。

表 2.2.1 実験ケースおよび供試体名称

試験種類	スタッド本数	試験体名称	荷重振巾* S (%)	振動数(Hz) (周期(sec))
静的強度試験	3 本	S3－1	——	——
		S3－2		
		S3－3		
	1 本	S1－1	——	——
		S1－2		
		S1－3		
疲労強度試験	3 本	D3－5	40	2 (0.5sec)
		D3－1	35	
		D3－2	30	
		D3－3	25	
		D3－4	15	
	1 本	D1－1	35	2 (0.5sec)
		D1－5	30	
		D1－3	25	
		D1－4	15	
低サイクル疲労強度試験	3 本	LD3－2	40	0.16 (6.0sec)
		LD3－1	35	

＊：荷重振幅は静的強度との比で表示する。

2.2.2試験体

(1) 試験体の形状・寸法

試験体の形状および寸法を図 2.2.1に示す。

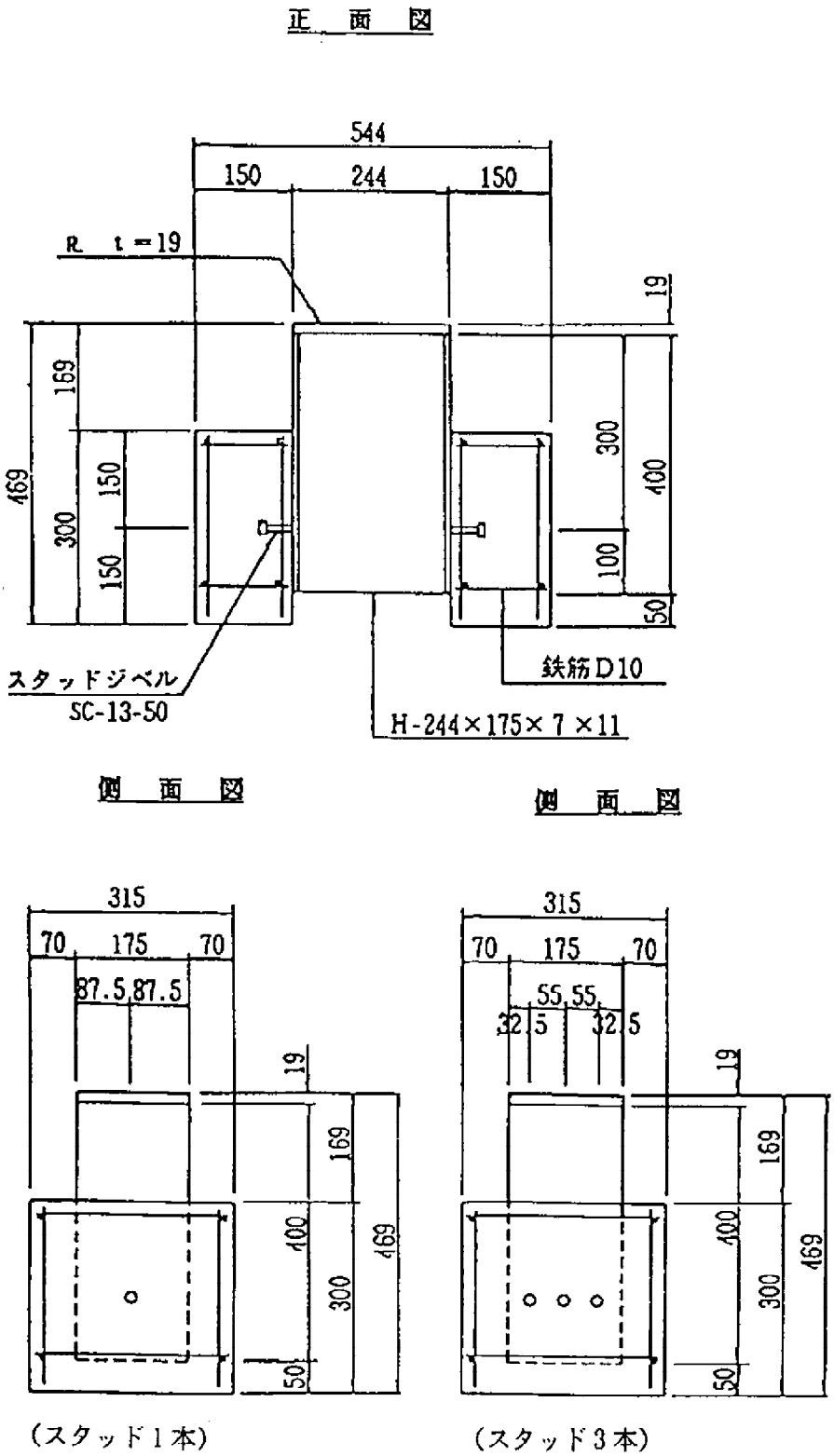


図2.2.1 試 験 体

(2) 材料の仕様および特性

材料の仕様および特性を表 2.2.2に示す。また、試験期間とコンクリートの圧縮強度の関係を図 2.2.2に示す。

表 2.2.2 材料の仕様および特性

材料の種類	材料仕様		材料特性		備考
コンクリート	設計基準強度（材令28日）	350kg/cm²	圧縮強度（材令48日）	389kg/cm²	静的強度試験
			圧縮強度（材令56日～76日）	390kg/cm²	疲労試験（スタッド3本）
			圧縮強度（材令100日～155日）	409kg/cm²	疲労試験（スタッド1本）
			圧縮強度（材令162日～170日）	420kg/cm²	低サイクル疲労試験
			弾性係数	2.49×10^5kg/cm²	材令48日
			ポアソン比	0.19	
			引張強度	35.4kg/cm²	
形鋼 S41)	降伏強度	2500kg/cm²	降伏強度	3200kg/cm²	
	引張強度	4100kg/cm²	引張強度	4600kg/cm²	
鉄筋(SD30)	降伏強度	3000kg/cm²	降伏強度	4000kg/cm²	
	引張強度	4500kg/cm²	引張強度	6000kg/cm²	
			弾性係数	1.91×10^6kg/cm²	
スタッド (SC-13-50)	引張強度	4100kg/cm²			

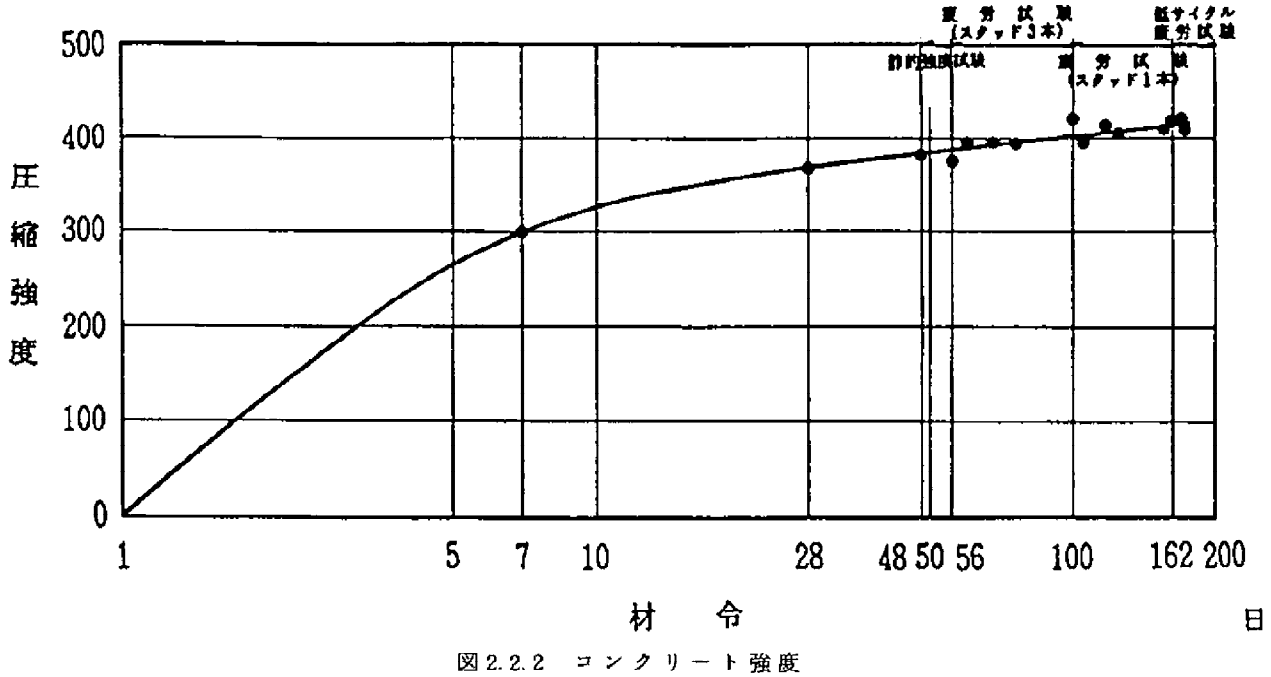


図 2.2.2 コンクリート強度

2.2.3 載荷試験装置

載荷試験装置を、図 2.2.3、写真 2.2.1に示す。試験体への載荷は、静的最大載荷重５０ｔの油圧式加振機により行った。供試体のコンクリート部は、加振機による押し込み、引抜力に抵抗できるよう、その上下を固定治具およびＰＣ鋼棒で固定した。また、疲労試験に当たっては、荷重制御によって載荷を行うものとした。

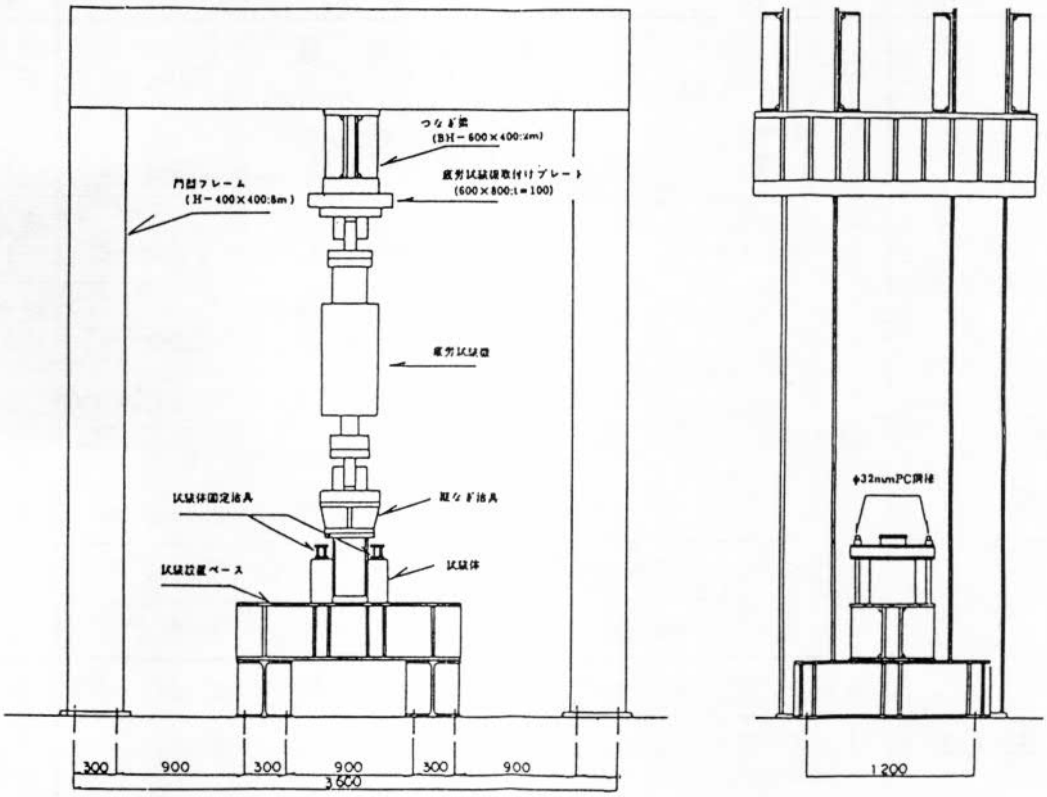
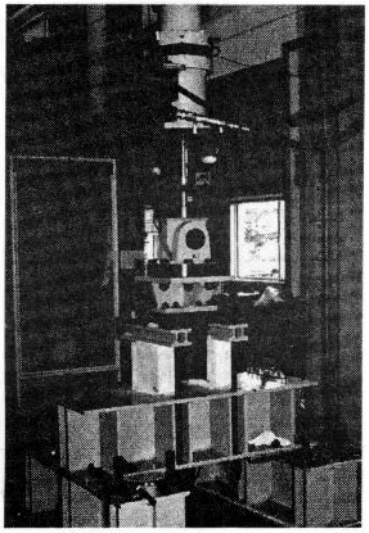
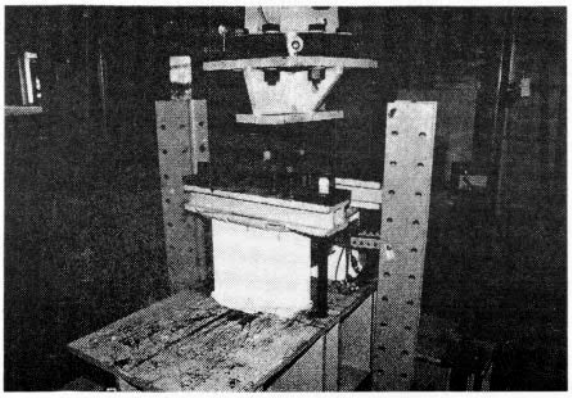


図2.2.3　載荷試験装置



（a）載荷試験装置全景



（b）供試体周辺

写真2.2.1　載荷試験装置

2.2.4 計測項目および計測方法

計測項目および計測方法を表 2.2.3に、また、載荷システム・計測システムの概要を図 2.2.4 に示す。また、写真 2.2.2にずれ変形計測器を示す。

疲労試験における繰返し載荷中は、ロードセルにより載荷荷重および繰り返し回数を計測した。また、静的強度試験および疲労強度試験における特定繰返し回数到達時には、変位計により鋼とコンクリートの相対ずれ変形を計測するとともに、コンクリートのひびわれ状況を観測した。ずれ変形量は、4点で計測しその平均値を逐時算出した。

表 2.2.3 計測項目および計測方法

計測内容	計測項目	計測方法・装置
載荷荷重	載荷荷重	ロードセル
鋼－コンクリートのずれ変形	ずれ変形	電気抵抗型変位計
ひびわれ状況	ひびわれの進展	目視

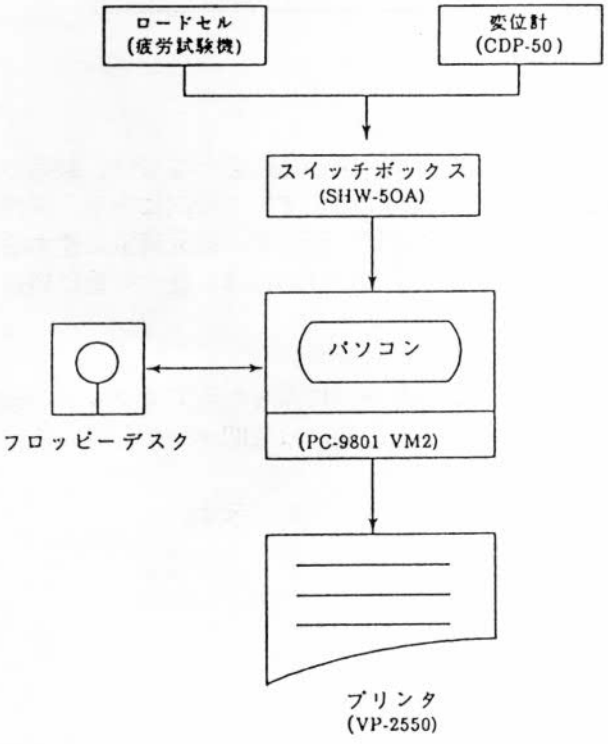
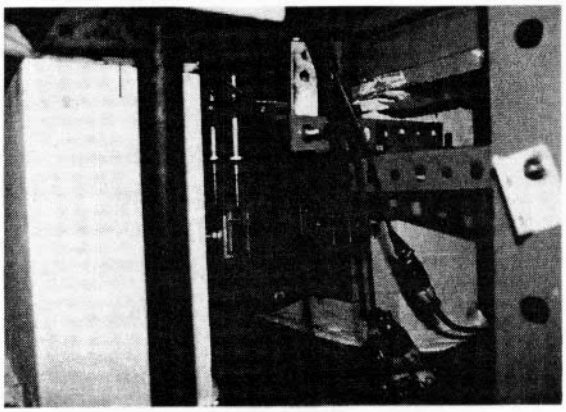
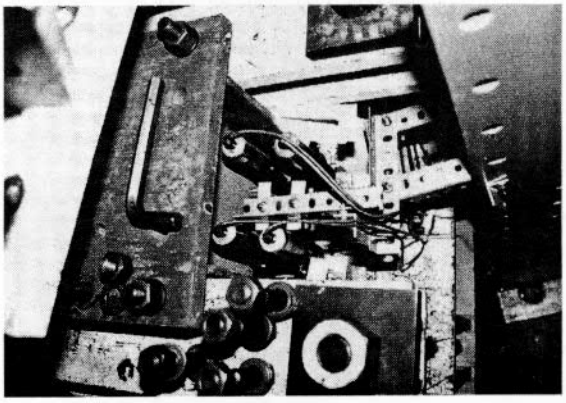


図 2.2.4 載荷システム・計測システム



(a)



(b)

写真 2.2.2 ずれ変形計測器

2.3 実験結果および考察

2.3.1 静的試験結果

(1) 破壊荷重

各試験体の破壊荷重を、表 2.3.1に示す。

表 2.3.1 破壊荷重一覧

ｽﾀｯﾄﾞ本数（本）	供試体名称	最大荷重（t）	ｽﾀｯﾄﾞ1本当り最大荷重（t）	ｽﾀｯﾄﾞ1本当り最大荷重平均値（t）
3	S 3－1	46.2	7.7	7.2
	S 3－2	40.6	6.8	
	S 3－3	41.8	7.0	
1	S 1－1	16.6	8.3	6.9
	S 1－2	12.3	6.2	
	S 1－3	12.2	6.1	

(2) ずれ変形および破壊状況

図 2.3.1～図 2.3.6に、載荷重とずれ変形量の関係を示す。図から明らかな様に、載荷の初期におけるずれ変形量は、載荷重の増加にしたがって、線形に増えていく傾向にあり、弾性的挙動を見せる。更に荷重を増加させると曲線が傾きはじめ降伏に至るが、最大荷重に達するまでにはかなり大きな変形を許容し得る。一方、コンクリートのひびわれは、最大荷重に到達するまで殆んど観測されていない。

破壊時には、スタッドの溶接部から2～4㎜程度コンクリートに入った所でスタッドの破断が生じる。破断面はほぼ鉛直で、スタッドとコンクリートとの間には隙間が発生している。

破断時のスタッドおよびコンクリートの状況を写真 2.3.1～2.3.3 に示す。

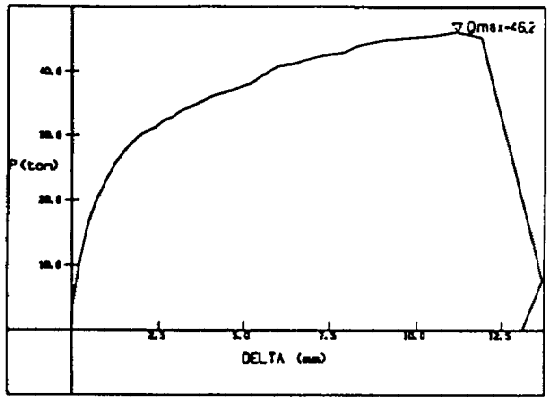


図2.3.1　スタッド3本（S3－1）

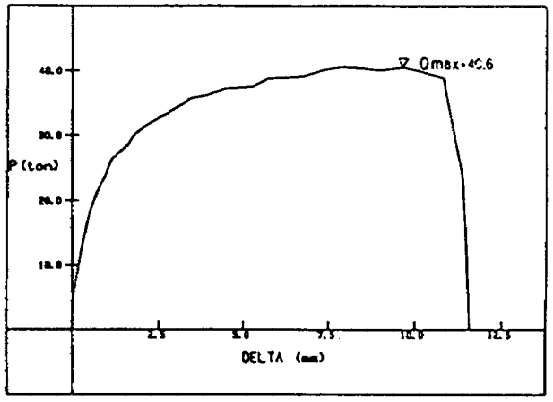


図2.3.2　スタッド3本（S3－2）

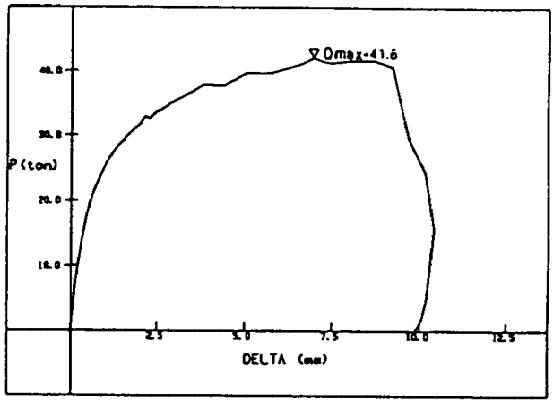


図2.3.3　スタッド3本（S3－3）

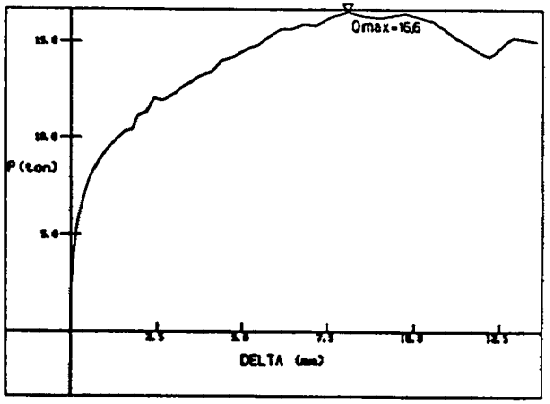


図2.3.4　スタッド1本（S1－1）

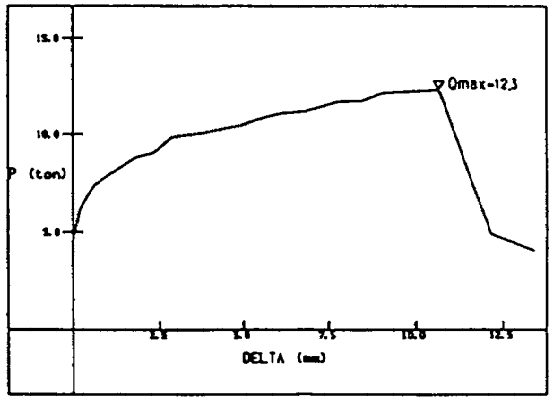


図2.3.5　スタッド1本（S1－2）

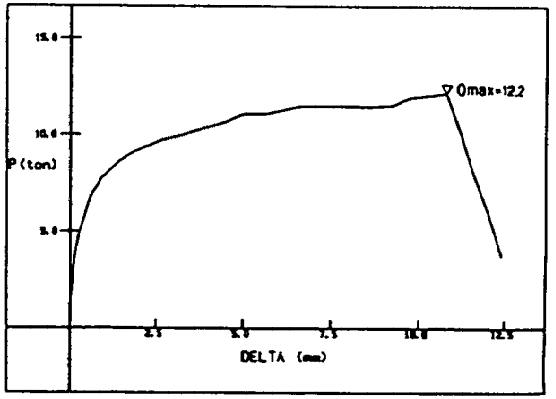
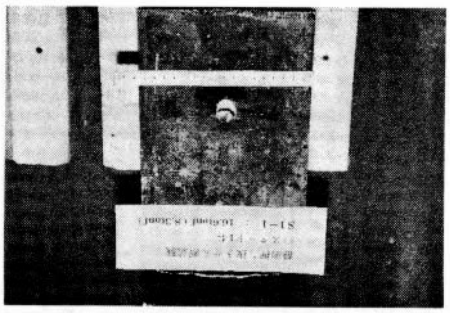


図2.3.6　スタッド1本（S1－3）

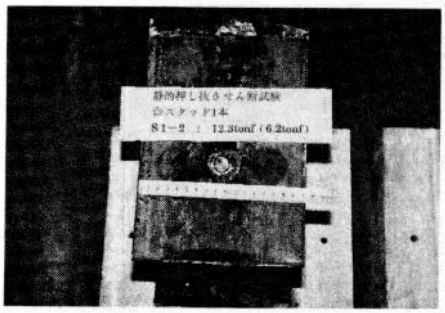


（a）　形　鋼　側

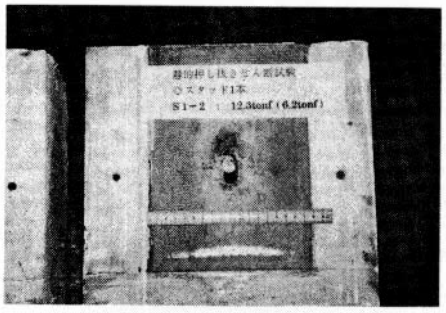


（b）　コンクリート側

写真2.3.1　破壊状況（S1−1）

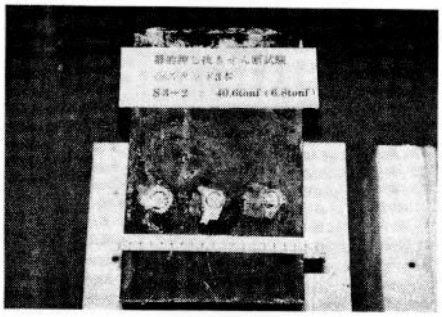


（a）　形　鋼　側

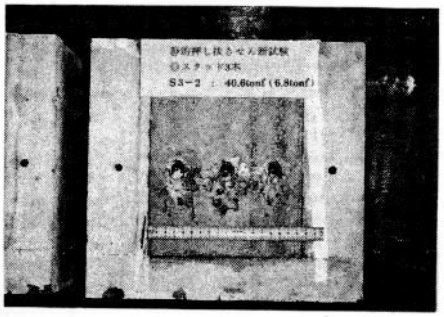


（b）　コンクリート側

写真2.3.2　破壊状況（S1−2）



（a）　形　鋼　側



（b）　コンクリート側

写真2.3.3　破壊状況（S3−2）

(3) 考　察

静的強度試験については、1節においても同様の試験を示している。図 2.3.7に1節と本節（2節）の試験における荷重－ずれ変形関係の比較例を示す。この結果を参考に、本節の試験結果を見てみると次の様な特徴が挙げられる。

① 降伏点をすぎてからの変形性能が高く、最大荷重は大きな塑性変形後に発生する。

② 最大荷重発生後には、急激に荷重強度が低下する。この時の変形量は10㎜前後であり、1節の3㎜程度に比較してかなり大きい。

③ 最大荷重に近い所まで載荷しても、ひびわれ発生は殆ど見られない。

④ スタッド1本当りの最大荷重は、1節のそれよりも35％程度大きい。

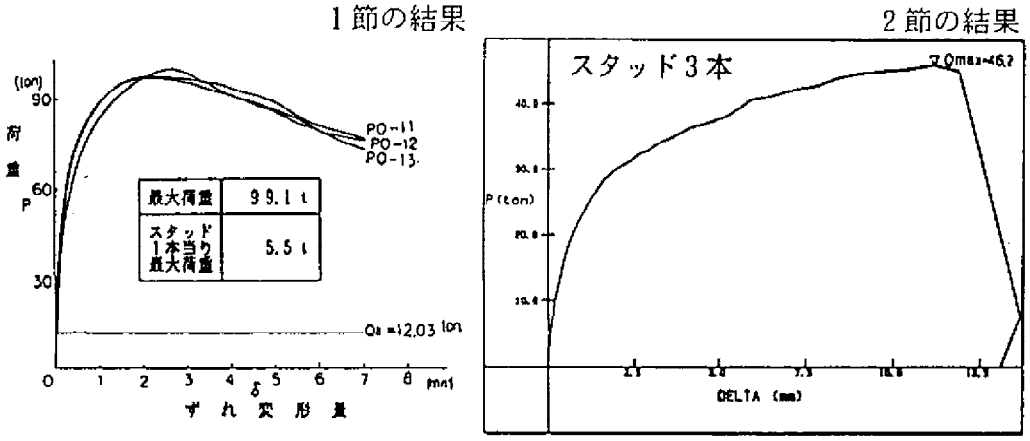


図 2.3.7　荷重－ずれ変形曲線の比較

以下に上記の相違点について考察する。

1節の実験との最も大きな相違点は、スタッドの鉛直方向配置である。即ち、1節においては、水平方向のスタッド本数を1本～3本に変化させているものの、鉛直方向にはスタッドを常に3段配置していた。1節の鉛直方向のスタッド間隔は、125㎜であったが、この間隔がコンクリートの支圧強度に影響を与えていたものと考えられる。鉛直方向のスタッド間隔が小さい程、コンクリートの支圧強度は低下するが、125㎜程度の間隔では、鉛直方向にスタッドが配置されていない本節の様なモデルと同等にとり扱うことはできないと言える。

即ち、1節の実験では、鋼とコンクリートのずれ変形量が1.7㎜程度になった時にひびわれが発生しており、変形がおよそ2.5㎜になったところで、コンクリートの支圧による破壊が生じ荷重が減少している。したがって、試験体の破壊が、コンクリートの耐力に支配されているものと判断された。これに対し、本節の実験ではずれ変形量が5㎜になってもコンクリートのひびわれは観測されておらず、また、破壊もスタッドの破断によって生じている。このことは鉛直方向のスタッド配置を除く他の条件が、ほぼ同一であるにもかかわらず、破壊のモードが

それぞれコンクリートの割裂およびスタッドのせん断破壊と明らかに異なっていることを示しており、本節のように鉛直方向にスタッドを配置した場合には、スタッド下部に発生する支圧応力が十分な広がりをもって伝播せずに割裂を生じたと考えられる。

道路橋示方書のスタッドに関する規定によれば、スタッドの径と高さの比が5.5となるところを境に「破壊」の支配条件がコンクリートの割裂からスタッドのせん断に変わると言われている。即ち、

$$Qa = \begin{cases} 30 d^2 \sigma_{ck}^{0.5} & (H/d \geq 5.5) \quad (2.3.1) \\ 5.5 dH \sigma_{ck}^{0.5} & (H/d < 5.5) \quad (2.3.2) \end{cases}$$

ここに、 Qa： スタッドの許容せん断力 (kg)
H ： スタッドの全高 (cm)
d ： スタッドの幹の直径 (cm)
σ_{ck}： コンクリートの圧縮基準強度

前式のうち、(2.3.1) 式は、スタッドのせん断破壊を、また(2.3.2) 式はコンクリートの割裂による破壊を表わしており、降伏に対して3以上、破壊に対して6以上の安全率を有すると考えられている。そこで、1節の結果に対して(2.3.2) 式、本節の結果に対し(2.3.1) 式を適用し、コンクリートの圧縮試験結果をσ_{ck}に代入して計算すると下表 2.3.2を得る。

表 2.3.2 道路橋示方書式による安全率の算定結果

	水平方向スタッド本数	σ_{ck} (kg/cm²)	1本当り許容せん断力 Qa (kg)	実験時破壊荷重	
				1本当り荷重値 (kg)	安全率
昭和62年度	3	393	709	5506	7.8
	2	393	709	5342	7.5
	1	393	709	5167	7.3
昭和63年度	3	390	1001	7144	7.1
	1	409	1025	6850	6.7

上表から明らかなように、破壊時のモードを考慮して破壊時荷重に対する安全率を求めるとほぼ期待通りの値（破壊に対して6以上）が得られ、あまりばらつきは見られない。以上より本節の実験結果は、スタッドのもつ強度特性によるところが大きいものと推定される。このため、前述の①のような現象は、スタッドの高い変形性能によりもたらされたものであり、最大荷重発生後の急激な荷重の低下は、スタッドのせん断破壊という脆性的破壊による効果と考えられる。また、スタッドが鉛直方向に配置されていなかったため、コンクリートの支圧応力の分散が比較的スムーズに行われ、ひびわれの発生が見られなかったものと思われる。

スタッド1本当りの最大荷重が、1節に比べ35%程度高いのは、破壊モードの相異による影響が大なるためと思われ、道路橋示方書による推定耐力の比（1001 kg/cm²／709 kg/cm²＝1.41，表 2.3.2参照）からも、妥当な値と判定できる。

本節の実験結果から、載荷重に対するずれ変形量の比（継手部バネ係数）を求めたものが、表 2.3.3である。1節においても同様の係数を算出しているが、本節の試験結果の場合には明確な弾性限界点が求められないため、次の様な定義に基づいて継手部バネ係数を求めた。

$$k_{\circ} = \frac{P_{\circ}}{\delta_{\circ}} \qquad (2.3.3)$$

ここに、 $k_{\circ}$ ： 継手部バネ係数 （kg/cm）
$P_{\circ}$ ： 道路橋示方書式による許容荷重（kg）
$P_{\circ} = nQ_{\circ} = n \cdot 30d^2 \sigma_{ck}$
n ： 全スタッド本数 （＝6）
$\delta_{\circ}$ ： $P_{\circ}$ が作用した時のずれ変形量（cm）

上式中の荷重$P_{\circ}$を、道路橋示方書による許容荷重とした理由は、Qa が降伏荷重に対し3以上の安全率を有しており、充分弾性範囲内にあると考えられること、また、繰り返し載荷時の荷重レベルがほぼこの荷重以下であること等である。なお、スタッド1本のケースは、鋼とコンクリートとの付着による影響が大きいと思われるため省略した。

表 2.3.3 継手部バネ定数

スタッド本数	供試体	最大荷重 (t)	最大荷重時ずれ変形量 (mm)	継手部バネ係数の算出		
				荷重値$P_{\circ}$ (t)	ずれ変形量$\delta_{\circ}$ (計測値) (mm)	継手部バネ係数$k_{\circ}$ (kg/cm)
3	S3－1	46.2	8.62	6.28	0.09	698000
	S3－2	40.6	9.36	6.37	0.08	796000
	S3－3	41.8	7.77	5.97	0.11	543000
	平均	42.9	8.58	———	———	679000

2.3.2 疲労試験結果

(1) 繰り返し荷重および破壊回数

疲労試験における繰り返し荷重および破壊回数を表 2.3.4に示す。繰り返し荷重の設定は、同様の供試体について片振り荷重で行った既往の実験結果を参考にして、荷重振巾が静的強度の１５～４０％となるようにした。

表 2.3.4 繰り返し荷重および破壊回数

スタッド本数	静的強度 Q_u(t)	振動数 (HZ)	供試体名称	荷重振巾/静的強度 S(%)	載荷重 (t)	1本当り荷重強度 (t)	繰り返し回数 N (回)
3	42.9	2	D 3－5	40	±8.64	±1.44	2.6×10^4
			D 3－1	35	±7.56	±1.26	3.7×10^4
			D 3－2	30	±6.48	±1.08	8.2×10^4
			D 3－3	25	±5.40	±0.90	2.7×10^5
			D 3－4	15	±3.24	±0.54	1.56×10^6
1	13.7	2	D 1－1	35	±2.42	±1.21	4.0×10^4
			D 1－5	30	±2.08	±1.04	8.7×10^4
			D 1－3	25	±1.72	±0.86	3.0×10^5
			D 1－4	15	±1.04	±0.52	3.5×10^6

また、スタッドが３本および１本の場合の実験結果を基に作成したＳ－Ｎカーブを各々図 2.3.8 、図 2.3.9に示す。

(2) ずれ変形および破壊状況

繰り返し載荷中の剛性低下を観測するため、繰り返し回数が以下の回数に達した時には連続載荷を止め、静的に荷重を加えながら荷重強度とずれ変形量を計測した。計測方法は、静的試験と同様である。

各試験供試体の荷重－ずれ変形量曲線を図 2.3.10 ～2.3.18に示す。

計測時繰り返し回数 ： 1，5，10，5×10，1×10^2，5×10^2
1×10^3，5×10^3，1×10^4，5×10^4，
1×10^5，5×10^5，1×10^6，2×10^6

また、繰り返し載荷中においても静的試験と同様に、コンクリートのひびわれは観測されず、供試体の破壊にはスタッドのせん断破壊が支配的であった。スタッドの破壊断面位置は、スタッドの溶接部から数㎜コンクリートに入ったところで発生している。しかし、コンクリートとスタッドとの間の隙間は、静的試験で見られた程、大きくはなかった。これは、荷重強度が最大の場合でも、片振巾当り静的強度の２０％にすぎず、支圧応力レベルが低かったためと思われる。疲労によるスタッドの破壊状況を写真 2.3.4～写真 2.3.7に示す。

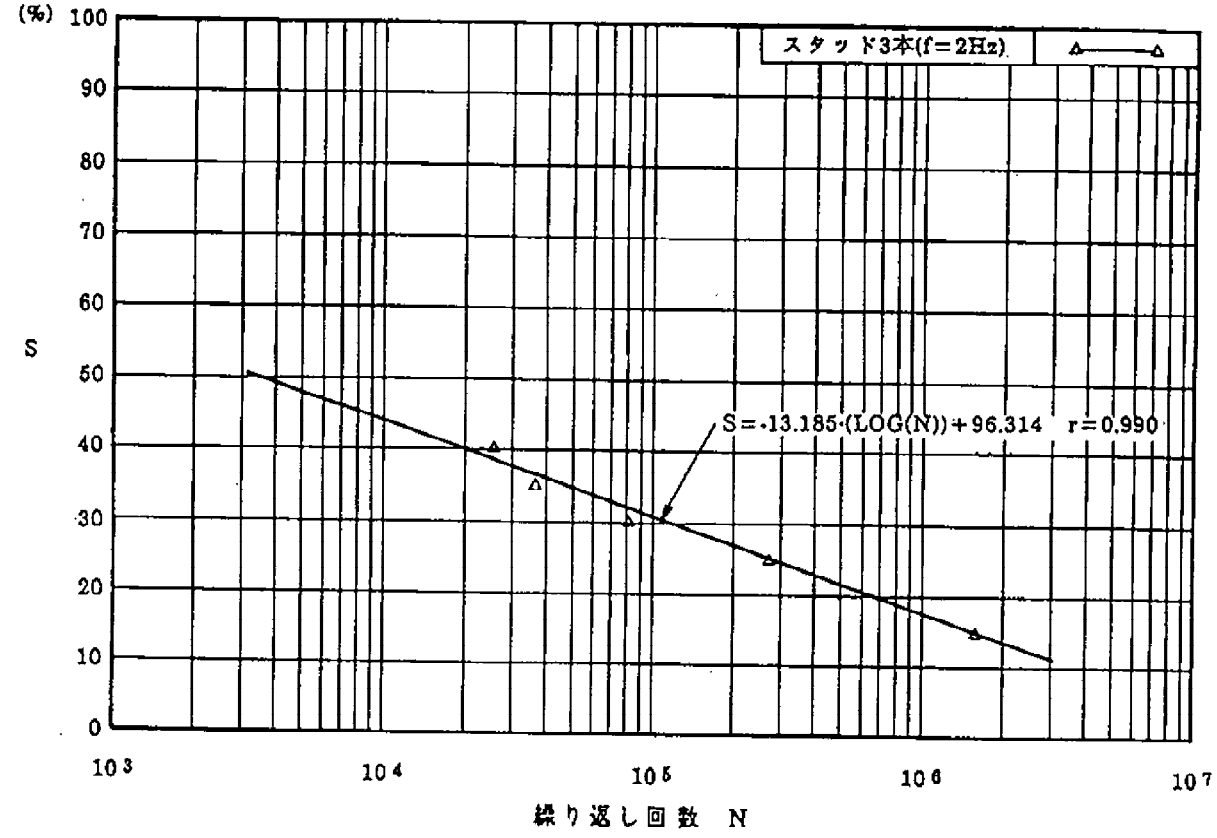


図2.3.8 S－Nカーブ（スタッド3本）

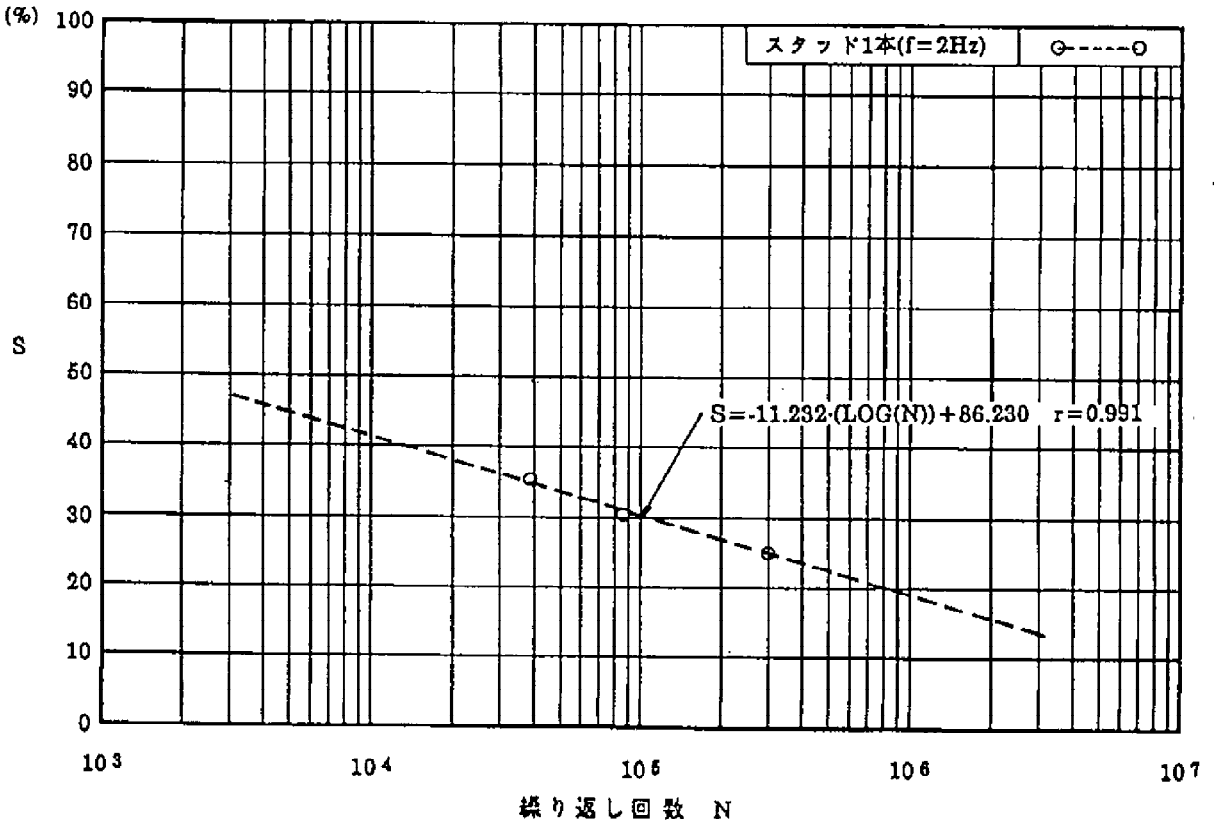


図2.3.9 S－Nカーブ（スタッド1本）

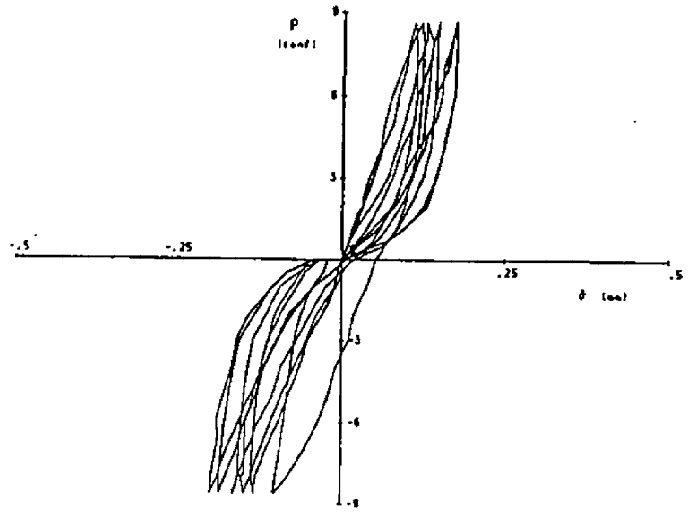


図 2.3.10　荷重－ずれ変形曲線（D3－5）

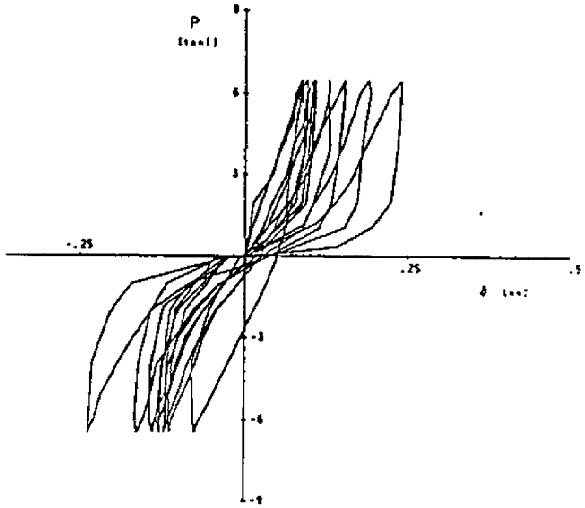


図 2.3.12　荷重－ずれ変形曲線（D3－2）

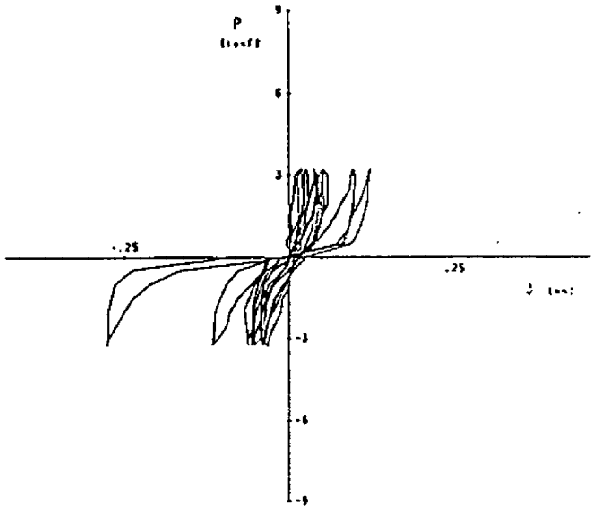


図 2.3.14　荷重－ずれ変形曲線（D3－4）

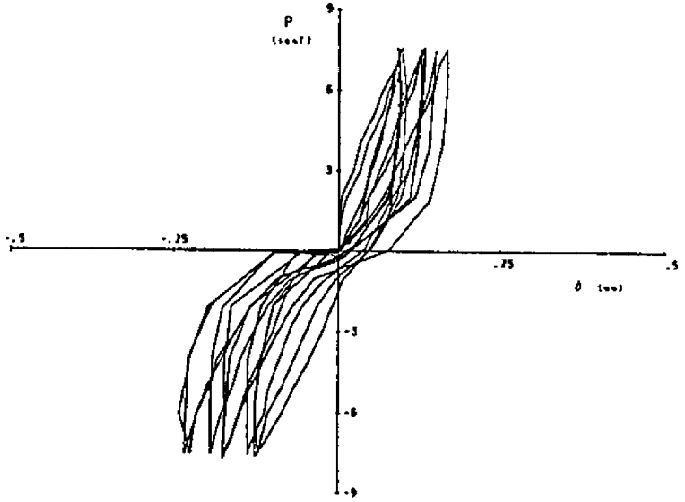


図 2.3.11　荷重－ずれ変形曲線（D3－1）

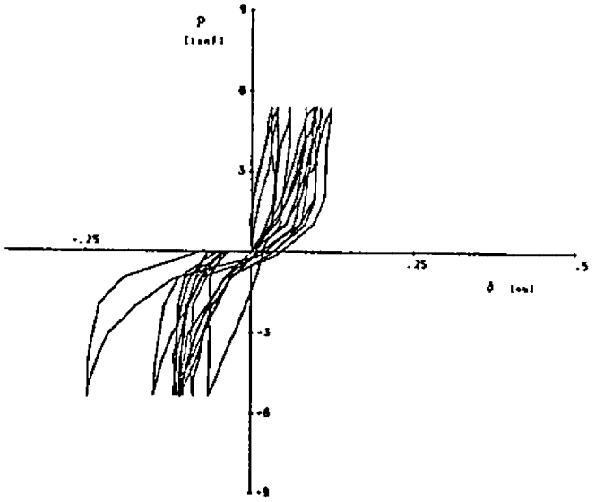


図 2.3.13　荷重－ずれ変形曲線（D3－3）

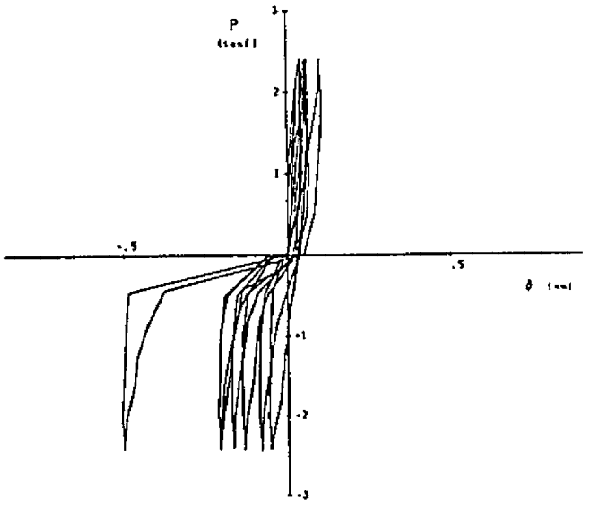


図 2.3.15　荷重－ずれ変形曲線（D3－1）

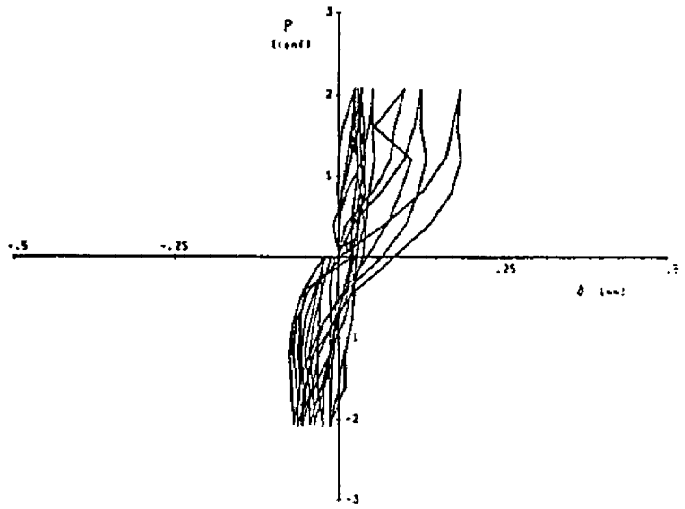


図 2.3.16　荷重－ずれ変形曲線（D1－5）

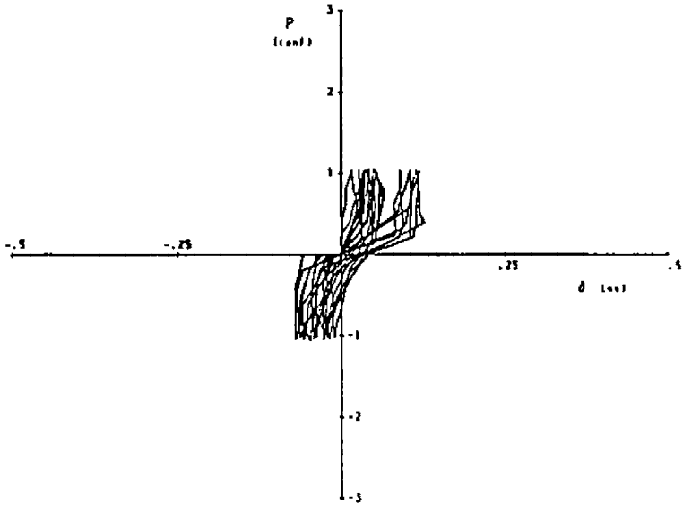


図 2.3.18　荷重－ずれ変形曲線（D1－4）

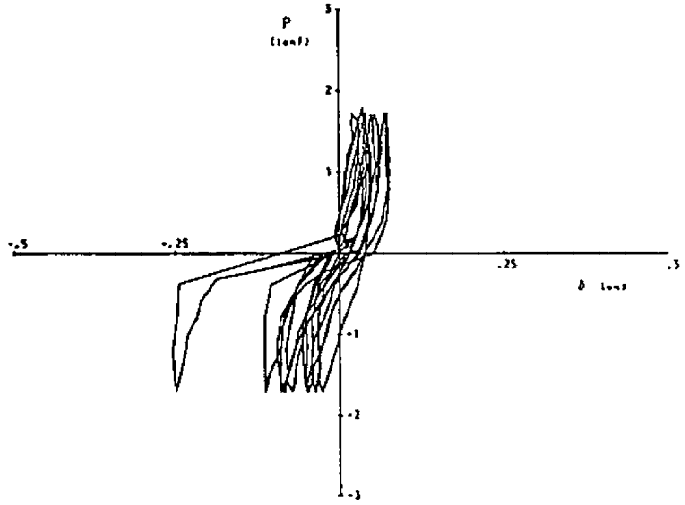
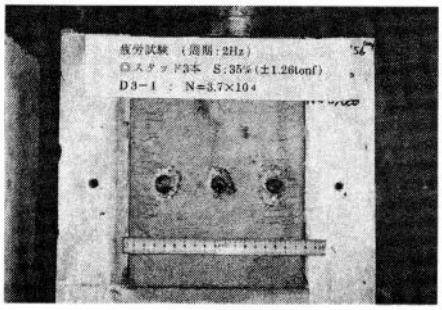


図 2.3.17　荷重－ずれ変形曲線（D1－3）

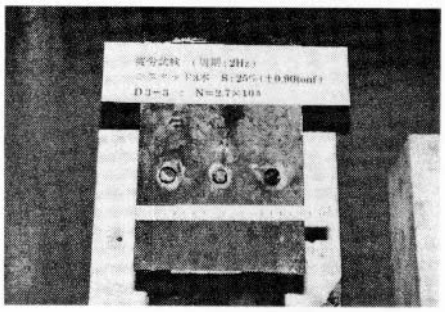


（a） 形 鋼 側

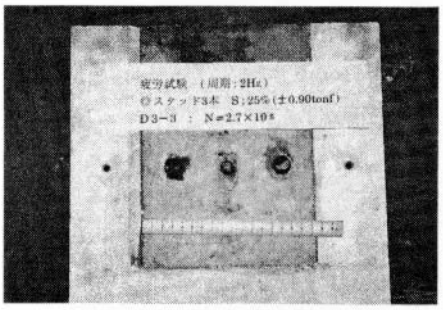


（b） コンクリート側

写真2.3.4 破壊状況（D3－1）

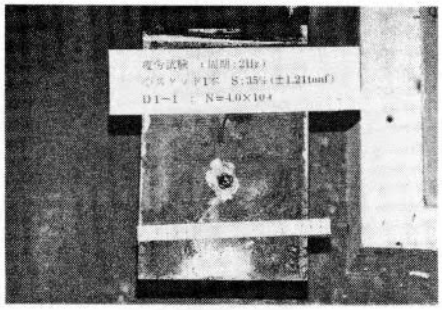


（a） 形 鋼 側

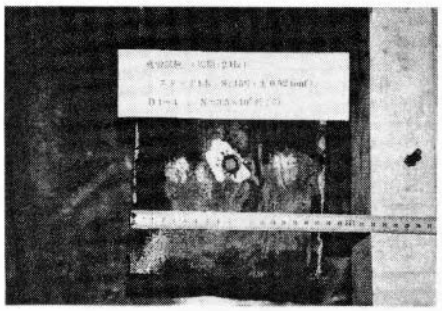


（b） コンクリート側

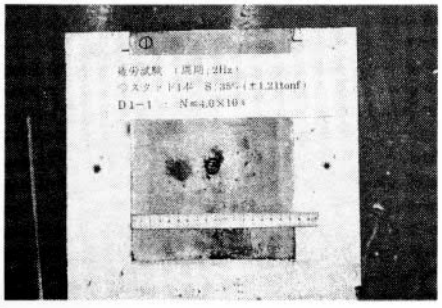
写真2.3.5 破壊状況（D3－3）



（a） 形 鋼 側

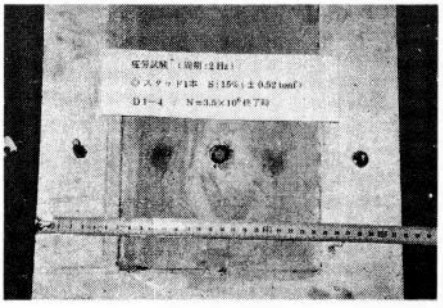


（a） 形 鋼 側



（b） コンクリート側

写真2.3.6 破壊状況（D1－1）



（b） コンクリート側

写真2.3.7 破壊状況（D1－4）

(3) 低サイクル載荷の影響

ハイブリッド部材を海洋構造物に適用した場合、波浪が支配荷重となることが予想される。一般に、海洋における波の周期は1.0～20sec(1Hz～0.05Hz)であり、低サイクル疲労についての検討が必要となる場合が考えられる。既往の研究に依れば、0.1～6sec程度の周期の範囲では、振動数が疲労強度に及ぼす影響は小さいことが報告されている。今回の載荷振動数は2Hzであり、振動数による疲労強度への影響は無いものと思われるが、実際の波浪を考えた場合、必ずしも充分とは言えない。このため、振動数の影響を受けはじめると言われる周期6.0sec(0.16Hz)についても疲労試験を行い、低サイクル疲労の効果を見ることとした。

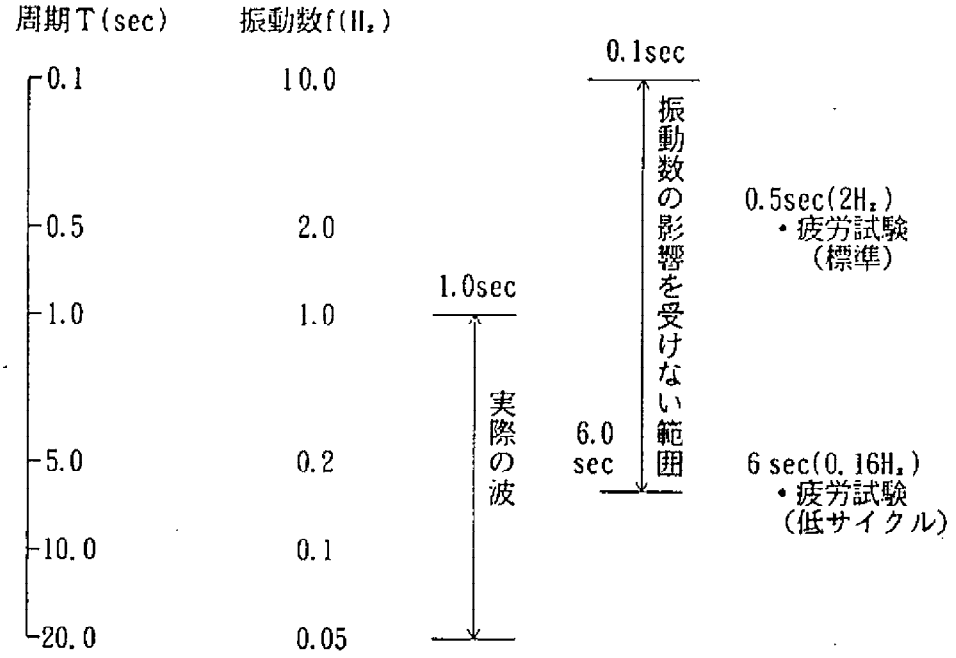


図 2.3.19 実際の波浪周期と疲労試験の周期

低サイクルの疲労試験の結果より得られた繰り返し荷重と破壊回数の関係を表 2.3.5に示す。また、この試験結果を、スタッド3本のケースについて行った標準的な疲労試験結果のS－Nカーブにプロットしたものを図 2.3.20 に示す。図 2.3.21 および図 2.3.22 は、この時の荷重－ずれ変形曲線である。

表 2.3.5 繰り返し荷重および破壊回数

スタッド本数	静的強度 Q_u (t)	振動数 (H_z)	供試体名称	荷重振巾静的強度S (%)	載荷重 (t)	1本当り荷重強度 (t)	繰り返し回数 N (回)
3	42.9	0.16	LD3－2	40	±8.64	±1.44	7.6×10^3
			LD3－1	35	±7.56	±1.26	4.8×10^4

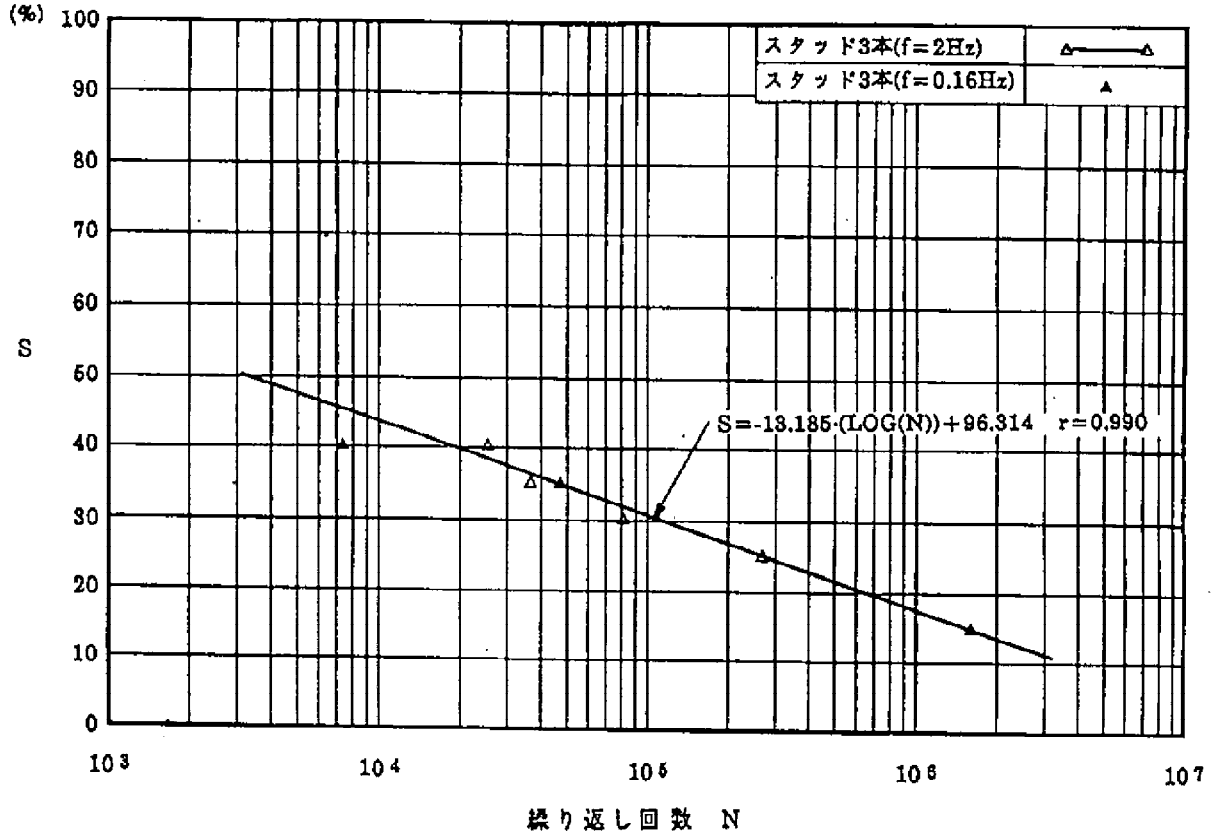


図2.3.20　S－Nカーブ（低サイクル疲労）

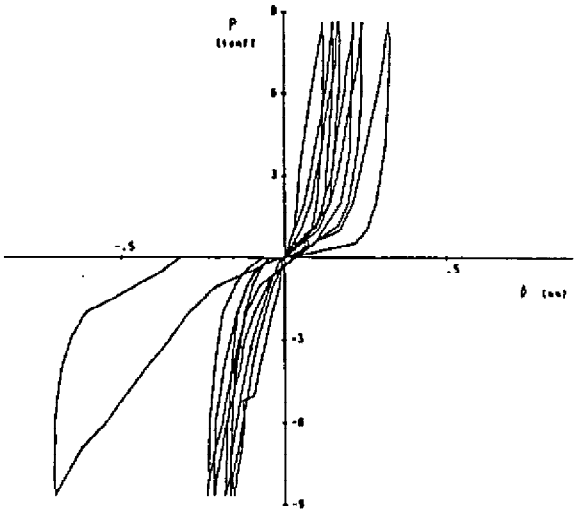


図2.3.21　荷重－ずれ変形曲線（LD3－2）

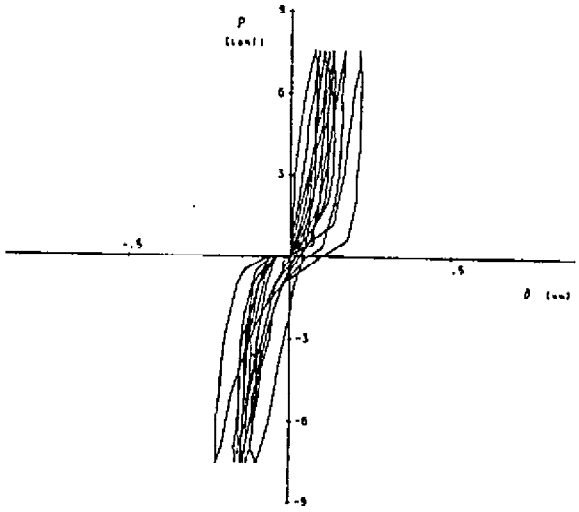


図2.3.22　荷重－ずれ変形曲線（LD3－1）

(4) 考　察

スタッド1本の場合と3本の場合のS－Nカーブを同一グラフに示したものが図 2.3.23 である。（図の縦軸は、荷重振巾を静的強度で除して無次元化してある。）図によれば、スタッド1本場合の方が、繰り返し回数による耐力の低下が若干小さいことを示しているが、両者の差は、繰り返し回数 2×10^6 レベルでも約12%程度と小さく、ほぼ同等であると考えても差し支えないものと思われる。

これに対し、本試験結果を、同種の試験体を使って行った片振り試験結果と比較すると、両振り載荷を受けた時の耐力は、片振り試験結果に比べ低い値を示し、荷重振巾のレベルが低ければ低い程、その影響が顕著となることが分かる。疲労による耐力低下の影響が収束すると言われる繰り返し回数 2×10^6 附近での両者の差は50%に達するのに対し、繰り返し回数 2.5×10^4 のレベルは殆ど差が見られていない。

以上より、スタッド継手の疲労強度特性は、スタッドの本数よりも、作用荷重が片振りであるか否かに依るところが極めて大きいと考えられる。

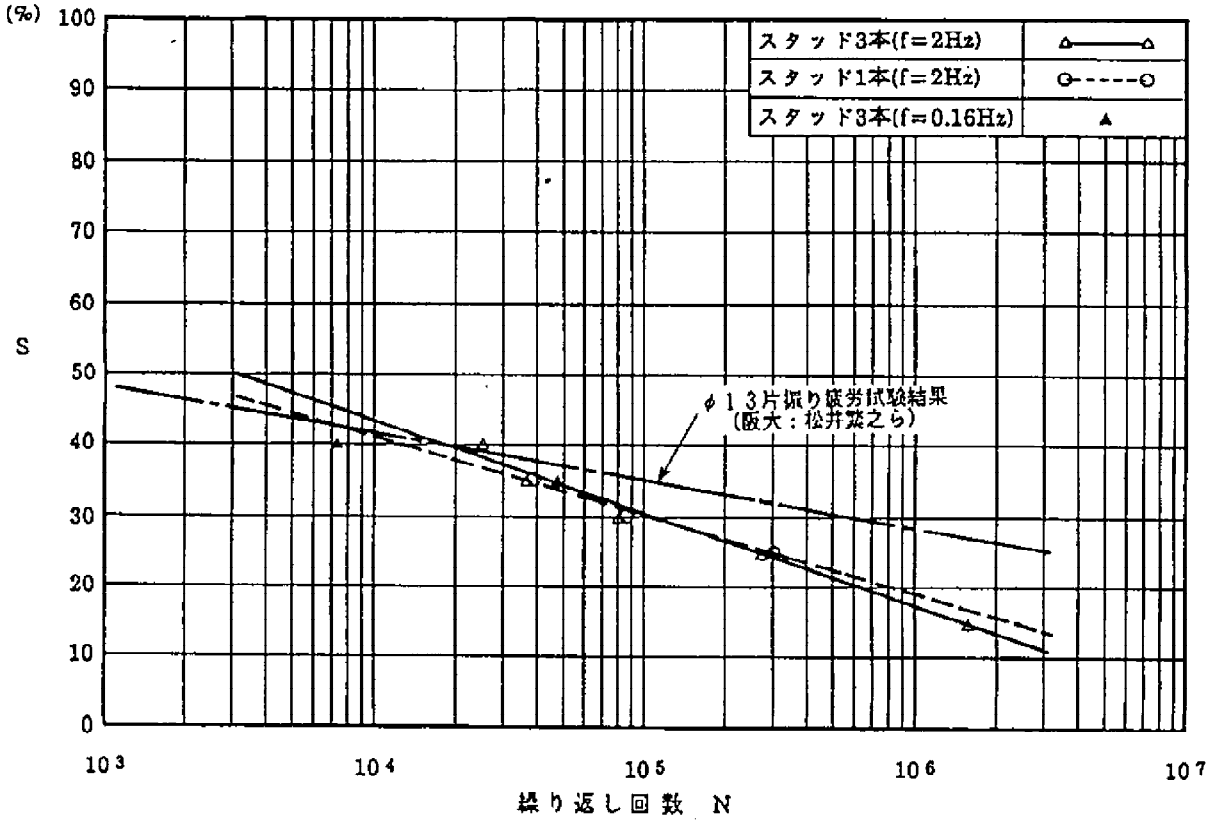


図 2.3.23　S－Nカーブ（全試験結果）

さて、合成桁が繰り返し荷重を受けた場合の挙動を解析するためには、繰り返し載荷による継手部の剛性の低下を評価することが肝要となる。載荷重とずれ変形量の関係を見てみると、スタッド本数にかかわらず、荷重方向が逆転する附近で変形の進むことが分かる。更に載荷重を増加していくと、ずれ変形量は小さくなり、見かけ上継手部バネ係数が大きくなる傾向が見うけられる。この現象を模式的に示したものが図 2.3.24 である。

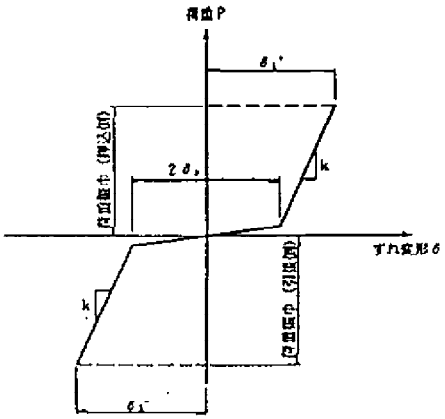


図 2.3.24　荷重－変形履歴曲線模式図

このことから、繰り返し荷重をうける場合の継手部挙動は、荷重の低いレベルでの低いバネ係数と荷重レベルが上がった時の高いバネ係数を組合せた合成バネで評価ができるものと思われる。この原因として、静的強度試験で見られたようなコンクリートとスタッド間の隙間の存在が考えられる。即ち、スタッド下面に発生する支圧応力によりコンクリートが塑性変形し、繰り返し荷重を受けるうちに徐々に拡大していくのである。（図 2.3.25 参照）

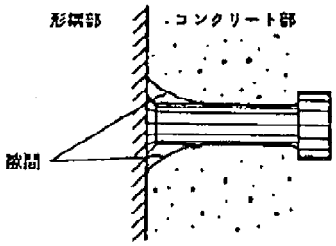


図 2.3.25　繰り返し載荷時のコンクリートの支圧変形

このような状態になると、コンクリートとスタッドが一体となって挙動していた載荷初期段階とは明らかに異り、スタッド自身の曲げやせん断変形だけに支配される部分がでてくる。このため、継手部バネ係数が小さくなったような挙動を示すが、スタッドの変形が進みコンクリートとスタッド間の隙間が小さくなる（コンクリートとスタッドが接触する）と、再びコンクリートの支圧変形やスタッドのせん断変形も含んだ高い剛性を示すものと思われる。

そこで、繰り返し載荷時の変形を、バネ係数の低い塑性的変形部分と、バネ係数の高い弾性的変形部分とに分けて考えることとした。ここで、「塑性的」と定義したのは、荷重が低いレベルでの変形がスタッドの曲げに支配されていると思われ、曲げ塑性状態に達していると考えられるためである。これに対し、「弾性的」部分は、コンクリートの支圧による塑性変形も考えられるものの、コンクリートの圧縮に対する弾性やスタッドの高いせん断剛性等が期待できるため、「塑性的変形」をする部分より剛性が明らかに高く弾性的であるためである。

このような観点から、実験により得られた荷重－ずれ変形関係（スタッド３本のケース）に、静的強度試験で求めた継手部バネ係数をのせた結果が図 2.3.26 ～図 2.3.32 である。ただし、スタッドが１本のケースについては、静的試験時の作用荷重並びに変形量が小さく、またコンクリートと鋼との付着の影響が大きいと思われるため、継手部バネ係数に対する精度上の信頼性に欠けるので、ここでは除外した。この図から明らかなように、「弾性的変形」部分のバネ係数は、静的試験で求めた継手部バネ係数に近いものと推測される。一方、「塑性的変形」量は、繰り返し回数を重ねるにつれ増大していく傾向が見られ、特に、破壊回数近くでは変形量が大巾に増大する。

以上より、繰り返し荷重を受ける場合の継手部剛性の評価を、「塑性的変形」部分と「弾性的変形」部分に分けて行った。図 2.3.33 は、繰り返し回数に対する「塑性的変形」量をプロットしたものである。ここで、横軸は破壊時繰り返し回数により正規化した繰り返し回数を、また、縦軸の変形量δ_pは実験データに基づき次式で算出した変形量を示している。

$$\delta_p = \frac{1}{2}\left\{ \left(\delta_i^{+} - \frac{P^{+}}{k} \right) + \left(\delta_i^{-} - \frac{P^{-}}{k} \right) \right\} \qquad (2.3.4)$$

ここに、　P^{+}，P^{-} ；　押込側，引張側の繰り返し荷重値
δ_i^{+}，δ_i^{-} ；　P^{+}，P^{-} の時のずれ変形量
k　；　静的強度試験で求めた継手部バネ係数

また、(2.3.4) 式で求めたδ_pを、静的強度に対する荷重振巾の比Ｓで除してまとめたものが、図 2.3.34 である。図中の破線は「弾性的変形」量を、また実線はδ_pとＮ／Ｎ。について、一次回帰分析を行った結果を示しており、繰り返し回数が限界繰り返し回数に近づくにつれ「塑性的変形」量の占める割合が増加していく。このように、繰り返し荷重を受ける場合の変形量は、「塑性的変形」の占める部分が次第に大きくなり、合成桁の挙動把握に当っては極めて重要な要素になる。

したがって、図 2.3.34 のように「塑性的変形」量を繰り返し回数に対応して定め、静的強度試験により求められた継手部バネ係数と組合せて、剛性評価することが望ましいと思われる。

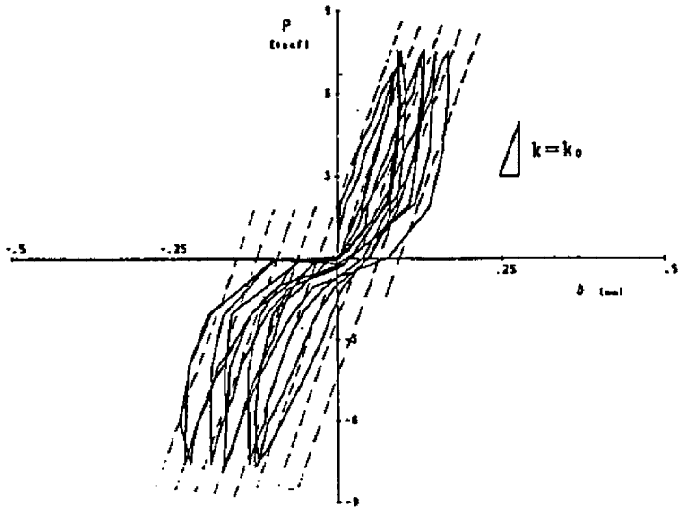


図 2.3.26　荷重－ずれ変形曲線（D3－1）

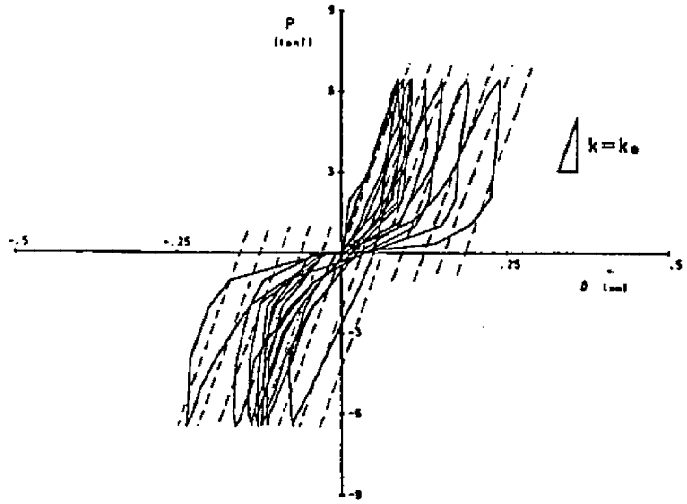


図 2.3.27　荷重－ずれ変形曲線（D3－2）

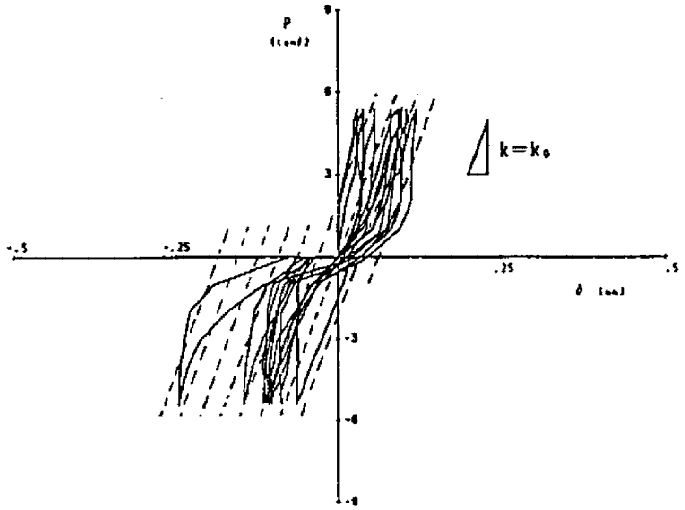


図 2.3.28　荷重－ずれ変形曲線（D3－3）

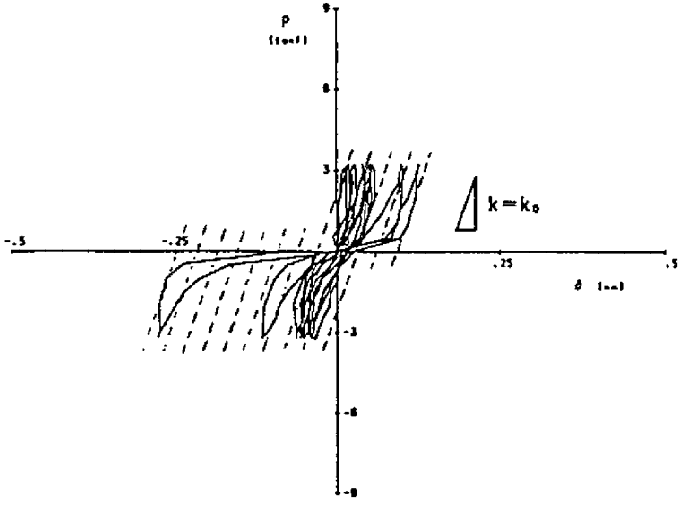


図 2.3.29　荷重－ずれ変形曲線（D3－4）

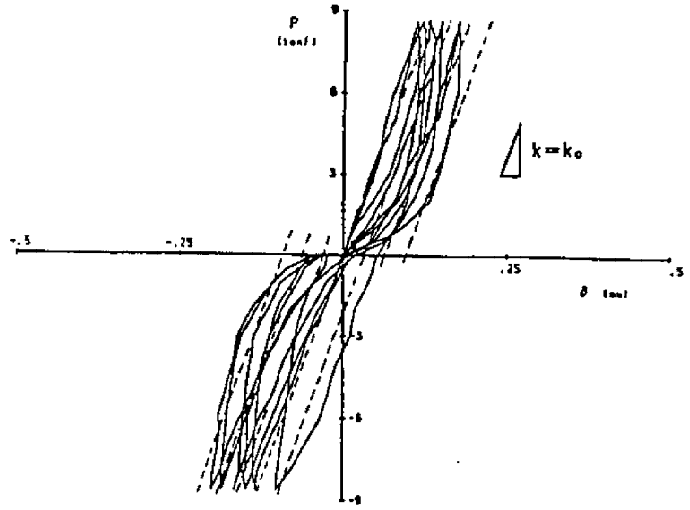


図2.3.30　荷重－ずれ変形曲線（D3－5）

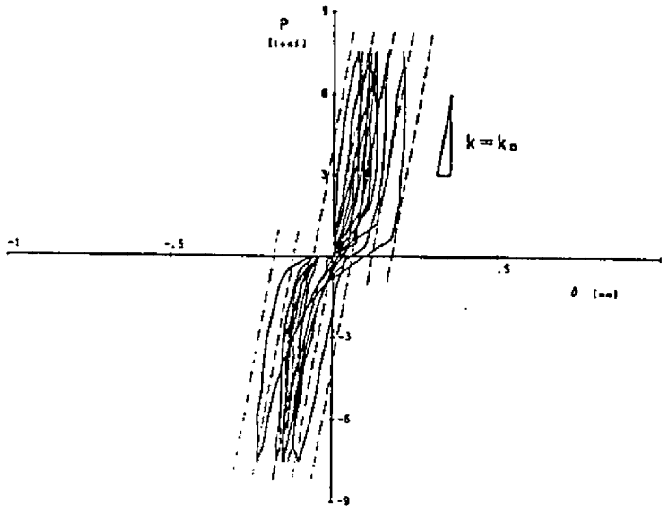


図2.3.31　荷重－ずれ変形曲線（D3－1）

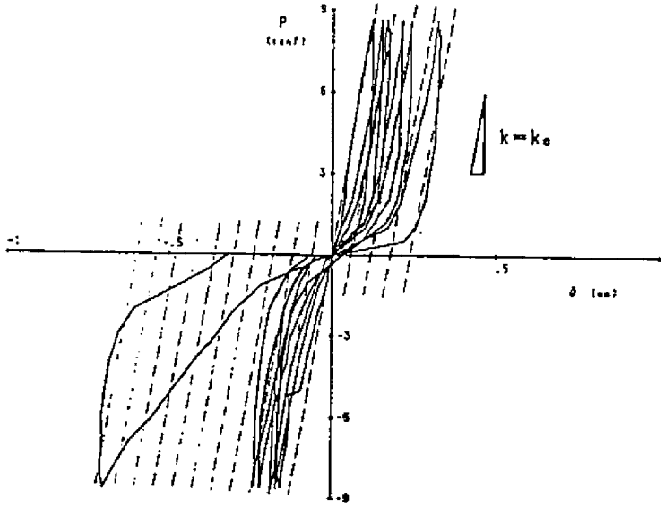


図2.3.32　荷重　ずれ変形曲線（D3　2）

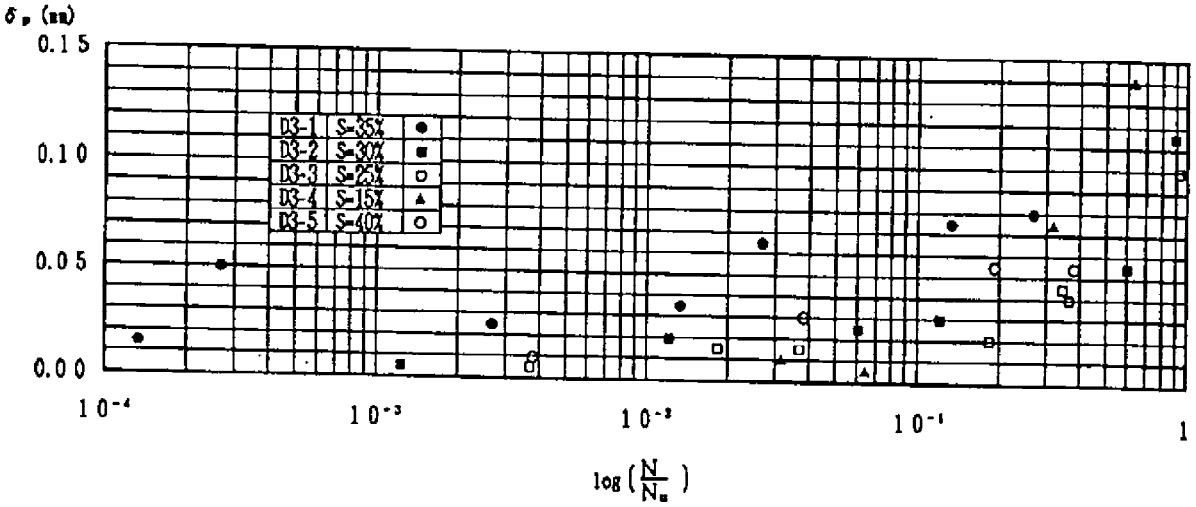


図 2.3.33　繰り返し回数－塑性的変形量

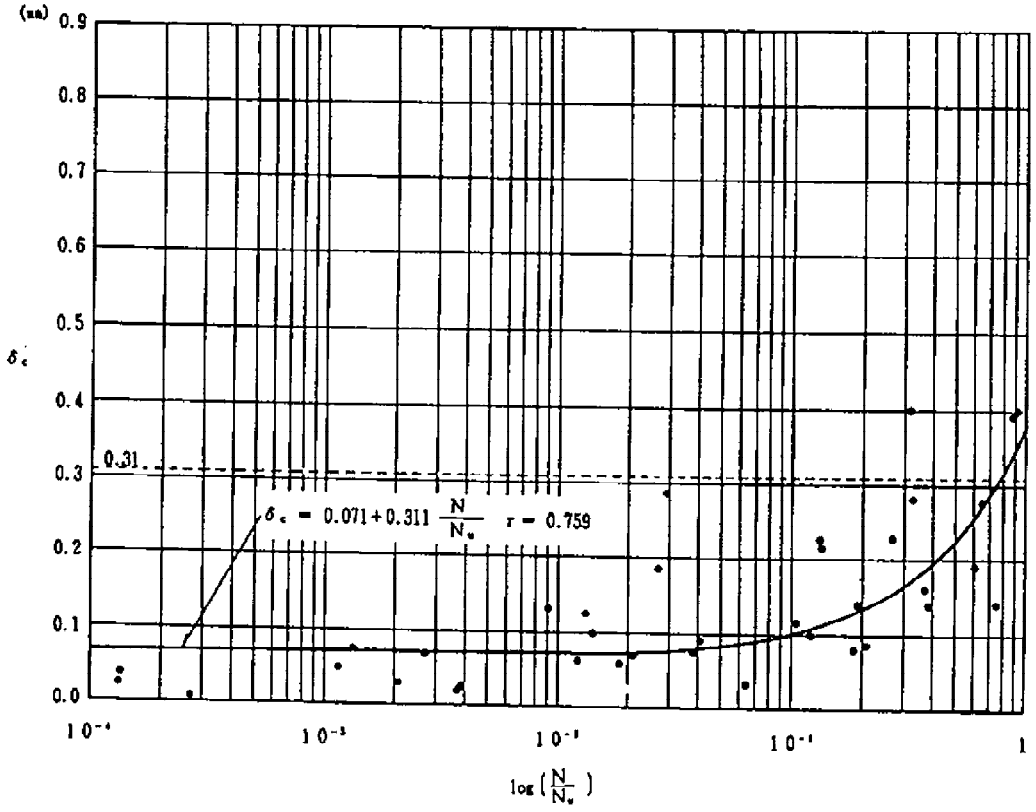


図 2.3.34　繰り返し回数－塑性的変形量

2.3.3 鋼材の側から見たスタッドの強度に関する考察

(1) 現行基準の問題点

現行のスタッドの強度評価方法には、コンクリートの強度とスタッドのアスペクト比は考慮されているが、鋼材の強度の影響は無視されている。日本における評価式は1つの形式にまとめられ、(2.3.5) 式のようになる。

$$Q_u = \alpha\, a\, D^2\, \sigma_c^{0.5} \qquad (2.3.5)$$

ここに、 Q_u ：スタッド1本当たりの耐力

$$\alpha = \begin{cases} 1 & (H/D \geq \lambda) \\ H/\lambda D & (H/D \leq \lambda) \end{cases}$$

H ：スタッドの高さ

D ：スタッドの直径

λ ：基準により異なる、4.2あるいは5.5が見られる。

a ：係数

σ_c ：コンクリートの圧縮強度

しかし、スタッドの破壊機構には、コンクリートの破壊の他にも、スタッド自体の破壊も存在するはずである。RoikとHanswille[6] は、DINの鋼合成桁の設計施工基準(1974)の頭付きアンカーボルトの強度(2.3.6) 式について検討している。

$$Q_u = \alpha \cdot 0.25 \cdot D^2 (E_c \sigma_c)^{0.5} \leq 0.7\, A \sigma_s, \qquad (2.3.6)$$

ここに、 $\alpha = \begin{cases} 1 & (H/D \geq 4.2) \\ 0.85 & (H/D = 3.0) \end{cases}$

E_c ：コンクリートの弾性係数

A ：スタッドの断面積 ($\pi D^2/4$)

σ_s ：スタッドの降伏応力

H／Dは3以上必要である。Fisherら[8] の提案式(2.3.7) 式と比べると、(2.3.6) 式の前半には (π／2) の安全余裕がある。

$$Q_u = 0.5\, A\, (E_c \sigma_c)^{0.5} \qquad (2.3.7)$$

図 2.3.35 は(2.3.6) 式と実験結果の比較である。これを見ると、(2.3.6) 式の後半による評価の安全余裕は、前半に比べて著しく大きい。この差異の理由として、BodeとHanenkamp[7] は配筋の影響をあげている。また、RoikとHanswille[6] はスタッドからコンクリートへの荷重の伝達と摩擦の影響をあげている。しかし、これらの説明は繁雑なわりに現象をうまく説明していない。ここでは、スタッドが破断する破壊様式について検討し、この破壊様式に対する評価式の導出を試みる。

(2) スタッドの破断機構のモデル化

スタッドの破断には脆性破壊と延性破壊が考えられる。環境温度が低く、溶接欠陥が想定される場合には、脆性破壊についても検討すべきであるが、ここでは検証に用いるデータなどの都合上、押抜き試験（部分せん断試験）における延性破壊に限って検討する。

a）スタッド破断時の荷重状態

押抜き試験における破断様式には、スッタドの引抜、コンクリートの破壊、およびスタッドのせん断破壊（延性破壊）が考えられる。スタッドの引抜き破壊は、スタッドが短く、コンクリートが弱い場合に生じる。スタッドの引抜きと言う現象が存在することから、破壊時にスタッドには相当大きな引張応力が生じていることがわかる。スタッドの引張応力は鋼板からコンクリートに圧力となって伝わる。この圧力により、鋼板とコンクリートとの間には摩擦力が生じる。押抜き試験における荷重は鋼板とコンクリートとの間のせん断力であるが、この摩擦力を無視する事はできない。

スタッドの長さおよびコンクリートの強度が十分であり、スタッドの引抜きもコンクリートの破壊による崩壊も生じないとする。この場合、スタッドのせん断破壊（延性破壊）が生じるのであるが、前述のスタッドの引張応力および鋼板とコンクリートの摩擦力は存在すると考えられる（図 2.3.36 参照）。当然、スタッドの断面にはせん断応力が存在する。また曲げ変形もあるが、塑性降伏した後には曲げ応力は引張応力に比べ小さく無視しうる。以上から、スタッド1本当たりのせん断力は(2.3.8）式で表される。

$$Q_u = \mu T + S = A\,(\mu\sigma + \tau) \qquad (2.3.8)$$

ここに、 μ ：鋼板とコンクリートの摩擦係数
T ：スタッド基部の張力（$A\sigma$）
S ：スタッド基部のせん断力（$A\tau$）
σ ：スタッド基部の引張応力
τ ；スタッド基部のせん断応力

b）スタッドの破断条件

引張応力σとせん断応力τを除く他の応力成分が0の時、降伏曲面は(2.3.9）式で表わせれる。

$$\sigma_e^2 = \sigma^2 + \beta^2\ \tau^2 \qquad (2.3.9)$$

ここに、 σ_e ：相当応力（初期降伏では降伏応力σ_yに等しい）
β^2 ：ミーゼスの条件では3、トレス力の条件では4

(2.3.9）式が自動的に満たされるように、(2.3.10)式の置換えを行う。

$$\sigma = \sigma_e \cos\theta \quad , \quad \tau = \beta^{-1}\sigma_e \sin\theta \qquad (2.3.10)$$

(2.3.10)式を(2.3.8）式に代入して、整理すると(2.3.11)式となる。

$$\frac{Q_u}{A\sigma_e} = \mu\cos\theta + \frac{1}{\beta}\sin\theta \equiv f(\theta) \qquad (2.3.11)$$

$df/d\theta = 0$を解くと、$f(\theta)$の停留点では(2.3.12)式が成立する。

$$\sin\theta = (1+\mu^2\ \beta^2)^{-0.5}\ ,\ \cos\theta = \mu\beta\ (1+\mu^2\ \beta^2)^{-0.5} \qquad (2.3.12)$$

(2.3.12)式を(2.3.11)式に代入すると、(2.3.13)式となる。

$$f(\theta) = (\mu^2 + \beta^{-2})^{0.5} \qquad (2.3.13)$$

スタッドの破断条件として相当応力σ_eが引張強度σ_Uと等しいと仮定し、(2.3.9)式に(2.3.13)式を代入すると(2.3.14)式となる。

$$Q_U = A\ (\mu^2 + \beta^{-2})^{0.5} \sigma_U \qquad (2.3.14)$$

(3) 静的強度の評価式

(2.3.14)式の摩擦係数μをなんらかの方法で決定すれば、スタッドが破断する破壊様式に評価式ができる。RoikとHanswille[6]はここで示したモデルとは異なるが$\mu = 0.5$を推奨している。トレス力の条件に従い$\beta = 2$として、この値を(2.3.14)式に代入すると、都合よく(2.3.6)式に似た(2.3.15)式が得られる。

$$Q_U = 0.7071\,A\,\sigma_U \qquad (2.3.15)$$

しかし、図 2.3.35 を見てもわかるように、(2.3.6) 式あるいは(2.3.15)式のようにμを固定すると、コンクリートの強度が大きくなるに従って評価値と実験値との差が拡大して行く。そこで、公表されている実験結果に基づいて、μをコンクリートの強度と関連付けて評価することを試みた。

a) 使用データ

使用データとしては、平城ら[4)9)]、阿部[10)]、橘ら[11)]、山本と中村[12)]、平野ら[13)]、沢野ら[14)]そして金・金[15)]らの研究論文に発表されているものを用いた。

b) 評価式の導出

コンクリートの強度の代表値として、E_cとσ_cを選択する。使用データの中からH／D＞5が成立するデータを抜き出し、(2.3.14)式に従って摩擦係数μを逆算する。この時、$\beta = 2$とした。μがE_cとσ_cにより(2.3.16)式で表せるものとして、最小自乗法で係数を決定した。

$$\mu = a\,\sigma_c^{\,b}\,E_c^{\,c} \qquad (2.3.16)$$

結果は、 $a = 0.01077$
$b = 1.038$
$c = 0.3881$

となった。

図 2.3.37 は、(2.3.14)式および(2.3.16)式による推定値と実験結果とを比較して示したものである。また、図 2.3.39 には、(2.3.17)式を仮定して求めた推定式による結果と実験結果とを比較した。

$$Q_U = a\,D^b\,H^c\,\sigma_c^{\,b}\,E_c^{\,e}\,\sigma_U^{\,f} \qquad (2.3.17)$$

図 2.3.37 と図 2.3.38 を比べると、どちらの推定式の誤差が少ないかは評価できない。(2.3.14)および(2.3.16)式による方が物理的な説明がつくぶんだけ発展性がある。

図 2.3.39 は、Qu ／Aと(2.3.16)式の$\sigma_c{}^b$ $E_c{}^a$ との関係を示したものである。丸印は実験結果、曲線はσu をそれぞれ、30、40、50kgf/mm² とした場合の(2.3.14)式による推定値である。本図では、図 2.3.37 では現れないσ_u の影響が見て取れる。

(4) モデルの検証－スタッドの疲労強度

スタッドの疲労強度に関してはＥＣＣＳ(European Convention for Constructional Steelwork)の指針[16] などによりせん断応力で評価するためのＳ－Ｎ曲線が与えられ、スタッドにせん断力しか加わっていないならそれを用いることができる。図 2.3.40 は、若林ら[17] 、沢野ら[14] および4節の実験結果をＥＣＣＳ[16] の指針に従って整理し（押抜き試験におけるスタッド1本当たりの荷重範囲をスタッドの断面積で除した）、Ｓ－Ｎ曲線と比較したものである。図を見ると、ＥＣＣＳのＳ－Ｎ曲線[16] は前節の結果とは比較的よく一致しているものの、若林ら[17] の結果は高強度側に、沢野ら[14] の結果は低強度側になっている。これら3つのコンクリートの強度を比較すると、“若林ら＞前節＞沢野ら”の順番である。そこで、疲労強度にはコンクリートの強度が影響していること、およびＥＣＣＳのＳ－Ｎ曲線をそのまま適用するのは適切でないことがわかる。

前節に述べたように、スタッドには軸力とせん断力とが同時に加わる。このように2種類の応力が同位相で加わる場合の疲労限の応力範囲σ_w は(2.3.18)式で表される[18] 。

$$\sigma^2 + (1/\phi^2)\tau^2 = \sigma_w{}^2 \qquad (2.3.18)$$

ここに、係数ϕは0.5で最大せん断応力説（トレスカの降伏条件と対応）、$1/\sqrt{3}$ でせん断ひずみエネルギー説（ミーゼスの降伏条件と対応）となる。すなわち、ϕは(2.3.9) 式のβの逆数である。(2.3.18)式が引張とせん断との組み合わせ応力による疲労の等価応力範囲を表すものと仮定すると、(2.3.18)式は(2.3.9) 式と全く同じ形式となる。(2.3.9) および(2.3.18)式を参考にして、(2.3.19)式の応力範囲σ_r で疲労強度が評価されるものとする。

$$\sigma_r{}^2 = \sigma^2 + \beta^2 \tau^2 \qquad (2.3.19)$$

スタッド基部の軸力とせん断力との関係を見ると、コンクリートの横抵抗がそのままません断力となること、軸力はコンクリートからの横抵抗に対する摩擦力として生じることから、塑性降伏が生じるまでは(2.3.20)式が成立する。

$$\sigma = \mu \tau \qquad (2.3.20)$$

(2.3.18)式に(2.3.19)および(2.3.20)式を代入してσ、τを消去すると(2.3.21)式が得られる。

$$\sigma_r = \frac{(\mu^2 + \beta^2)^{1/2}}{1 + \mu^2} \cdot \frac{\Delta Q}{A} \qquad (2.3.21)$$

ここに、ΔＱは押抜き疲労試験におけるスタッド1本当たりの荷重範囲である。既往の研究データを用いてμを求め(2.3.21)式で疲労強度を評価すると、図 2.3.41 が得られる。図 2. 3. 40と比べると図 2.3.41 はコンクリートの強度によるデータのばらつきをうまく評価していることがわかる。

以上、鋼材の側からのスタッドの強度についた検討した結果、鋼－コンクリートの摩擦現象により静的な耐力、疲労強度が統一的に取り扱えることがわかった。

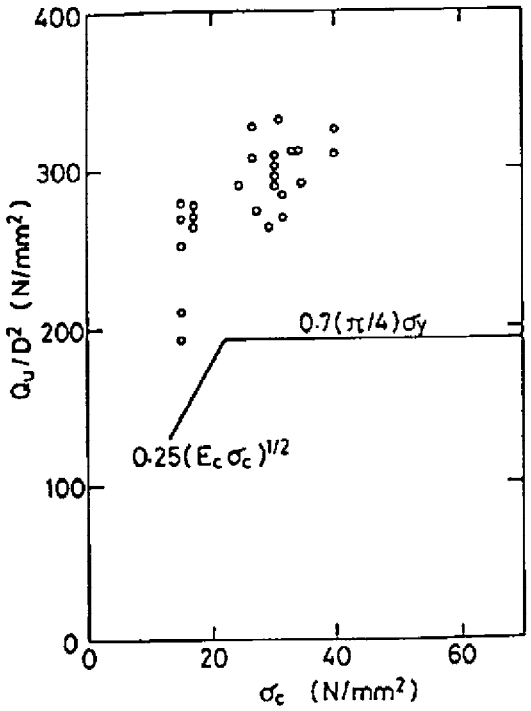


図 2.3.35　実際結果とDIN（2.3.6）式との比較

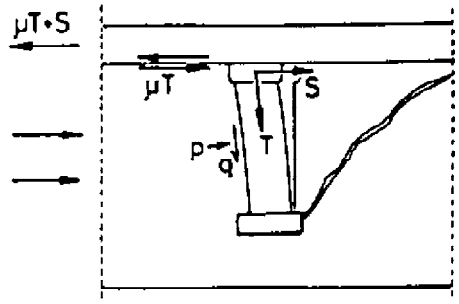


図 2.3.36　スタッドの荷重伝達機構

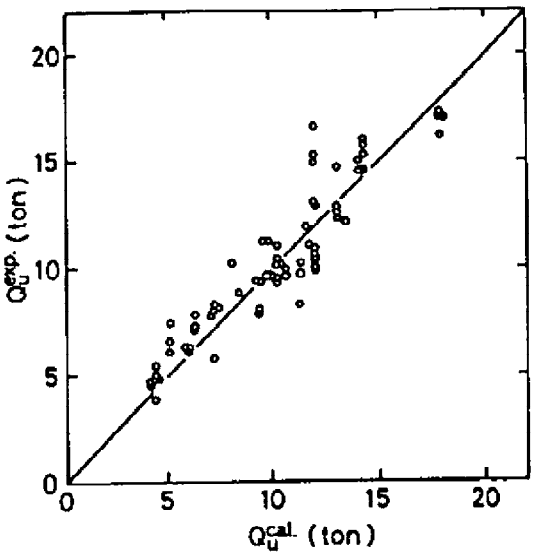


図 2.3.37　（2.3.14），（2.3.16）式による推定値と実験結果の比較

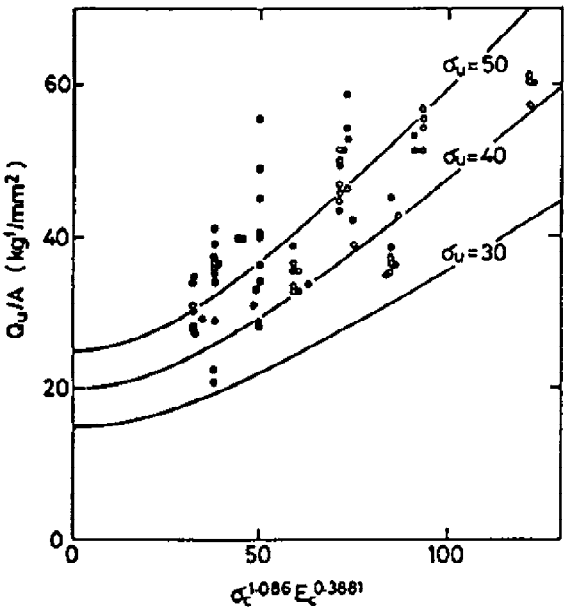


図 2.3.39　スタッドの強度の影響

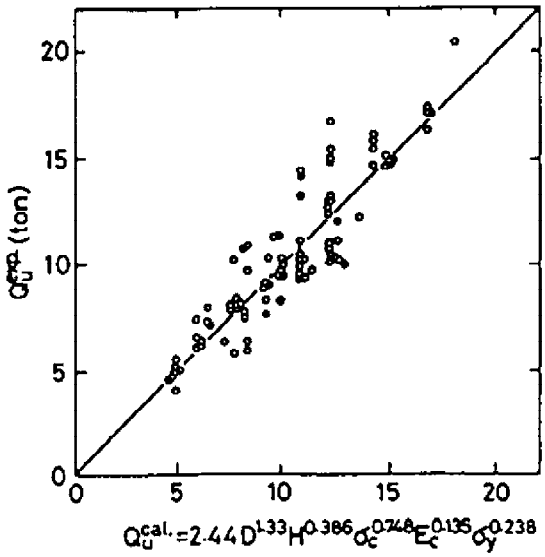


図 2.3.38　（2.3.17）式による推定値と実験結果の比較

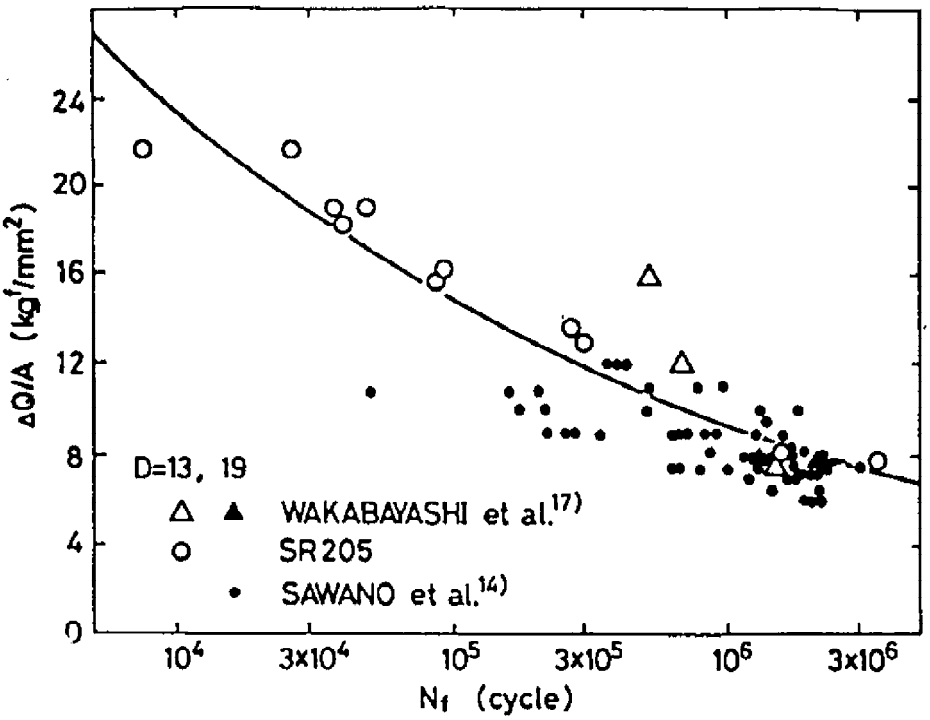


図 2.3.40　ECCS S－N曲線[18)]と実験結果との比較

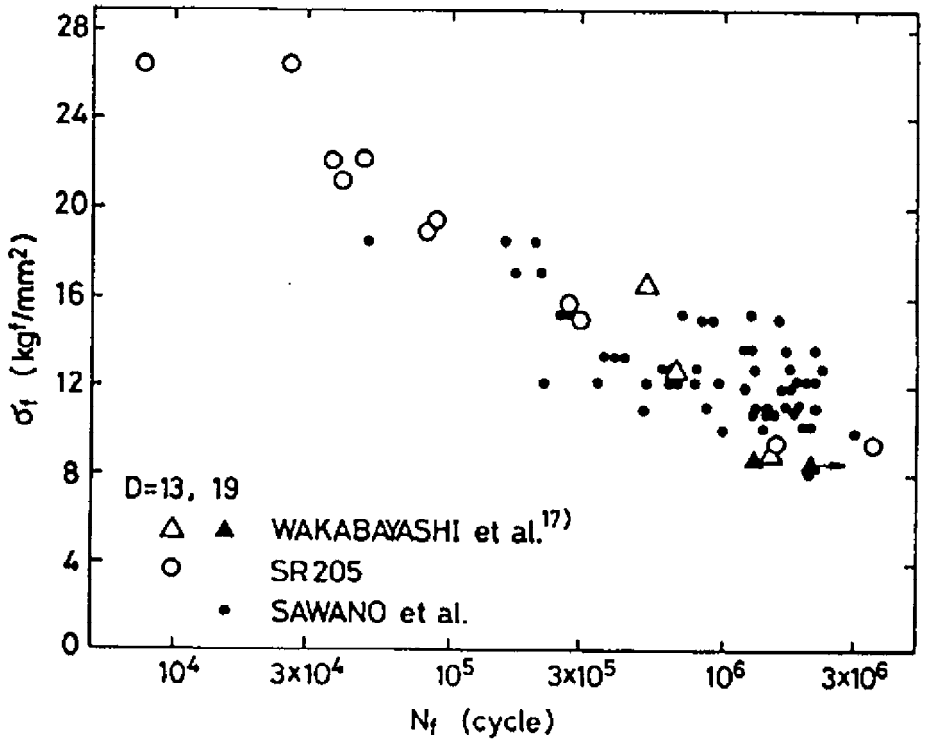


図 2.3.41　(2.3.21)式による疲労強度の評価

2.4 まとめ

今年度の試験結果から、以下の諸点が明らかになった。

1）静的強度試験について

- 荷重載荷方向のスタッド間隔は、破壊モード（コンクリートの割裂、スタッドの破断）に影響し、継手部の静的強度に差異をもたらす。
- 継手部の破壊が、スタッドの破断による場合は、変形性能が高く、最大荷重発生時の変形量は、コンクリートが割裂破壊する場合よりかなり大きい。

2）疲労試験結果について

- 疲労強度は、スタッド3本の場合と、1本の場合で余り差異は見られない。
- 荷重振巾が両振りの場合は、片振りの場合より疲労強度が小さく、繰り返し回数が100 万回付近での差は５０％に達する。
- 低サイクル載荷による強度への影響は殆ど見られない。

3）継手部の剛性評価について

- 継手部の挙動は、継手部バネ係数の弱い部分と強い部分との合成バネで評価することが可能と思われる。
- 継手部バネ係数の強い部分は、静的強度試験で得られたバネ係数に近く、繰り返し回数によらずほぼ一定である。これに対し弱い部分での変形量は、繰り返し回数が増えるにつれて大きくなる。

4）鋼材の側から見たスタッドの強度について

破壊形態がスタッドの破断である場合について、鋼材の破壊条件から継手部の強度について検討し、以下の結果を得た。

- 継手部の荷重伝達機構には、鋼－コンクリート間の摩擦が寄与している。
- 上記摩擦係数はコンクリートの強度から推定できる。
- 継手部のスタッドの疲労強度は引張とせん断との同時負荷と解釈すれば、うまく説明できる。

参考文献

1）松井繁之，平城弘一，三好栄二：スタッドの疲労強度向上に関する実験的研究，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，PP.91-98，1986
2）平城弘一，栗田章光，赤尾親助：スタッドの押抜き挙動に及ぼす影響因子に関する基礎的研究，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，PP.81-89，1986
3）横田弘，清宮理：鋼・コンクリート合成部材での形鋼によるずれ止めの耐荷力，港湾技研資料，No.595，1987
4）赤尾親助，栗田章光，平城弘一：頭付きスタッドの押抜き挙動に及ぼすコンクリートの打込み方向の影響，土木学会論文集，第380号，1987
5）道路橋示方書・同解説，Ⅱ鋼橋編，日本道路協会，1980
6）K.Roik & G.Hanswille : Beitrag zur Bestimmung der Tragfahigkeit von Kopf-bolzendu beln, Der Stahlbau, 10/1983.
7）H.Bode & W.Hanenkamp : Zur Tragfahigkeit von Kopfbolzen bei Zugbeanspru-chung, Bauingenieur, 60-9, 1985.
8）J.W.Fisher et al.: Shear Strength of Stud Connectors in Light-Weight and Normal-Weight Concrete, AISC Eng.Jl., April, 1971.
9）Y.Maeda, S.Matsui & H.Hiragi : Effects of Concrete-Placing Direction on Static and Fatigue Strengths of Stud Shear Connectors, Technology Reports of the Osak Univ., Vol.33, No.1733, 1983.
10）阿部：鉄道用合成桁のずれ止めに関する実験的研究，鉄道技術研究所報告，No.961，1975.
11）橘　他：軽量コンクリートを用いた合成桁の実験，土木学会誌，第51巻11号，1966.
12）山本，中村：Stud Shear Connector の試験報告，土木研究所報告，第109号，1961.
13）平野　他：床鋼版つきコンクリートスラブに埋込まれたスタッドコネクタの押抜試験，日本建築学会論文報告集，第281号，1981.
14）沢野　他：直径19mmスタッドジベルの押し抜き疲労強度に関する研究，土木学会論文報告集，No.174，1970.
15）金，金：スタッドコネクタのせん断耐力と合成ばりの挙動に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文報告集，第389号，1988.
16）ECCS - Technical Committee 6 - Fatigue : Recommendations for the Fatigue Design Steel Structures, 1st Ed., 1985, Appendix B.
17）若林　他：軽量コンクリート合成桁の実験的研究，土木学会誌，51-9, 1966.
18）川田：金属の疲労と設計，オーム社，1974.

3. 鋼・コンクリート合成桁の疲労強度解析

3.1 概　要

本節では、2 節の研究成果をもとに、繰返し荷重下における剛性低下の影響を考慮した合成桁全体構造の強度および挙動を数値的に把握する。解析の方法は、1 節の静的解析の結果をふまえ、非線形現象の解析に有効な有限要素法解析を用いることとする。

疲労解析の方法としては、現実の繰返し載荷と同様に解析プログラム中で解析モデルに対し載荷を繰返す方法が考えられるが、非線形有限要素法解析を１０のｎ乗回も繰返すことは、時間的にも経済的にも不合理である。そこで、本論では繰返し載荷計算をすることなしに、継手部の疲労試験結果に基づいて定めた継手部せん断バネモデルを用いることにより繰返し載荷後の強度および挙動を求める方法を示す。

本節の内容は、以下の通りである。

① 有限要素法解析モデルの検討
② 有限要素法解析によるシミュレーション解析
③ 鋼・コンクリート合成桁のＳ－Ｎカーブの作成

3.2 解析モデル

3.2.1 構造モデル

解析の対象とする構造モデルは、図 3.2.1に示した単純梁モデルとし、合成桁の構造および諸元は、1 節で示した静的載荷試験に用いたものと同一とする（図3.2.2 参照）。

この構造モデルに波浪荷重のような繰返し分布荷重ｗが作用した場合を想定し、強度および挙動を解析する。

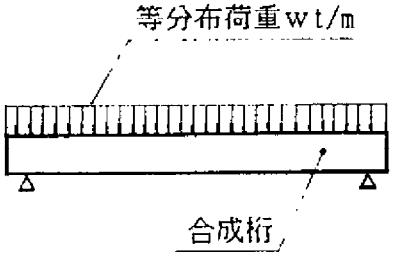


図 3.2.1　単純梁モデル

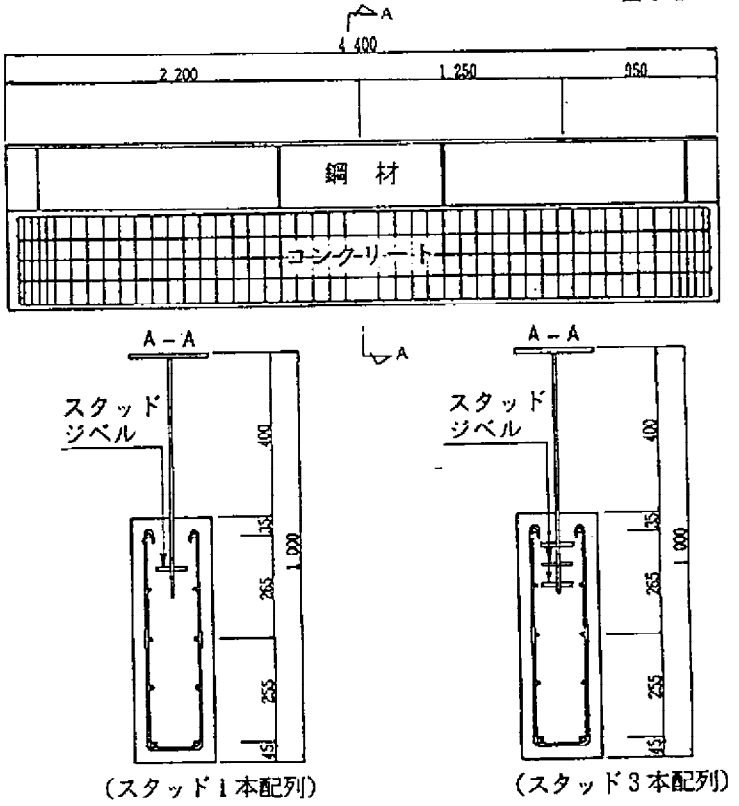


図 3.2.2.　合成桁の構造と諸元

3.2.2 解析プログラム

解析の対象とする合成桁の継手部のバネ特性は、図3.2.3 に示すように一般的なバネ特性とは異なる。このため、一般的な汎用ＦＥＭ解析プログラムでは、解析が困難である。そこで、ＦＥＭ解析プログラム“ＡＳＴＥＡ”の一部を本モデルに適用可能な様に修正し、このバネ特性が考慮できるものとした。“ＡＳＴＥＡ”の仕様を付録に示す。

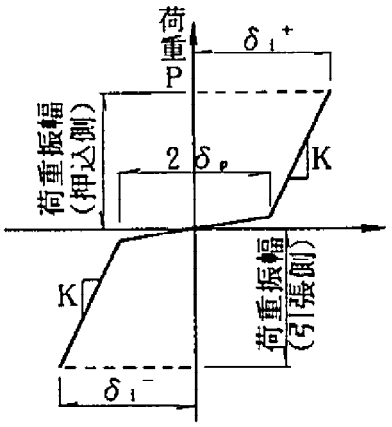


図3.2.3　継手部のせん断バネ特性

3.2.3 解析モデル

解析モデルは、２次元平面モデルとする。１節の静的挙動解析に用いたモデルは、図 3.2.4 に示すように継手部の要素の剛性に、鋼とコンクリートの剛性を合成したものを用い、スタッドのせん断バネをジョイント要素で評価するモデルであった。

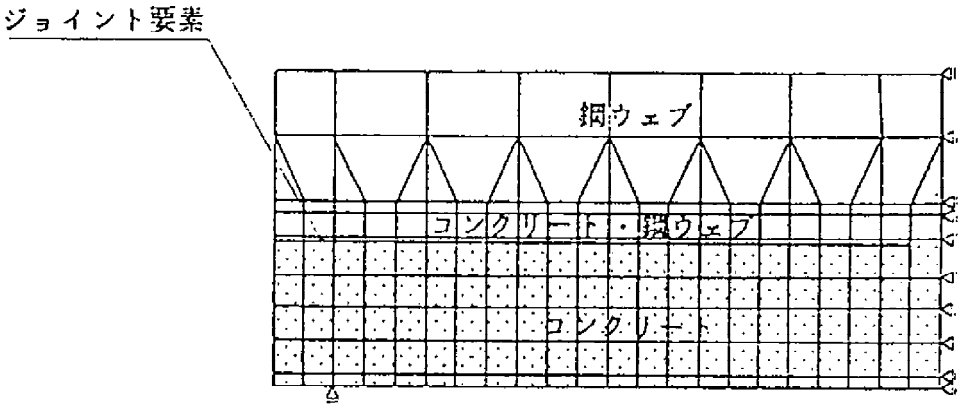


図3.2.4　静的荷重載荷時の静的モデル（昭和６２年度）

これに対し、疲労解析には上記モデルを見直し、より現実に適合したモデル化として、平面要素の組合せによるモデルを用いる。この方法は、図 3.2.5に示すようにコンクリートの要素と鋼の要素を同一平面内で別々に定義し、両要素の節点をスタッドのせん断バネにより連結する方法である。図 3.2.6に本検討で用いる解析モデルを示す。

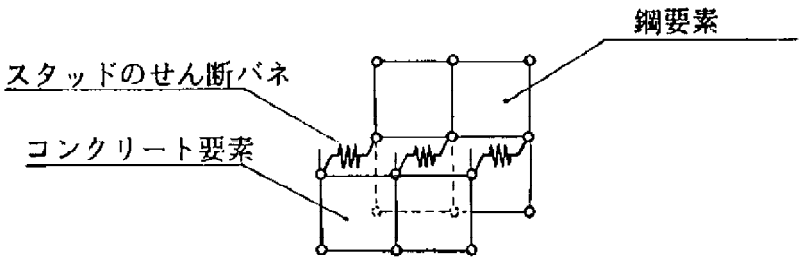


図3.2.5　平面要素の組合せモデル

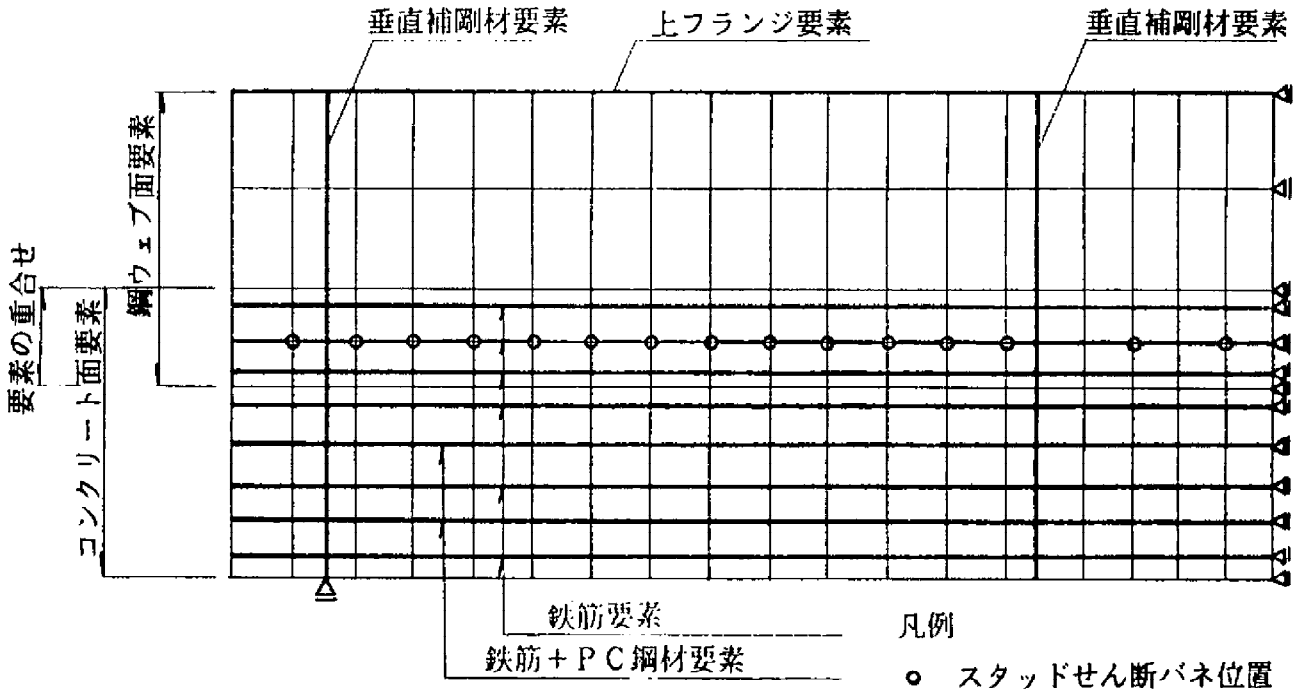


図 3.2.6(a)　解析モデル（スタッド１本配列）

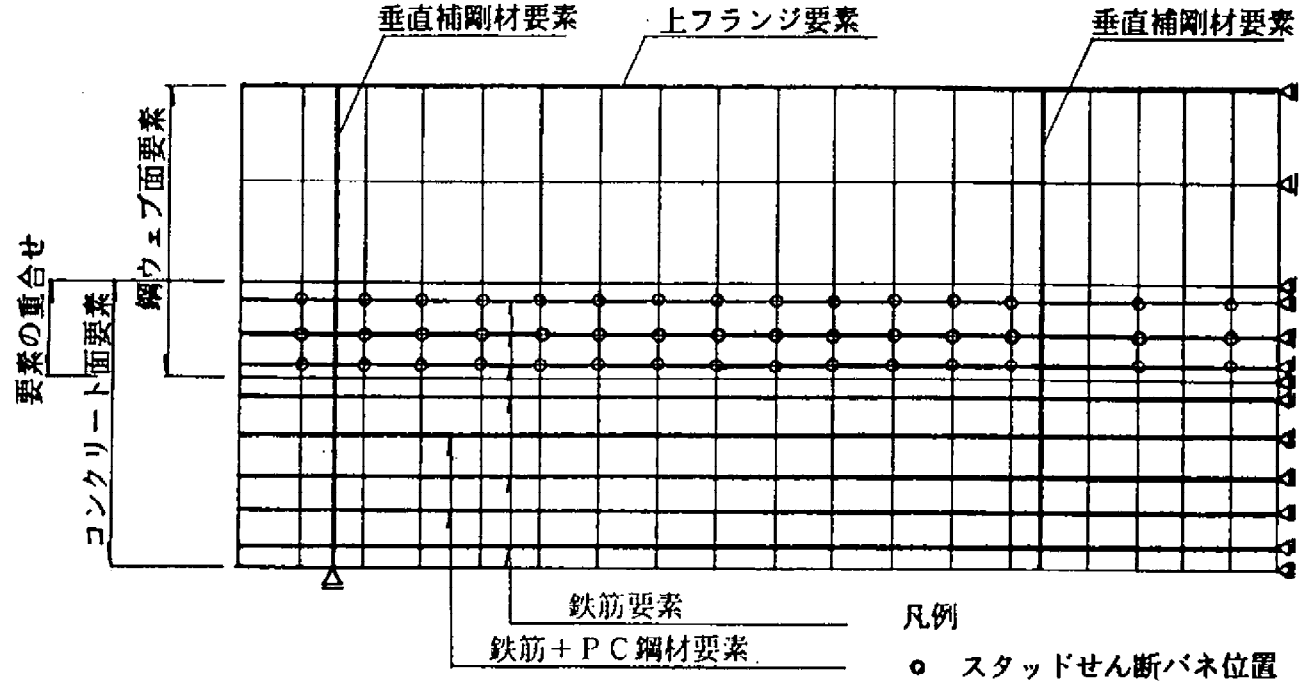


図 3.2.6(b)　解析モデル（スタッド３本配列）

3.2.4 解析モデルの検証

前項において設定した解析モデルの妥当性を検証するために、1 節に示した合成桁の静的載荷実験結果との比較を行った。

(1) 設定条件

解析に用いた材料特性は表 3.2.1に示す通り1 節の静的解析と同様の条件とした。解析した合成桁はスタッド1本の場合であり、載荷方法は図 3.2.7に示すように2点載荷とした。また、静的載荷時の継手部のバネ特性を図 3.2.8に示す。

表 3.2.1 材料特性

	弾性係数 E_0 (kg/cm²)	ポアソン比	クラック応力 σ_{cr} (kg/cm²)	降伏応力 σ_y (kg/cm²)	加工硬化率 H' (kg/cm²)	第2折れ点応力 σ_{y2} (kg/cm²)	圧壊応力 (kg/cm²)
コンクリート	2.56×10^5	0.21	32.6	318.8	3.96×10^4	360.0	375.0
鋼　材	2.10×10^6	0.30	—	3000.0	100.0	—	—
鉄　筋	2.10×10^6	0.30	—	4150.0	100.0	—	—
鉄筋＋PC	2.10×10^6	0.30	—	12300.0	100.0	—	—

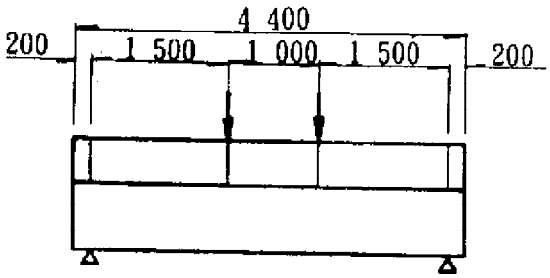


図3.2.7 載荷方法

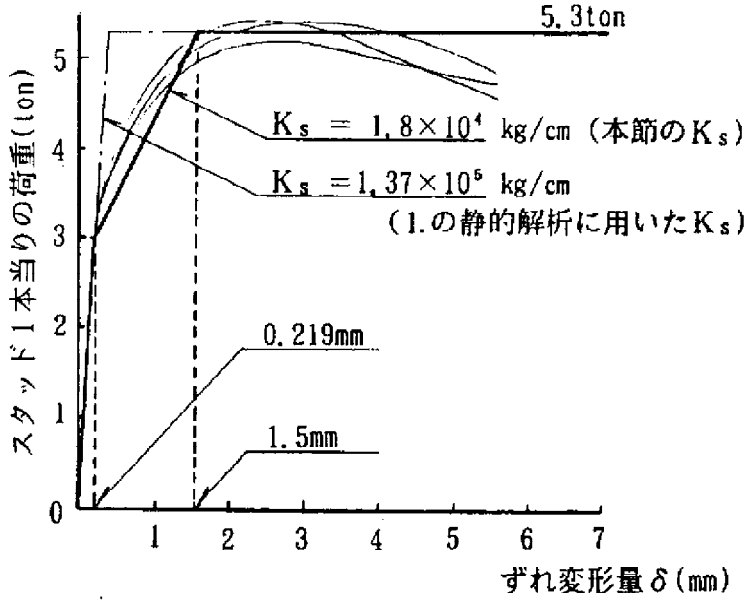


図3.2.8 スタッド継手部のバネ特性

(2) 検証結果

合成桁の荷重－たわみ曲線、スタッド荷重－ずれ変形曲線、およびひび割れ状況の実験結果との比較を各々図 3.2.9、3.2.10、3.2.11に示す。同図より、解析結果は実験結果と良好な一致を示している。特に荷重－ずれ変形曲線は、スタッド継手部のバネ特性を図 3.2.8に示したようにバイリニアからトリリニアに変えた効果が良く現れており、本解析モデルを疲労強度解析に用いることに問題が無いことが検証された。

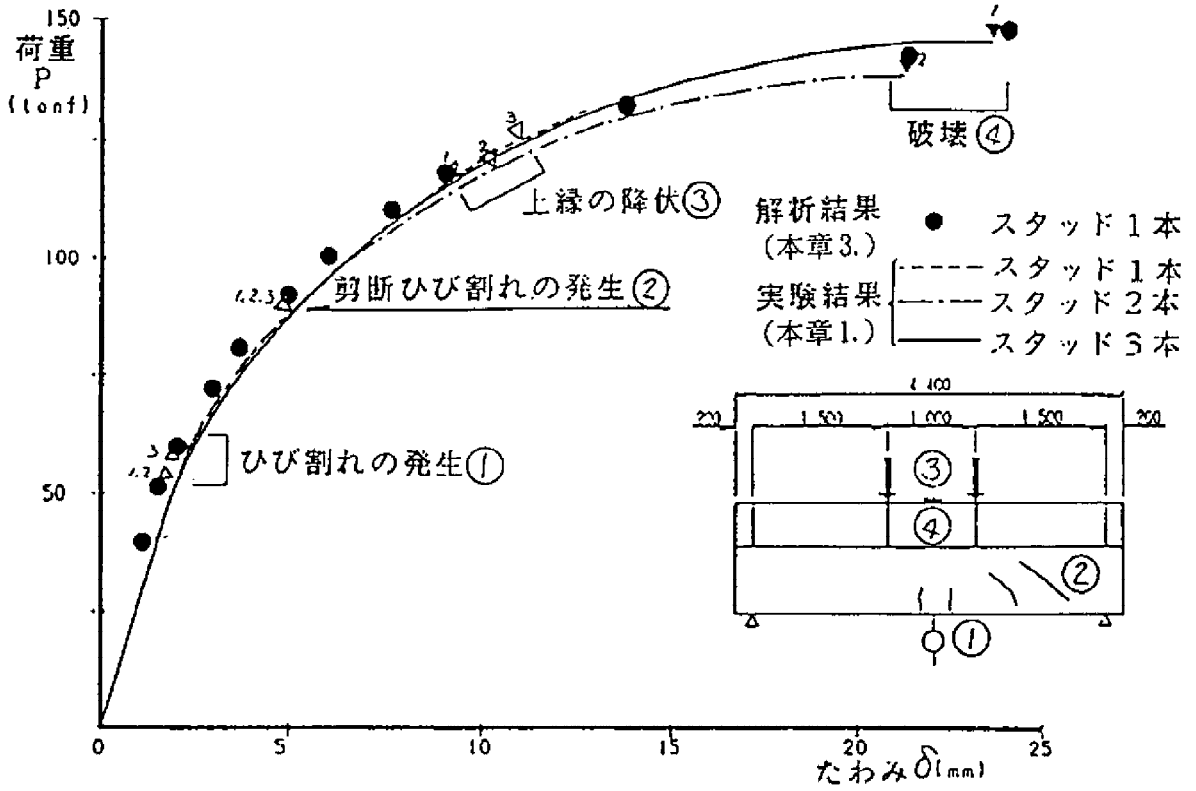


図3.2.9　荷重－たわみ曲線

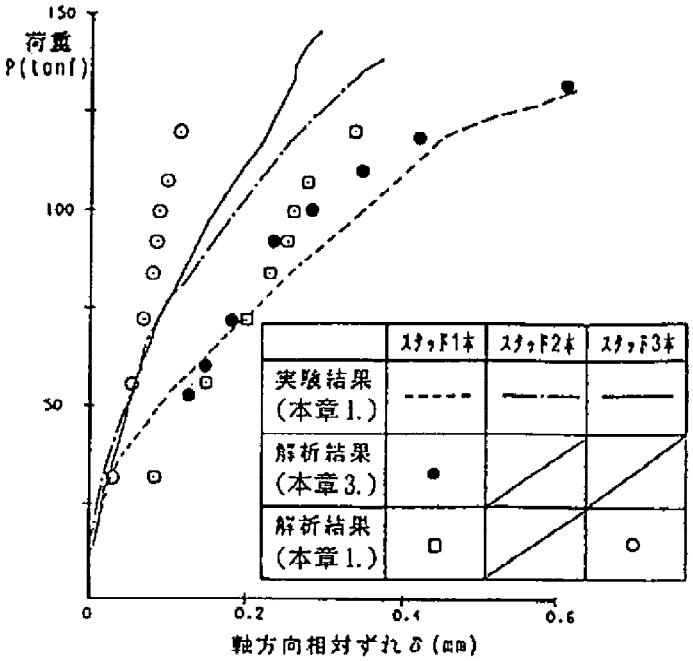


図3.2.10　荷重－軸方向相対ずれδ（mm）

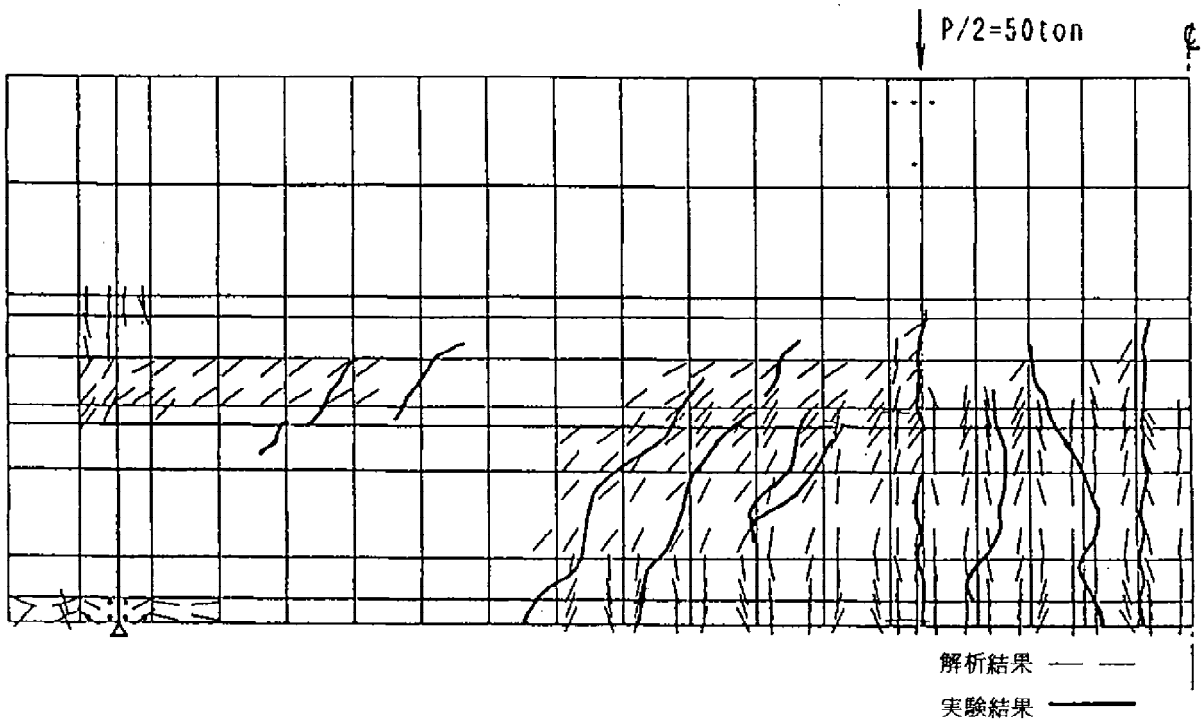


図3.2.11　ひびわれ状況図

3.3 解析方法

3.3.1 解析手順

N回の繰返し等分布荷重wが作用したときの強度および挙動の解析手順を、図 3.3.1に示す。まず第1に、静的荷重wによるせん断力Sを求め、これを初期値として各スタッドのせん断バネモデルを設定し、ＦＥＭ解析を行う。解析結果として得られるせん断力は、各スタッドのせん断バネモデルが異なるために、初期値として想定したせん断力と異なる。

そこで、解析結果のせん断力とバネモデル設定に用いたせん断力の差異を判定し、せん断力を修正する。この修正したせん断力を用いてバネモデルを再設定しＦＥＭ解析を繰り返し、この差異が許容範囲内になるまで収束計算を行う。この収束した結果がN回の繰返し分布荷重wが作用した後の合成桁の強度および挙動である。ここで、せん断バネモデルは図 3.2.2に示す特性を有しており、このバネを設定するために部分せん断モデルの疲労実験の成果である①静的強度試験での継手部バネ係数k、②Ｓ－Ｎ曲線、③繰返し回数と変形量の関係式、④スタッドとコンクリートの変形量の関係式を用いる。

各スタッドのせん断バネモデルの設定手順は、以下の通りである。
まず、各スタッドに作用するせん断力に対する破壊回数Nu をＳ－Ｎ曲線から求める。つぎに、このNu と解析条件の繰返し回数Ｎとの比から、スタッドの変形量δ_P 、δ_i を求める。静的な継手部バネ係数kは実験結果により与えられているので、これらを用いてせん断バネモデルを設定することができる。

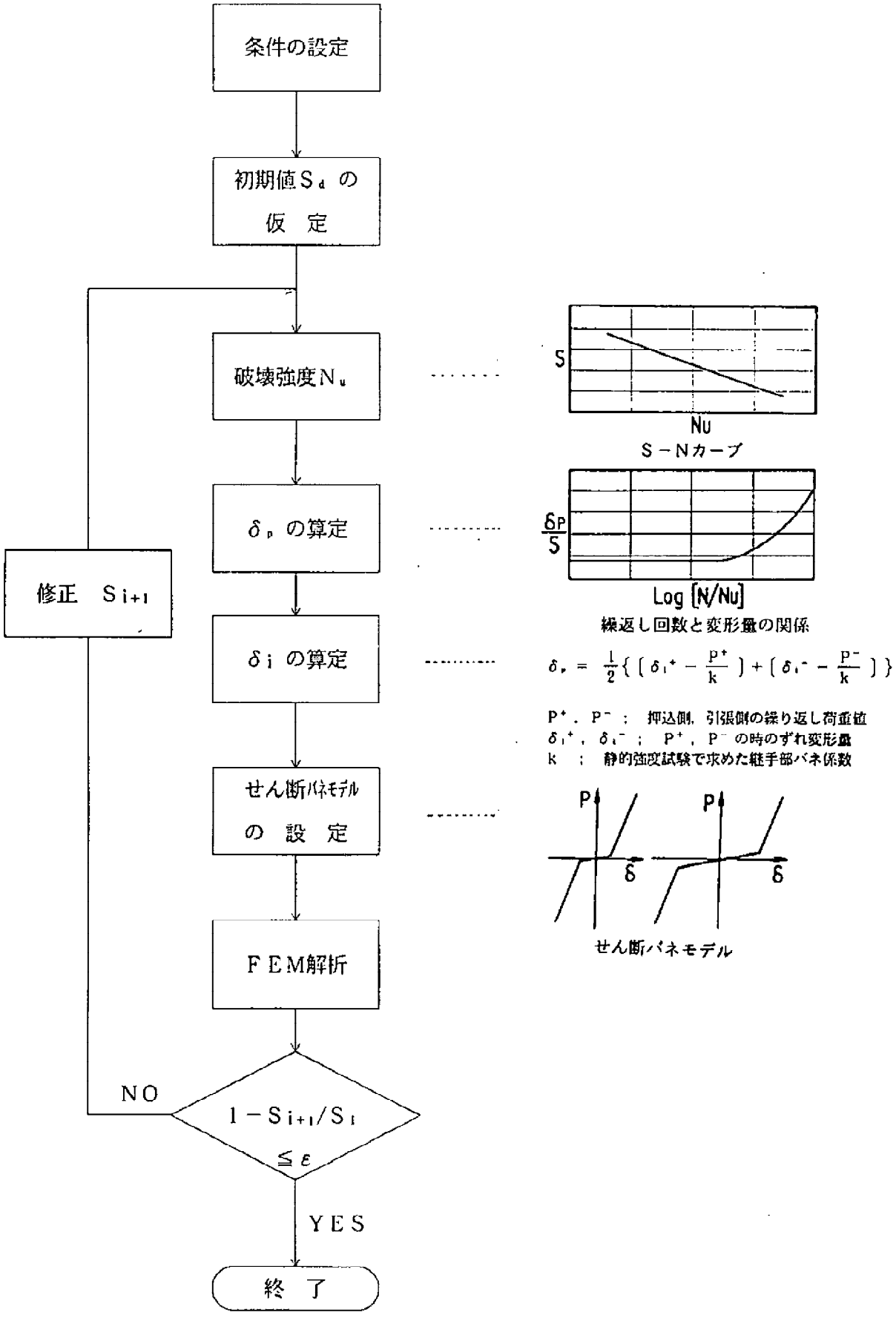

条件の設定
初期値 S_d の仮定
破壊強度 N_u
δ_p の算定
δ_i の算定
せん断バネモデルの設定
FEM解析
$1-S_{i+1}/S_i \leq \varepsilon$
NO
YES
修正 S_{i+1}
終了
S
Nu
S－Nカーブ
$\frac{\delta P}{S}$
Log [N/Nu]
繰返し回数と変形量の関係
$\delta_p = \frac{1}{2}\{[\delta_i^+ - \frac{P^+}{k}] + [\delta_i^- - \frac{P^-}{k}]\}$
P^+, P^- ； 押込側，引張側の繰り返し荷重値
δ_i^+, δ_i^- ； P^+, P^- の時のずれ変形量
k ； 静的強度試験で求めた継手部バネ係数
P
δ
P
δ
せん断バネモデル

図 3.3.1　解 析 手 順

3.3.2 解析定数

解析に用いた材料特性は、1 節に示した合成桁の静的実験結果の値に基づくものである(表 3.2.1 参照)。

また、スタッド継手部のバネ特性は2 節で示した部分せん断モデルの疲労試験結果に基づき図 3.3.2に示すように設定した。

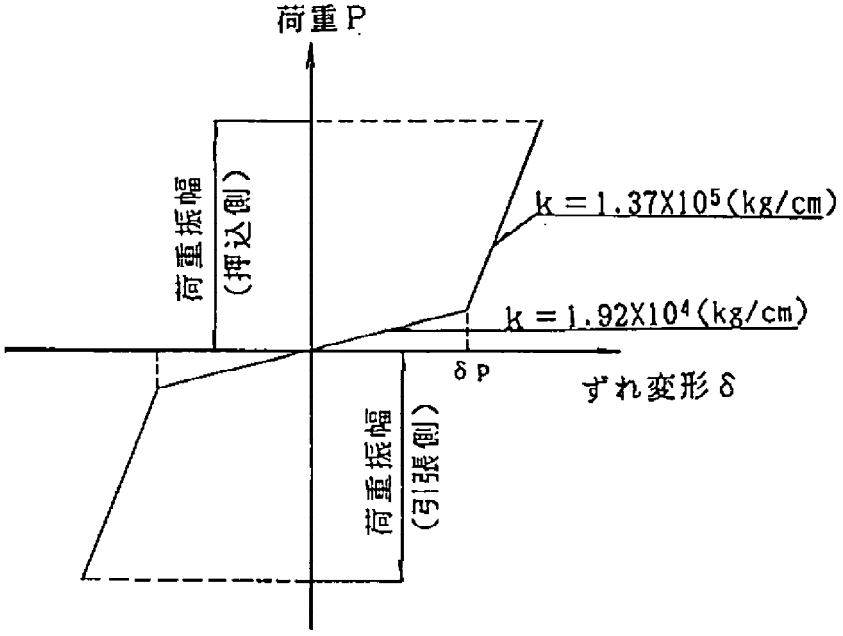


図 3.3.2　スタッド継手部バネ特性

3.3.3 解析ケース

数値解析の検討項目は、以下の通りである。

1）載荷荷重を一定した場合の繰返し載荷回数が下記項目に及ぼす影響の検討
- 各スタッドに作用するせん断力の分布
- 各スタッドのずれ変形量の分布
- 鋼・コンクリート合成桁の剛性低下

2）設計基準（道路橋示方書）に基づいて定めたスタッドの許容せん断力を用いて載荷荷重を設定した場合の合成桁の限界繰返し載荷回数の推定

3）スタッドの配列本数（1本および3本）が合成桁の疲労強度特性に及ぼす影響の検討。

4）鋼・コンクリート合成桁の構成要素としてのスタッドジベルのS－Nカーブの作成。

3.4 解析結果および考察

3.4.1 一定繰返し荷重載荷シミュレーション

載荷荷重を一定として、繰返し載荷回数が以下の項目に及ぼす影響を検討する。

1）各スタッドに作用するせん断力分布
2）各スタッドのずれ変形量の分布
3）鋼・コンクリート合成桁の剛性低下

解析ケースは、次表の通りである。

表 3.4.1 解析ケース

CASE	スタッド配列	繰返し載荷荷重	繰返し回数
CASE 1	1本	等分布荷重 w＝6.818t/m (荷重合力30 t)	1
CASE 2			1×10^4
CASE 3			1×10^5
CASE 4			1×10^6

(1) 各スタッドの作用せん断力およびずれ変形量

収束計算終了後における各スタッドの作用せん断力およびずれ変形量の軸方向分布を、それぞれ図 3.4.1、図 3.4.2に示す。これらの図より、繰返し載荷回数が増加するにつれてスタッドに作用するせん断力が、桁中央寄りに再分配される傾向が見うけられる。

このことは、等分布荷重下では桁端部ほど作用せん断力が大きく、繰返し載荷後のずれ変形量も端部ほど大きくなるために、端部ほど継手部の剛性低下が大きくなり、端部スタッドの分担せん断力が減少して桁中央寄りのスタッドに再分配されるためと考えられる。

これは、静的載荷条件下のせん断力分布を基に、スタッドの種類や間隔を決定した場合には繰り返し載荷後には桁中央部のスタッドにせん断力が再配分されるため、桁中央寄りのスタッドについては、危険側の設定となる可能性のあることを示唆している。

図 3.4.1中の桁端部スタッド箇所に付した（ ）内の数字は、設定繰返し載荷回数と、限界繰返し載荷回数との比N／Nu を、このスタッドについて示したものである。N／Nu ＞1は、当該スタッドが既に破断したことを意味しているので、最端部スタッドの破断を桁の破壊と定義した場合、この桁の限界繰返し載荷回数は、1×10^5 ～1×10^6 回の範囲内であることになる。

(2) 鋼・コンクリート合成桁の剛性低下

繰返し載荷後、静的荷重を載荷し合成桁の剛性低下を考察する。解析方法は、10^4、10^5、10^6回の繰返し載荷シミュレーションで得られた各スタッドのずれ変形量（δ_0）をバネ特性に用いて、荷重合力140tonを静的に載荷させることとした。

図 3.4.3に鉛直荷重合力と、桁中心部の鉛直変位との関係を示す。また、図 3.4.4に桁軸方向の鉛直変位の分布を示す。

同図によれば、繰返し回数の差異による鉛直変位の差異はほとんど見られない。これは、繰返し回数が大きくなり、端部のスタッド継手部の剛性が低下しても、中央寄りのスタッド部でせん断力が十分伝達されており、桁全体構造としての剛性が維持されたためと考えることができる。

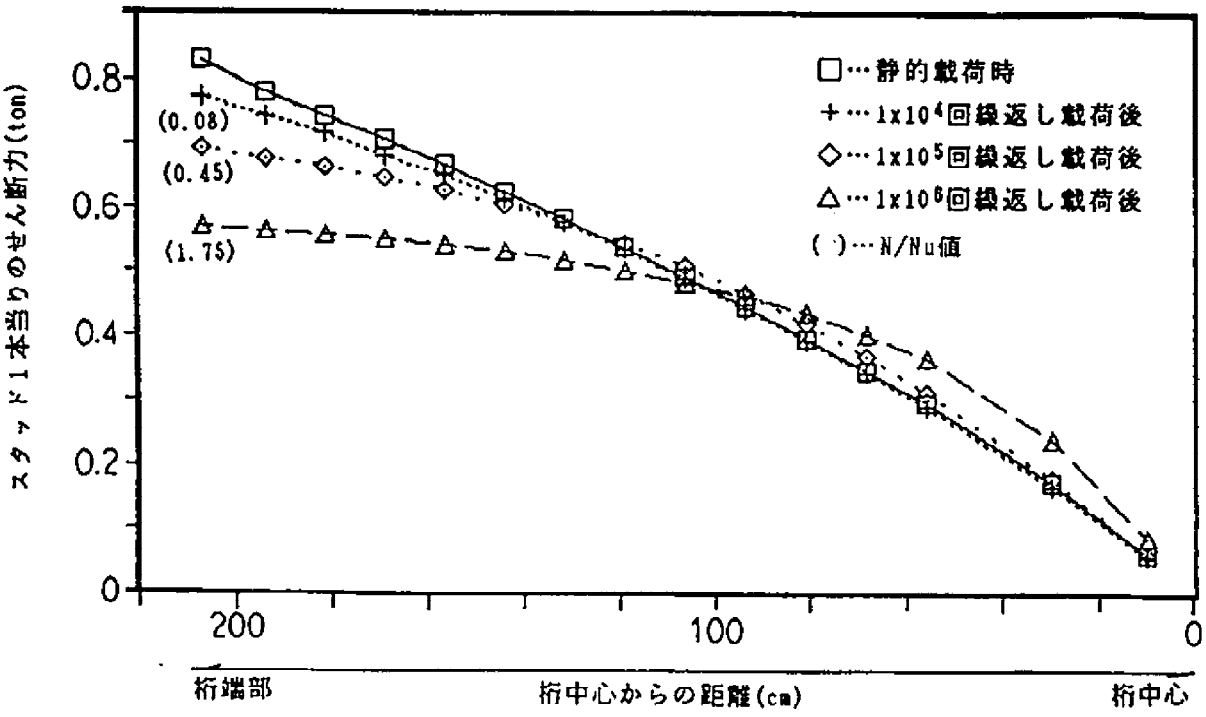


図 3.4.1　桁軸方向せん断力分布

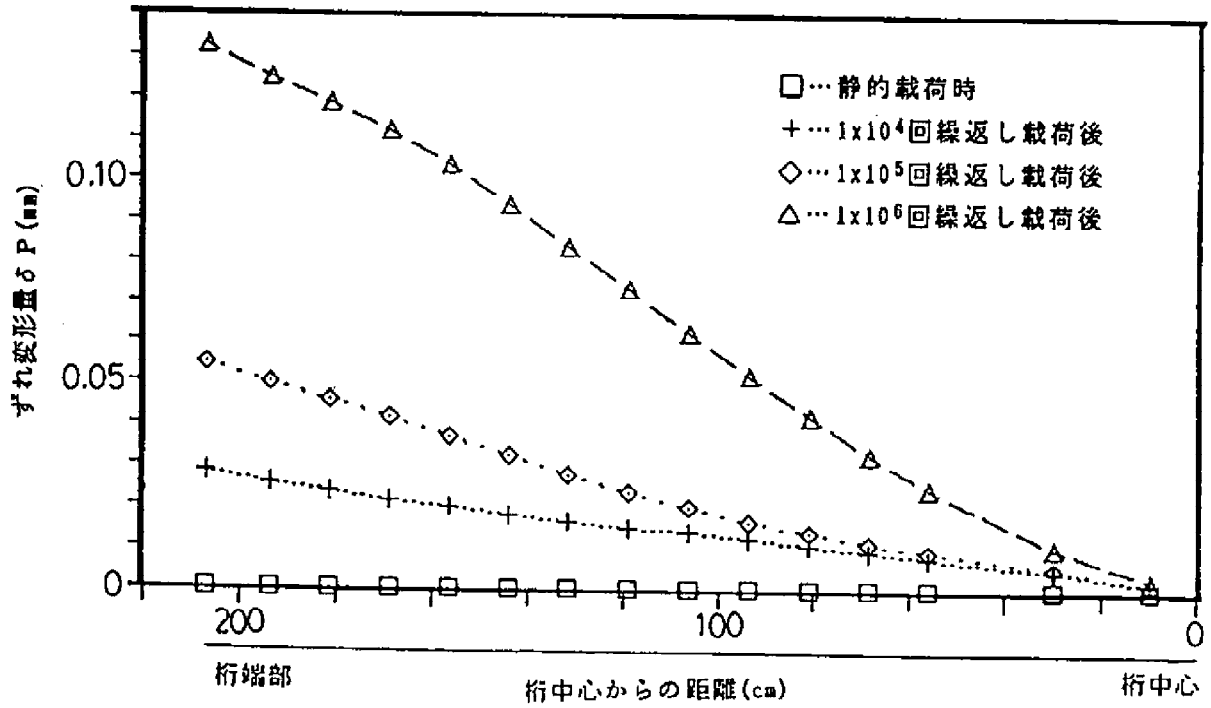


図 3.4.2　桁軸方向ずれ変形分布

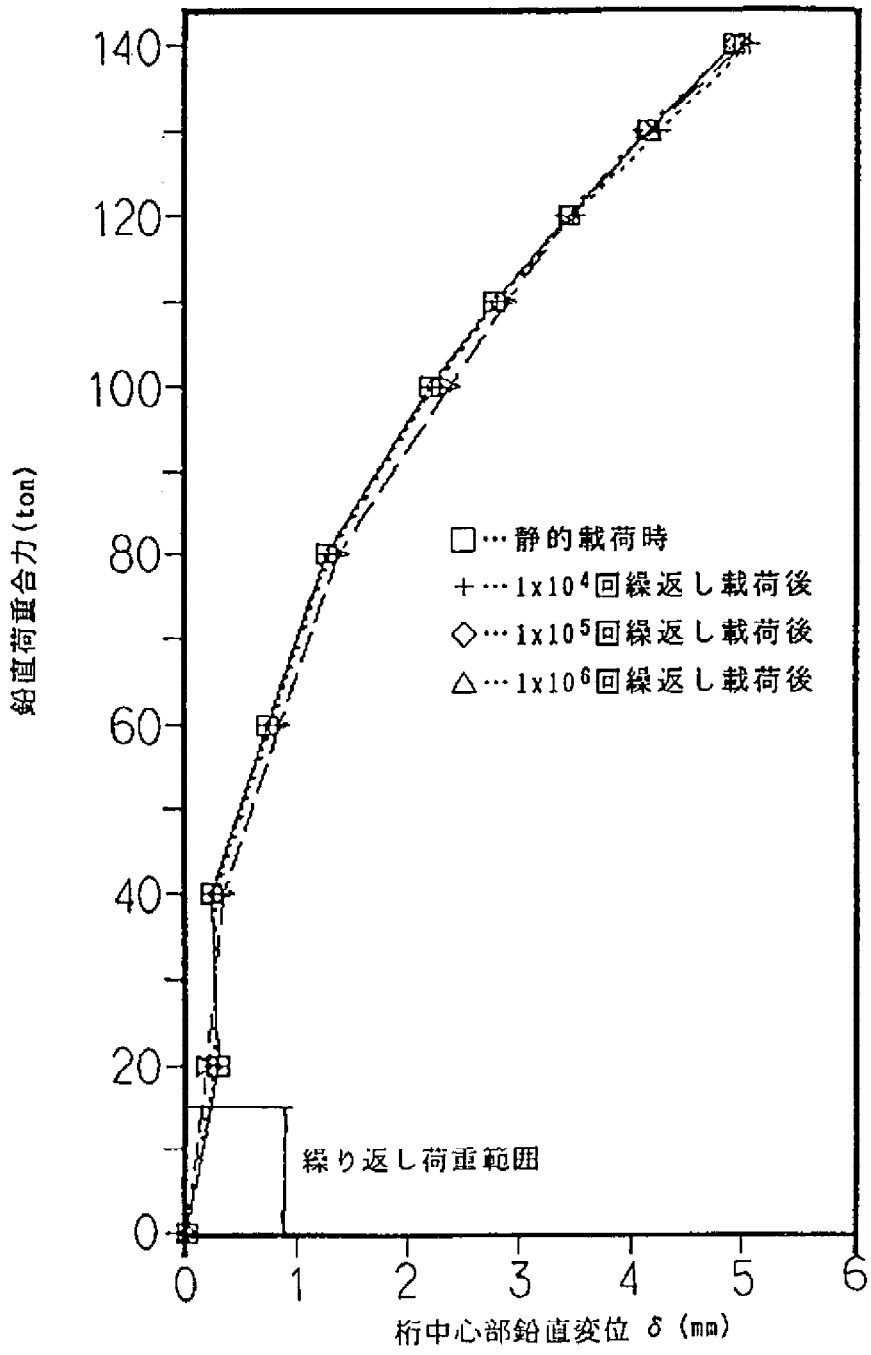


図3.4.3　鉛直荷重合力と桁中心部鉛直変化の関係

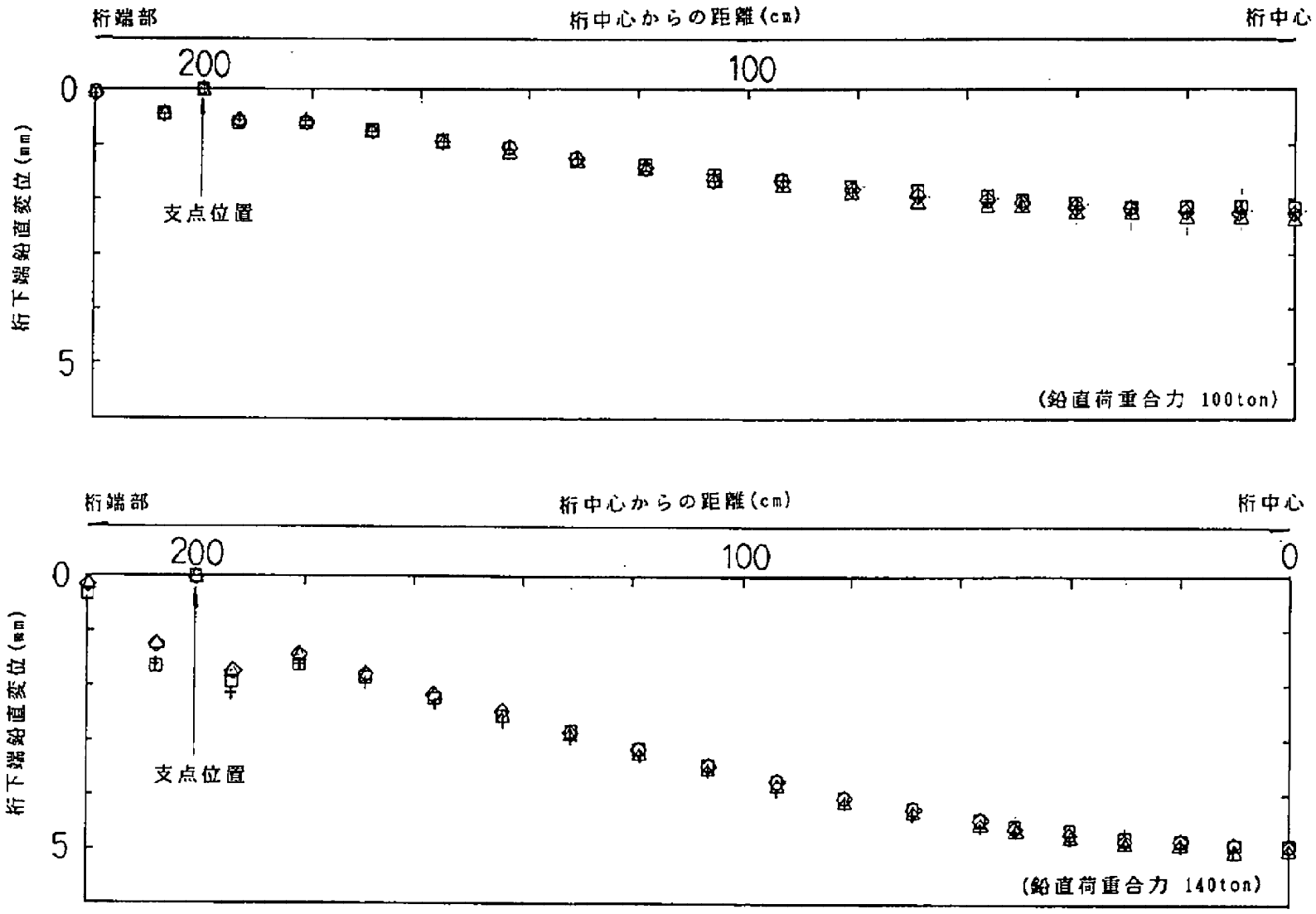


図3.4.4 桁軸方向鉛直変位

3.4.2 スタッドの許容せん断力に対応する限界繰返し載荷回数

スタッドに作用するせん断力が、道路橋示方書に規定されている許容値にほぼ等しくなる様に載荷荷重を逆設定し、繰返し載荷シミュレーションを行う。本シミュレーションの目的は、示方書に基いてスタッドの設計を行った場合の限界繰返し載荷回数を推定することである。

解析ケースは、下表の通りである。

表 3.4.2 解析ケース

CASE	スタッド配列	繰返し載荷荷重	繰返し回数	スタッドの許容せん断力
CASE 5	1本	等分布荷重 w＝5.455t/m (荷重合力24 t)	1×10^6	692 kg/本
CASE 6	3本	等分布荷重 w＝16.364t/m (荷重合力72 t)	1×10^6	692 kg/本

繰返し載荷後の各スタッドの1本当りの作用せん断力の桁軸方向分布を図 3.4.5に示す。N／Nu の値を図 3.4.1と同様（ ）内に示したが、N／Nu ＞1であるので本荷重条件下では、10^6 回以下の繰返し載荷回数で端部スタッドが破断することを示している。これは、スタッドに発生するせん断力が許容の限界の状態になるような設計最大荷重が10^6 回程度作用した場合にはじめてこの桁が破壊することを示しており、道路橋示方書に示されたという破断強度の1／6という許容値の設定は本検討ケースのような繰り返し等分布載荷に関してはかなり安全側であることを示している。

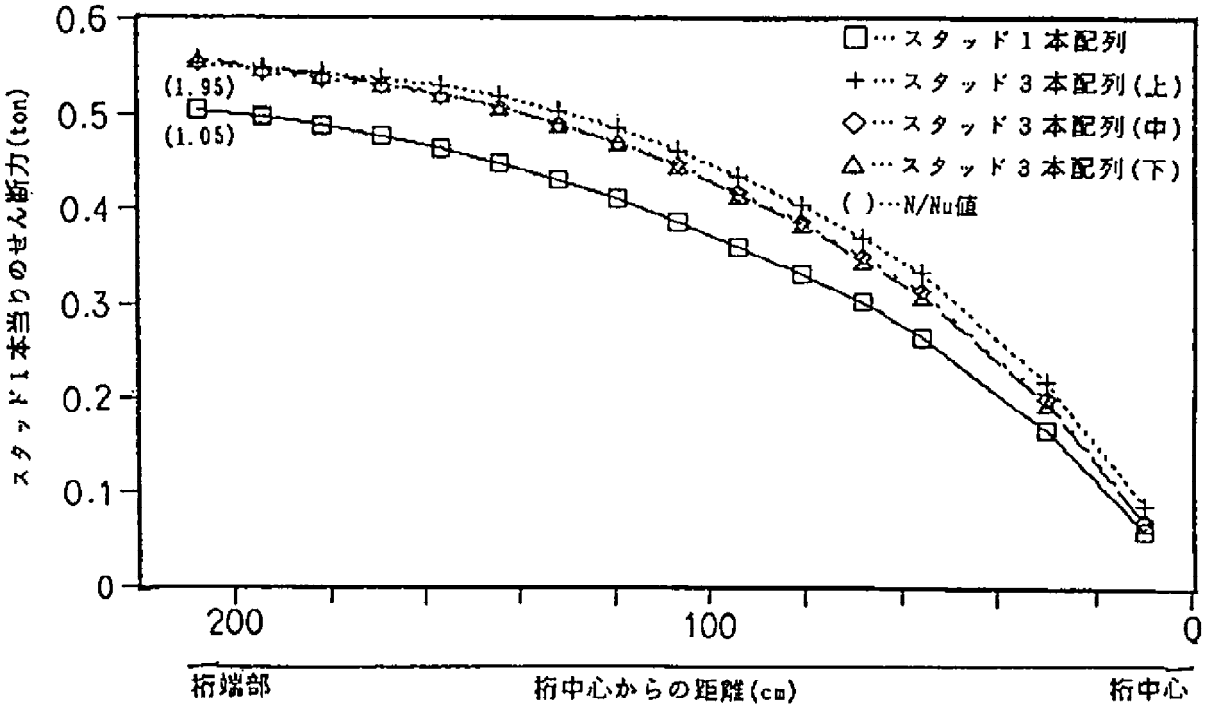


図 3.4.5 せん断力の桁軸方向分布

同図によれば、スタッド配列の差異によるせん断力分布には概ね10%程度の差異がある。この差異が生じる要因を考察するために、解析ケースCASE 5,6におけるスタッドに作用するせん断力の分担状況を次表に示す。ただし、水平成分力は1／2スパン分の合力である。

表 3.4.3　継手部せん断力の分担（kg）

	鉛直作用荷重	スタッドの分担力		鋼ウェブ分担力	合成桁中央
	合　力	水平成分	鉛直成分	鉛直成分のみ	のたわみ
スタッド 1本配列	24 000	11 512	340	23 660	mm
スタッド 3本配列	72 000	37 727	2 754	69 246	mm

上表より、スタッドに作用するせん断力は、水平成分が卓越しており、鉛直力はそのほとんどが鋼ウェブから直接コンクリート部に伝達されることが判る。すなわち、合成桁構造における継手部のスタッドは、その主目的である上部の鋼部材と下部のコンクリート部材の間の水平方向のずれを防止するために機能し、スタッドに作用するせん断は主に水平方向成分となっている。従って、図 3.4.5のスタッド1本と3本の場合の分担せん断力の差異を水平成分力で論じることが可能である。今、下図 3.4.6に示すような簡単なモデルを考える。図中のδ_Bは鋼とコンクリートが完全に合成された場合の桁全体の曲げ変形に起因する桁中央たわみ量であり、δs は継手部のずれ変形、換言すれば継手部スタッドのせん断剛性に起因する桁中央のたわみ量である。同図に示すように、①と②のように全く同じスタッド剛性を有する桁では荷重を3倍にすると桁中央たわみも3倍となり、スタッドに作用するせん断力も3倍となる。しかしながら、②と③のように同じ3倍の荷重を載荷しても、スタッド剛性が異なる場合には、桁中央たわみは異なる。すなわち、スタッドの剛性を3倍にすると、桁中央のたわみは3倍以下となり、継手部のずれ変形が3倍以下となる一方スタッド部に作用するせん断力は3倍以上となる。図 3.4.5の差異はこのために生じていると考えられる。

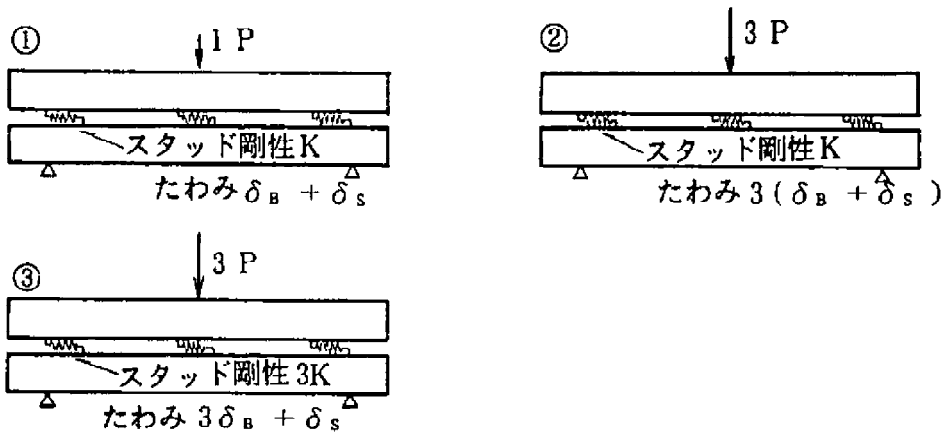


図 3.4.6　荷重と変形の概念図

3.4.3 合成桁のＳ－Ｎカーブの作成

前項 3.4.1, 3.4.2 の検討結果を通して設定荷重に対応する疲労破壊時繰返し載荷回数あるいは、設定繰返し載荷回数に対応する疲労破壊荷重の推定が可能である事が分かった。これは、合成桁の構造部材としてのスタッドのＳ－Ｎカーブの作成が可能であることを示している

そこで、本項では、鋼・コンクリート合成桁の構造部材としてのスタッドの疲労破壊に着目し、桁としてのＳ－Ｎカーブの作成を試みる。Ｓ－Ｎカーブは、スタッド１本配列の合成桁に対して行うものとし、桁端部スタッドの疲労破壊を合成桁の破壊（Ｎ／Ｎu ＝1)と定義する。

図 3.4.7に合成桁のＳ－Ｎカーブ作成フローを示す。本方法は、設定した繰返し載荷回数に対応する疲労破壊荷重を$\log(N/Nu)-\delta_c$ 曲線から推定し、その荷重に対する解析結果の収束を判定し、鋼・コンクリート合成桁のＳ－Ｎカーブを作成するものである。

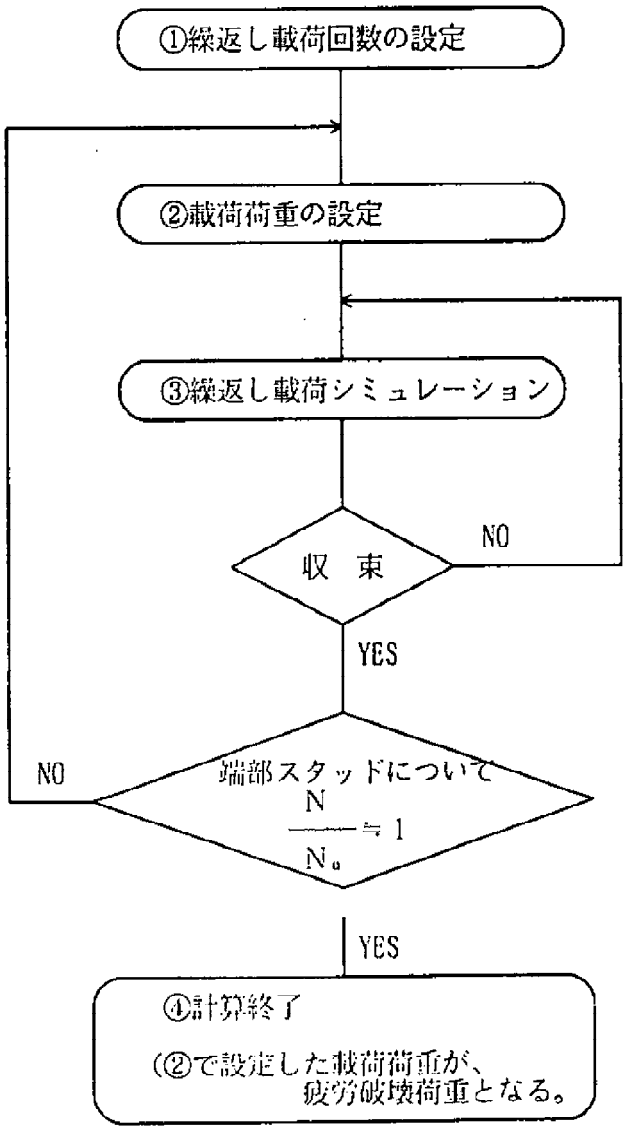


図3.4.7　合成桁のＳ　Ｎカーブ作成フロ

設定繰返し載荷回数に対する疲労破壊荷重算定結果を表 3.4.4に示す。

表 3.4.4　疲労破壊荷重算定結果

CASE	スタッド配列	設定繰返し載荷回数N	疲労破壊荷重（等分布荷重）	最端部ｽﾀｯﾄﾞのN／Nu 値	備　考
CASE 7	1本	1×10^{4}	w＝12.727t/m（荷重合力56t）	1.02	
CASE 8		1×10^{5}	w＝ 8.864t/m（荷重合力39t）	1.00	
CASE 9		1×10^{6}	w＝ 5.455t/m（荷重合力24t）	1.05	CASE 5と同じ

図 3.4.8は、上表に基づき作成した合成桁の桁としてのS－Nカーブである。すなわち、合成桁の構造部材としてのスタッドに着目して、前項に示したせん断力の再分配の影響を考慮して作成したS－Nカーブである。図 3.4.8を適用することにより、今回の合成桁モデルの等分布荷重載荷を受ける場合の疲労耐力を合理的に評価することが可能である。

また、図 3.4.9は、桁端部のスタッドに着目して作成したS－Nと2 節で示したスタッドの部分せん断疲労試験結果と比較したものである。◇印は、本解析で得られた結果であり、縦軸は表 3.4.4の疲労破壊荷重を静的に載荷した際の端部スタッドに作用するせん断力を、スタッドの静的耐力(5.3ton)で正規化した値を用いている。同図によると、部分せん断疲労試験結果よりも合成桁の疲労強度が上まわっている。これは、合成桁中のスタッドが繰返し載荷による剛性低下の影響を受け、せん断力が再分配された結果、端部のスタッドに作用するせん断力が低下し、限界繰返し回数が増加するためである。なお、分布荷重載荷以外の載荷の場合にもここに示したようなせん断力の再配分による疲労強度の上昇の効果が期待できるか、その場合にはせん断力の再配分のメカニズムが異なることが予想されるため、新たに解析する必要があることを付記しておく。

以上のようにスタッドの押抜きせん断疲労試験の結果をもとにして、数値解析により合成桁の構造部材としてのスタッドジベル継手S－Nカーブの作成が可能であることが示された。

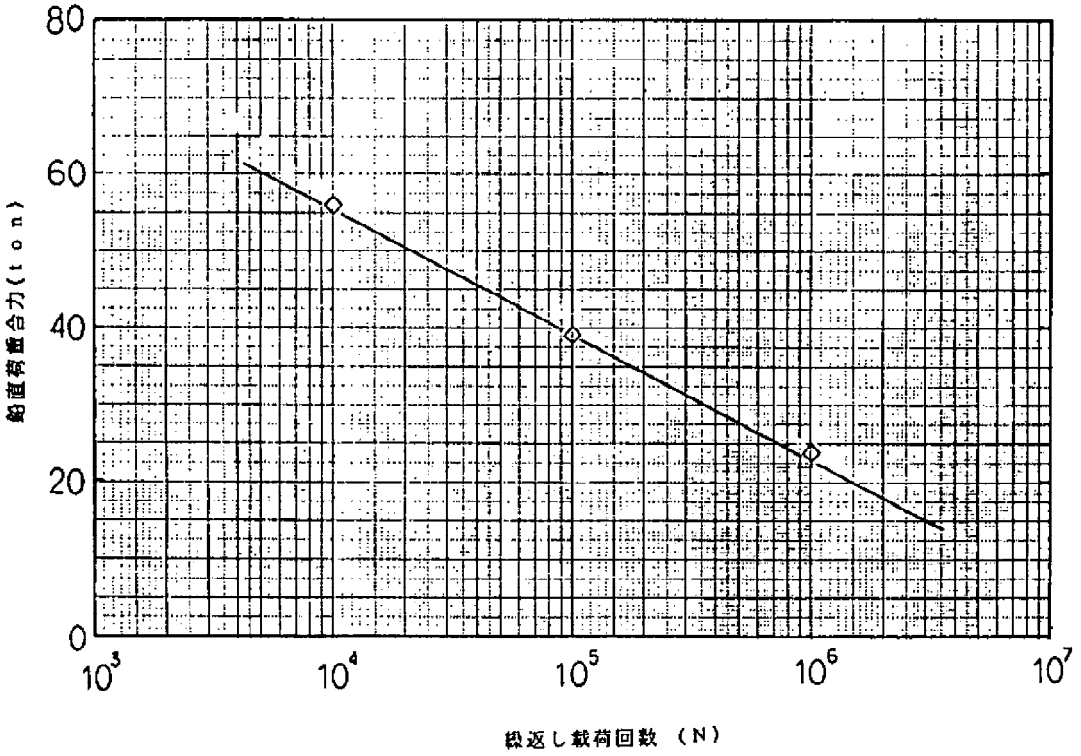


図3.4.8　合成桁のS－Nカーブ

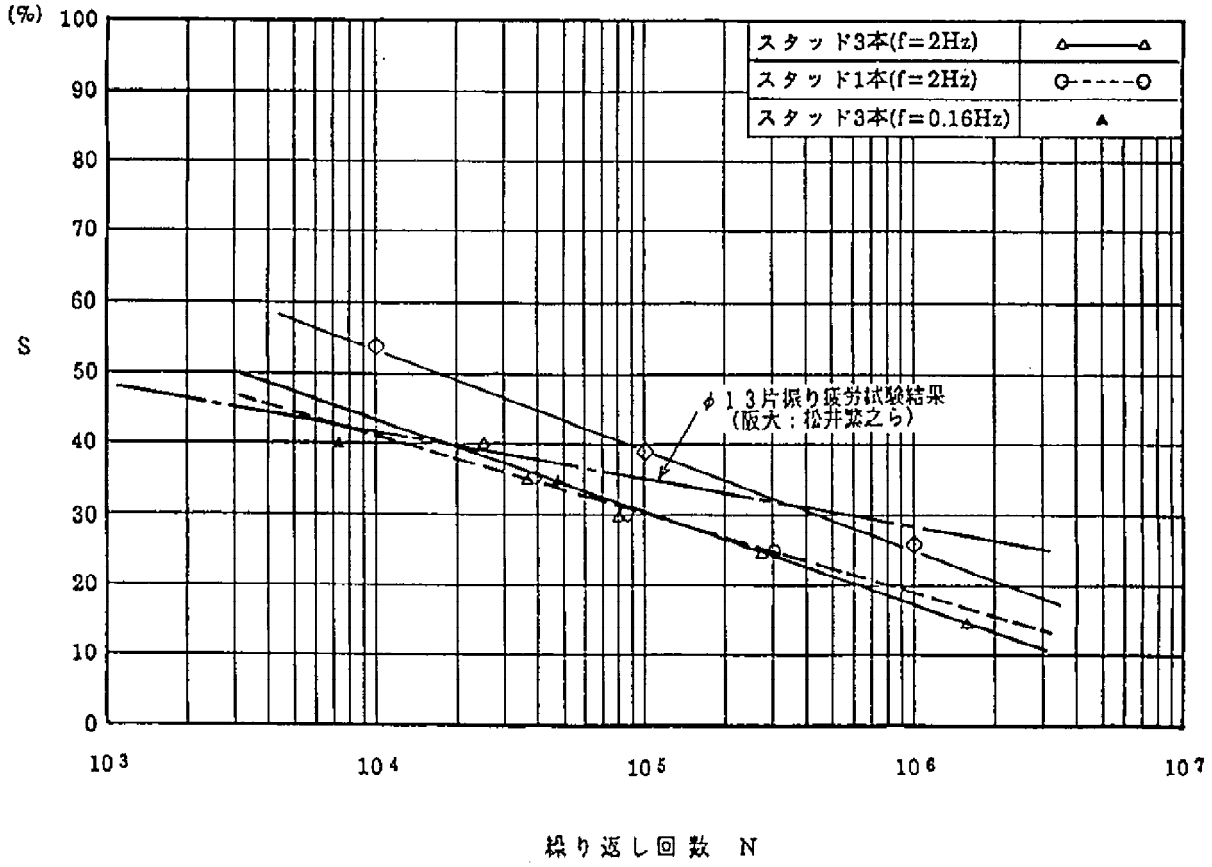


図3.4.9　スタッドのS－Nカーブ
（◇…今回の解析結果，桁端部スタッド）

3.5 まとめ

本解析により、以下のことが判明した。

(1) 繰返し載荷荷重を一定とした場合、今回の単純梁モデルでは、繰返し載荷回数の差異が鋼・コンクリート合成桁全体構造としての剛性低下に与える影響は小さい。

(2) 本検討の様な荷重条件（等分布荷重）では、桁端部ほど、作用せん断力が大きく、繰返し載荷回数の増加に伴い、継手部剛性の低下が顕著である。これは、桁中央寄りのスタッドにせん断力が再分配される要因となっている。

(3) 道路橋示方書に示された方法でスタッドジベルを設計した場合、設計荷重が10^5～10^6回作用した時にスタッドの疲労破壊が発生する。一般に設計荷重レベルの荷重が10^5～10^6回も載荷されることはないので、道路橋示方書は疲労についてはかなり安全側となっている。

(4) 繰り返し載荷条件下でのスタッド剛性低下によるせん断力の再配分を考慮せずに、静的載荷条件下のせん断力分布を基に、スッタドの種類、間隔等を決定した場合、桁中央寄りのスタッドについては危険側の設定となる可能性があるので、設計上留意する必要がある。

(5) 本モデルを用いることにより、設定荷重に対応する合成桁の疲労破壊繰返し回数の推定、あるいは、設定繰返し載荷回数に対応する疲労破壊荷重の推定が可能である。換言すれば、鋼・コンクリート合成桁構造の構成部材としてのスタッドに着目した、桁としてのS－Nカーブを作成することが可能である。

まとめ

本章は、ハイブリッドの強度特性に関する以下の項目について実施した研究の結果について述べた。

1．継手部および合成桁の静的強度実験および数値解析
2．継手部の疲労強度模型実験
3．合成桁の疲労強度解析

研究の結果、1 節においては、静的な強度特性を実験により明確にし、その結果を基に非線形有限要素法によりハイブリッド構造の合成桁の数値解析が可能なことを示した。また、2 節においては、繰返し荷重載荷時の継手部の疲労強度特性および剛性低下を部分せん断模型を用いた疲労実験結果を基に明確にし、その剛性評価の方法として繰り返し載荷条件下での継手部のせん断バネモデルを示した。さらに、3 節においては合成桁の疲労強度および挙動を非線形有限要素法解析により求める方法について論じ、剛性低下を考慮した継手部のせん断バネモデルを用いた数値解析により、合成桁の構成部材としてのスタッドジベルのＳ－Ｎカーブを作成するここが可能なことを示した。

付　録　ＡＳＴＥＡの機能

ソフトウェア プロダクト名	ＡＳＴＥＡ－６ （材料非線形問題）
概　　要	材料の非線形力学特性を考慮した非弾性計算の有限要素法解析プログラム。 ２次元、軸対称および３次元非弾性応力解析プログラムとして、構成方程式降伏条件、流れ則などの広範な変化に対応できるようなプログラム構成を持っている。 特に鉄筋コンクリート・ＦＲＰの様な複合材料構造物の解析、多層構造物・接着面の様な薄い要素の解析に適している。
機　能　説　明	１．解析対象 １）２～３次元トラス構造問題 ２）平面応力問題 ３）平面ひずみ問題 ４）一般化平面ひずみ問題 ５）軸対称問題 ６）３次元問題 ２．要素ライブラリー １）２、３節点アイソパラメトリック線要素（２次元・３次元） ２）３～８節点可変アイソパラメトリック面要素（２次元・３次元） ３）３～８節点可変アイソパラメトリック層要素 ４）１節点円周方向要素 ５）２、３節点可変アイソパラメトリックライナー要素（軸対称、平面ひずみ） ６）４～20節点可変アイソパラメトリック立体要素 極端な細長比の要素も精度良く解ける機能を有する。 他の形状要素と混在の場合の要素細長比　１：10,000 単体曲げの場合の要素細長比　１：100 ３．荷重の種類 １）節点集中荷重 ２）分布荷重 ３）物体力 ４）温度荷重（節点および要素の双方に温度を与えることができる。双方に与えると要素温度が優先する。） ５）繰り返し荷重 ４．解析レベル １）静解析（微小変形、材料非線形可） ２）クリープ解析（弾塑性可） ５．拘束条件 １）多点拘束が可能である。 ２）強制変位 強制変位は増分ステップで任意。 ６．材料特性 多様な材料非線形挙動を処理できるようにユーザーサブルーチンの形式で取り込むことができる。 標準的な材料はサブルーチンとして約10数種類組込まれている。 ７．降伏条件 ユーザーサブルーチン形式であるが、以下の標準特性は組込まれている。 弾性　　Mohr-Coulomb Von Mises　　Drucker-Prager直交異方性 Hillの直交異方性　　Drucker-Prager降伏曲面が楕円回転体 Drucker-Prager 次の関係式は温度応力ひずみレベルに依存させることができる。 構成式 降伏、破壊条件 ひびわれ荷重 応力解散は要素ひずみレベルに応じて行うことができる。

機能説明	8．非形解析法 1）Newton-Raphson法　3）混合Newton-Raphson法 2）修正Newton-Raphson法　4）初期応力法 9．Ｐｒｅ－Ｐｏｓｔプロセッサーの機能の充実 1）Auto-Mesh 機能 2）ラインプリンターのアウトプット制御 3）Plotterkの機能（対象機種:Calcomp） ｉ）構造図（インプットチェック図） ii）変形図 iii）ひびわれ図 iv）主応力図 v）相当応力値(SIGX, SIGY, SIGZ, TAUXY, TAUYZ, TAUZX) vi）塑性域（降伏、破壊）表示 vii）部分図 9．その他 Restart 機能 Restart 海に拘束条件を変更することができる。
適用分野	ＲＣ、ＰＣ等コンクリート構造物のひびわれの計算に実績多し。 細長い要素を精度良く計算できるので非常に薄い層を扱える。例えば接着剤を極端に薄い要素として取扱い計算可能および薄い層の多層構造物の計算に適している。
特徴	ユーザーサブルーチンにらって多様て材料の非線形挙動を処理できるようになっており、研究者の如何なる種類の問題の解析にも対応できるようになっている。 標準の拾数種類の材料特性は組込み済。

第２章　サンドイッチ式コンポジット構造の設計法の確立

はじめに

サンドイッチ式コンポジット構造は、鋼板間にコンクリートを充填した構造である。鋼板とコンクリートが一体として働き、コンポジット構造の特性を発揮するためには鋼板にコンクリートを結合させるずれ止めを取り付けることが必要である。

昭和６２年度には、５種類のずれ止めを取り付けたせん断型模型を用いて鋼板とコンクリートとの結合方式を検討した。

昭和６３年度は結合方式としてＴ型の型鋼を取り付けたＳ－１模型、及び長尺のスタッドボルトを取り付けたＳ－５模型の２種類の模型について正方向の繰り返し荷重を作用させて疲労強度特性を検討した。

平成１年度では、Ｔ型および長尺のスタッドボルトを取り付けたＳ－１模型、Ｓ－５模型について正方向の載荷後に逆方向の載荷を行った場合の最終強度及び正方向の繰り返し荷重を載荷させた後に逆方向の繰り返し荷重を作用させた場合の疲労強度特性を検討した。

1。　サンドイッチ式コンポジット構造の疲労強度特性の検討　I

まえがき

サンドイッチ式コンポジット構造は，鋼板間にコンクリートを充填した構造である。鋼板とコンクリートが一体として働らき，コンポジット構造の特性を発揮するためには鋼板にコンクリートを結合させるずれ止めを取り付けることが必要である。

本研究では5種類のずれ止めを各々取り付けた，せん断型模型を用いて鋼板とコンクリートとの結合方式を検討した。

また，最終強度到達後もさらに載荷を継続した場合の変形能力についても検討した。

1。1　模型実験

1。1。1　試験模型

鋼板とコンクリートから構成されるサンドイッチ式コンポジット構造の試験模型はせん断型模型で，せん断スパンと桁高との比は 1.35 とした。鋼板とコンクリートとのずれ止めの形式によって図 2.1.1~2.1.5 に示すように5種類、計6体の試験模型を製作した。

各模型とコンクリート打設状況を写真 2.1.1~2.1.7 に示す。

S－1模型は圧縮側および引張側鋼板にずれ止めとして，T型の形鋼を取り付けて鋼板とコンクリートを一体化している。　S－2模型はT型スチフナの代りにフランジのないフラットスチフナを取り付けたもので，コンクリートの打設性，充填性を考慮し，簡略化を意図したものである。S－3模型は異形鉄筋を圧縮側および引張側に配置したものである。異形鉄筋はフラットスチフナを貫通しているが，フラットスチフナには溶接していない。ただし，中央部および端部のウェブとは溶接で固定した。S－3B模型は引張側鋼板を 6 mm から 4.5 mm に薄くし，断面剛性を他の模型と同一となるようにした。S－4模型は多数のスタッドボルトを取り付けたものである。S－5模型は、長尺のスタッドボルトを用いて斜め引張クラックの発生やクラックの開口の抑制を意図したものである。

実験に使用したコンクリートは設計強度 450 kgf/cm^{2}の軽量コンクリートでその示方配合を表 2.1.1に示す。使用鋼材は軟鋼である。

1。1。2　試験装置および試験方法

梁模型集中載荷試験には 75tf 型油圧ジャッキを２連にして使用した。載荷点および支持点には幅 100 mm の鋼ブロックを使用した。模型のたわみ，鋼板およびコンクリートのひずみ計測位置を図 2.1.1～2.1.5 中に示した。

荷重は試験装置の表示板およびロードセルによって計測した。コンクリートのクラックの進展は各荷重段階で目視観察した。

（イ） 試験結果および考察

（１） 材料試験

試験模型に使用したコンクリートおよび鋼板の材料試験の結果を表 2.1.2および表 2.1.3 に示す。コンクリートの圧縮および割裂試験は円柱試験体（100 φ× 200 mm）によって，曲げ試験およびせん断強度試験は直方体試験体（100 × 100× 450 mm)により実施した。表中には参考として1977年に実施したＳ－１模型と同一タイプの材料試験結果を示す。

（２） 載荷試験結果

模型がせん断荷重を受けて示す挙動を図 2.1.6に示す。Ｓ－１模型について，同図中に1977年に実施した同タイプの試験結果を示す。両者は良く一致し，Ｓ－１模型の変形特性が確認された。図 2.1.7には荷重～たわみ曲線のうち，たわみが 3 mm 以内の荷重～たわみ曲線を示す。

鋼板とコンクリートとの結合度は荷重～たわみの初期の剛性から長尺スタッドジベルタイプ（Ｓ－５）が最も高く，次にスタッドジベルタイプ（Ｓ－４），続いてＳ－１，Ｓ－３A，Ｓ－３B，最後にフラットスチフナタイプ（Ｓ－２）の順番に低くなった。これはＳ－４，Ｓ－５模型ではずれ止めを密に配置したため，鋼板とコンクリート間の水平せん断力の伝達が完全になり，両者の間にすべりが生じないからである。一方，形鋼のずれ止めやフラットスチフナを取り付けたＳ－１，Ｓ－２模型では，ずれ止め間隔が大きいため，ずれ止め間での鋼板とコンクリートとの水平せん断力の伝達が不充分であり，両者の間にすべりが生じて剛性が低下するからである。

各模型における鋼板の歪計測結果を図 2.1.8 (a)～ 2.1.8 (f)に示す。スタッドジベルを取り付けたＳ－４，Ｓ－５模型では圧縮側鋼板の圧縮ひずみは荷重の増加に比例して増加傾向を示すのに対し，Ｓ－１，Ｓ－２，Ｓ－３AB 模型では，荷重 20 ～ 30 tf で，ひずみが減少し，その後変化を示さなくなる。一方引張側鋼板のひずみは荷重が 20 ～ 30 tfをこえると漸増傾向を示す。すなわちＳ－１，Ｓ－２，Ｓ－３AB

模型では初期の荷重段階でのクラックの発生によって，荷重の支持構造が梁構造からアーチ構造になっていることがわかる。

Ｓ－１模型では荷重点に近い鋼板の内外のひずみが正負反対方向に急激に変化しているが，これは鋼板が面外方向に座屈したためである。Ｓ－４，Ｓ－５模型ではコンクリートと鋼板がずれ止めによって密に結合されているため鋼板は座屈していない。

各模型のコンクリート表面のひずみ計測結果を図 2.1.9 (a)～ 2.1.9 (f)に示す。荷重点および支持点のコンクリートのひずみは，同一荷重では鋼とコンクリートとの結合度の低いＳ－１，Ｓ－２模型が大きく，結合度の高いＳ－４，Ｓ－５模型では小さくなっている。

各模型のコンクリートのクラックの伝播状況を図 2.1.10 (a) ～ 2.1.10 (f) に示す。写真 2.1.8 (a) ～ 2.1.8 (f)に破壊状況を示す。また写真 2.1.9～ 2.1.11 に最終強度後もさらに載荷を継続し，大変形を生じた状況を示す。

各模型がせん断力を受けて初期降伏から破壊に至るまでの挙動をとりまとめると次のようになる。

(ａ)　Ｓ－１模型

図 2.1.11 のように荷重の増加に伴いコンクリートのクラックは中央に近い引張側のずれ止めから発生し，せん断の影響で水平軸と45° の角度をなして進展する。次に荷重点と支持点に近いずれ止めからクラックが45° 方向に発生する。

荷重が増加し，圧縮側鋼板が座屈および引張側鋼板が降伏すると，クラック幅は拡大し，たわみが急増する。この状態では，クラックの生じていない残りの健全なコンクリートがアーチを形成してせん断力を伝達する。

その後，荷重の増加により引張側鋼板の伸びが増大し，コンクリートのアーチ部は極限圧縮ひずみに達して圧壊し，模型は支持耐力を失う。その後載荷を継続すると，荷重点近傍の圧縮側鋼板は模型本体に陥没する。そして，圧縮側鋼板は圧壊したコンクリートを押し下げながら変形し，隣接するずれ止めに達し，まだ圧壊していないコンクリートを得て再び新しいアーチ構造を形成し，その支持力を回復するようになる。しかし荷重がさらに増加すると，再度アーチ部のコンクリートは圧壊し，模型は支持力を失なう。

(ｂ)　Ｓ－２模型

図 2.1.12 のように荷重の増加に伴い，模型のせん断変形によってコンクリート

にはフラットスチフナの先端から発生し，45° 方向に進展する。しかしフラットスチフナの先端にはフランジがないためにコンクリートはフラットスチフナの側面に沿ってずれを生じ，クラック幅は急増し，たわみが増加する。コンクリートがフラットスチフナの側面をずり切ってしまうとアーチ部のコンクリートを失い，また同時に，斜材を形成するコンクリートが破壊されるために模型は崩壊する。

（ｃ）　Ｓ－３模型

図 2.1.13.のように，荷重の増加に伴うコンクリートの進展やたわみの程度はＳ－１模型と同様であるが，アーチ構造の基部および頂部のコンクリートが鉄板の変形に伴って鉄筋が変形させられるが，これによつて鉄筋の囲りのコンクリートが破壊されるために模型は耐力を失う。また引張側コンクリートは鉄筋によって補強されているためにせん断変形による斜め引張クラックが発生しやすくなるために模型の靭性は小さい。その後載荷を継続すると，載荷部の圧縮側鋼板は模型に陥没するように変形するが，変形を続け隣接するずれ止めに達し，破壊していないコンクリートを得て再びアーチ構造を形成すると耐荷力を回復するようになる。

（ｄ）　Ｓ－４模型

図 2.1.14 のように，荷重の増加とともにコンクリートのクラックはスタッドジベルの取り付け位置から徐々に進展し，引張側鋼板が降伏する荷重でクラックはほぼ中央部に達する。引張側鋼板が降伏すると荷重の増加に伴ってたわみが急増する。さらに荷重が増加するとスタッドジベルが密に取り付けられているので多数の斜め引張クラックが発生し，アーチ構造の頂部および斜材のコンクリートを破壊する。載荷部の圧縮側鋼板が模型に陥没し，新しいアーチ構造が形成されると再び耐荷力を回復する。

（ｅ）　Ｓ－５模型

図 2.1.15 のように鋼板とコンクリートとは長尺スタッドジベルによって完全に結合されているために，クラックの発生は荷重の増加とともに引張側コンクリート域に等間隔で発生し，荷重点に向って進展する。引張側鋼板が降伏するとたわみは急増するが，それまでは荷重～たわみ関係は線形に近い。またコンクリートは長尺スタッドジベルで内部まで拘束されているために荷重点および支持点から斜45° に進展する斜め引張クラックは発生しない。荷重がさらに増加するとクラックの開口幅が急増し，コンクリート表面で，はくりが激しくなる。これは載荷部の圧縮側鋼

板が模型内に貫入する時に長尺スタッドジベルも同時にコンクリート内に貫入していくために，コンクリート内部が破砕されるためである。このようにＳ－５模型は最終強度が高く，吸収エネルギーも大きいけれども最終強度以後はコンクリートが破砕されるためにアーチ構造を失い耐荷力の回復はそれほど大きくない。

以上のようにサンドイッチ式コンポジット構造では最終強度に達して耐荷力を一度は失っても，載荷が継続されると新しいアーチ構造を形成し再び耐荷力を回復するようになる。このような特徴は普通，鉄筋コンクリートやプレストレストコンクリートまた鋼構造物にも見られないもので，サンドイッチ式コンポジット構造の特長である。特に大変形後も鋼板の破断がないことは，水密性や安全性を重視される海洋構造物には必要な条件であると考えられる。

（３）　ずれ止めの形式と最終強度および靭性との関係

表 2.1.4に各模型型毎に使用した鋼材の体質比，最終強度最終強度後の最大強度およびたわみ量 40㎜ までの靭性（荷重～たわみ曲線で囲まれる面積）を示した。図 2.1.16 に鋼材体積比と最終強度との関係を示すが，Ｓ－２模型を除くと最終強度は使用した鋼材の量に比例して増加する傾向がある。

図 2.1.17 に鋼材体積比と靭性との関係を示す。靭性も鋼材体積比の増加に伴って増加する傾向になっている。特にＳ－５模型の場合の靭性が高い。これはコンクリート内部が長尺スタッドジベルで拘束されているためにせん断変形による斜引張クラックの発生が抑制されるからである。

１。２　理論解析

１。２。１　最終強度の解析および考察

（極限解析法による梁模型の最終強度の解析）

サンドイッチ式コンポジット構造の崩壊メカニズムをアーチ構造として，図 2.2.1のようにモデル化する。軸力を分担する鋼板とアーチ効果により部材力を分担するコンクリートから構成されているものとする。アーチを構成するコンクリートの critical section が圧壊するので，近似的に深Ｃのコンクリートは一様応力場で，その主応力（最大圧縮応力）が圧縮強度 fc に達していると考えると断面の剪断力，モーメント，軸力の各釣合式および圧壊条件は

$$\tau_c \, BC = F \qquad \cdots\cdots (2.2.1)$$

$$\sigma_c C\left(d' - \frac{C}{2}\right)B + \sigma_u A_u d'' = M \quad \cdots\cdots (2.2.2)$$

$$\sigma_1 \cdot A_1 - \sigma_c BC - \sigma_u \cdot A_u = 0 \quad \cdots\cdots (2.2.3)$$

$$fc = \frac{\sigma_c}{2} + \frac{\sqrt{\sigma_c^2 + 4\tau_c^2}}{2} \quad \cdots\cdots (2.2.4)$$

ここで模型が崩壊するときの鋼板およびコンクリートの応力を

$$\sigma_u = \sigma_y \ , \quad \sigma_1 = \sigma_B \ , \quad \sigma_c = f_c \quad \cdots\cdots (2.2.5)$$

とする。集中荷重の場合

$$T = 0$$

$$M = F \cdot l \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (2.2.6)$$

$$P = 2F$$

ここで　l：せん断スパン，B：模型の幅

したがって最終強度Pucは (2.2.1)～(2.2.5) 式および (2.2.6)式を用いて計算すれば良い。

計算結果を表 2.1.4に示す。S－2模型の実験値は計算値よりも低くなっている。これはフラットスチフナの頂部にフランジがなく，コンクリートがフラットスチフナの側面で滑るために，アーチ構造を維持てきなくなるためである。S－3模型の場合も実験値が低いがこれは鋼板とコンクリートとの結合度が高く，また引張側コンクリートが鉄筋で補強されているために引張クラックは発生しにくくなっているが，一方せん断変形による斜引張クラックが発生しやすくなっているためである。斜め引張クラックは荷重の増加とともに開口幅は急増し，開口面に沿ってコンクリートブロックのずれが生じる。また圧縮側鋼板が座屈し，模型が崩壊する。このようにアーチ構造を維持できなくなるために最終強度は低下する。S－4模型の場合も実験値の方が計算値よりも低くなっている。これは，S－3模型と同様に鋼板とコンクリートとの結合が高いために斜め引張クラックが発生しやすく，またずれ止めが多いためにクラック本数が多くなり，アーチ構造の斜材となるコンクリートが破壊されるためにアーチ構造が維持できなくなるためである。

S－5模型の場合では実験値の方が計算値よりも高い。これは長尺スタッドジベルによってコンクリートと鋼板が完全に結合されているだけでなく，コンクリート内部も拘

束されているために斜め引張クラックも発生しにくくなっているためである。

1.2.2　有限要素方による非線形解析

鋼板とコンクリートから成るサンドイッチ式コンポジット構造は，崩壊までにいくつかの要因に基づく非線形挙動を示す。コンクリートは引張によるクラック，圧壊による降伏，圧壊が生じ，鋼板には局部座屈または降伏が生じる。またコンクリートと鋼板を引き離そうとする力が作用するとそこに間隙が発生し，その部分のコンクリートと鋼板との間には力の伝達が行なわれない。コンクリートと鋼板の間にすべりが起こることもある。これらの非線形要因を考慮して有限要素解析を行った。

今回の解析ではＳ－１模型を対象とした。

(1) 計算モデル，材料定数および載荷方法

要素分割図を図 2.1.19に示す。コンクリートおよび鋼板を三角形に分割し，鋼板とコンクリートの間にリンケージ要素を設ける。

(2) 計算結果

荷重～たわみ曲線を図 2.1.20に示す。模型実験結果も同時に示してある。両者は比較的合っている。代表的な荷重段階での主応力分布を図 2.1.21に示す。崩壊荷重に近い荷重状態では主応力は荷重点から支持点に直線的に流れている。また，荷重点および支持点の鋼板部分に大きな応力が集中している。したがって今後，疲労強度を問題にする場合には，この部分を補強する必要がある。

図 2.1.22に要素特性の変化の計算結果を示す。コンクリートのクラックの伝播および圧壊の状況の計算結果は実験結果と良く一致している。

1.3　まとめ

鋼とコンクリートとを連結する５種類のずれ止めを用いたサンドイッチ式コンポジット構造の梁のせん断荷重に対する模型実験を実施し，それぞれ破壊挙動，最終強度および靱性を比較検討した。また最終強度解析および有限要素法の理論解析を実施した。主な結論を以下に示す。

(1) Ｓ－１（Ｔ型スチフナ型）模型は鋼板とコンクリートとの結合度は完全でないが，構造が簡単でかつ鋼材使用量も少ないもかかわらず比較的最終強度および靱性が高く破壊挙動も簡明で，大変形挙動することがわかった。一方，鋼板とコンクリートとの合成が完全なＳ－３，Ｓ－４模型は，初期剛性は高いが，せん断変形による斜め引張クラッ

クが発生しやすく，靭性が小さいことがわかった。

(2) S－2模型を除きサンドイッチ式コンポジット構造は最終強度到達後，一旦耐荷力を失うが，再び新しいアーチ構造を形成し耐荷力を回復し，大変形に耐え得る様になる。

(3) S－1模型の有限要素法解析では，崩壊荷重に近い荷重では主応力は荷重点から支持点に直線的に流れていて実験で見られたアーチによる支持構造を確認した。また鋼板では荷重点および支持点に応力が集中している部分は疲労強度向上のために補強が必要なことがわかった。

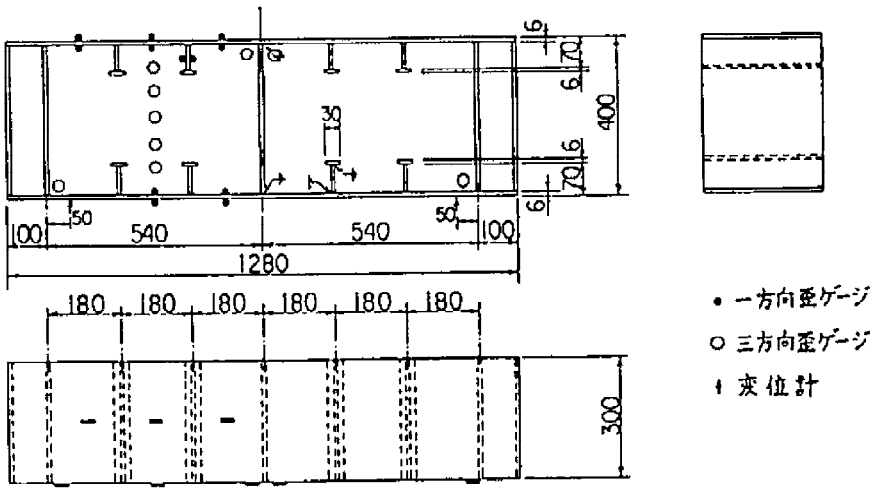


図 2.1.1　S－1 模型 （T型スチフナ型）

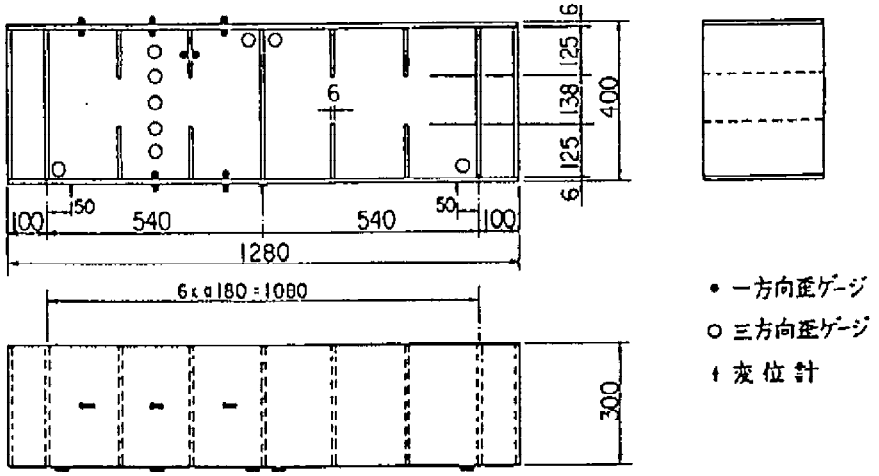


図 2.1.2　S－2 模型（フラットスチフナ型）

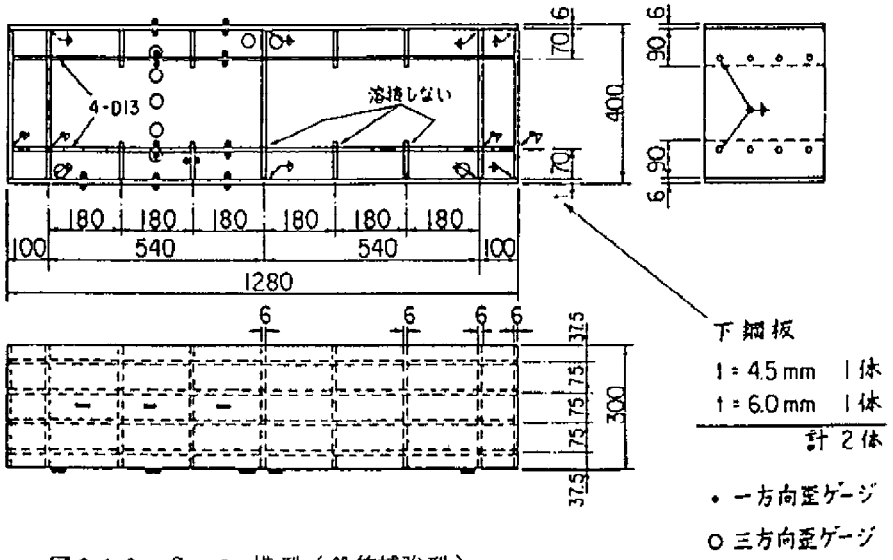


図 2.1.3　S－3 模型（鉄筋補強型）

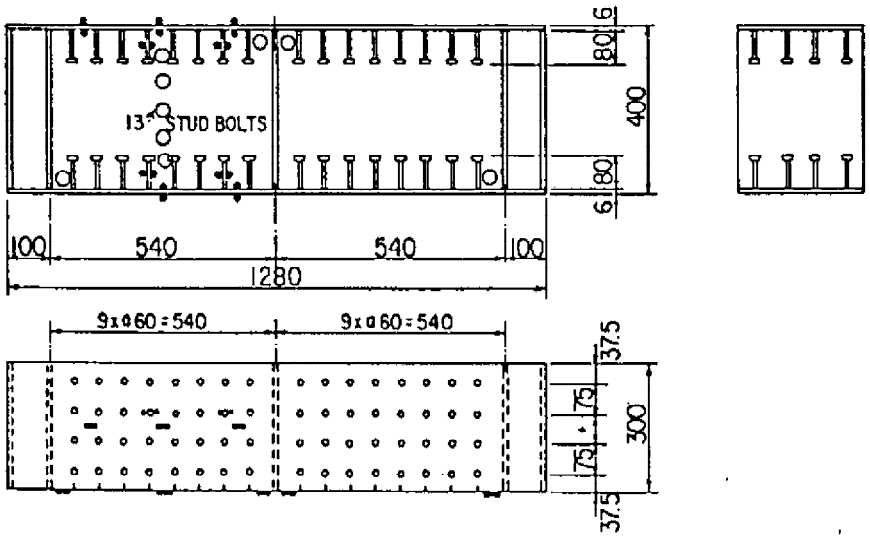


図 2.1.4　S－4　模型（スタッドジベル型）

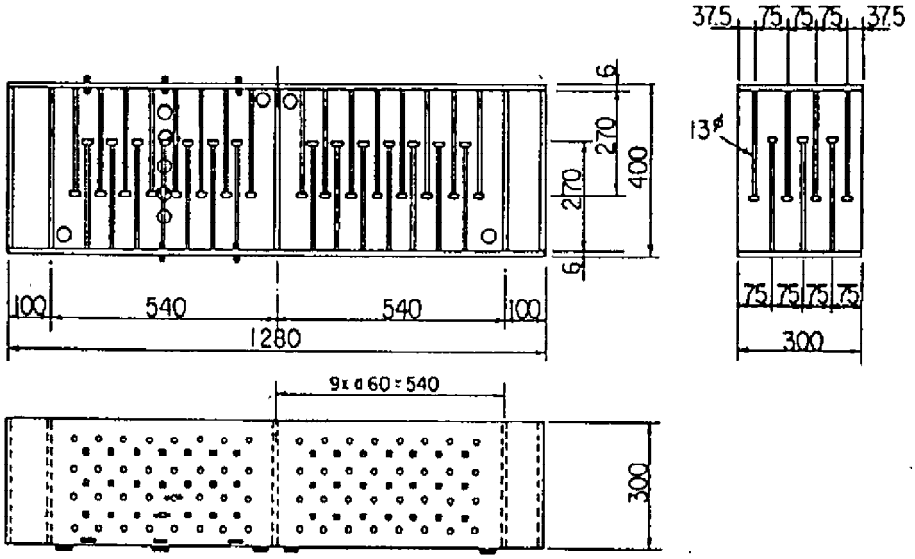


図 2.1.5　S－5　模型（長尺スタッドジベル型）

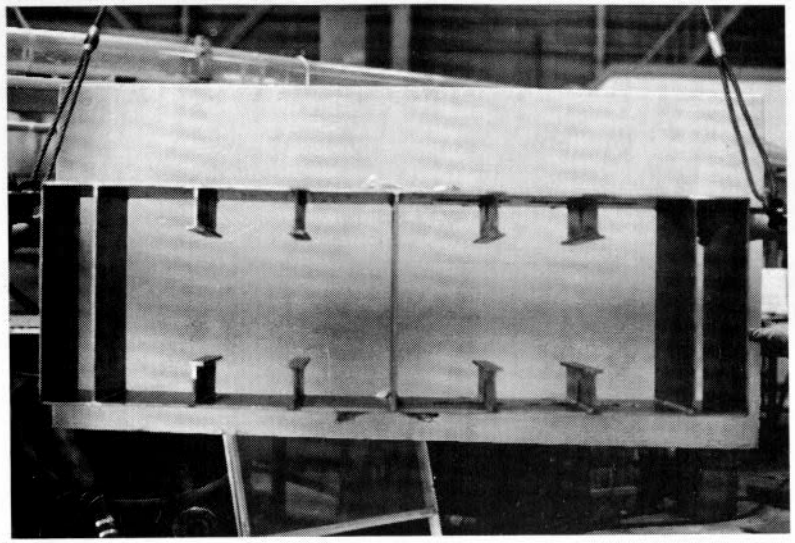


写真2.1.1　S－1（T型スチフナ型），S－2（フラットスチフナ型）

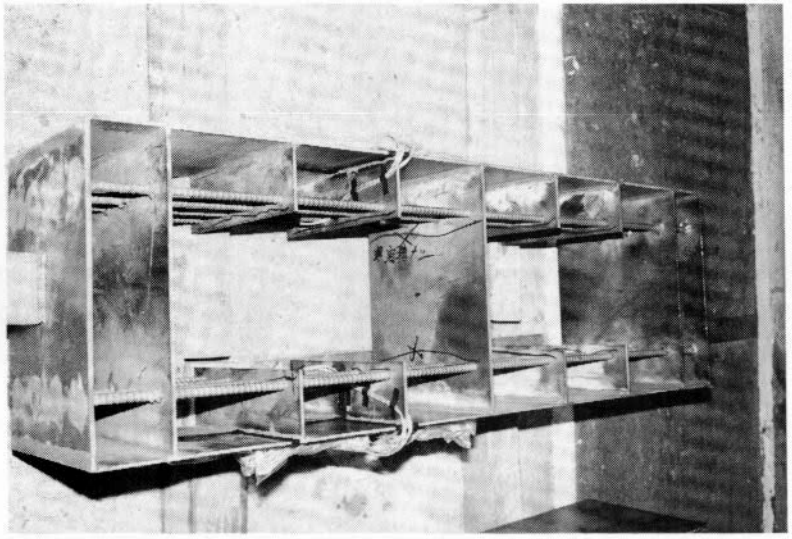


写真2.1.2　S－3　模型（鉄筋補強型）

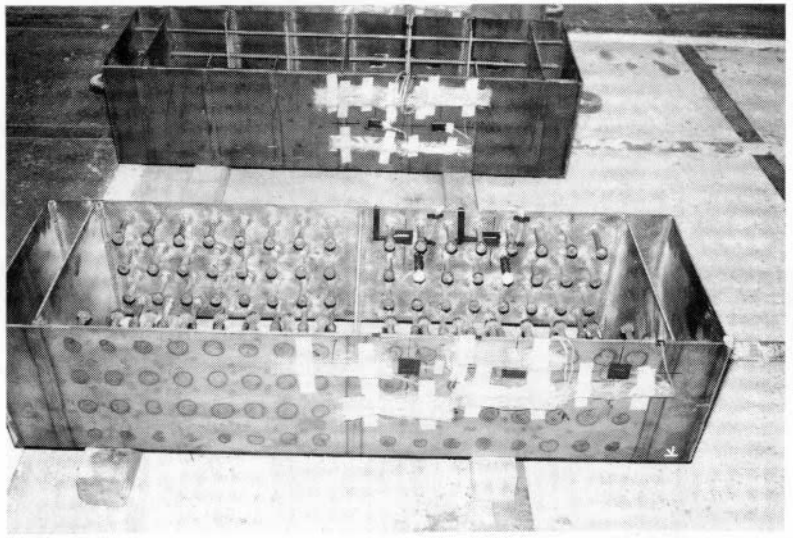


写真2.1.3　S－4　模型（スタッドジベル型）

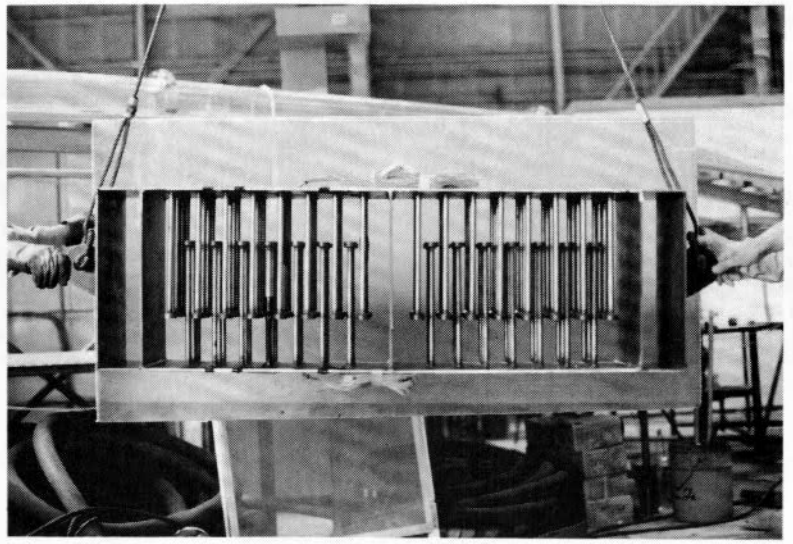


写真2.1.4　S－5　模型（長尺スタッドジベル型）



写真2.1.5　コンクリート打設状況

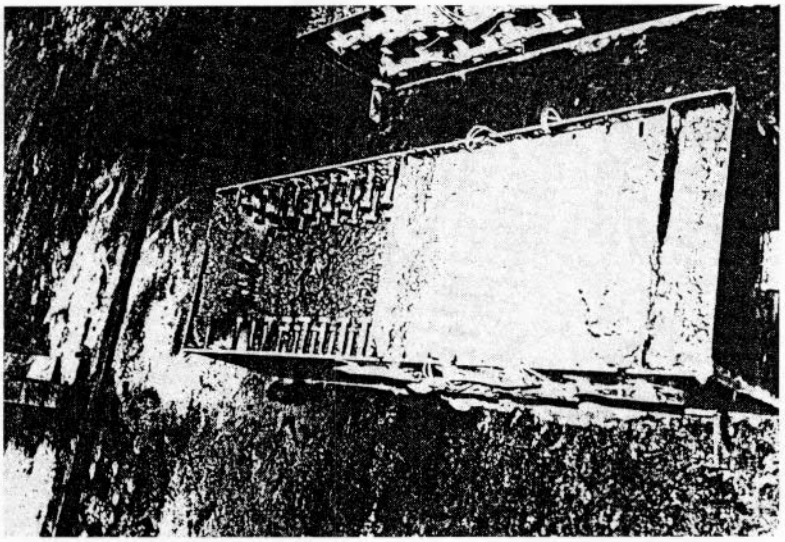


写真2.1.6　S－4 模型コンクリート打設状況

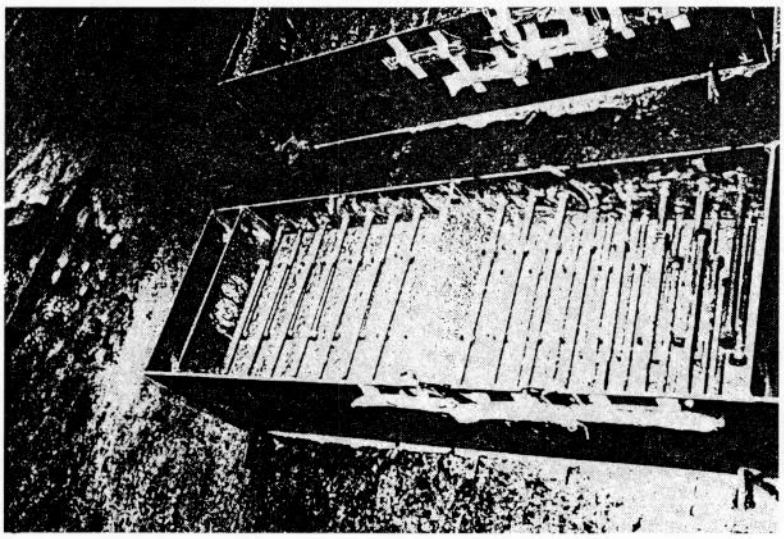


写真2.1.7　S－5 模型コンクリート打設状況

表 2.1.1. コンクリートの示方配合

呼び強度 (kg/cm²)	スランプ (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	空気量 (%)	W/C (%)	S/a (%)	配合 (kg/m³)				
						C	W	S	G	AM
350	8	15	2	38	37.0	482	183	610	519	9.640

表 2.1.2 コンクリートの機械的性質

年度 / 項目		1977	1987
圧縮強さ (kgf/cm²)	δ7	——	345
	δ28	305	452
引張強さ σt (kgf/cm²)		21	27
曲げ強さ σb (kgf/cm²)		41	39
せん断強さ τ (kgf/cm²)		69	89
ヤング率 Ec (×10 kgf/cm²)		——	1.78
ポアソン比 γ		——	0.203

表 2.1.3 鋼材の機械的性質

年度 / 項目	1977	1987	
厚板 (mm)	(6.0)	5.65	4.45
降伏応力 σy (kgf/mm²)	25.1	24.7	30.1
引張強さ σB (kgf/mm²)	35.3	37.5	41.1
ヤング率 E (×10kgf/mm²)	2.05	1.94	2.01
伸び (%)	42.2	45.6	41.8

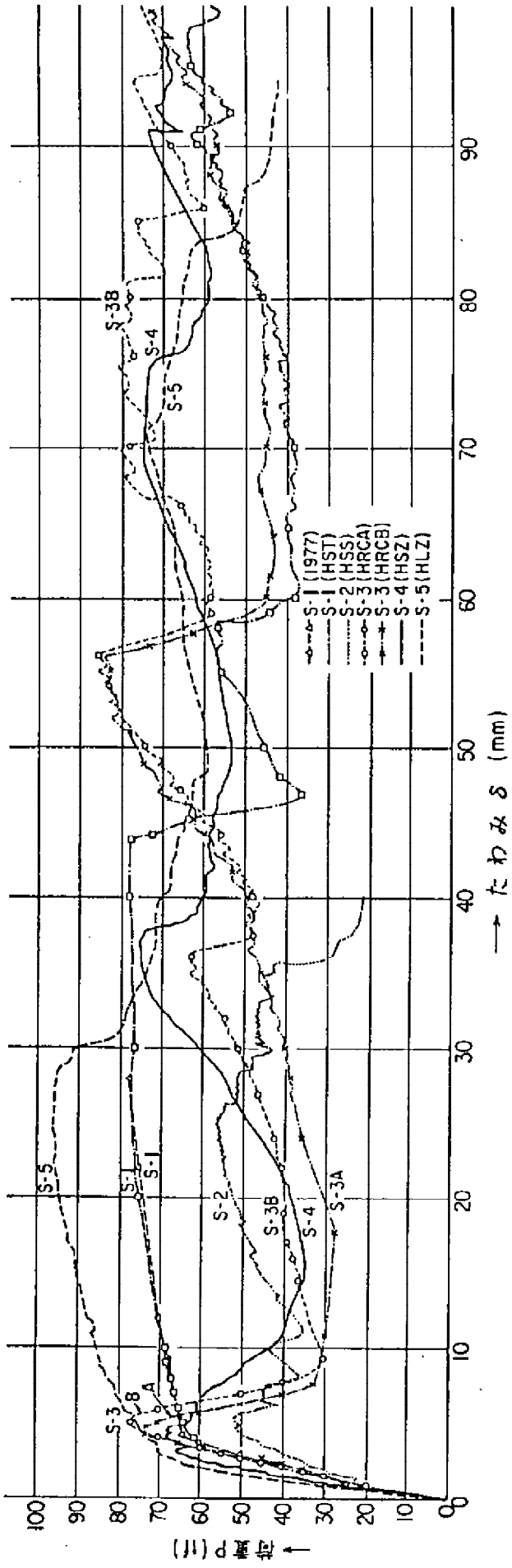


図 2.1.6 荷重ーたわみ関係

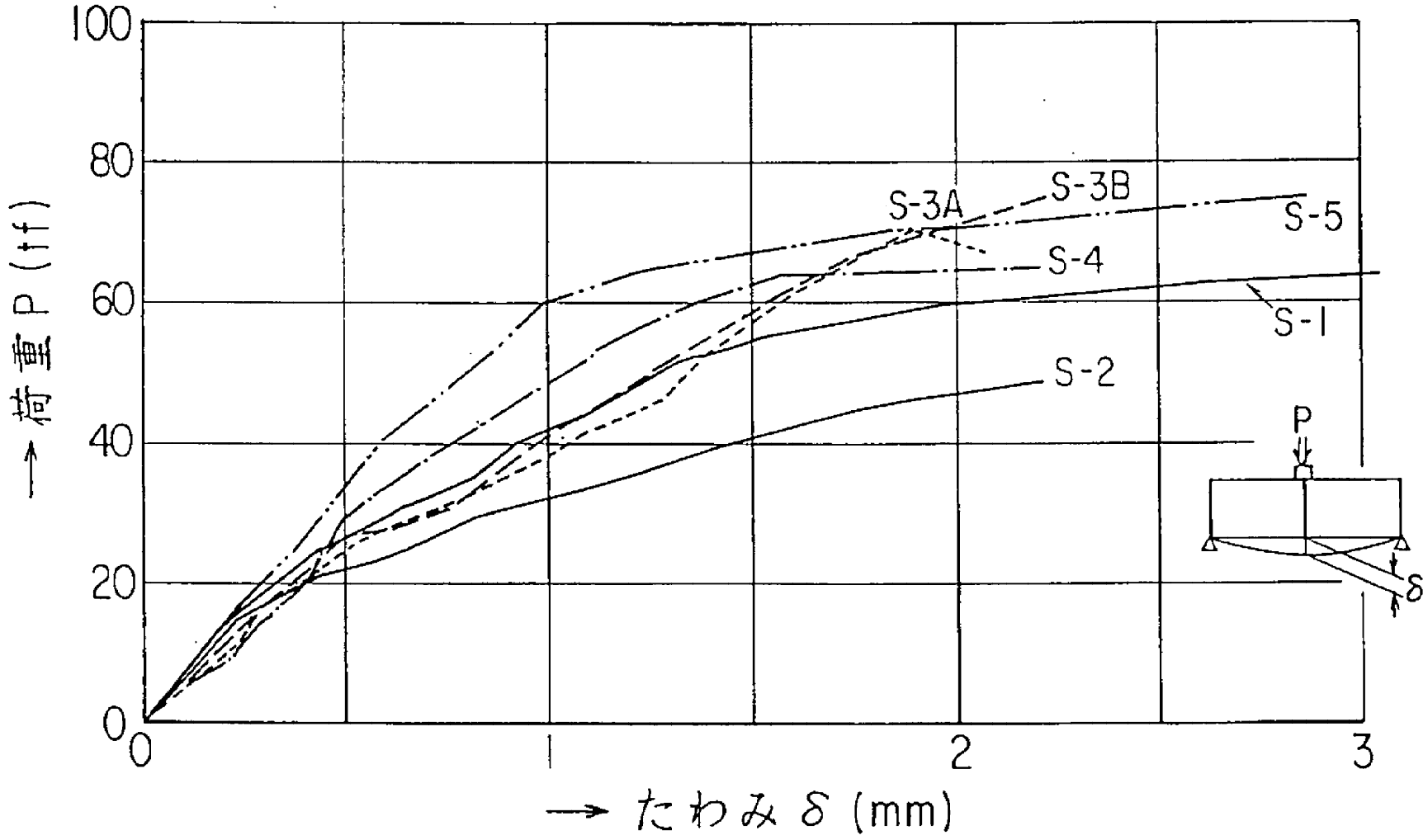
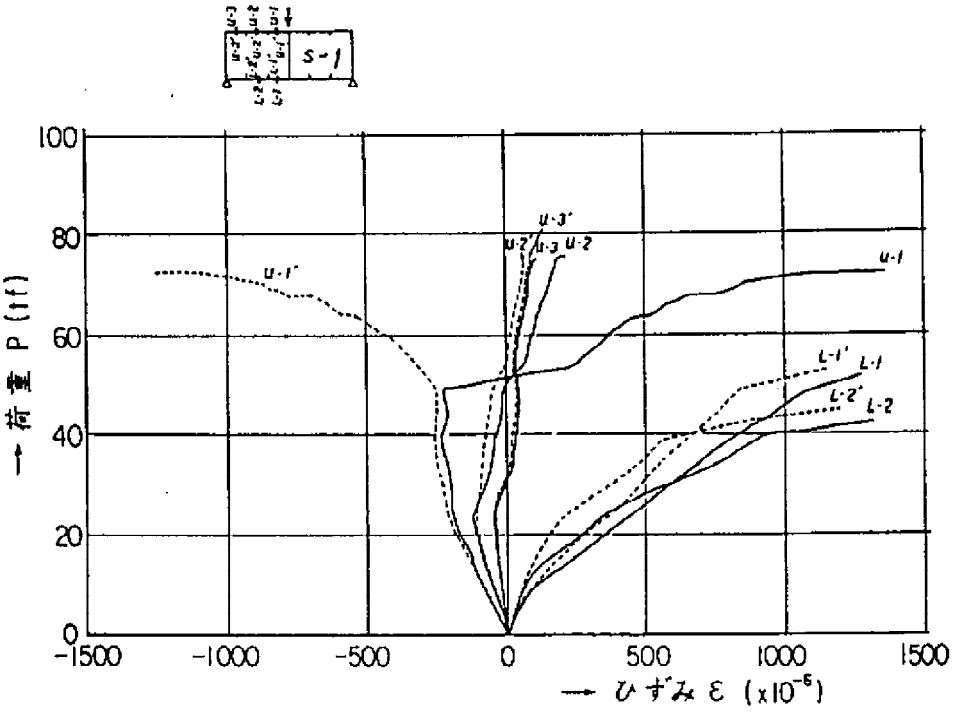
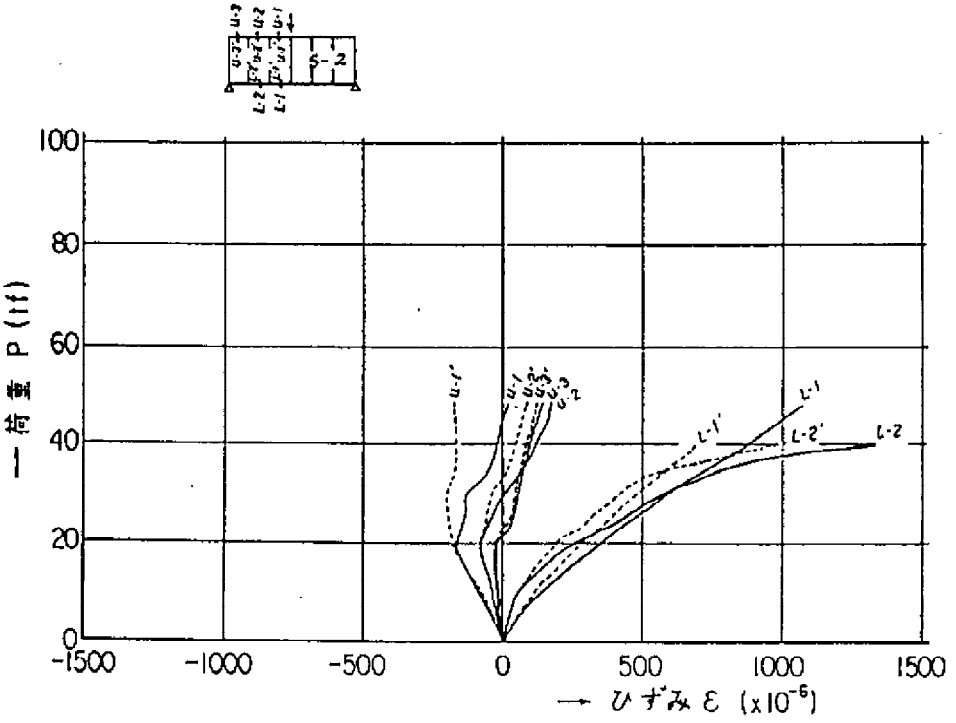


図2.1.7　荷重ーたわみ関係（たわみ量3㎜以内）

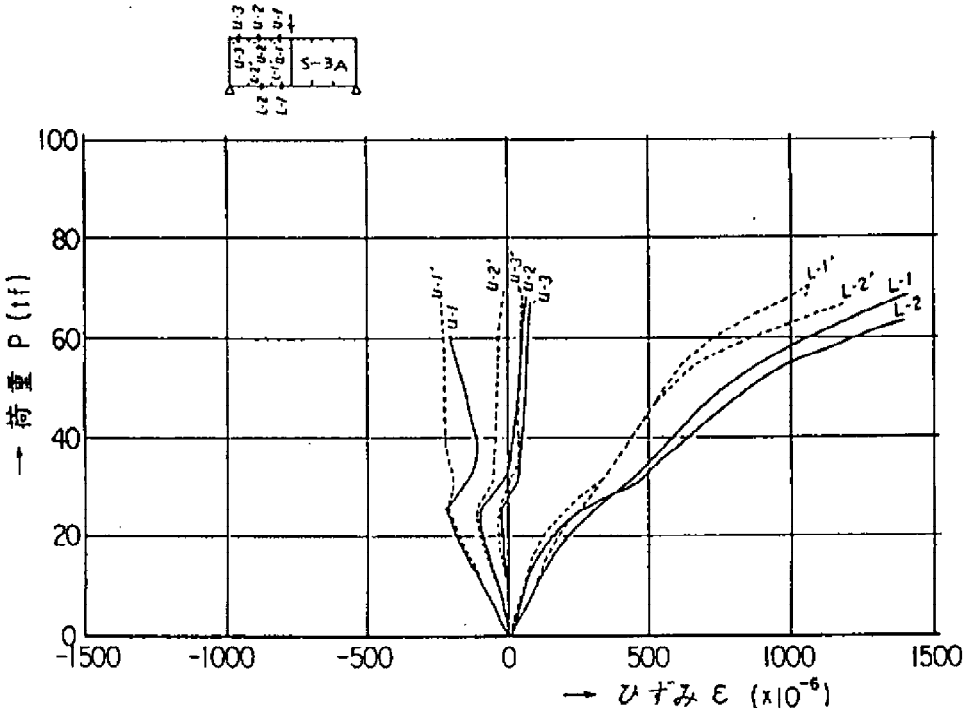


(a) S－1

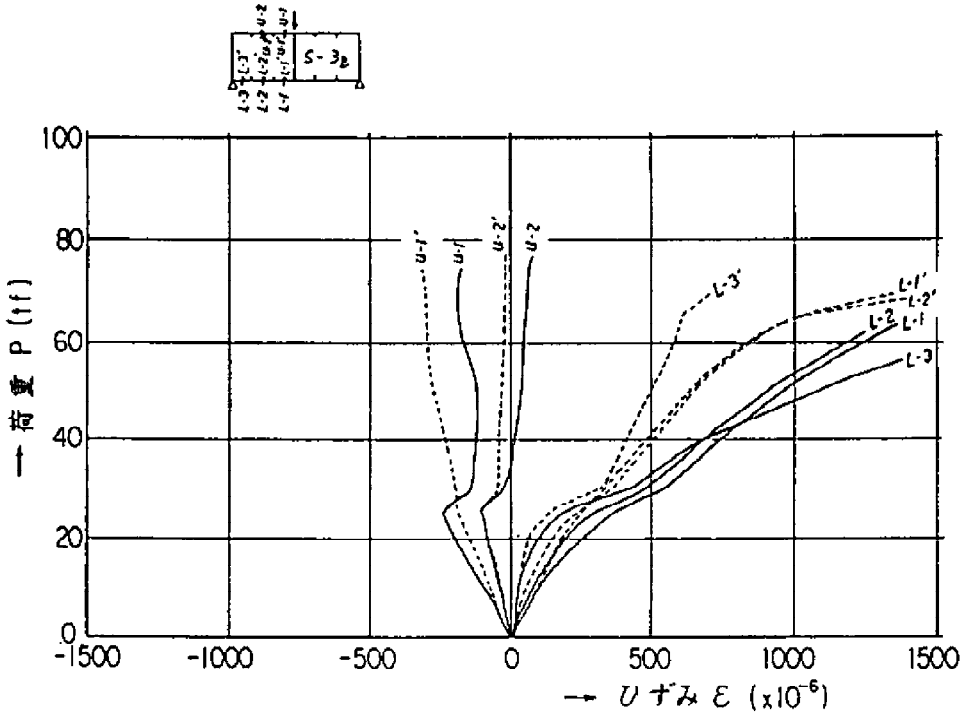


(b) S－2

図 2.1.8₋₁　荷重とひずみの関係（鋼板）

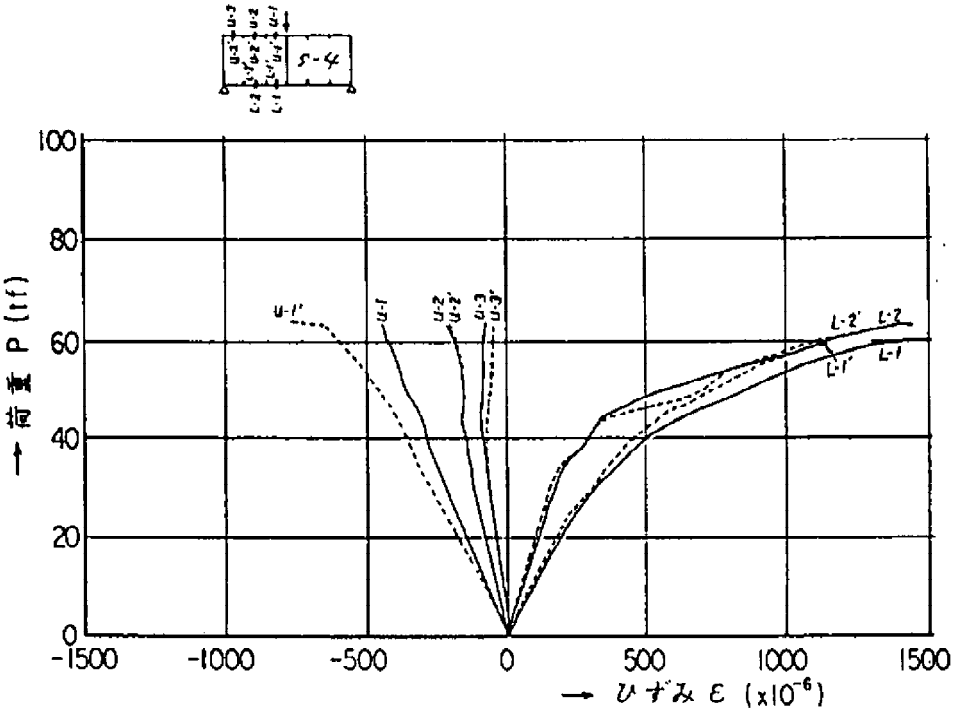


(c) S－3A

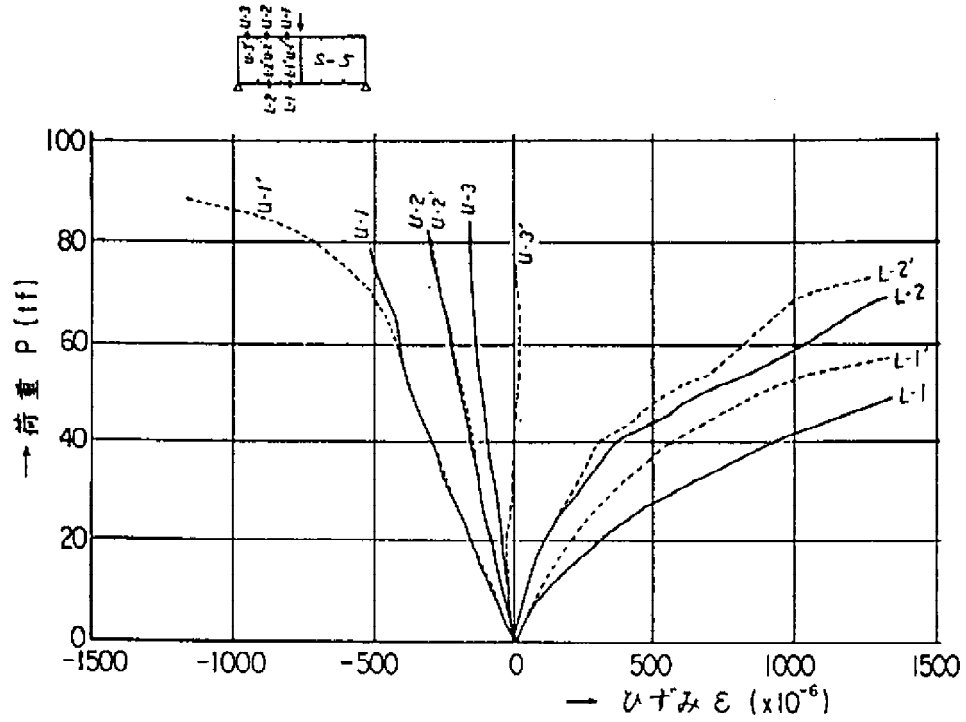


(d) S－3B

図 2.1.8₋₂　荷重とひずみの関係（鋼板）

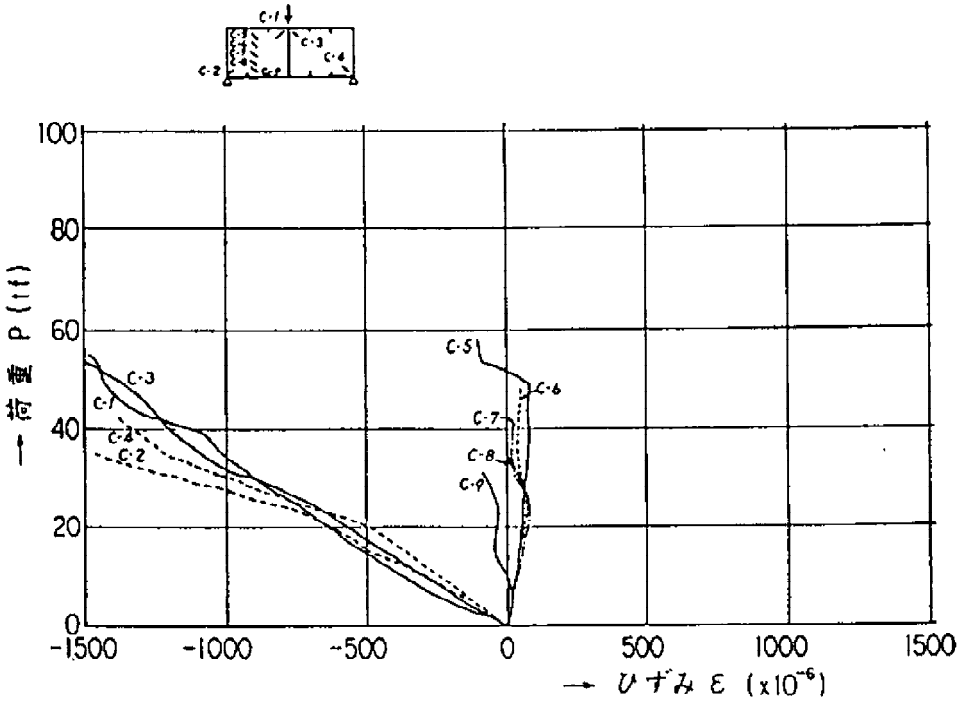


(e) S－4

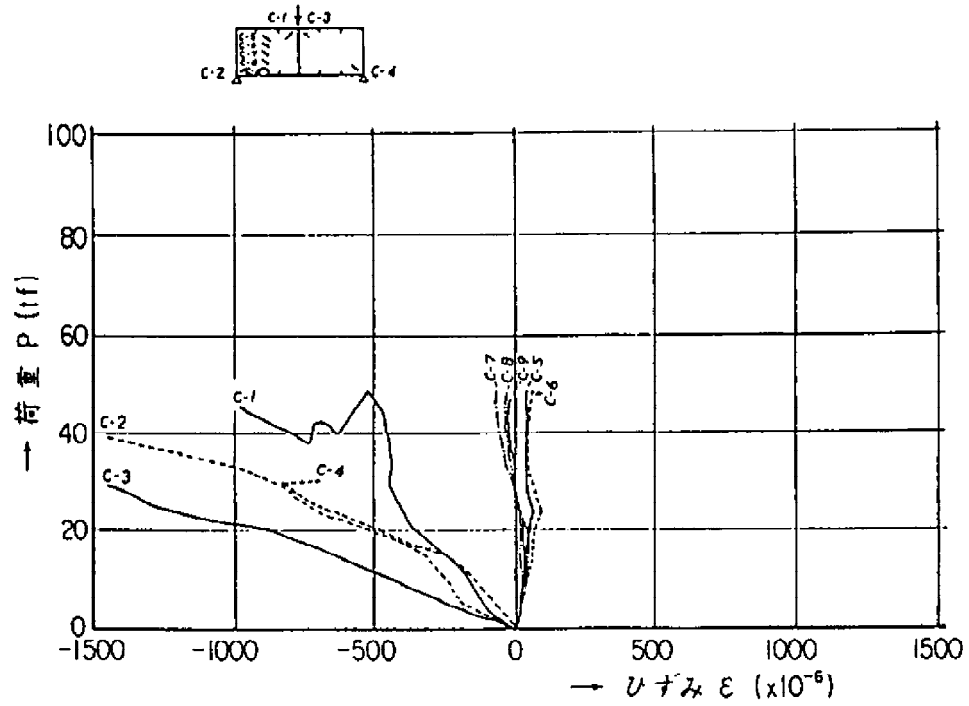


(f) S－5

図 2.1.8-3　荷重とひずみの関係（鋼板）

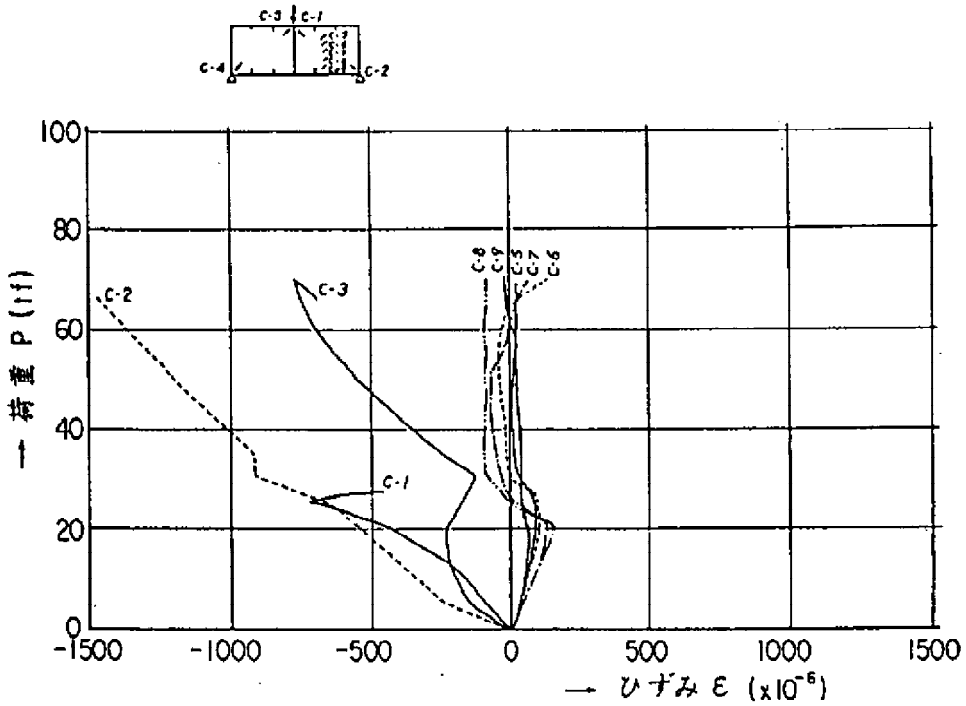


(a) S－1

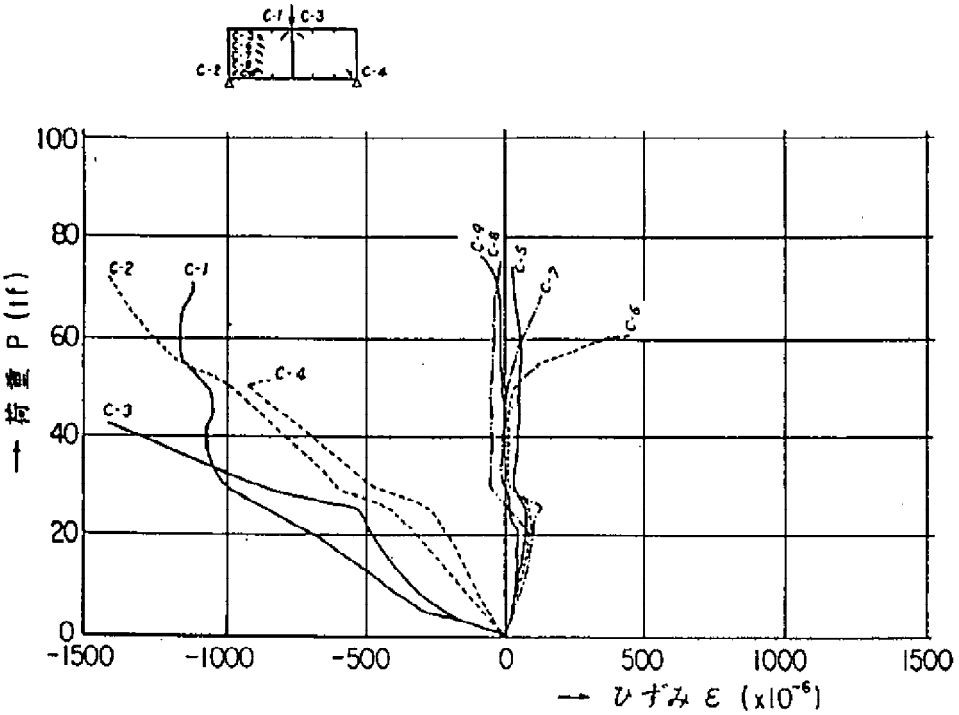


(b) S－2

図2.1.9₋₁　荷重とひずみの関係（コンクリート）

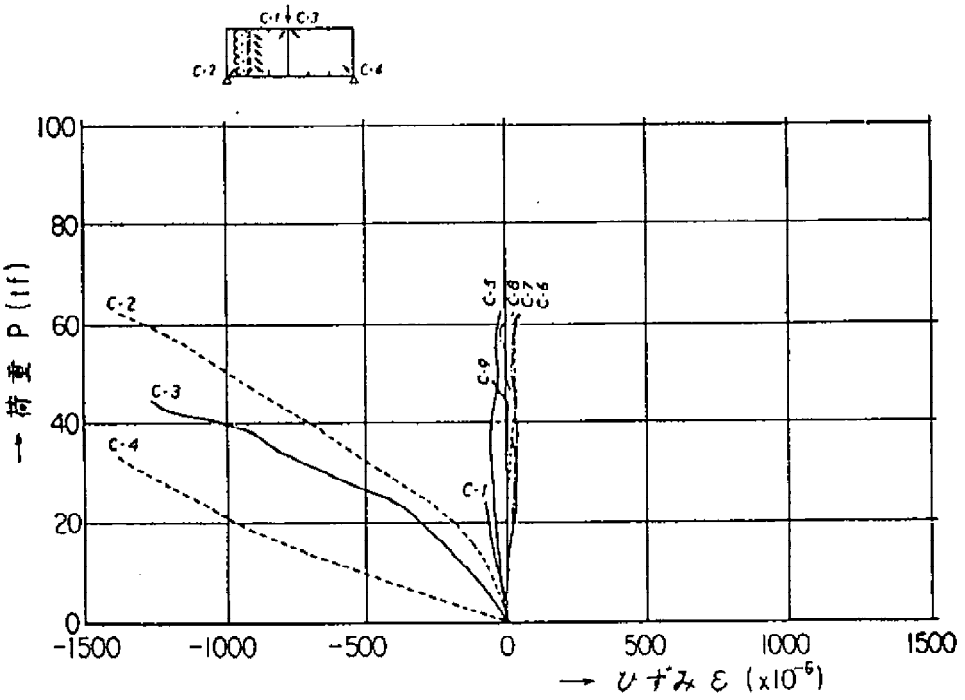


(c) S－3A

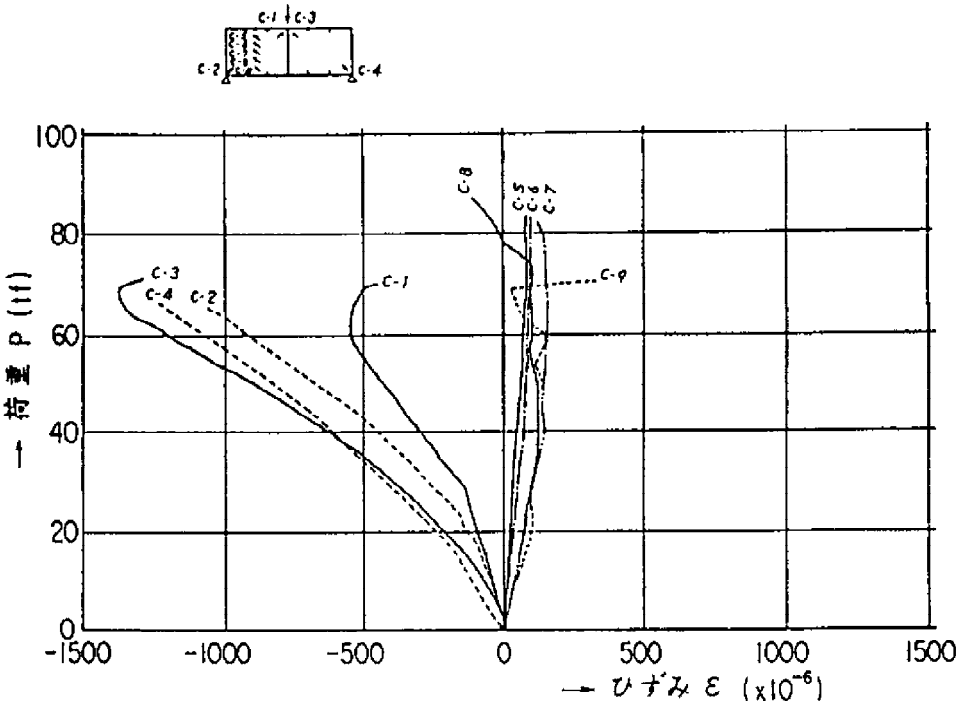


(d) S－3B

図2.1.9₋₂　荷重とひずみの関係（コンクリート）

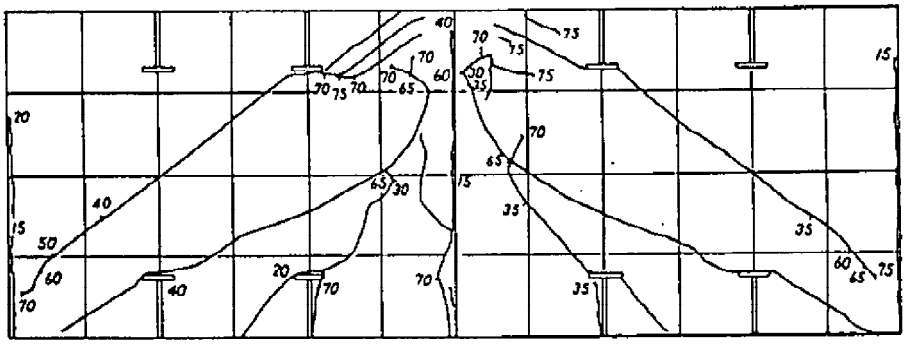


(e) S－4

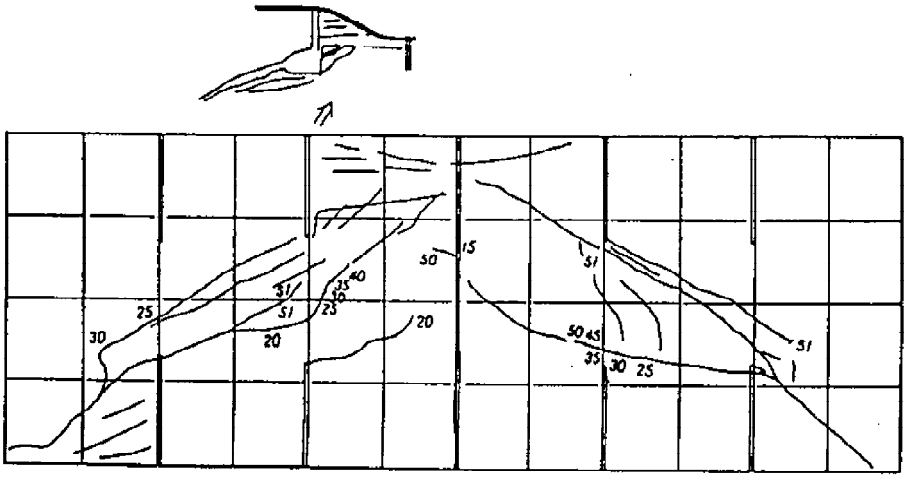


(f) S－5

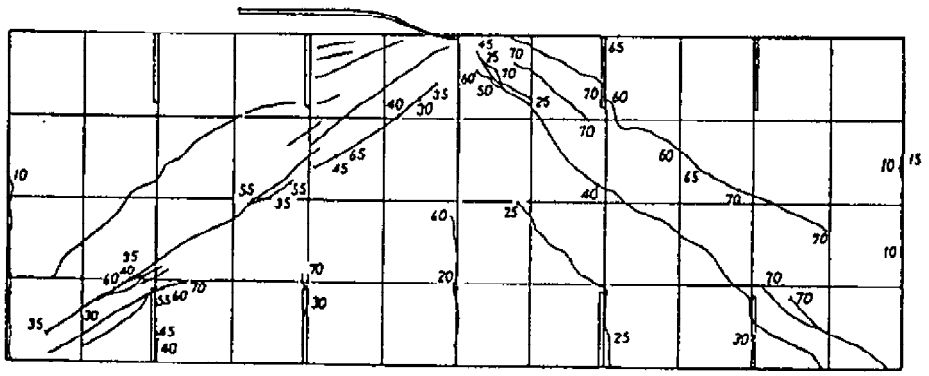
図2.1.9₋₃　荷重とひずみの関係（コンクリート）



(a) S－1

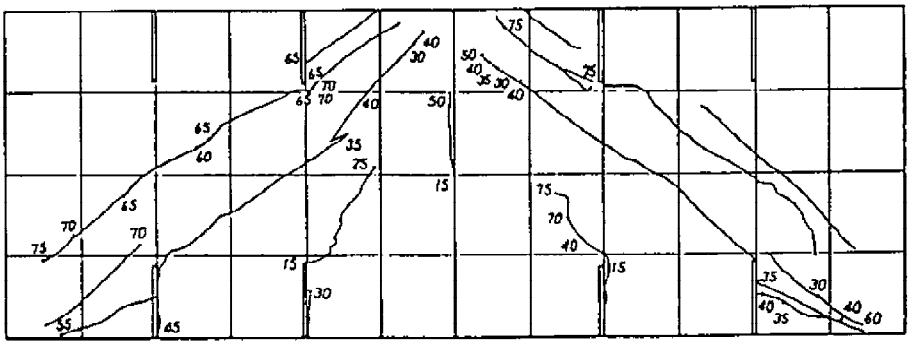


(b) S－2

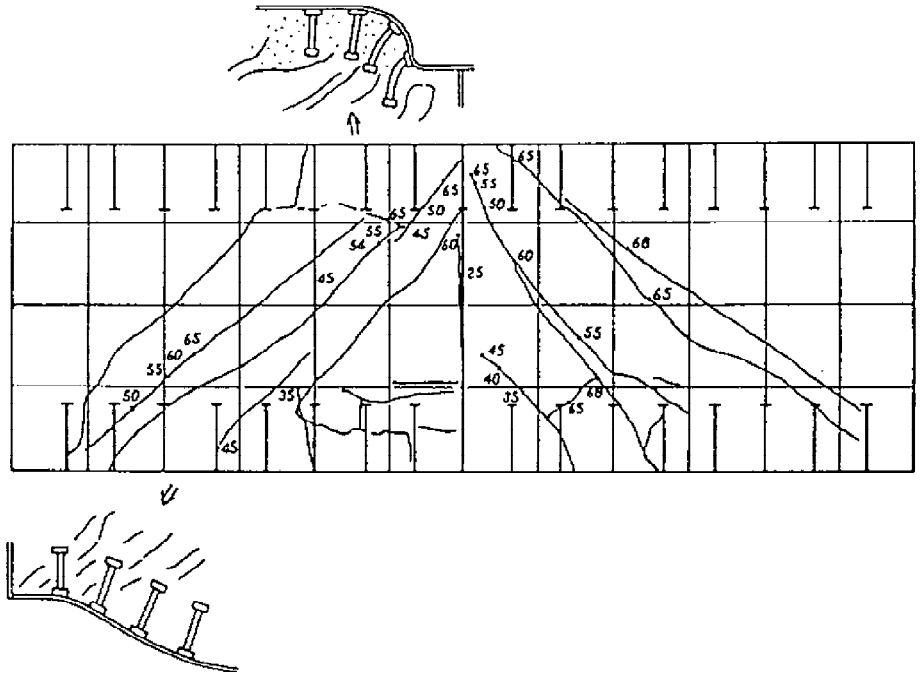


(c) S－3A

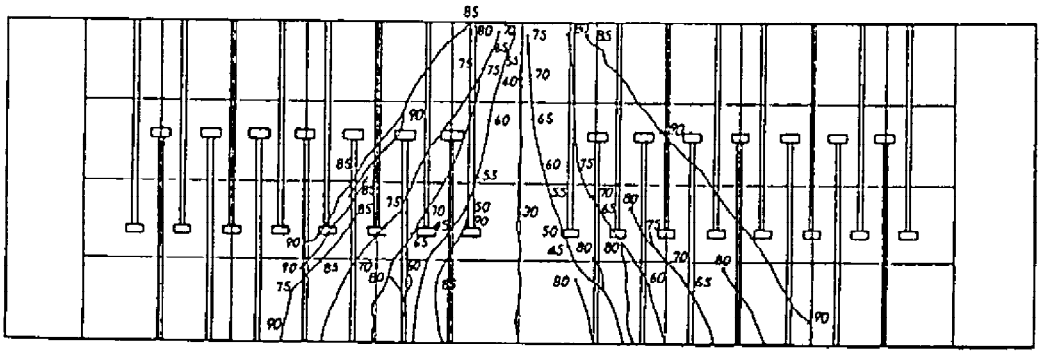
図 2.1.10-1　クラック伝ば状況図



(d) S－3B

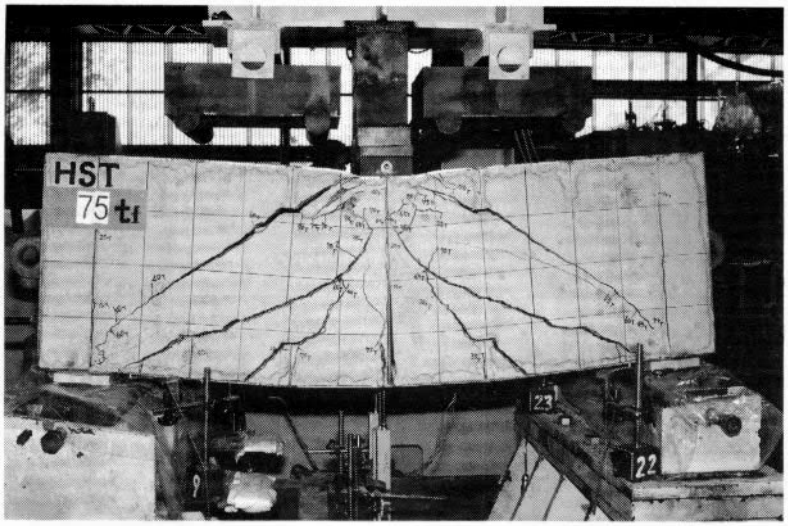


(e) S－4

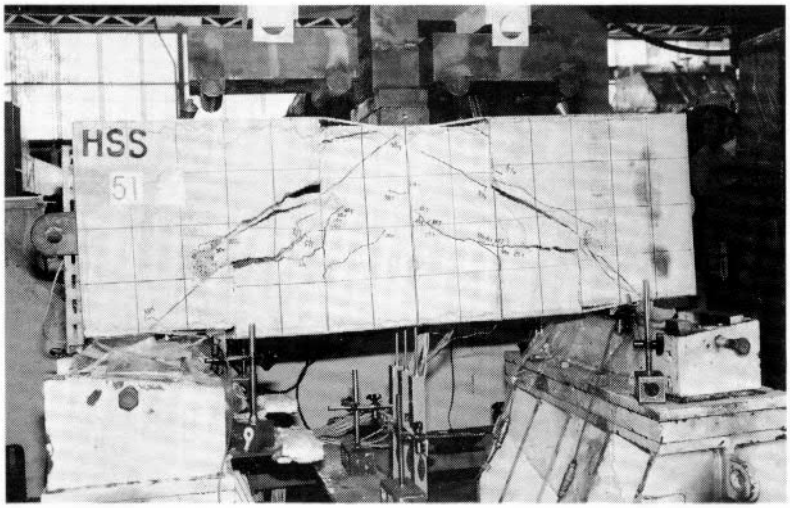


(f) S－5

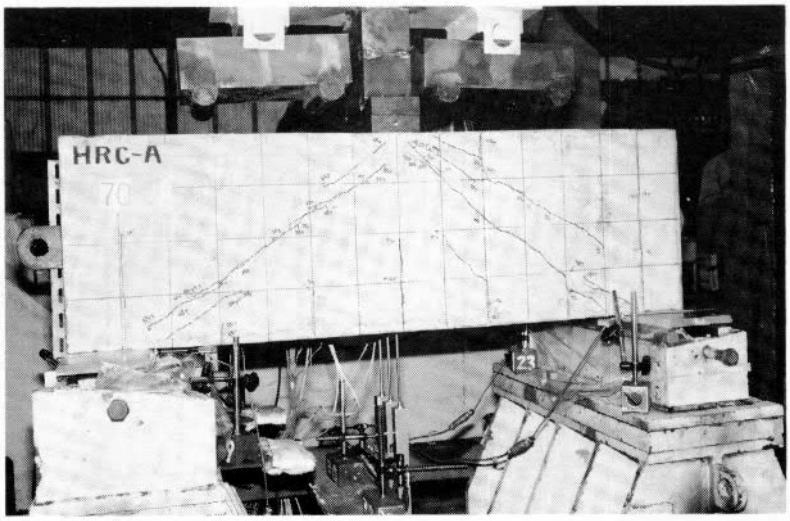
図 2.1.10₋₂　クラック伝ば状況図



(a)　S－1　模型（T型スチフナ型）

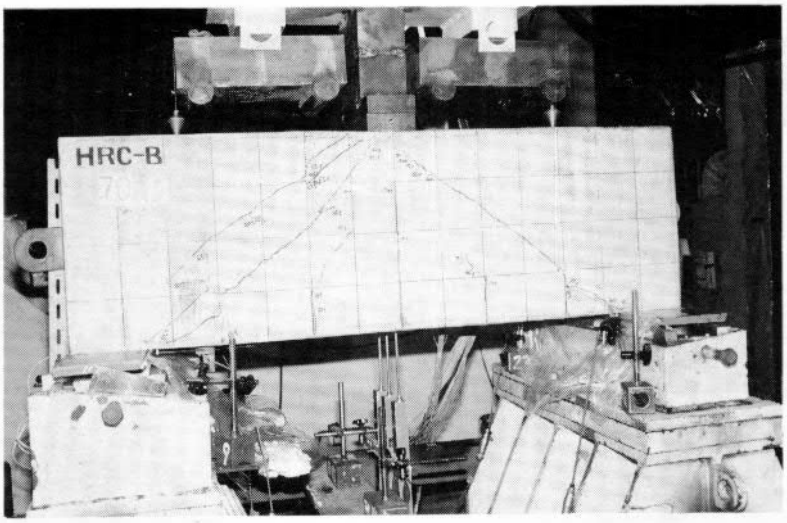


(b)　S－2　模型（フラットスチフナ型）

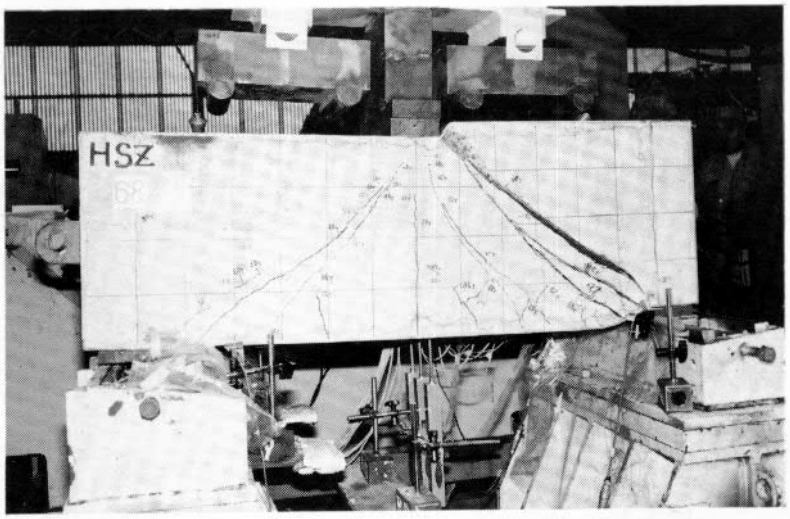


(c)　S－3A 模型（鉄筋補強型）

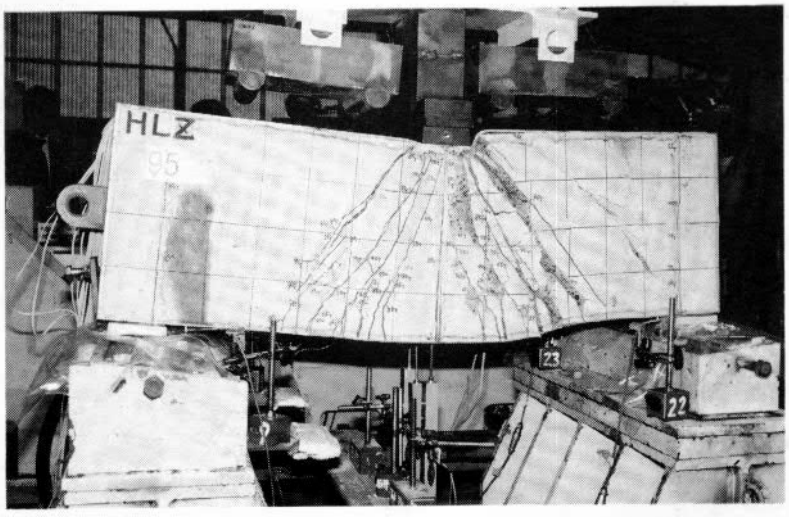
写真 2.1.8-1　クラック発生状況



(d) S－3B 模型（鉄筋補強型）

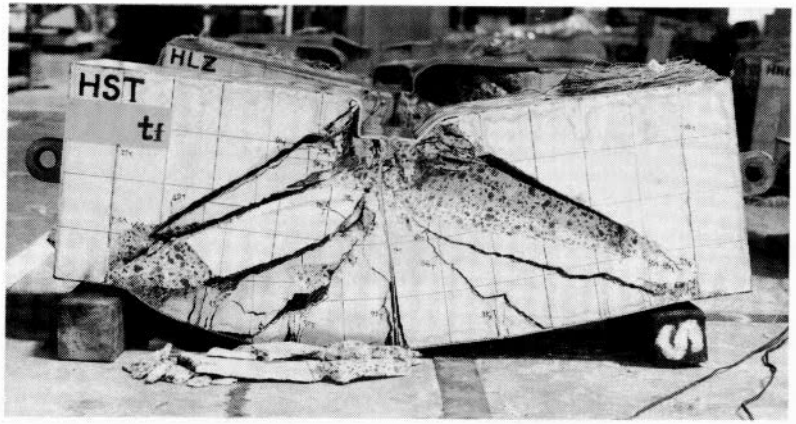


(e) S－4 模型（スタッドジベル型）

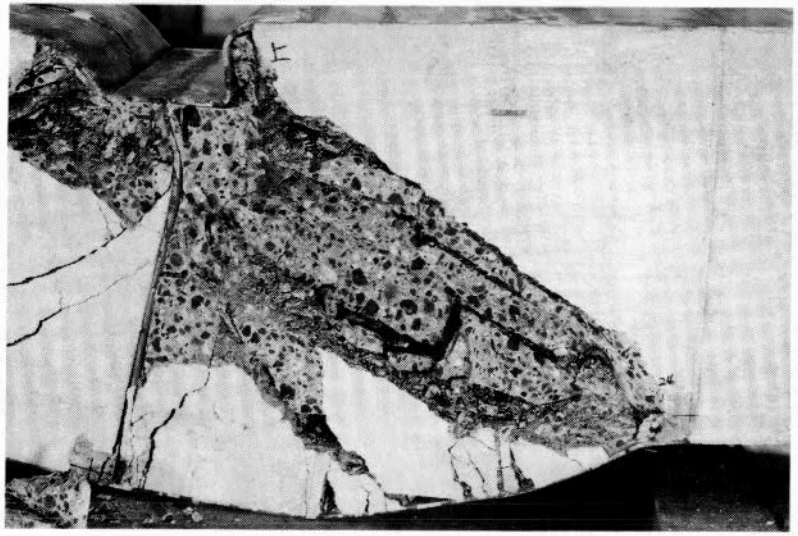


(f) S－5 模型（長尺スタッドジベル型）

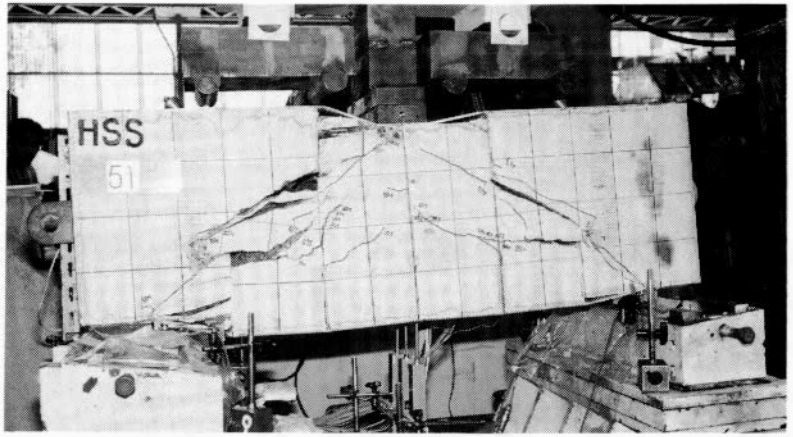
写真2.1.8-2 クラック発生状況



(a) S－1



(b) S－1 模型（T型スチフナ型）

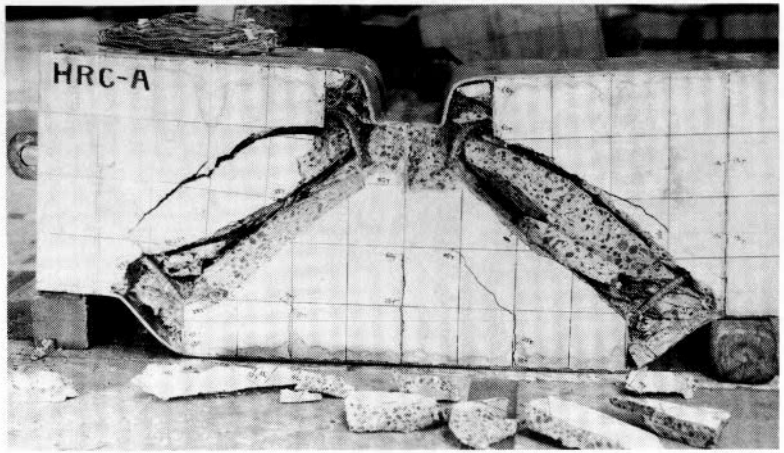


(c) S－2

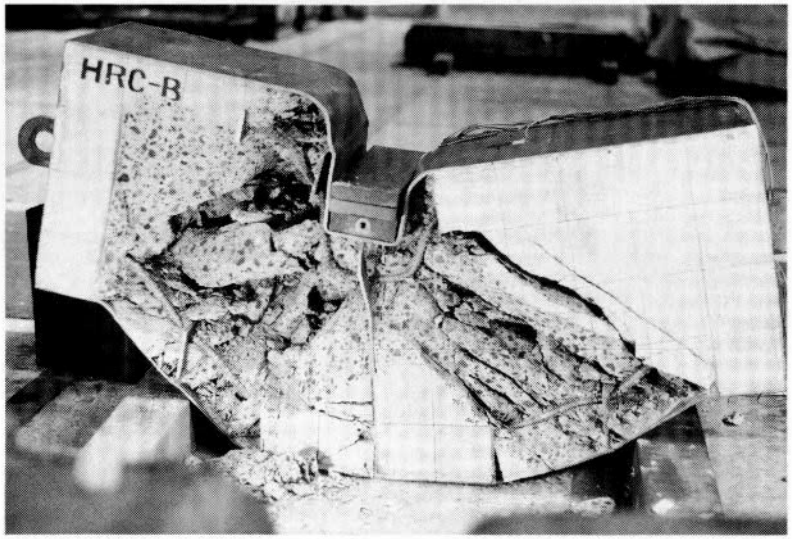


(d) S－2 模型（フラットスチフナ型）

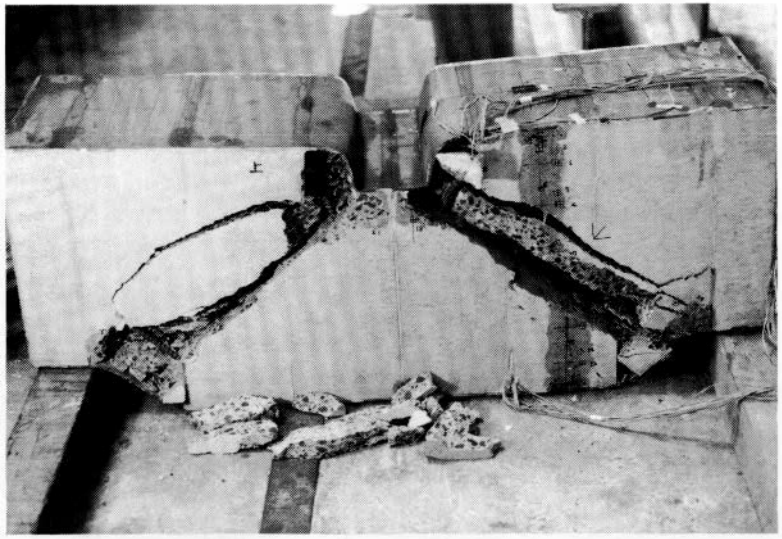
写真2.1.9-1 破 壊 状 況



(a) S-3 (A)



(c) S-3 B

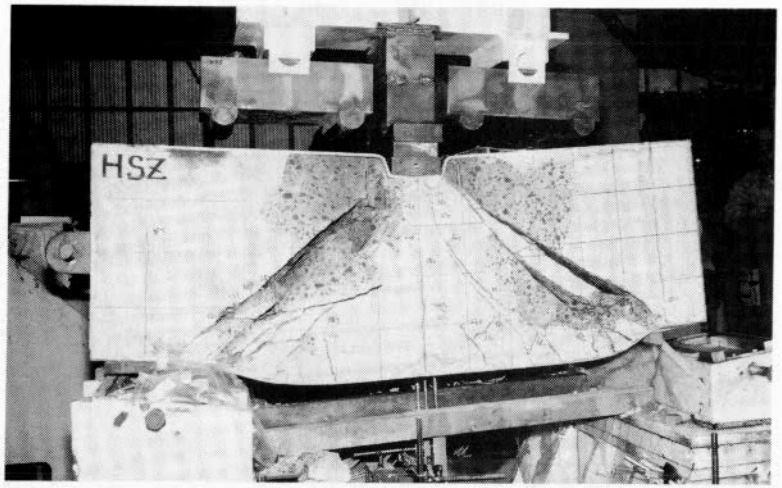


(b) S－3A 模型（鉄筋補強型）

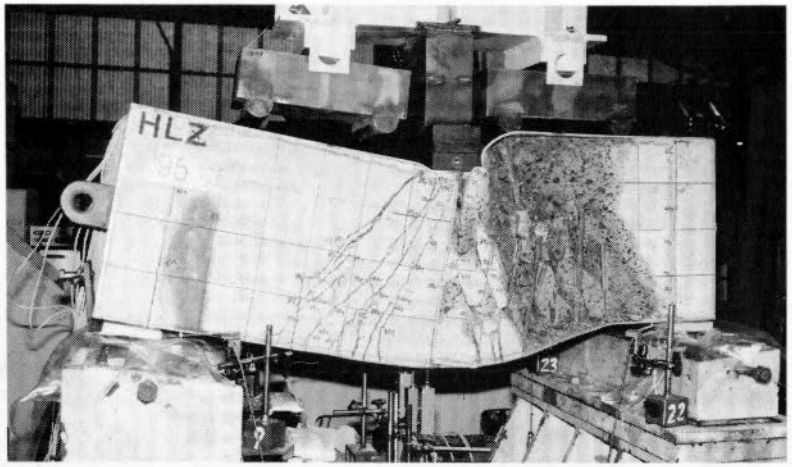


(d) S－3B 模型（鉄筋補強型）

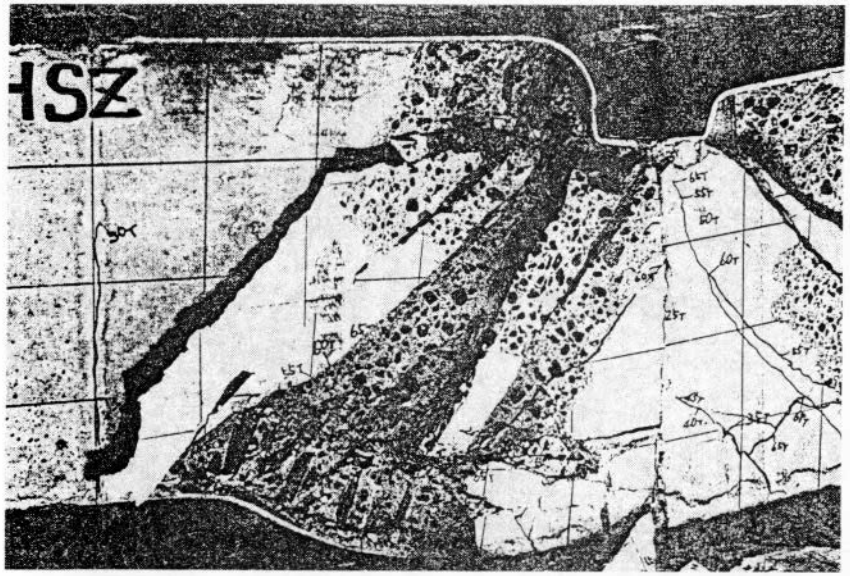
写真 2.1.9-2 破 壊 状 況



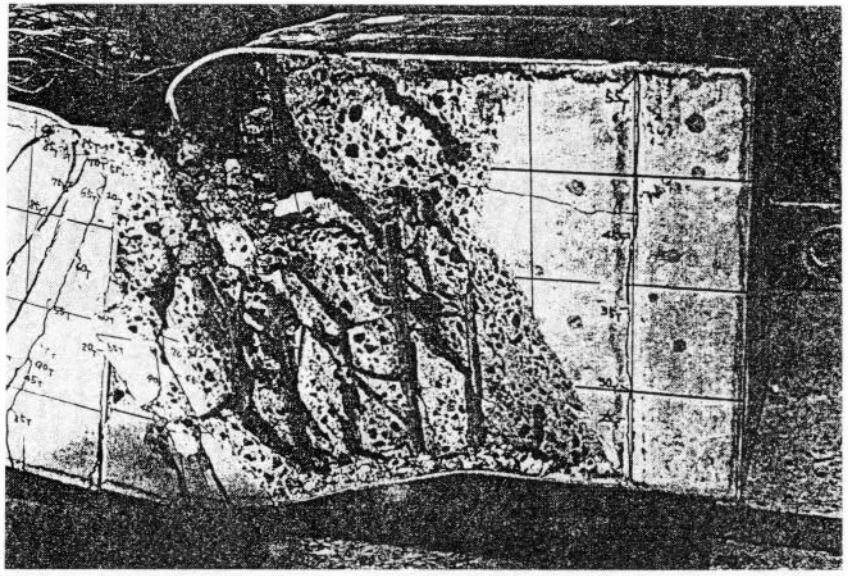
(a) S-4



(c) S-5



(b) S－4 模型（スタッドジベル型）



(d) S－5 模型（長尺スタッドジベル型）

写真2.1.9-3 破 壊 状 況

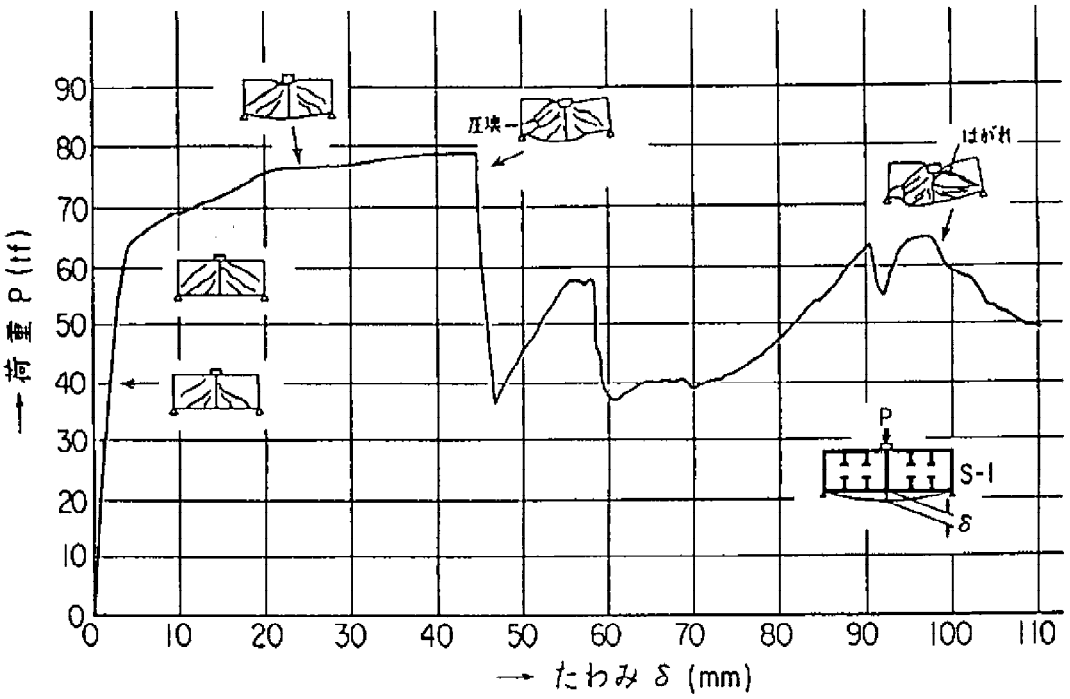


図 2.1.11　荷重ーたわみの関係と破壊状況　（S－1）

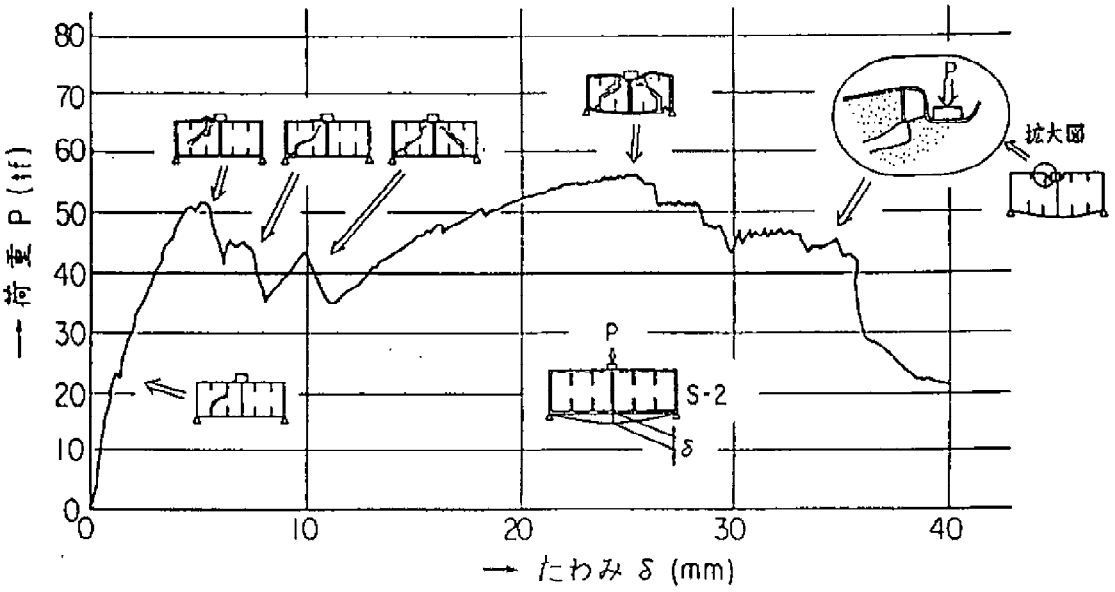


図 2.1.12　荷重ーたわみの関係と破壊状況　（S－2）

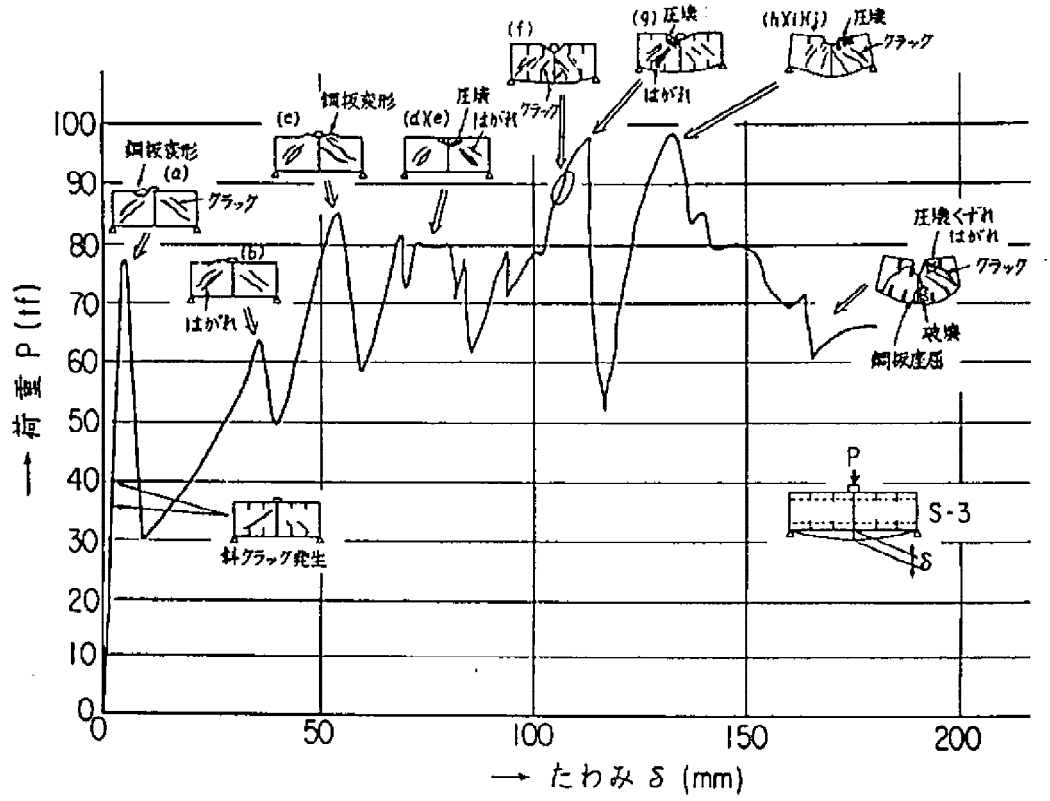


図 2.1.13　荷重～たわみの関係と破壊状況　（S－3_B）

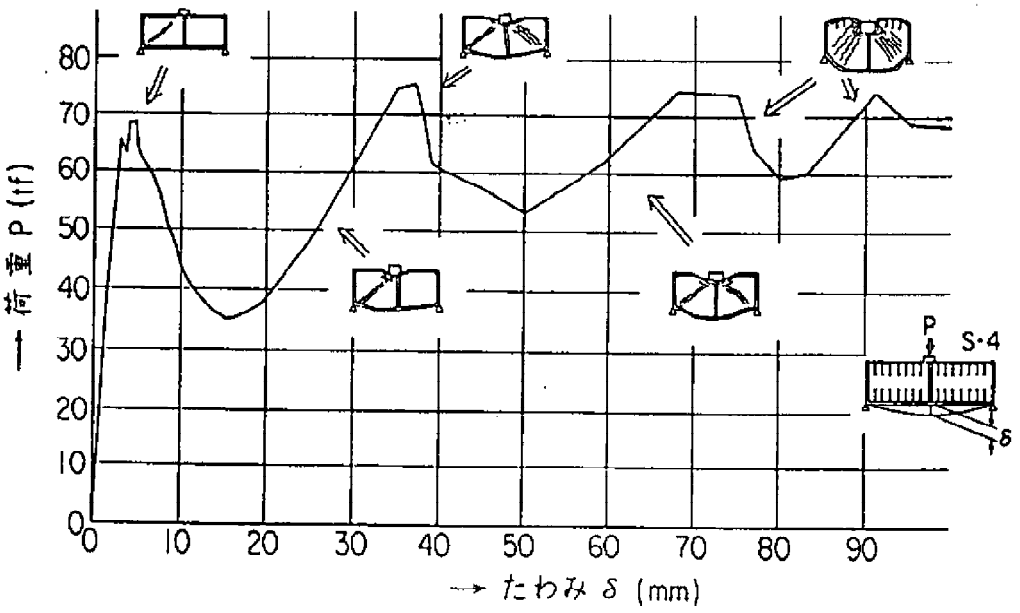


図 2.1.14　荷重～たわみの関係と破壊状況　（S－4）

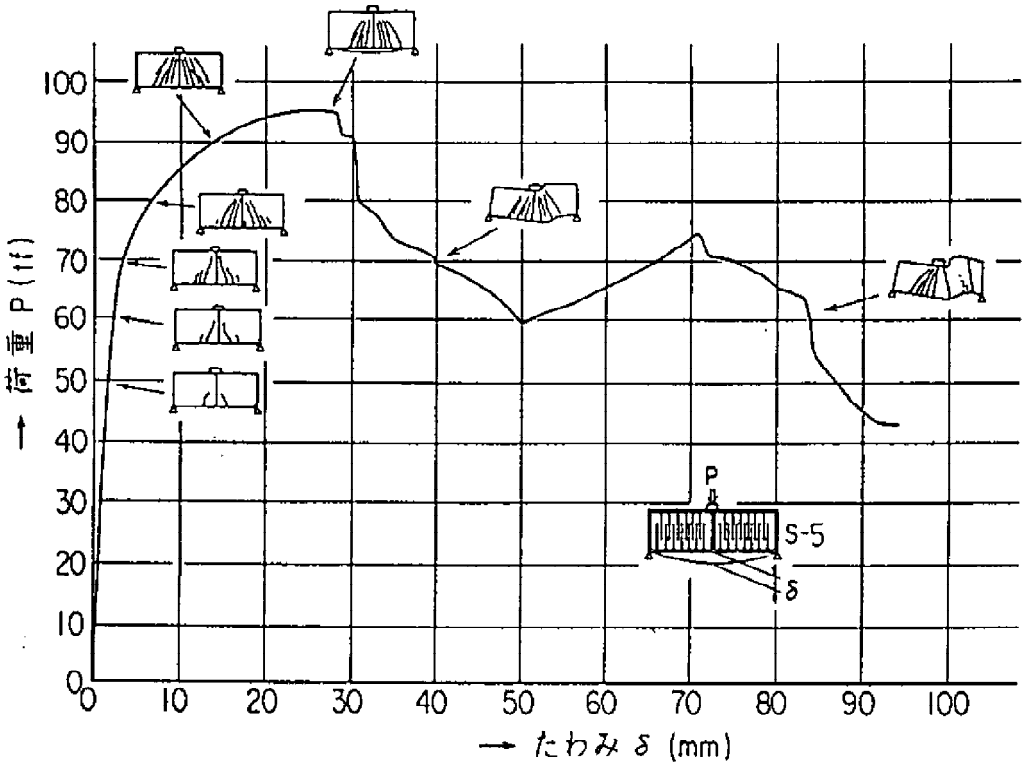
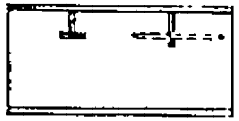


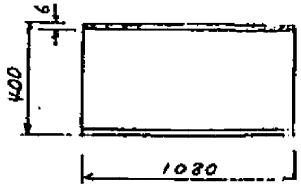
図2.1.15　荷重ーたわみの関係と破壊状況　（S－5）

表 2.1.4 試 験 結 果

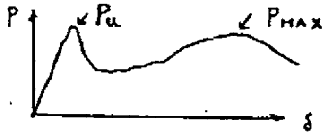
項目 / 模型	鋼材体積比 P (%)	最終強度 Pu (tf) *	最大強度 PMAX(tf) *	靭性(タフネス) A (p-δ) δ=40mm まで (cm·tf)	Pu/p	A/p	PMAX/Pu	計算値（極限解析） Puc (tf)	計算値（極限解析） Puc/Pu
S-1 (T型スチフナ)	2.6	78.1	65.0	266	30.0	102	0.83	86.7	1.11
S-2 (フラットスチフナ)	2.2	51.6	55.7	162	23.4	74	1.08	86.7	1.68
S-3A (鉄筋補強) (t=6.0)	2.4	76.3	86	143	32.0	60	1.12	110.5	1.44
S-3B (鉄筋補強) (t=4.5)	2.25	73.1	84	179	32.5	80	1.15	94.3	1.29
S-4 (短ジベル)	2.35	68.2	75.3	194	29.0	83	1.10	86.7	1.27
S-5 (長ジベル)	3.3	96.1	74	316	29.1	96	0.77	86.7	0.90

(*) 最大荷重は最終強度後の最大の荷重を示す。





: p= 1.5%



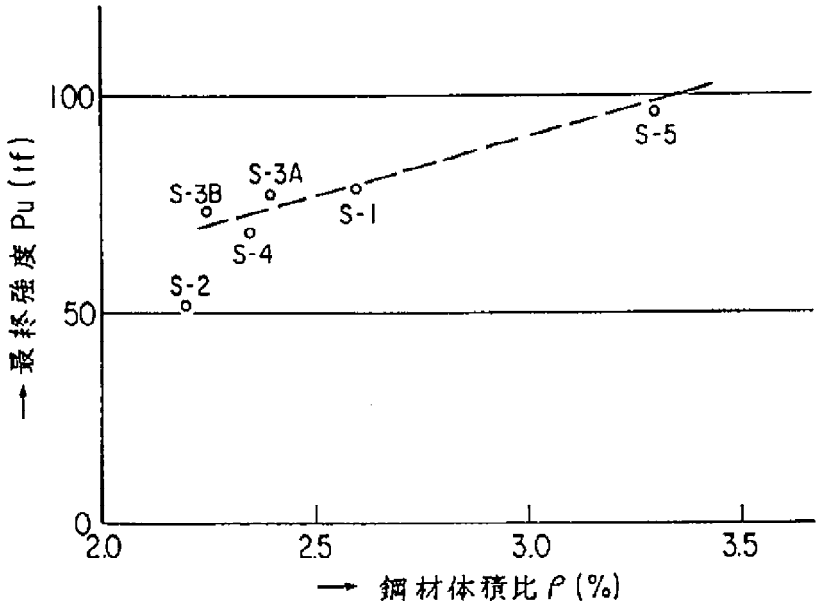


図 2.1.16　鋼材体積比と最終強度との関係

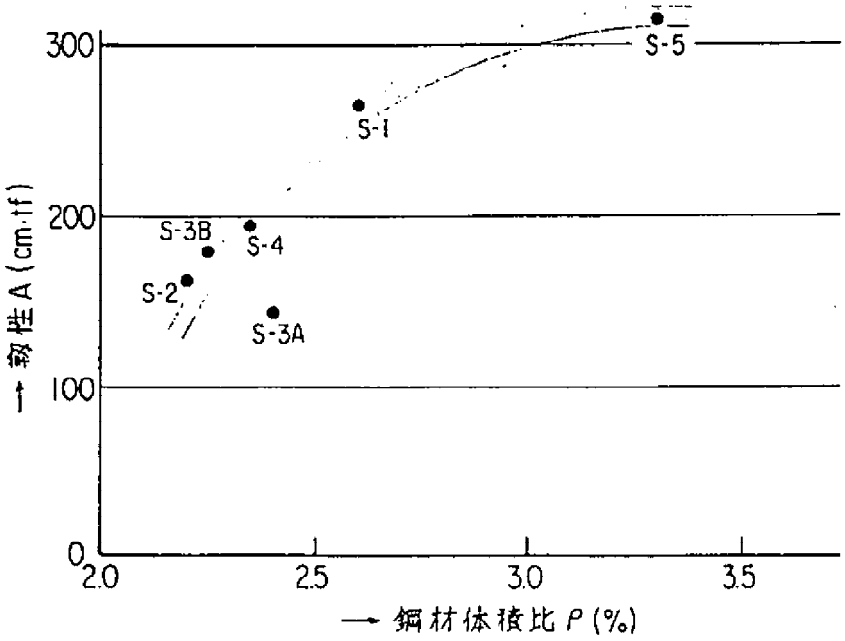


図 2.1.17　鋼材体積比と靭性との関係

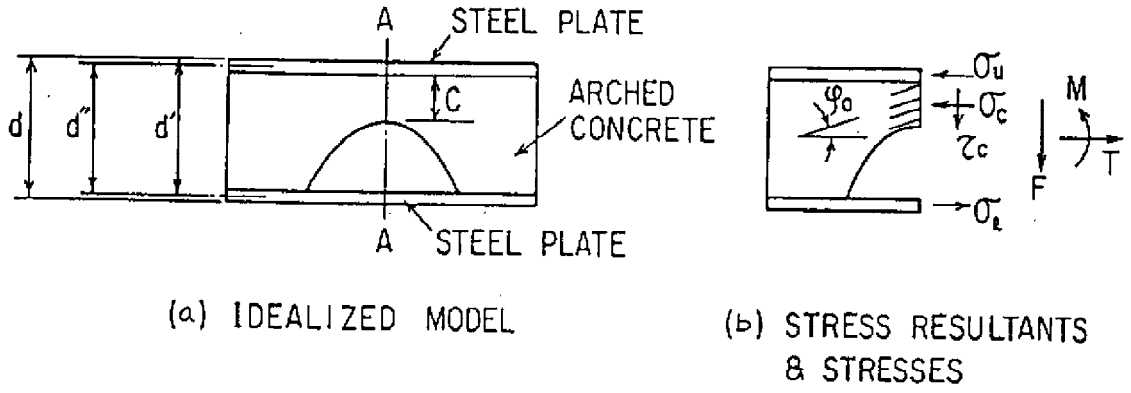


図2.1.18　アーチによるモデル化

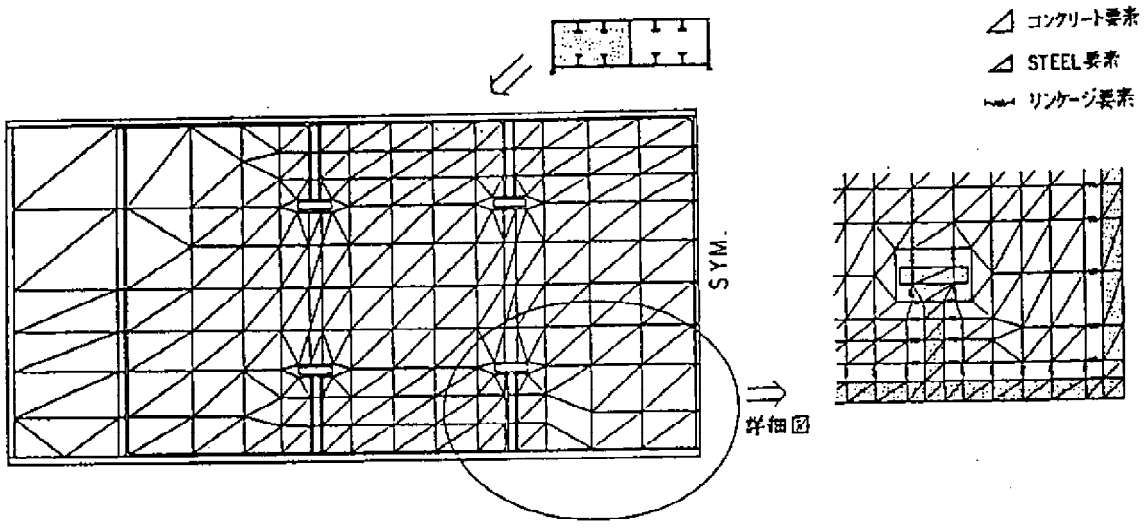


図2.1.19　S－1 模型の要素分割図

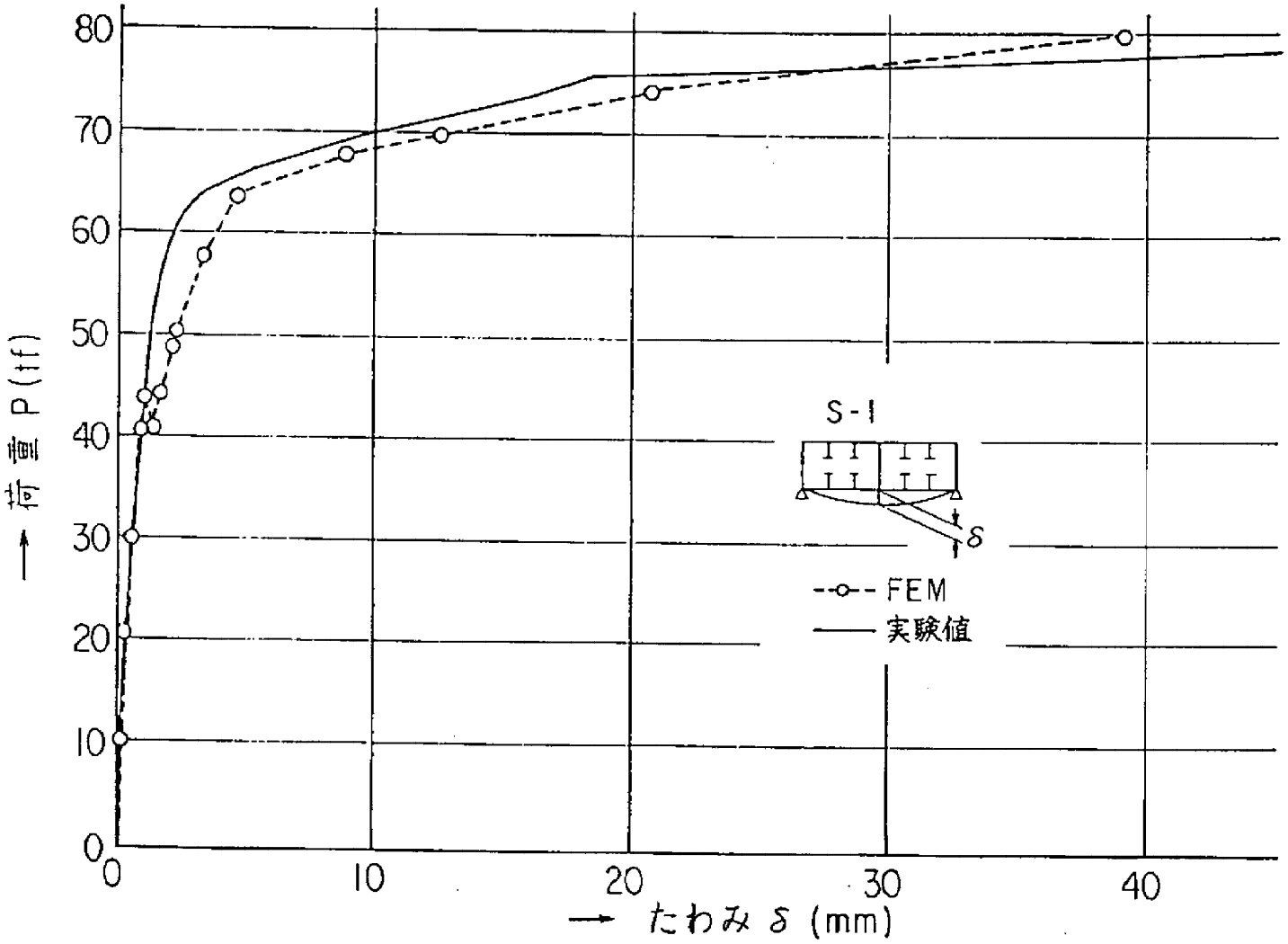


図 2.1.20　荷重ーたわみの関係（FEM計算結果と実験値との比較）

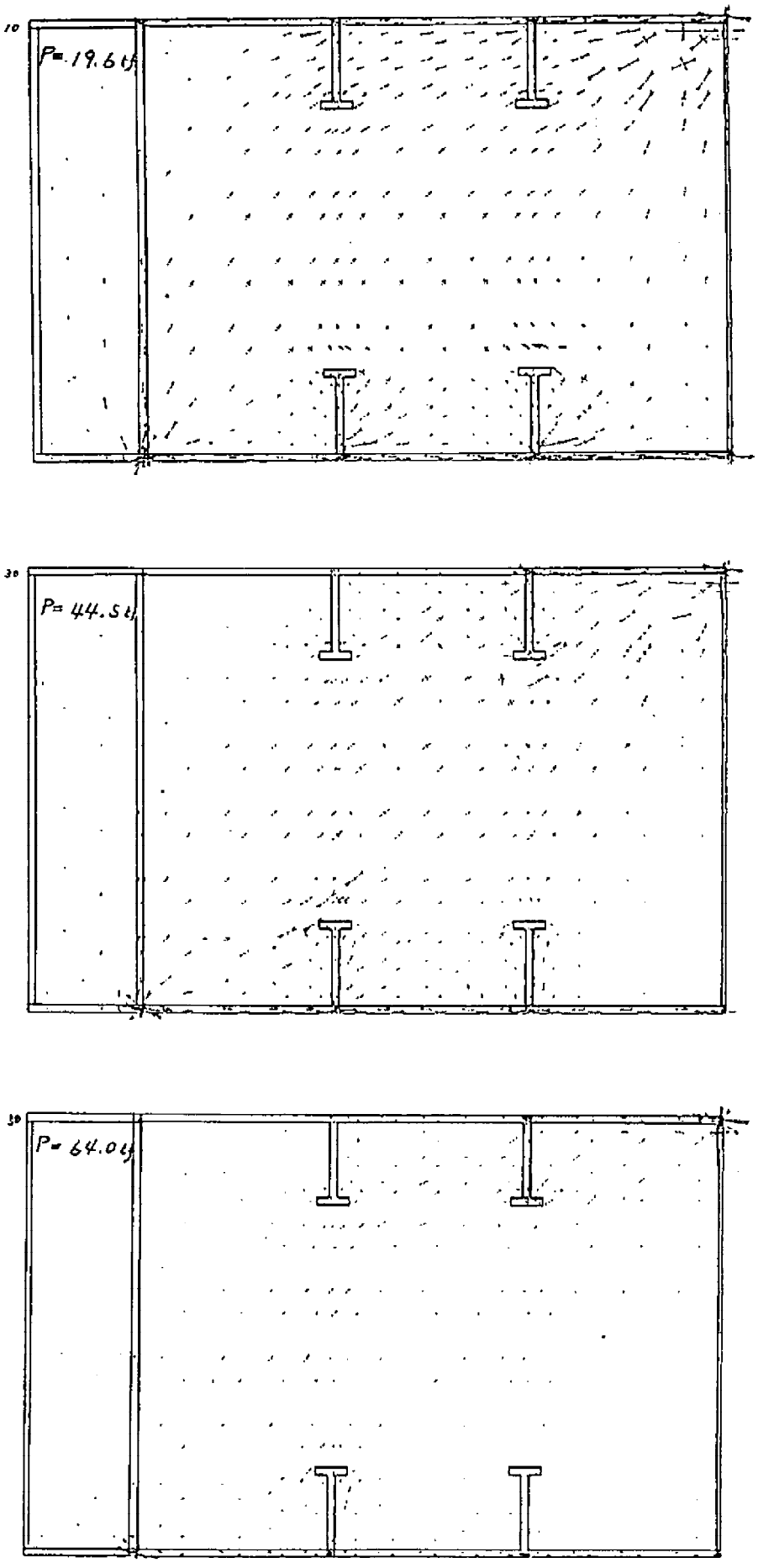


図2.1.21　主応力分布（S－1）

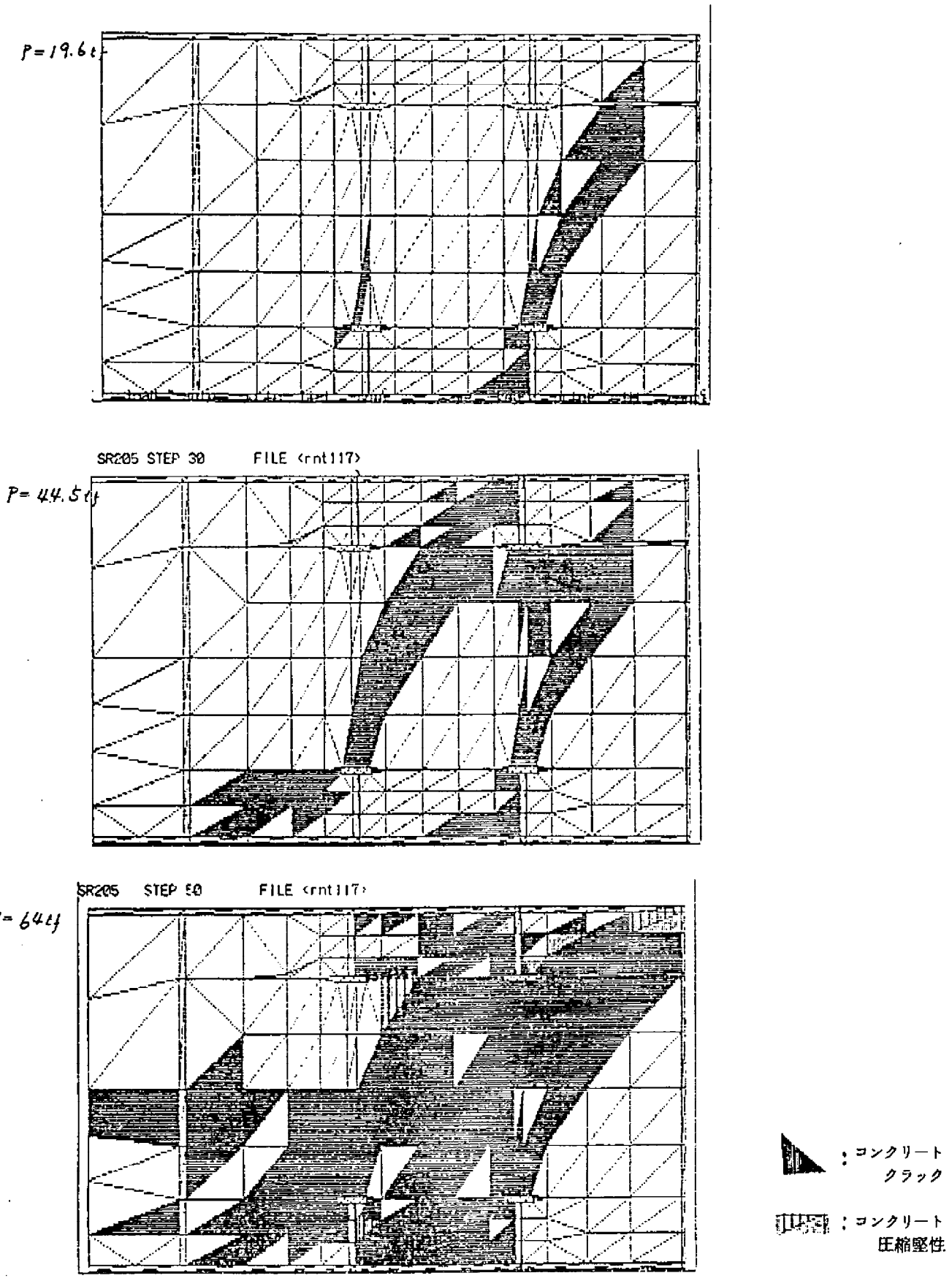


図 2.1.22　要素特性の変化（S－1）

2。　サンドイッチ式コンポジット構造の疲労強度特性の検討　II

まえがき

サンドイッチ式コンポジット構造は、鋼板間にコンクリートを充填した構造である。鋼板とコンクリートが一体として働き、コンポジット構造の特性を発揮するためには鋼板にコンクリートを結合させるずれ止めを取り付けることが必要である。昭和６２年度には、５種類のずれ止めを取り付けたせん断型模型を用いて鋼板とコンクリートとの結合方式を検討した。
昭和６３年度は、結合方式としてＴ型の型鋼を取り付けたＳ－１模型、及び長尺のスタッドボルトを取り付けたＳ－５模型の２種類の模型について、繰り返し荷重を作用させて疲労強度特性を検討した。

2。1　模型実験

2。1。1 試験模型

鋼板とコンクリートから構成されるサンドイッチ式コンポジット構造の試験模型はせん断型模型で、せん断スパンと桁高との比は、1.35とした。鋼板とコンクリートとのずれ止めの形式によって図2。2。1-2。2。2に示すように２種類、各３体、計６体制作した。

Ｓ－１模型は、圧縮側及び引張側鋼板にずれ止めとしてＴ型の型鋼を取り付けて鋼板とコンクリートを一体化している。Ｓ－５模型はずれ止めとして長尺のスタッドボルトを用いて斜め引張クラックの発生やクラックの開口幅の抑制を意図したものである。

写真2。2。1及び写真2。2。2にコンクリート打設前の鋼製枠を示す。

実験に使用したコンクリートは設計強度450kgf/cm^{2}の軽量コンクリートでその示方配合を表2。2。1に示す。使用鋼材は軟鋼である。

コンクリート打設状況を写真2。2。3-2。2。4に示す。

2。1。2 試験装置及び試験方法

模型には中央集中荷重を繰り返し作用させて疲労強度特性を調査した。繰り返し載荷試験は、75tf型油圧ジャッキを用いて、手動で載荷、除荷を繰り返した。試験荷重は、下限荷重を10tfとし、上限荷重には、最終強度に近い荷重Ｐ$_r$を選んだ。繰り返し回数は100回作用としたが、100回の繰り返し載荷によって破壊しなかった模型については、繰り返し荷重試験後に単調に荷重を

増加させ、繰り返し荷重試験後の模型の残存強度を調べた。

荷重は試験装置の表示盤及びロードセルによって計測した。コンクリートのクラックの進展は各荷重段階で目視観察した。

写真2.2.5及び写真2.2.6に試験状況を示す。

2.1.3 試験結果

（1）材料試験

試験模型に使用したコンクリート及び鋼板の材料試験の結果を表2.2.2及び表2.2.3に示す。コンクリートの圧縮及び割裂試験は円柱試験体（100φ x 200mm）によって、曲げ試験及びせん断強度試験は、直方体試験体（100x100x450mm）により実施した。表中には参考として1977年、及び1987年に実施したS－1模型と同一タイプの材料試験結果を示す。

（2）疲労試験結果

（a）S－1型模型

（イ）S－1A模型（静的載荷）

S－1模型に単調に載荷し、破壊させた場合の荷重ーたわみの関係を図2.2.3に示す。なを、荷重60tfにおいて試験機が故障したので、一旦除荷し、再度載荷した。クラックの伝播状況を図2.2.36(a)に示す。

図2.2.10及び図2.2.11に圧縮側及び引張側鋼板の荷重と歪との関係を示す。また、図2.2.24及び図2.2.25にコンクリートの荷重と歪との関係を示す。

写真2.2.7に静的載荷試験後の破壊状況を示す。

S－1型模型では、荷重の増加にともないコンクリートにクラックが中央に近い引張側のずれ止めから発生し、せん断の影響で水平軸と45度の角度をなして進展する。次に荷重点と支持点に近いずれ止めからクラックが斜め45度方向に発生する。荷重が増加し、圧縮側鋼板が座屈し、引張側鋼板が降伏すると、コンクリートのクラック幅は拡大し、たわみが急増する。この状態では、クラックの生じていない残りの健全なコンクリートがアーチを形成してせん断力を伝達する。

その後、荷重の増加により引張側鋼板の伸びが増大し、コンクリートのアーチ部は、最終強度P_u＝80tfにおいて、極限圧縮歪に達して圧壊し、模型は支持耐力を失う。その後載荷を継続すると、荷重点近傍の圧縮側鋼板は模型

本体内部に陥没する。そして、圧縮側鋼板は圧壊したコンクリートを押し下げながら変形し、隣接するずれ止めが中央に引き寄せられ、まだ、圧壊していないコンクリートを頂部のコンクリートとして、再び新しいアーチ構造を形成し、支持力を回復するようになる。しかし、荷重がさらに増加すると、再度アーチ部のコンクリートは圧壊し、模型は支持力を失う。

（ロ）Ｓ－１Ｂ模型

Ｓ－１Ｂ模型には繰り返し荷重を作用させた。繰り返し荷重として荷重－たわみの関係から、たわみの急増する位置の荷重(P_y=70tf)と最終強度(P_u=80tf)との中間の荷重P_{r1}＝（P_y+P_u）/2.0、すなわちP_{r1}＝75tfを作用させた。これは最終強度の94%に相当する。繰り返し荷重の最小荷重は、P_{r2}=10tfとした。

図2.2.4に繰り返し荷重試験時の荷重－たわみの関係を示す。図2.2.12及び図2.2.13に鋼板の荷重と歪の関係を示す。図2.2.26及び図2.2.27にコンクリート部の荷重と歪の関係を示す。

図2.2.36(b)に繰り返し荷重によって生じたコンクリートのクラックの伝播状況を示す。図中、実線は第１回の繰り返し荷重を載荷した時のクラックで、破線は繰り返し荷重を作用させたときに生じたクラックを示す。丸印で示した数値は繰り返し回数ｎ（回）を示す。

第１回目の載荷によってクラックは、ずれ止め近傍から発生し、斜め45度方向へ進展した。荷重が70tfに達したとき、コンクリートの斜めクラックの発生によって引張側鋼板が降伏し、歪が増大した。

繰り返し荷重が作用すると、ずれ止め近傍から発生したクラックは、新たに斜め45度方向に進展した。また、荷重点近傍及び支持点近傍では、繰り返し回数の初期の段階でクラックが発生した。その後の繰り返し荷重による新たなクラックは発生しない。

繰り返し回数の増加と共に、引張側鋼板の歪が増大し、それに伴ってコンクリートの斜め引張クラック幅が徐々に増大し、圧縮域のコンクリートの破砕が生じ、たわみが徐々に増加した。

繰り返し回数が100回の時、たわみ量は18mmに達したが、模型は崩壊しなかった。

繰り返し荷重によって破壊しなかったため、静的載荷試験を実施し、繰り返し荷重試験後の最終強度を調査した。図2.1.5に静的載荷試験での荷重－たわみの関係を併記する。繰り返し荷重試験後の最終強度は81tfで、繰り返し荷重が作用しなかったＳ－１Ａ模型の場合よりも大きい。また、最終強度で

のたわみ量は30mmで、変形能力の低下は見られなかった。したがって、最終強度の94%の繰り返し荷重では、繰り返し荷重が100回作用した後も最終強度及び変形能力は低下しないことがわかった。

写真2.2.8に繰り返し荷重試験時の模型の状況を示す。

（ハ）Ｓ－１Ｃ模型

Ｓ－１Ｃ模型には繰り返し荷重を作用させた。繰り返し荷重として、最終強度の97.5%に相当する荷重P_{r1}= 78tfを作用させた。　また、繰り返し荷重の最小荷重はP_{r2}=10tfとした。

図2.2.6に繰り返し荷重試験による荷重－たわみの関係を示す。図2.2.16及び図2.2.17に鋼板の荷重と歪の関係を示す。図2.2.28及び図2.2.29にコンクリート部の荷重と歪の関係を示す。

図2.2.36(c)に繰り返し荷重によって生じたコンクリートのクラックの伝播状況を示す。　繰り返し荷重が最終強度に近くなると、第１回目の載荷によって、コンクリートに斜め引張クラックが発生し、クラック幅が拡大し、引張側鋼板が降伏する。また、荷重点及び支持点に近いコンクリートが圧壊歪に達し、圧縮側鋼板は座屈変形を生じるようになる。

繰り返し荷重を作用させると、引張側鋼板の塑性変形量が蓄積され、アーチ部のコンクリートが徐々に破砕され、たわみ量が徐々に大きくなる。繰り返し回数が47回になり、模型中央のたわみが30mmに達したとき、模型は耐荷力を失い崩壊した。

（ｂ）Ｓ－５型模型

（イ）Ｓ－５Ｃ模型（静的載荷）

Ｓ－５模型には単調に静的荷重を載荷し、破壊させた。荷重－たわみの関係を図2.2.7に示す。

コンクリートのクラックの伝播状況を図2.2.37(a)に示す。

図2.2.18及び図2.2.19に圧縮側及び引張側鋼板の荷重と歪との関係を示す。また、図2.2.30及び図2.2.31にコンクリートの荷重と歪関係を示す。

写真2.2.10に静的載荷試験後の破壊状況を示す。

Ｓ－５型模型では、鋼板とコンクリートとは長尺スタッドジベルによって完全に結合されているために、クラックは荷重の増加と共にコンクリートの引っ張り側の領域に等間隔で発生し、荷重点に向かって進展する。引っ張り側鋼板が降伏するとたわみは急増するが、それまでは荷重－たわみ関係は線

形に近い。また、コンクリートは長尺スタッドジベルで拘束されているために荷重点及び支持点から斜め45度に進展する斜め引っ張りクラックは発生しない。荷重がさらに増加するとクラックの開口幅が急増し、コンクリート表面で、剝離が激しくなる。これは載荷部の圧縮側鋼板が模型内に貫入するときに、長尺スタッドジベルも同時にコンクリート内に貫入していくためにコンクリート内部が破砕されるためである。Ｓ－５模型は、最終強度が高く、吸収エネルギーも大きい。

（ロ）Ｓ－５Ａ模型

Ｓ－５Ａ模型には繰り返し荷重を作用させた。繰り返し荷重として荷重－たわみの関係から、たわみが急増するときの荷重(Py=76tf)と最終強度(pu=98tf)との中間の荷重P_{r1}＝86tfを作用させた。これは最終強度P_uの88%に相当する。繰り返し荷重の最小荷重は、P_{r2}=10tfとした。

図2.2.8に繰り返し荷重試験による荷重－たわみの関係を示す。図3.2.20及び図2.2.21に鋼板の荷重と歪の関係を示す。図2.2.32及び図2.2.33にコンクリート部の荷重と歪の関係を示す。

図2.2.37(b)に繰り返し荷重によって生じたコンクリートのクラックの伝播状況を示す。第１回目の載荷によってクラックは引っ張り側コンクリート域に等間隔に発生し、荷重点に向かって進展する。圧縮側鋼板及び引っ張り側鋼板には、降伏応力は発生していない。これは、鋼板と長尺スタッドジベルが強固に結合され、一体として働いているからである。荷重点及び支持点近傍のコンクリートでは圧壊歪に近くなっている。

繰り返し荷重が作用すると引っ張り側コンクリートから新たなクラックが発生し、荷重点に向かって進展する。圧縮側および引っ張り側鋼板及びコンクリートの歪は弾性範囲内であるためにほとんど増加傾向を示さない。

Ｓ－５Ａ模型は、繰り返し荷重を100回作用させても崩壊せず、繰り返し荷重100回後の残留たわみ量は11mmであった。

Ｓ－５Ａ模型は繰り返し荷重によって破壊しなかったため、静的載荷試験を実施し、繰り返し荷重試験後の最終強度を調査した。図3.1.8中に静的載荷試験での荷重－たわみの関係を併記する。繰り返し荷重試験後の最終強度は、98tfで、繰り返し荷重が作用しなかったＳ－５Ｃ模型の場合と同一であった。また、最終強度でのたわみ量は31mmで、変形能力の低下は見られなかった。したがって、最終強度の88%の繰り返し荷重では、100回の繰り返し回数後も最終強度及び変形能力は低下しないことがわかった。繰り返し荷重を作用させた後の静的載荷試験では、たわみ量が50mmのときに試験を終了したが、こ

れは、クラックの発生が模型の片側に偏り、油圧ジャッキに無理な横力が作用するようになったためである。

写真2.2.11に繰り返し荷重試験時の模型の状況を示す。

（ハ）Ｓ－５Ｂ模型

Ｓ－５Ｂ模型には繰り返し荷重を作用させた。繰り返し荷重として、最終強度の96%に相当する荷重P_{r1}=96tfを作用させた。また、繰り返し荷重の最小荷重はP_{r2}=10tfとした。

図2.2.9に繰り返し荷重試験による荷重－たわみの関係を示す。図2.2.22及び図2.2.23に鋼板の荷重と歪の関係を示す。図2.2.34にコンクリート部の荷重と歪の関係を示す。

図2.2.37(c)に繰り返し荷重によってコンクリートに生じたクラックの伝播状況を示す。　繰り返し荷重が最終強度P_uに近くなると、第１回目の載荷によって、多数のクラックが発生し、クラック幅が拡大し、さらに引張側鋼板が降伏する。また、荷重点及び支持点に近いコンクリートが圧壊歪に近ずき、圧縮側鋼板は少し座屈変形を生じるようになる。

繰り返し荷重を作用させると、多数のクラックが発生し、引張側鋼板の塑性変形量が徐々に大きくなり、アーチ部のコンクリートが徐々に圧砕され、たわみ量が大きくなる。繰り返し回数が50回で、模型中央のたわみが30mmに達したとき、模型の耐荷力が減少し、たわみが50mmまで急増する。しかし、その後、耐荷力は回復し、繰り返し回数が80回までは、たわみは徐々に増加して行く。繰り返し回数が81回のとき、たわみが急増し、繰り返し回数が82回の時、模型は崩壊した。図中、途中で荷重－たわみ曲線で、繰り返し荷重の最低荷重がゼロになっているが、これは、模型の変形が大きくなったため載荷部の治具を取り替えるために一時、荷重をゼロにしたためである。

写真2.2.12に繰り返し荷重試験時の模型の状況を示す。

２.２　実験結果の考察

表2.2.4に繰り返し試験の結果を示す。図2.2.38にＳ－Ｎ線図を示す。

図2.2.39、図2.2.40に繰り返し荷重が作用した場合の模型中央のたわみと繰り返し回数との関係を示す。

Ｓ－１Ｂ模型の場合、繰り返し荷重によって徐々にたわみが増加していくが、繰り返し回数が10回をこえるとたわみの増加率は低下する。繰り返し回数が100回でのたわみ量は18mmである。

Ｓ－１Ｃ模型の場合、繰り返し回数に比例して徐々にたわみが増加し、たわみ量が30mmを越えたところでたわみが急激に増加し、崩壊した。

Ｓ－５Ａ模型の場合、第１回目の荷重で9.5mmのたわみが生じるが、第２回目以降の繰り返し荷重による増加の割合は小さく、繰り返し荷重が100回作用したときに、残留たわみ量は第１回目の載荷荷重によるたわみ9.5mmから12.5mmに約3mmだけたわみ量が増加しただけである。

Ｓ－５Ｂ模型の場合、Ｓ－１Ｂ模型と同様に繰り返し回数に比例して徐々にたわみが増加し、たわみ量が30mmを越えたところでたわみが急激に増加し、崩壊した。

図2.2.39、図2.2.40 の結果から、Ｓ－１型模型及びＳ－５型模型の繰り返し荷重による疲労破壊は、繰り返し荷重によって模型スパン中央のたわみ量が徐々に増加し、30mm（静的荷重が作用したときの最終強度に対応するたわみ量に等しい）に達したときに生じると考えられる。

2.3　理論解析（有限要素法による非線形解析）

鋼板とコンクリートからなるサンドイッチ式コンポジット構造は崩壊までにいくつかの要因に基づく非線形挙動を示す。コンクリートは引張によるクラック、圧縮による降伏、圧壊が生じ、鋼板には局部座屈または降伏が生じる。また、コンクリートと鋼板を引き離そうとする力が作用するとそこに間隙が発生し、その部分のコンクリートと鋼板との間には力の伝達が行われない。コンクリートと鋼板の間に滑りが起こることもある。これらの非線形要因を考慮して有限要素解析を行った。なを、今回の解析ではＳ－１型模型の挙動を解析した。

（１）計算モデル、材料定数及び載荷方法

要素分割図を図2.2.41に示す。コンクリート及び鋼板を三角形に分割し、鋼板とコンクリートの間にリンケージ要素を設ける。

（２）計算結果

荷重ーたわみ曲線を図2.2.42.に示す。模型実験結果も同図に示した。図2.2.43に要素特性の変化の計算結果を示す。コンクリートのクラックの伝播及び圧壊の状況の計算結果は実験結果とよく一致している。

図2.2.44に引張側鋼板の中央部の歪と荷重の関係を示す。鋼板の歪は荷重に比例して増加して行くが、クラックが発生すると要素内の荷重の再分配が生じるために歪量は変動を示す。荷重が75tfに達したとき引張側鋼板は降伏

し、歪量は急激に大きくなる。一方、実験結果（Ｓ－１Ａ）では、70tfで引張側鋼板が降伏した。両者はよく一致している。

２。４　まとめ

鋼とコンクリートとを連結する２種類のずれ止めを用いたサンドイッチ式コンポジット構造の梁模型に対しての繰り返しせん断荷重を作用させて、その疲労強度を調査した。主な結論を以下に示す。

（１）Ｓ－１型模型に最終強度の94%の繰り返し荷重を100回作用させた場合、模型は疲労破壊しなかった。その残存最終強度は、静荷重に対する最終強度に等しい。しかし、最終強度の97。5%の繰り返し荷重を作用させると引張側鋼板の塑性変形量が蓄積され、アーチ部のコンクリートが徐々に圧砕され、たわみ量が漸増する。繰り返し回数が47回のとき、模型中央のたわみが30㎜に達して模型は耐荷力を失い崩壊した

（２）Ｓ－５型模型に最終強度の88%の繰り返し荷重を作用させた場合、模型は疲労破壊しなかった。しかし、最終強度の96%の繰り返し荷重を作用させるとコンクリートに多数のクラックが発生し、引張側鋼板の塑性変形が徐々に蓄積される。また、アーチ部のコンクリートは徐々に圧砕される。繰り返し回数が50回で、模型中央のたわみが30㎜に達ったとき、模型のたわみが急増し、耐荷力を失った。

（３）繰り返し荷重を100回作用させて破壊しなかった模型について、繰り返し荷重試験後に荷重を単調に増加させて破壊させたが、繰り返し荷重試験後の模型の最終強度及び変形能力は、静的荷重に対する場合と略同じであり、繰り返し荷重によって最終強度及び変形能力は低下していないことが明らかになった。

（４）Ｓ－１型模型及びＳ－５型模型の繰り返し荷重による疲労破壊は、繰り返し荷重によって模型スパン中央のたわみ量が徐々に増加し、30㎜（静的荷重が作用したときの最終強度に対応するたわみ量に等しい値）に達したときに生じた。

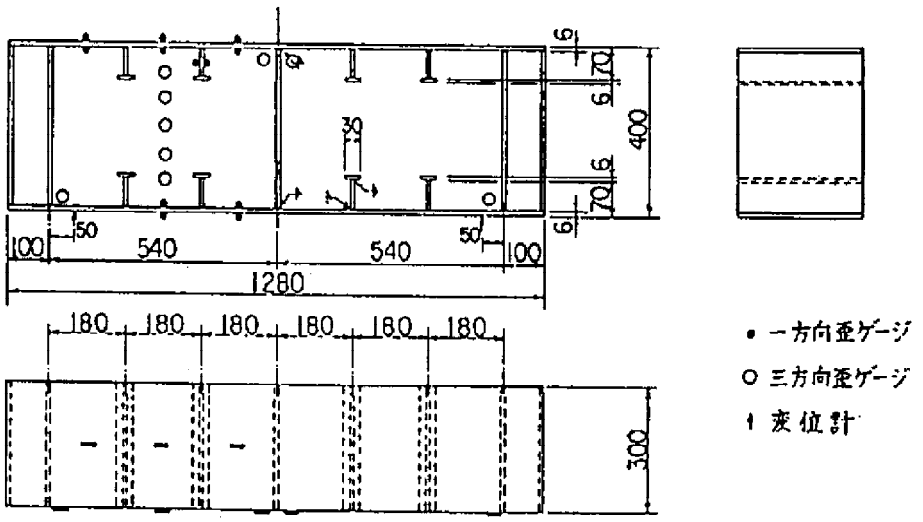


図2.2.1　S－1　模型（T型スチフナ型）

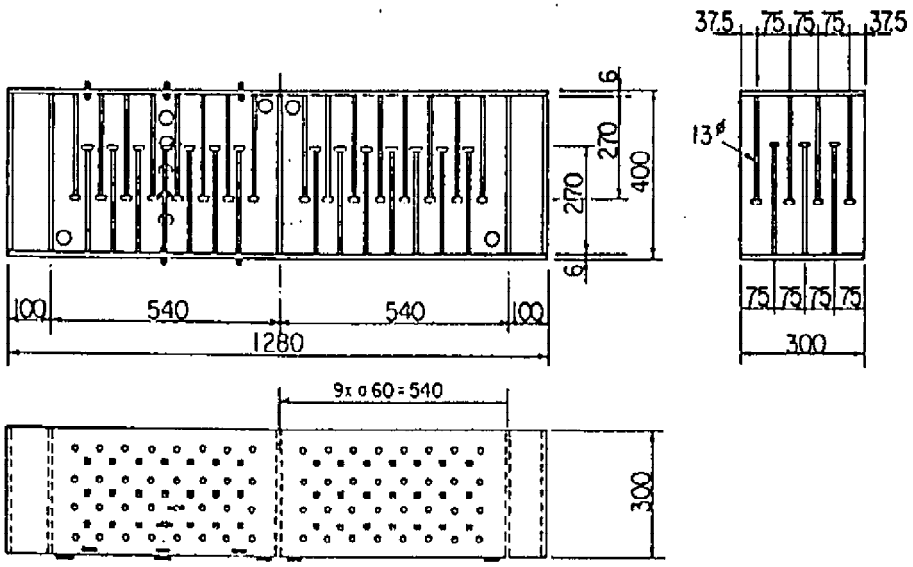


図2.2.2.　S－5　模型（長尺スタッドジベル型）

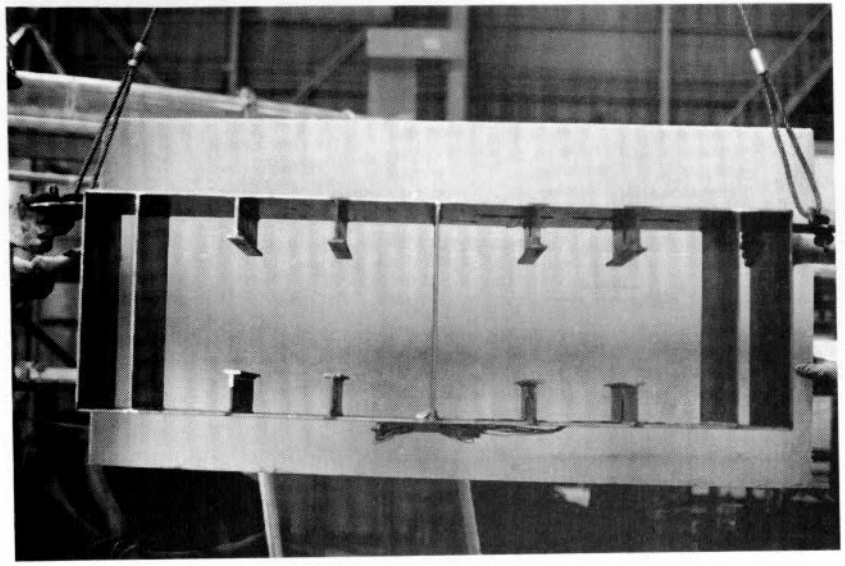
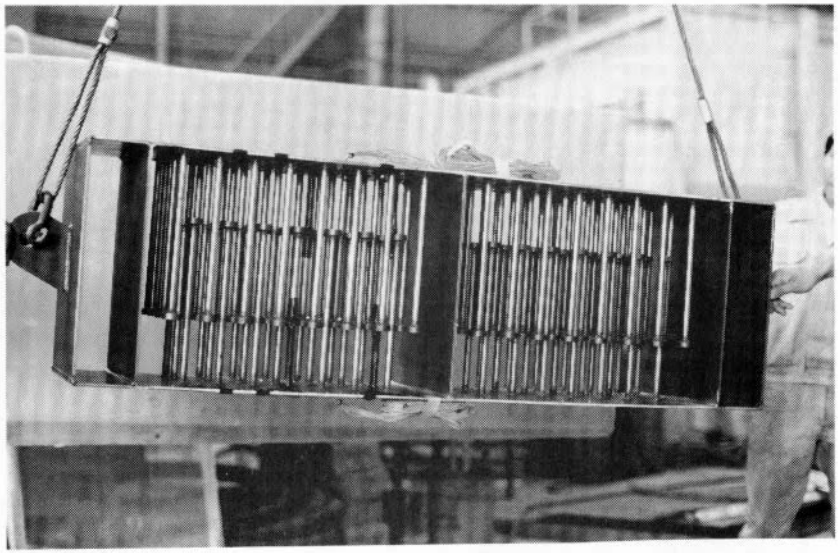
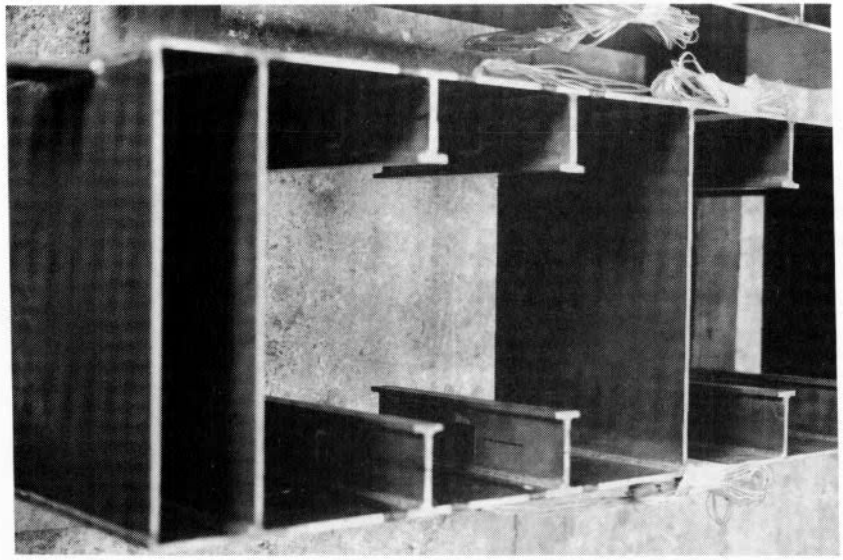


写真2.2.1　S－1　模　型





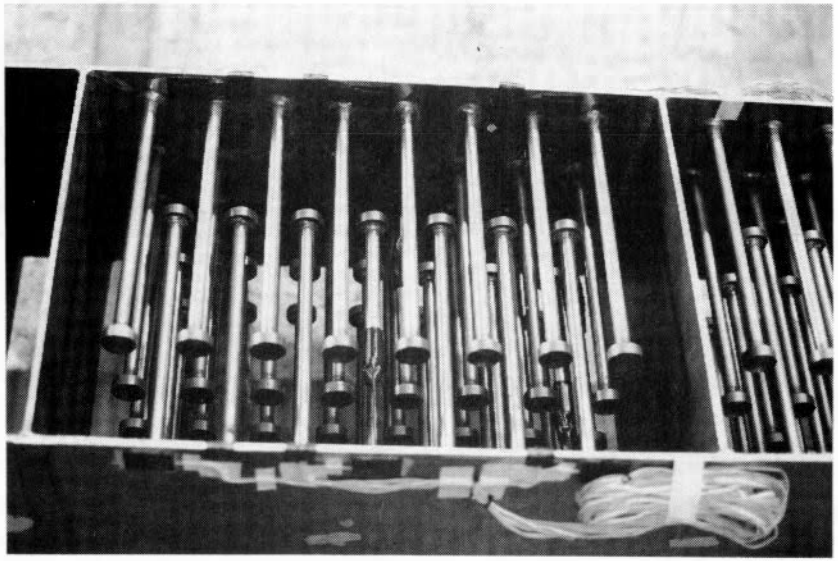


写真2.2.2　S－5　模　型



写真2.2.3　コンクリート打設状況



写真2.2.4　コンクリート打設状況

表2.2.1　コンクリートの示方配合

呼び強度 (kg/cm²)	スランプ (cm)	粗骨材の最大寸法 (mm)	空気量 (%)	W/C (%)	S/a (%)	配合 (kg/m³)				
						C	W	S	G	AM
350	8	15	2	38	37.0	482	183	610	519	9.640

表2.2.2　コンクリートの機械的性質

年度 / 項目		1977	1987	1988
圧縮強さ (kgf/cm²)	δ7	—	345	—
	δ28	305	452	469
引張強さ σt (kgf/cm²)		21	27	25
曲げ強さ σb (kgf/cm²)		41	39	69
せん断強さ τ (kgf/cm²)		69	89	—
ヤング率 Ec (×10 kgf/cm²)		———	1.78	
ポアソン比 γ		———	0.203	

表2.2.3　鋼材の機械的性質

年度 / 項目	1977	1987		1988
厚板 (mm)	(6.0)	5.65	4.45	5.59
降伏応力 σy (kgf/mm²)	25.1	24.7	30.1	28.9
引張強さ σB (kgf/mm²)	35.3	37.5	41.1	36.5
ヤング率 E (×10kgf/mm²)	2.05	1.94	2.01	2.15
伸び (%)	42.2	45.6	41.8	41.6

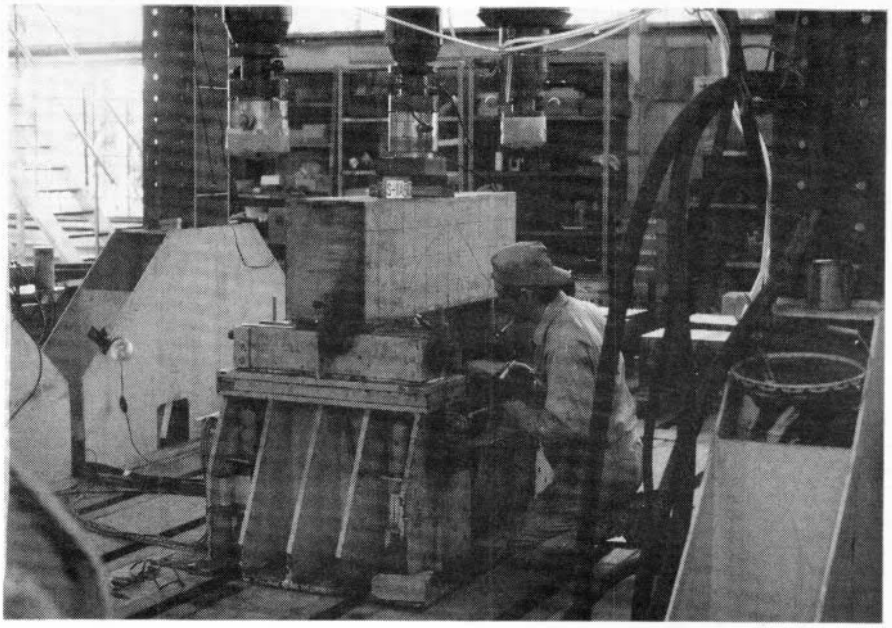


写真2.2.5　試験状況（クラックの観察）

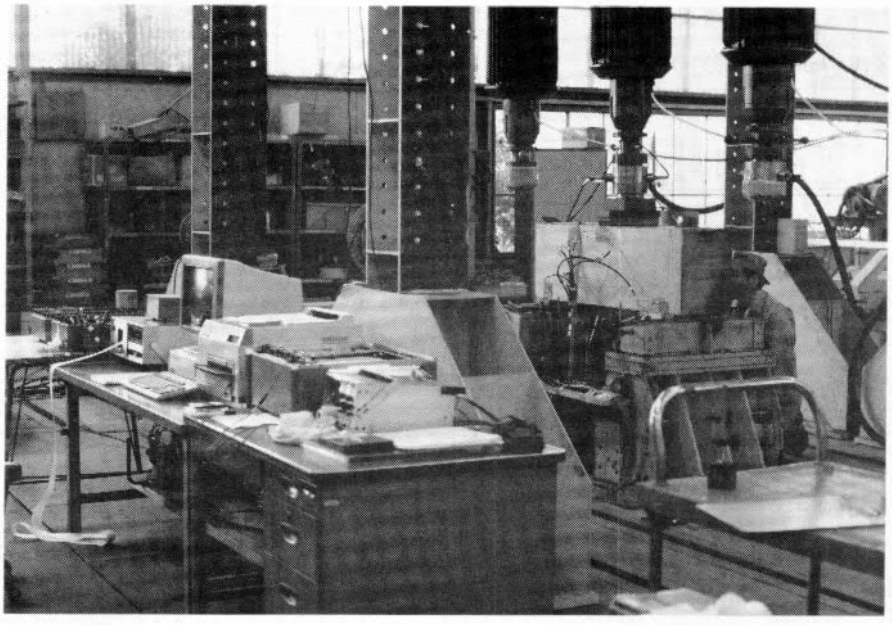


写真2.2.6　試験状況（計測器および模型）

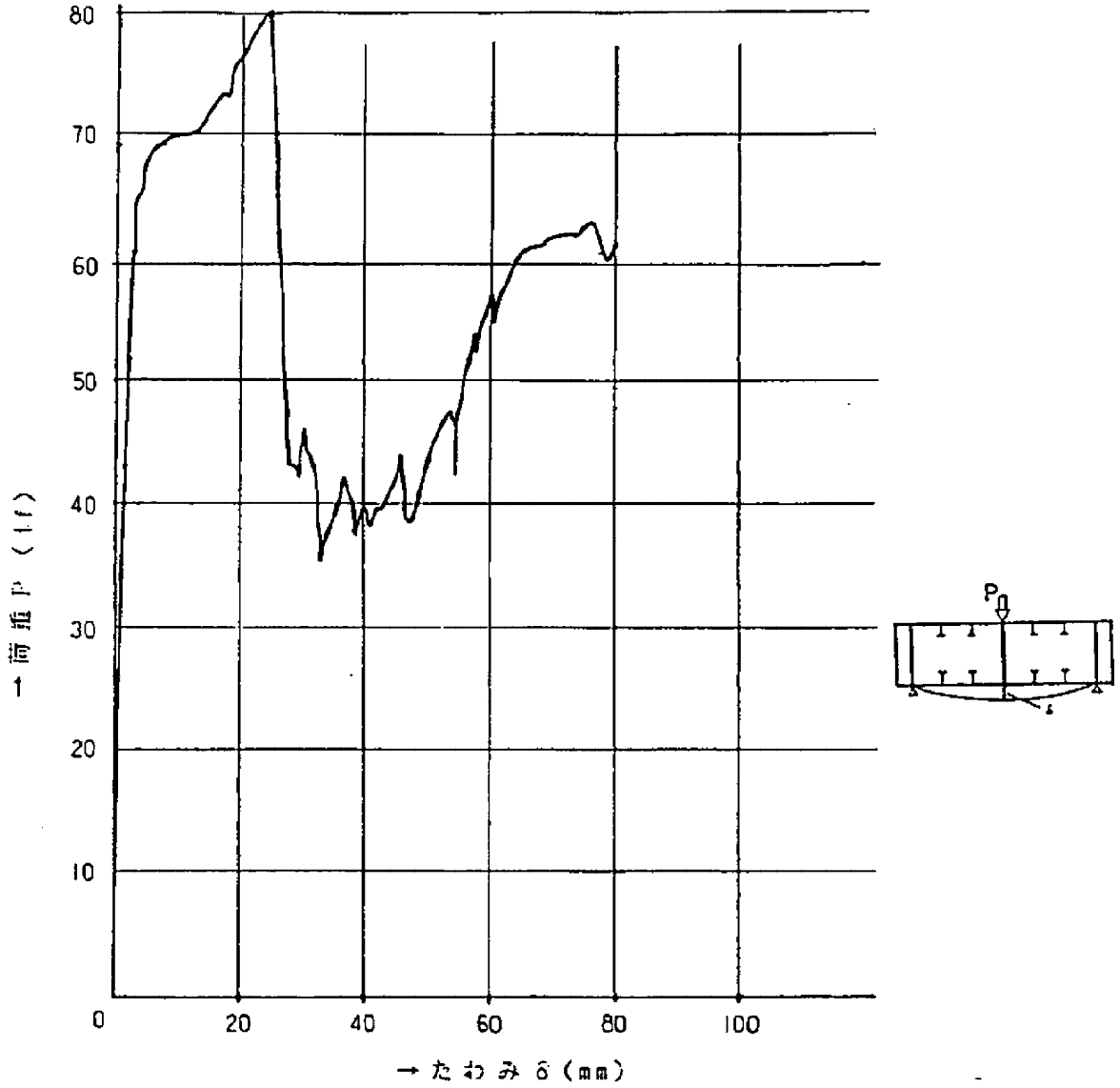


図2.2.3　荷重ーたわみの関係　S－1A

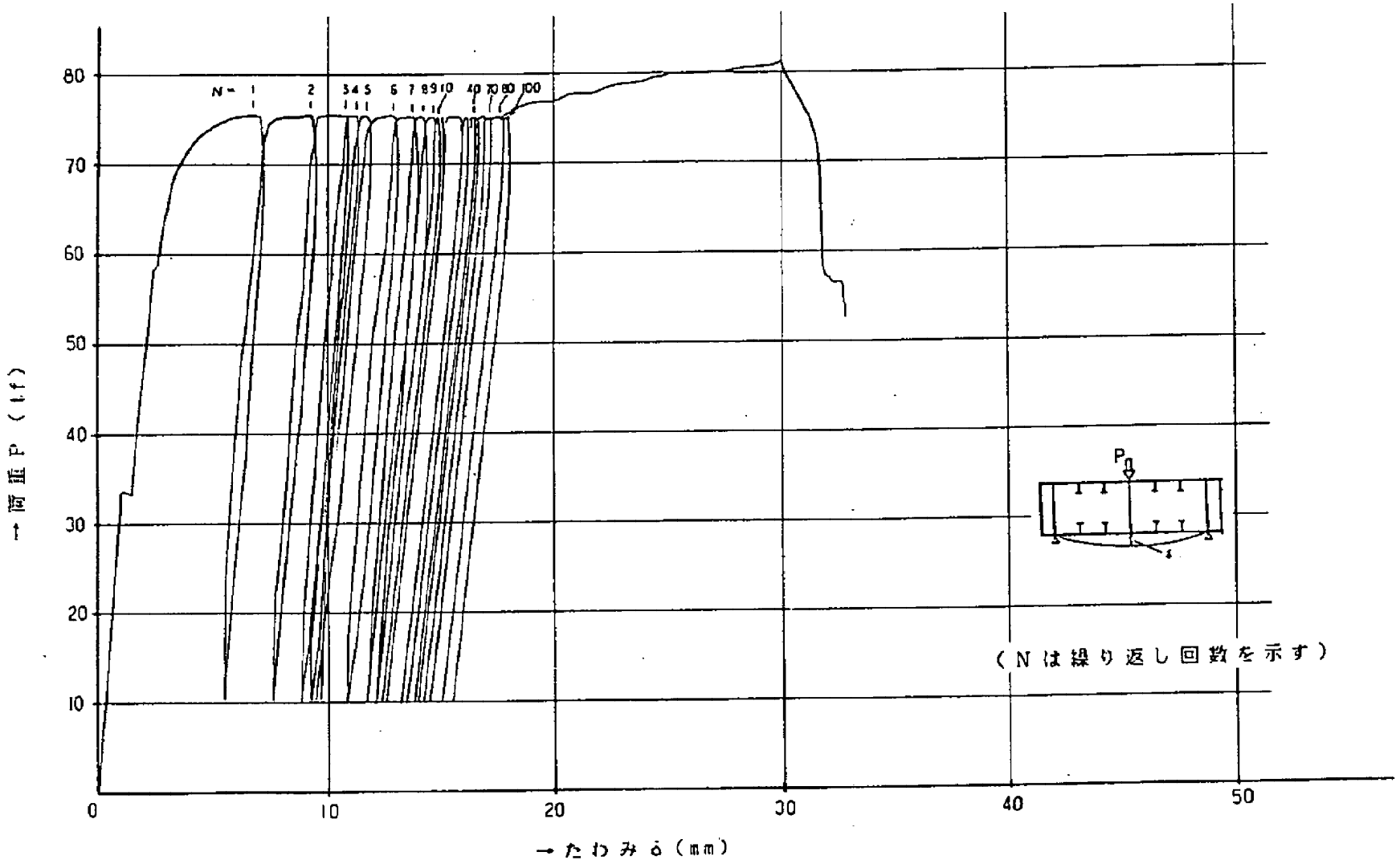


図2.2.4　荷重ーたわみの関係　S－1B

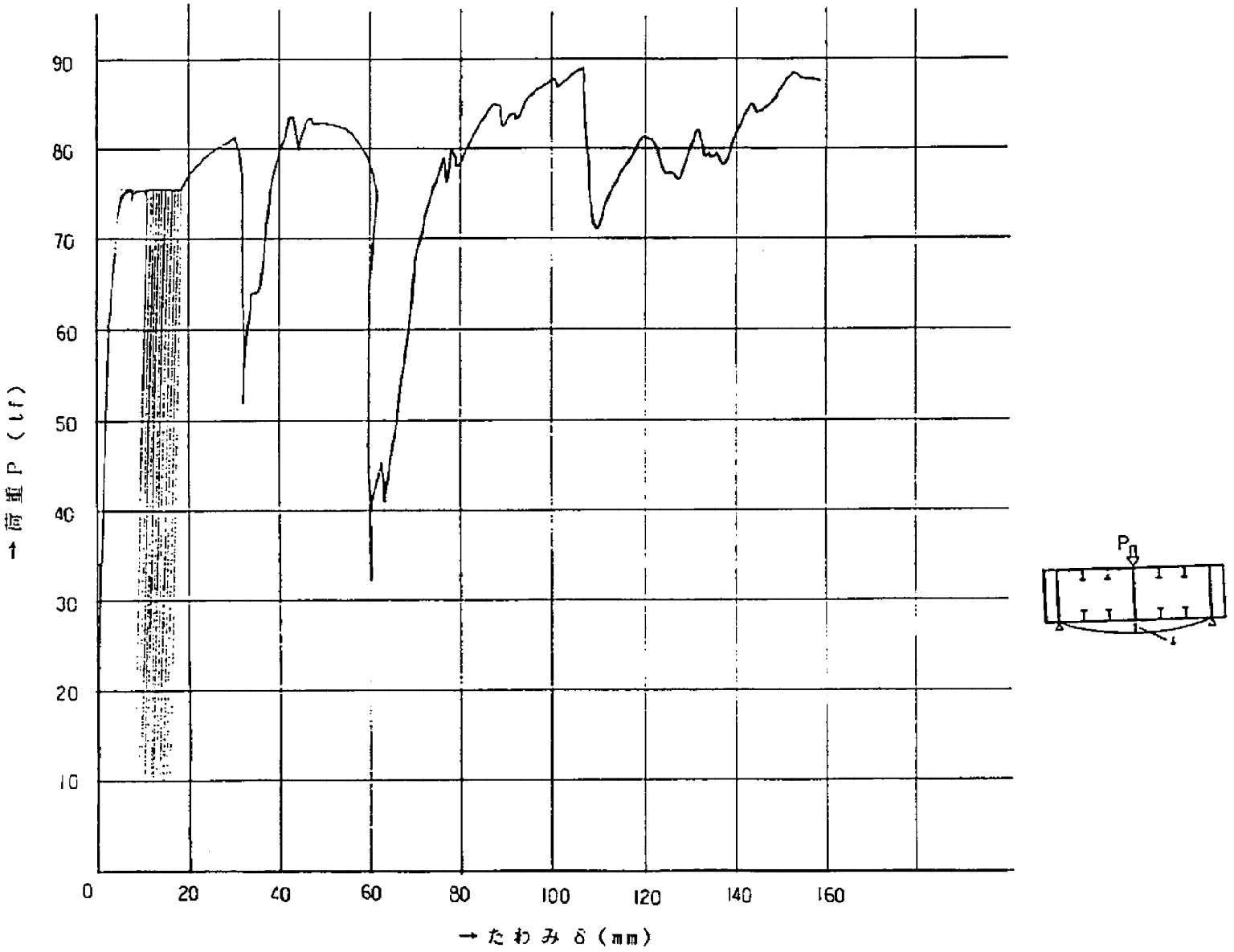


図2.2.5　荷重ーたわみの関係　S－1B

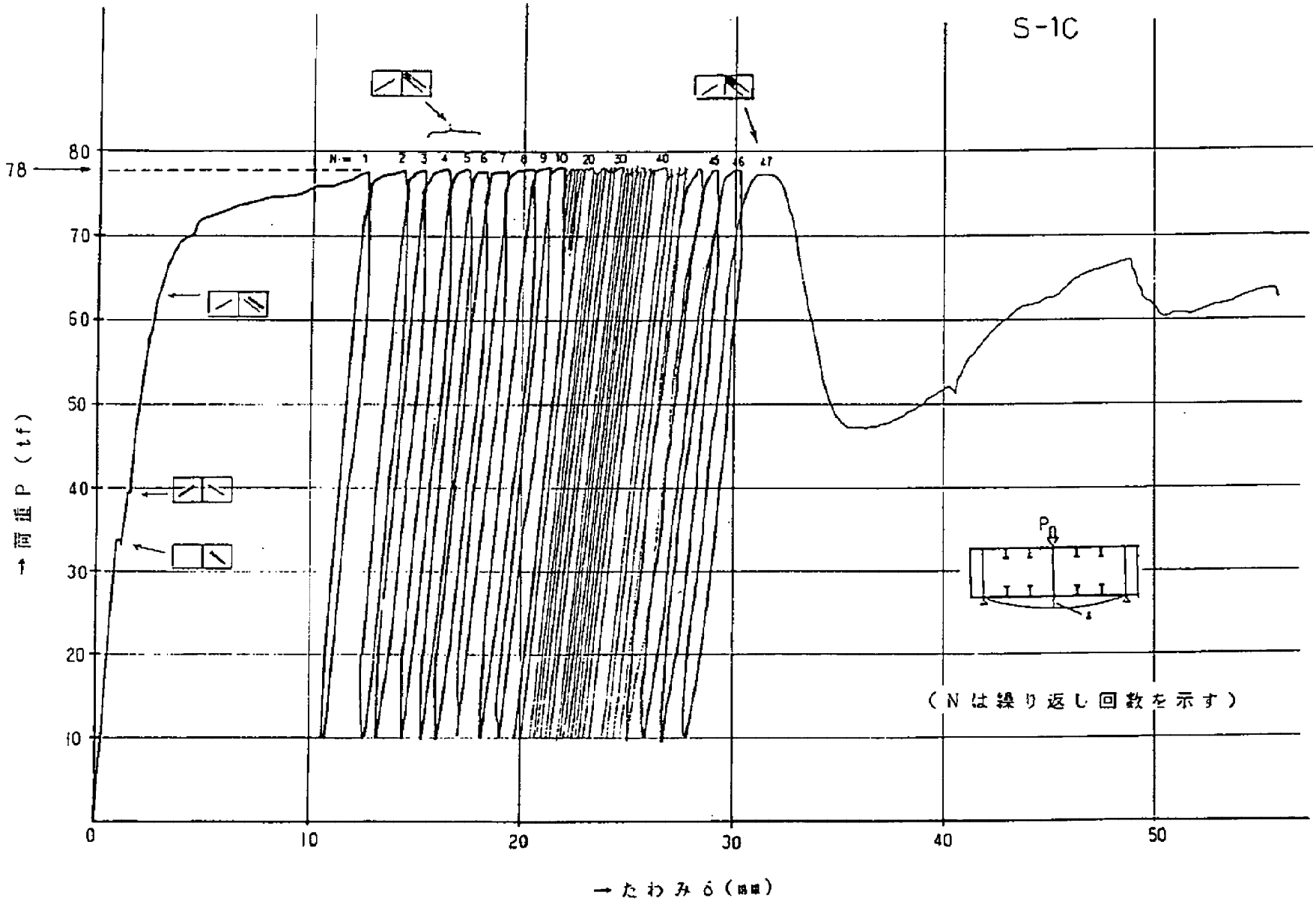


図 2.2.6　荷重ーたわみの関係　S－1C

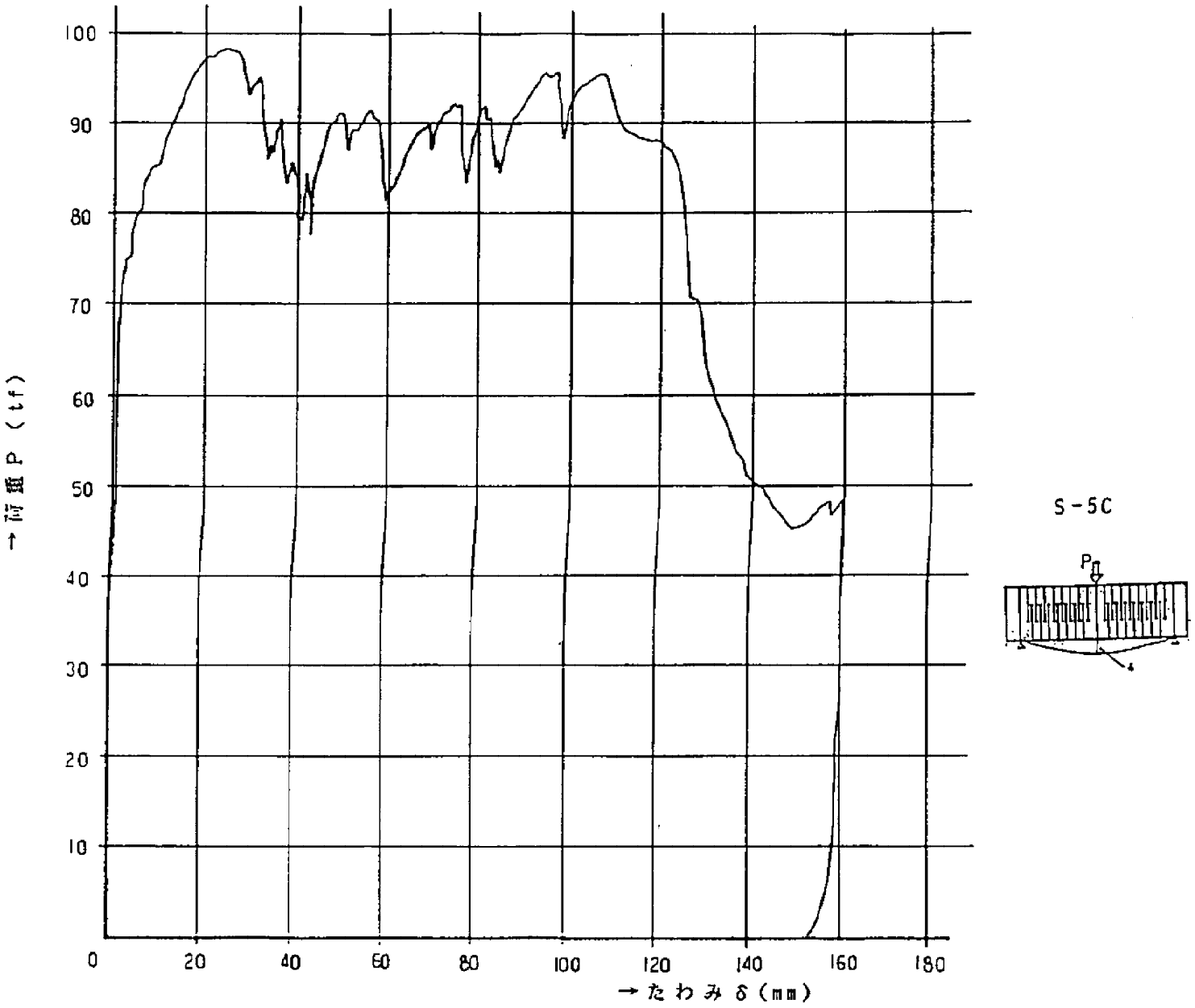


図2.2.7　荷重ーたわみの関係　S－5C

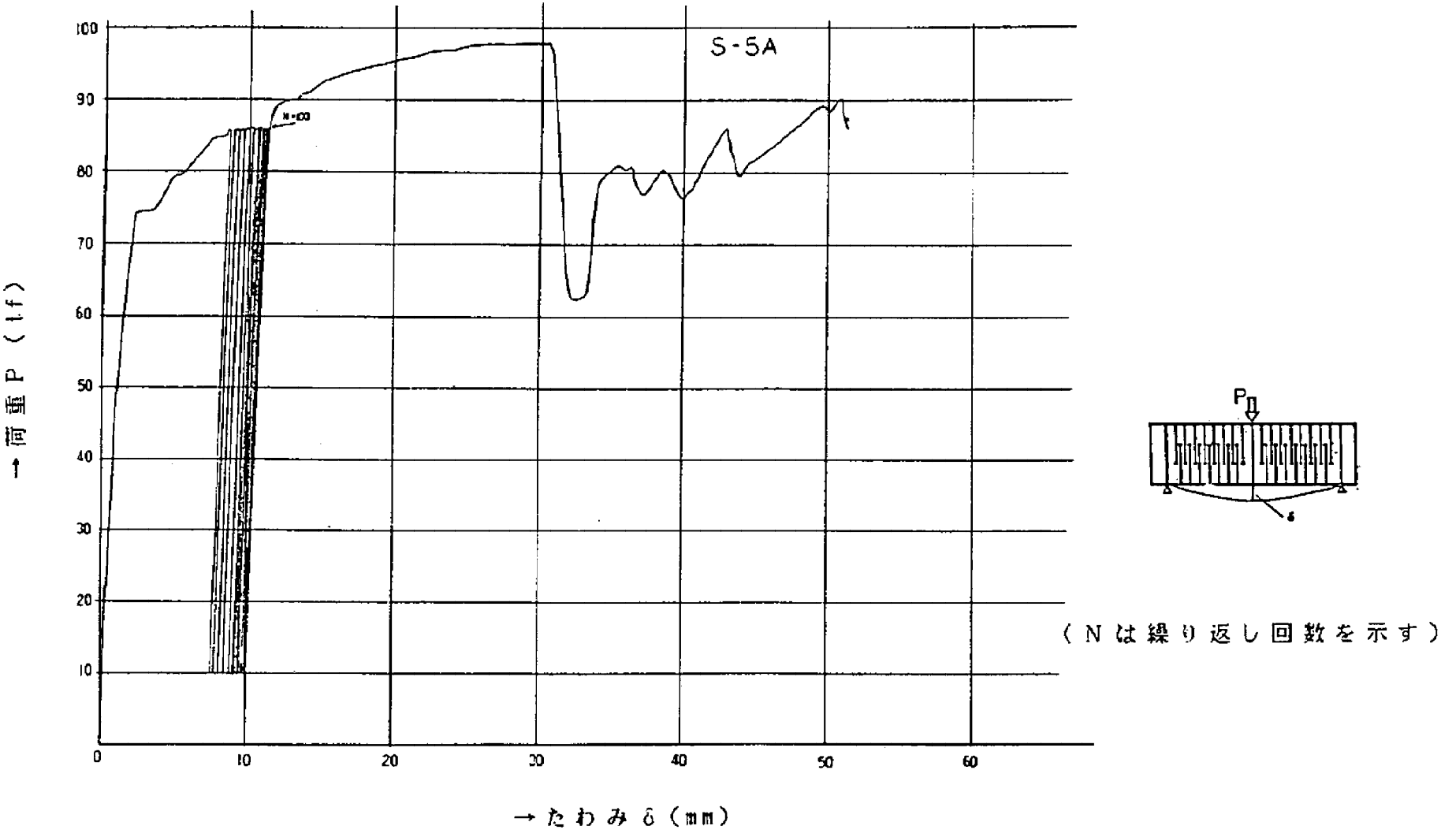


図2.2.8　荷重ーたわみの関係　S－5A

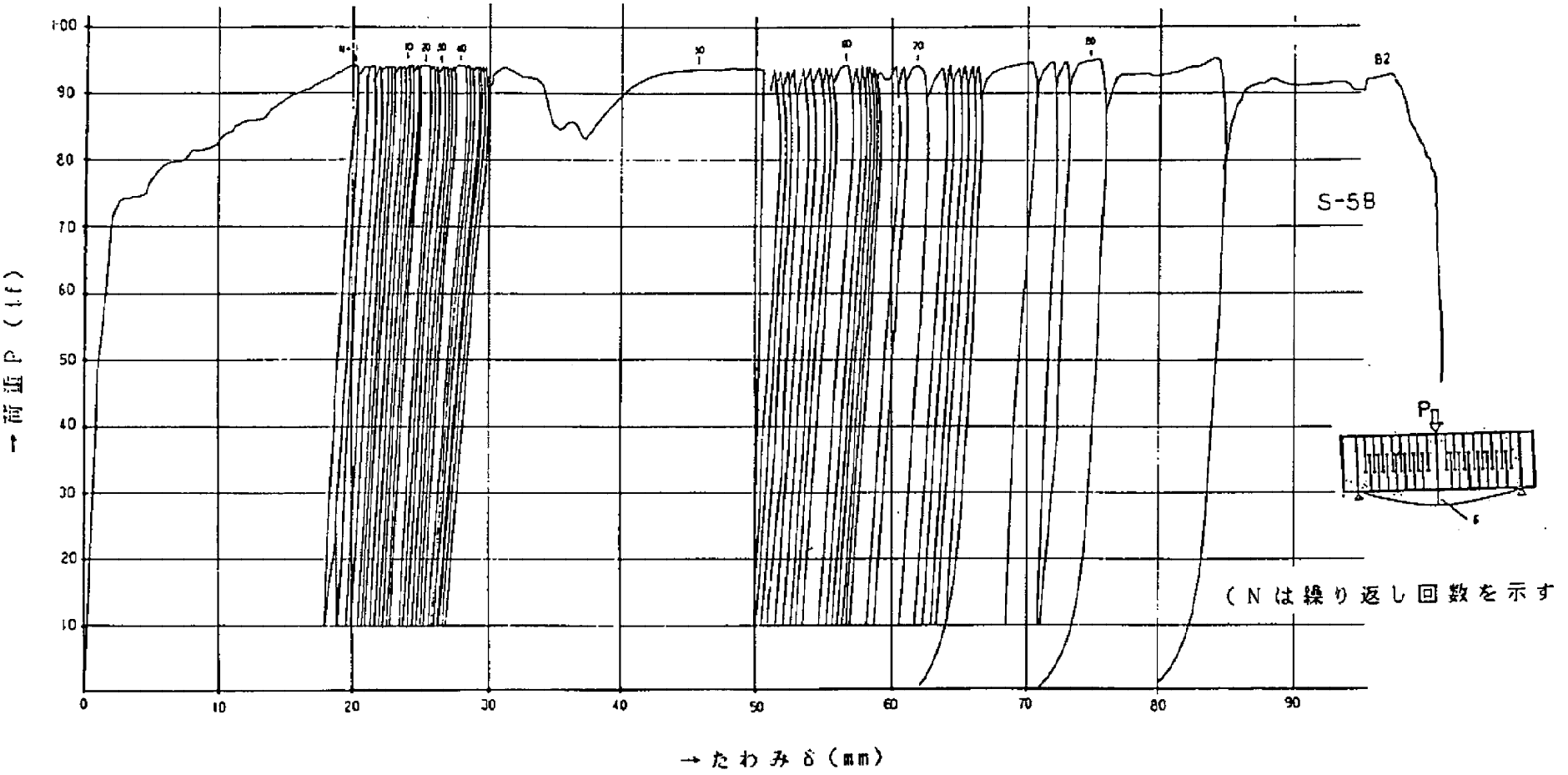
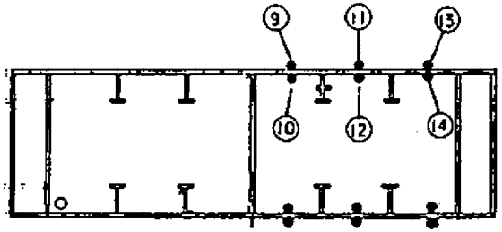
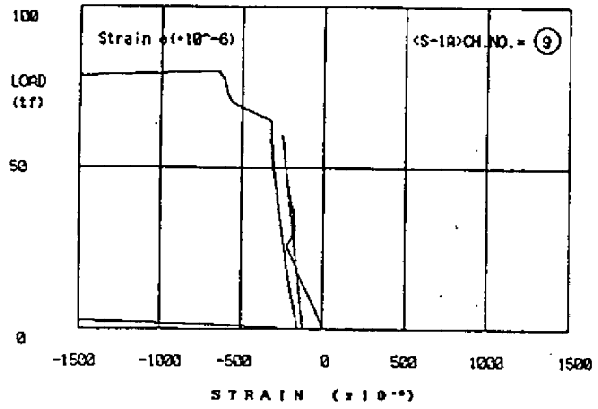
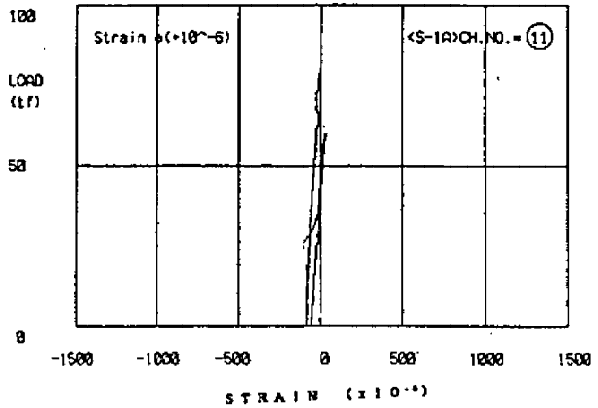
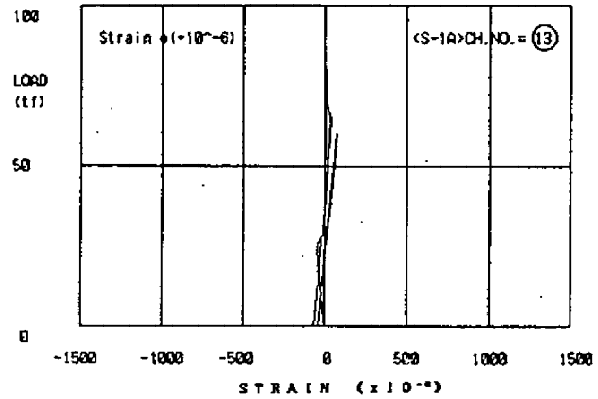


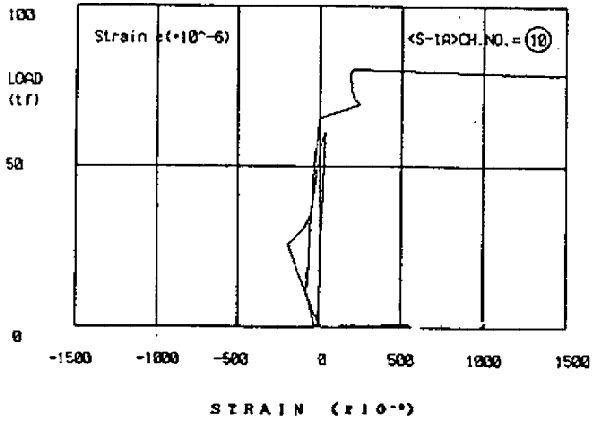
図2.2.9　荷重ーたわみの関係　S－5B

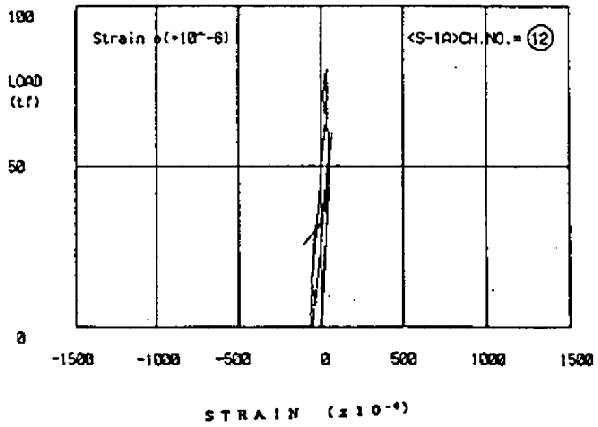












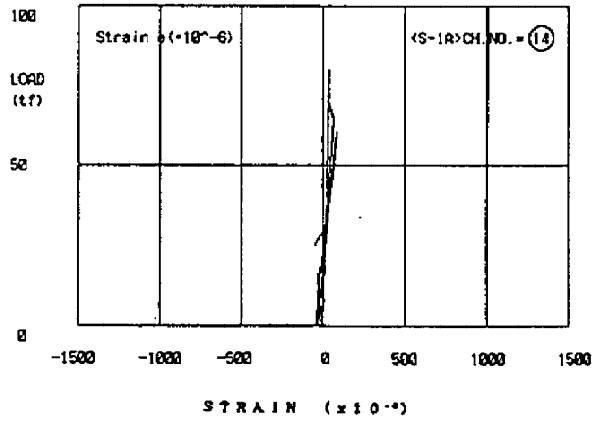
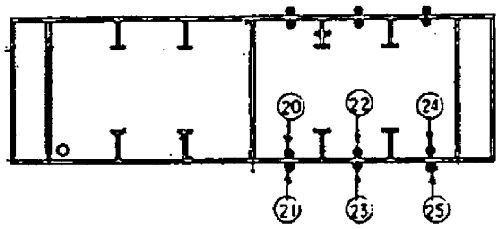
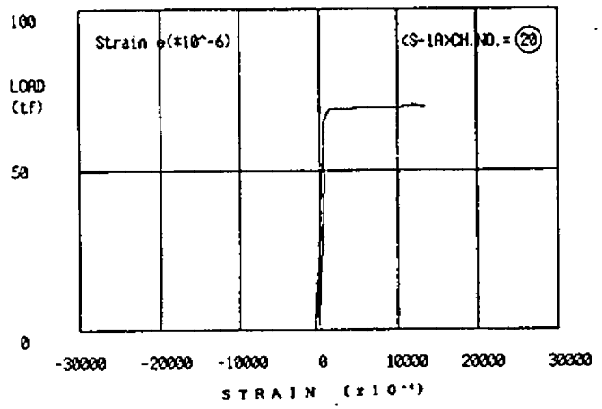
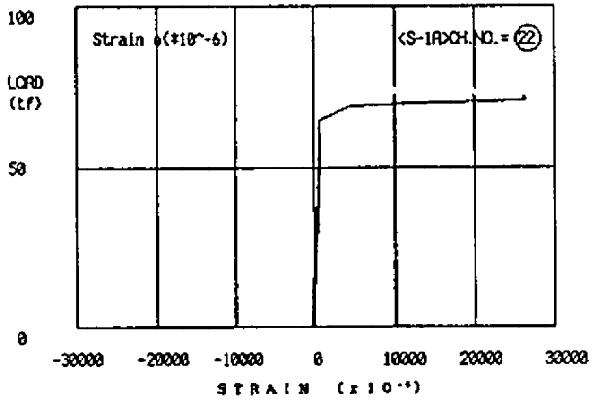
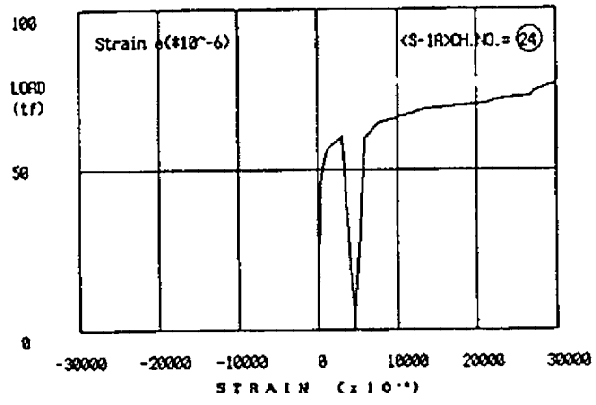


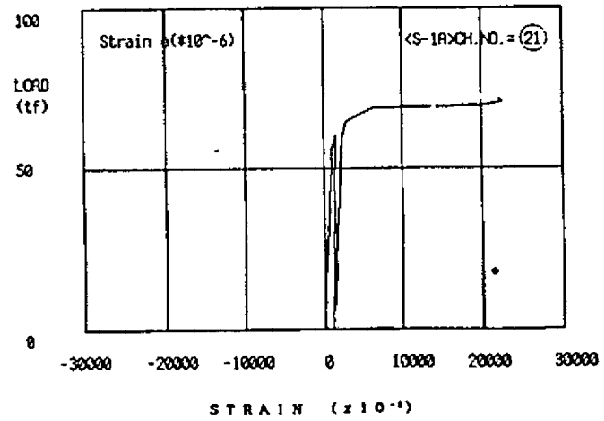
図 2.2.10. 圧縮側鋼板の荷重と歪の関係（ S－１ A模型，静的載荷試験 ）

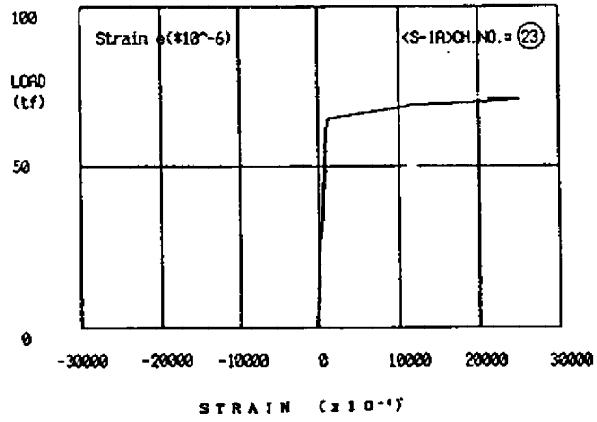












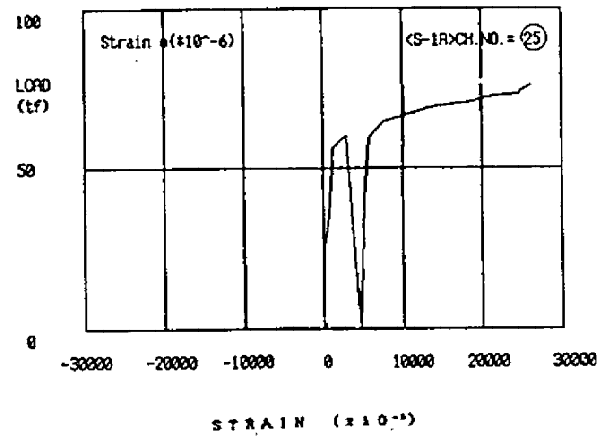
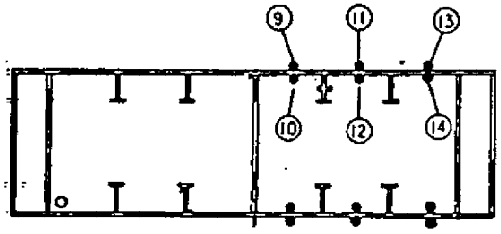


図2.2.11　引張側鋼板の荷重と歪の関係（S－1A模型，静的載荷試験）



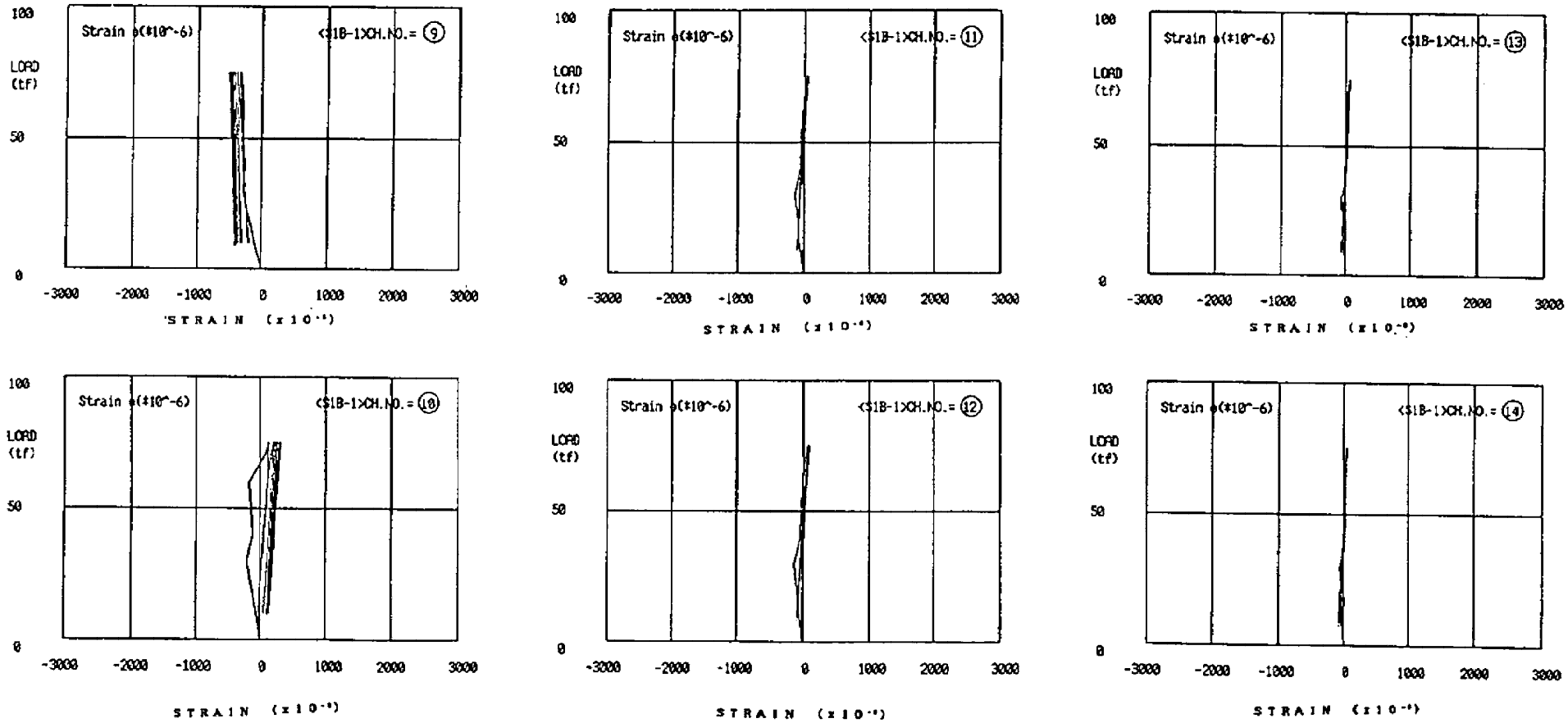
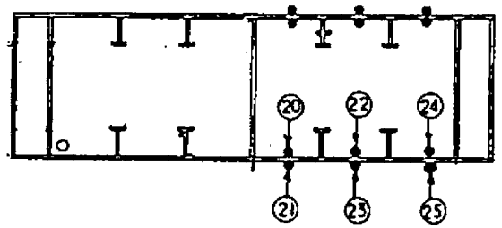


図2.2.12. 圧縮側鋼板の荷重と歪の関係（Ｓ－１Ｂ模型，繰り返し載荷試験）



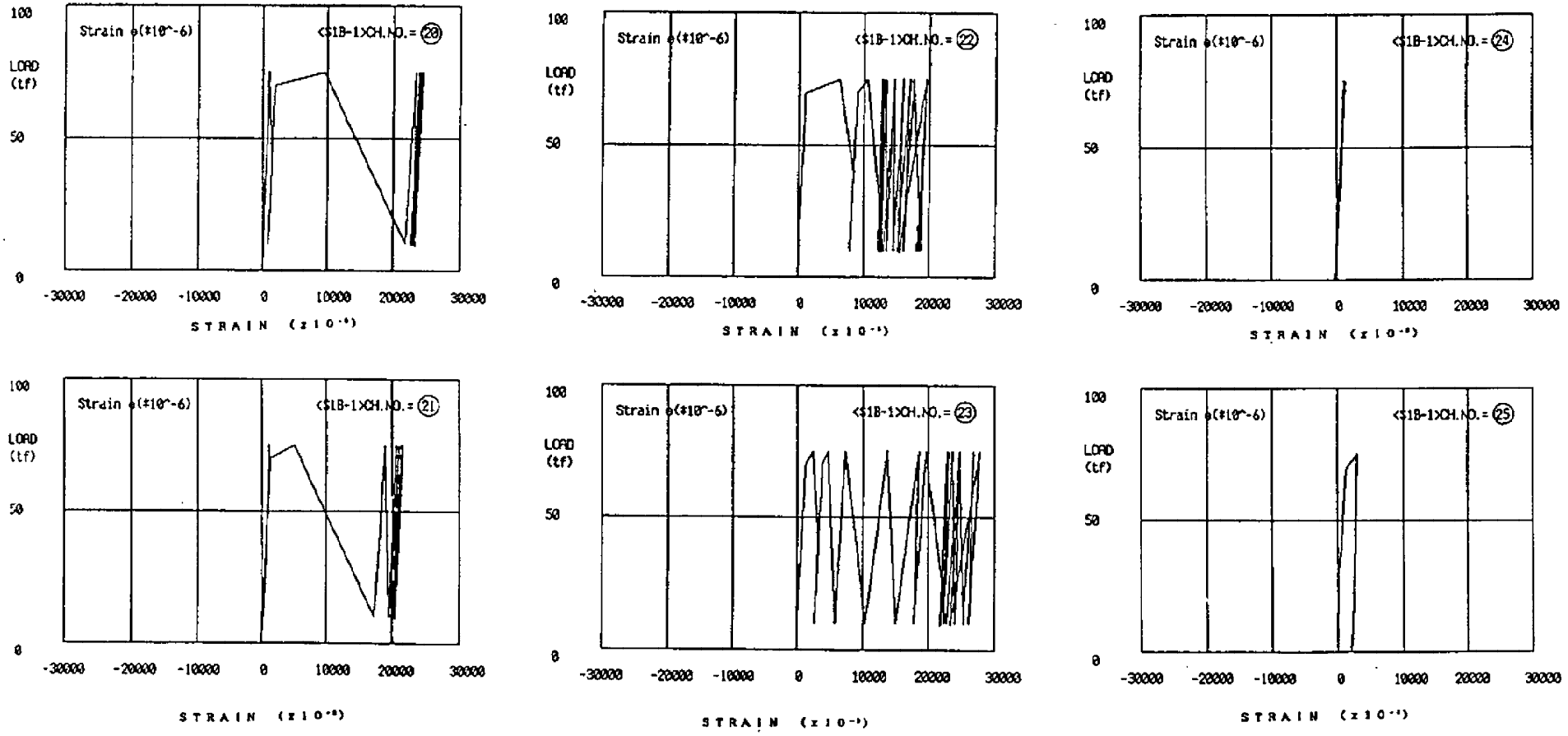
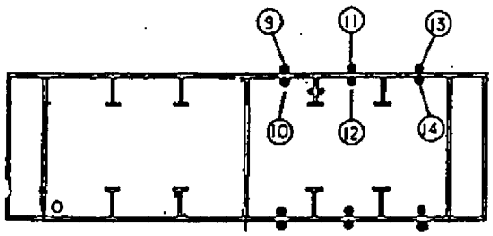


図2.2.13　引張側鋼板の荷重と歪の関係（S－1B模型，繰り返し載荷試験）



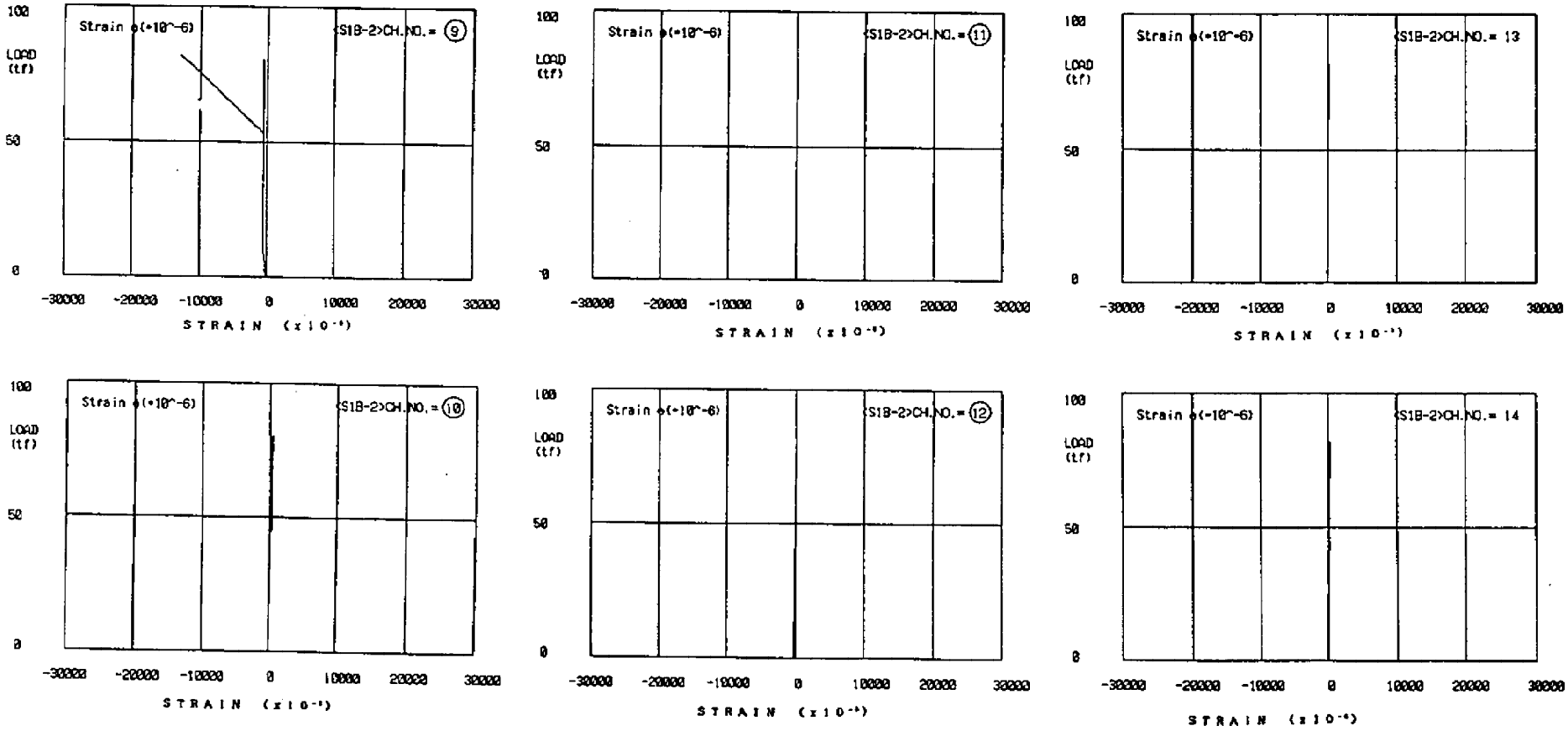


図 2.2.14　圧縮側鋼板の荷重と歪の関係（ S－1 B，繰返載荷試験後の静的載荷試験 ）

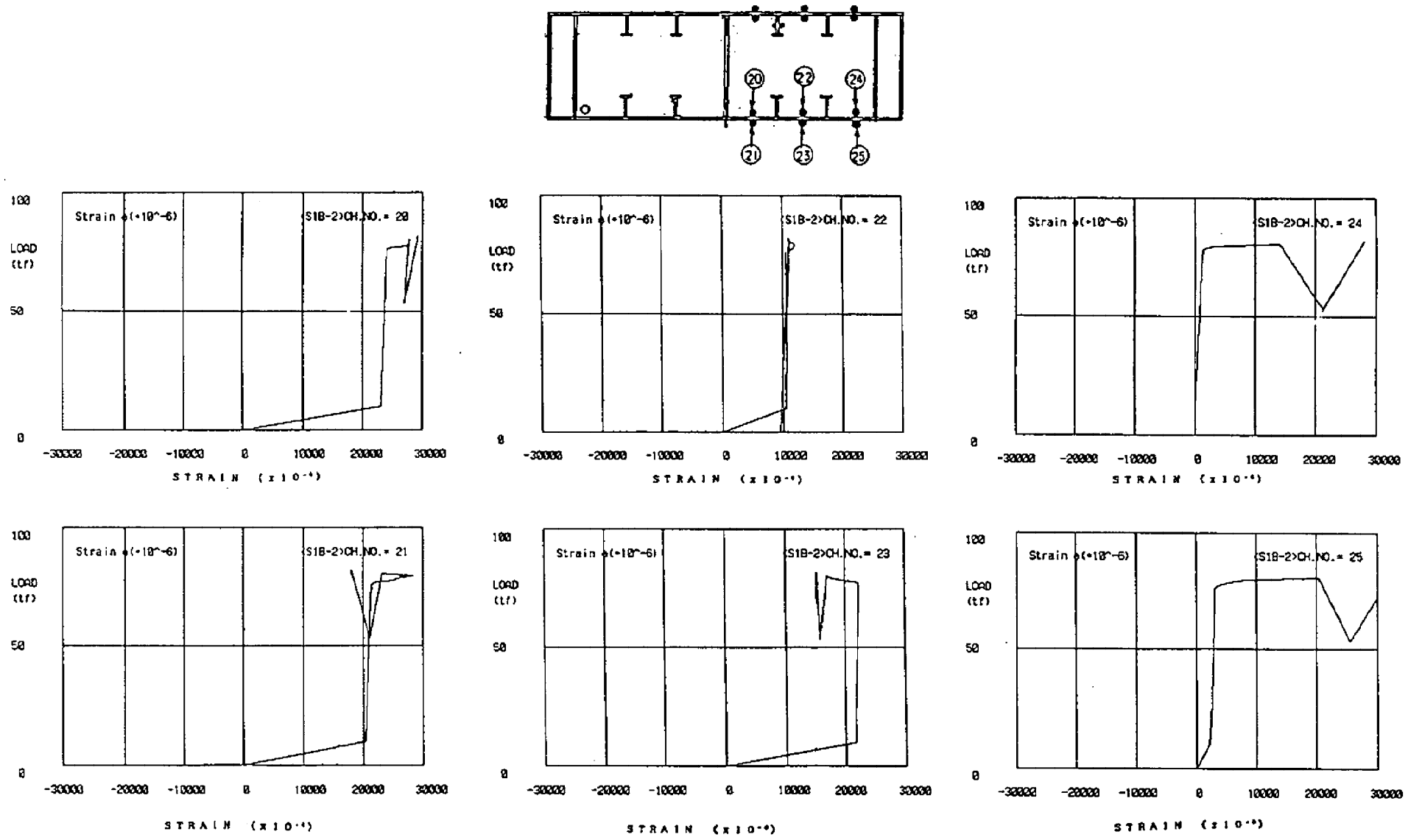


図2.2.15　引張側鋼板の荷重と歪の関係（S－1B，繰返載荷試験後の静的載荷試験）

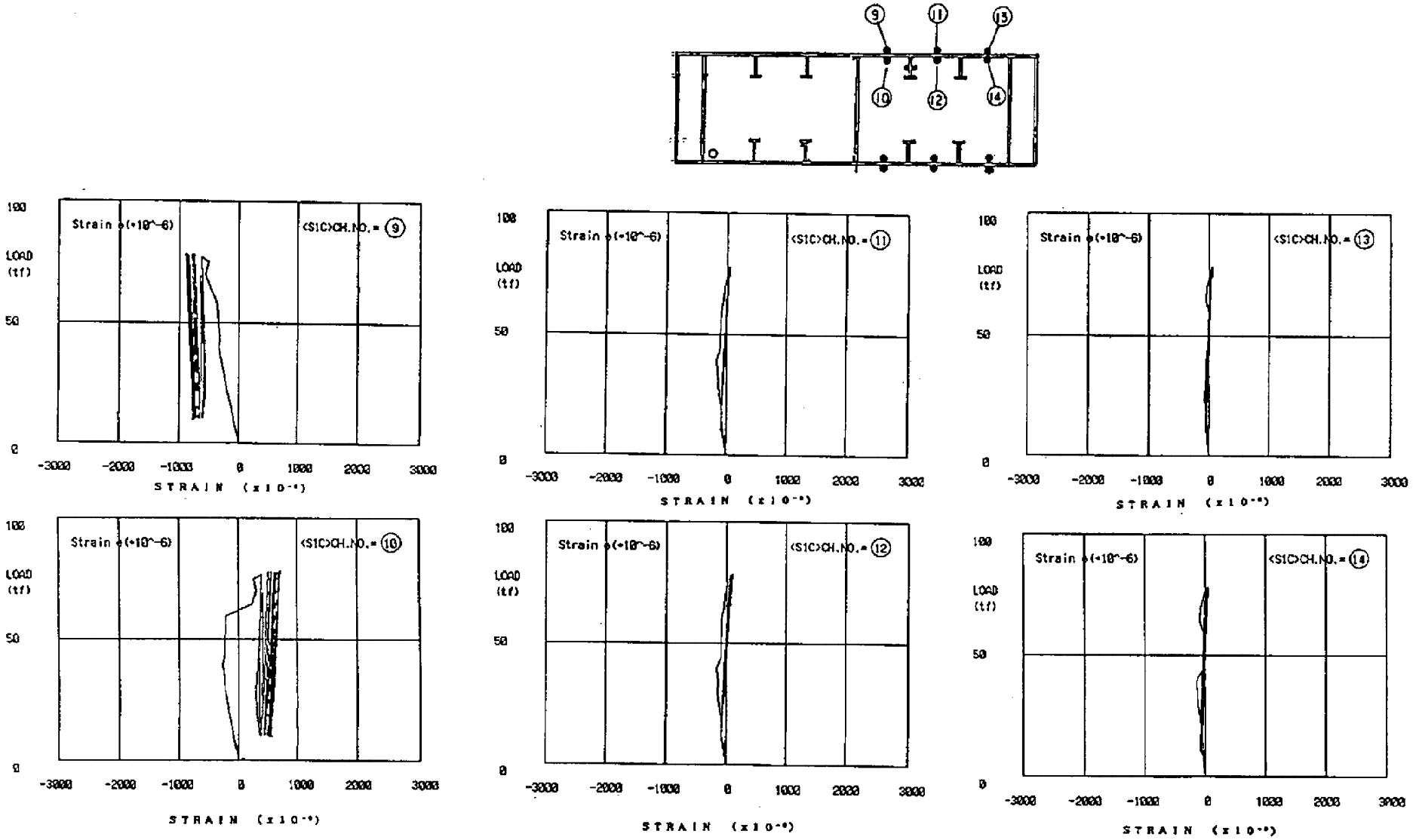


図 2.2.16　圧縮側鋼板の荷重と歪の関係（Ｓ－１Ｃ模型，繰り返し載荷試験）

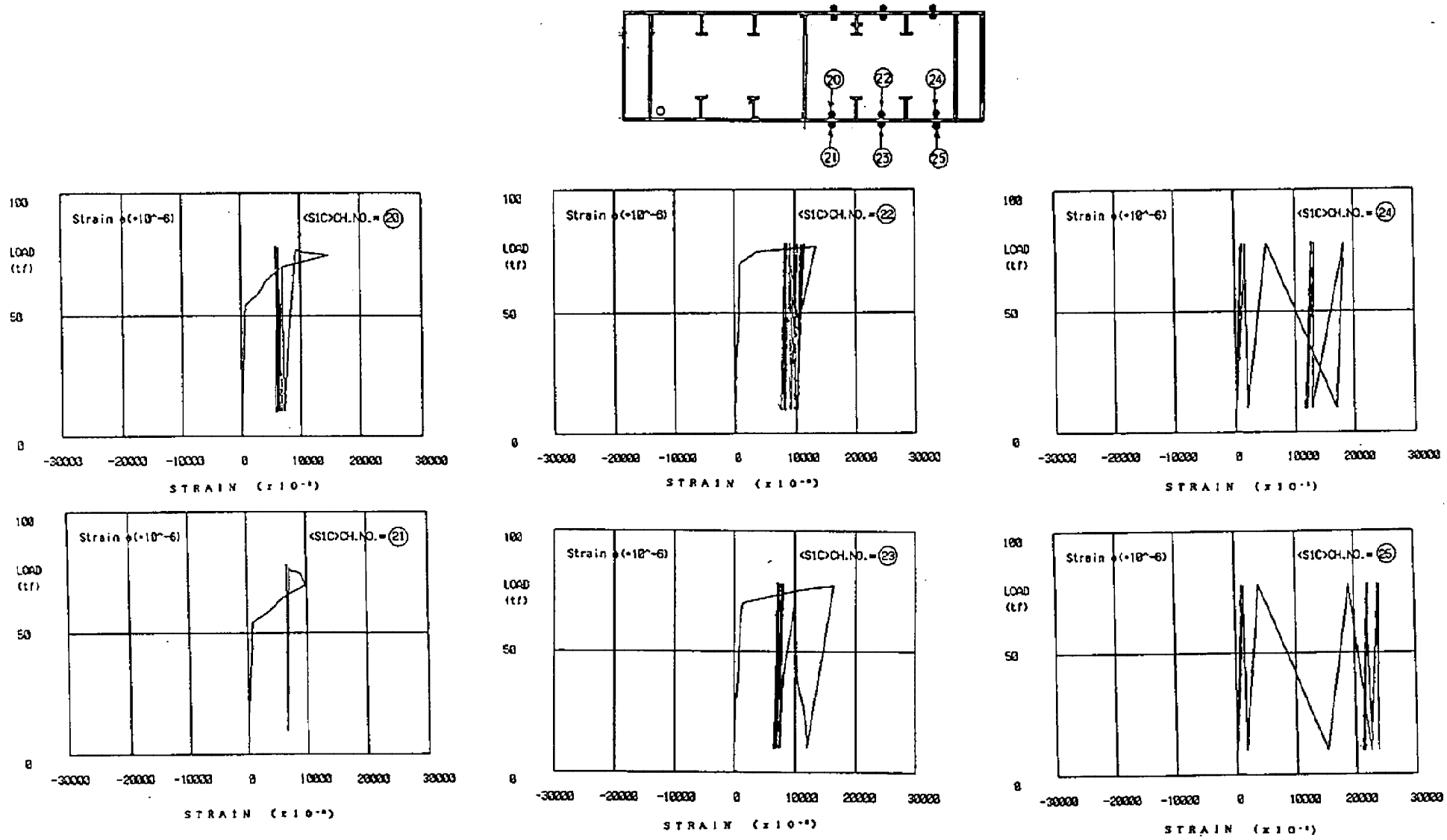
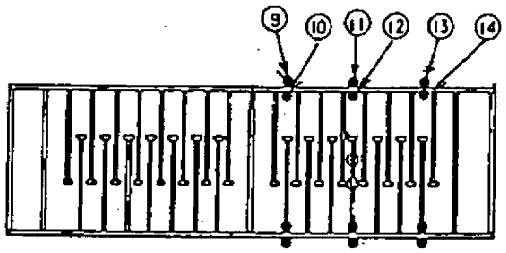
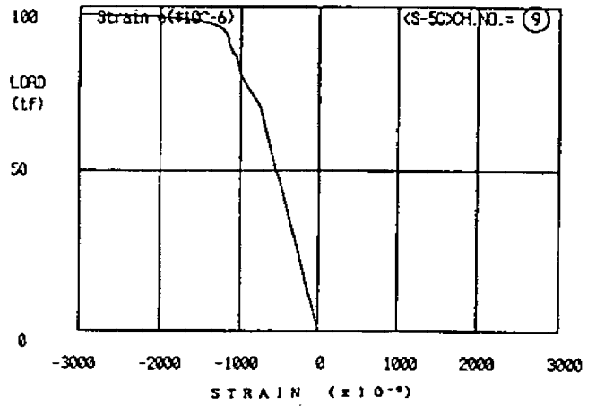
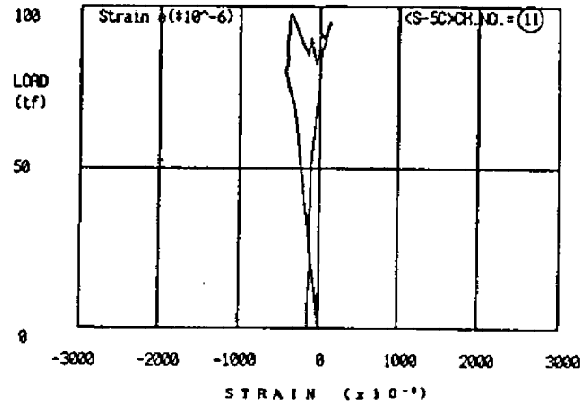
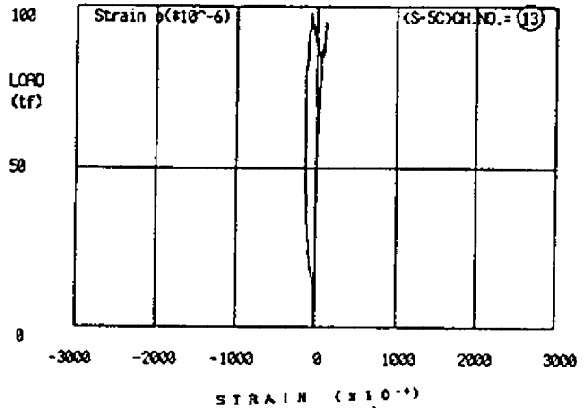


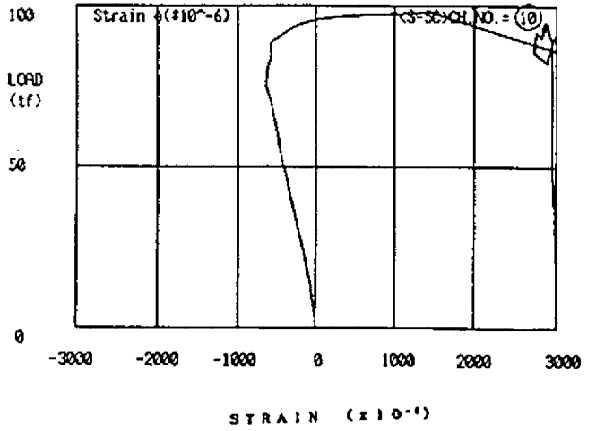
図2.2.17　引張側鋼板の荷重と歪の関係（S－1C模型，繰り返し載荷試験）

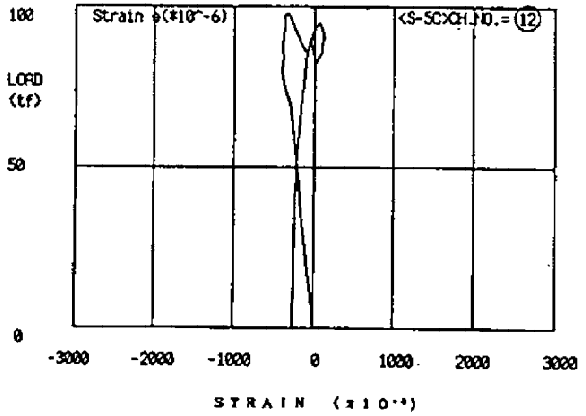












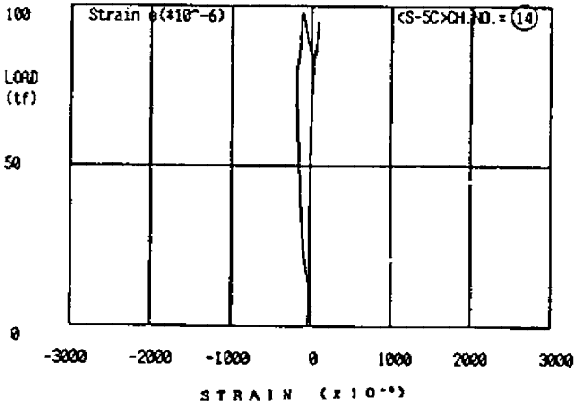


図 2.2.18　圧縮側鋼板の荷重と歪の関係（Ｓ－５Ｃ模型，静的載荷試験）

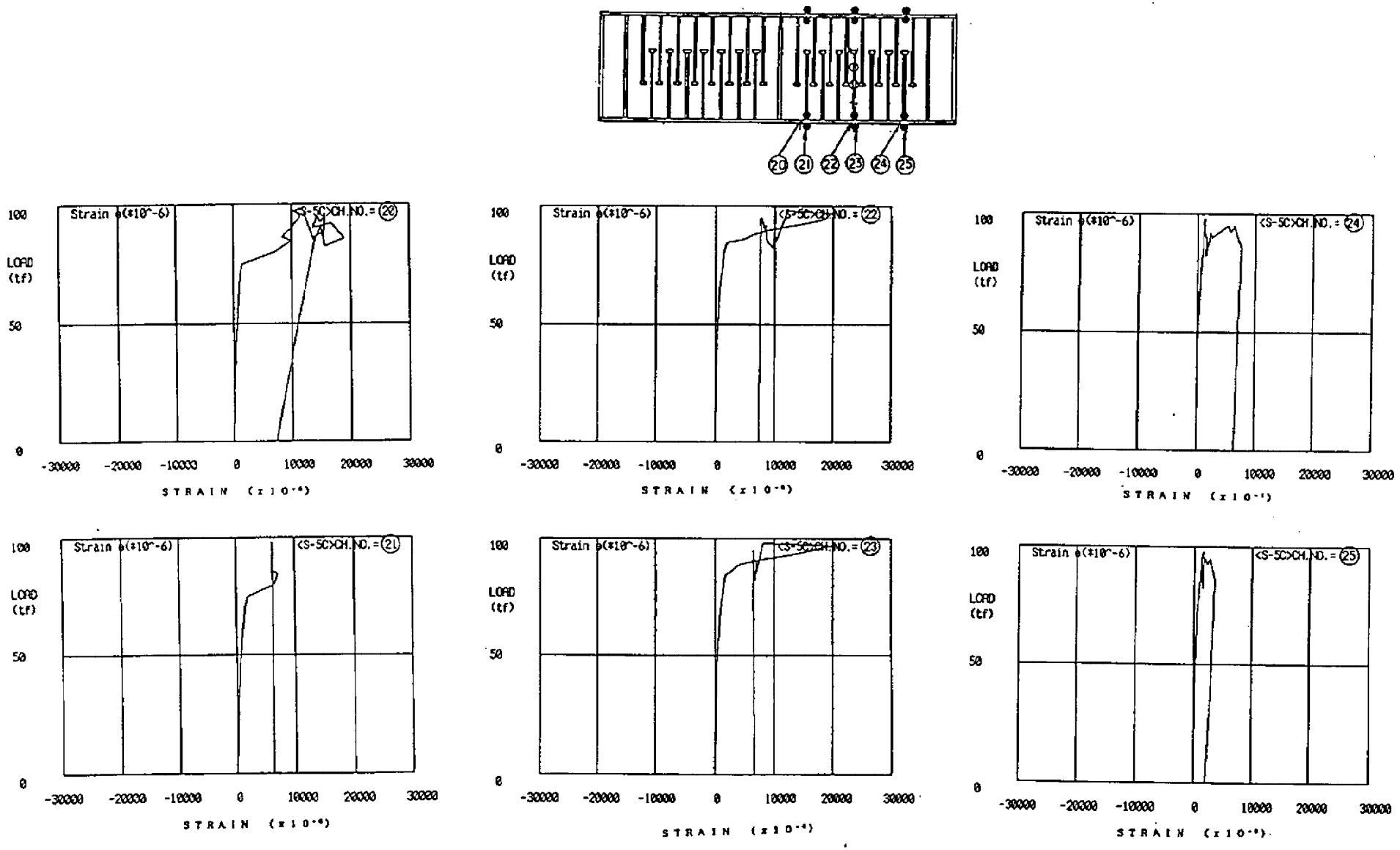
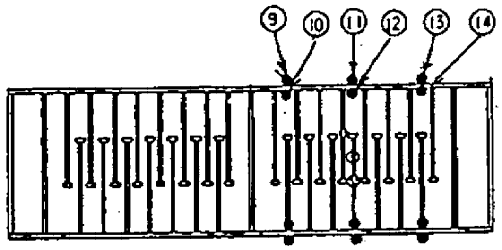
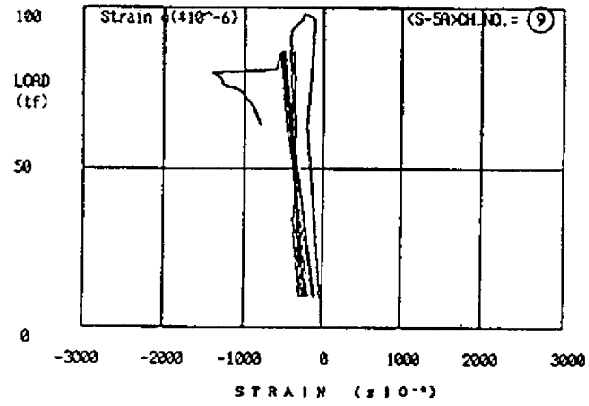
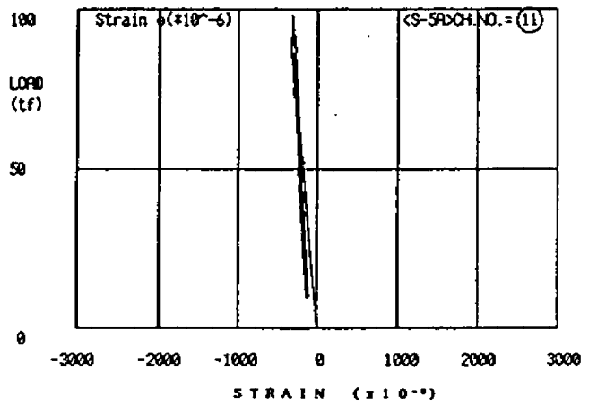
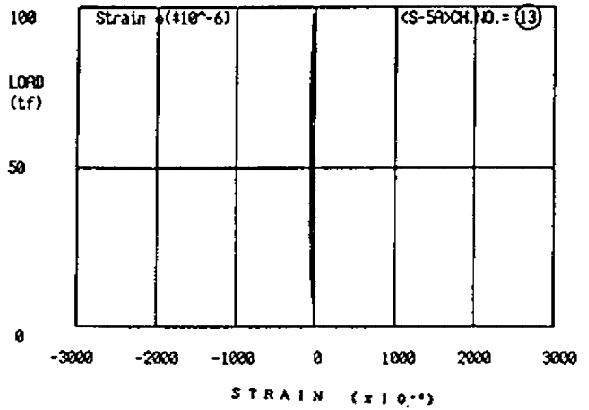


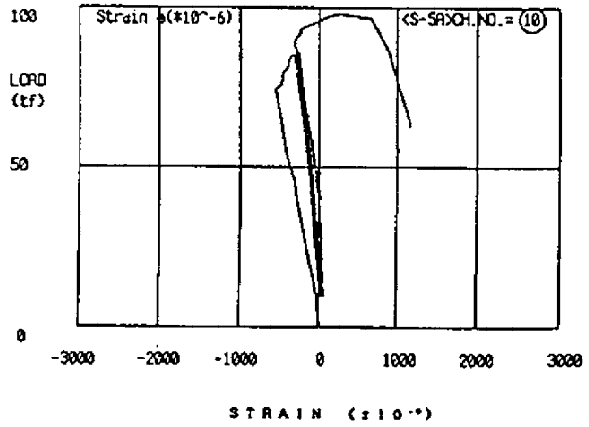
図 2.2.19　引張側鋼板の荷重と歪の関係（ S－5C模型，静的載荷試験 ）

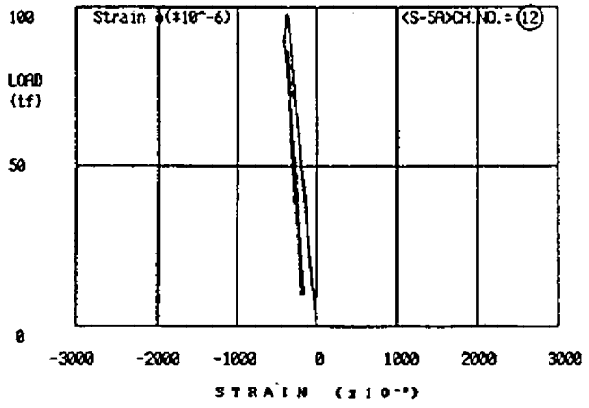












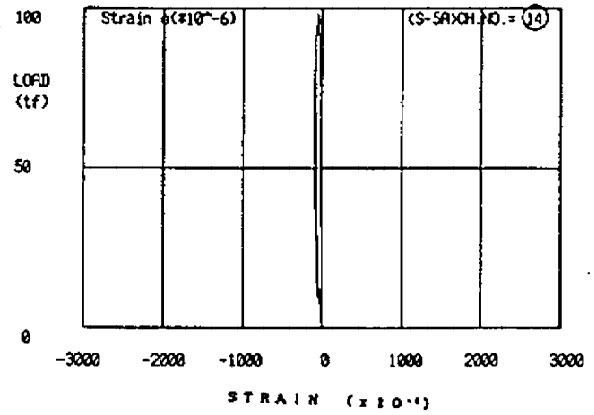
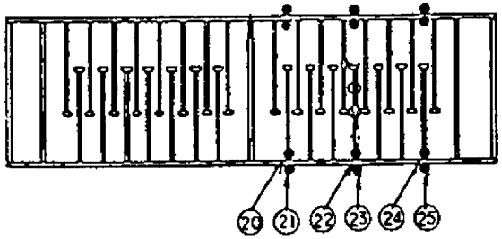


図 2.2.20　圧縮側鋼板の荷重と歪の関係（Ｓ－５Ａ模型，繰り返し載荷試験）



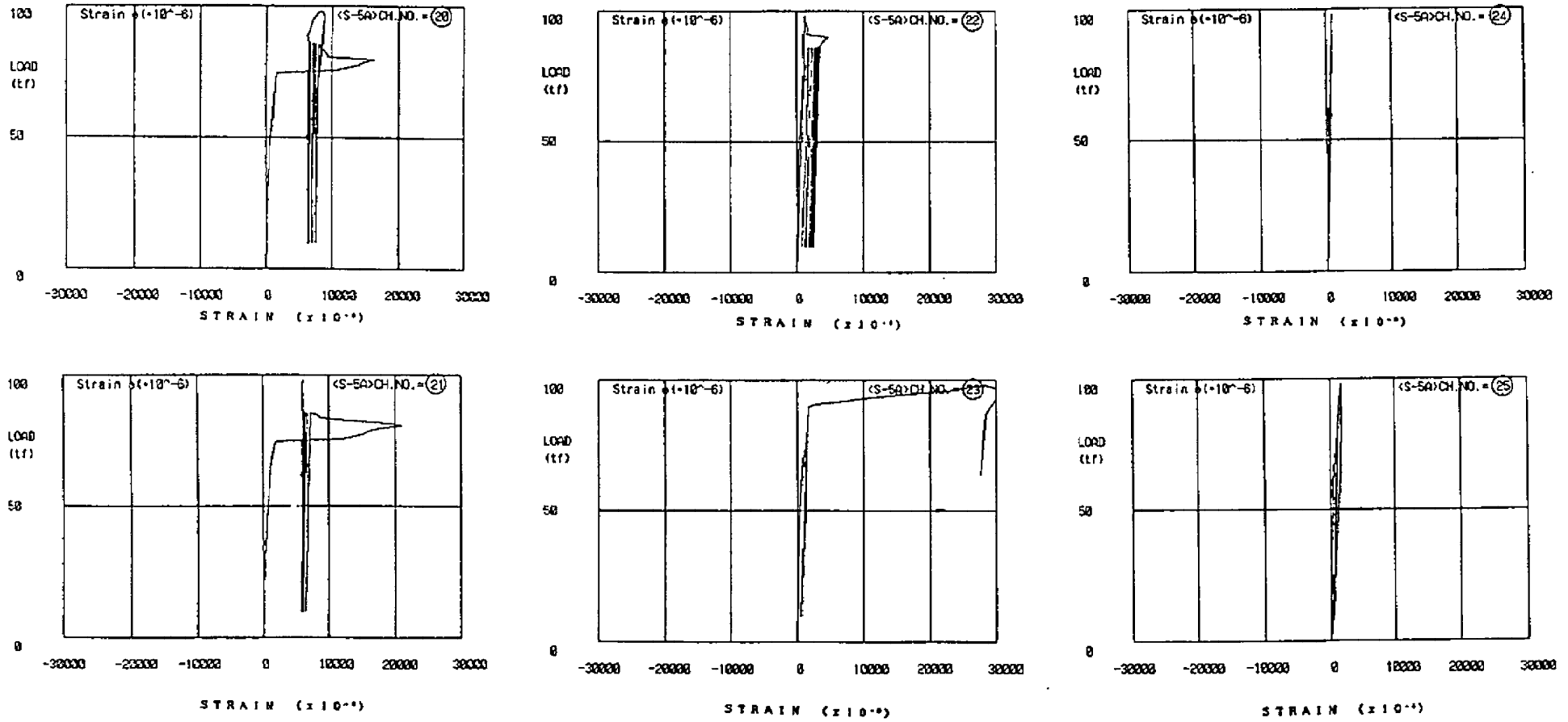


図2.2.21　引張側鋼板の荷重と歪の関係（S－5A模型，繰り返し載荷試験）

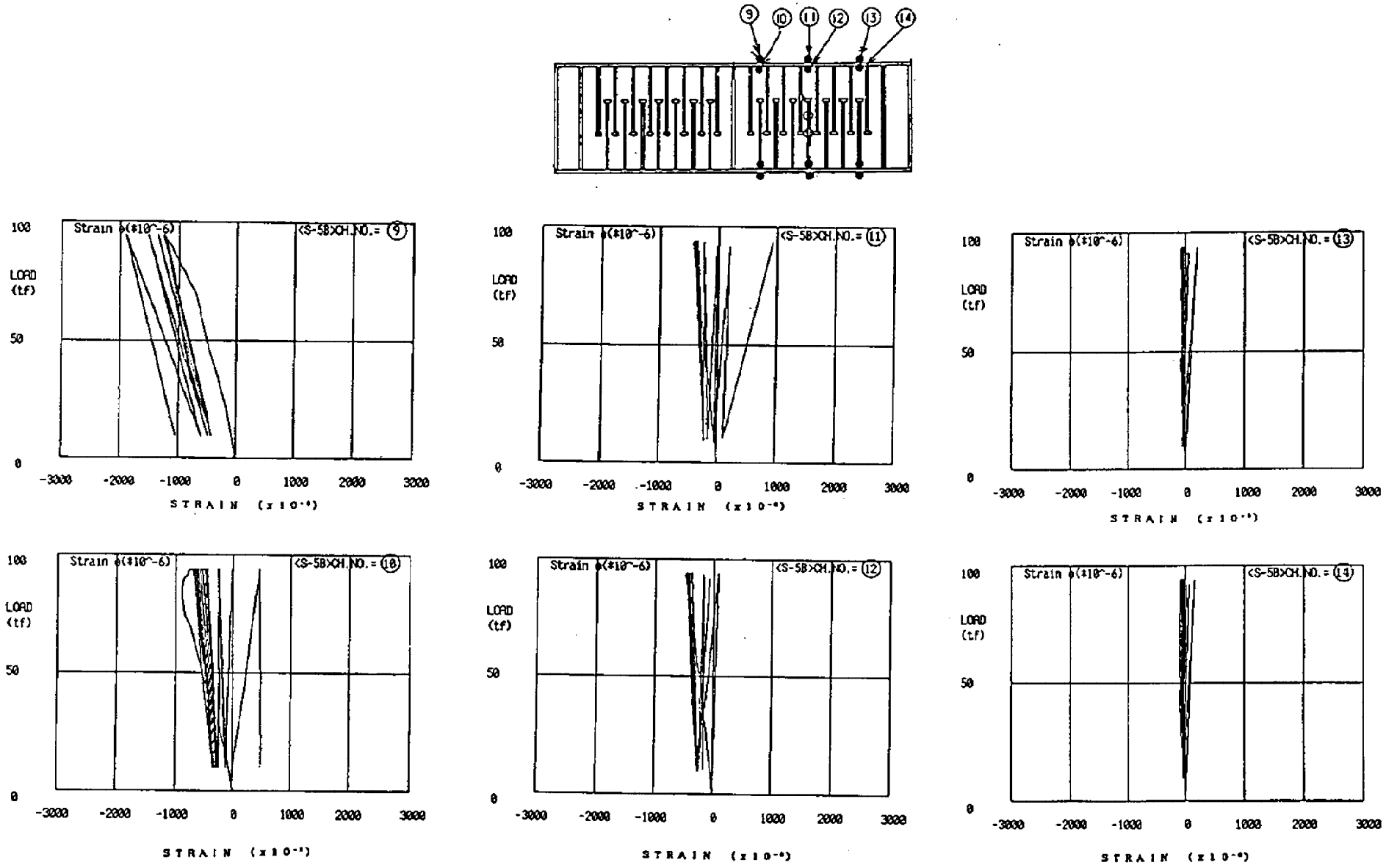
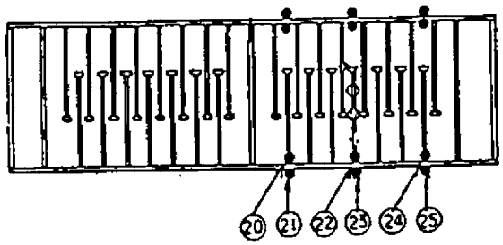


図 2.2.22　圧縮側鋼板の荷重と歪の関係（Ｓ－５Ｂ模型，繰り返し載荷試験）



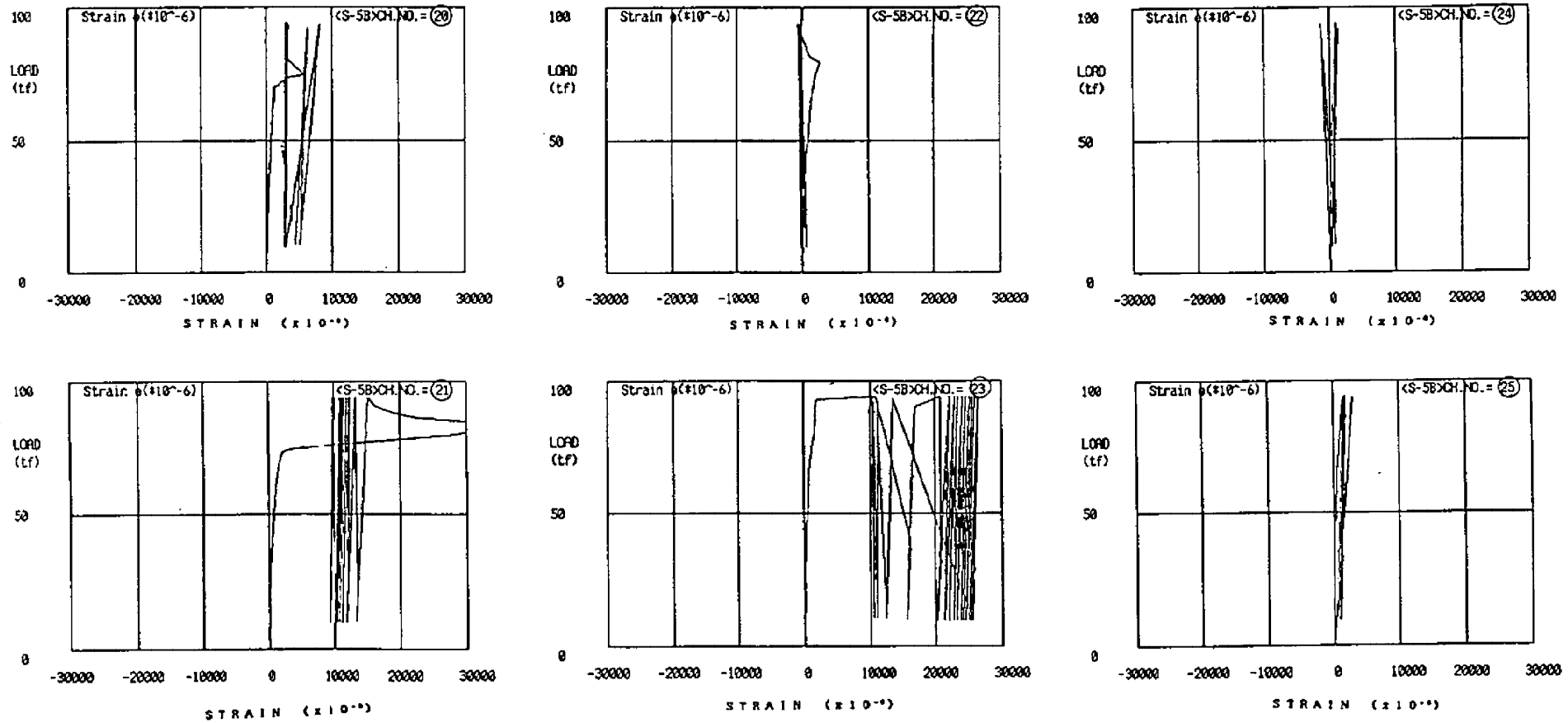


図 2.2.23　引張側鋼板の荷重と歪の関係（ S－5 B模型，繰り返し載荷試験 ）

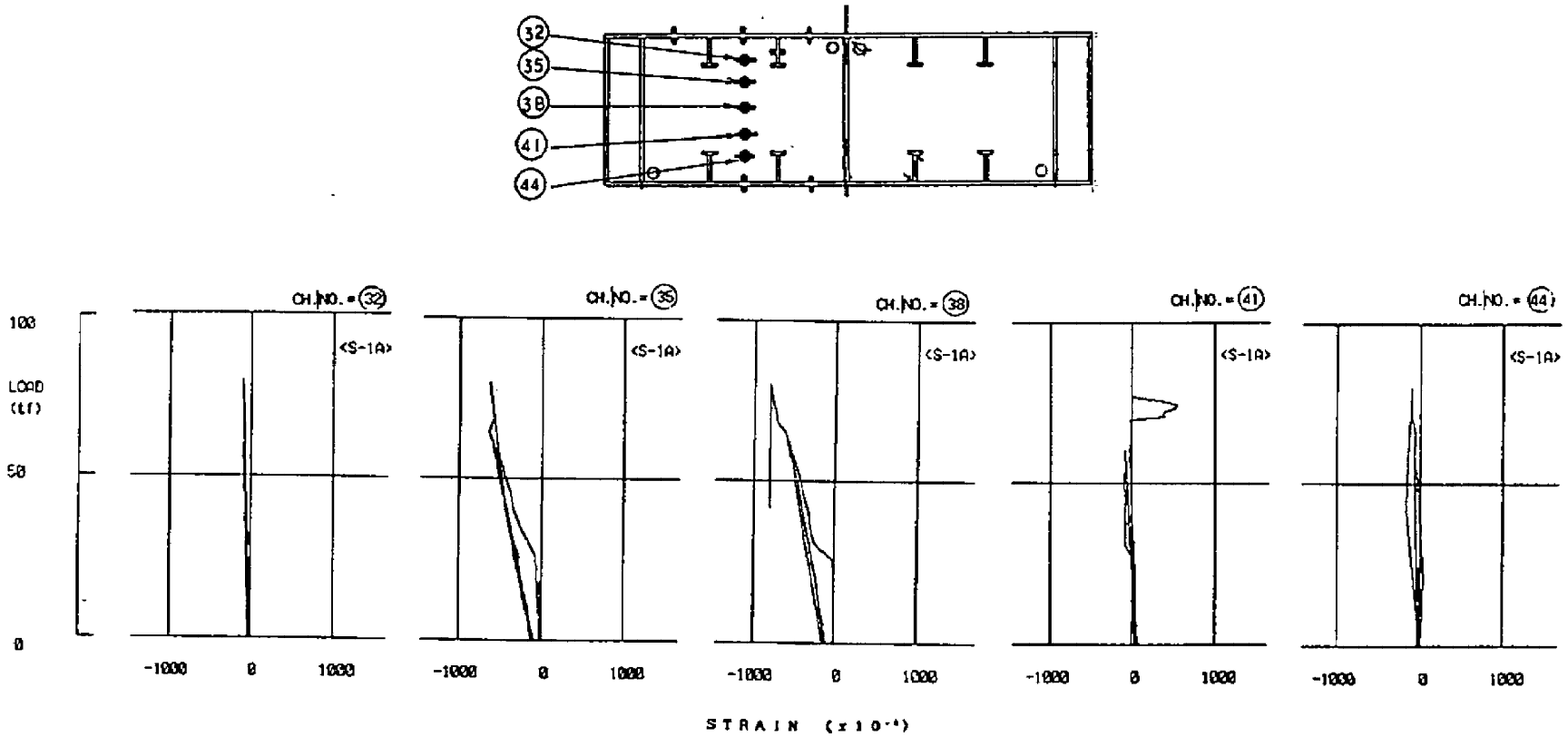
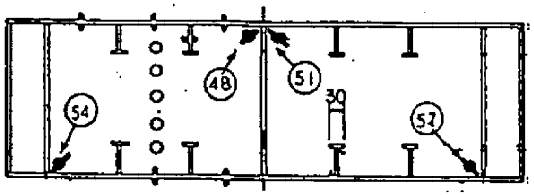
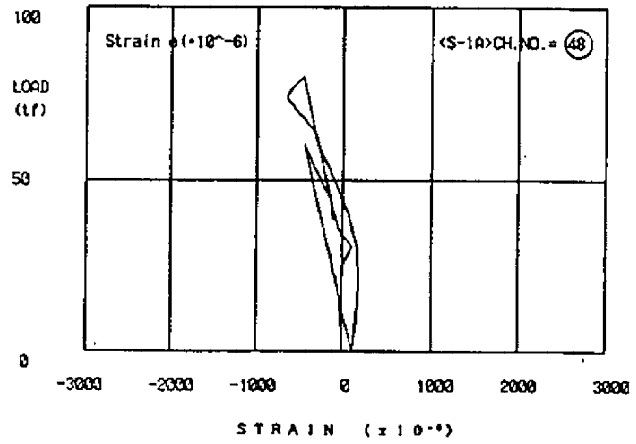
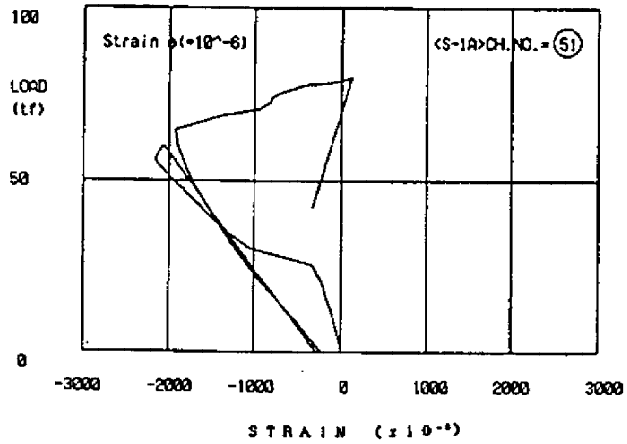
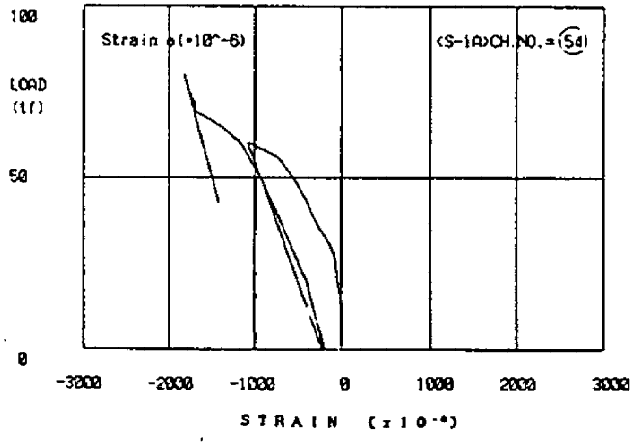


図 2.2.24　コンクリートの荷重と歪との関係（Ｓ－１Ａ）









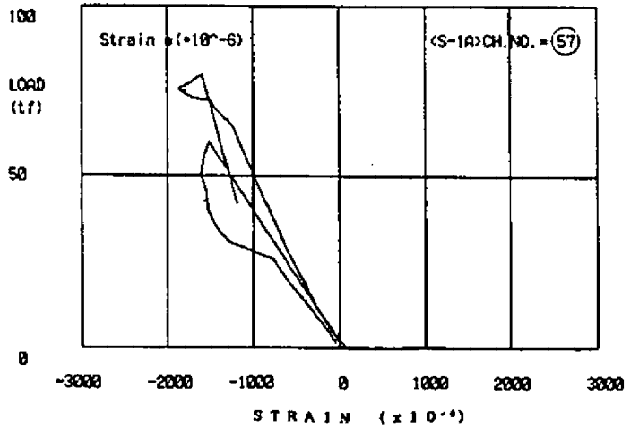


図 2.2.25　コンクリートの荷重と歪との関係（S－1A）

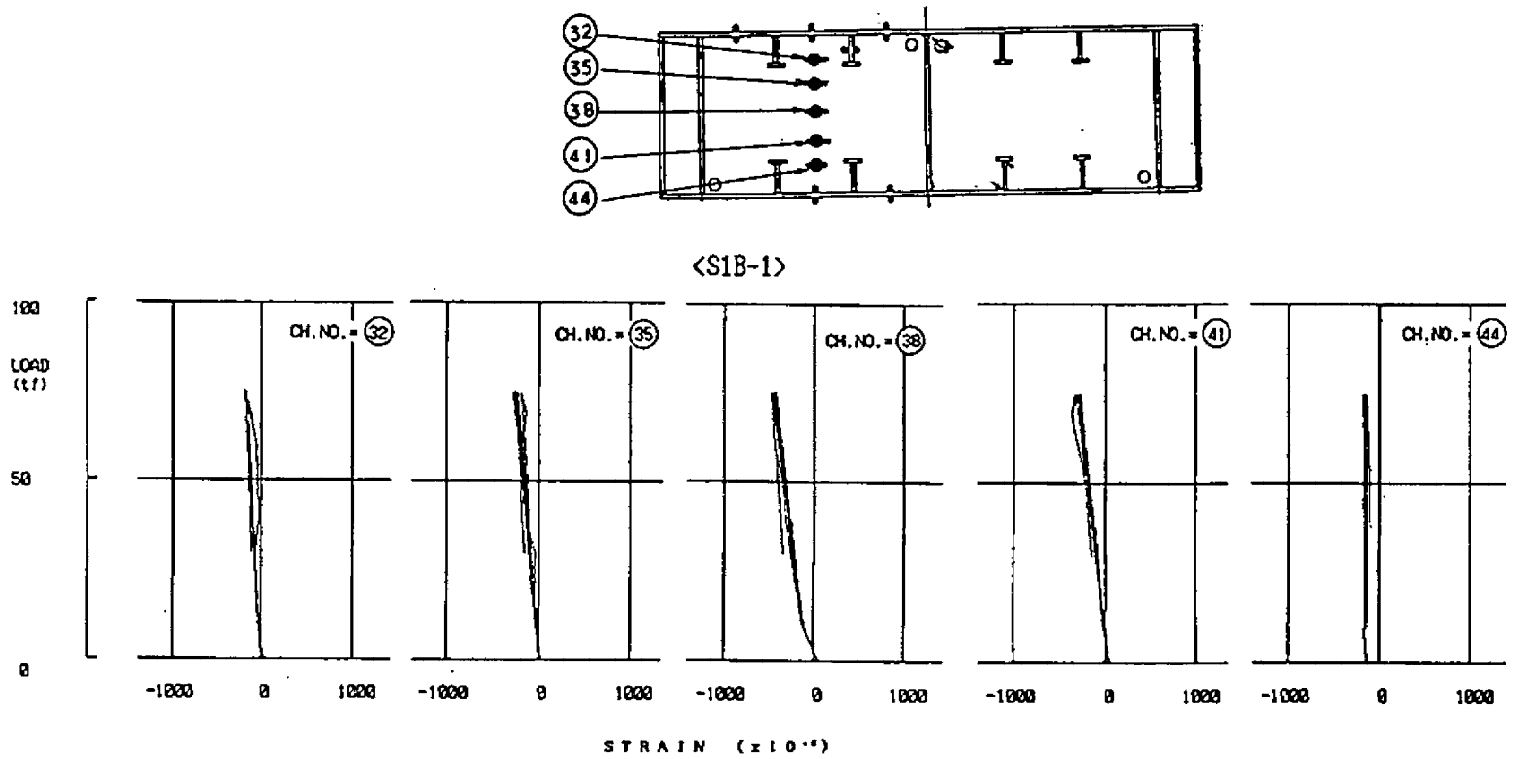
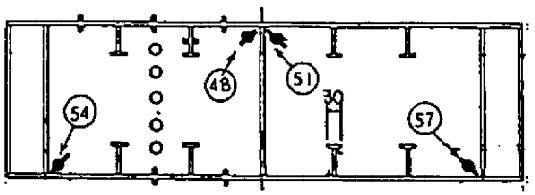
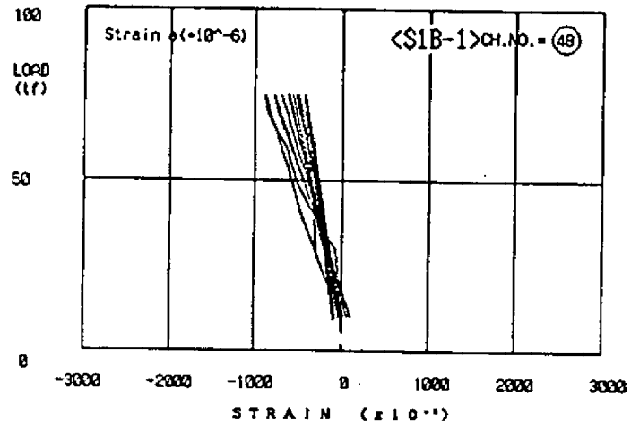
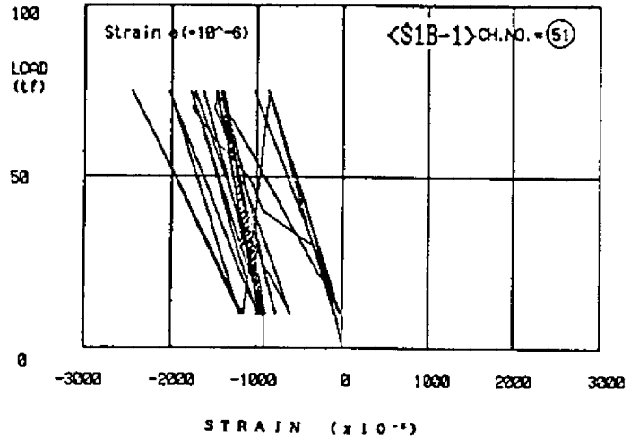
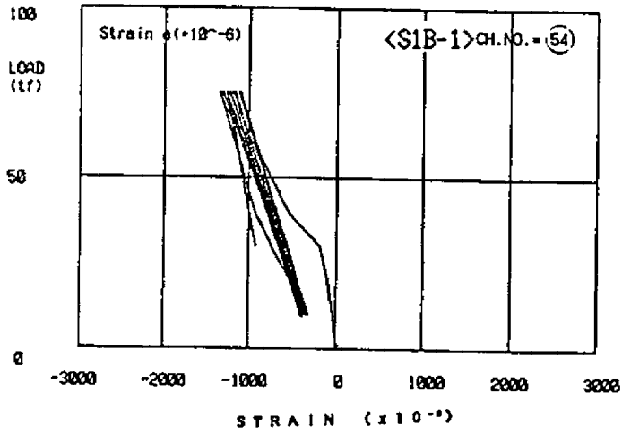


図 2.2.26　コンクリートの荷重と歪との関係（S－1B）









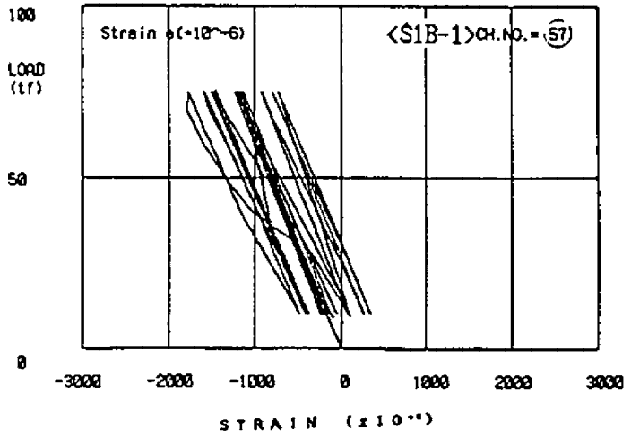


図2.2.27　コンクリートの荷重と歪との関係（S－1B）

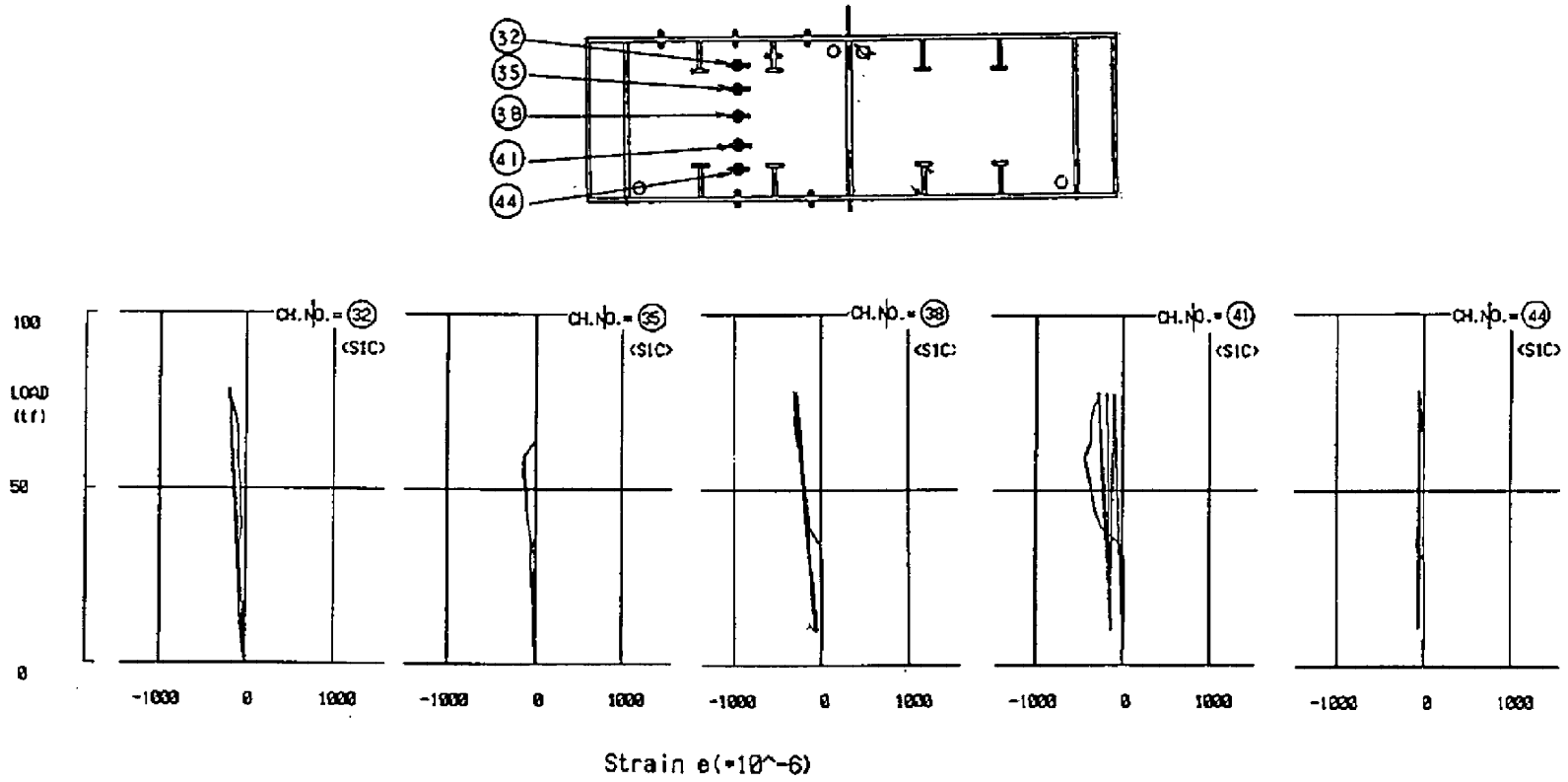
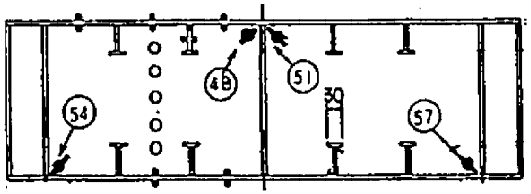
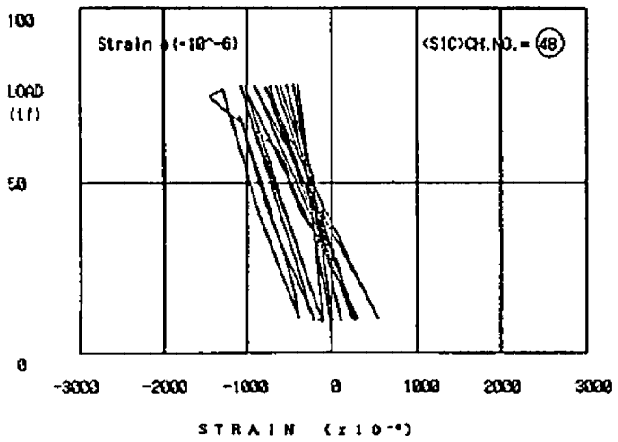
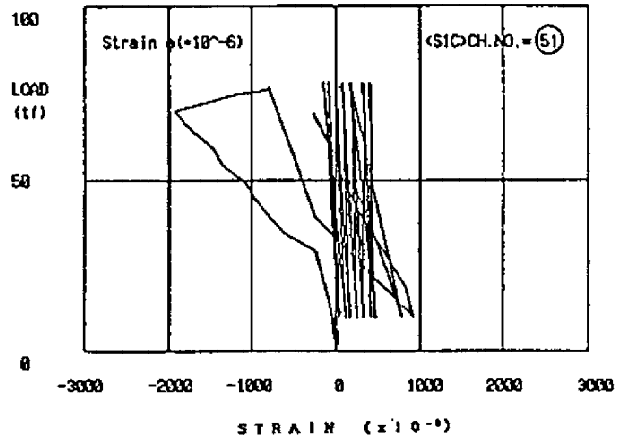
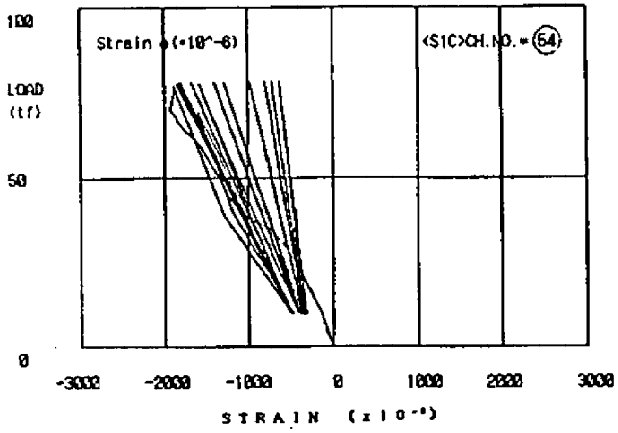


図 2.2.28　コンクリートの荷重と歪との関係（S－1C）









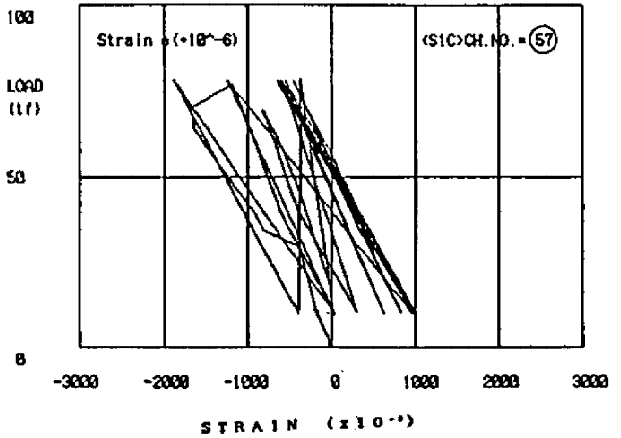


図 2.2.29　コンクリートの荷重と歪との関係（S－1C）

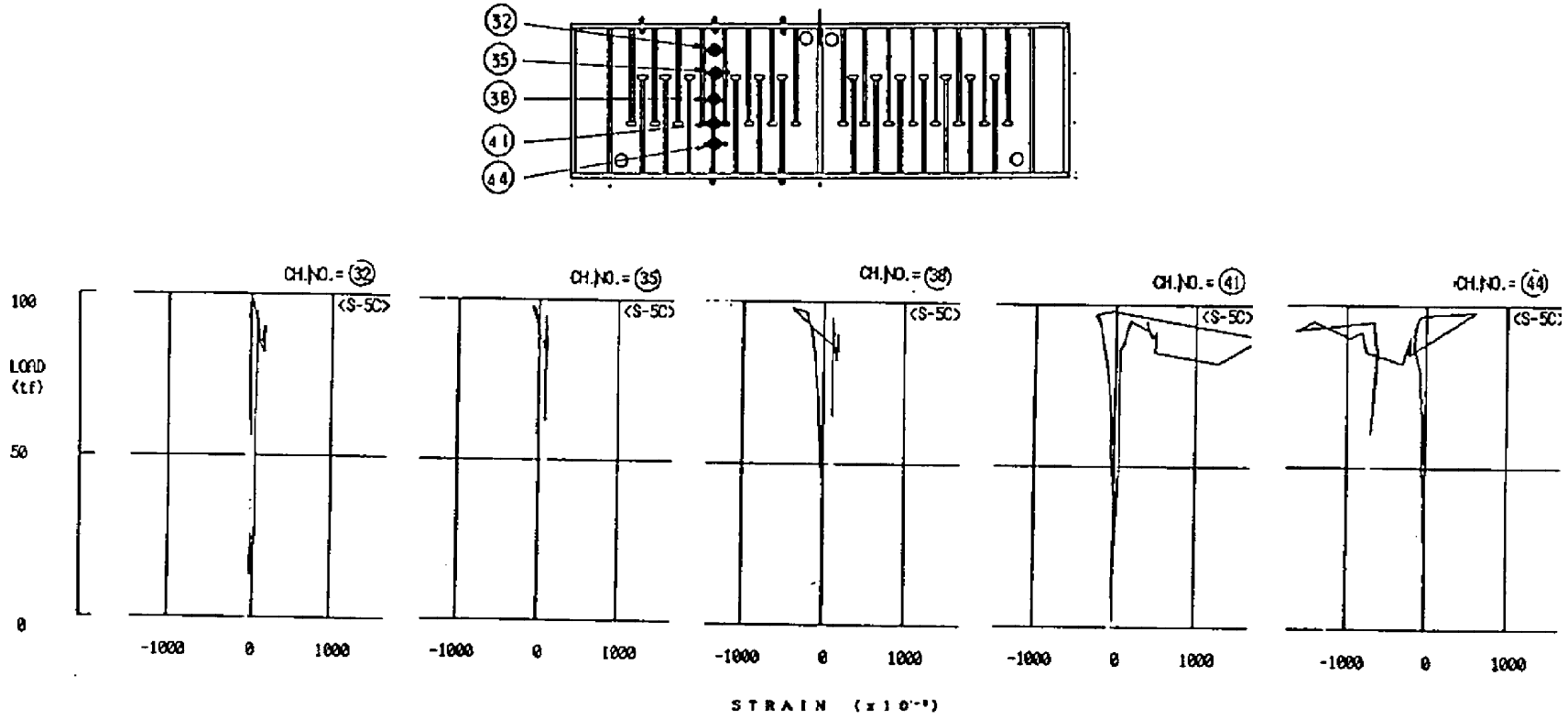
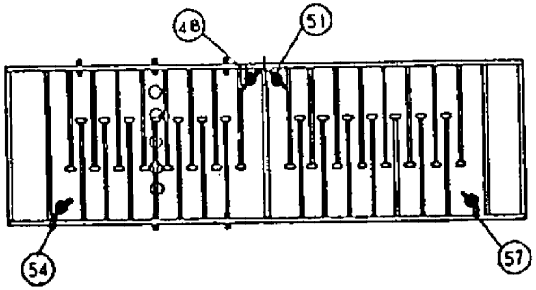
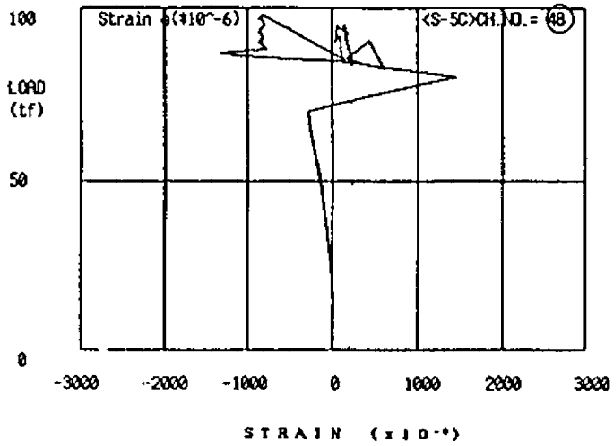
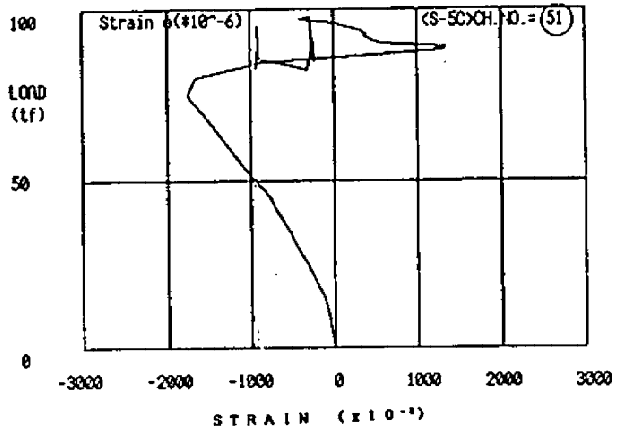
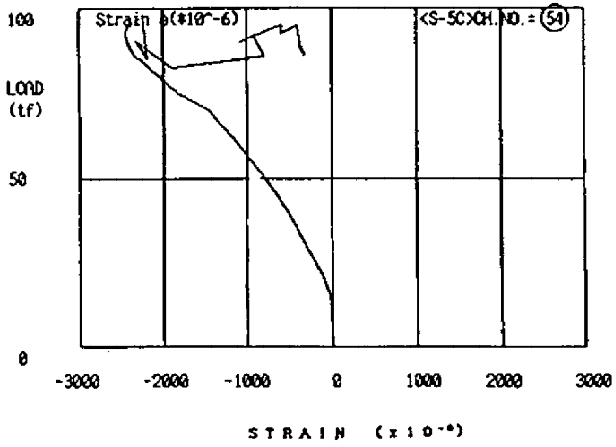


図 2.2.30　コンクリートの荷重と歪との関係（S－5C）









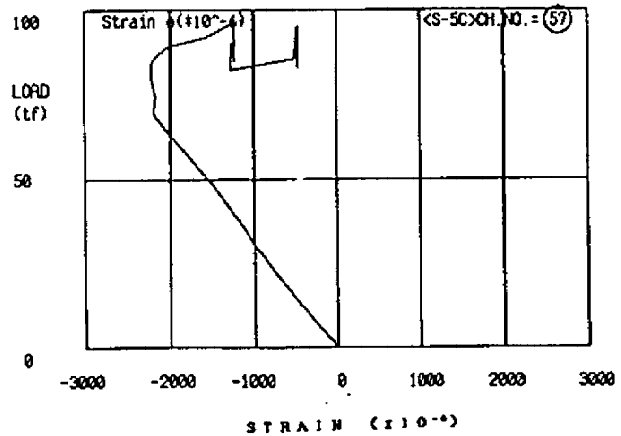


図 2.2.31　コンクリートの荷重と歪との関係（Ｓ－５Ｃ）

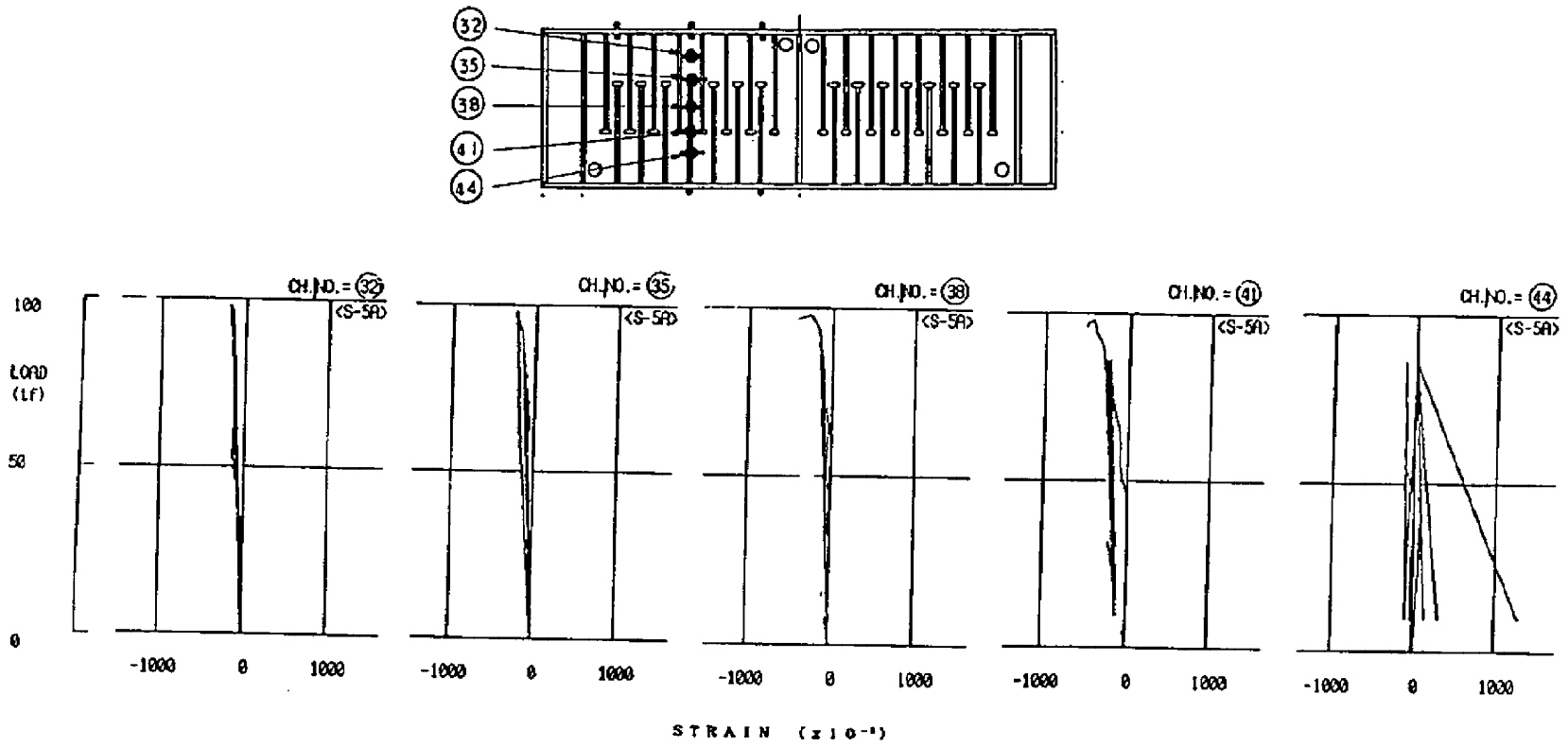
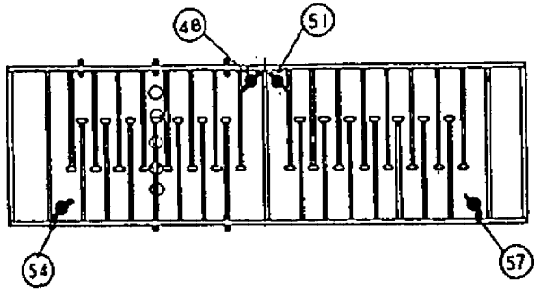
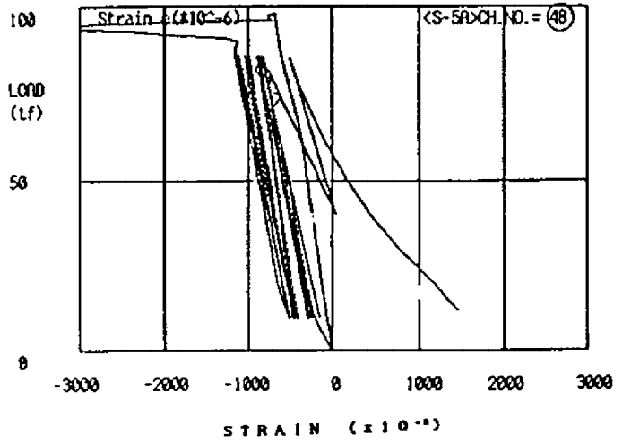
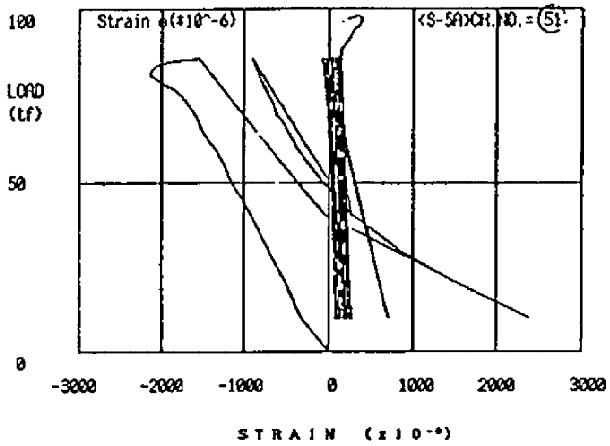
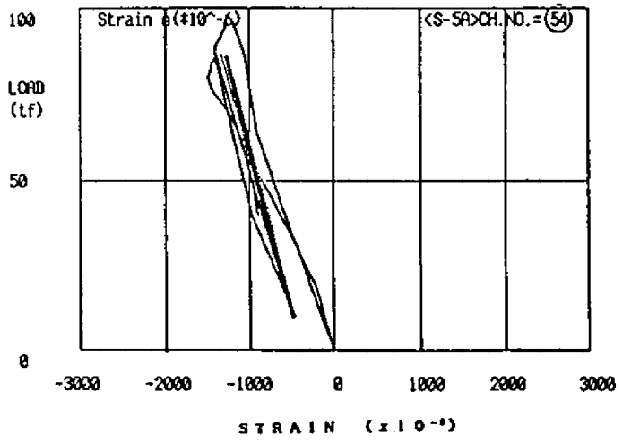


図 2.2.32　コンクリートの荷重と歪との関係（S－5A）









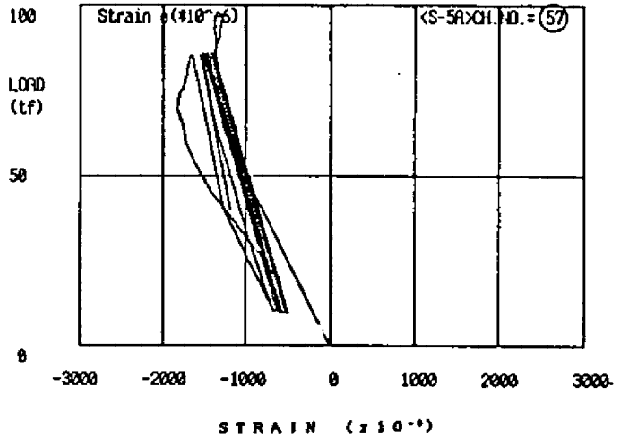


図 2.2.33　コンクリートの荷重と歪との関係（S－5A）

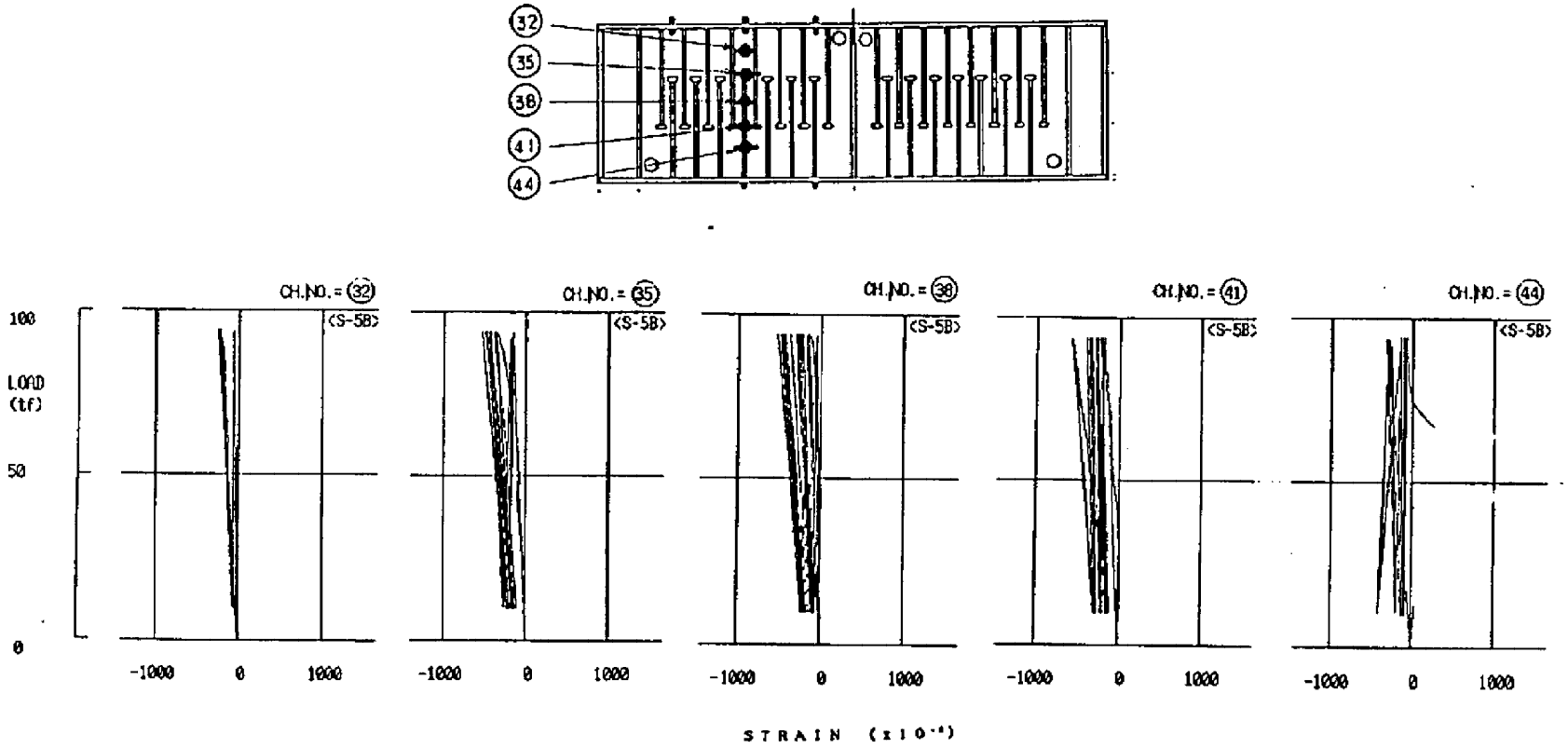
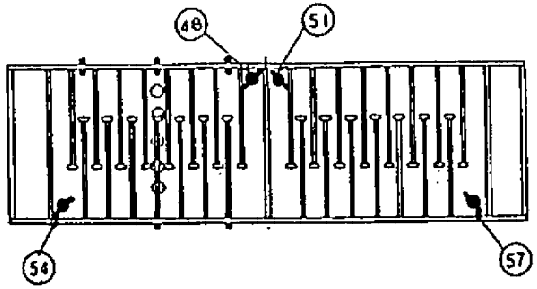
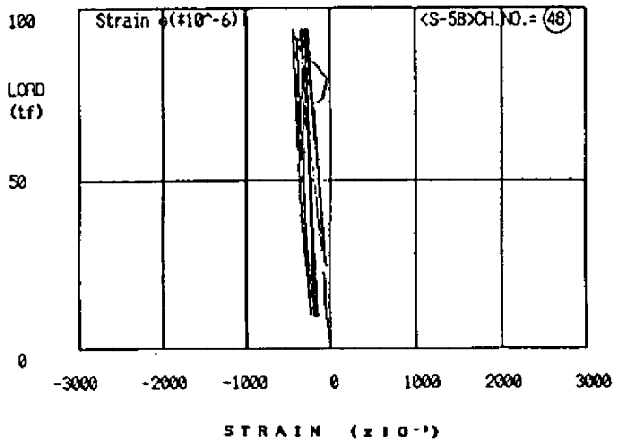
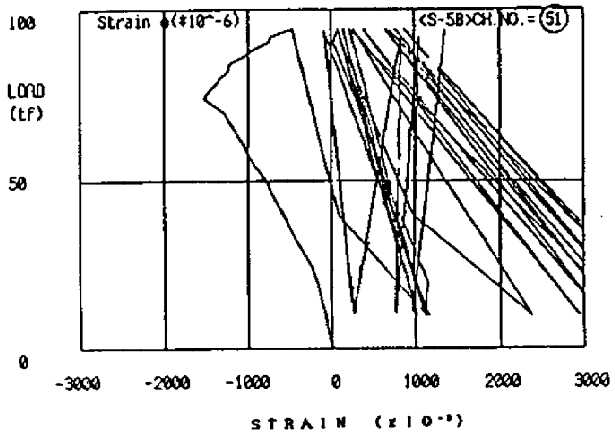
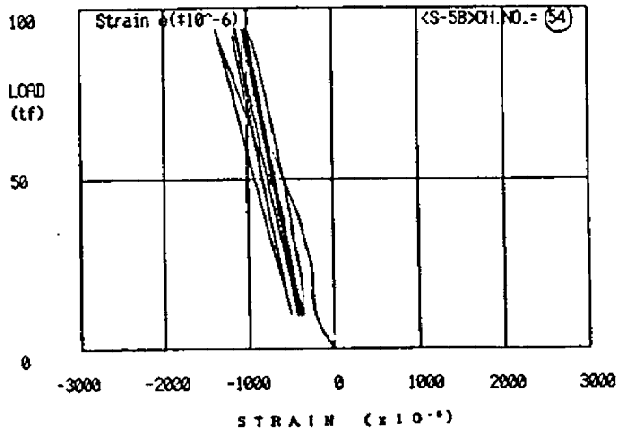


図2.2.34　コンクリートの荷重と歪との関係（S－5B）









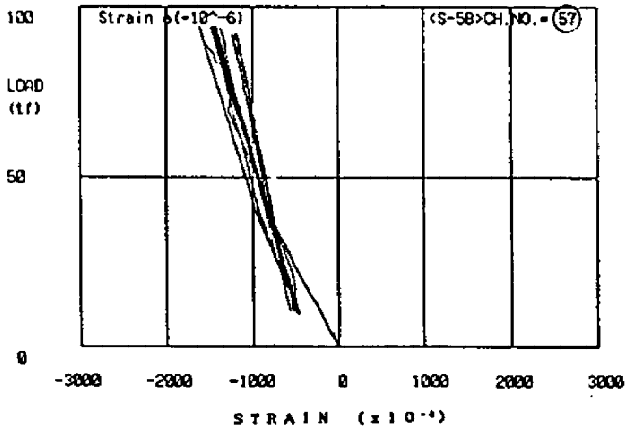
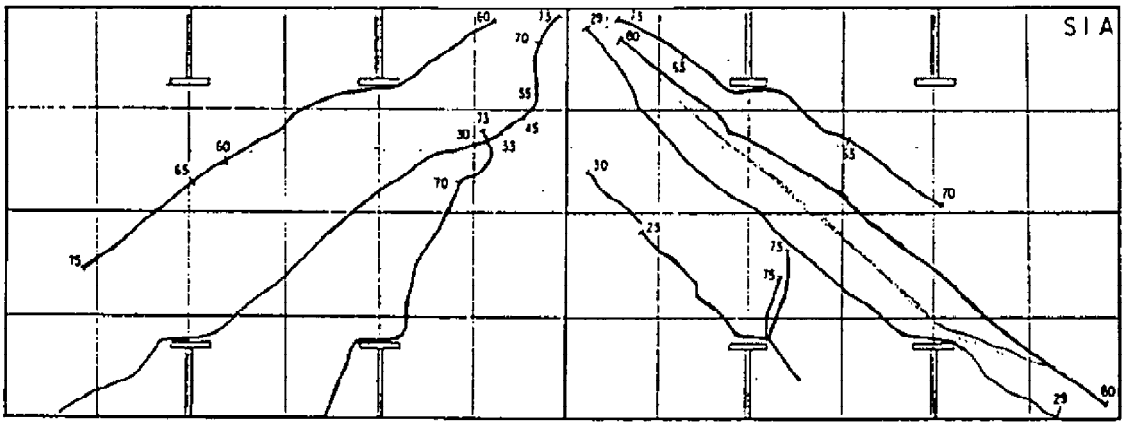
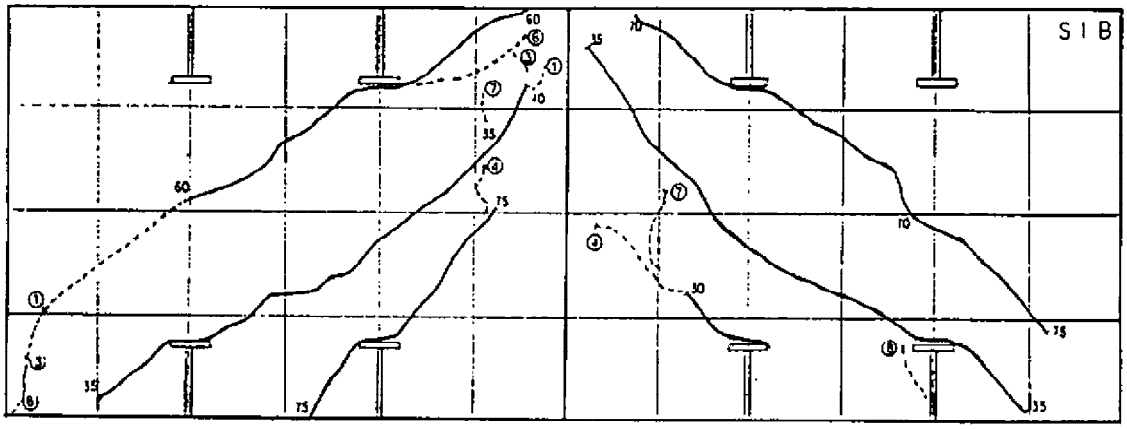


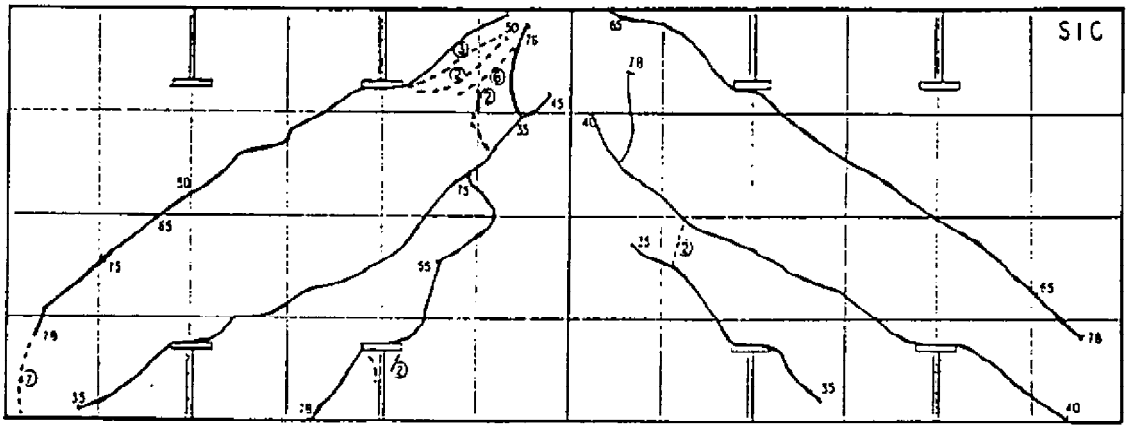
図 2.2.35　コンクリートの荷重と歪との関係（ S－5 B ）



（a）　S－1A模型



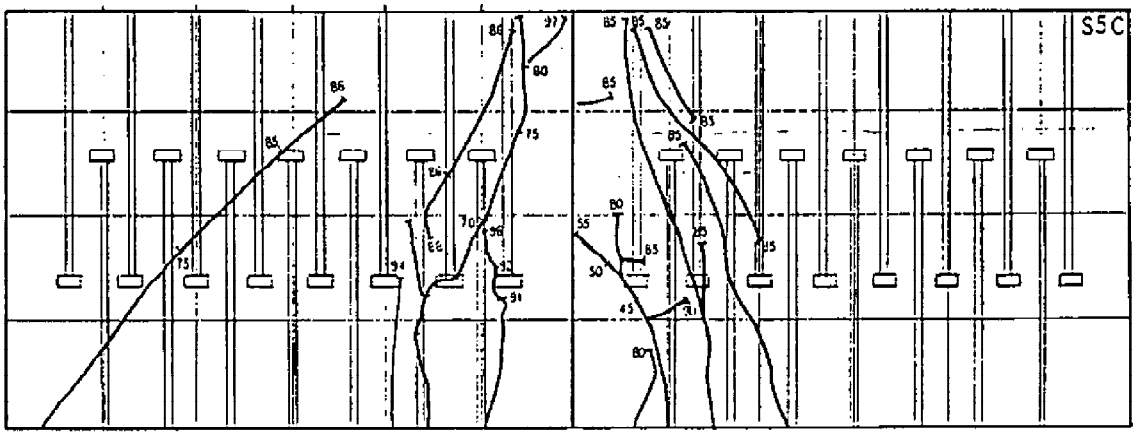
（b）　S－1B模型



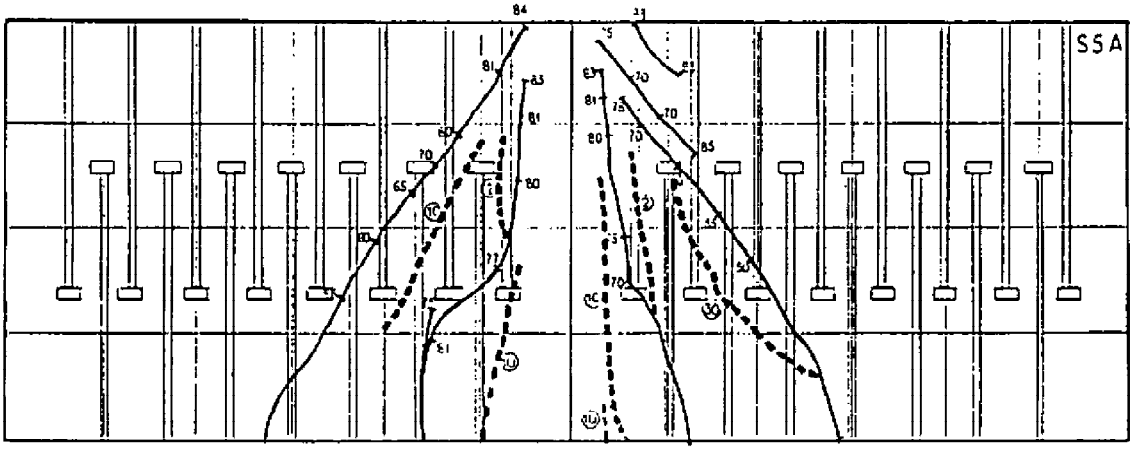
（c）　S－1C模型

（注）数値は、荷重（tf）を示す。
②は、繰り返し回数n＝3を示す。

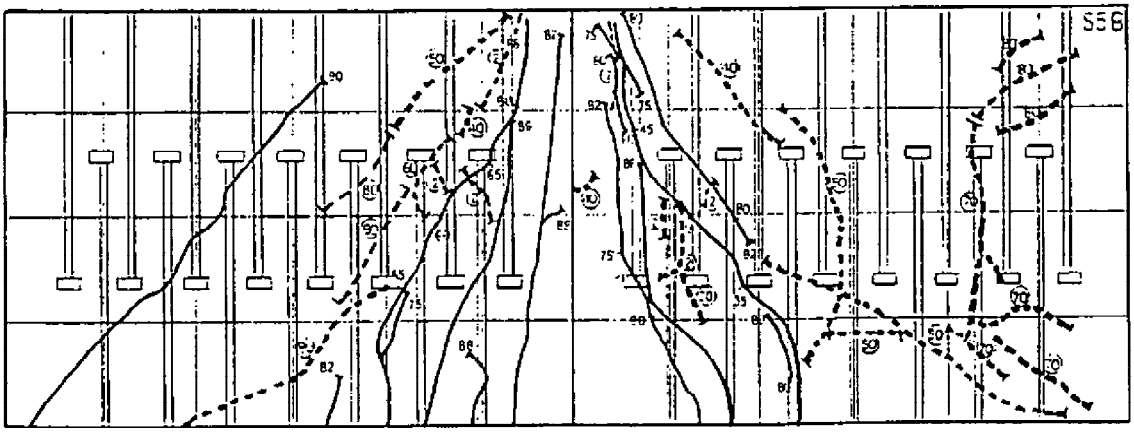
図2.2.36　クラック伝播状況図



（a）　S－5C模型



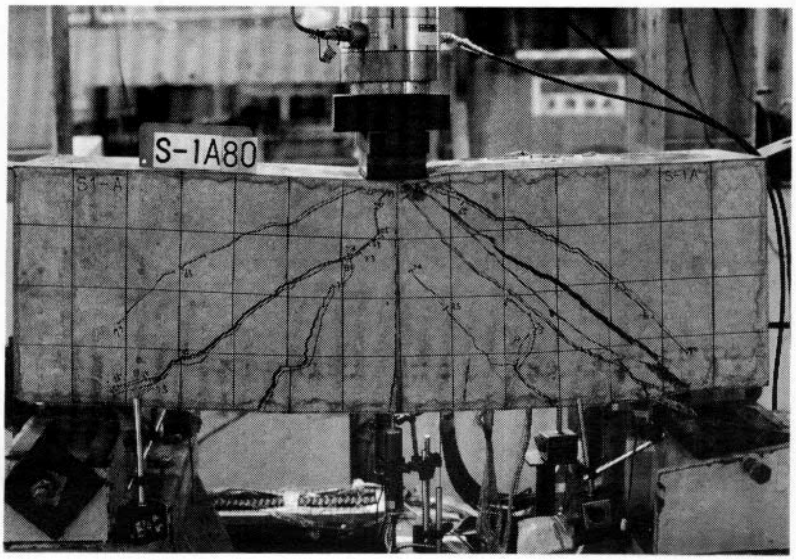
（b）　S－5A模型

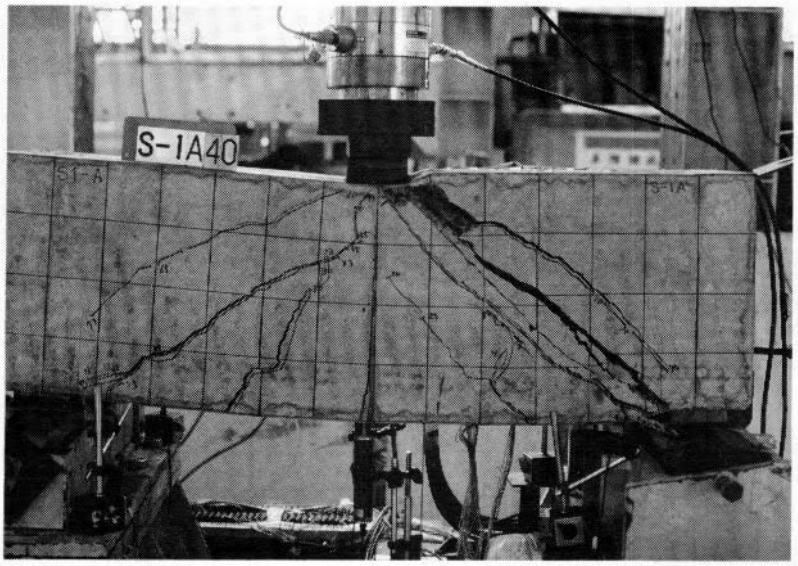


（c）　S－5B模型

（注）数値は、荷重（tf）を示す。
③は、繰り返し回数n＝3を示す。

図2.2.37　クラック伝播状況図





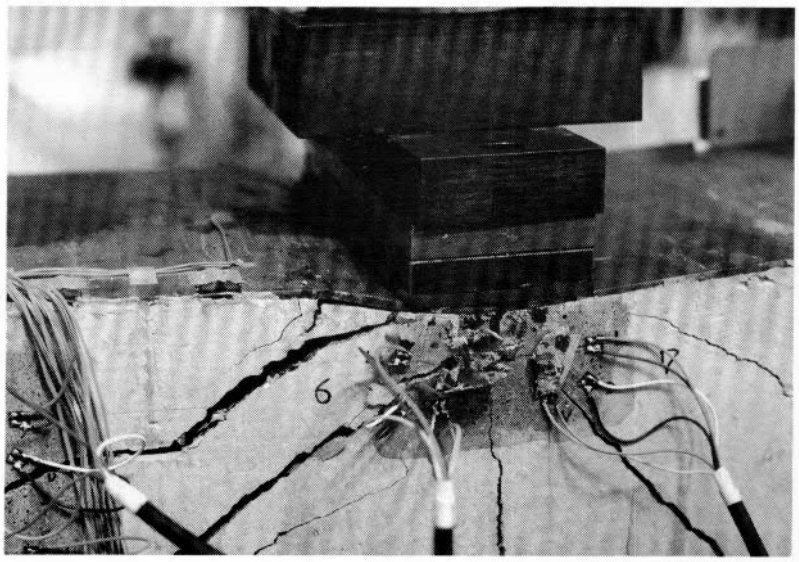
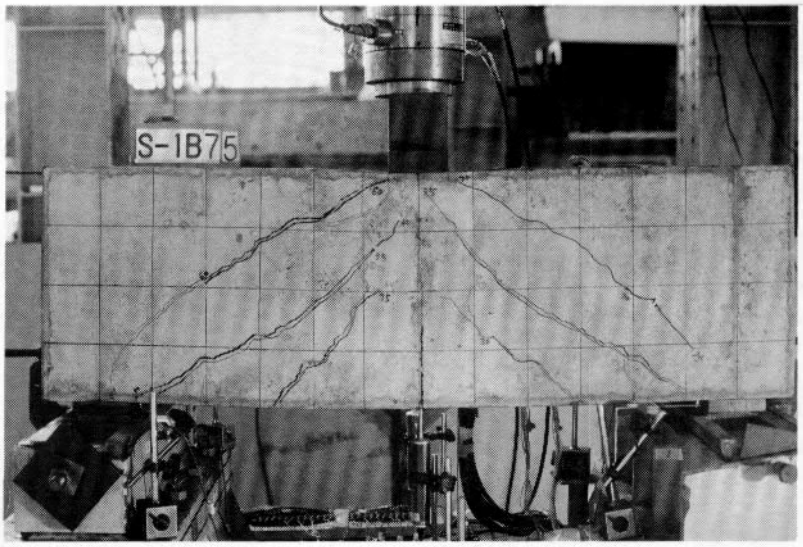
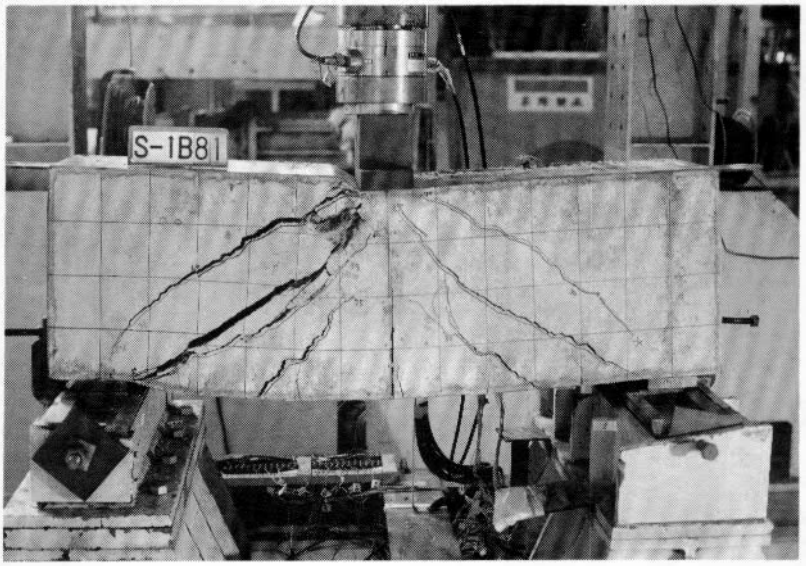


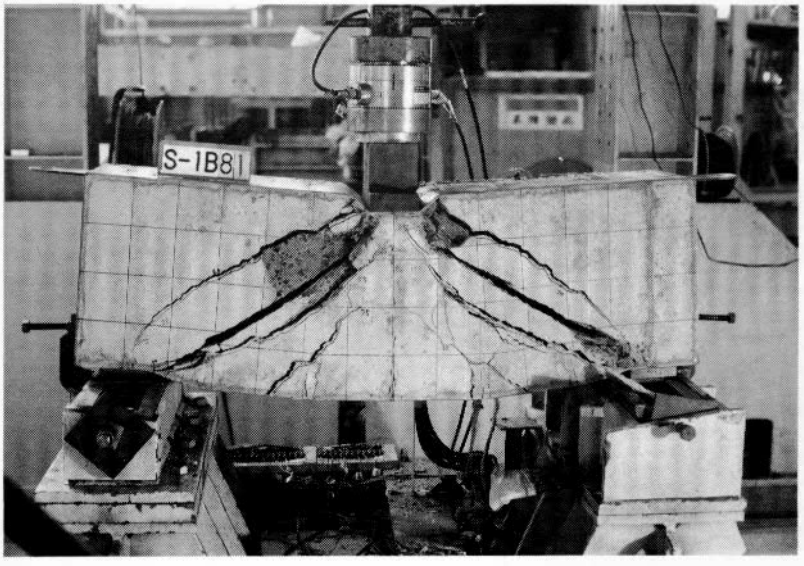
写真2.2.7　S－1A模型　静的載荷試験



n ＝100回

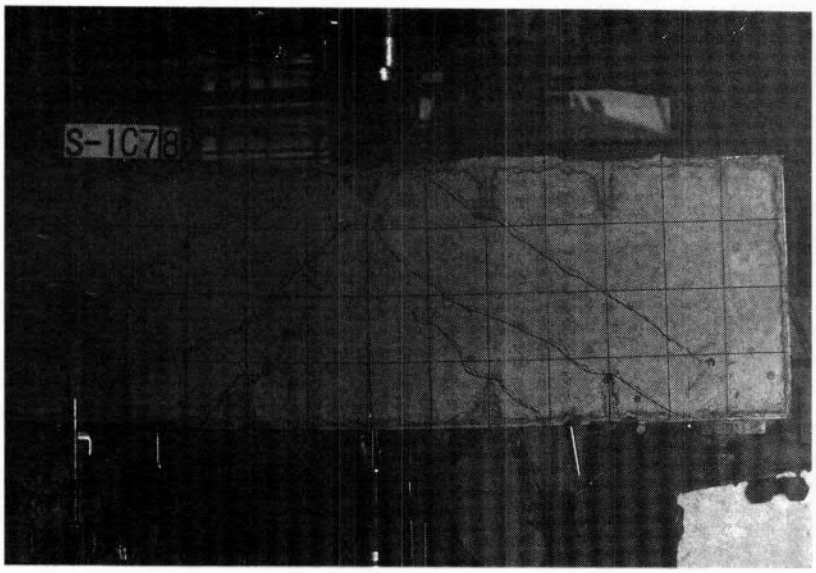


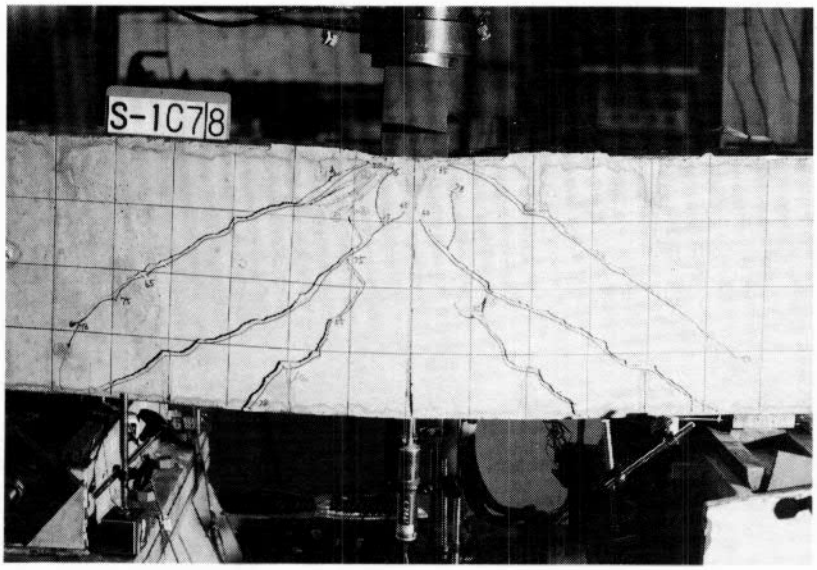
n ＝100回後
の静的載荷



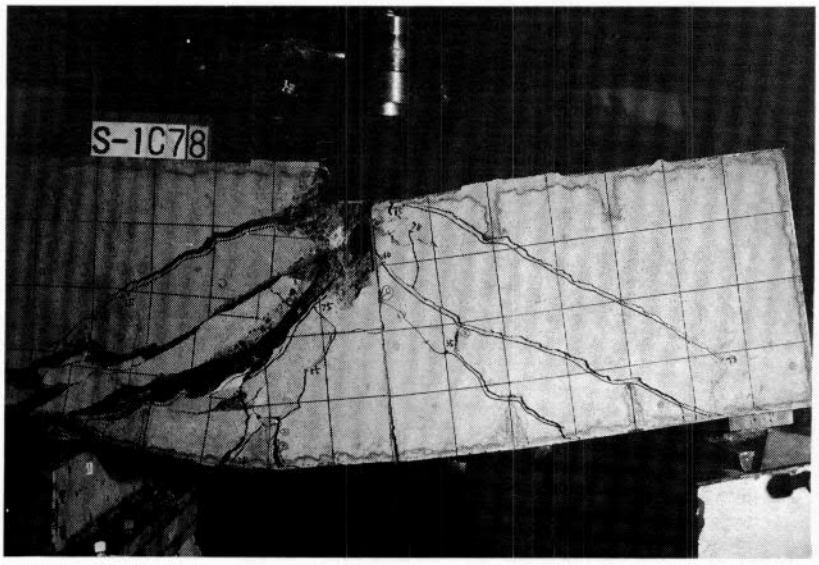
崩壊状況

写真2.2.8　S－1B模型　繰り返し荷重試験





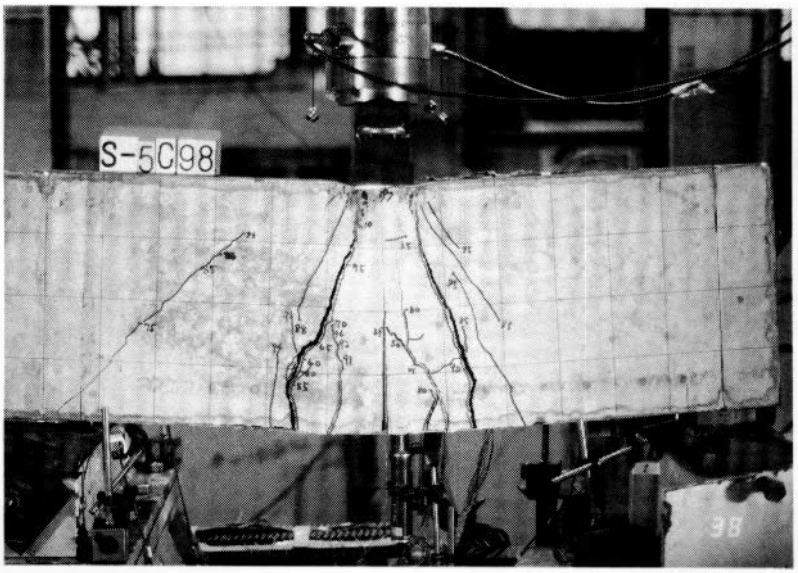
n =10 回



n =47 回

崩壊状況

写真2.2.9　S－1C模型　繰り返し荷重試験



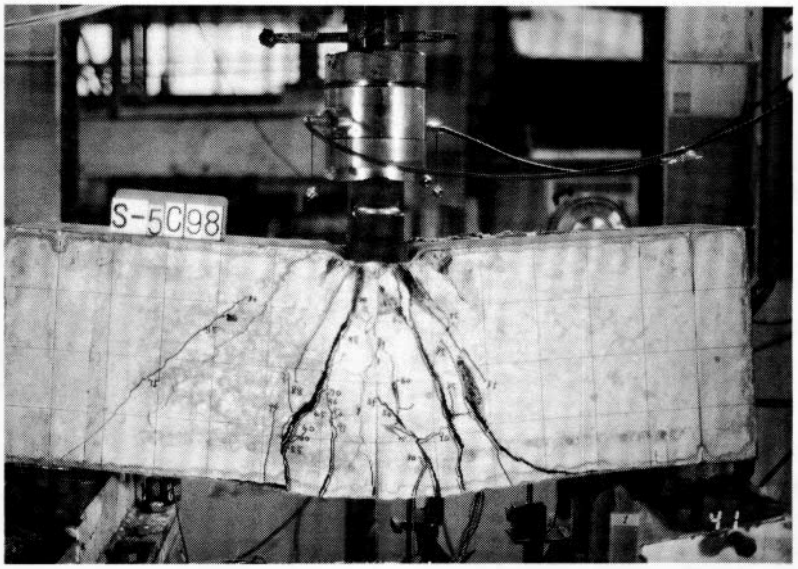
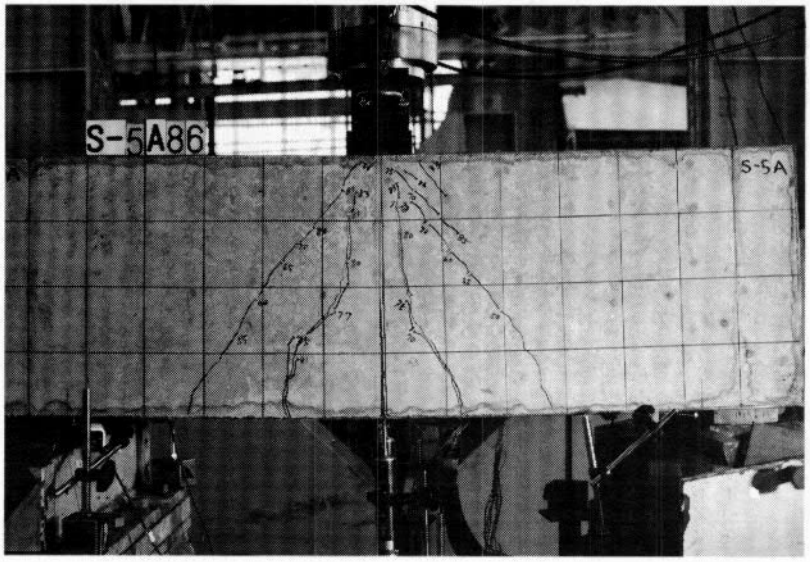
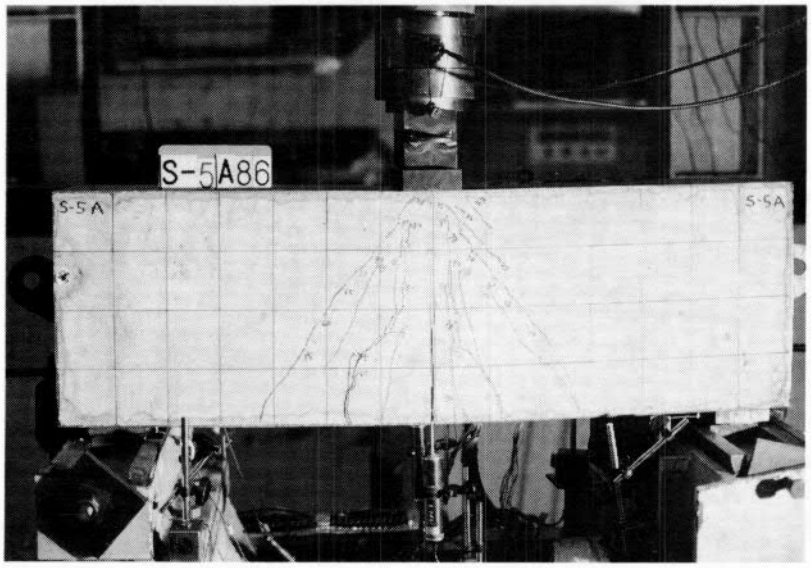




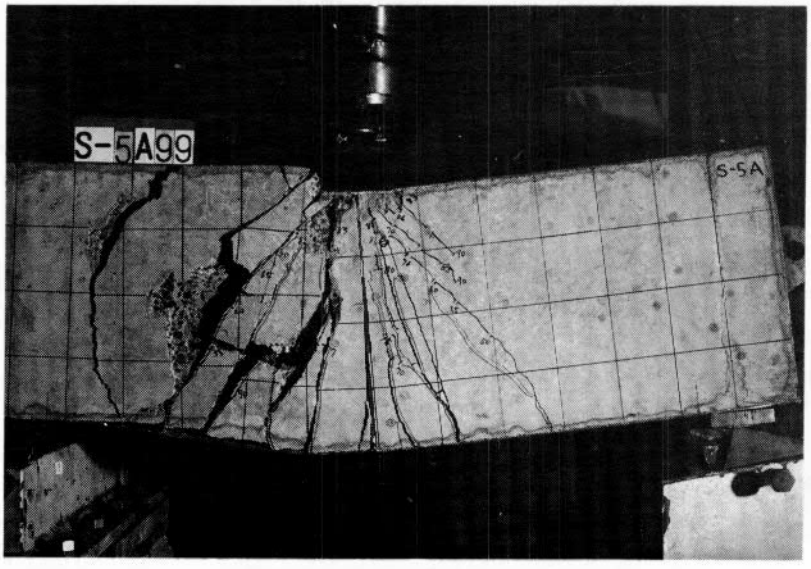
写真2.2.10　S－5C模型　静的載荷試験



n＝1　回

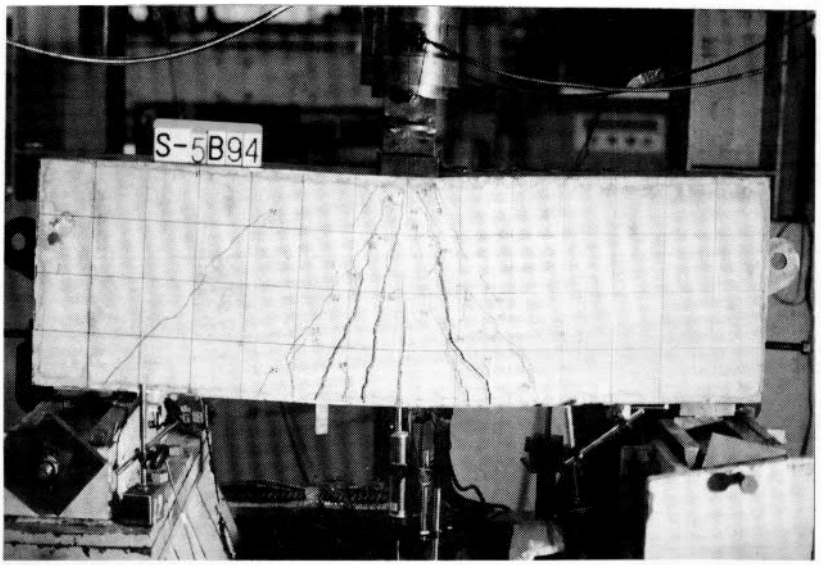


n＝100回

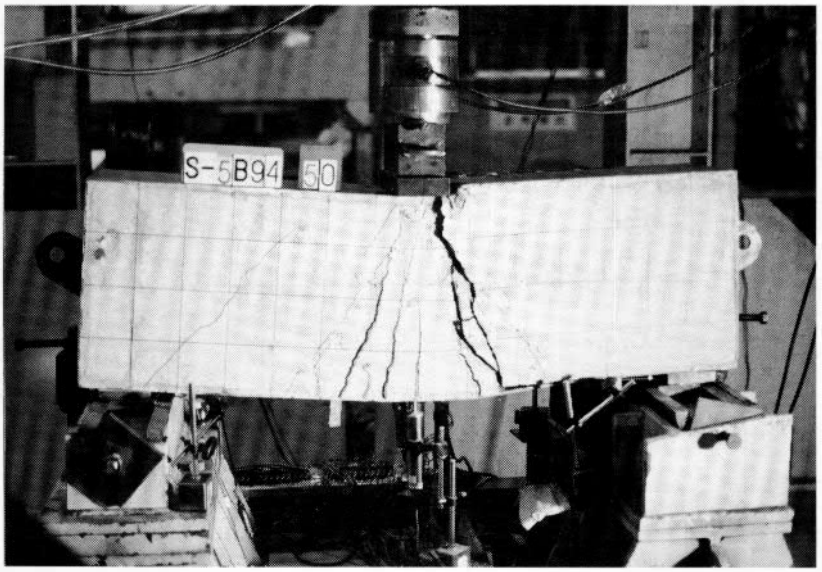


n＝100回後
の静的載荷
崩壊状況

写真2.2.11　S－5A模型　繰り返し荷重試験



n ＝2回



n ＝50回



n ＝82回

崩壊状況

写真2.2.12　S－5B模型　繰り返し荷重試験

表2.2.4 繰り返し試験結果

	繰返し荷重 ($\frac{P_{r1}}{P_u}$,%) P_{r1}(tf)	繰返し荷重による破壊時の繰返し回数 n (回)	繰返し(n=100)後の静的載荷 P_{ru} (tf)	静的載荷 62年度 P_u (tf)
S-1A	—	—	(N=1) 80	78.1
S-1B	75 (94)	—	81	
S-1C	78 (97.5)	47	—	
S-5A	86 (88)	—	98	96.1
S-5B	94 (96)	50/82	—	
S-5C	—	—	(N=1) 98	

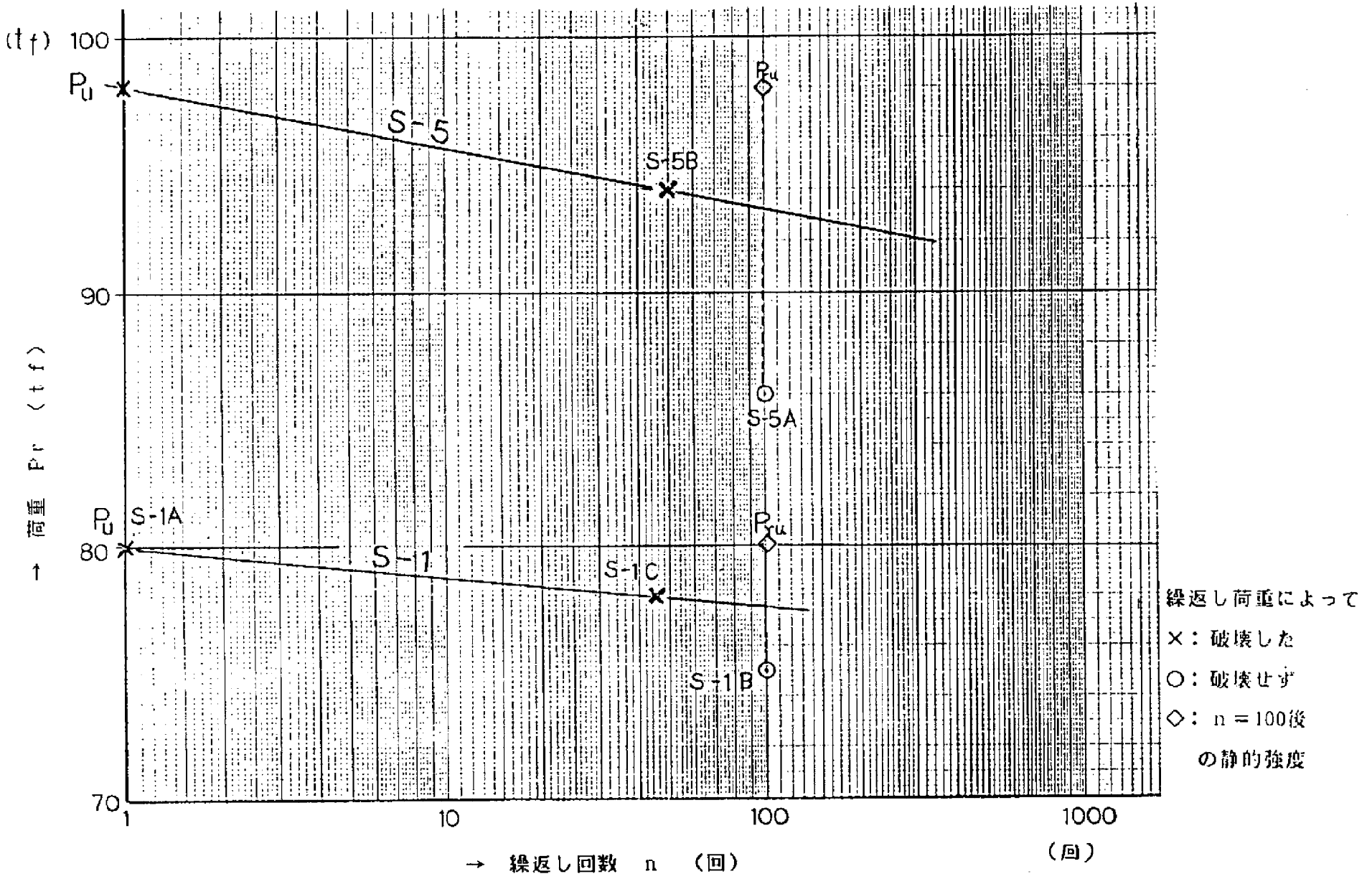

(tf) 100
90
80
70
Pu
S-5
S-5B
S-5A
S-1A
S-1
S-1C
S-1B
繰返し荷重 Pr (tf)
1
10
100
1000
(回)
→ 繰返し回数 n (回)
繰返し荷重によって
×：破壊した
○：破壊せず
◇：n＝100後
の静的強度

図 2.2.38 S－N 線 図

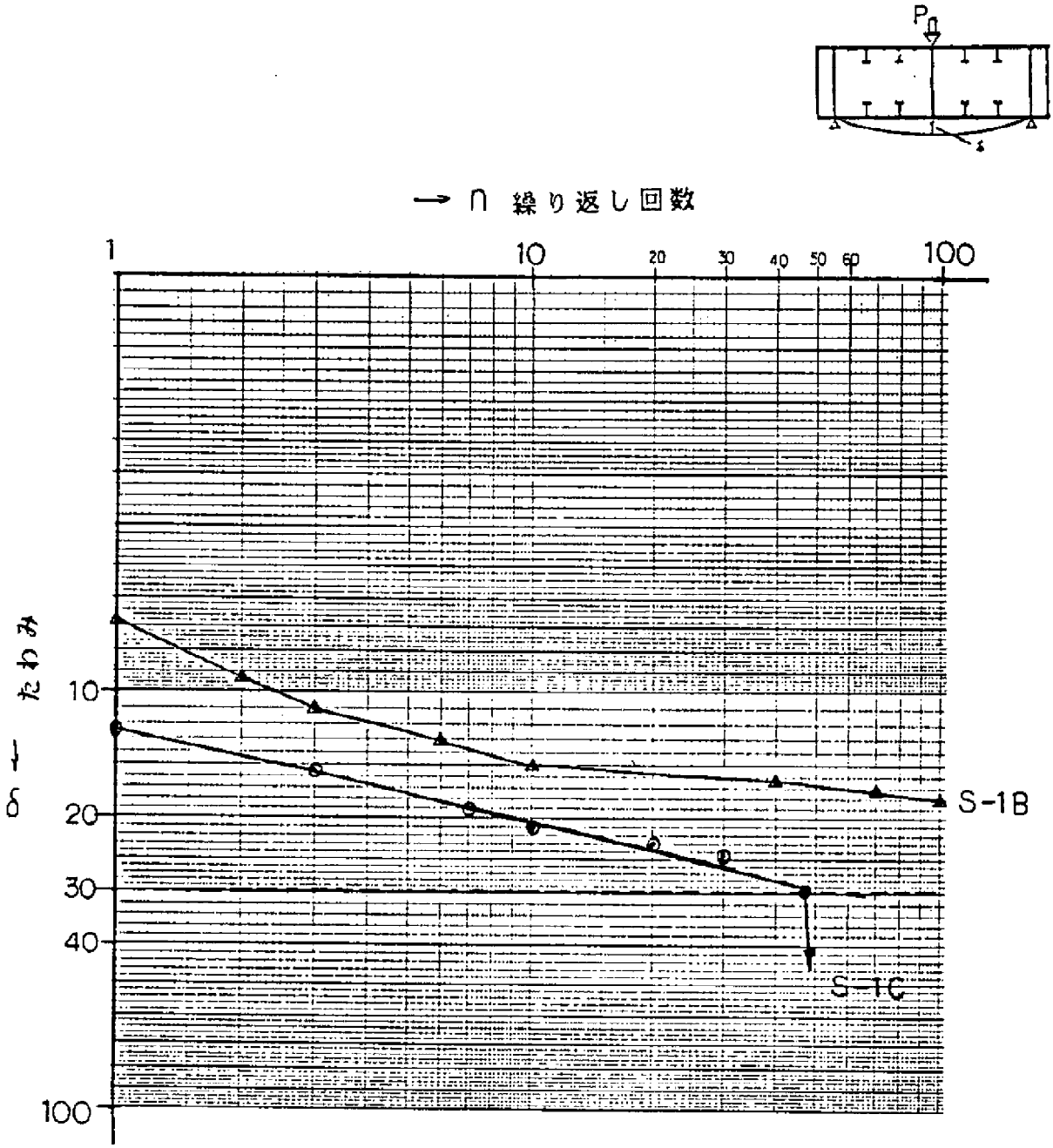
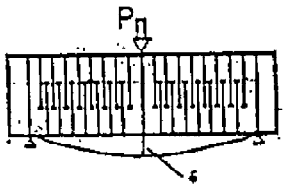


図 2.2.39　繰り返し回数とたわみの変化との関係



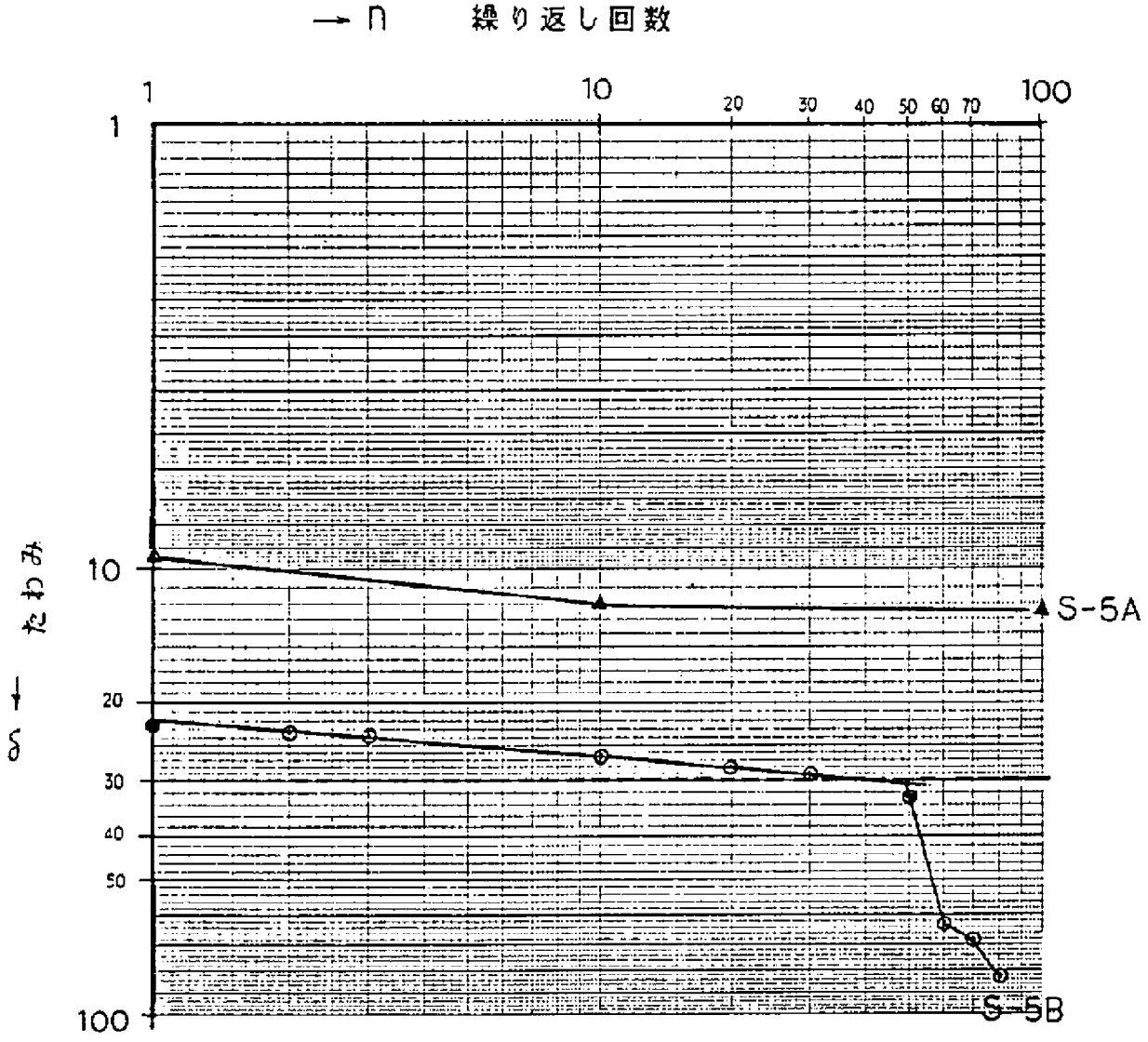


図 2.2.40　繰り返し回数とたわみの変化との関係

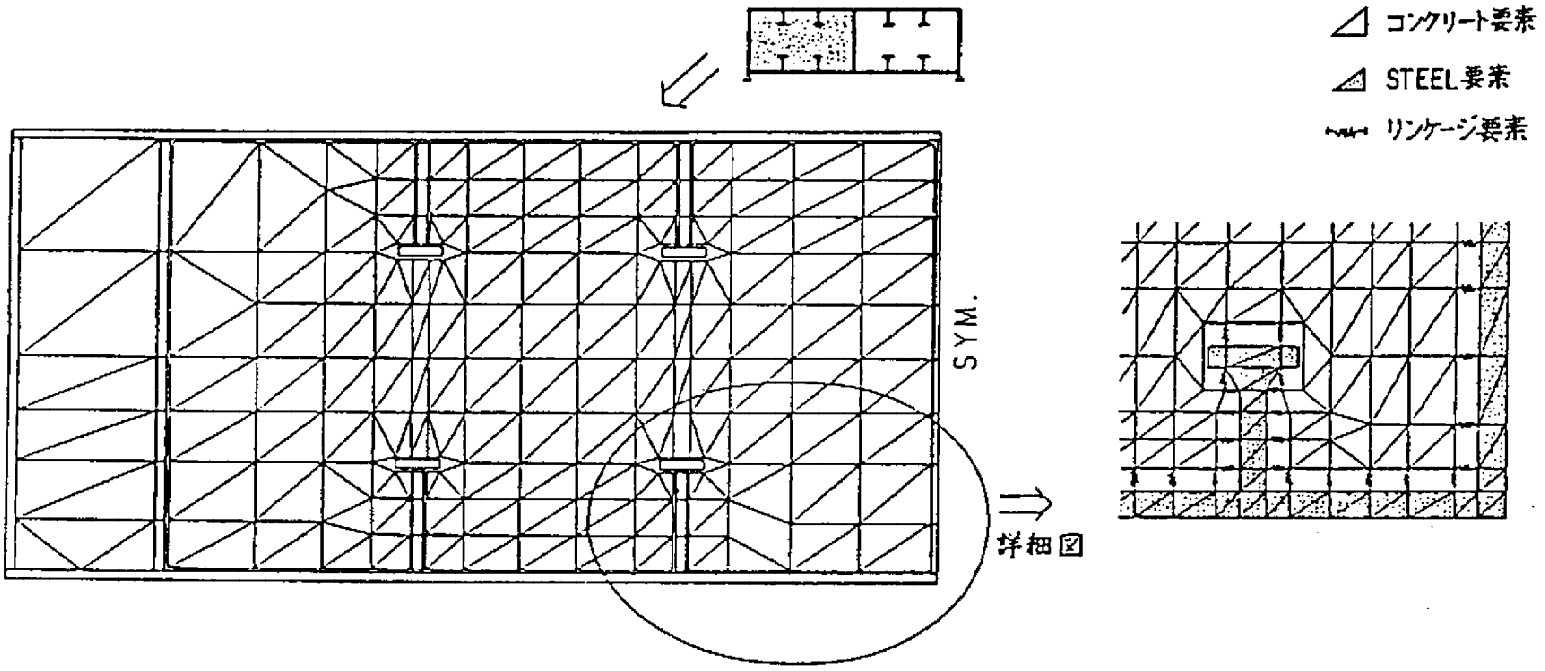


図2.2.41　S－1　模型の要素分割図

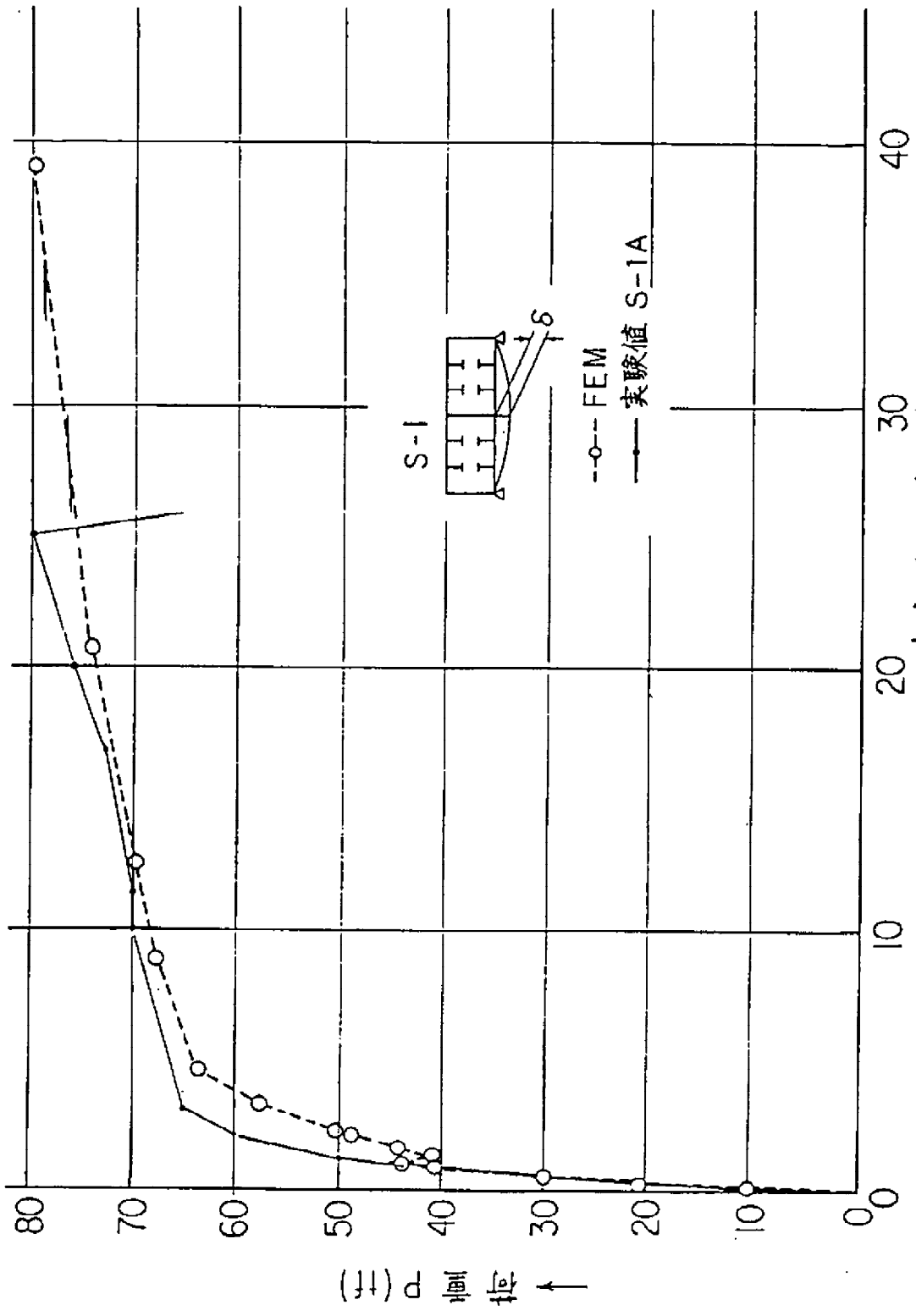
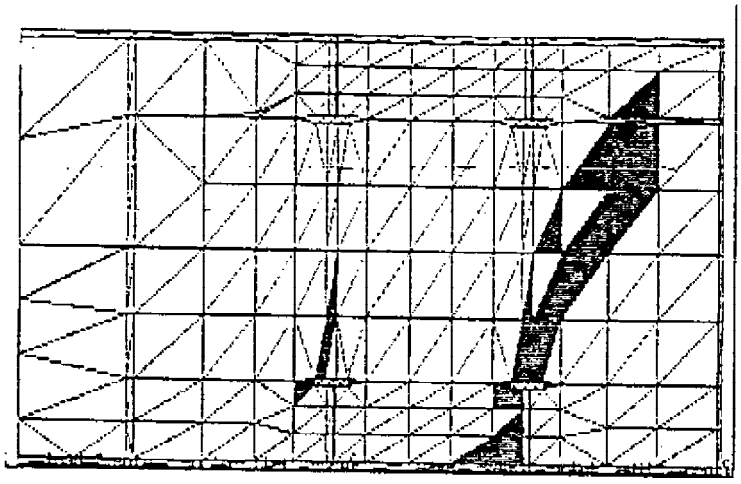
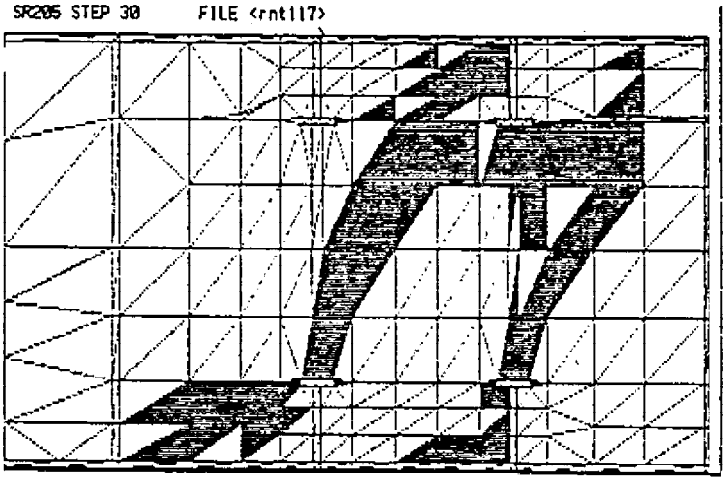


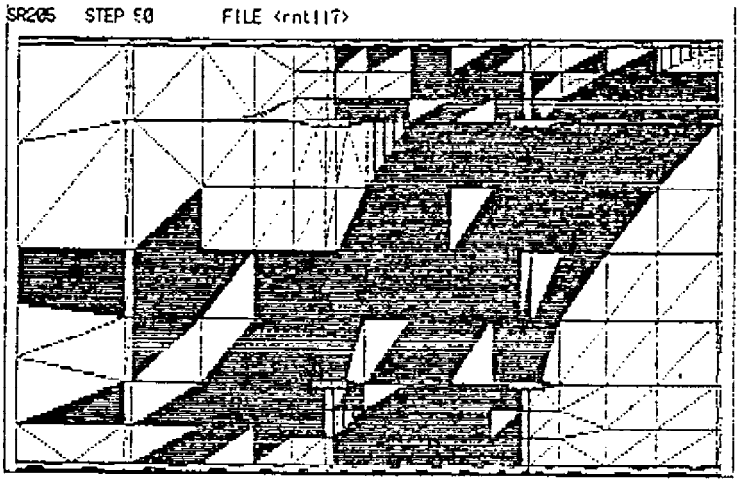
図 2.2.42　荷重ーたわみの関係（ＦＥＭ計算結果と実験値との比較）



P = 20 tf



P = 45 tf



P = 64 tf

：コンクリート クラック

：コンクリート 圧縮塑性

図2.2.43 要素特性の変化

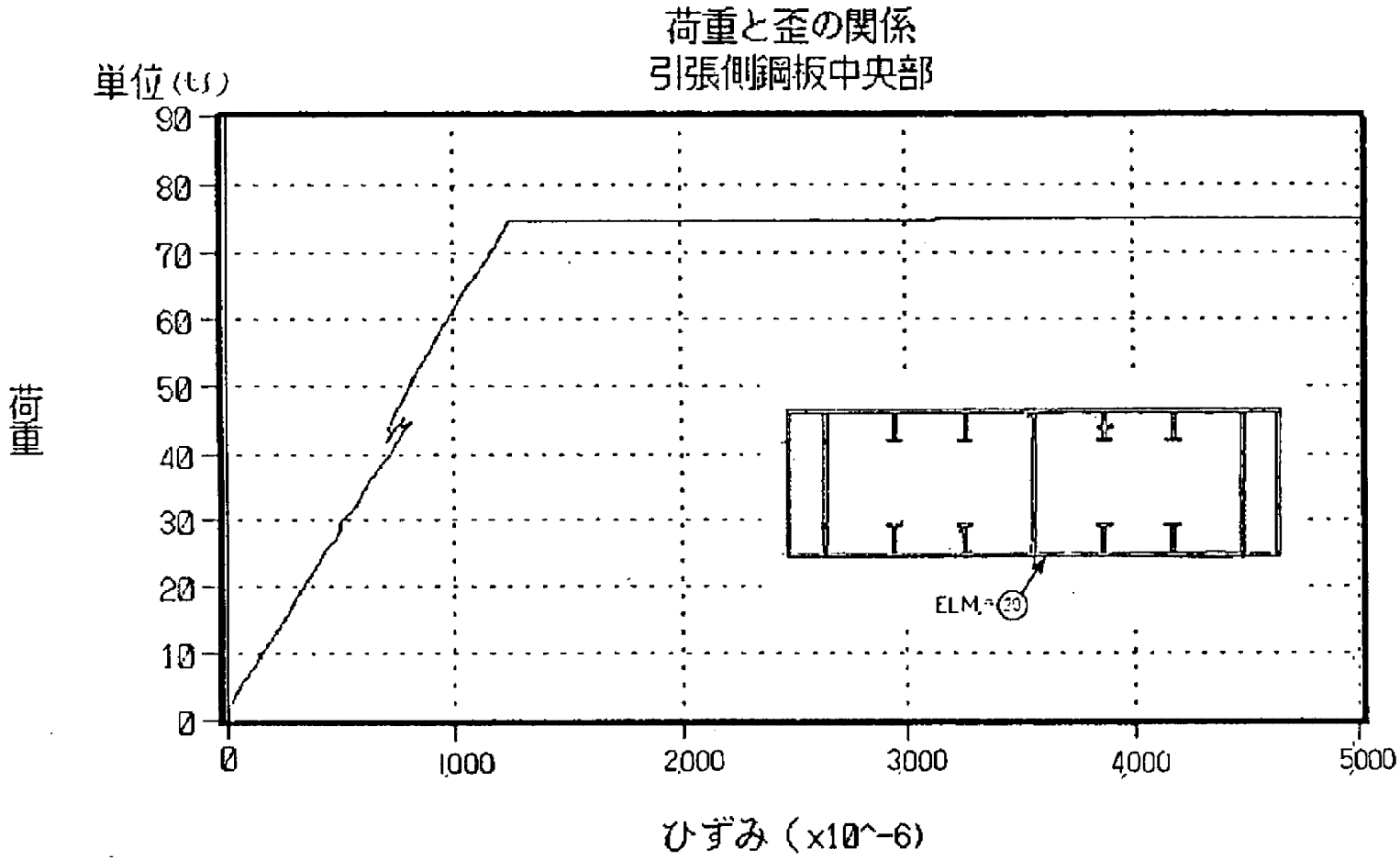


図 2.2.44　引張側鋼板の中央部の歪と荷重の関係

3．サンドイッチ式コンポジット構造の疲労強度特性の検討 Ⅲ

まえがき

サンドイッチ式コンポジット構造は、鋼板間にコンクリートを充填した構造である。鋼板とコンクリートが一体として働き、コンポジット構造の特性を発揮するためには鋼板にコンクリートを結合させるずれ止めを取り付けることが必要である。　昭和６２年度には、５種類のずれ止めを取り付けたせん断型模型を用いて鋼板とコンクリートとの結合方式を検討した。また、昭和６３年度は結合方式としてＴ型の型鋼を取り付けたＳ－１模型、及び長尺のスタッドボルトを取り付けたＳ－５模型の２種類の模型について正方向の繰り返し荷重を作用させて疲労強度特性を検討した。

平成１年度では、Ｔ型及び長尺のスタッドボルトを取り付けたＳ－１模型、Ｓ－５模型について正方向の載荷後に逆方向の載荷を行った場合の最終強度及び正方向の繰り返し荷重を載荷させた後に逆方向の繰り返し荷重を作用させた場合の疲労強度特性を検討した。

3.1 模型実験

3.1.1 試験模型

鋼板とコンクリートから構成されるサンドイッチ式コンポジット構造の試験模型はせん断型模型で、せん断スパンと桁高との比は、1.35とした。　鋼板とコンクリートとのずれ止めの形式によって図2.3.1～図2.3.2に示すように２種類、各５体、計１０体製作した。

Ｓ－１模型は、圧縮側及び引っ張り側鋼板にずれ止めとしてＴ型の型鋼を取り付けてコンクリートを一体化している。Ｓ－５模型はずれ止めとして長尺のスタッドボルトを用いて斜め引っ張りクラックの発生やクラックの開口幅の抑制を意図したものである。

写真2.3.1及び写真2.3.2にコンクリート打設前の鋼製枠を示す。実験に使用したコンクリートは前年度と同様に設計強度450kgf/cm^2

の軽量コンクリートでその示方配合を表2.3.1に示す。

写真2.3.3にコンクリートの打設状況を示す。

３．１．２　試験装置及び試験方法

模型には中央集中荷重を繰り返し作用させて疲労強度特性を調査した。繰り返し載荷には、75tf油圧ジャッキを用いて、手動で載荷、除荷を繰り返した。荷重は試験装置の表示盤およびロードセルによって計測した。コンクリートのクラックの進展は各荷重段階で目視観測した。

表2.3.1に荷重形式を示す。荷重形式は各模型について

(1)静的載荷

(2)正逆載荷

(3)正負片振り疲労試験

を実施した。静的載荷は模型中央に集中荷重を単調に載荷させて模型を破壊させた。正逆載荷は正方向に荷重を載荷させた後、模型を反転させて荷重を単調に作用させ、模型を破壊させた。正方向の荷重は、引っ張り側鋼板が降伏する荷重（降伏強度）以上、静的載荷で得られた最終強度以下とした。繰り返し荷重は、正方向に繰り返し荷重を載荷させた後、模型を反転し、再び逆方向に繰り返し荷重を載荷させた。正方向繰り返し荷重では下限荷重を +10tfとし、上限荷重を降伏強度以上、最終強度以下とした。逆方向繰り返し荷重は、上限荷重を-10tfとし、下限荷重を正方向繰り返し荷重あるいは正逆載荷で得られた逆方向最終強度を越えない荷重とした。

繰り返し回数は正方向及び逆方向共に100回とし合計200回作用させた。ただし、Ｓ－５Ｇ模型についてのみ正逆・正逆を繰り返し、合計400回繰り返し荷重を作用させた。繰り返し荷重の載荷によって破壊しなかった模型については繰り返し荷重試験後に単調に荷重を増加させ、繰り返し荷重試験後の模型の残存強度を調べた。

写真2.3.4に実験状況を示す。

３．２試 験 結 果

表2.3.2及び表2.3.3に試験結果の一覧を示す。　図2.3.3および図2.3.4に各模型の荷重形式と最終強度を示した。

（１）　Ｓ１Ｄ模型

Ｓ１Ｄ模型ではＳ１型模型の最終強度を求めた。　最終強度は８０．４tfで昭和６２年度及び昭和６３年度とほぼ同一の結果となった。

図2.3.5に荷重～たわみの関係を示す。写真2.3.5にクラックの進展状況及び破壊状況を示す。

模型のたわみは、６４．４tfから急激な増加を示し、　たわみ量が３１．５㎜、荷重８０．４tfになったときに圧縮部のコンクリートが圧壊して模型が崩壊した。

ここで、たわみの急増する荷重６４．４tfをＳ１型模型の降伏荷重Ｐyoとし、破壊荷重８０．４ｔｆを最終強度Ｐoとする。

（２）　Ｓ１Ｅ模型

Ｓ１Ｅ模型では、正方向荷重載荷後の逆方向載荷に対する最終強度を求めるために正逆載荷試験を行った。

Ｓ１Ｅ模型の正方向荷重は、Ｓ１Ｄ模型の最終強度と降伏強度の中間の荷重として７５tfとした。

図2.3.6に荷重～たわみの関係を示す。写真2.3.6に正方向載荷によるクラックの進展状況、写真2.3.7に逆方向載荷によるクラックの進展状況を示す。

正方向載荷によって荷重を７５tfまで増加すると、模型は下側に凹になり、引張側鋼板が降伏し、歪量が増大する。また、Ｓ１Ｄ模型と同様にアーチ構造を形成するようにクラックが発生し、クラックは大きく開口した。その後、除荷を行うと、約１４㎜の残留たわみが生じ、主なクラックは閉じずに開口状態になった。

逆方向載荷を行うために模型を反転すると、模型は上に凸の状態

で、クラックも開口したままの状態であった。逆方向荷重を作用させると模型の上部のＴ型鋼の頭部からクラックが発生した。その後、荷重を増加させると模型の下部のＴ型鋼から斜めクラックが発生した。模型のたわみは正載荷の除荷曲線の場合とは異なり、初期に急激な増加を示す。模型がほぼ水平になると引っ張り側鋼板が効きはじめ、荷重に対するたわみ量が減少する。荷重をさらに増加させ、５７tfに達すると荷重点と支持点との間に斜めクラックが発生し、正方向荷重のみによる最終強度よりも低い荷重で模型が崩壊した。

これは、正方向載荷によって鋼板の降伏及びクラックの開口が生じた場合、逆方向載荷時にはアーチ構造を形成するクラックの発生が阻害され、アーチ構造ができる前にせん断変形による斜め引っ張りクラックが発生しやすくなるためと考えられる。

（３）　Ｓ１Ｆ模型、Ｓ１Ｈ模型

Ｓ１Ｆ模型では、Ｓ１Ｅ模型と同様に正逆載荷試験を行ったが、Ｓ１Ｆ模型の正方向荷重を、Ｓ１Ｄ模型の最終強度と降伏強度の差の約２３％の荷重を降伏荷重Ｐyに加えた荷重として６９ｔｆとした。

図2.3.7に荷重～たわみの関係を示す。写真2.3.8に正方向載荷によるクラックの進展状況、写真2.3.9に逆方向載荷によるクラックの進展状況を示す。

正方向載荷によって荷重を６９tfまで増加すると、模型はＳ１Ｅ模型と同様に模型は下側に凹になり、引張側鋼板が降伏し、歪量が増大する。また、アーチ構造を形成するようにクラックが発生し、クラックは開口した。その後、除荷を行うと、約５mmの残留たわみが生じ、主なクラックは閉じずに若干開口状態になった。

模型を反転し、逆方向載荷を行うと、たわみは正載荷時よりも荷重に対する増加率が大きいが、Ｓ１Ｅの場合よりも初期の剛性は高くなっている。これは、正荷重によるクラックの開口量がＳ１Ｅ模型の場合よりも小さいからである。荷重を増加し、模型がほぼ水平になると引っ張り側鋼板が効きはじめ、たわみ量は減少し、剛性が

増加する。荷重が５３ｔｆに達すると荷重点と支持点との間に斜めクラックが発生し、模型は崩壊した。

Ｓ１Ｆ模型の逆方向最終強度は、正方向荷重がＳ１Ｅの場合よりも低いにもかかわらずＳ１Ｅの逆方向最終強度より小さくなった。Ｓ１Ｆ模型の逆方向最終強度を確認するために、再度、　同一模型（Ｓ１Ｈ）を用いて同一荷重で試験を実施した。

図2.3.8にＳ１Ｈ模型の荷重～たわみの関係を示す。写真2.3.10に正方向載荷によるクラックの進展状況、写真2.3.11に逆方向載荷によるクラックの進展状況を示す。クラックの進展状況はＳ１Ｆ模型とよく似ているが、逆方向最終強度はＳ１Ｆよりも１２tf高く、６５tfとなった。これはＳ１Ｆ模型ではＳ１Ｈ模型よりも斜め引っ張りクラックの発生が多く発生したためにアーチを構成するコンクリートが破壊されたためである。

（４）　Ｓ１Ｇ模型

Ｓ１Ｇ模型は、正負繰り返し疲労試験を行った。

Ｓ１Ｇ模型の正方向繰り返し荷重は、Ｓ１Ｄ模型の降伏強度に近い荷重として６５tfとした。また、逆方向繰り返し荷重は、Ｓ１Ｆ模型の逆方向最終強度を越えない荷重として５０tfとした

図2.3.9に疲労試験時の荷重～たわみの関係を示す。写真2.3.11に正・逆疲労試験によるクラックの進展状況を示す。

最初(N=1)に正荷重載荷を行うと引張側鋼板が少し降伏し、除荷すると約５㎜の残留たわみが生じた。その後、正方向繰り返し荷重（10 ～ 65 tf）を作用させると、荷重ーたわみ関係は、Ｎ＝１における除荷曲線に近く、繰り返し回数が増加しても勾配は、ほとんど変化せず、残留たわみの増加もほとんども見られなかった。繰り返し荷重によって既存のクラックの先端から若干のクラックの進展がみられた。　正疲労試験後に模型を反転し、逆方向繰り返し荷重（-10 ～ -50 tf）を作用させた場合でも、荷重ーたわみ関係はほとんど変化せず、残留たわみの増加もほとんども見られなかった。逆方向

の繰り返し荷重の場合でも若干のクラックの発生及び進展が見られた。

正・逆繰り返し荷重試験によって模型が破壊しなかったので、再度模型を逆方向から正方向に反転し、正方向荷重を作用させて模型を破壊させた。

図2.3.10に疲労試験後の静的載荷による荷重～たわみの関係を示す。　写真2.3.12にクラックの進展状況を示す。

降伏荷重Ｐｙによる正疲労試験および逆方向破壊荷重以下の逆疲労試験後の正方向載荷による最終強度は、疲労試験を行わなかった模型の最終強度Ｐｏとほとんど変わらなかった。また、最終強度時の変位量は、疲労試験をしなかった模型の最終強度時の変位量の９２％でほぼ同一であった。

（５）　Ｓ５Ｄ模型

Ｓ５Ｄ模型では静的に荷重を作用させ最終強度を求めた。

最終強度は９９．４tfで昭和６３年度とほぼ同一の結果となった。

図2.3.11に荷重～たわみの関係を示す。写真2.3.13にクラックの進展状況及び破壊状況を示す。

模型のたわみは、　７０tfから急激な増加を示し、　たわみ量が２６．４㎜、荷重９９．４tfになったときに圧縮部のコンクリートが圧壊して模型が崩壊した。

ここで、たわみの急増する荷重７０．０tfをＳ１型模型の降伏荷重Ｐｙｏとし、破壊荷重９９．４tfを最終強度Ｐｏとする。

（６）　Ｓ５Ｅ模型

Ｓ５Ｅ模型では、Ｓ５型模型の正方向荷重載荷後の逆方向載荷に対する最終強度を求めるために正・逆載荷試験を行った。

Ｓ５Ｅ模型の正方向荷重は、Ｓ５Ｄ模型の最終強度と降伏強度のほぼ中間の荷重として８７tfとした。

図2.3.12に荷重～たわみの関係を示す。写真2.3.14に正方向載荷

によるクラックの進展状況、写真2.3.15に逆方向載荷によるクラックの進展状況および破壊状況を示す。

正方向載荷によって荷重を８７tfまで増加すると、模型は下側に凹になり、引張側鋼板が降伏し、歪量が増大する。また、Ｓ５Ｄ模型と同様にクラックが発生し、クラックは大きく開口した。その後、除荷を行うと、約１０mmの残留たわみが生じ、主なクラックは閉じずに開口状態になった。

模型を反転し、逆方向載荷を行う場合、模型は上に凸の状態になり、荷重を増加させると、たわみは正載荷曲線よりも多く、剛性が低下していることがわかる。荷重が７０tfになり、模型がほぼ水平になると引張側鋼板が降伏を始め、たわみが急増する。荷重をさらに増加させ、７５.４tfに達すると模型は崩壊した。

Ｓ５型模型の場合でも、正方向載荷によって鋼板の降伏及びクラックの開口が生じた場合には、逆方向載荷時の最終強度は、正方向載荷のみによる最終強度よりも低くなることがわかる。

（７） Ｓ５Ｆ模型

Ｓ５Ｆ模型では、Ｓ５Ｅ模型と同様に正逆載荷試験を行った。

Ｓ５Ｆ模型の正方向荷重は、Ｓ５Ｄ模型の最終強度と降伏強度の差の約３１％の荷重を降伏荷重Ｐyに加えた荷重として７９ｔｆとした。

図2.3.13に荷重～たわみの関係を示す。写真2.3.16に正方向載荷によるクラックの進展状況、写真2.3.17に逆方向載荷によるクラックの進展状況を示す。

正方向載荷荷重を７９tfまで増加すると、模型はＳ５Ｅ模型と同様に少し下側に凹になり、引張側鋼板が降伏し、歪量が増大する。その後、除荷を行うと、約４mmの残留たわみが生じ、主なクラックは閉じずに開口状態になった。

模型を逆転し、逆方向載荷を行う場合、模型は上に凸の状態になり、荷重を増加させると、たわみは正載荷曲線よりも多く、若干剛

性が低下していることがわかる。荷重が７２tfになり、模型がほぼ水平になると、引張側鋼板が降伏を始め、たわみが急増する。荷重をさらに増加させ、９３.９tfに達して模型は崩壊した。

逆方向荷重による最終強度はＳ５Ｄ模型の最終強度Ｐｏ（99.4tf）の９４％であり、最終強度の低下は少なかった。

Ｓ１型模型の場合には正荷重が降伏荷重よりも大きいと逆載荷時の最終強度は最終強度Ｐｏの約７０％になったが、Ｓ５型模型の場合には、Ｓ５Ｆ模型の場合のように正荷重が降伏荷重よりも大きくても逆載荷時の最終強度がそれほど低下しない。これは同じ荷重比率でもＳ５型模型の場合の方がＳ１型模型の変形量よりも少なく、コンクリートの破壊及び引っ張り側鋼板の降伏変形がすくないためである。

（８） Ｓ５Ｇ模型,Ｓ５Ｈ模型

Ｓ５Ｇ模型およびＳ５Ｈ模型は、正負繰り返し疲労試験を行った。

Ｓ５Ｇ模型の正方向繰り返し荷重は、Ｓ５Ｄ模型の降伏強度に近い荷重として７０tfとした。また、逆方向繰り返し荷重は、Ｓ５Ｆ模型の逆方向の最終強度がＳ５Ｄ模型最終強度と変わらないために正方向繰返荷重と同様に７０tfとした

Ｓ５Ｇ模型では、正・逆疲労試験を２回、合計４００回の繰り返し荷重を作用させた。

図2.3.14および図2.3.15に疲労試験時の荷重～たわみの関係を示す。写真2.3.18に正逆疲労試験によるクラックの進展状況を示す。

正荷重載荷を行うと引張側鋼板が少し降伏し、除荷すると約２mmの残留たわみが生じた。正疲労荷重（+10 ～+70 tf）を作用させると、荷重一たわみ関係はほとんど変化せず、残留たわみの増加はほとんども見られなかった。繰り返し荷重によって斜めクラックの進展がみられた。　正疲労試験後に模型を反転し、逆荷重を作用させ、その後、逆疲労荷重（-10 ～ -70 tf）を作用させた場合、荷重一たわみ関係はほとんど変化せず、残留たわみの増加もほとんども見ら

れなかった。逆方向の繰り返し荷重の場合には多くのクラックの発生及び進展があった。

正逆疲労試験の結果、模型が破壊しなかったので、模型を反転し、正方向荷重を作用させて模型を破壊させた。

図2.3.16に疲労試験後の静的載荷による荷重～たわみの関係を示す。　写真2.3.19にクラックの進展状況及び破壊状況を示す。

繰り返し荷重を降伏荷重Ｐyoとした正疲労試験および逆方向破壊荷重以下の逆疲労試験後の正方向載荷による最終強度は、疲労試験を行わなかった模型の最終強度Ｐoの８６％と低下した、また、その後の最大強度は９１．１tfであった。

最終強度時の変位は13.6mmで疲労試験をしなかった模型の52%に低下した。

Ｓ５Ｈ模型では、正・逆疲労試験を１回、合計２００回の繰り返し荷重を作用させた。

図2.3.17に疲労試験時の荷重～たわみの関係を示す。写真2.3.20に正逆疲労試験によるクラックの進展状況を示す。

正逆疲労試験の結果、模型が破壊しなかったので、模型を反転し、正方向荷重を作用させて模型を破壊させた。

図2.3.18に疲労試験後の静的載荷による荷重～たわみの関係を示す。写真2.3.21にクラックの進展状況及び破壊状況を示す。

正・逆疲労試験を１回だけ行った場合には、疲労試験後の最終強度及び最終強度時の変位量は、疲労試験をしなかった模型の最終強度及び最終強度時の変位量とほぼ同一であった。

３．３ 実験結果の考察

図2.3.19に正・逆載荷を行った場合の各模型の最終強度の比較を示した。　各模型の最終強度を正荷重の荷重比で比較した場合、正方向荷重によって逆方向載荷時の最終強度が低下する傾向が見られる。

Ｓ１型模型とＳ５型模型とを比較するとＳ５が模型の方が逆方向

載荷時の最終強度の低下が小さくなっていて、Ｓ５型模型の方が正・逆繰り返し荷重に対して優れていることがわかる。

Ｓ１型模型の場合、正方向に荷重が載荷されると鋼板の降伏及びコンクリートのクラックの開口が生じる。そして、逆方向に荷重が載荷されると、先に生じたクラックの開口が閉じるまでは梁模型がアーチを形成できず、荷重が増加しても、アーチが形成される前にせん断変形が卓越し、斜め引っ張りクラックが発生するためにアーチ構造による最終強度よりも低い強度で崩壊するためと考えられる。

Ｓ５型模型の場合、鋼板に長尺のスタッドジベルが密に配置されているために正方向載荷によって発生するクラックの開口量及び鋼板の降伏歪量は、Ｓ１型模型に比べて少なくなっている。しかし、クラックは、曲げ変形によるクラックに近く、上方垂直に進展し、クラックの発生本数は、Ｓ１型模型に比べて多くなっている。
逆方向に荷重が載荷されると、模型中央部に曲げクラックが発生し、模型支持点に近い位置でも模型の上部に達する、角度が60°～70°の急勾配のクラックが発生する。模型は、正方向荷重によるクラックに直交する細かなクラックの発生するために、コンクリートがあたかも破砕されたようになって崩壊した。

図2.3.20～図2.3.22に模型の降伏荷重に等しい繰り返し荷重Ｐｒを作用させる正・逆疲労試験の場合の繰り返し回数とたわみの変化を示す。たわみ量は正方向載荷時では+10tfにおけるたわみ量と+70tfにおける模型中央のたわみ量の差および逆方向載荷時では-10tfにおけるたわみ量と-70tfにおけるたわみ量の差の絶対値を示した。正方向荷重による１回目のたわみ量は、荷重による鋼板の降伏及びコンクリートのクラックの発生、コンクリートと鋼板とのギャップの発生によってたわみ量は大きいが、２回目以降のたわみ量は、鋼板の加工硬化およびクラック発生量の減少によって減少する。

Ｓ１型模型の場合、正方向疲労試験では２回目以降のたわみ量は殆ど変化がなく疲労試験によって剛性が低下していないことがわかる。　逆方向疲労試験では正方向疲労試験時よりもたわみ量が減少

しているがこれは逆方向荷重が正方向荷重よりも小さいためである。逆方向疲労試験でもたわみ量はほとんど変化がなく、剛性にほとんど変化のないことがわかるが、繰り返し数が増加すると正方向疲労試験時よりも若干たわみ量が増加し、剛性は低下している。これは若干のクラックの進展があったためである。しかし、疲労試験後の最終強度を表2.3.2 に示したように疲労試験後の最終強度は、静的載荷による最終強度と同一であり、模型の最終強度は疲労試験による影響を受けていないことがわかる。

Ｓ５型模型の場合、正方向疲労試験では２回目以降のたわみ量の変化は、Ｓ１型模型の場合と同じく殆ど変化がない。逆方向載荷試験では、Ｓ１型模型と異なり、たわみ量が正方向の場合よりも多く、剛性が若干低下している。これは逆方向載荷時では、正方向荷重によるクラック及び鋼板とコンクリートとのギャップによって、逆方向載荷時のクラックの発生量が多くなるからである。

Ｓ５Ｇ模型の場合では正・逆疲労試験を２回行った。　２回目の正・逆疲労試験ではたわみ量は、１回目のたわみ量よりも大きく、正・逆疲労試験の回数が増えると剛性が低下するようである。

Ｓ５Ｈ模型では正・逆疲労試験をＳ５Ｇ模型と同一条件で１回行ったものであるが、繰り返し回数によるたわみ量の変化はほとんどなかった。

正・逆疲労試験を１回行ったＳ５Ｈ模型は、剛性は殆ど低下せず、疲労試験後の最終強度も静的強度と同一であったが、正・逆疲労試験を２回行ったＳ５Ｇ模型は、剛性が低下し、最終強度も静的強度の８６％に低下した。１回の正・逆疲労試験による剛性及び最終強度の低下は殆どないと考えられる。数回に及ぶ正逆疲労試験による剛性の低下及び最終強度の低下は十分に考えられるが、Ｓ５Ｇ模型１体のみによる実験結果では明らかではない。

３．４　ま と め

鋼とコンクリートとを連結する２種類のずれ止めを用いたサンドイッチ式コンポジット構造の梁模型に対して、正・逆繰り返し荷重および正・逆疲労試験を実施しその強度特性を調査した。主な結論を以下に示す。

（１）Ｓ１型及びＳ５型模型に正・逆載荷を行うと正方向載荷によって逆方向載荷時の最終強度が低下する傾向がある。

（２）逆方向載荷時の最終強度の低下はＳ５型模型の方が少なく、Ｓ５型模型の方が正・逆繰り返し荷重に対して優れている。

（３）正・逆疲労試験を模型の降伏荷重で各々繰り返し回数N=100だけ行った場合には、剛性の低下はほとんどなく、疲労破壊はしなかった。

（４）正・逆疲労試験を模型の降伏荷重で各々繰り返し回数N=100だけ行った場合には、疲労試験後の静的載荷による最終強度は、疲労試験を行わなかった模型の静的試験による最終強度と同一で、最終強度の低下はみられなかった。また、最終強度時の変位もほぼ同一であった。

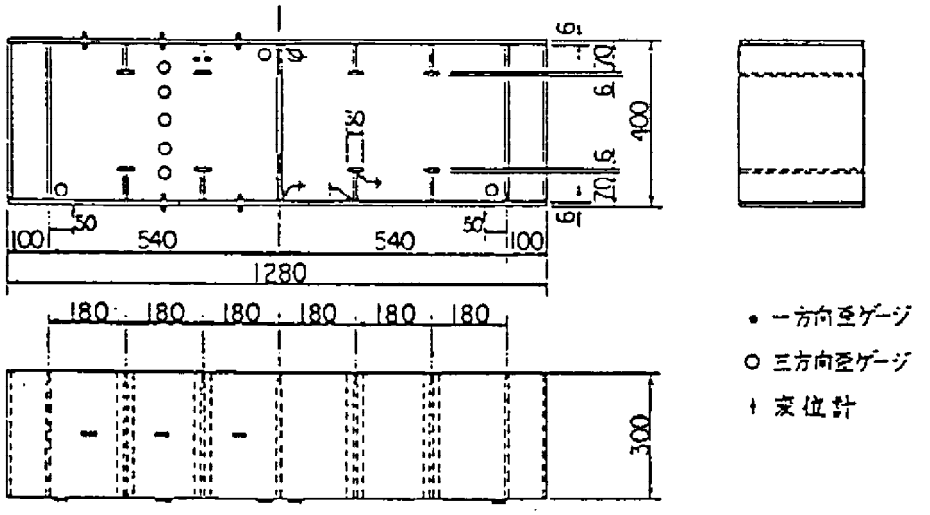


図 2.3.1　S－5　模型（T型スチフナ型）

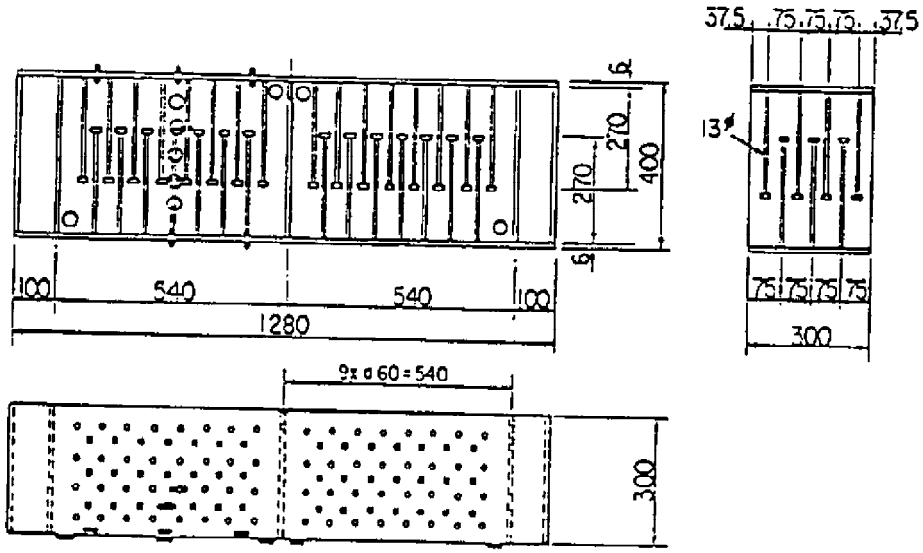


図 2.3.2　S－5　模型（長尺スタッドジベル型）

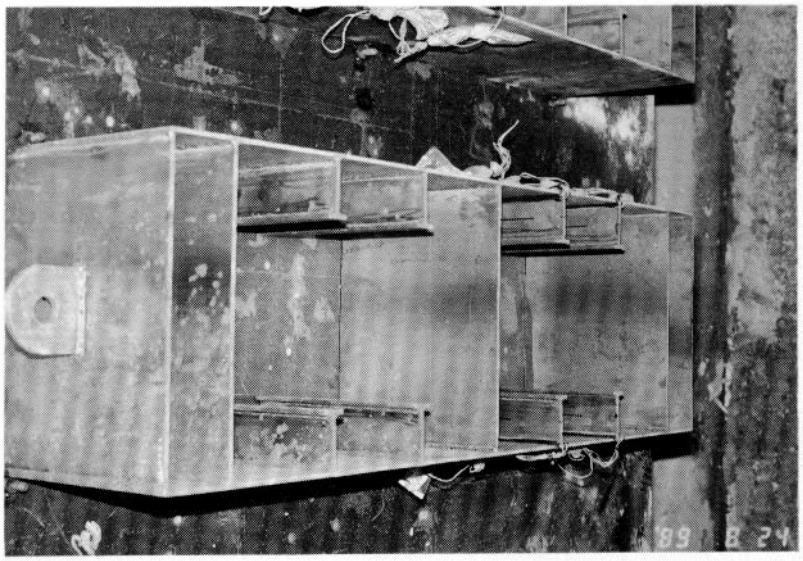


写真 2.3.1

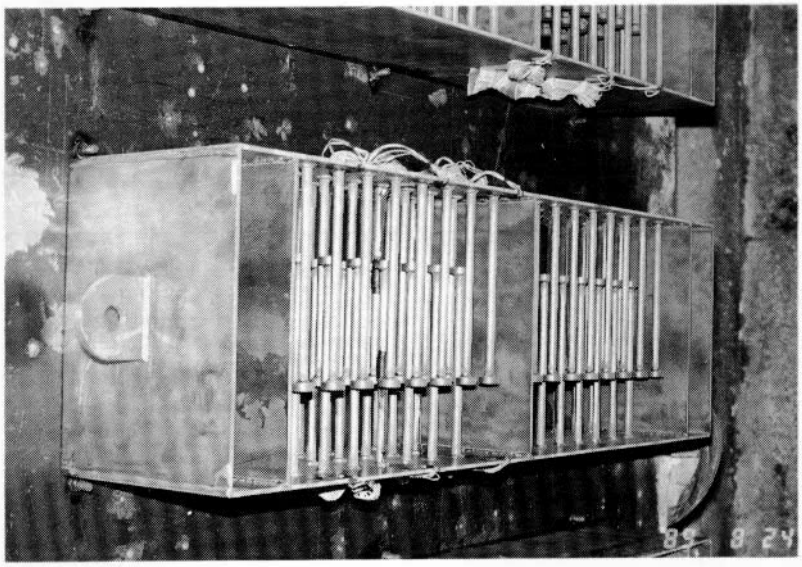
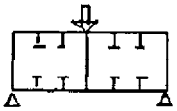
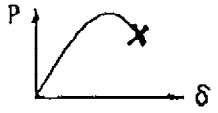
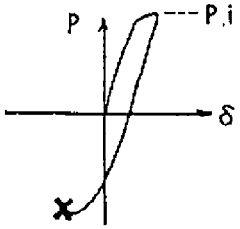
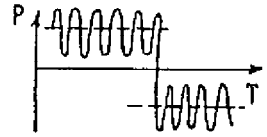
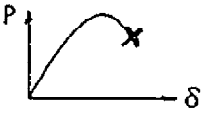
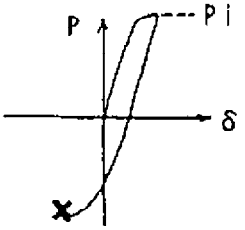
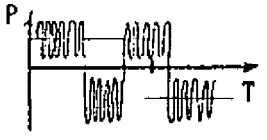
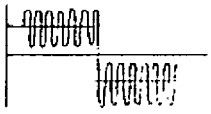


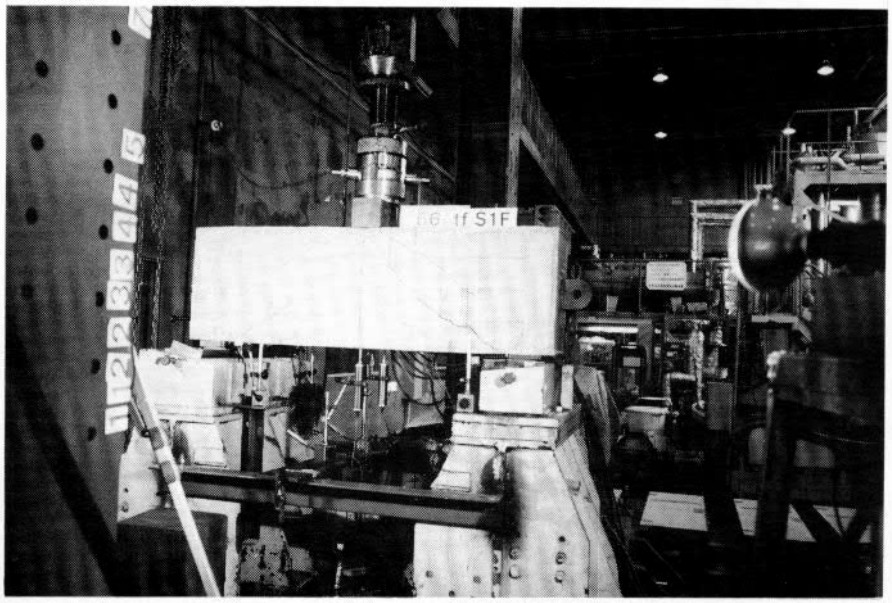
写真 2.3.2



写真 2.3.3

表2.3.1　模型番号と荷重形式

模型型式	荷重形式		模型番号	
S 1 型 	静的載荷		S - 1 - D	1
	正逆載荷		S - 1 - E Pi=75tf	2
			S - 1 - F Pi=69tf	3
			S - 1 - H Pi=69tf	9
	正負片振り 疲労試験		S - 1 - G	4
S 5 型 	静的載荷		S - 5 - D	5
	正逆載荷		S - 5 - E Pi=87tf	6
			S - 5 - F Pi=79tf	7
	正負片振り 疲労試験		S - 5 - G	8
			S - 5 - H	10



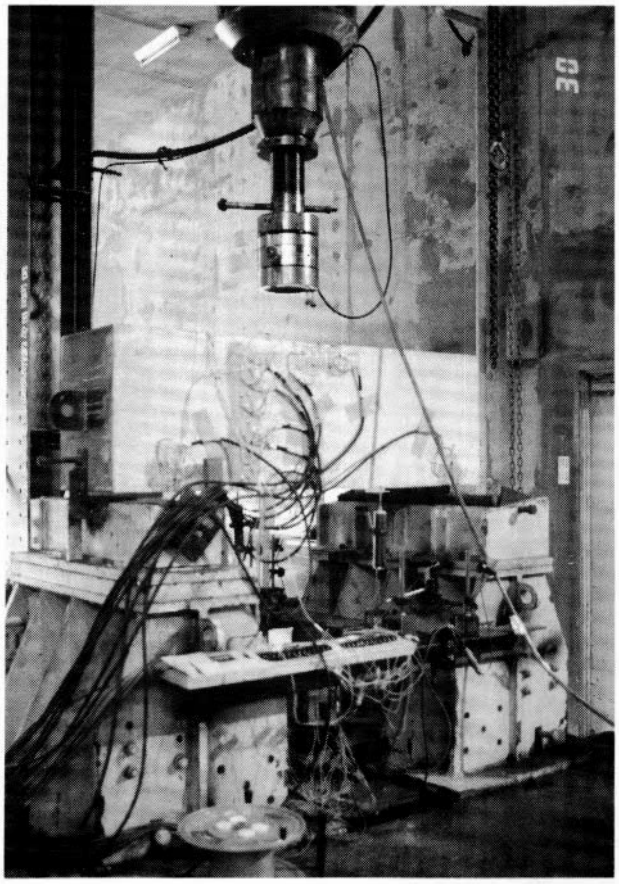
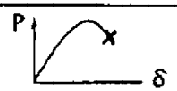
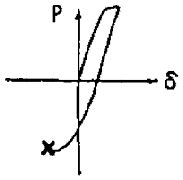
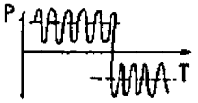


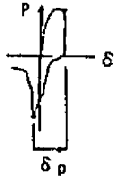
写真 2.3.4　実　験　状　況

表 2.3.2　S 1 型模型の最終強度

荷重形式		模型番号	設定荷重及び最終強度 (tf)					最終強度の変位	
			正方向荷重 Pi	逆方向荷重 Pei	正繰返荷重	逆繰返荷重	最終強度	δp (mm)	δp / δp°
静的載荷		S-1-D	———	———	———	———	Po=80.4 Pyo=64.4	δpo= 31.5	———
正逆載荷		S-1-E	δi / δp° =0.70 75.0 (Pi-Py)/Pd =0.66	57.0*	———	———	57.0* P/Po=0.71	25.3**	0.80
		S-1-F	δi / δp° =0.25 69.0 (Pi-Py)/Pd =0.25	53.0*	———	———	53.0* P/Po=0.66	5.1**	0.16
		S-1-H	δi / δp° =0.33 69.0 (Pi-Py)/Pd =0.25	65.0			65.0 P/Po=0.81	15.1**	0.48
正負片振り疲労試験		S-1-G	———	———	δi / δp° =0.06 10↔65 (Pi-Py)/Pd =0.03	-10↔-50	80.8 P/Po=1.00	29.0	0.92

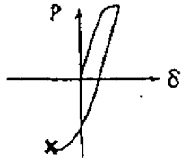
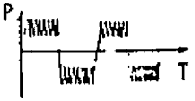
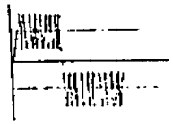
* 逆方向載荷時の破壊荷重

** 逆載荷最終強度の変位は右図のように正載荷時の変位を元にした。



Pd= Po-Pyo= 16

表2.3.3　S５型模型の最終強度

荷重形式		模型番号	設定荷重及び最終強度 (tf) 正方向荷重 Pi	逆方向荷重 Pei	正繰返荷重	逆繰返荷重	最終強度	最終強度の変位 δp (mm)	δp/δp°
静的載荷		S-5-D	———	———	———	———	δpo=26.4(mm) Po=99.4 Pyo=70	δpo= 26.4	———
正逆載荷		S-5-E	δi/δp° =0.34 87.0 (Pi-Pyo)/Pd =0.57	75.4*	———	———	75.4* P/Po=0.76	21.0***	0.80
		S-5-F	δi/δp° =0.11 79.0 (Pi-Pyo)/Pd =0.31	93.9*	———	———	93.9* P/Po=0.94	46.0***	1.74
正負片振り疲労試験		S-5-G	———	———	δi/δp° =0.03 (Pi-Pyo)/Pd =0.0 ①10↔70 ③10↔70	②-10↔-70 ④-10↔-70	85.0 P/Po=0.86 91.1** P/Po=0.92	13.6	0.52
		S-5-H	———	———	10↔70	-10↔-70	99.8 P/Po=1.00	27.0	1.02

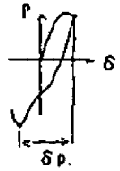
*　逆方向載荷時の破壊荷重

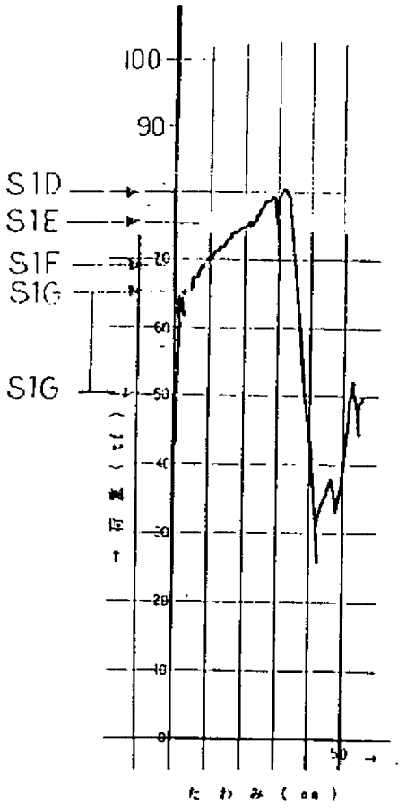
**　最終強度到達後の最大強度　→ 

S-5-Gの繰返し荷重は正，負，正，負の４回の繰返し荷重試験を行った

Pd = Po - Pyo = 99.4 − 70 = 29.4

*** 逆載荷最終強度の変位は右図のように正載荷時の変位を元にした。





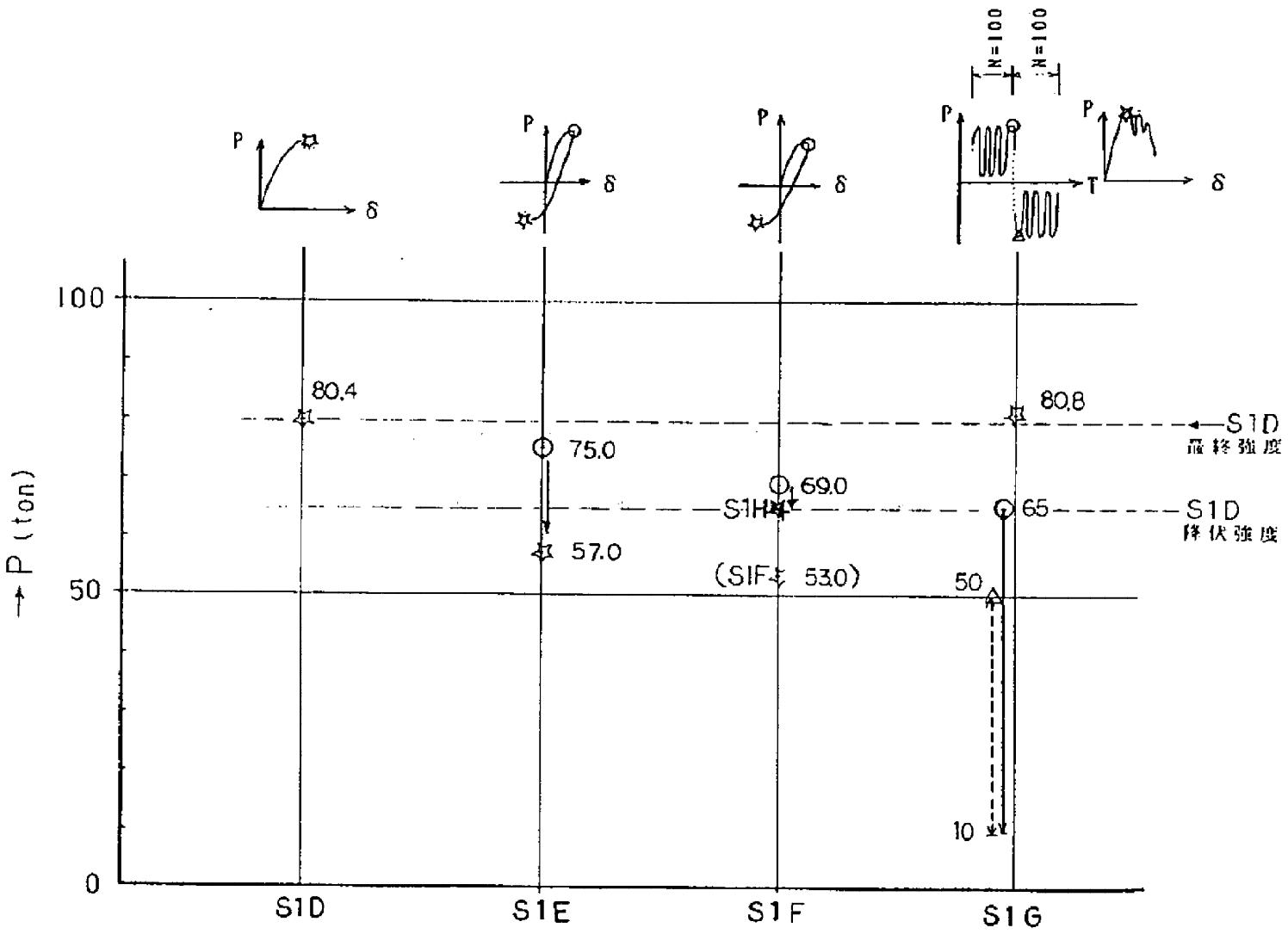


図 2.3.3　S 型模型の最終強度

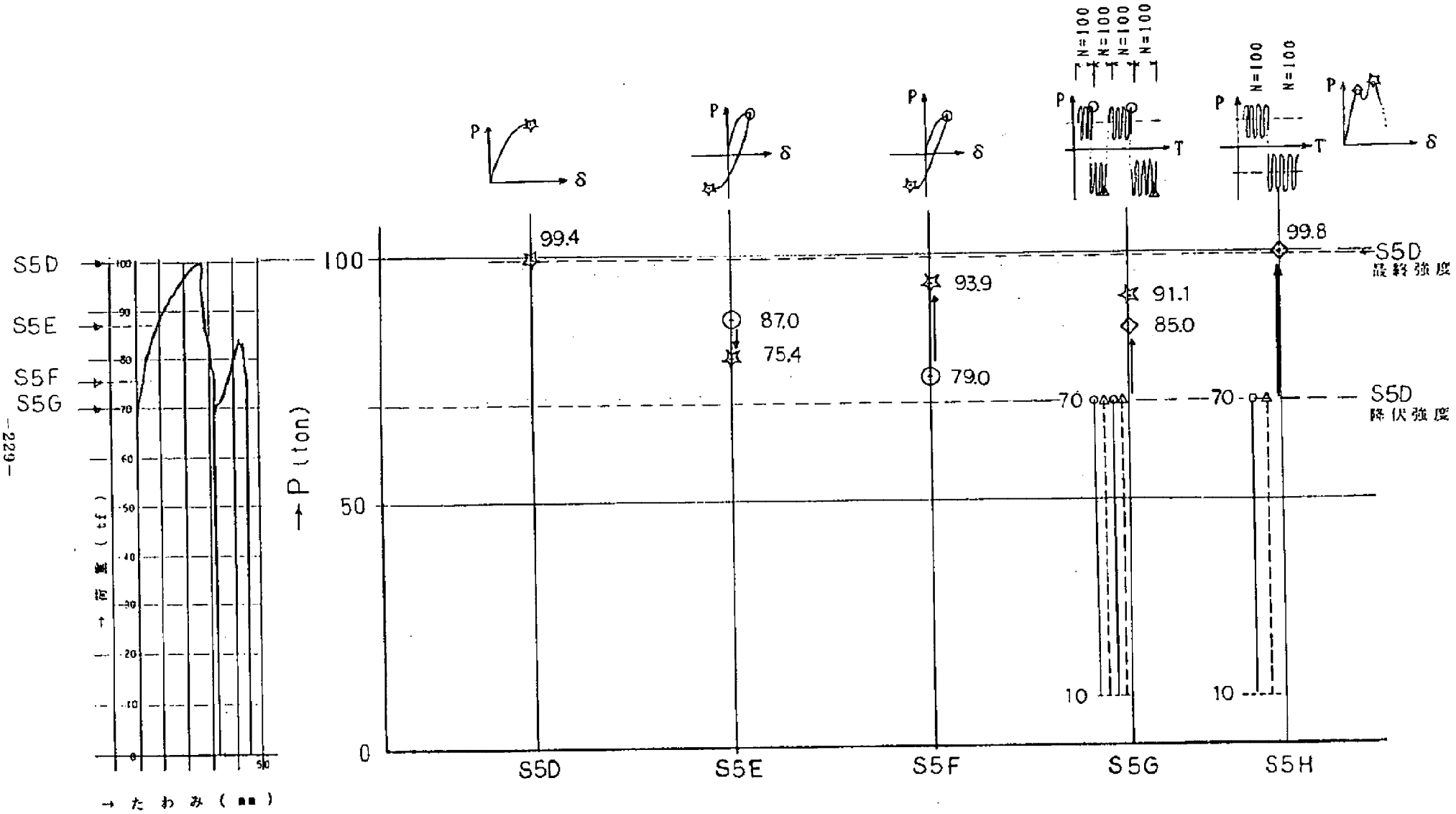


図 2.3.4　S 5 型模型の最終強度

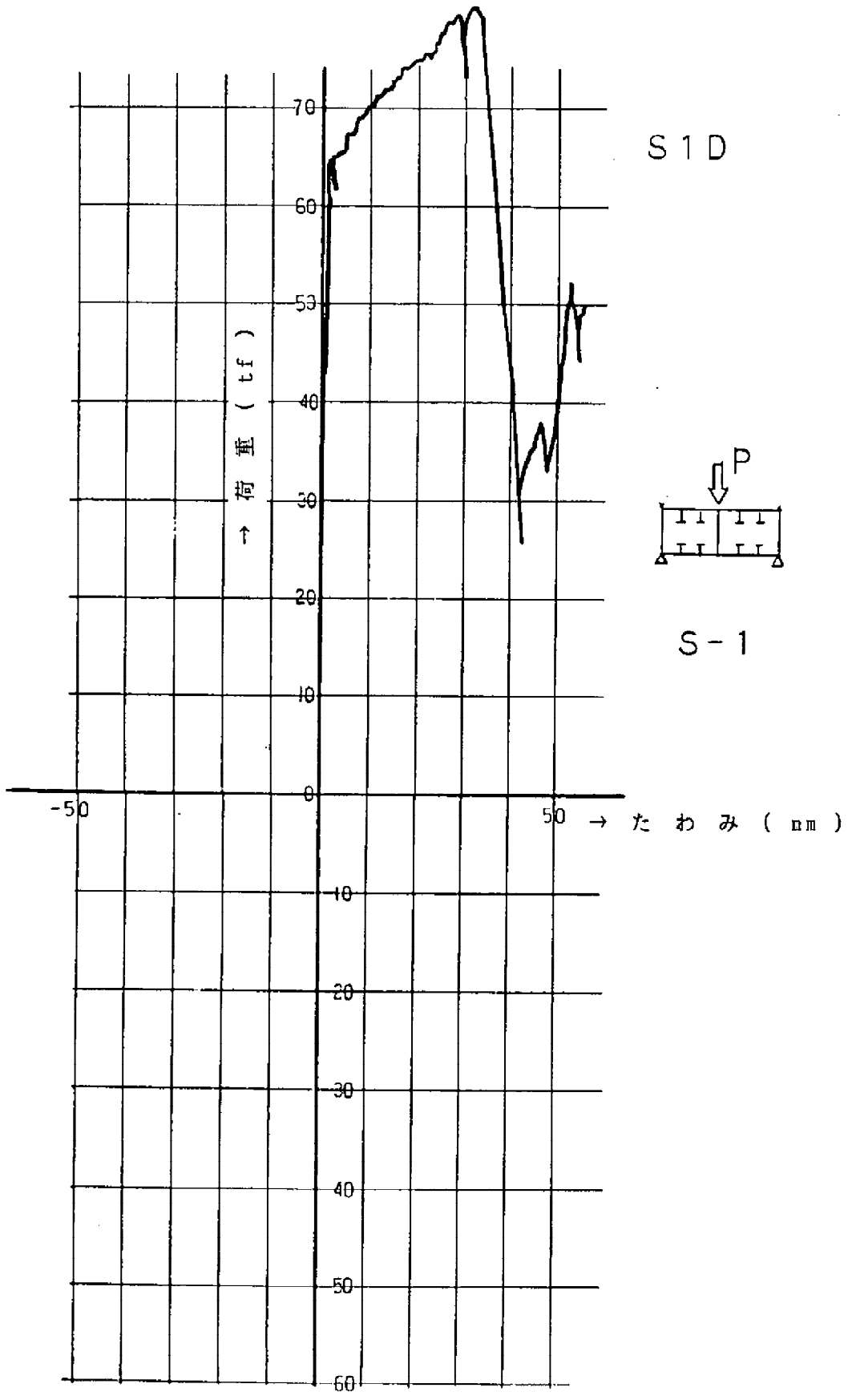


図 2.3.5　荷重ーたわみの関係（S－1D模型）
（静的載荷）

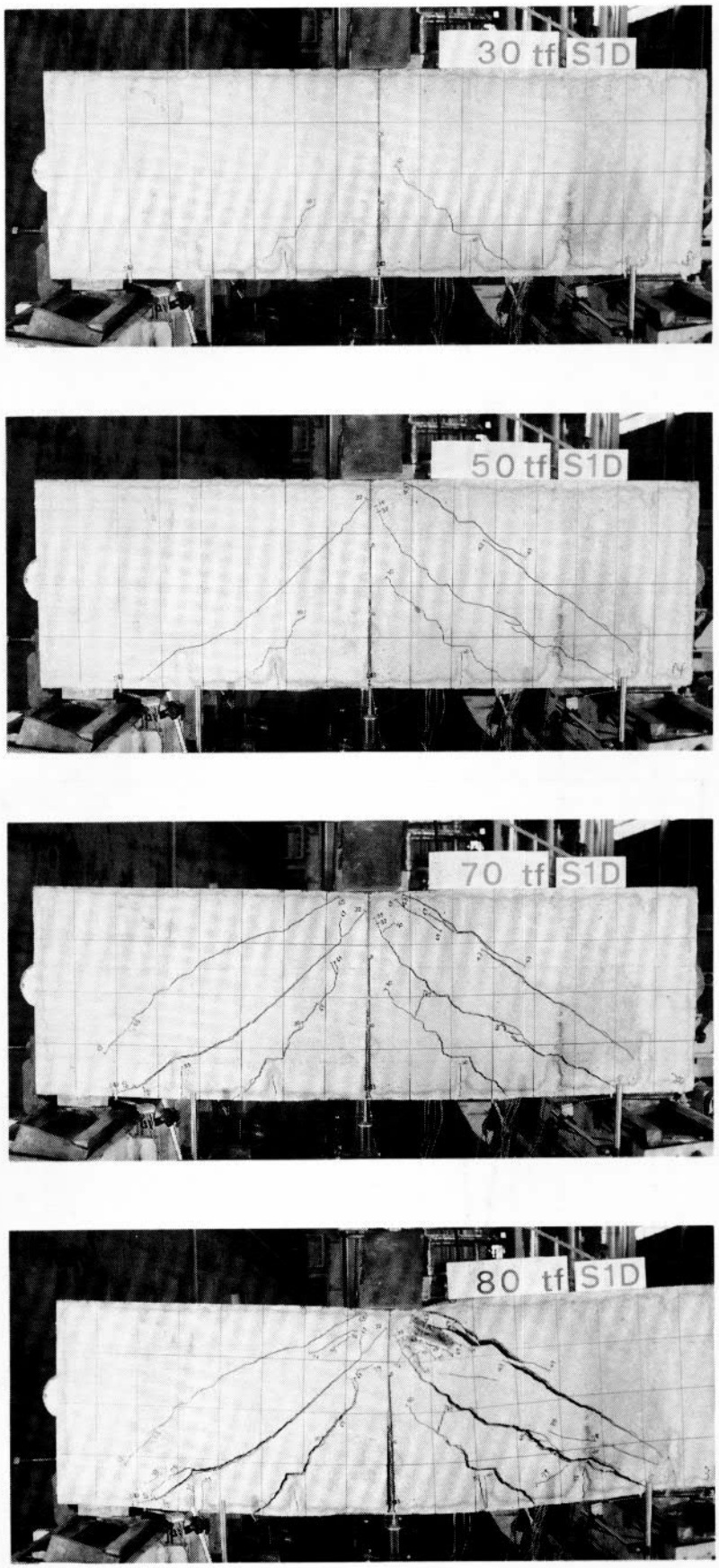


写真2.3.5　S1D 静的載荷

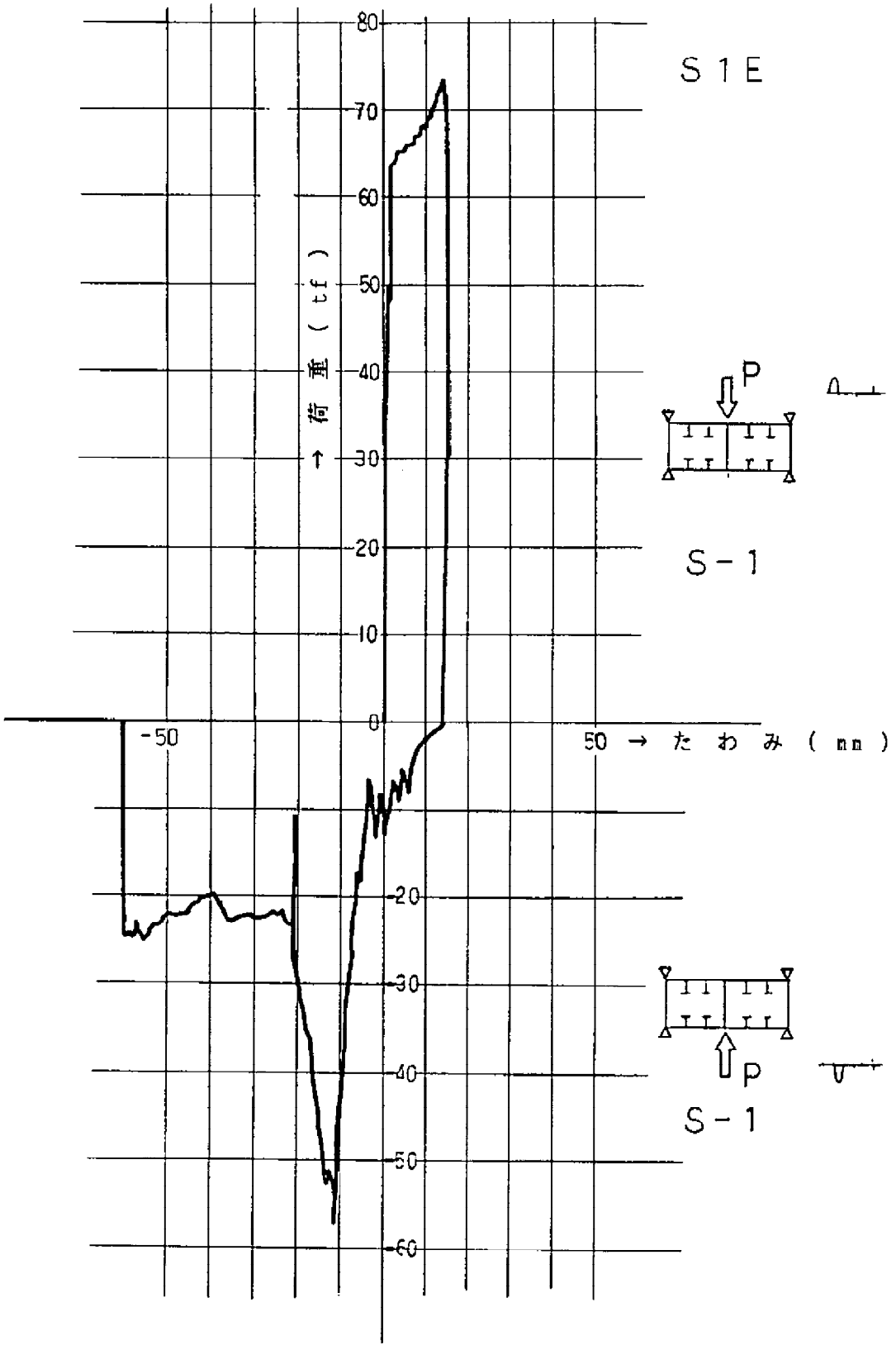


図 2.3.6　荷重ーたわみの関係（ S－１E模型 ）

（ 正逆載荷 ）

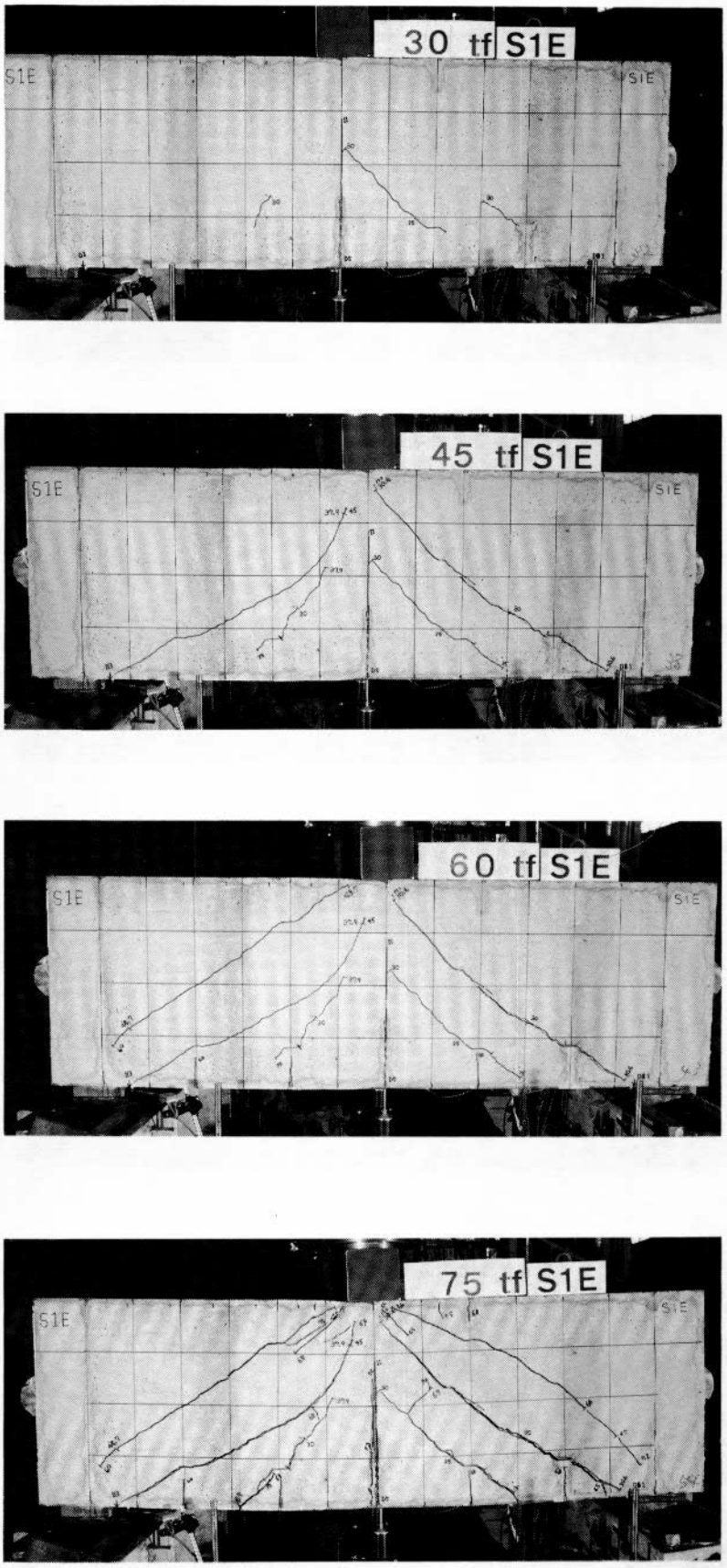
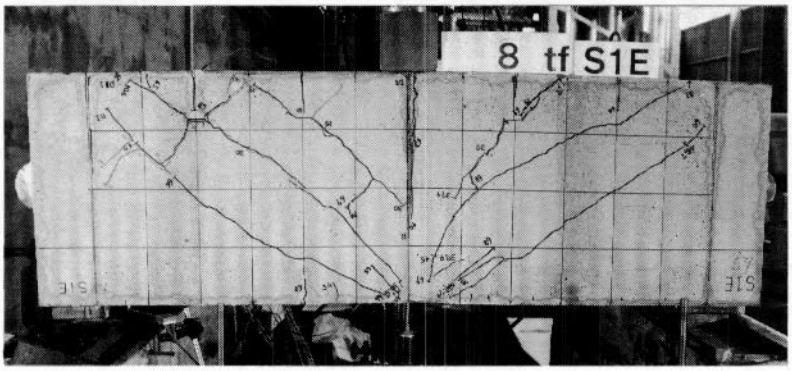
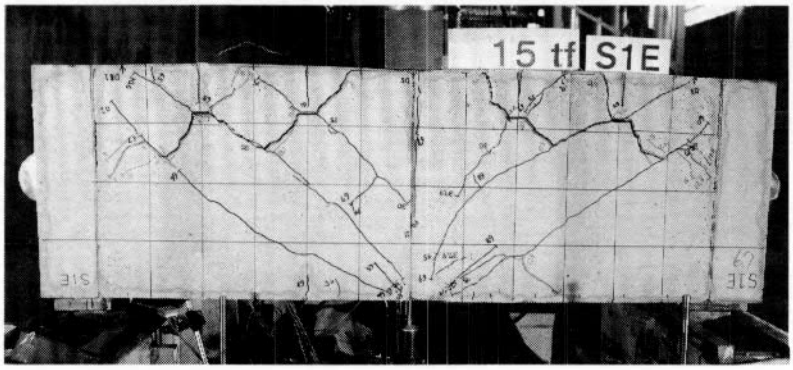
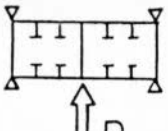


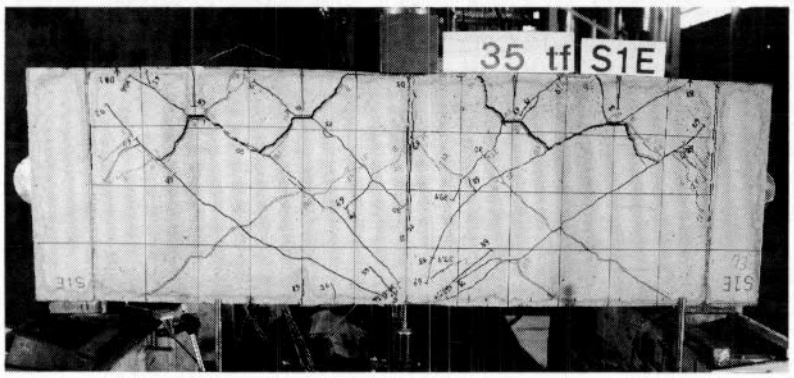
写真2.3.6　ＳＩＥ　正　逆　載　荷　（正）







S-1E



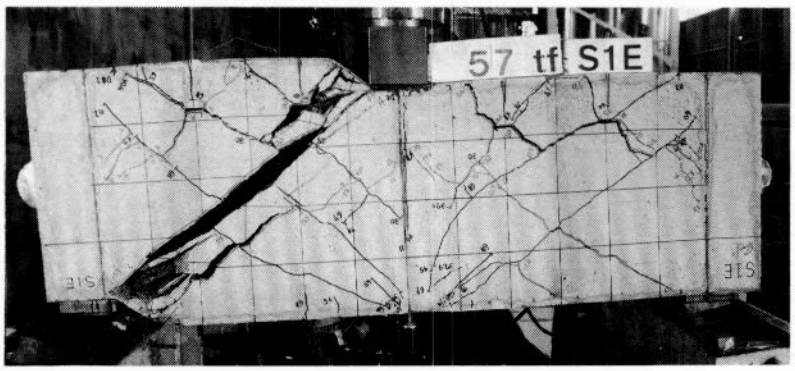


写真2.3.7　S１E　正　逆　載　荷　（逆）

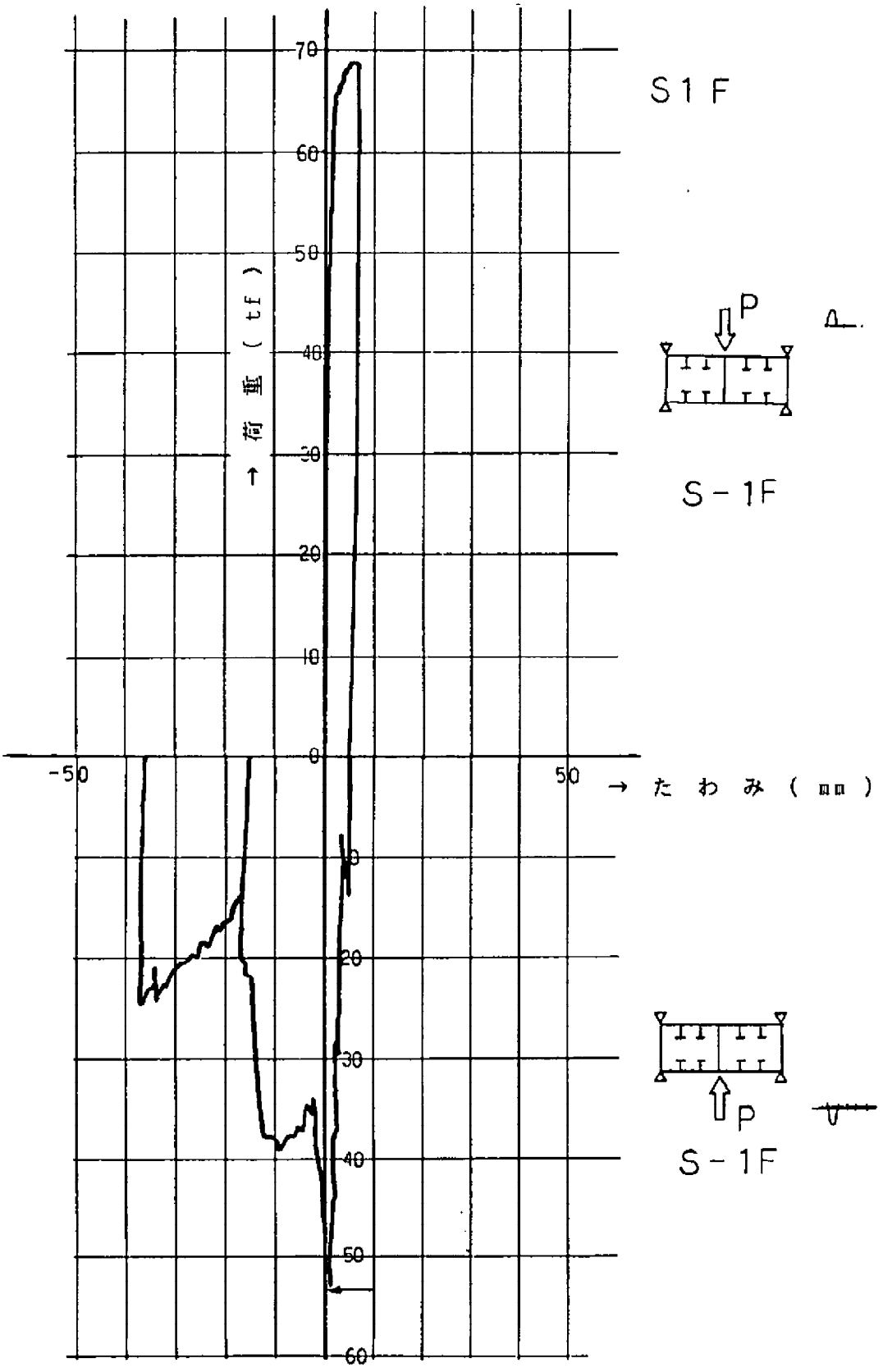
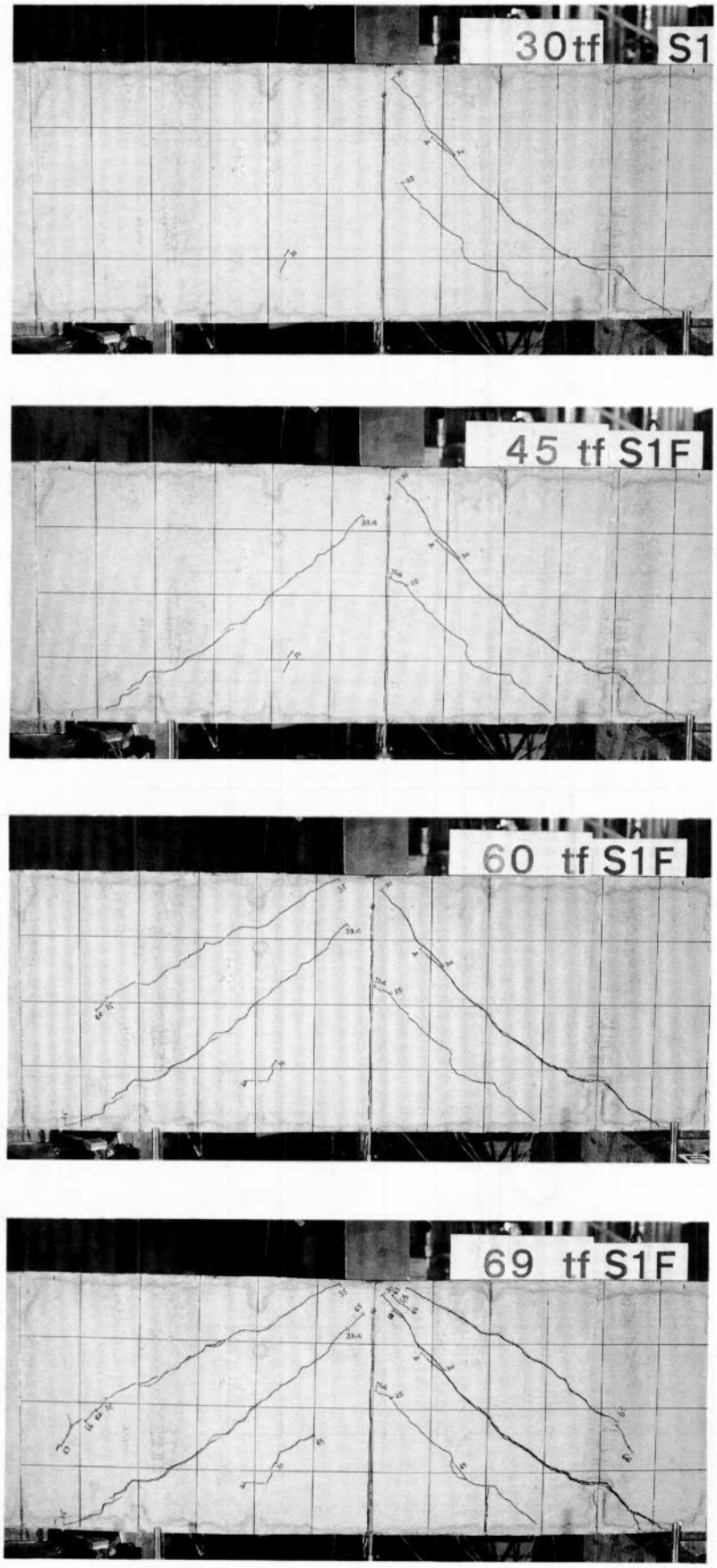
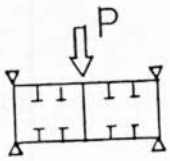


図2.3.7　荷重ーたわみの関係（S－1F模型）
（正逆載荷）

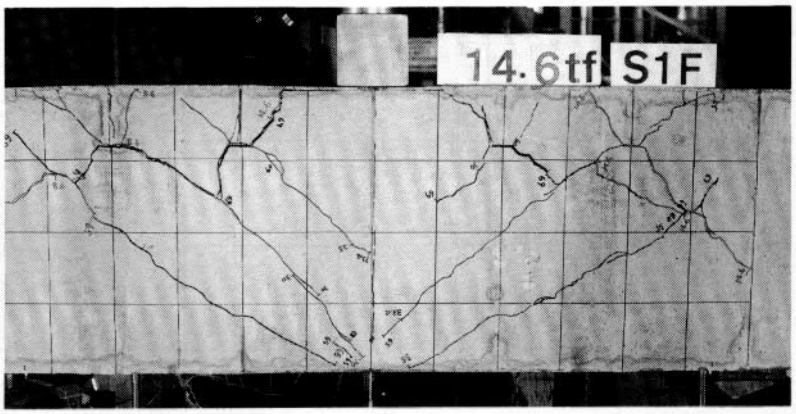


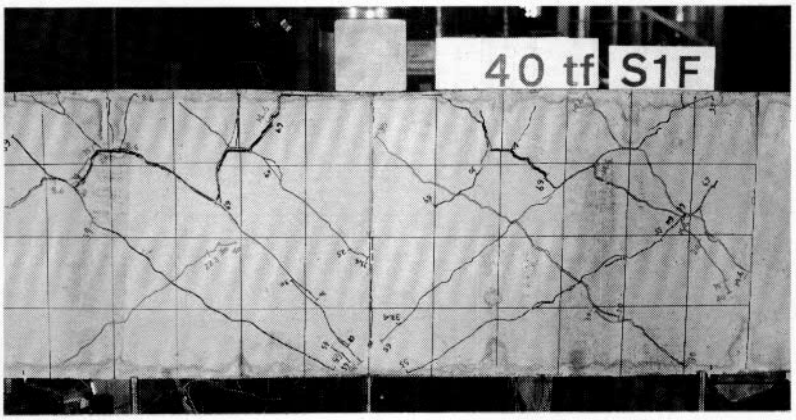


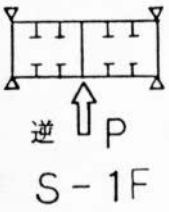
正

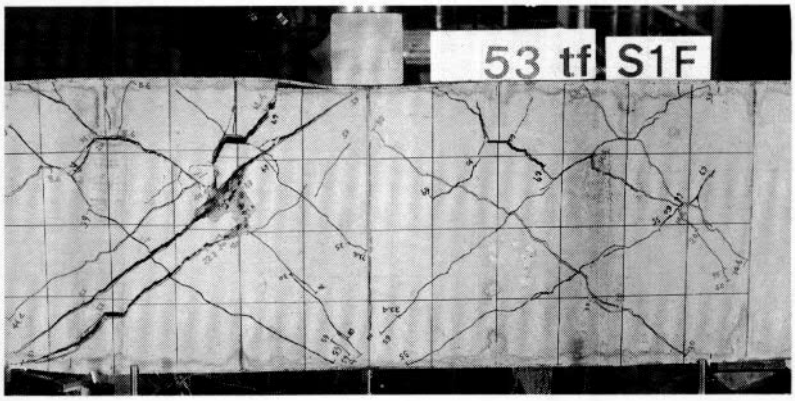
S－1F

写真2.3.8　S１F　正　逆　載　荷　（正）









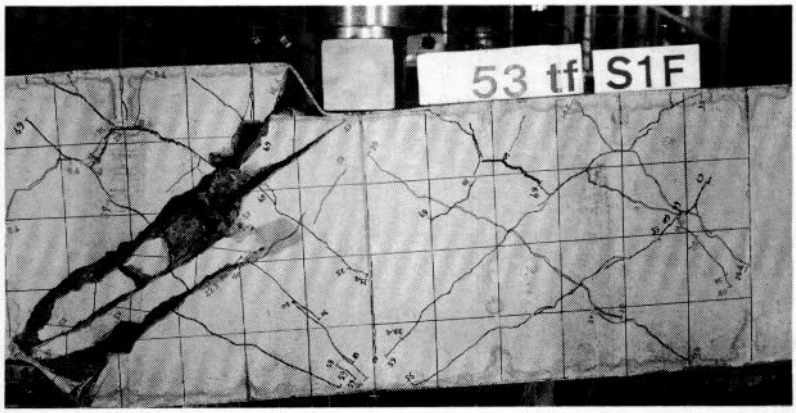


写真2.3.9　S１F　正　逆　載　荷　（逆）

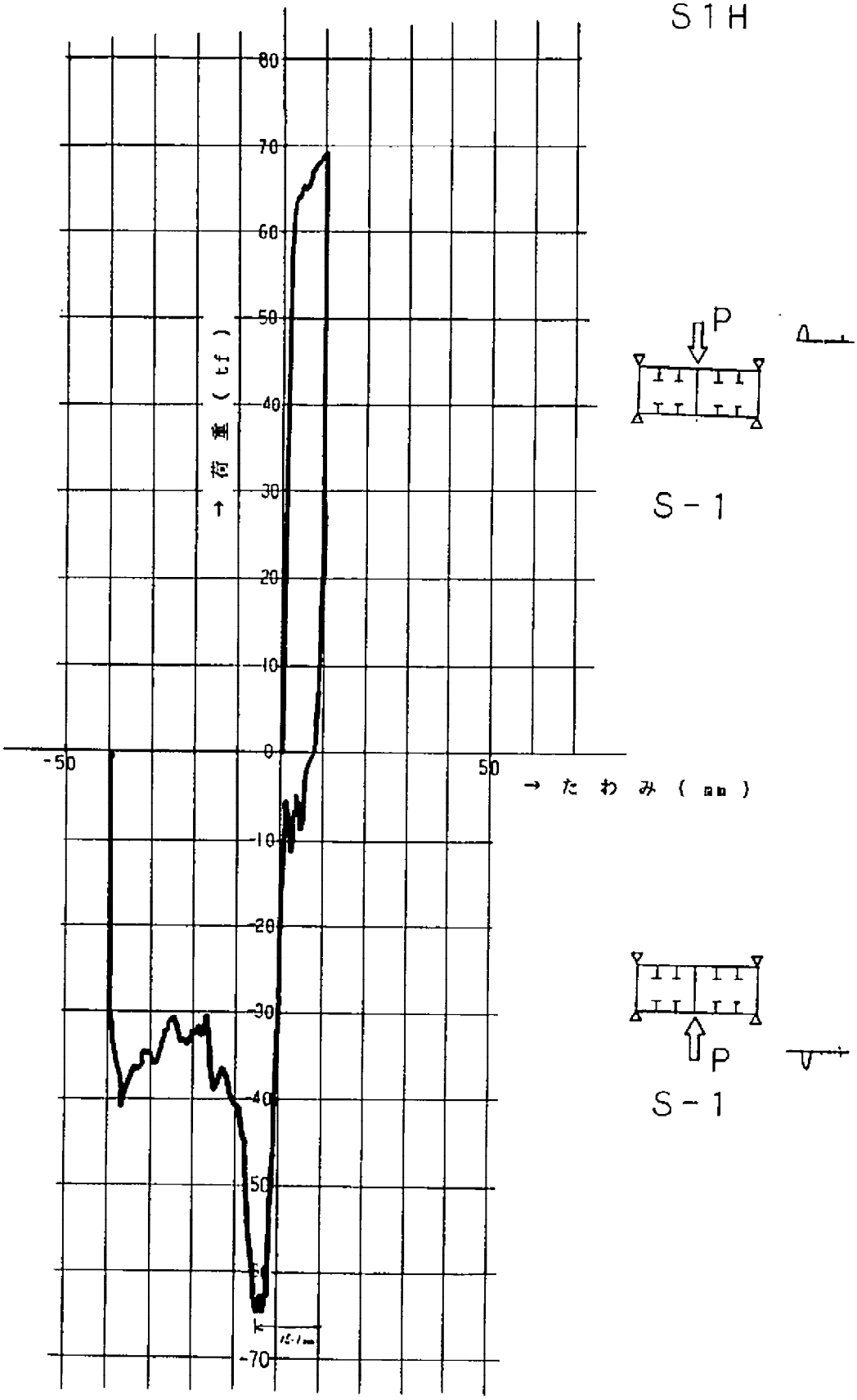
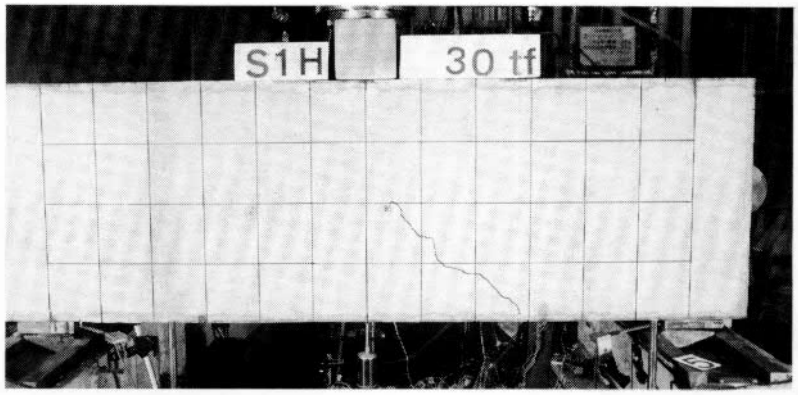
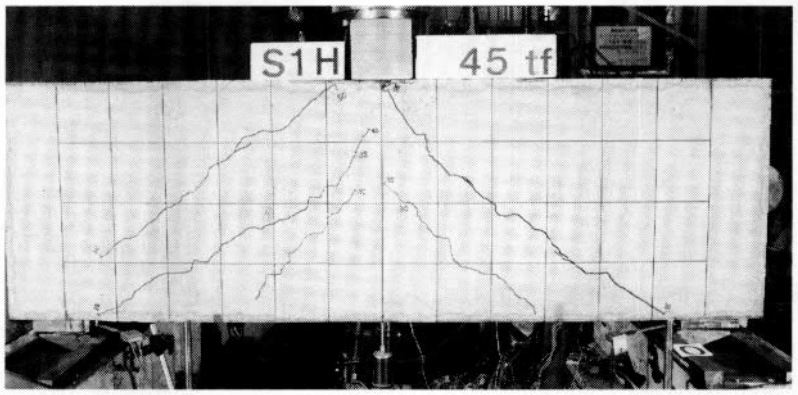
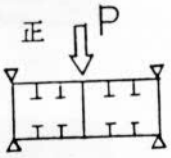
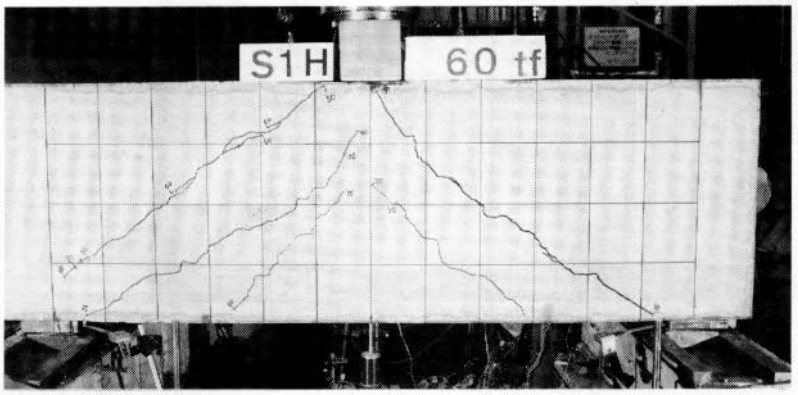


図 2.3.8　荷重ーたわみの関係（S－1H模型）
（正逆載荷）









S-1

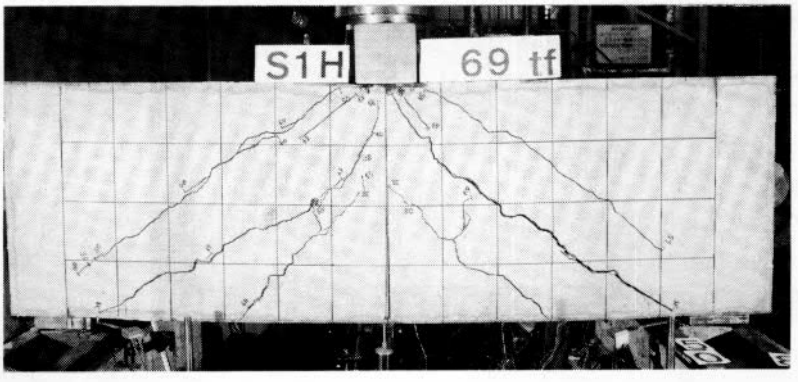
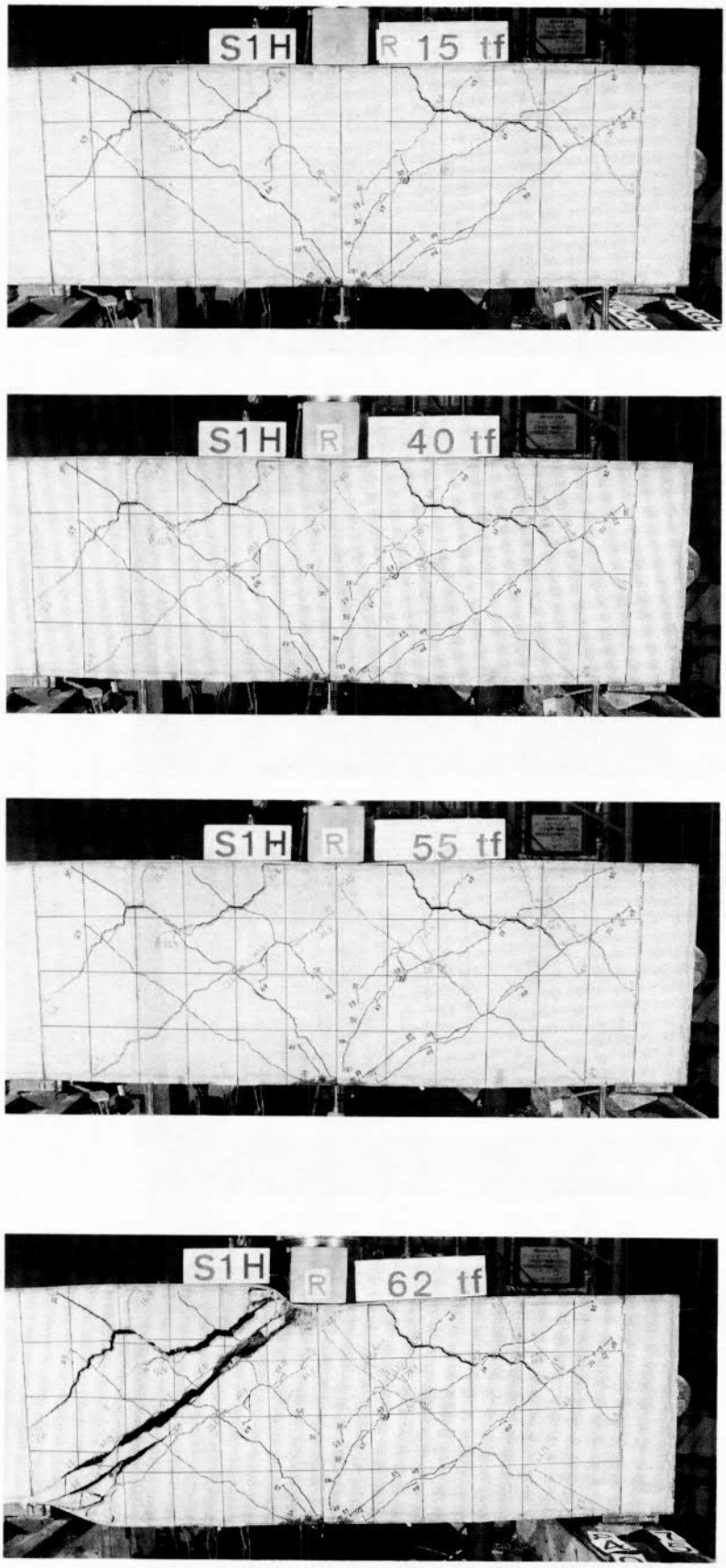
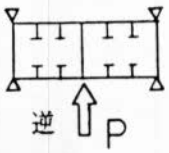


写真2.3.10　S1H　正　逆　載　荷（正）





S-1

写真2.3.11　S1H 正逆載荷（逆）

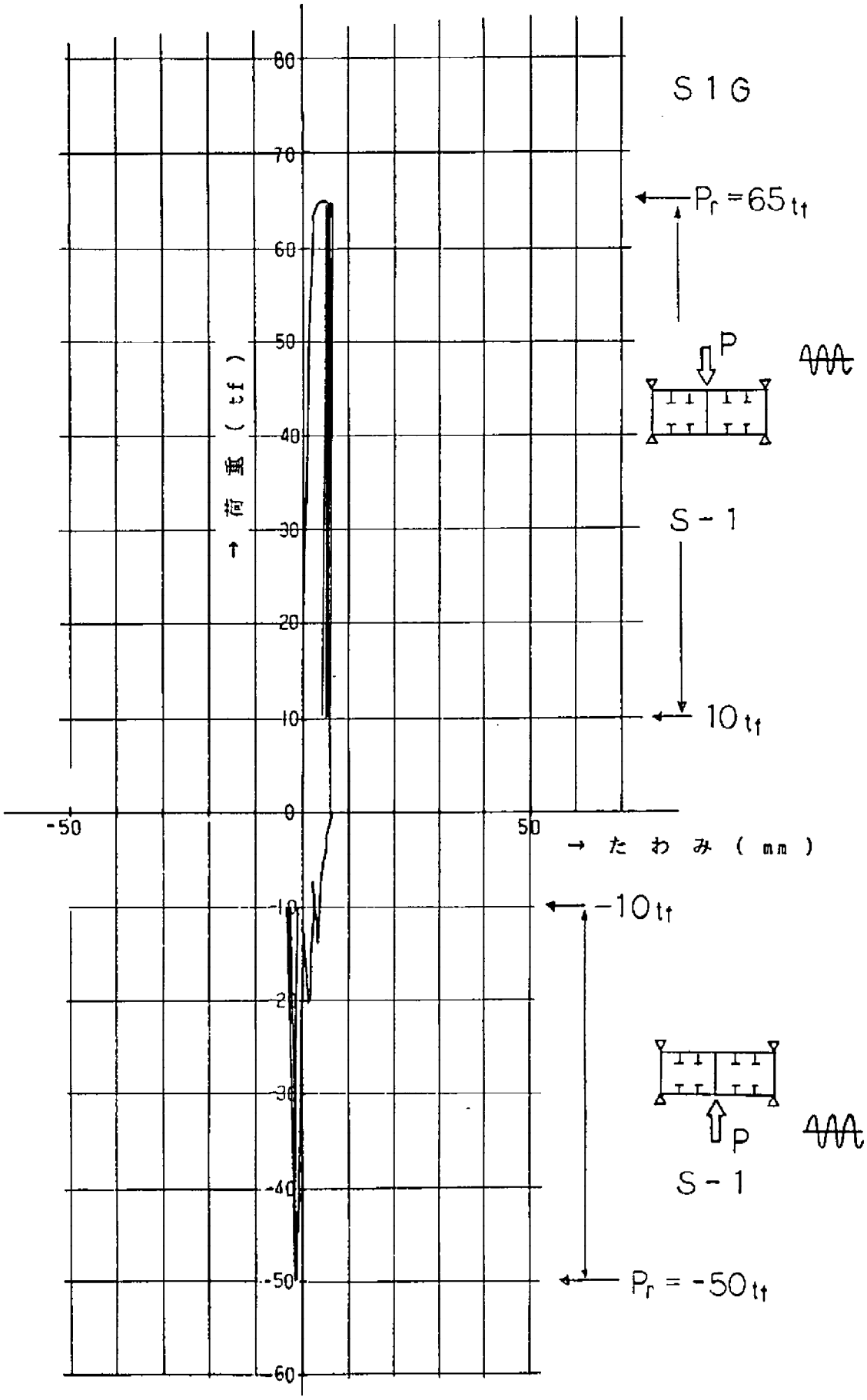
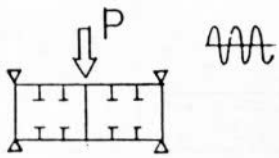
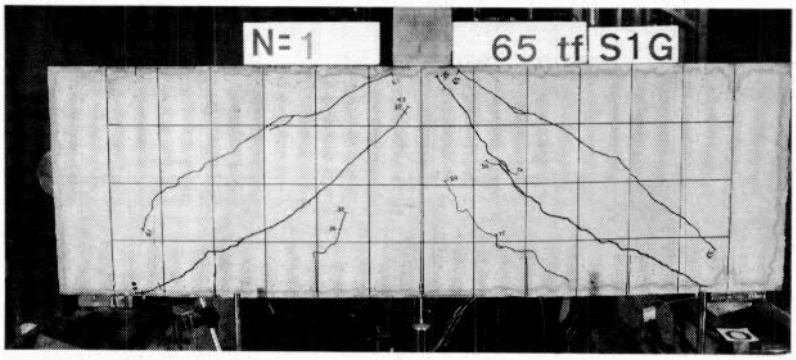
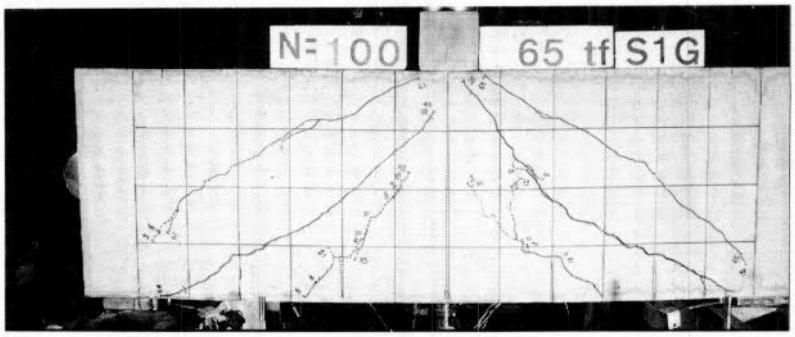


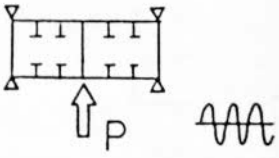
図 2.3.9　荷重ーたわみの関係（S－1G模型）
（正負片振り疲労試験）



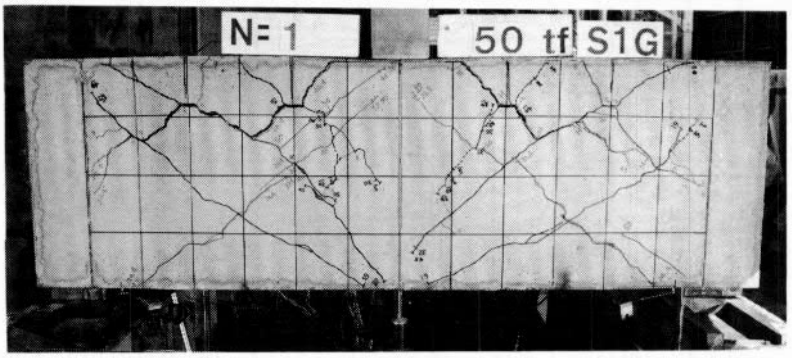
S－1







S－1



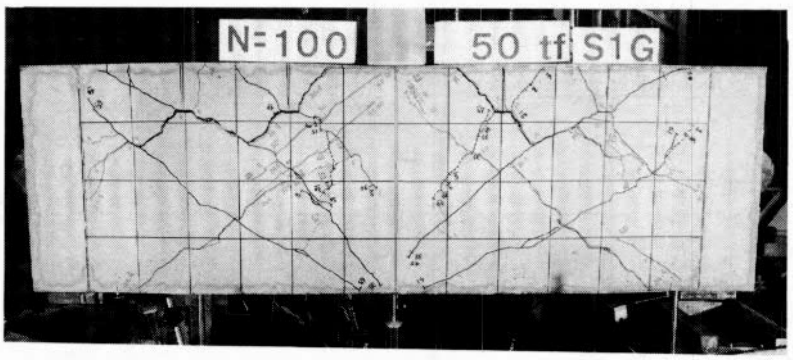


写真2.3.11　S１G　正負片振り疲労試験

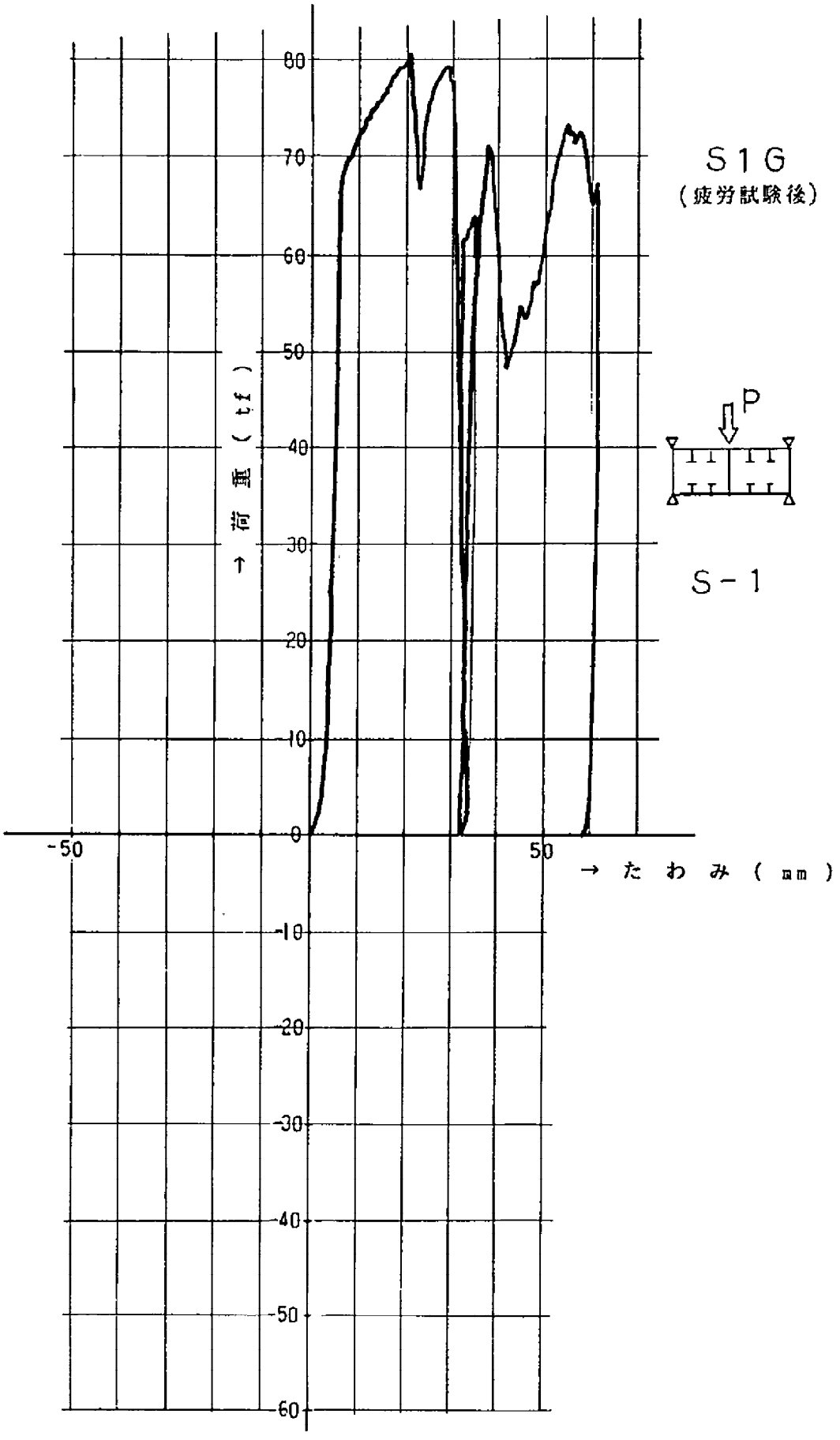
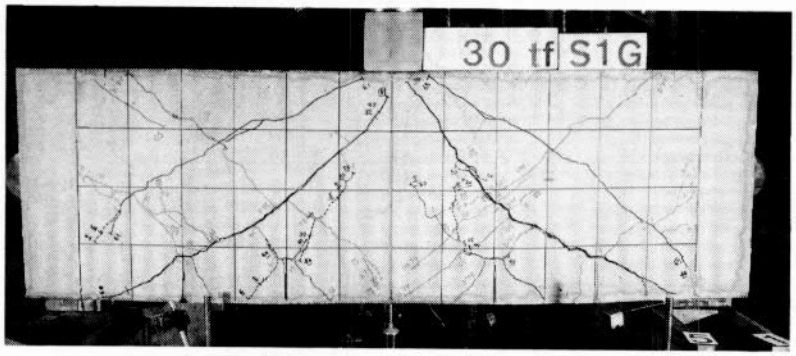
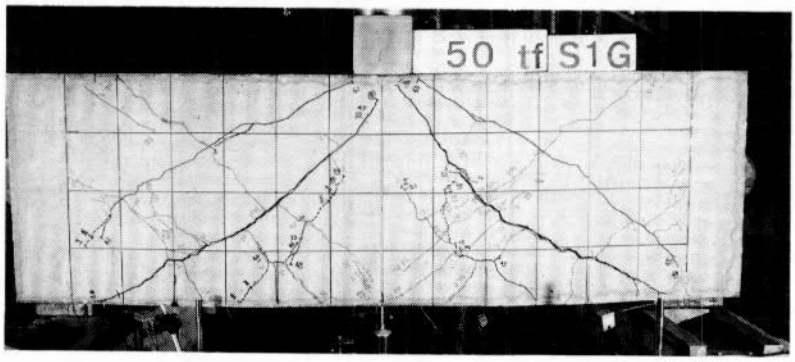
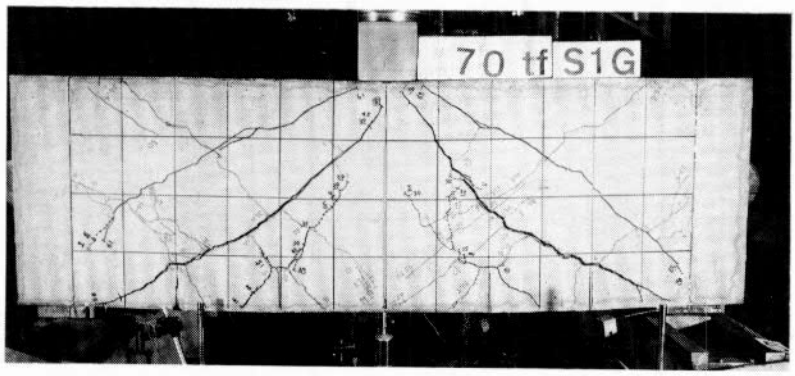
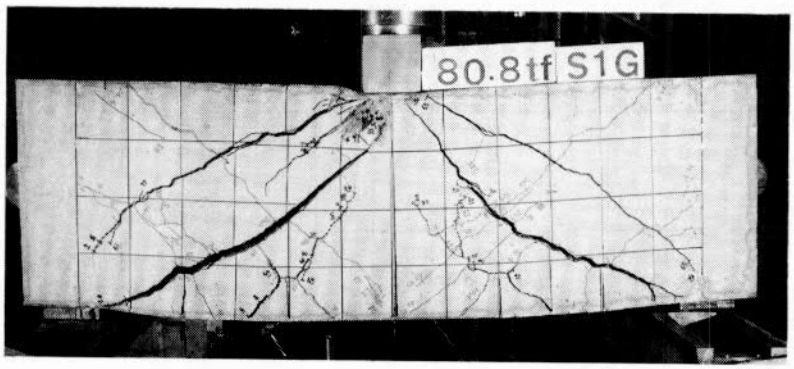


図2.3.10　荷重ーたわみの関係（S－1G模型）
（疲労試験後の静的載荷）

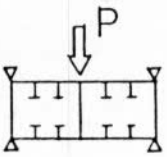








疲労試験後



S－1

写真2.3.12　S１G　疲労試験後の静的載荷

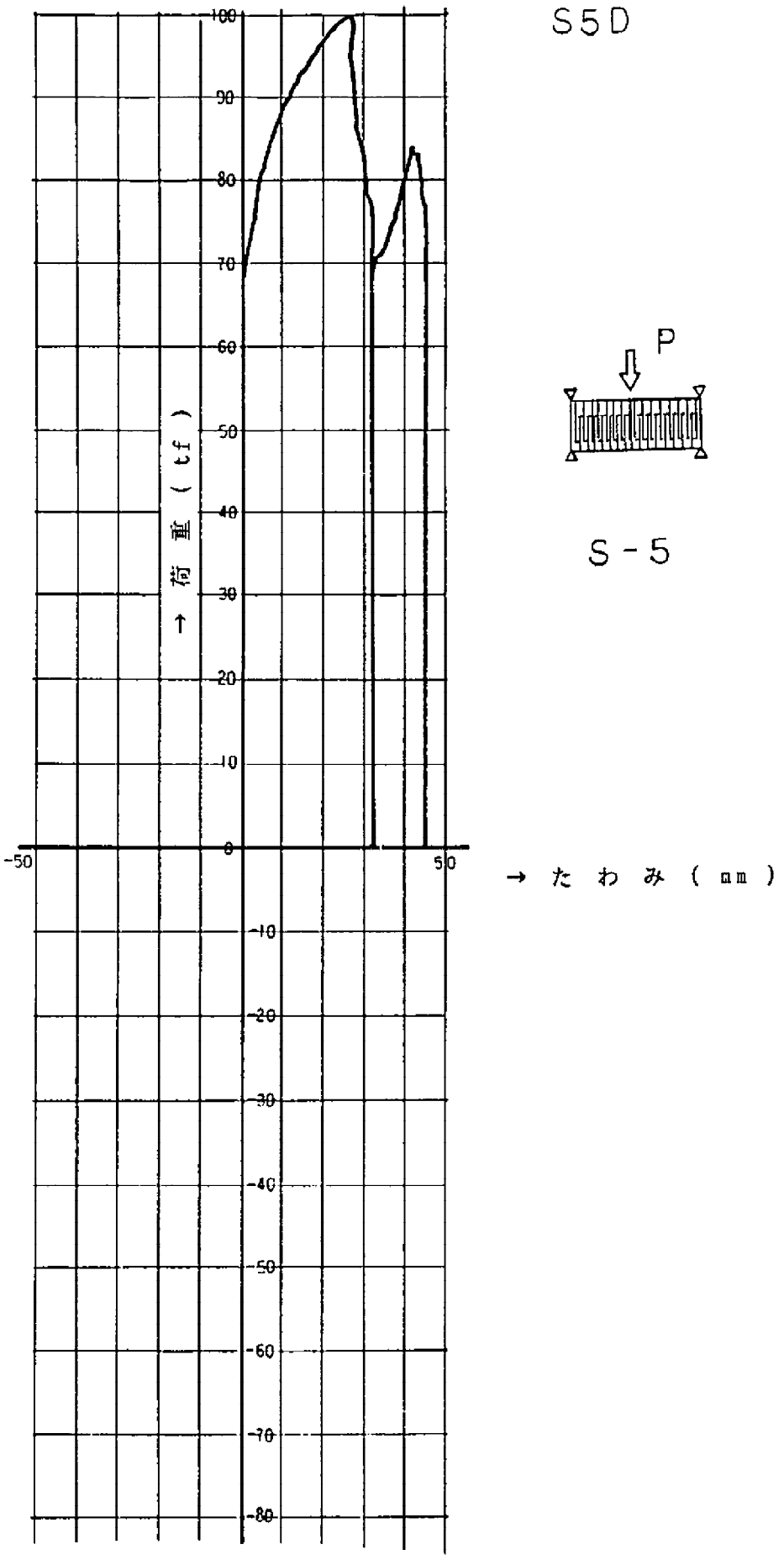
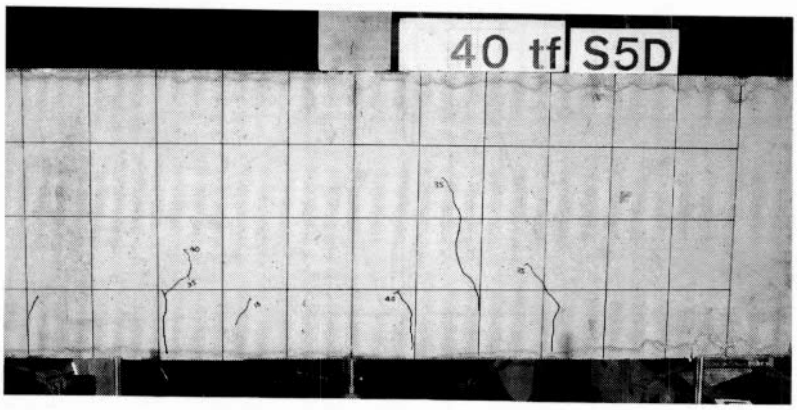
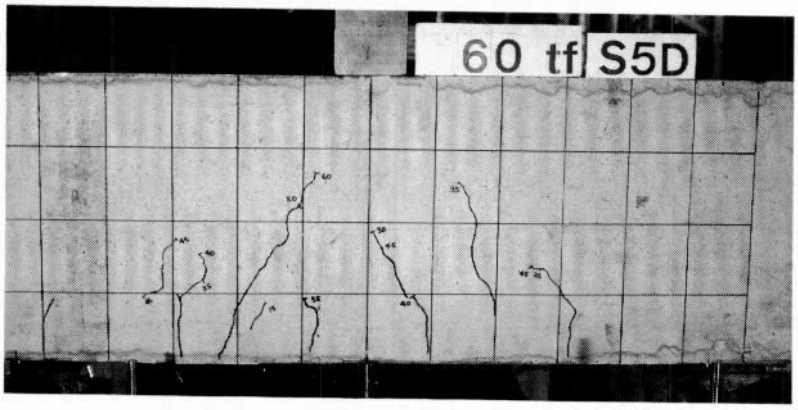
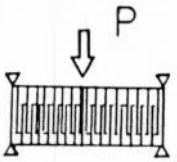


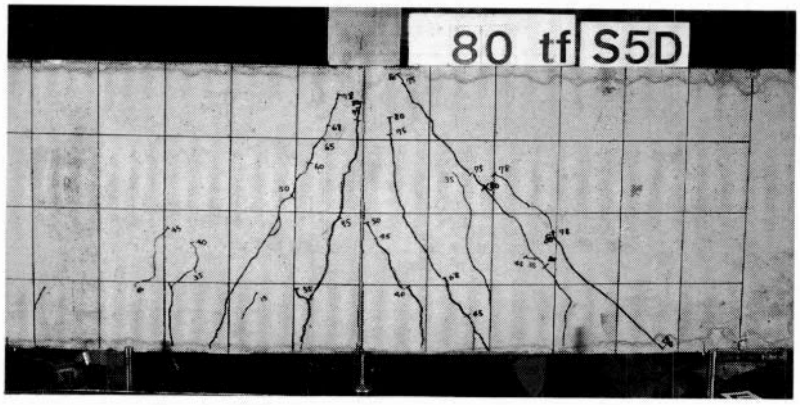
図 2.3.11　荷重ーたわみの関係（S－5D模型）
（静的載荷）







S-5



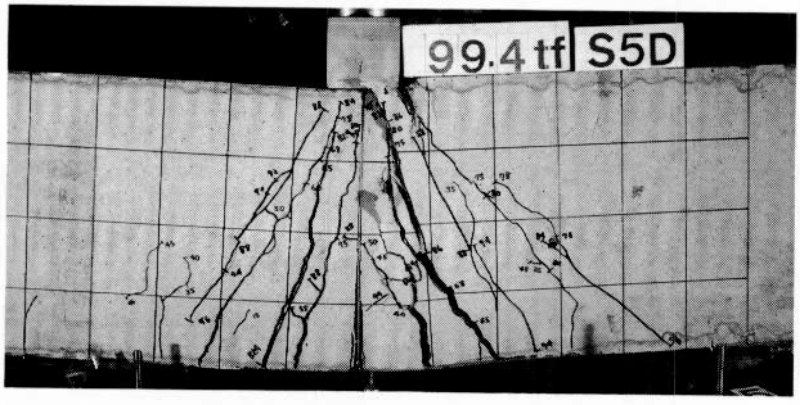


写真 2.3.13　S 5 D　静 的 載 荷

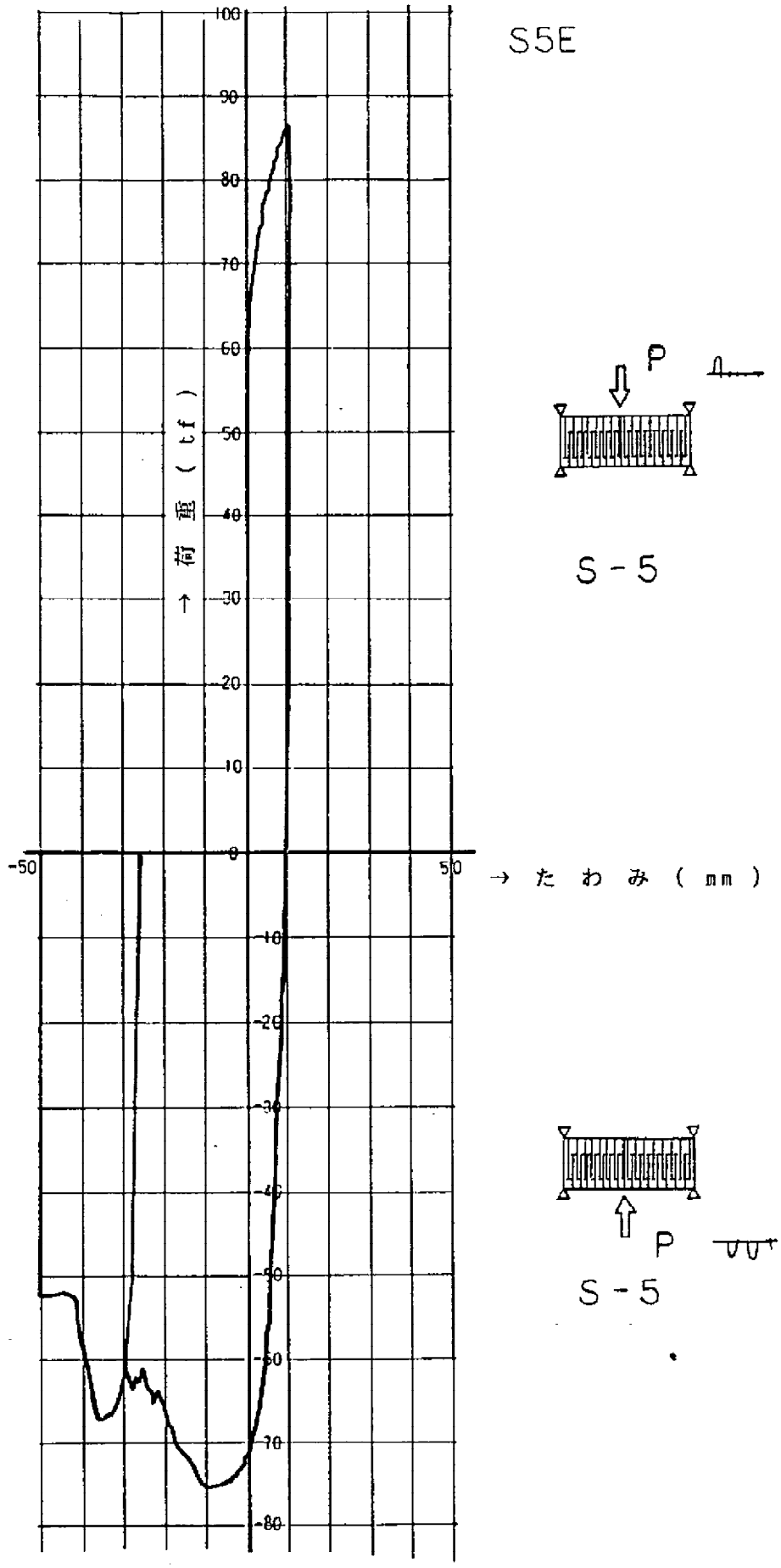
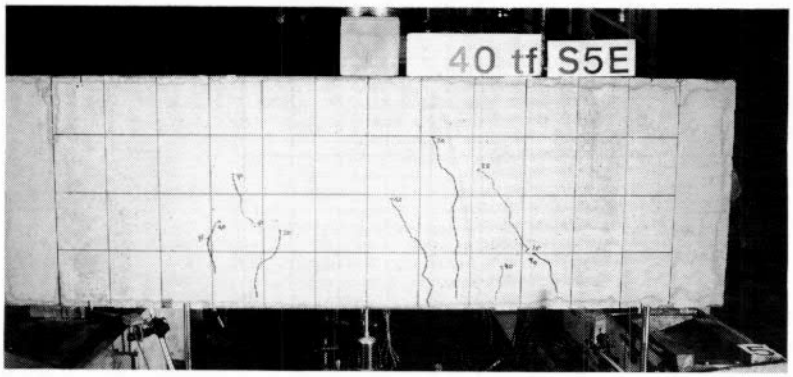
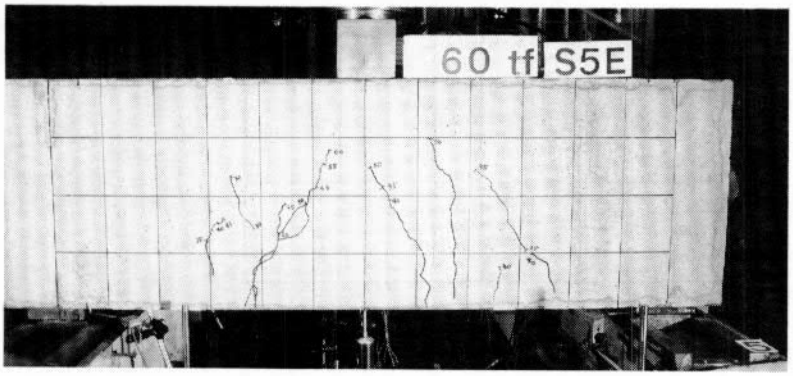
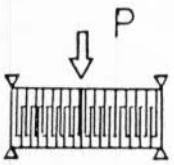


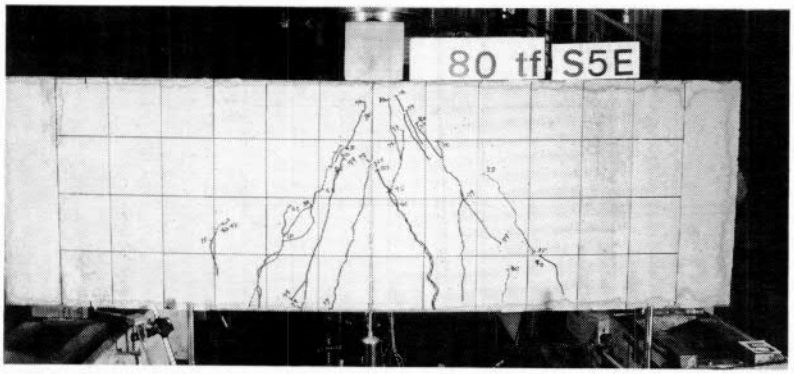
図 2.3.12　荷重ーたわみの関係（S－5E模型）
（正逆載荷）







S-5



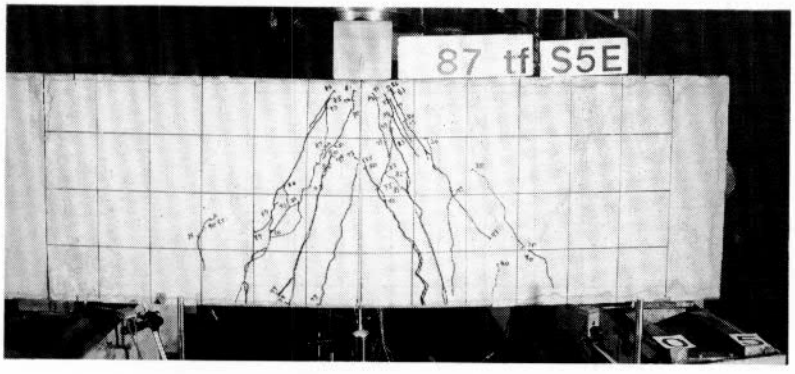
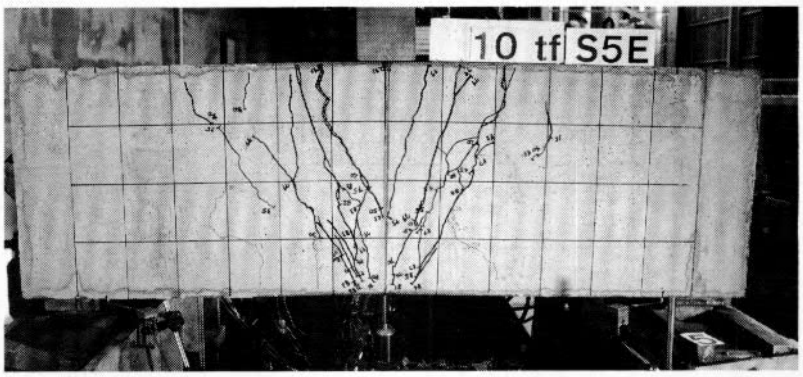
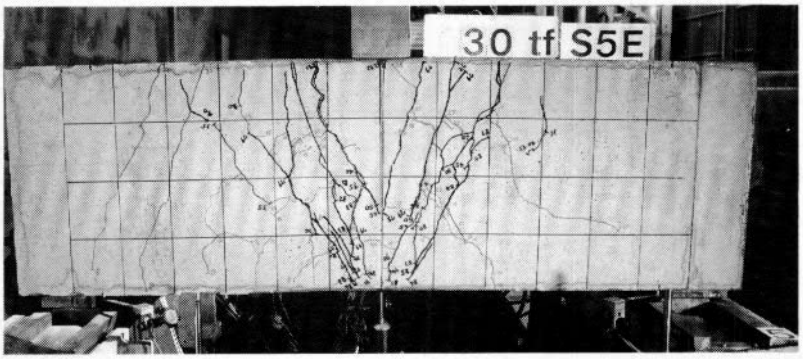
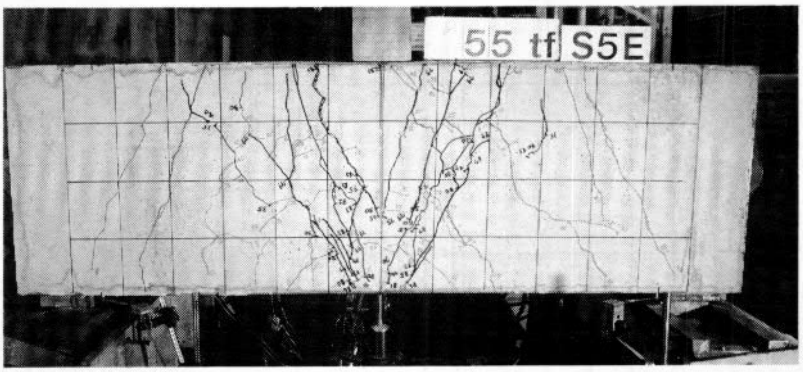
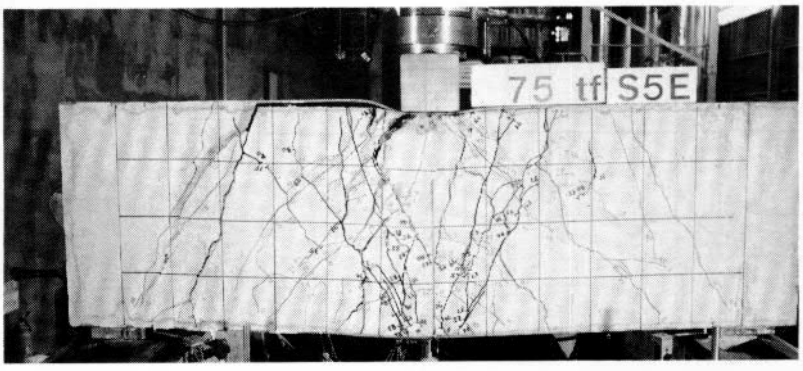


写真 2.3.14　S 5 E　正 逆 載 荷 （正）









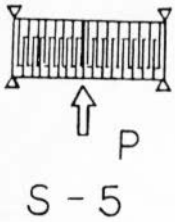


写真 2.3.15　S 5 E 正 逆 載 荷 （逆）

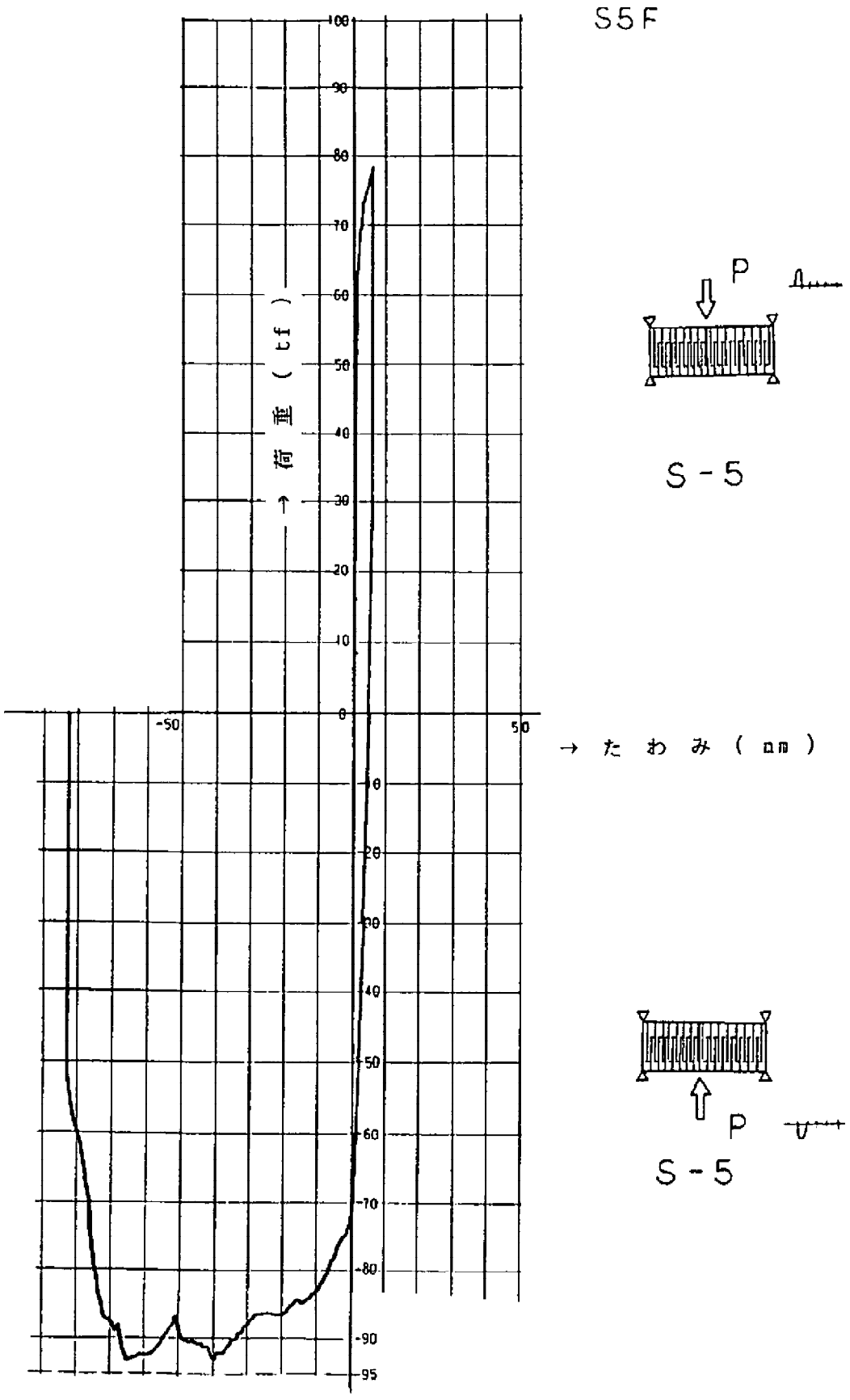
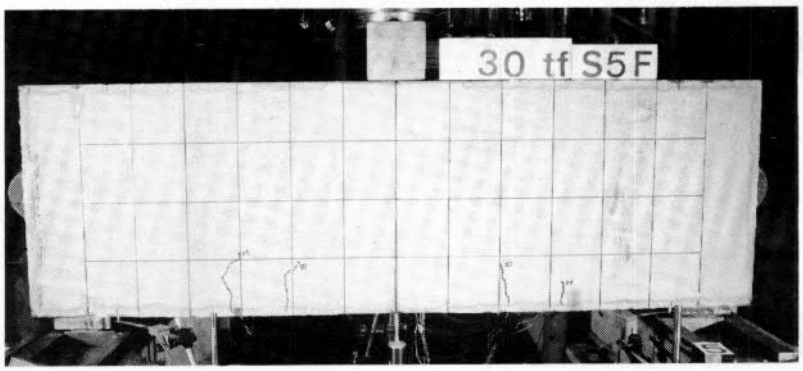
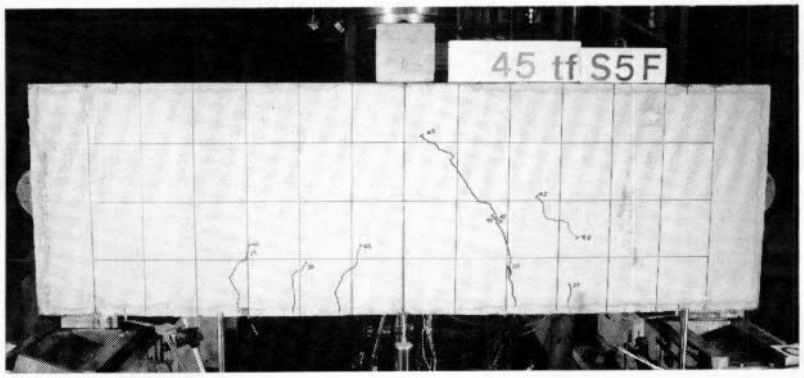
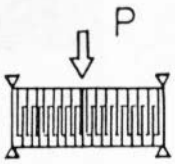


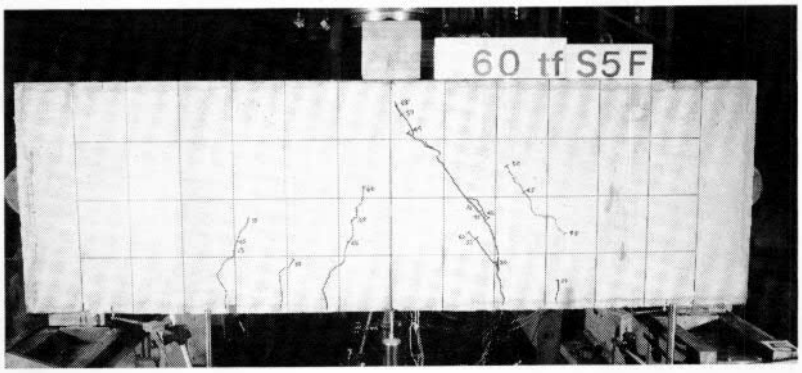
図2.3.13　荷重ーたわみの関係（S－5F模型）
（正逆載荷）







S-5



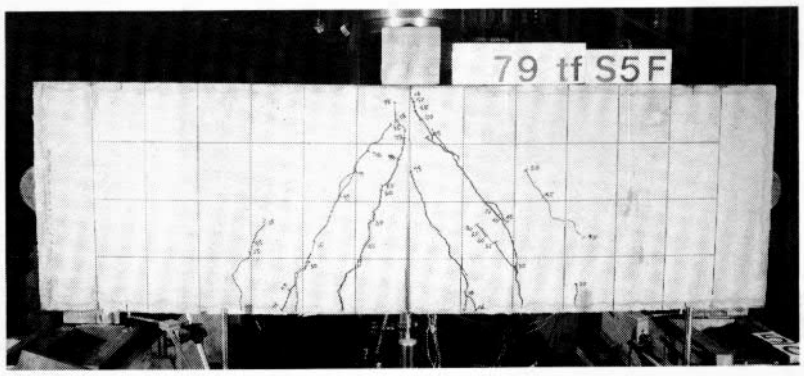
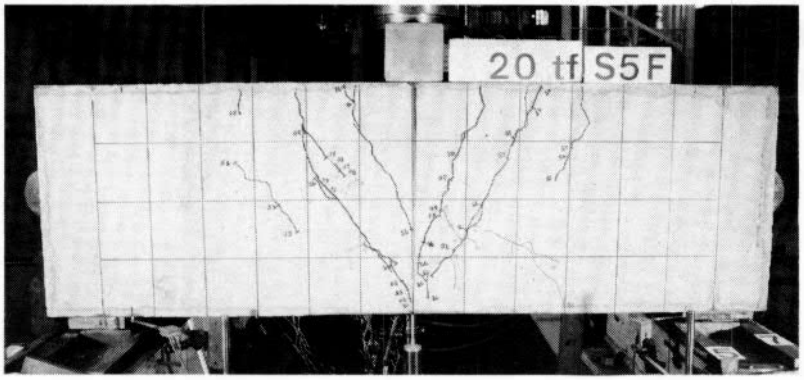
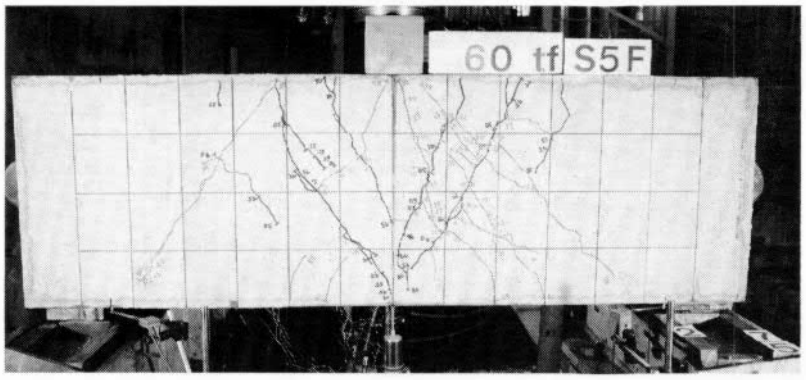
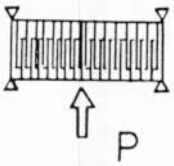


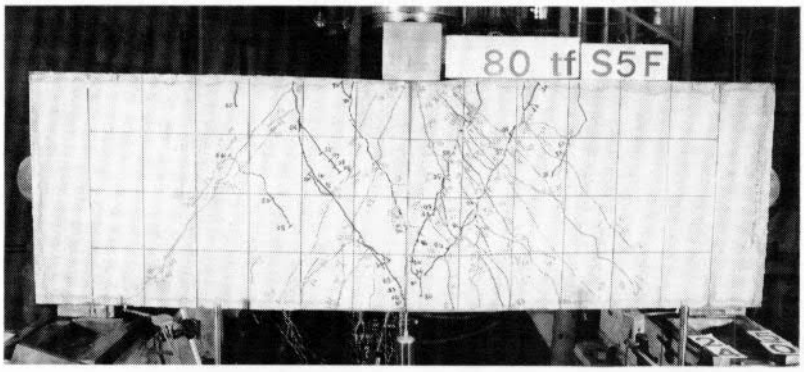
写真 2.3.16　S 5 F　正 逆 載 荷 （正）







S-5



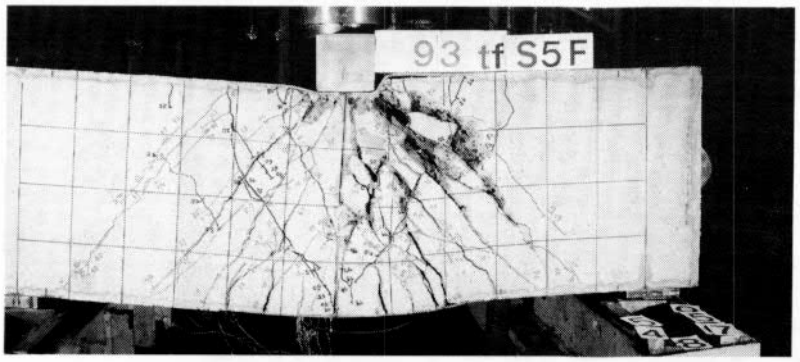


写真2.3.17　S5F 正 逆 載 荷 (逆)

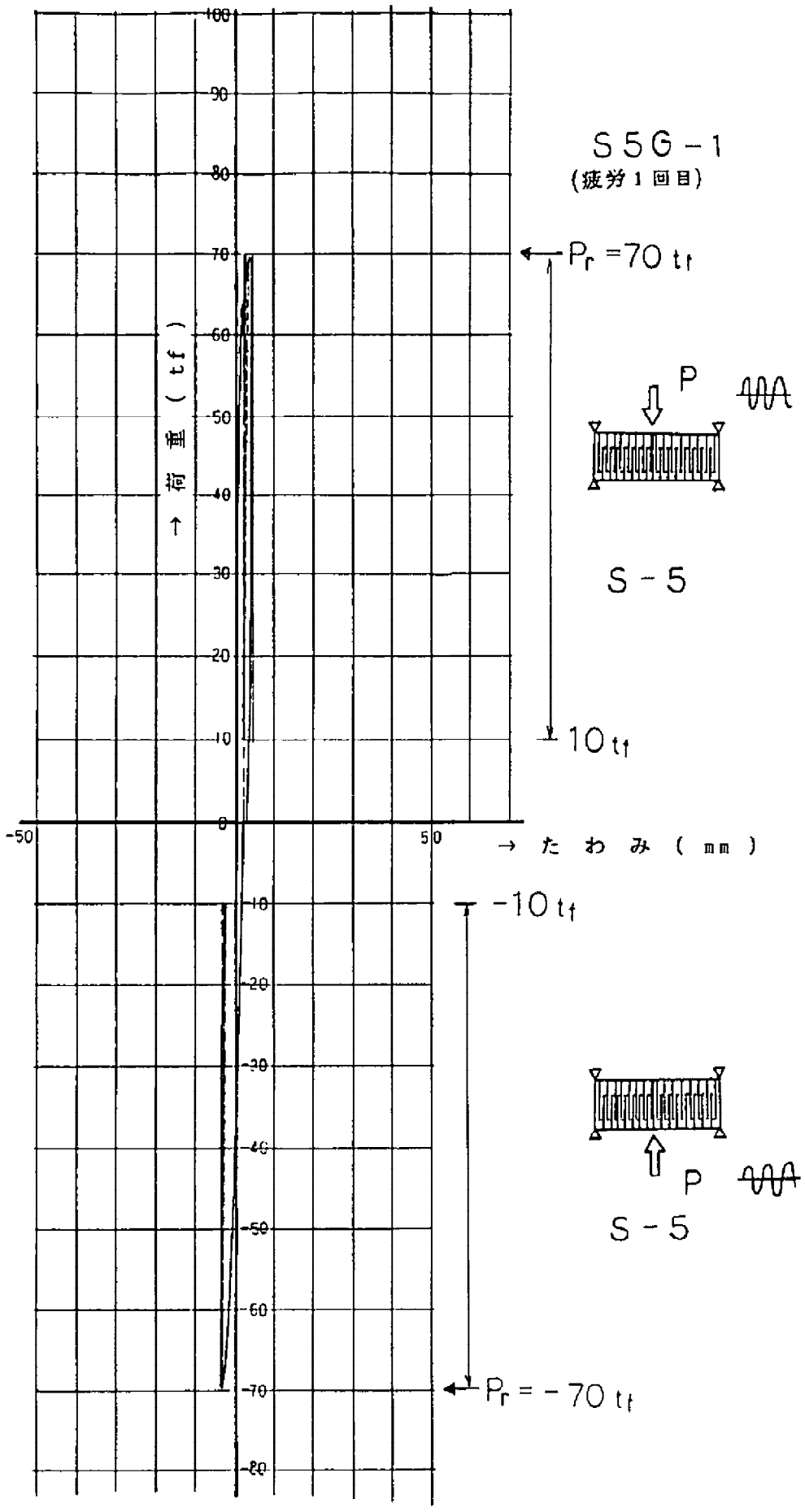


図 2.3.14　荷重ーたわみの関係（S－5G模型）
（正負疲労試験 1回目）

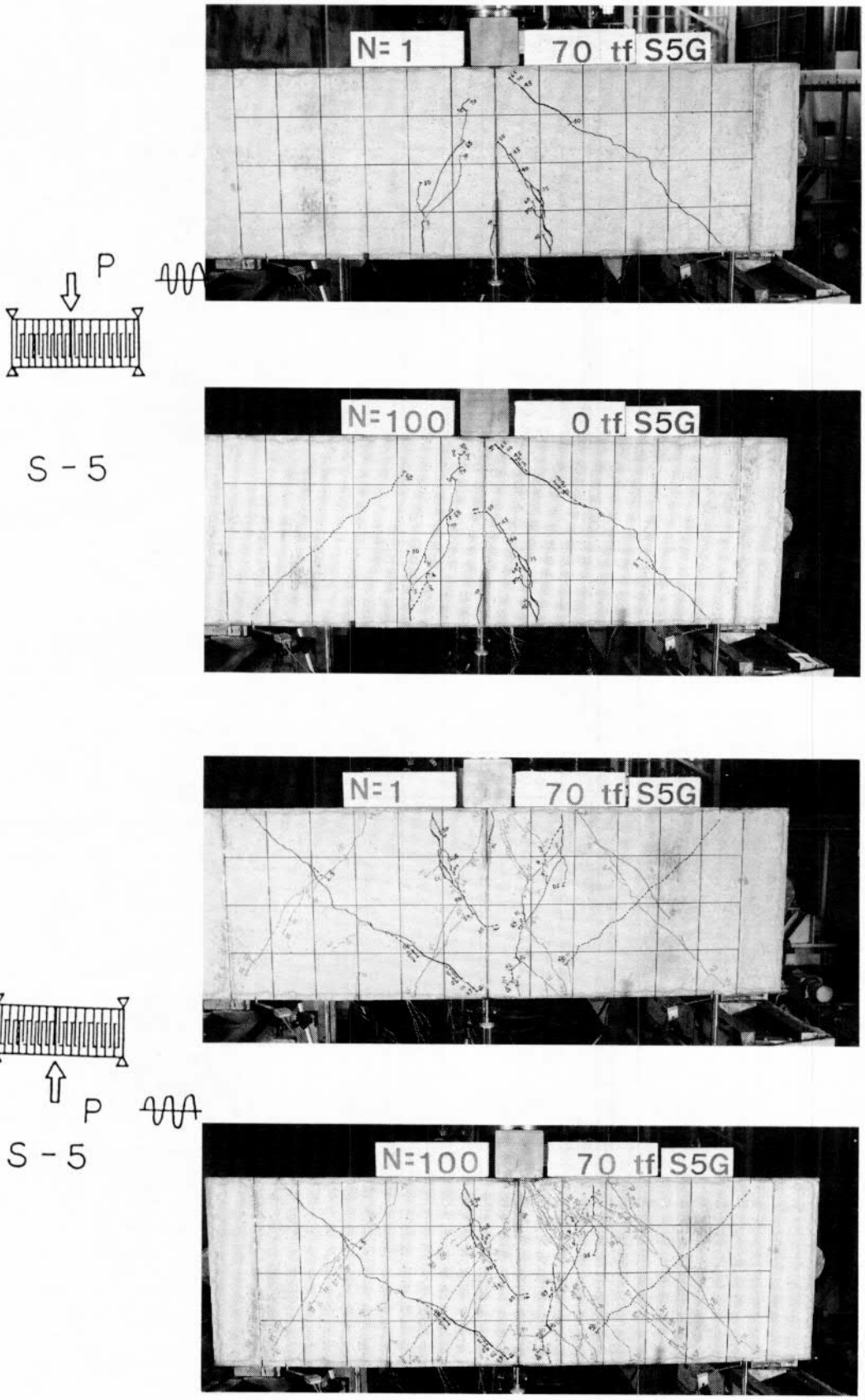


写真 2.3.18　S５G　正負片振り疲労試験（１回目）

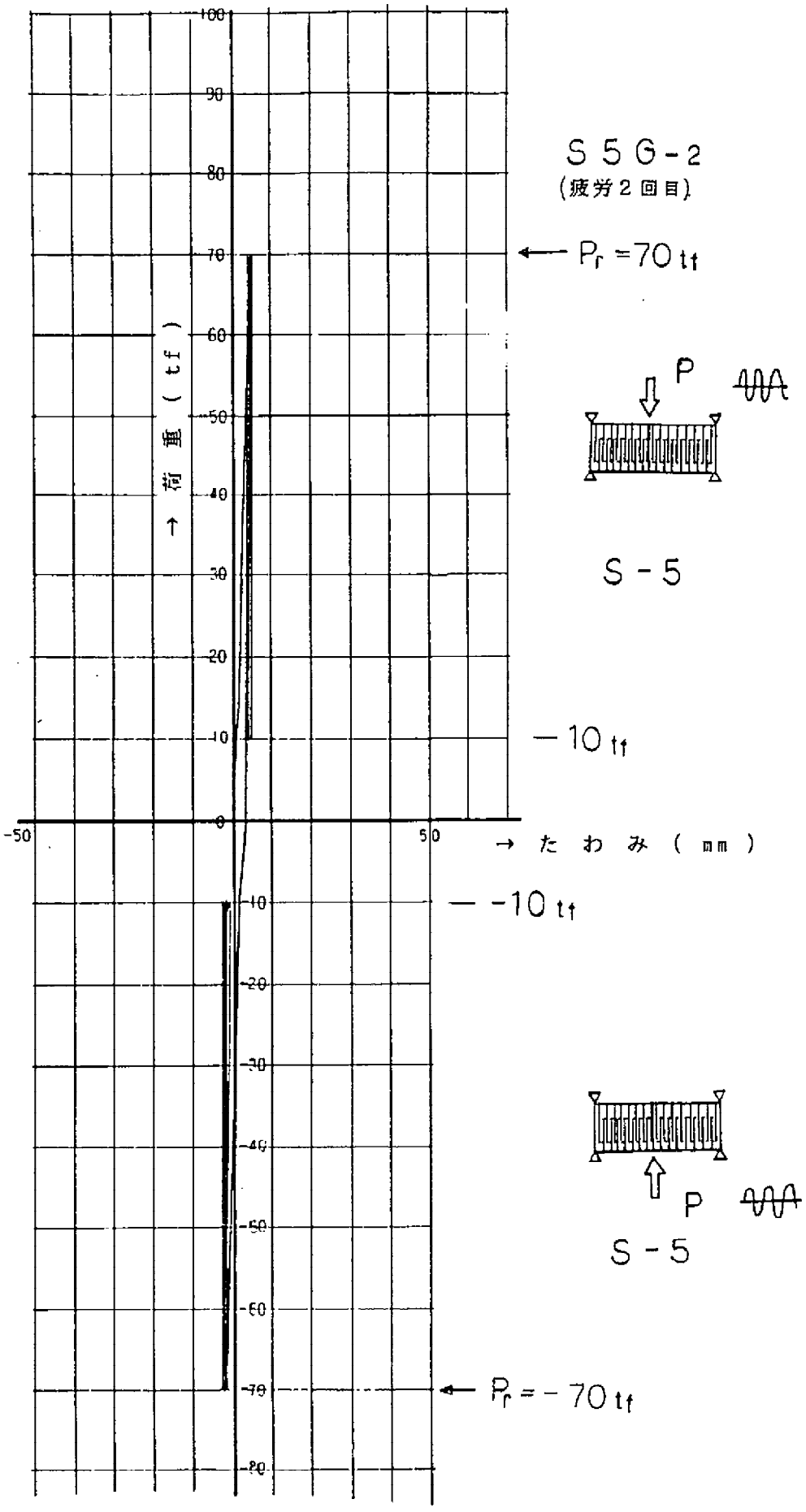


図2.3.15　荷重ーたわみの関係（S－5G模型）
（正負疲労試験 2回目）

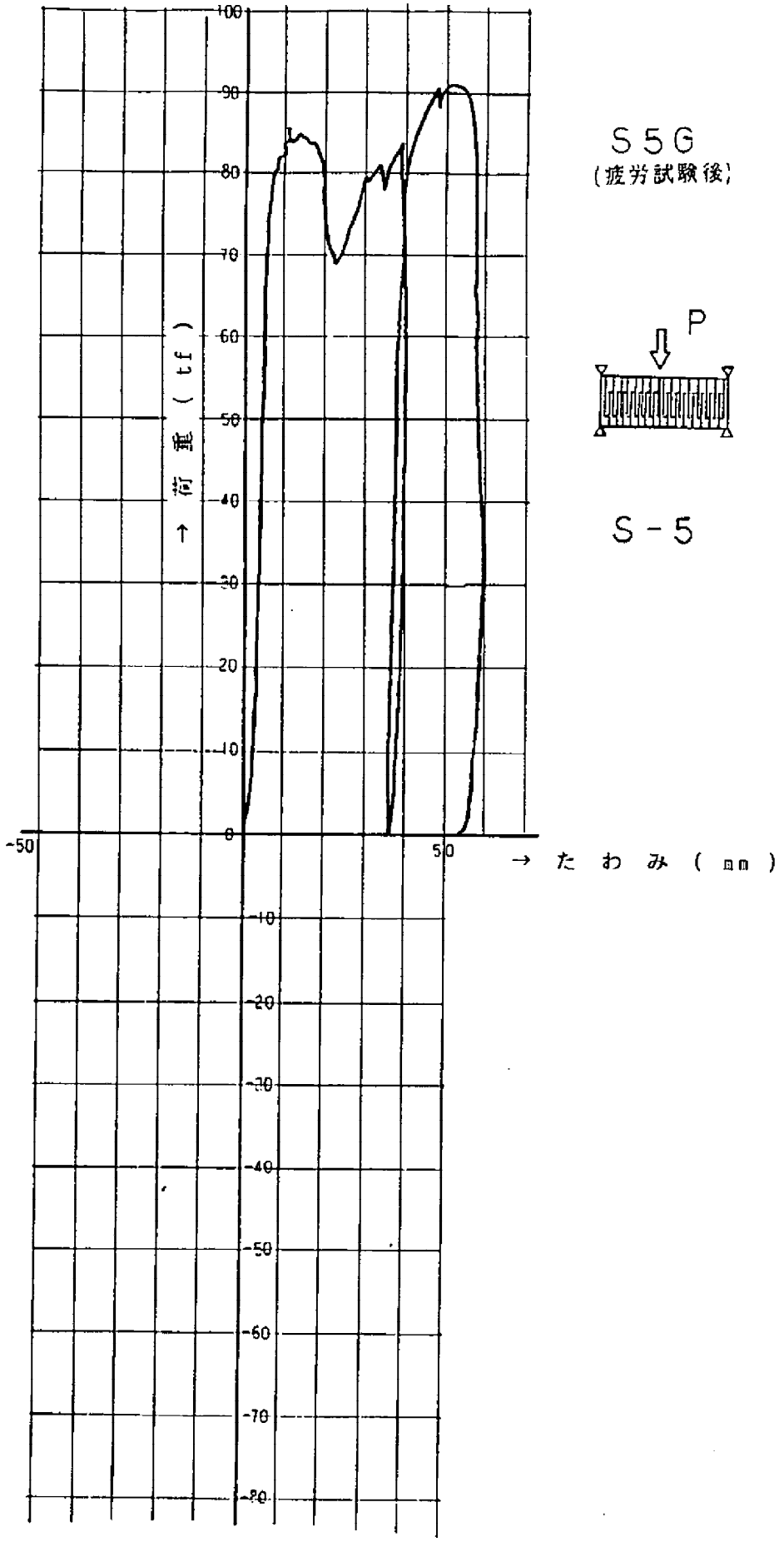
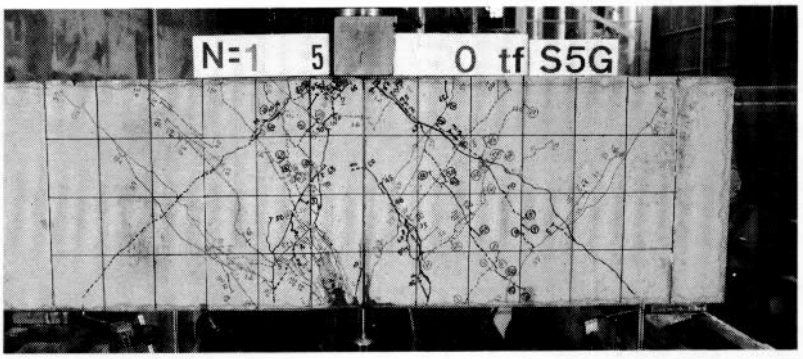
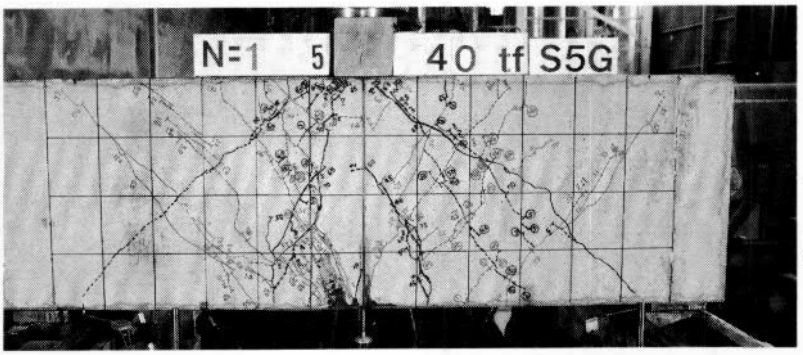
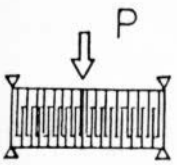


図2.3.16　荷重～たわみの関係（S－5G模型）
（疲労試験後の静的載荷）

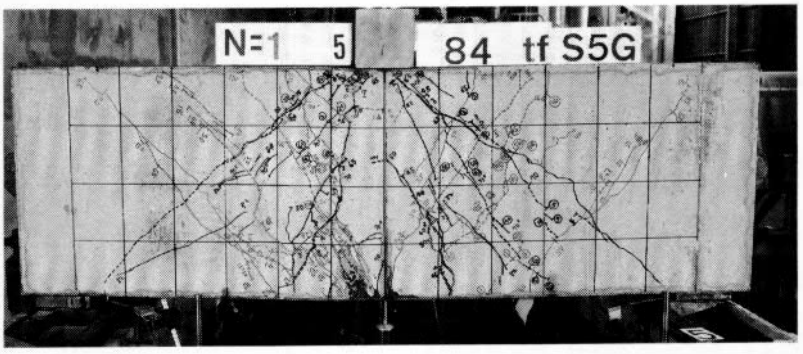




疲労試験後



S-5



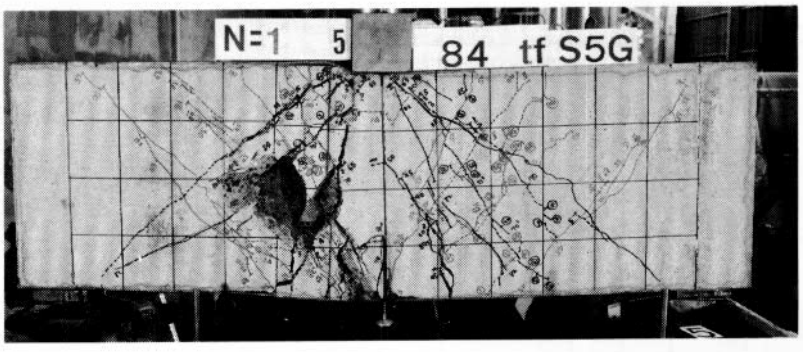


写真 2.3.19　S 5 G　疲労試験後の静的載荷

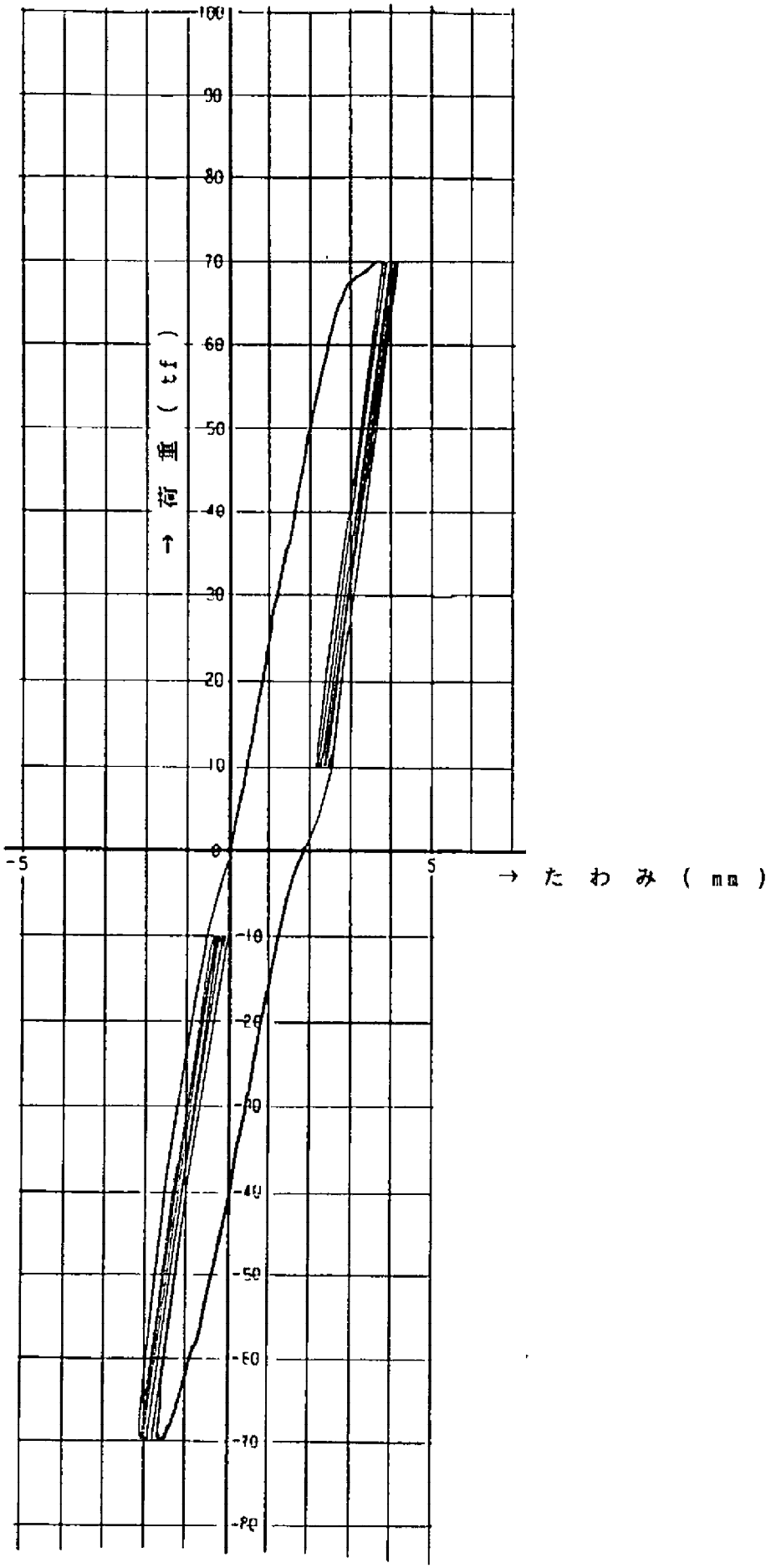
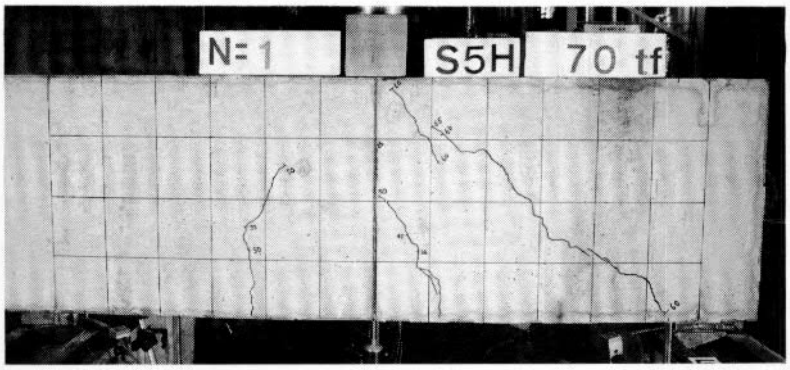
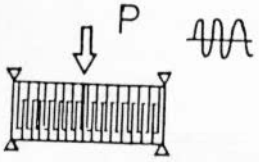
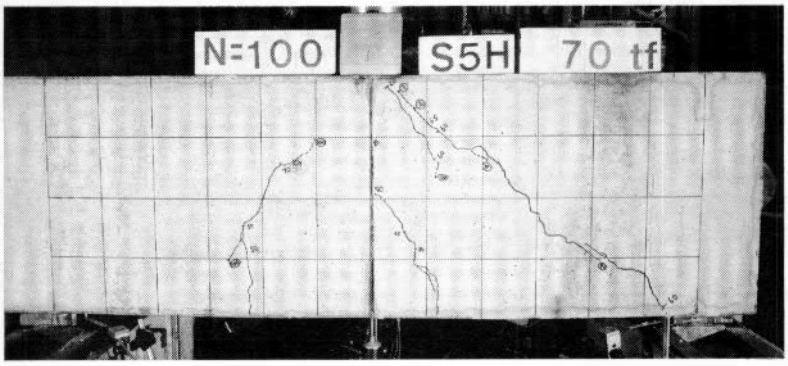


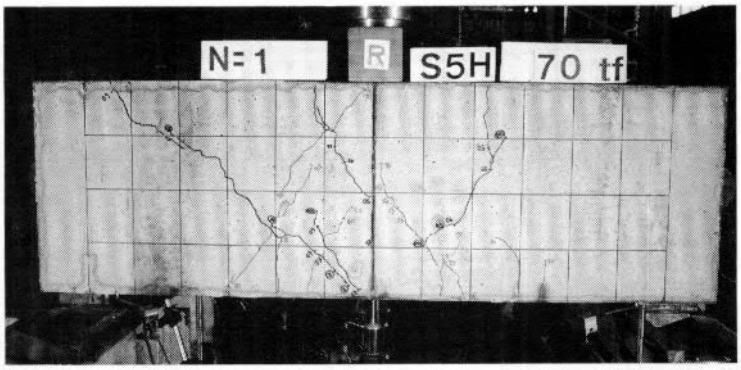
図 2.3.17　荷重ーたわみの関係（S－5H模型）

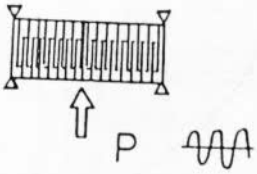


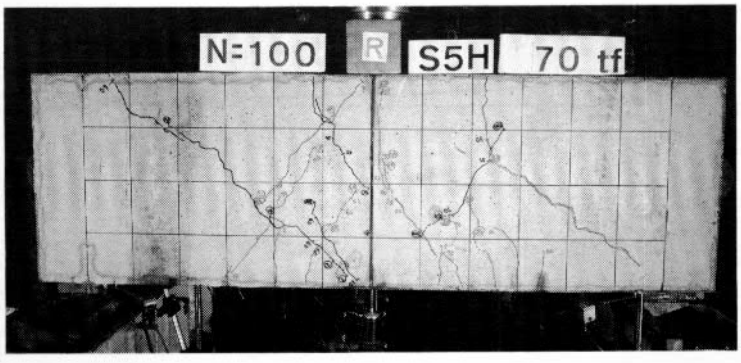




S-5

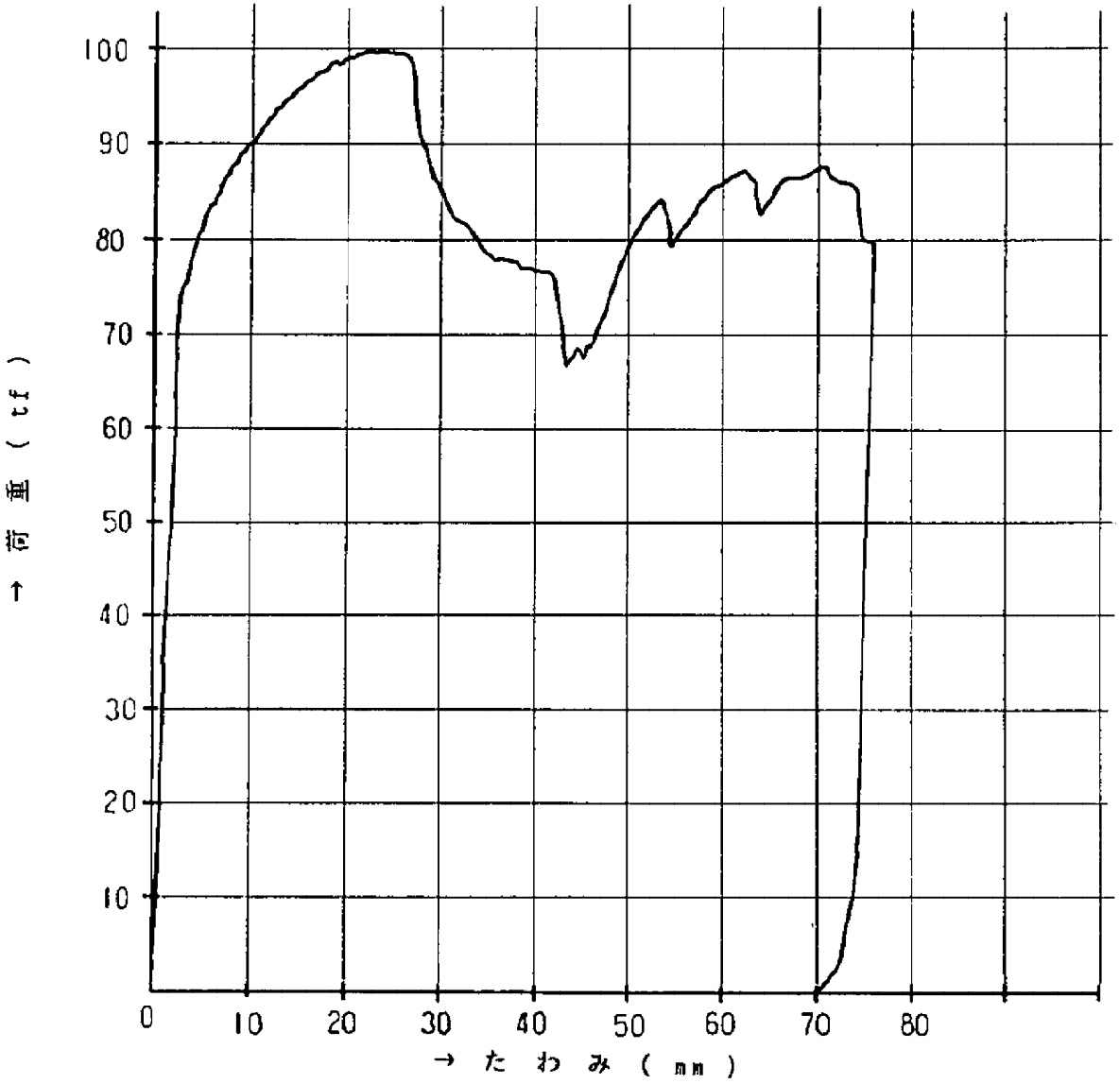




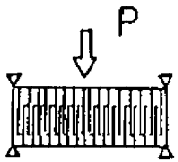


S-5

写真 2.3.20　S 5 H　正負片振り疲労試験



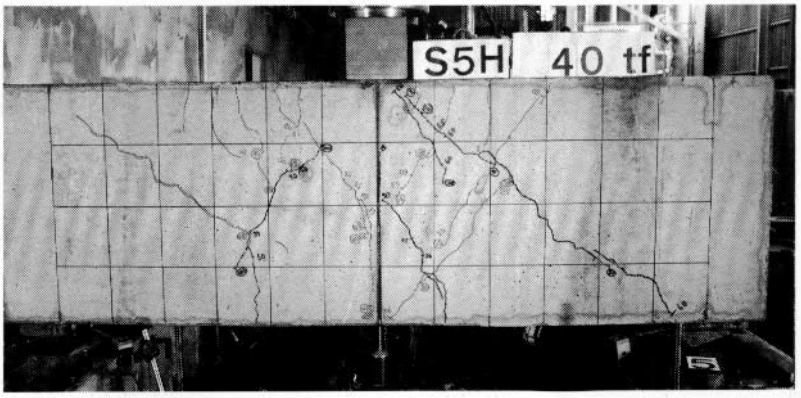
S5G
(疲労試験後)



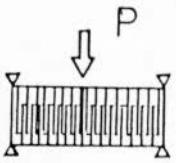
S-5H

図2.3.18　荷重ーたわみの関係（S－5H模型）
（疲労試験後の静的載荷）

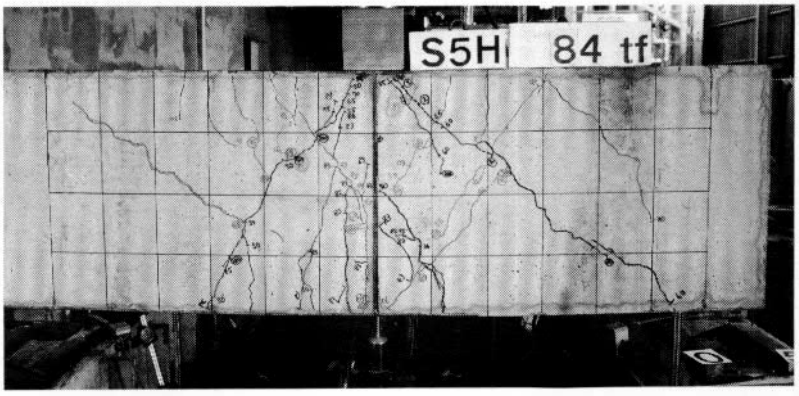




疲労試験後



S-5



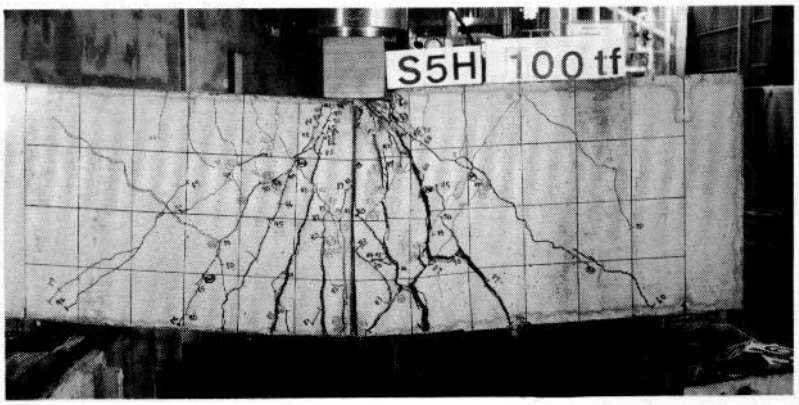
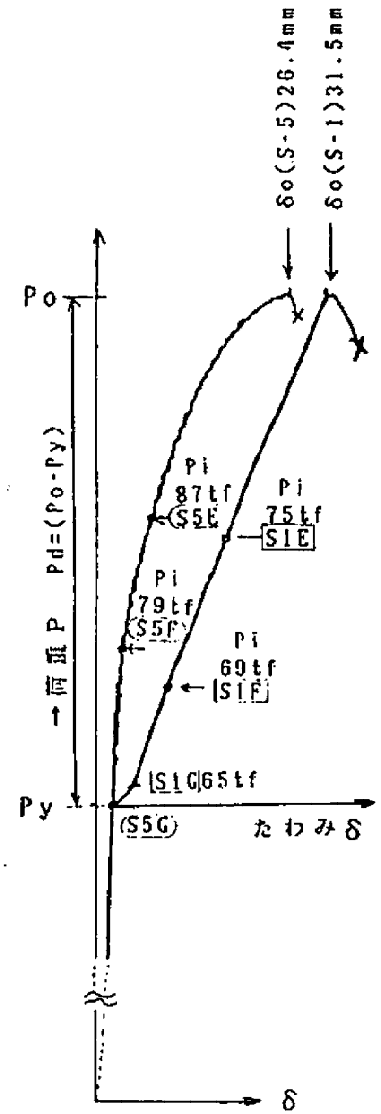


写真 2.3.21　S 5 H 疲労試験後の静的載荷



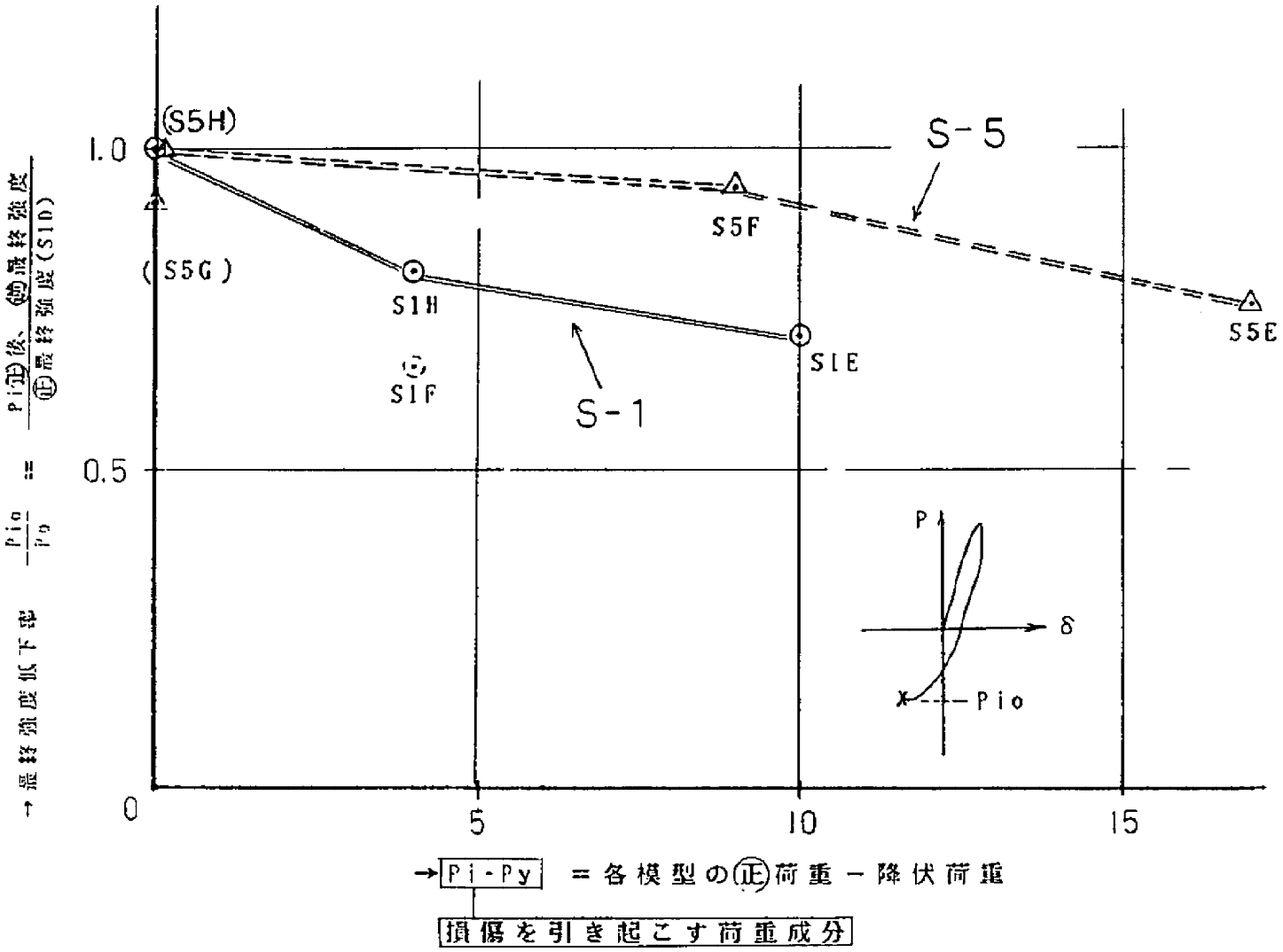


図 2.3.19 最終強度の比較

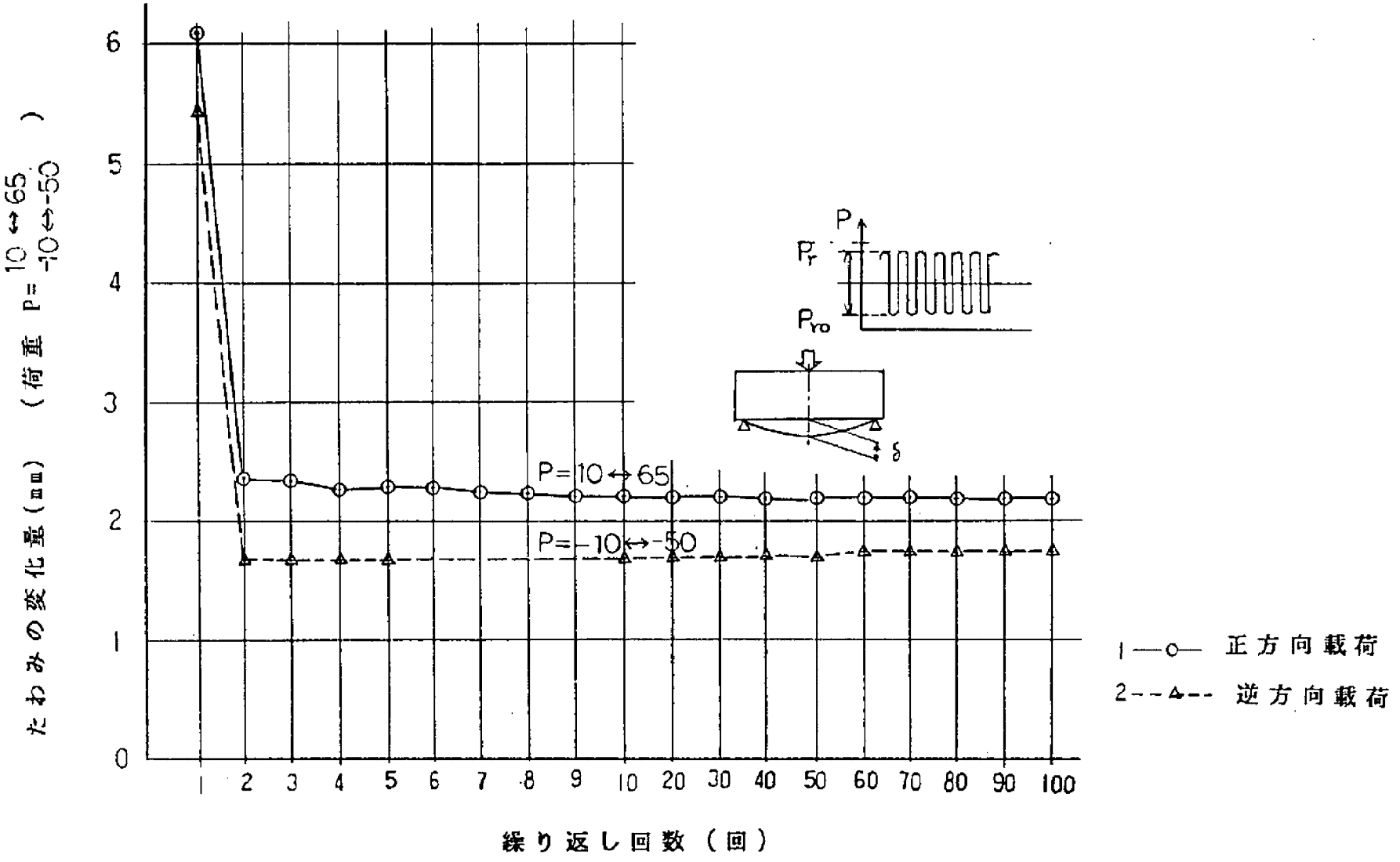


図2.3.20　繰り返し回数とたわみの変化（S－1G）

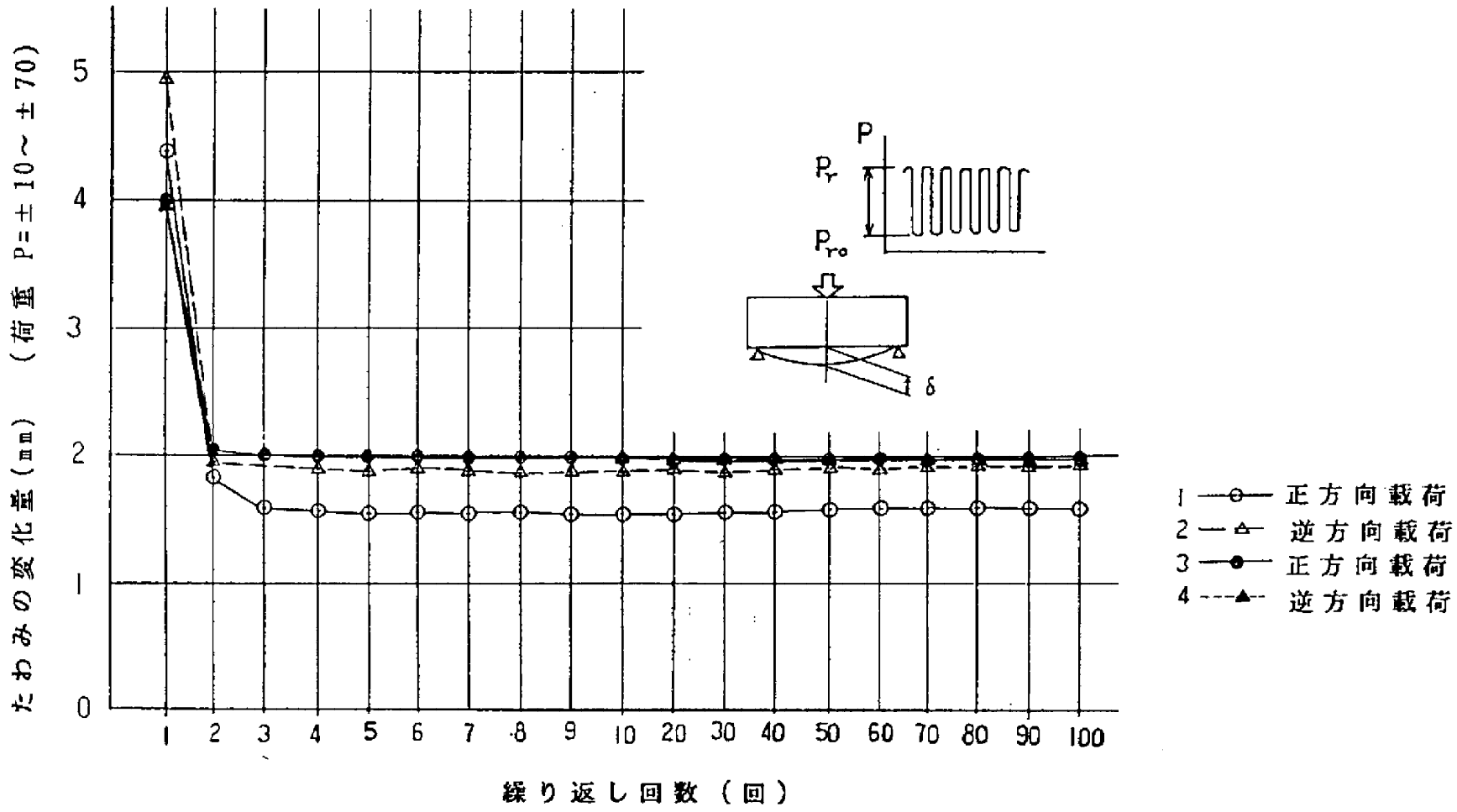


図2.3.21　繰り返し回数とたわみの変化（S－5G）

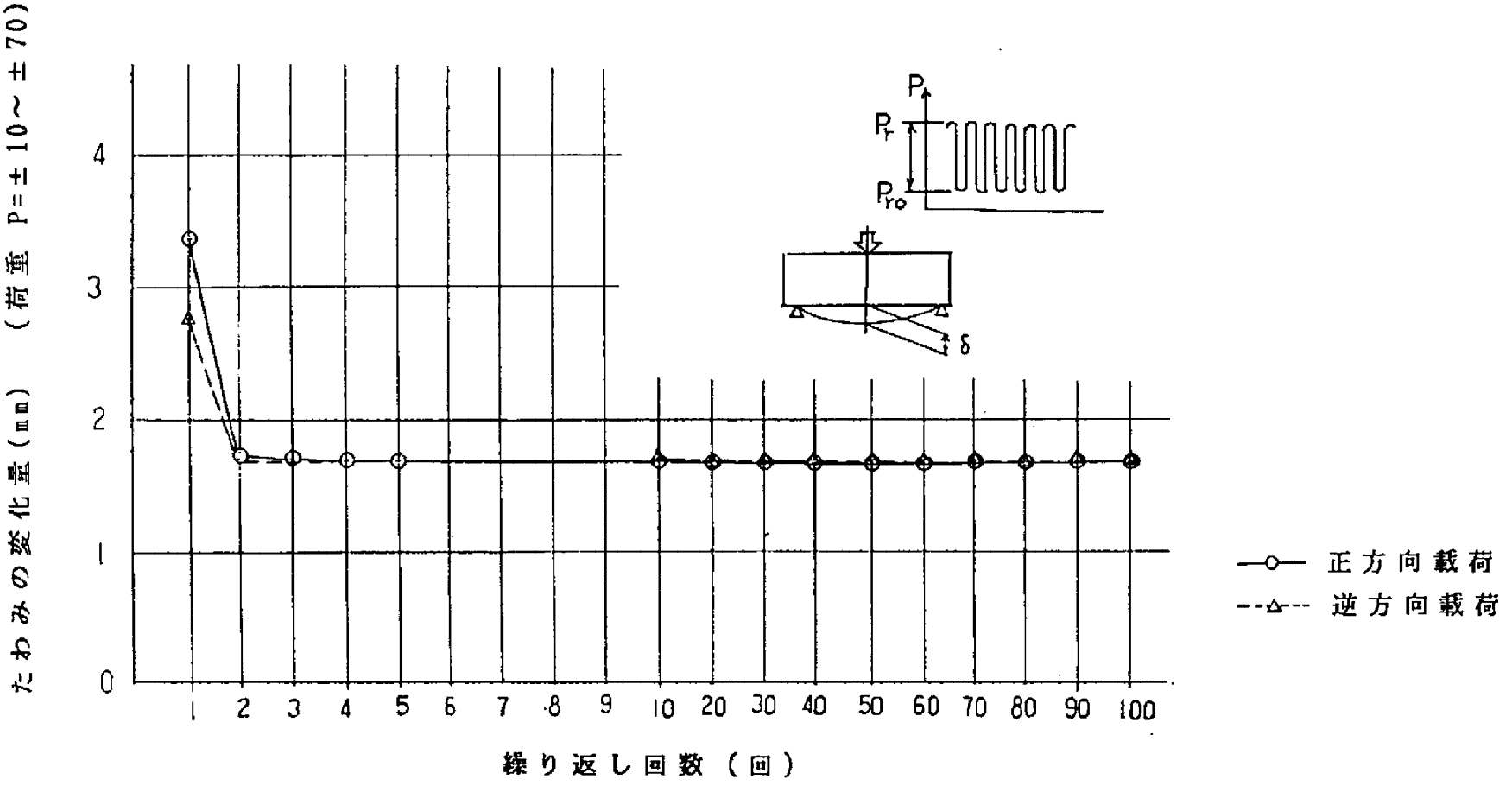


図2.3.22　繰り返し回数とたわみの変化（S－5H）

まとめ

鋼とコンクリートを連結する５種類のずれ止めを用いたサンドイッチ式コンポジット構造のせん断荷重に対する模型実験を実施し、それぞれの破壊挙動、最終強度および靭性を比較検討した。また、最終強度解析および有限要素法の理論解析を実施した。

それらの結果に基づいて、ずれ止めの機能の高い２種類のずれ止めについて正方向の繰り返し荷重および正・逆繰り返し荷重を作用させてその強度特性を調査した。

主な結論を以下に示す。

（１）Ｓ１型（Ｔ型スチフナ）模型は鋼板とコンクリートとの結合度は完全でないが、構造が簡単でかつ鋼材使用量も少ないのにもかかわらず比較的最終強度及び靭性が高く、破壊挙動も簡明で、大変形挙動を示すことがわかった。一方、鋼板とコンクリートとの剛性が完全なＳ３型模型、Ｓ４型模型は、初期剛性は高いが、せん断変形による斜め引っ張りクラックが発生しやすく、靭性が小さいことがわかった。

（２）Ｓ２型模型を除きサンドイッチ式コンポジット構造は、最終強度到達後、一旦　耐荷力を失うが、再び新しいアーチ構造を形成して耐荷力を回復し、大変形に耐え得るようになる。

（３）Ｓ１型模型の有限要素解析では、崩壊荷重に近い荷重では、主応力は荷重点から支持点に直線的に流れていて実験でみられたアーチによる支持構造を確認した。また、鋼板では荷重点および支持点に応力が集中している部分は疲労強度向上のために補強が必要であることがわかった。

（４）Ｓ１型模型に最終強度の94%の繰り返し荷重を100回作用させた場合、模型は疲労破壊しなかった。その残存最終強度は、静荷重に対する最終強度に等しい。しかし、最終強度の97.5%の繰り返し荷重を作用させると引張側鋼板の塑性変形量が蓄積され、アーチ部のコンクリートが徐々に圧砕され、たわみ量が漸増する。繰り返し回数が47回のとき、模型中央のたわみが30mmに達して模型は耐荷力を

失い崩壊した

（５）Ｓ５型模型に最終強度の88%の繰り返し荷重を作用させた場合、模型は疲労破壊しなかった。しかし、最終強度の96%の繰り返し荷重を作用させるとコンクリートに多数のクラックが発生し、引張側鋼板の塑性変形が徐々に蓄積される。また、アーチ部のコンクリートは徐々に圧砕される。繰り返し回数が50回で、模型中央のたわみが30mmに達したとき、模型のたわみが急増し、耐荷力を失った。

（６）繰り返し荷重を100回作用させて破壊しなかった模型について、繰り返し荷重試験後に荷重を単調に増加させて破壊させたが、繰り返し荷重試験後の模型の最終強度及び変形能力は、静的荷重に対する場合と略同じであり、繰り返し荷重によって最終強度及び変形能力は低下していないことが明らかになった。

（７）Ｓ１型模型及びＳ５型模型の繰り返し荷重による疲労破壊は、繰り返し荷重によって模型スパン中央のたわみ量が徐々に増加し、30mm（静的荷重が作用したときの最終強度に対応するたわみ量に等しい値）に達したときに生じた。

（８）Ｓ１型及びＳ５型模型に正・逆載荷を行うと正方向載荷によって逆方向載荷時の最終強度が低下する傾向がある。

（９）逆方向載荷時の最終強度の低下はＳ５型模型の方が少なく、Ｓ５型模型の方が正・逆繰り返し荷重に対して優れている。

（１０）正・逆疲労試験を模型の降伏荷重で各々繰り返し回数N=100だけ行った場合には、剛性の低下はほとんどなく、疲労破壊はしなかった。

（１１）疲労試験後の静的載荷による最終強度は、疲労試験を行わなかった模型の静的試験による最終強度と同一で、最終強度の低下はみられなかった。また、最終強度時の変位もほぼ同一であった。

第3章　サンドイッチ式コンポジット構造の耐凍結融解性実験

はじめに

近年，北極海等の極寒地向けの海洋コンクリート構造物を対象にした高強度軽量コンクリートの耐凍結融解性の研究が行われ（水中での急速凍結融解試験を実施），高強度軽量コンクリートの耐凍結融解性は混練前の軽量粗骨材の含水率に大きく依存することが明らかにされている。即ち，混練前の軽量粗骨材の含水率を絶乾に近い状態にしておくことで必要な耐凍結融解性を満足させることができる

一方，サンドイッチ式コンポジット構造体としての耐凍結融解性は，コンクリート表面が鋼板で覆われているためコンクリート単体の場合より向上するものと考えられるが，この種の構造の耐凍結融解性に関するデータはほとんどない。

ここでは，サンドイッチ式コンポジット構造を対象とし，高強度軽量コンクリートの耐凍結融解性実験，鋼とコンクリートの付着を考慮した耐凍結融解性実験及び凍結融解の温度サイクルを与えた梁の載荷実験を実施し耐凍結融解性につき考察する。

1．高強度軽量コンクリートの耐凍結融解性実験

サンドイッチ式コンポジット構造体内部の高強度軽量コンクリート単体の耐凍結融解性―混練前の軽量粗骨材の含水率と耐凍結融解性の関係―を把握することを目的として実施する。

1.1　実験計画

1.1.1 試験体

サンドイッチ式コンポジット構造では，コンクリート表面が鋼板で覆われておりコンクリート表面の水分の移動はないものと考えられるため，本実験では試験体を薄肉のゴム容器に入れ水分の移動がない状態で気中での凍結融解試験を実施する（図1.1.1 ）。

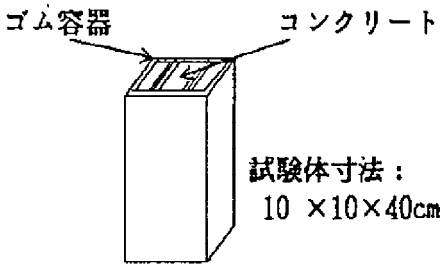


図 1.1.1　試験体

1.1.2　供試材

セメント …… 普通ポルトランドセメント（麻生セメント（株））
細骨材 …… 広島県入野産山砂
粗骨材 …… 人工軽量骨材（メサライト，日本メサライト工業（株））
混和材 …… シリカフューム（ミクロシリカ，輸入品）
混和剤 …… 高性能減水剤　（マイティ１５０，花王石鹸（株））
ＡＥ剤　　（ビンソル　７０，山宗化学（株））

なお，表1.1.1 及び表1.1.2 に山砂，メサライトの物性及び粒度分布を示す。また，表1.2.3 にシリカフュームの物性を示す。

表1.1.1 山砂，メサライトの物性

骨材	比重		吸水率（%）		
	絶乾	表乾	0.5H	1 H	24H*)
山砂	2.49	2.55	—	—	2.12
メサライト	1.30	1.41	7.40	8.75	11.9

*)　浸水時間

表1.1.2 山砂，メサライトの粒度分布

骨材＼粒径(mm)	通過重量百分率 (%)									粗粒率
	20	15	10	5	2.5	1.2	0.6	0.3	0.15	
山砂	—	—	—	100	96	66	37	19	7	2.8
メサライト	100	100	53	10	0	—	—	—	—	6.4

表1.1.3 シリカフュームの物性

比重	比表面積*) (cm^2/g)
2.22	134,000

*) N_2 吸着法により測定

1.1.3 実験方法及び計測項目

(1)スランプ，空気量，単位容積重量

(a)スランプ —— ＪＩＳ Ａ １１０１（コンクリートのスランプ試験方法）
(b)空気量 —— ＪＩＳ Ａ １１１８（まだ固まらないコンクリートの空気量の容積による試験方法）
(c)単位容積重量 —— ＪＩＳ Ａ １１１６（まだ固まらないコンクリートの単位容積重量試験方法）

(2)凍結融解試験

ASTM C-666[1]による水中急速凍結融解試験に準じ，気中での急速凍結融解試験（−17.8℃～+4.4 ℃の反復で，1 サイクルに要する時間は約 4 時間）を実施した。

(a)供試体 …… 10×10×40 cm，3 本/ ケース。図1.1.1 参照。
14日間２０° C 気中養生後，そのまま乾燥させずに試験を開始した。
(b)計測項目 …… 動弾性係数，重量変化
300 サイクルになるまで30サイクル毎に計測した。

なお，動弾性係数はたわみ振動法により測定した。

(3)圧縮試験

材令７日及び２８日につき実施(20 ° C 気中養生）した。

1.2 実験ケース及び配合

表1.2.1 に試験ケース及び配合を示す。

表1.2.1 試験ケース及び配合

試験ケース	軽量粗骨材の含水率 (%)	W/C (%)	*) S+FS / a (%)	空気量 (%)	重量配合(kg/m³) 水	セメント	細骨材	軽量粗骨材	シリカフューム	混和剤(C*wt%) 減水剤	AE剤
F0-6	0	30	37	6	156	520	570	507	0	2	0.18
S0-6							510		52	2.2	0.23
F11-6	11.2						570	563	0	1.5	0.15
S11-6							510		52	1.8	0.23
F26-6	26.1	30	37	6	156	520	570	639	0	1.6	0.12
S26-6							510		52	1.7	0.23
F20-6	19.9	30	37	6	156	520	570	608	0	1.4	0.12
S20-6							510		52	1.5	0.23
S26-6-15	26.1	30	37	6	156	520	483	639	78	2.3	0.28
S26-6-20							454		104	2.8	0.35

*) FS: 混和材の容積　S: 細骨材の容積　a:混和材及び骨材の全容積

なお，ケース番号の付けかたは次の通りである。

例： S O − 6 − 1 5

- 15 ― シリカフューム含有率（＊Cwt%）を示し，特に表示のないものは１０%である（Sシリーズのみ）
- 6 ― 空気量（%）
- O ― 軽量粗骨材の含水率（%）
- S ― 混和材の有無……F：シリカフューム無，S：シリカフューム有

1.3 実験結果及び考察

1.3.1 フレッシュコンクリートの物性と圧縮強度

フレッシュコンクリートの物性と圧縮強度の試験結果を表1.3.1 に示す。

表1.3.1 フレッシュコンクリートの物性と圧縮強度試験結果

ケース	軽量粗骨材の含水率 (%)	スランプ (cm)	空気量 (%)	単位容積重量 (kg/m³)	圧縮強度 (kgf/cm²) 7日	28日	備考
F0-6	0	18.1	6.8	1754	456	511	
S0-6		18.5	5.9	1736	505	552	
F11-6	11.2	16.0	6.4	1782	447	502	
S11-6		20.5	6.8	1776	494	544	
F26-6	26.1	21.3	6.3	1797	439	498	
S26-6		18.7	6.0	1796	447	551	
F20-6	19.9	24.6	6.9	1783	425	492	
S20-6		19.5	7.0	1785	436	533	
S26-6-15	26.1	21.0	5.2	1798	444	533	
S26-6-20		21.5	5.4	1793	455	564	

表1.3.1 に示すように，軽量粗骨材の含水率等の違いによりスランプはおよそ１６～２５cmとややばらつきが大きい結果となった。また，空気量はほぼ目標通りの結果となった。

２８日強度は，シリカフュームを混入したケースではいずれも目標の５００kgf/cm² 以上となったが，無混入のケースでは若干下回る結果となった。

1.3.2 重量変化

凍結融解のサイクル数と重量減少率の関係を，図1.3.1 ～1.3.4 に示す。一般に凍結融解試験では，試験中にコンクリート表面のスケーリング現象等により供試体重量が減少するが，本試験では気中での凍結融解試験ということもあり，供試体の損傷はほとんど見られず，従って重量の変化はほとんど生じていない。なお，後述するように，相対動弾性係数には変化が見られる。

1.3.3 相対動弾性係数

凍結融解のサイクル数と相対動弾性係数の関係を，図1.3.5 ～1.3.6 に示す。

(1) 混練前の軽量粗骨材の含水率が１１%程度以下では，凍結融解のサイクル数が増えても相対動弾性係数は殆ど変化しないが，含水率が約２６%のケースでは急激に減少していることがわかる。また，その傾向はシリカフューム無しのケースの方が著しい。

(2) シリカフュームの混入量をセメント重量の１５，２０%に増量したＳ２６－６－１５，２０と１０%のＳ２６－６の比較では顕著な差異はほとんど認められない（図1.3.6)，

1.3.4 耐久性指数

軽量粗骨材の混練前の含水率と耐久性指数の関係を図1.3.7 に示す。なお，耐久性指数は次式により与えられるもので，通常は６０%以上が必要とされる。

$$DF = PN/M \ (\%) \qquad (1.3.1)$$

ここに，P：N サイクル時の相対動弾性係数(%)，N：Pが特定の値(60%) となるまでのサイクル数，または試験を終了した時のサイクル数，M：試験を終わらせる特定のサイクル数(300サイクル)

(1) 図1.3.7 より，混練前の軽量粗骨材の含水率が１１%程度以下では，シリカフュームの有無に関係なく非常に優れた耐久性を示すことが分かる。

(2) シリカフュームを混入しないケースでは，混練前の軽量粗骨材の含水率が約２６%の場合でも耐久性指数が約４８%と小さくなっているが，シリカフュームを混入したものは約７６%と非常に優れた耐久性を示すことがわかる。

(3) シリカフュームの混入量を１０，１５，２０%（対セメント重量比）と変化させても耐久性指数はほとんど変化していない。これより，シリカフュームの混入量は，セメント重量の１０%程度が適切であると考えられる。

1.4 水中急速凍結融解試験との比較

本試験では，気中急速凍結融解試験を行ったが，水中急速凍結融解試験（温度条件等は気中の場合と同様であるが，図1.1.1 に示すゴム容器とコンクリートとの間に水を入れて行う試験）との比較を図1.3.7 に示す。同図から，シリカフュームを混入しない場合，気中急速凍結融解試験では含水率を１５%程度以下に，水中急速凍結融解試験では５%程度以下（シリカフュームを混入した場合は，それぞれ２０%，１１%程度以下）にしておけば，優れた耐久性を示すことが分かる。全体として，水中急速凍結融解試験の方が気中急速凍結融解試験より，より厳しい結果となっている。

1.5 まとめ

本実験で得られた結果は以下に示す通りである。

(1) 高強度軽量コンクリートの気中での耐凍結融解性に影響を与える支配的要因は，水中と同様混練前の軽量粗骨材の含水率である。水セメント比３０%程度，空気量６%程度で含水率を15%程度以下（シリカフュームをセメント重量の１０%程度混入する場合は２０%程度以下）とした高強度軽量コンクリートであれば，ＡＳＴＭ　Ｃ６６６　Ａ法に準じた気中での急速凍結融解試験によっても優れた耐久性を示す。

(2) 混和材としてシリカフュームを混入した高強度軽量コンクリートは，混入しないものと比較して，非常に優れた耐凍結融解性を示す。

(3) サンドイッチ式コンポジット構造体内部のコンクリートは，表面が鋼板で覆われており直接海水に接する場合より耐凍結融解性は良好であるが，軽量粗骨材の含水率が２６%程度以上になると凍結融解による劣化が激しくなることが考えられ，軽量粗骨材の管理には注意する必要がある。

参考文献

1) ASTM , " Concrete and Mineral Aggregates " , Volume 04.02 , 1984
2) K.Tamura,H.Fujita,K.Tagaya,K.Ohba, " Study on Resistance of High-Strength Light-Weight Concrete to Freezing and Thawing", OMAE ,1987.

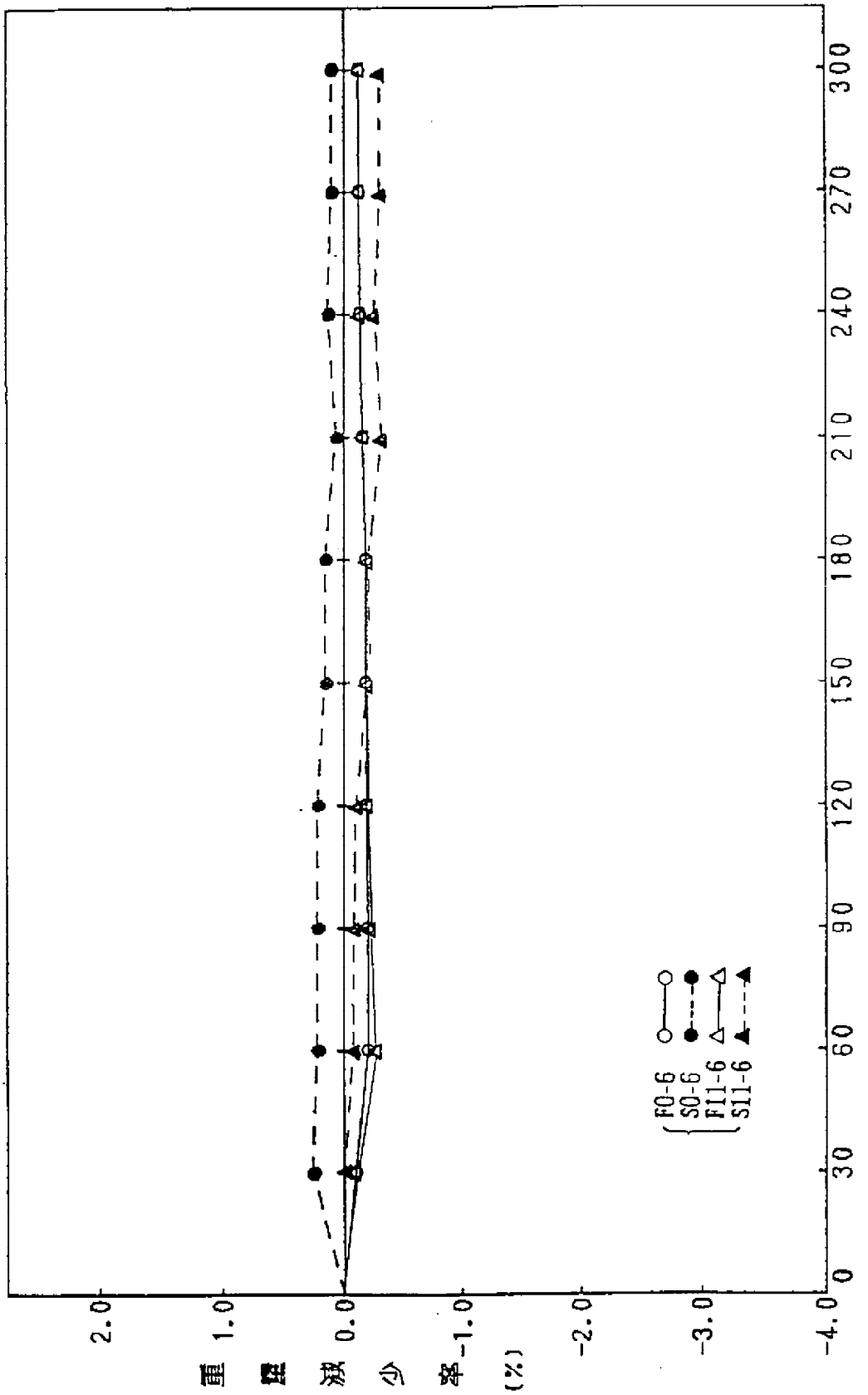


図1.3.1　重量減少率とサイクル数の関係(1)

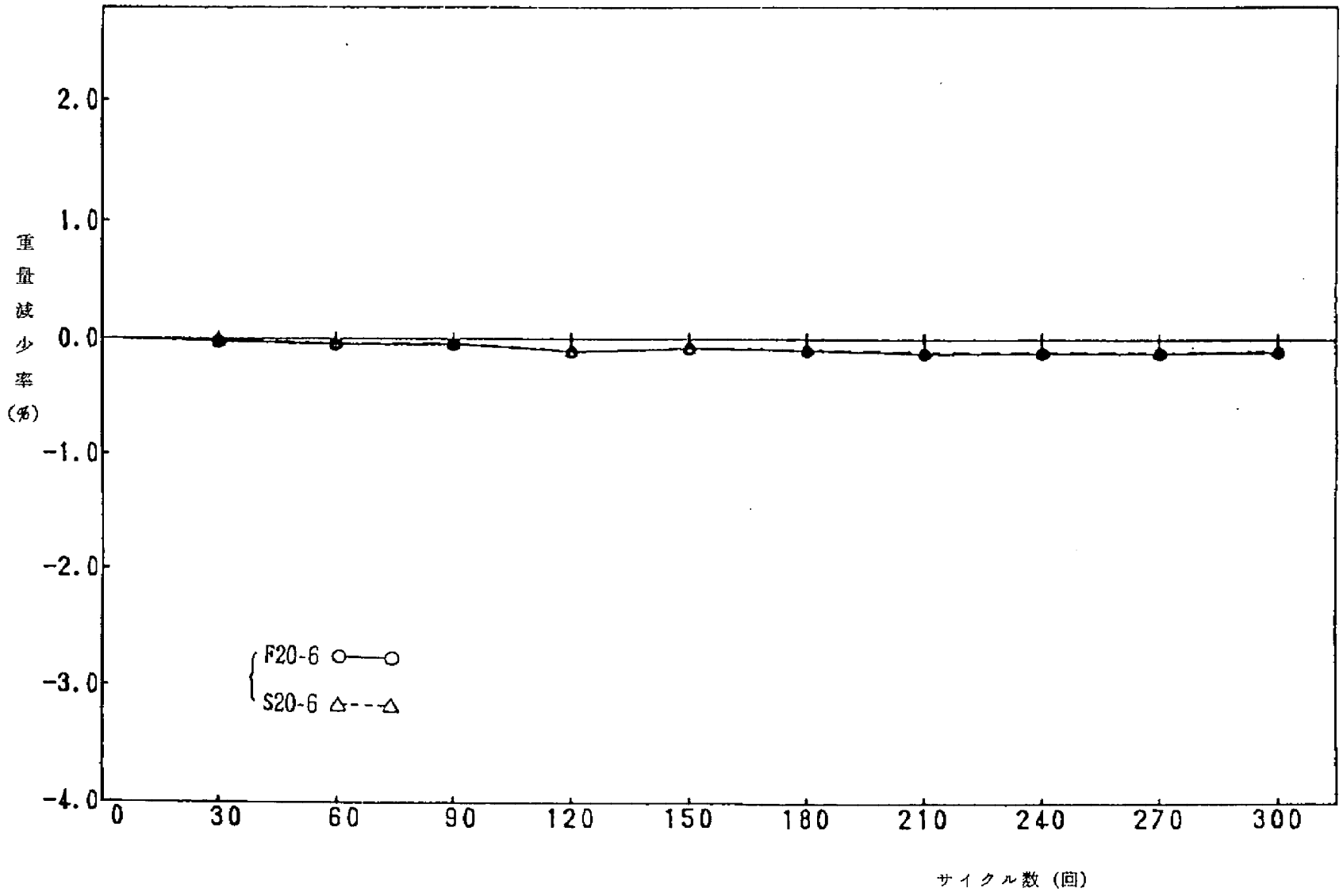


図 1.3.2　重量減少率とサイクル数の関係(2)

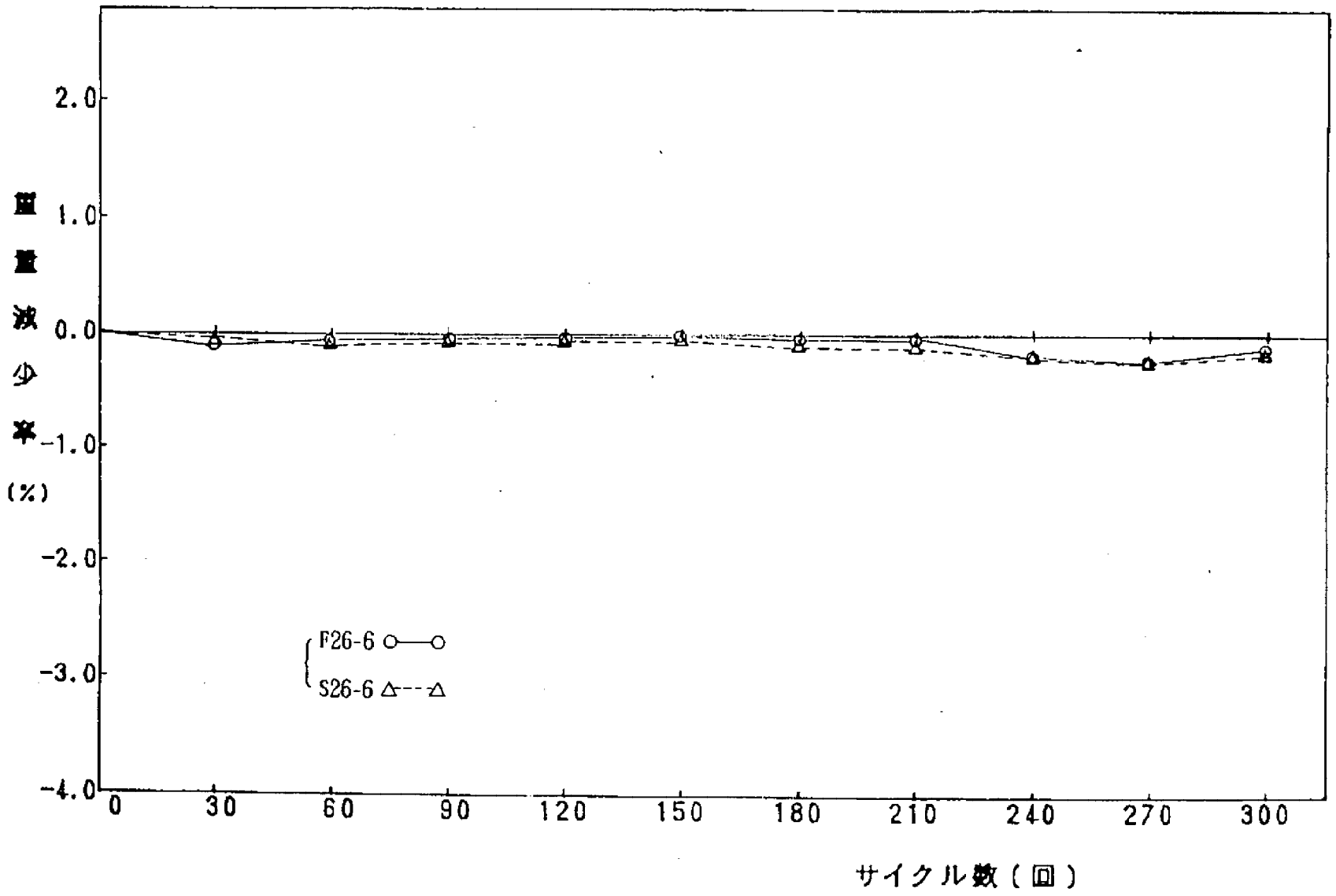


図 1.3.3　重量減少率とサイクル数の関係(3)

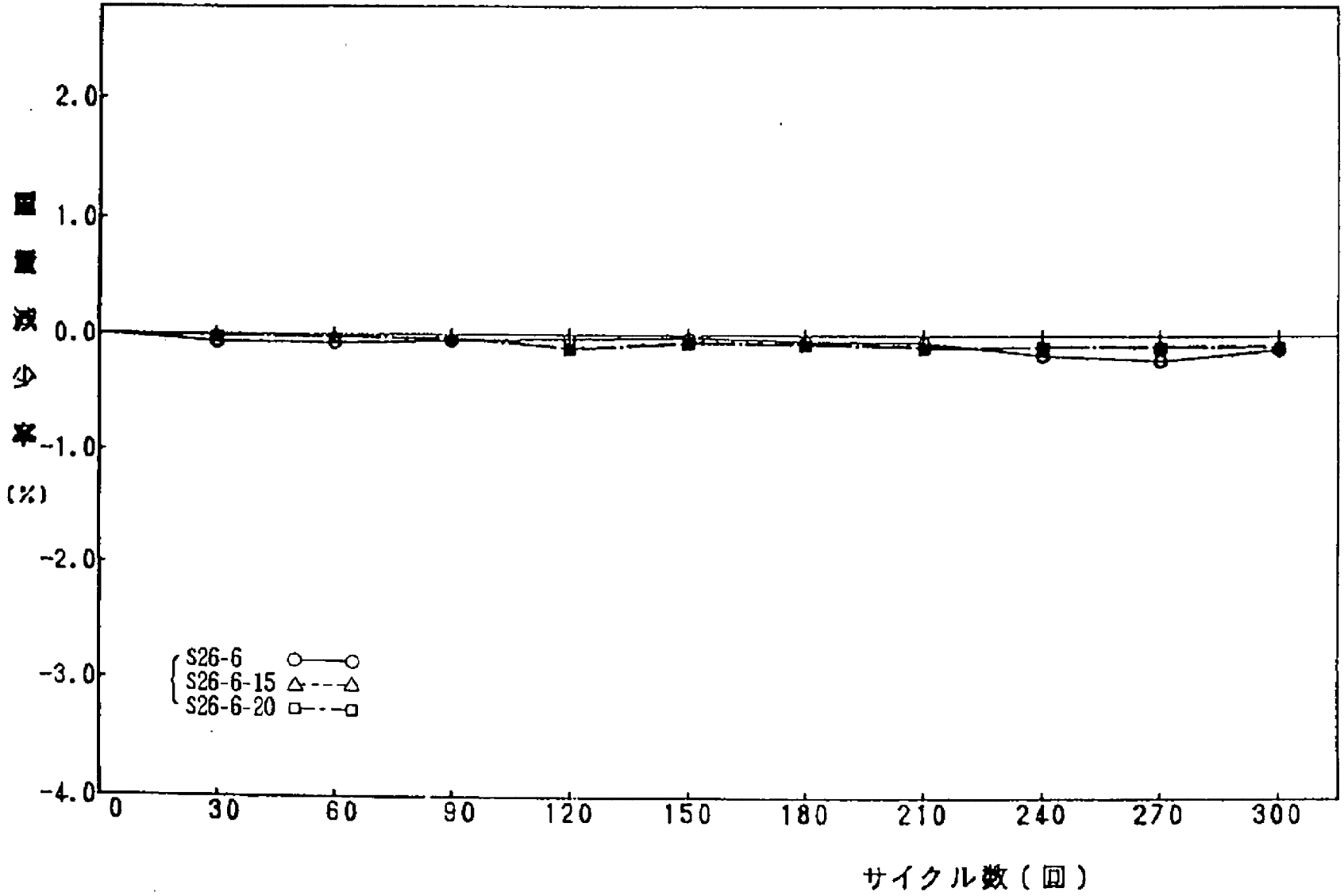


図 1.3.4　重量減少率とサイクル数の関係(4)

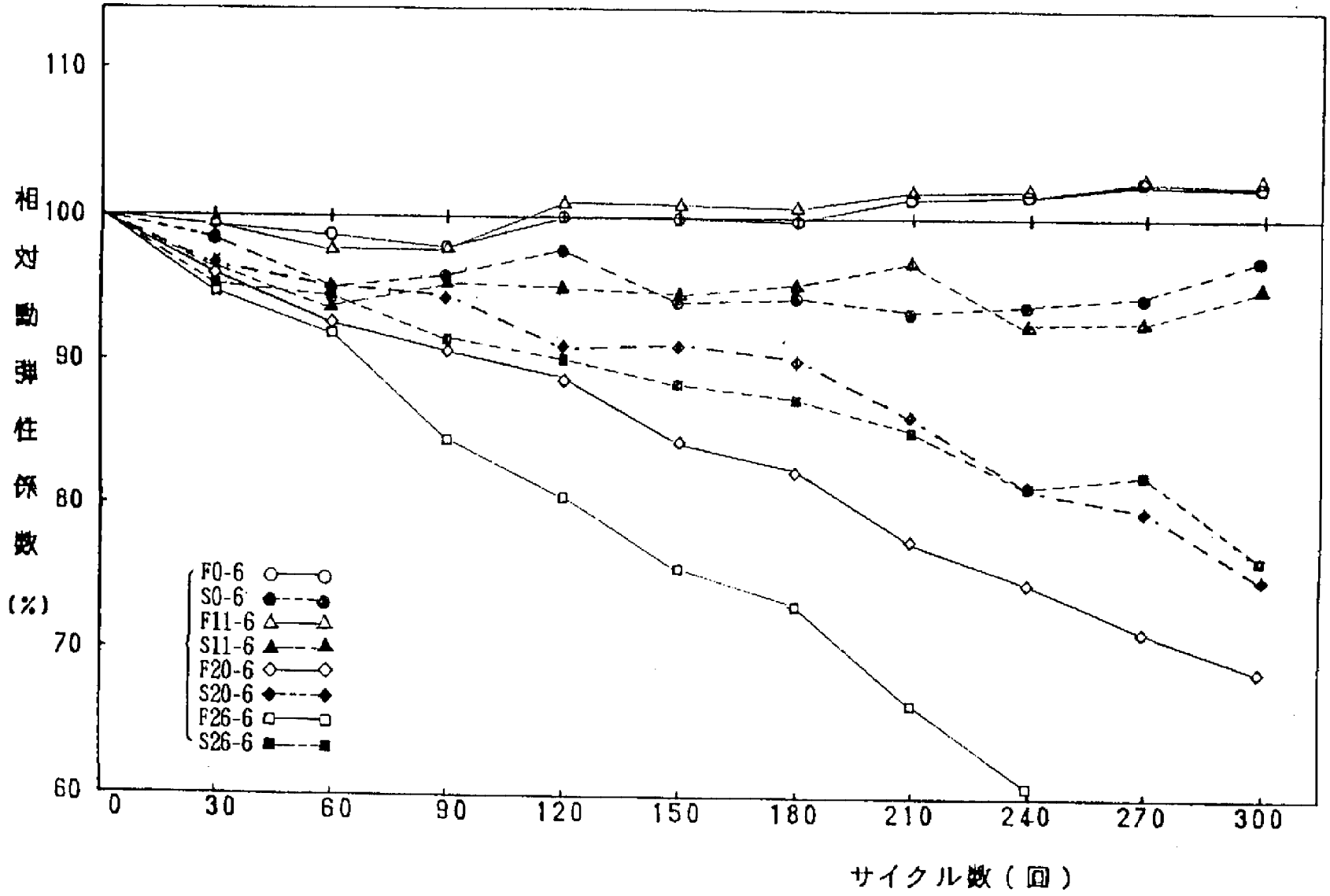


図 1.3.5　相対動弾性係数とサイクル数の関係(1)

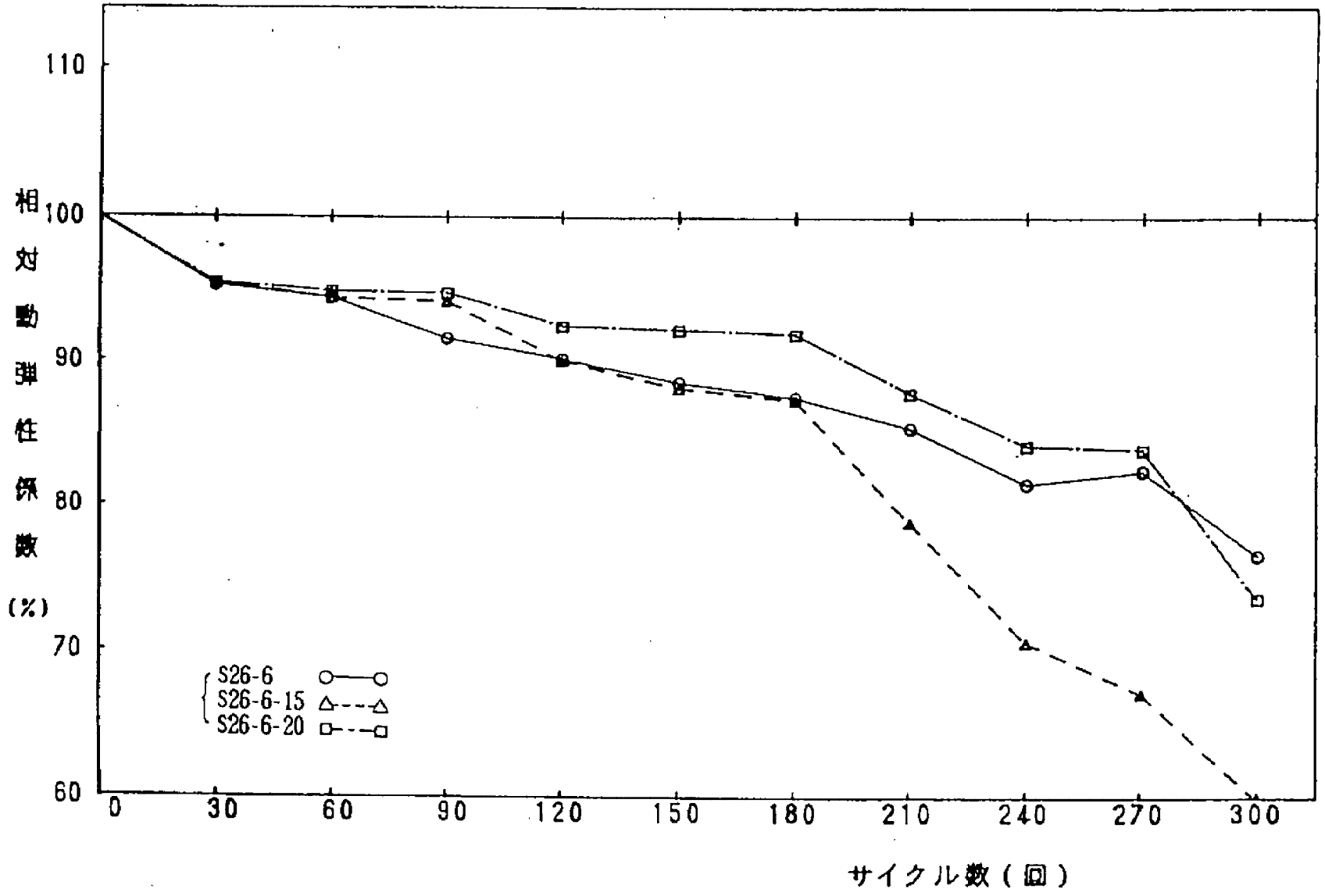


図1.3.6　相対動弾性係数とサイクル数の関係(2)

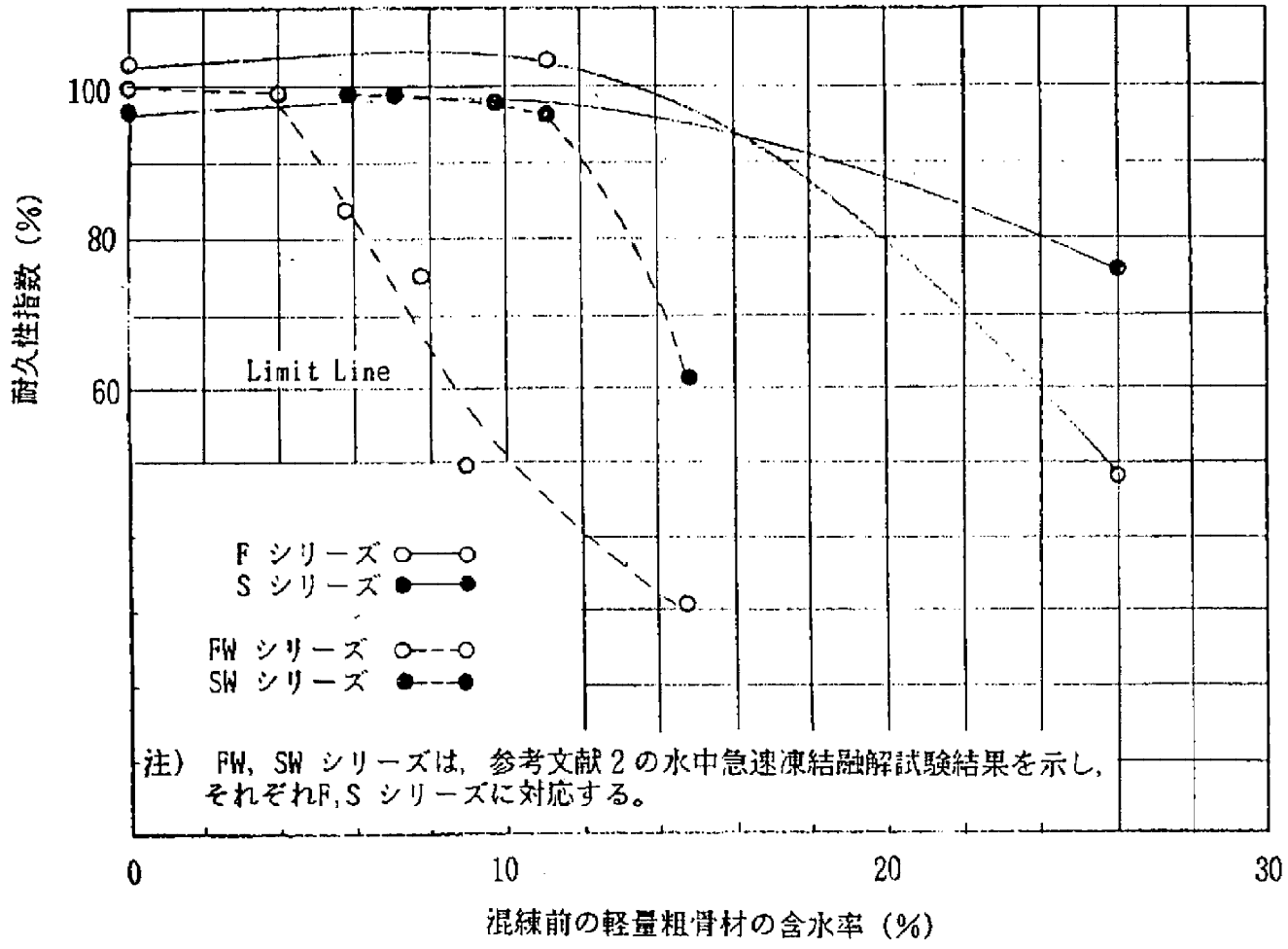
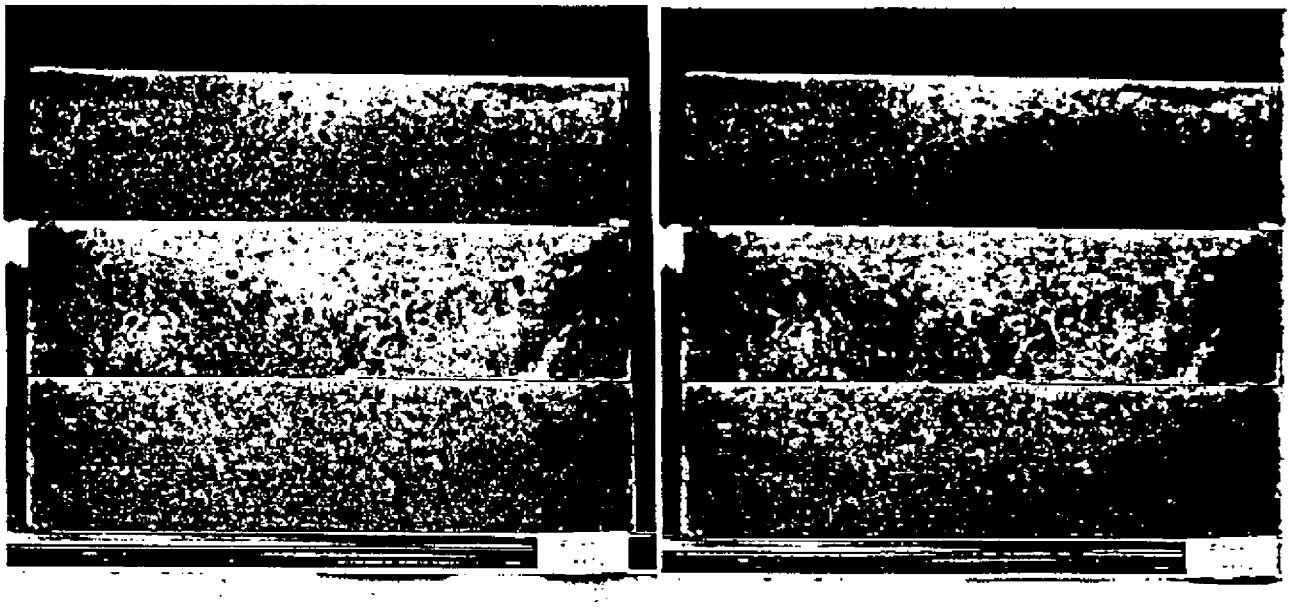


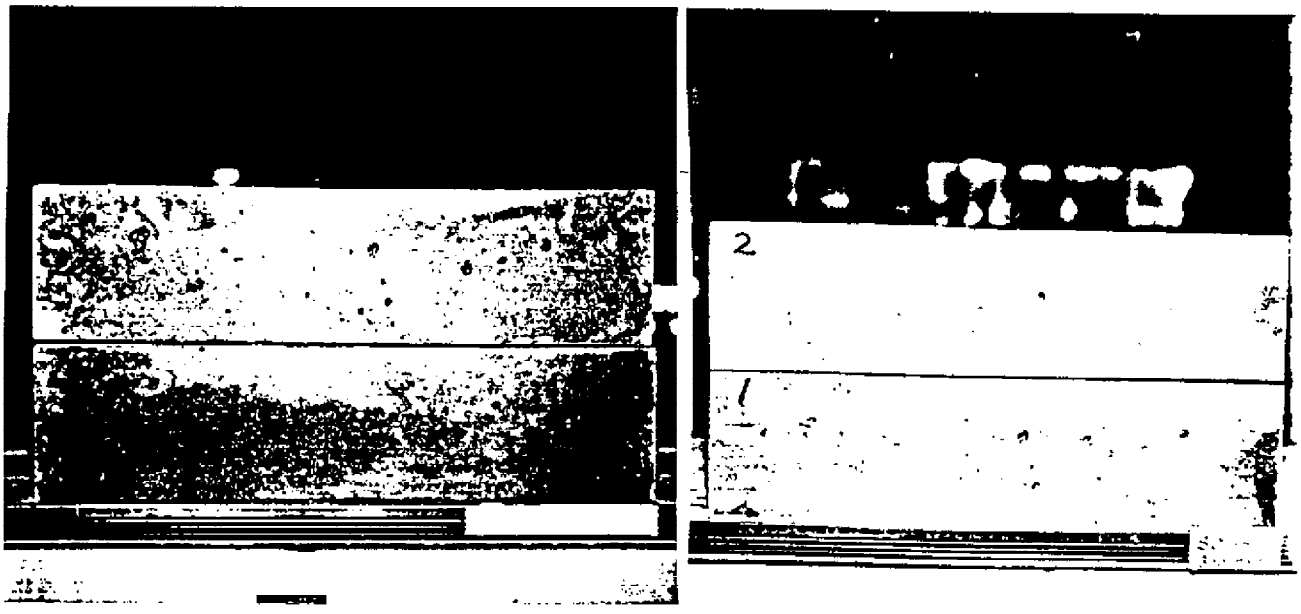
図 1.3.7　混練前の軽量粗骨材の含水率と耐久性指数の関係

実験写真



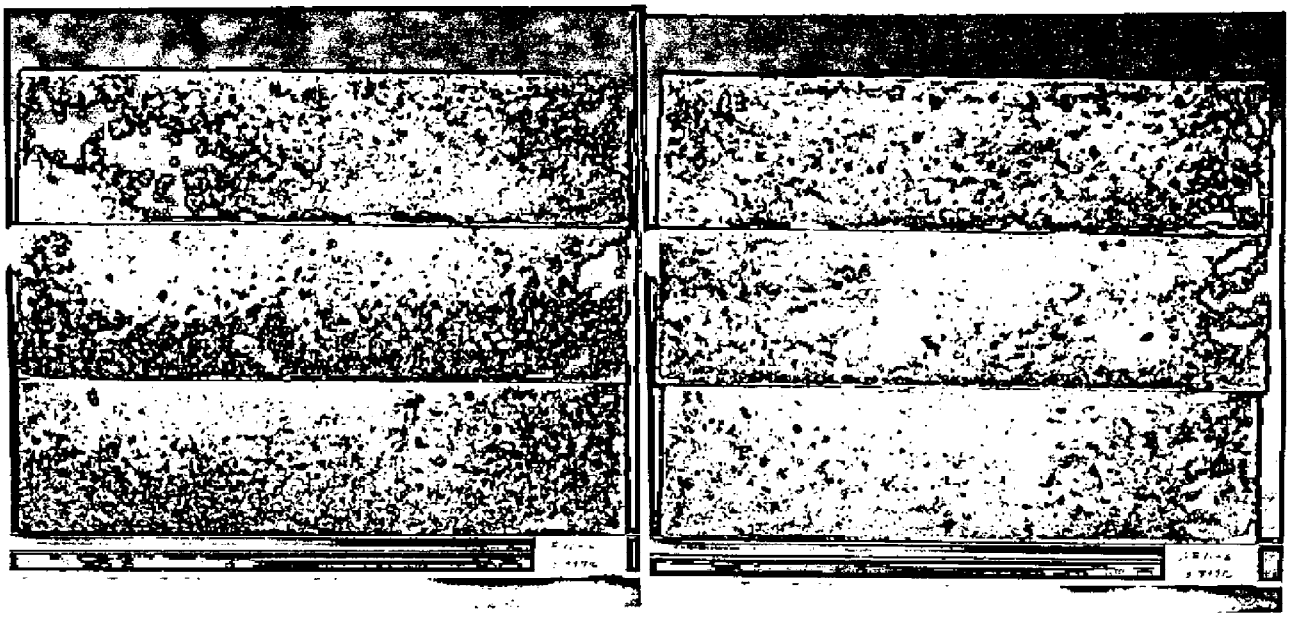
0サイクル　　300サイクル

F 0－6



0サイクル　　300サイクル

S 0－6



0サイクル　　３００サイクル

F１１－６

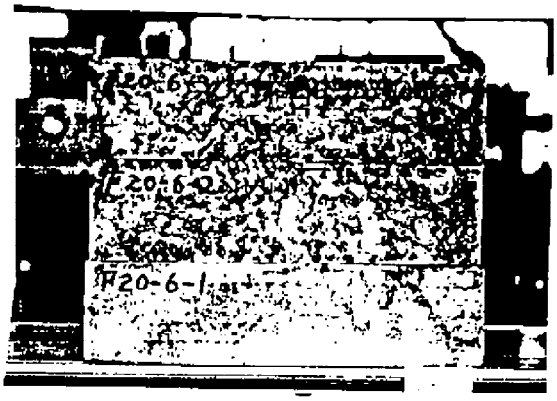


0サイクル　　３００サイクル

S１１－６

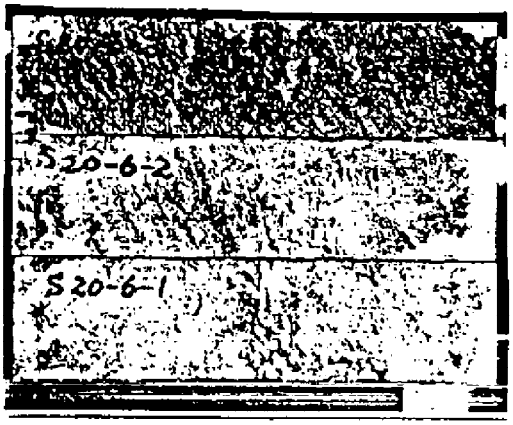


0サイクル

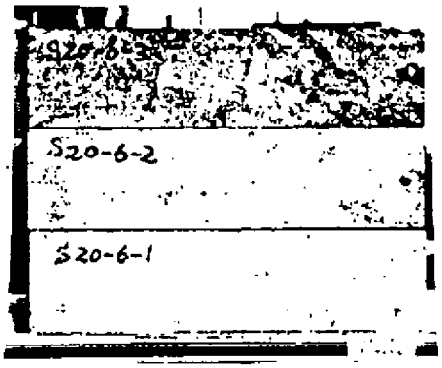


３００サイクル

F２０－６

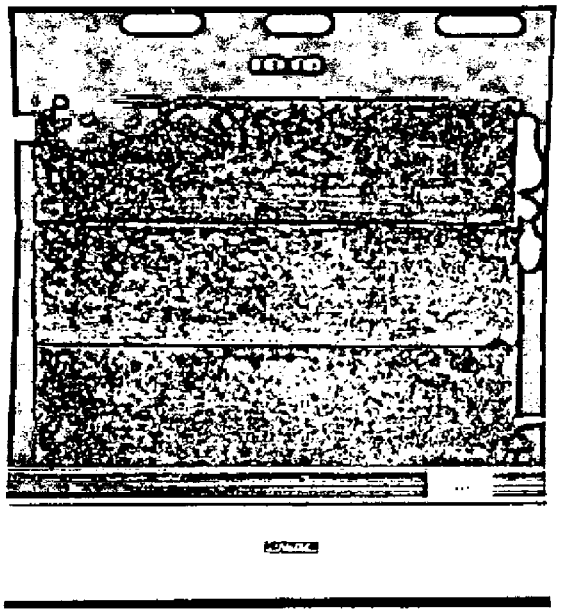


0サイクル

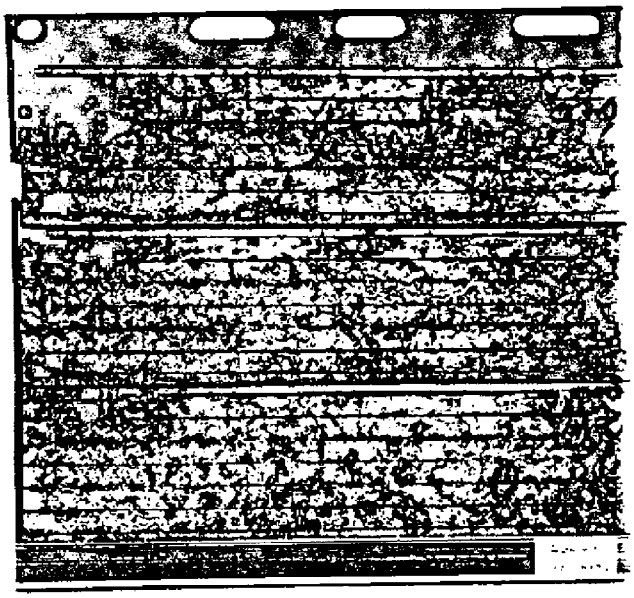


３００サイクル

S２０－６

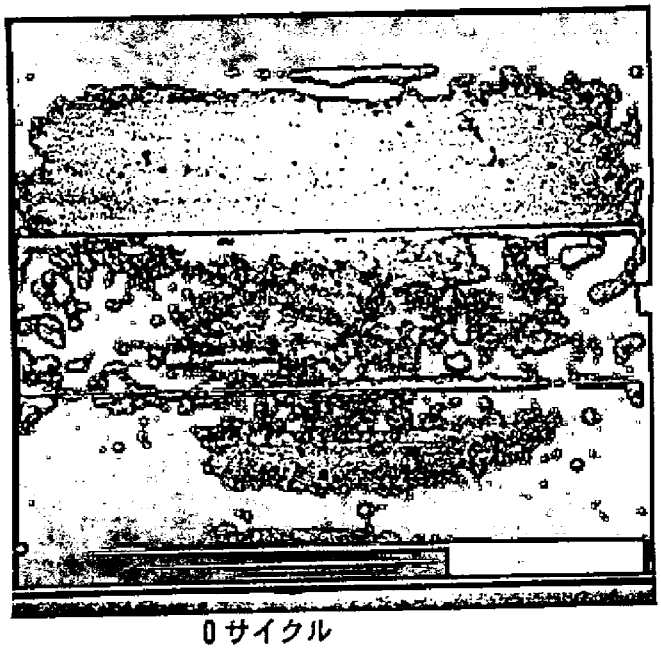


0サイクル

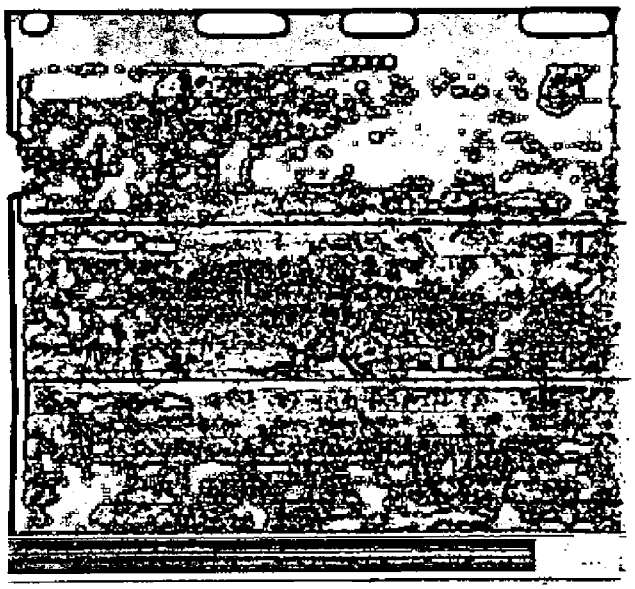


３００サイクル

F２６－６

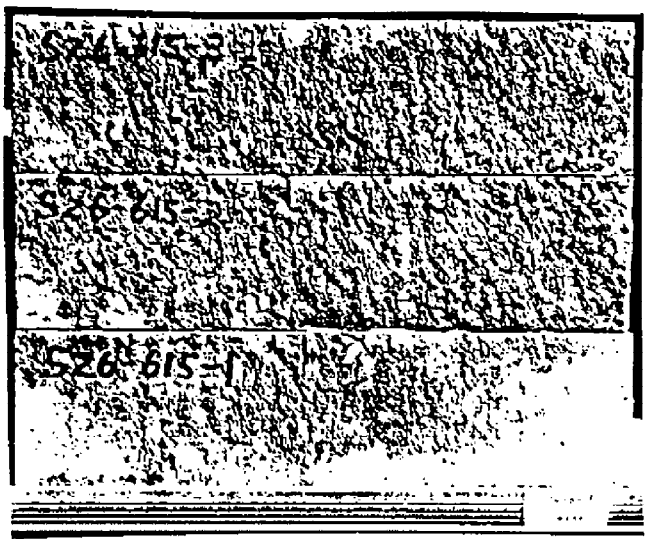


0サイクル

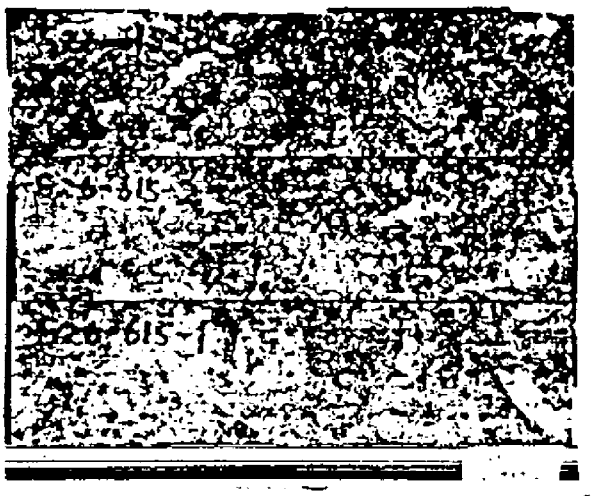


３００サイクル

S２６－６



0サイクル

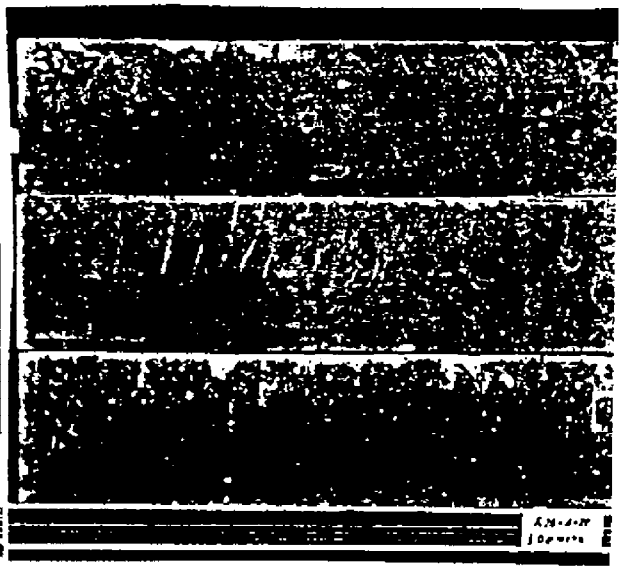


３００サイクル

Ｓ２６－６－１５



0サイクル



３００サイクル

Ｓ２６－６－２０

2．鋼とコンクリートの付着を考慮した試験体の耐凍結融解性実験

サンドイッチ式コンポジット構造体における鋼とコンクリートとの付着を考慮した供試体の凍結融解試験を行い，凍結融解サイクル数とコンクリートの圧縮強度，鋼とコンクリートの付着強度及びせん断耐荷力について検討した。

2.1 実験計画

2.1.1 試験体

(1)圧縮試験用試験体

１００φ×２００mm（高さ）のシリンダーを用いた（図2.1.1 参照）。

(2)付着試験用試験体

101.6 φ×220mm の鋼管(STK41，板厚3.2mm)にコンクリートを充填し作製した（図2.1.2 参照）。

(3)せん断試験用試験体

H形鋼の両側にスタッドジベルを溶接し，そのまわりにコンクリートを打設して作製した（図2.1.3 参照）。

2.1.2 供試材

高強度軽量コンクリートの材料は，第３章１節と全く同じものを用いた。

2.1.3 実験方法及び計測項目

(1)圧縮試験

図2.1.1 に示すように，型枠の底に，試験体側面からのみ温度変化を受けるようにするために厚さ１０mmの断熱材（発泡スチロール）を下側に敷き，コンクリートを打設した後上側にも同じ断熱材を置いた。

試験体は，型枠に入れたまま，打設後１４日間気中（２０℃）養生し，脱型せずにそのまま凍結融解試験槽に入れ，凍結融解のサイクルを与えた（凍結融解のサイクルの与え方は，第３章１節と同様である）。なお，この時，試験槽の不凍液が浸入しないように型枠と断熱材の隙間をコーキング材でシールした。

所定の凍結融解のサイクルを与えた後，凍結融解試験槽から取り出し，常温になってから脱型し端面を研磨処理した後に圧縮試験を実施し，荷重を計測した。

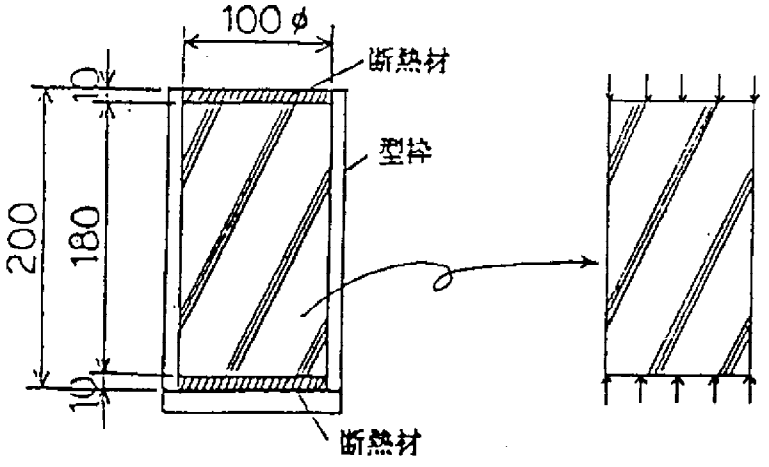


図 2.1.1 圧縮試験方法

(2) 付着試験

図2.1.2 に示すように，１０１．６φ×２２０×３．２ｔの鋼管の底に厚さ１０㎜の断熱材を敷き，コンクリートを打設した後に上側も断熱材で覆った。圧縮試験体と同様に，打設から１４日間気中（２０℃）で養生した後，凍結融解のサイクルを与えた。

所定の凍結融解のサイクルを与えた後，凍結融解試験槽から取り出し，常温になってから上下の断熱材を取外し上面をキャッピングして，図2.1.2 に示すように上側はコンクリート面に，下側は鋼管にだけ力がかかるように載荷し，最大荷重を計測した。

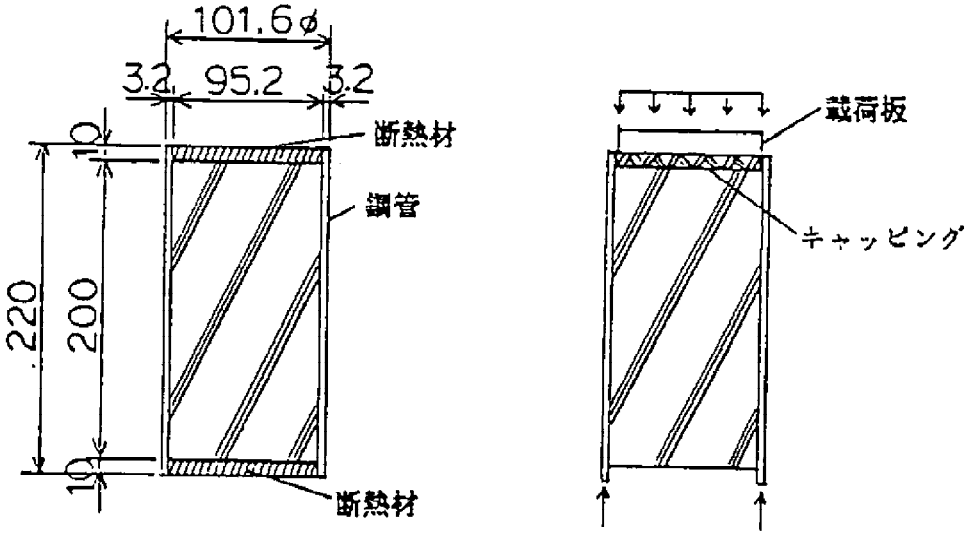


図2.1.2　付着試験方法

(3) 押し抜きせん断試験

H形鋼にスタッドジベルを溶接（スタッド溶接）し，コンクリートを打設した後１４日間気中（２０℃）で養生した後，凍結融解のサイクルを与えた。この時，凍結融解の温度変化を形鋼表面からのみ受けるようコンクリート表面は全て断熱材で覆った。

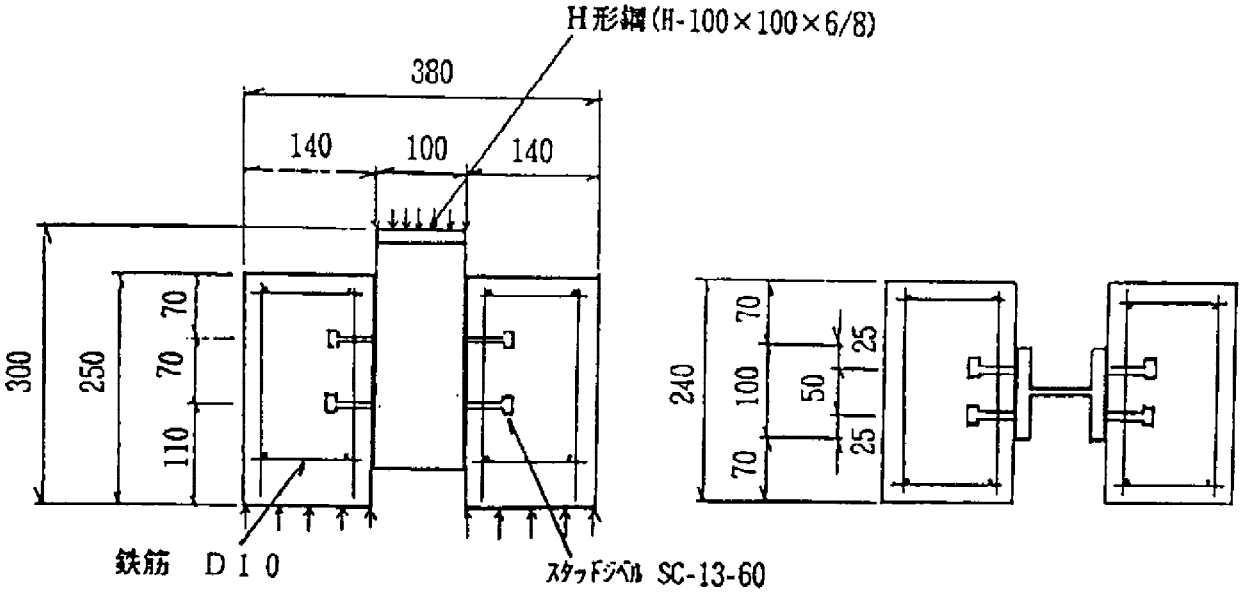


図2.1.3　押し抜きせん断試験方法

2.2 実験ケース及び配合

表2.2.1 に実験ケースを示す。また表2.2.2 にコンクリートの配合を示す。

表2.2.1 試験ケース

試験の種類	試験時のサイクル数（回）	軽量粗骨材の含水率(%)	試験体数	備考
圧縮試験	0，150	0．26	各3体 計18体	他に，7日及び28日圧縮強度試験用供試体（凍結融解を行わないもの）12本を作製。
付着試験	300		各3体 計18体	
剪断試験	0，300		各3体 計12体	
			合計 48体	

表2.2.2 コンクリートの配合

ケース	軽量粗骨材の含水率(%)	W/C (%)	*) S+SF / a (%)	空気量(%)	重量配合 (kg/m³) 水	セメント	細骨材	軽量粗骨材	シリカフューム	混和剤(Cxwt%) 減水剤	AE剤
S0-6	0	30	37	6	156	520	510	507	52	2.2	0.23
S26-6	26							639		1.7	

*) SF：混和材　S：細骨材　a：混和材及び骨材の全量

2.3 実験結果及び考察

2.3.1 フレッシュコンクリートの物性及び圧縮強度

フレッシュコンクリートの物性及び圧縮試験結果を表2.3.1 に示す。同表に示すように，軽量粗骨材の含水率0％の場合の圧縮強度が含水率26％の場合と比較して小さくなっているが，これは含水率0％の空気量が大きいことが原因と考えられる。

表2.3.1 フレッシュコンクリートの物性及び圧縮強度

ケース	スランプ（cm）	空気量（%）	圧縮強度 (kgf/cm²) 7日	28日
S0－6	5．2	9．7	348	472
S26－6	24．4	6．1	411	552

2.3.2 凍結融解のサイクル数と圧縮強度，付着強度及びせん断耐荷力

凍結融解のサイクルを与えた後の試験体の各強度を表2.3.2 にまとめて示す。また，凍結融解試験中のコンクリート内部温度と時間の関係を図2.3.1 に示す。コンクリート内部温度は10×10×40cmの供試体を薄肉のゴム容器に入れ，コンクリートとゴム容器の間に水を介さない状態でのコンクリート中心の温度である。

表2.3.2 凍結融解のサイクルを与えた後の試験体の強度

強度 / サイクル数 / ケース	圧縮強度（凍結）(kgf/cm²) 0	150	300	付着強度（凍結）(kgf/cm²) 0	150	300	せん断耐荷力 (tonf) 0	300
	14日	49日	75日	14日	49日	75日	14日	72日
S0－6	440	483	513	9．6	12.6	12.3	39.0	39.3
S26－6	513	400	331	14.4	26.9	26.0	36.2	7.3

注1）付着強度は，最大荷重をコンクリート側面の表面積で除したものである。

注2）せん断耐荷力は，スタッド1本当りの値を示す。

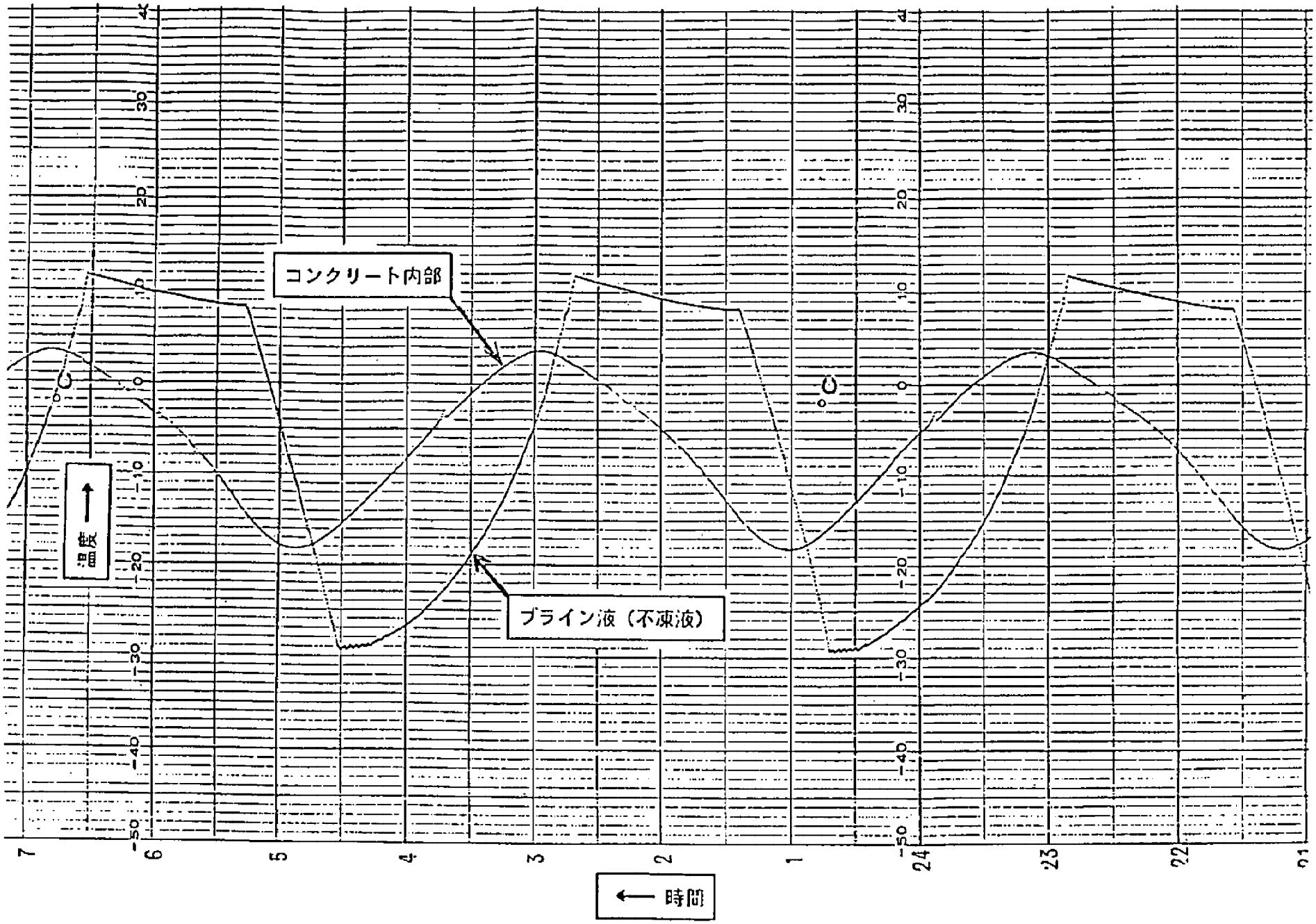

コンクリート内部
ブライン液（不凍液）
温度
時間
°C
40
30
20
10
0
−10
−20
−30
−40
−50
7
6
5
4
3
2
1
24
23
22

図 2.3.1　温度サイクル

(1)圧縮強度

凍結融解のサイクル数と圧縮強度の関係を図2.3.2 に示す。同図に示すように，軽量粗骨材の含水率０％のケース（Ｓ０－６）は２６％のケースと比較して圧縮強度が小さくなっているが，凍結融解後の圧縮強度は低下しなかった。これは，３章第１節で検討したコンクリート単体の凍結融解試験結果と同様に，混練前の軽量粗骨材の含水率の違いによるものと考えられる。すなわち，混練前の軽量粗骨材の含水率が大きいほど凍結融解による劣化が激しいため圧縮強度が低下したものと考えられる。

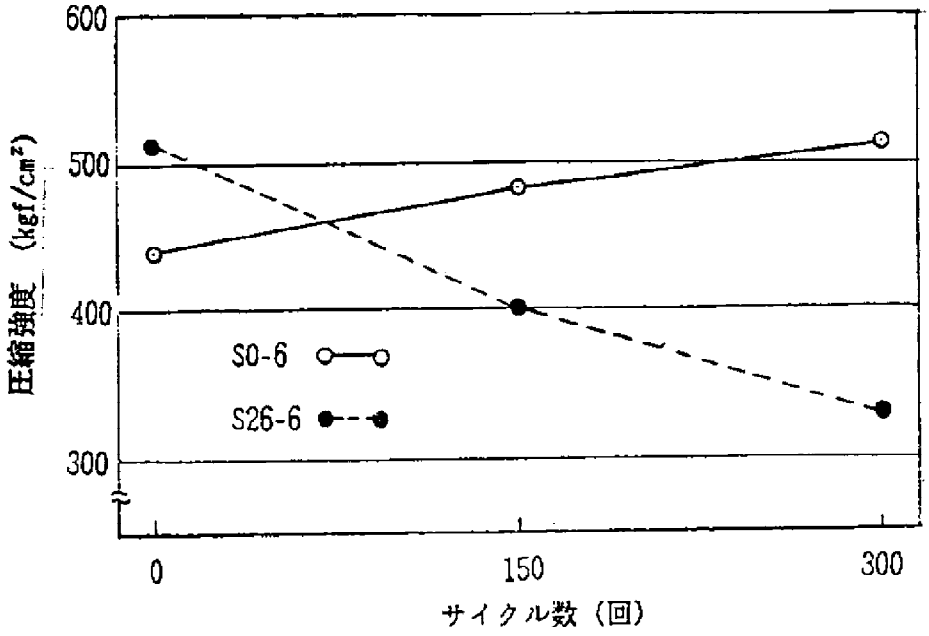


図 2.3.2　凍結融解サイクル数と圧縮強度の関係

(2)付着強度

凍結融解のサイクル数と付着強度の関係を図2.3.3 に示す。同図に示すように，付着強度は圧縮強度の傾向とは逆に，軽量粗骨材の含水率２６％のケースが含水率０％のケースよりも大きくなった。これは次の理由によるものと考えられる。

本付着強度試験体は，鋼管にコンクリートを充填し硬化させたものであり，鋼管の拘束による付着強度への影響があるものと考えられる。そこで鋼管による拘束の影響を検討するために図2.3.4 に示すように，鋼管の周方向及び軸方向のそれぞれ高さ方向に３ヶ所ひずみゲージを貼付し（凍結融解試験槽から試験体を取り出し，常温になった時点で），載荷時のひずみを計測した。また載荷前後の鋼管の拘束状況を調べるために，除荷後鋼管内部のコンクリートを取り去った時のひずみも測定した。

試験結果を表2.3.3 及び図2.3.5 , 2.3.6 に示す。ひずみゲージは凍結融解試験終了後，載荷試験直前に貼付したものであるが，最大荷重時と除荷時の周方向のひずみ分布では軽量粗骨材の含水率２６％の場合に差が大きく，載荷に対する鋼管の拘束の影響がやや大きかったようである。また除荷後，鋼管内部のコンクリートを取り除いたところ，軽量粗骨材の含水率０％の場合ではひずみがほぼイニシャル値に戻っているのに対し，軽量粗骨材の含水率２６％の場合ではイニシャル値を超えて圧縮ひずみが計測された。これは凍結融解によって内部のコンクリートが劣化し，内部に微細なひびわれが発生することにより膨張し，鋼管がそれを拘束していたためにみかけの付着強度が大きくなったことが一因として考えられる。

ちなみに凍結融解を行わずに内部のコンクリートを除去しただけのケースの試験結果を同表に示しているが，コンクリート除去前後でほとんど差がなかった。これは，凍結融解によりコンクリートが膨張したという上記の考察を裏付けるものと考えられる。

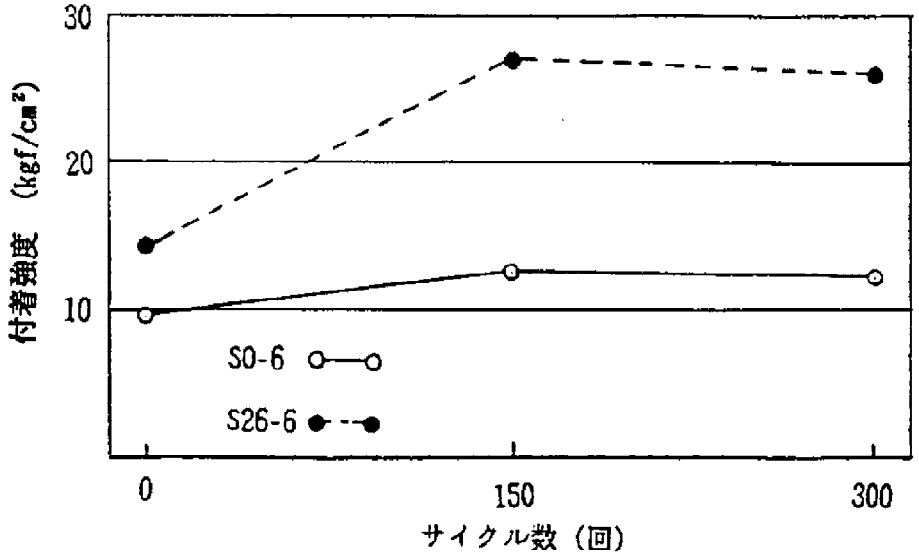


図2.3.3　凍結融解サイクル数と付着強度の関係

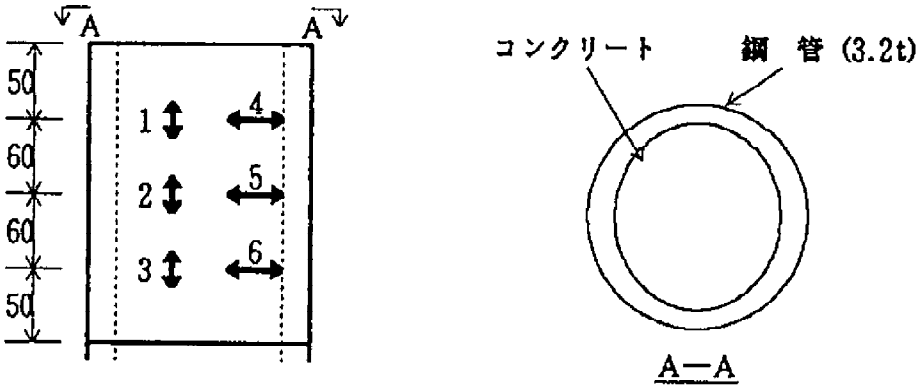


図2.3.4　ゲージ貼付位置及びゲージ番号

表2.3.3 鋼管の軸方向及び周方向のひずみ　(x10⁻⁶)

ケース	P_{max} (tonf)	最大荷重時の鋼管のひずみ ゲージNo.						除荷時のひずみ			コンクリート除去後		
		1	2	3	4	5	6	4	5	6	4	5	6
S0-1	8.0	-217	-390	-483	48	66	60	—	—	—	—	—	—
S0-2	6.8	-95	-210	-210	50	135	130	—	—	—	—	—	—
S0-3	7.3	-123	-260	-345	60	100	110	10	12	20	5	8	6
S26-1	14.6	-225	-530	-700	97	120	177	—	—	—	—	—	—
S26-2	15.7	-200	-600	-990	—	90	177	—	—	—	—	—	—
S26-3	16.4	-180	-540	-870	105	110	288	15	17	25	-50	-112	-62
凍結融解を行わないケース								0	1	-2	-3	-5	1

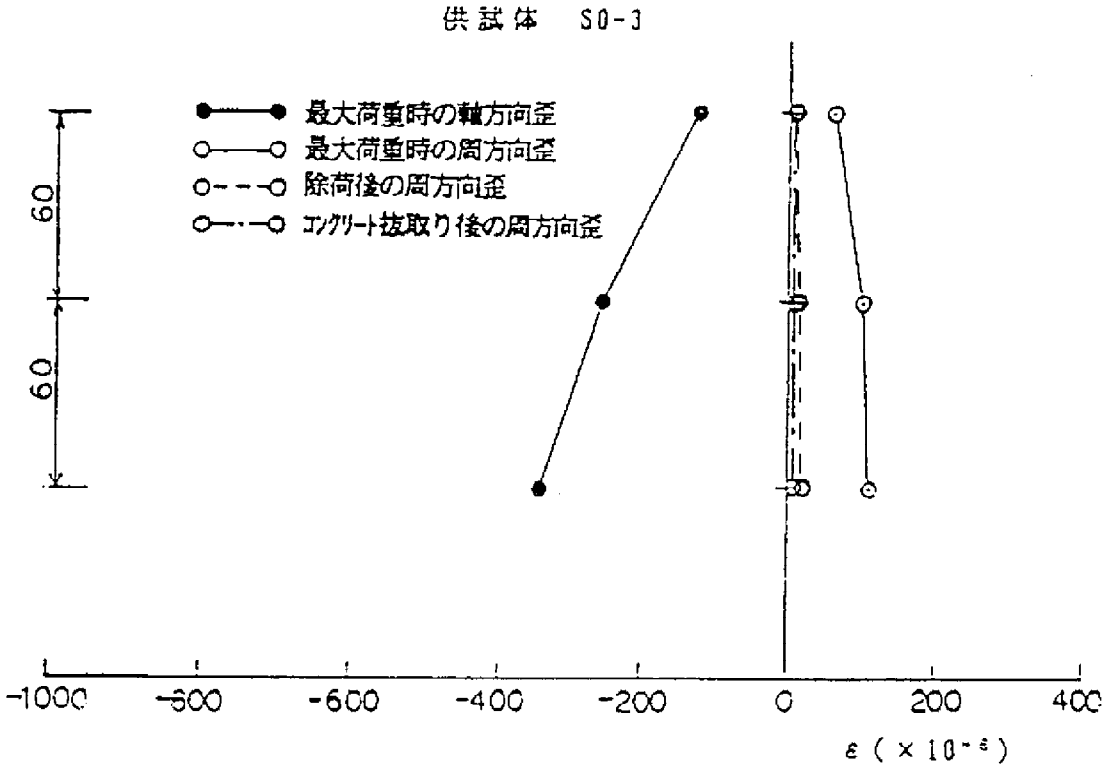


図 2.3.5　鋼管のひずみ分布(1)

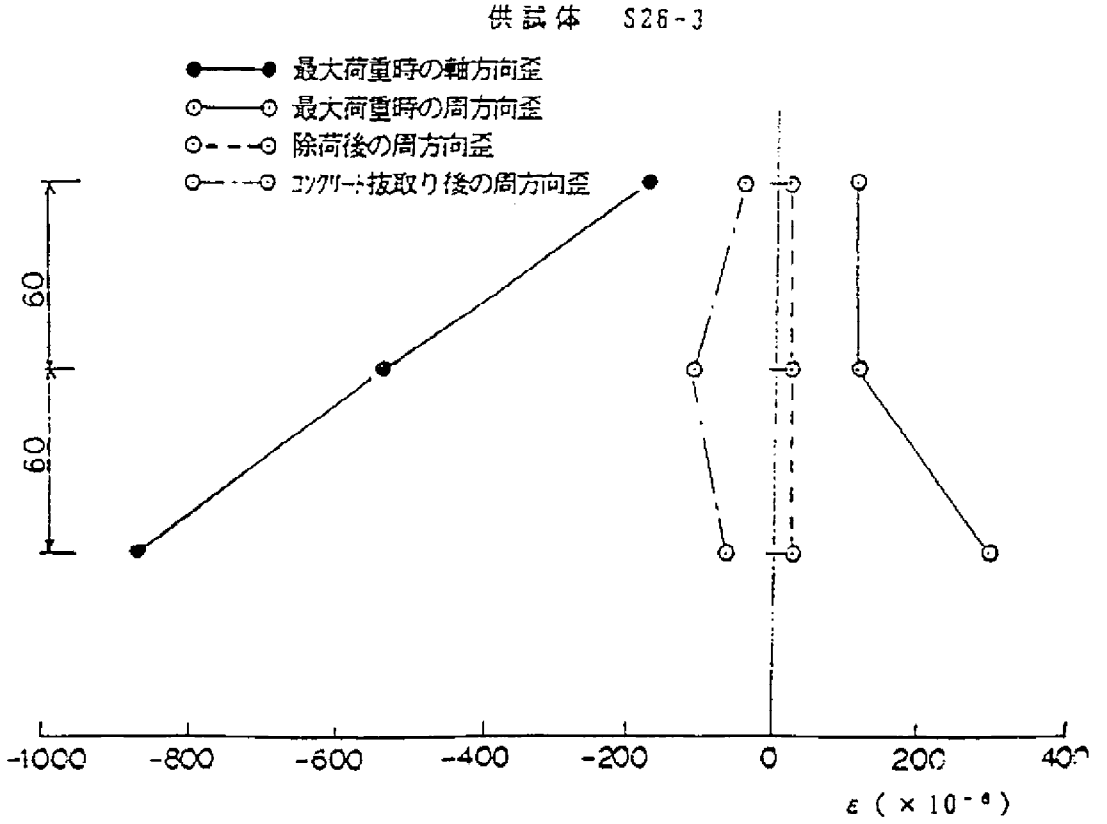


図 2.3.6　鋼管のひずみ分布(2)

(3)せん断耐荷力

図2.3.7 に，凍結融解のサイクル数とせん断耐荷力の関係を示す。軽量粗骨材の含水率０％及び２６％で凍結融解０サイクルにおいては，コンクリート強度が高いためにスタッドの破断によって耐荷力が決まっているが、２６％で３００サイクルのケースでは４本のスタッドを中心にコンクリートが円錐状に破壊した（写真参照）。これは，軽量粗骨材の含水率０％のケースでは凍結融解のサイクルを与えた後も耐荷力は低下しないが、２６％では大幅に低下し、圧縮強度の低下率よりも大きな低下率となっている。これは凍結融解作用により発生した内部の微細ひびわれの影響が，圧縮強度よりもせん断（あるいは引張）強度に対してより大きく作用したためと考えられる（一般に，微細なひびわれがコンクリートの圧縮，せん断及び引張強度に及ぼす影響は，圧縮強度よりもせん断及び引張強度に対してより大きいものと考えられる）。

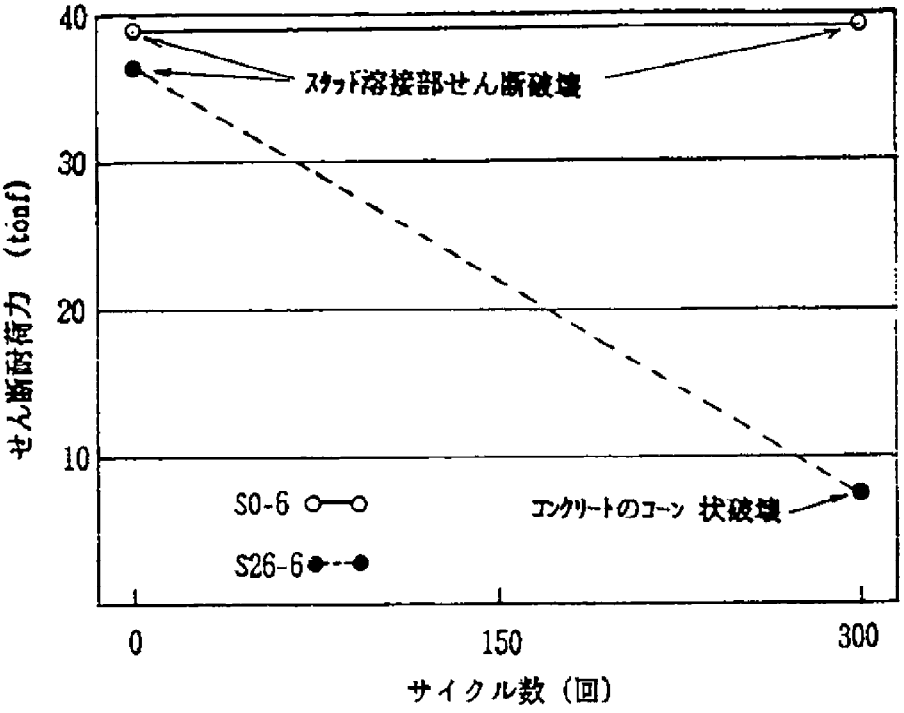


図 2.3.7　凍結融解サイクル数とせん断耐荷力の関係

2.4 まとめ

本実験で得られた結果は以下に示す通りである。

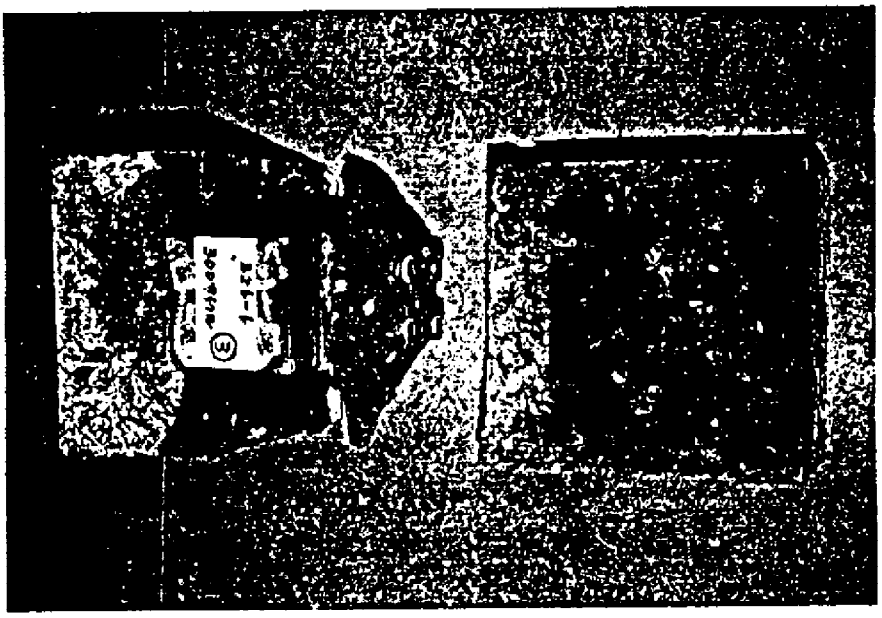
1）周囲を鋼板に覆われて直接海水に接しない場合でも，軽量粗骨材の含水率の大きい軽量コンクリートでは凍結融解による劣化を生じ，圧縮強度が大幅に低下する。そのため表面が鋼板で覆われているサンドイッチ式コンポジット構造においても軽量粗骨材の含水率を十分に管理する必要がある。

2）鋼管にコンクリートを充填した場合の付着強度は，凍結融解により劣化しやすい軽量粗骨材の含水率の大きいケースが大きくなる結果となった。これは，凍結融解によるコンクリートの膨張を鋼管が拘束したためと考えられる。

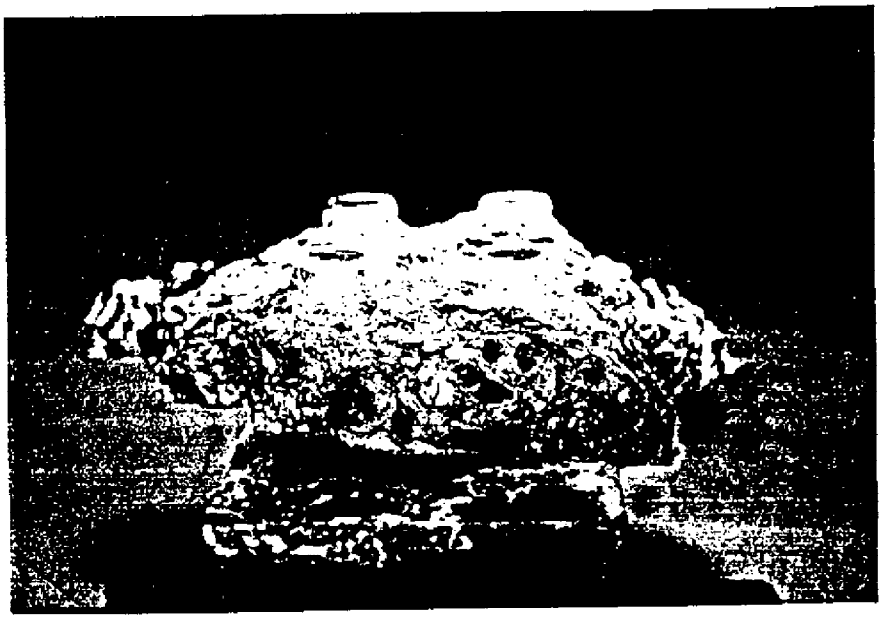
3）押し抜きせん断強度の凍結融解による低下はコンクリートの圧縮強度の場合と同様の傾向を示すが、その低下率は圧縮強度の場合よりも大きくなり、凍結融解による劣化の影響が大きいことが明らかとなった。

実験写真

軽量粗骨材の含水率２６％，サイクル数３００回のケースの押し抜きせん断試験体



破　壊　性　状



同　拡　大　写　真

3．凍結融解のサイクルを与えた梁の載荷実験

鋼と高強度軽量コンクリートからなるサンドイッチ式コンポジット構造の梁に，凍結融解のサイクルを与えた後載荷実験を行い，凍結融解のサイクル数と梁強度の関係につき検討した。

3.1 実験計画

3.1.1 試験体

試験体は図3.1.1 に示すような構造とし，第２章のＳ－５模型の約1/1.3 の縮尺模型とした（凍結融解試験槽の大きさの制限のため）。

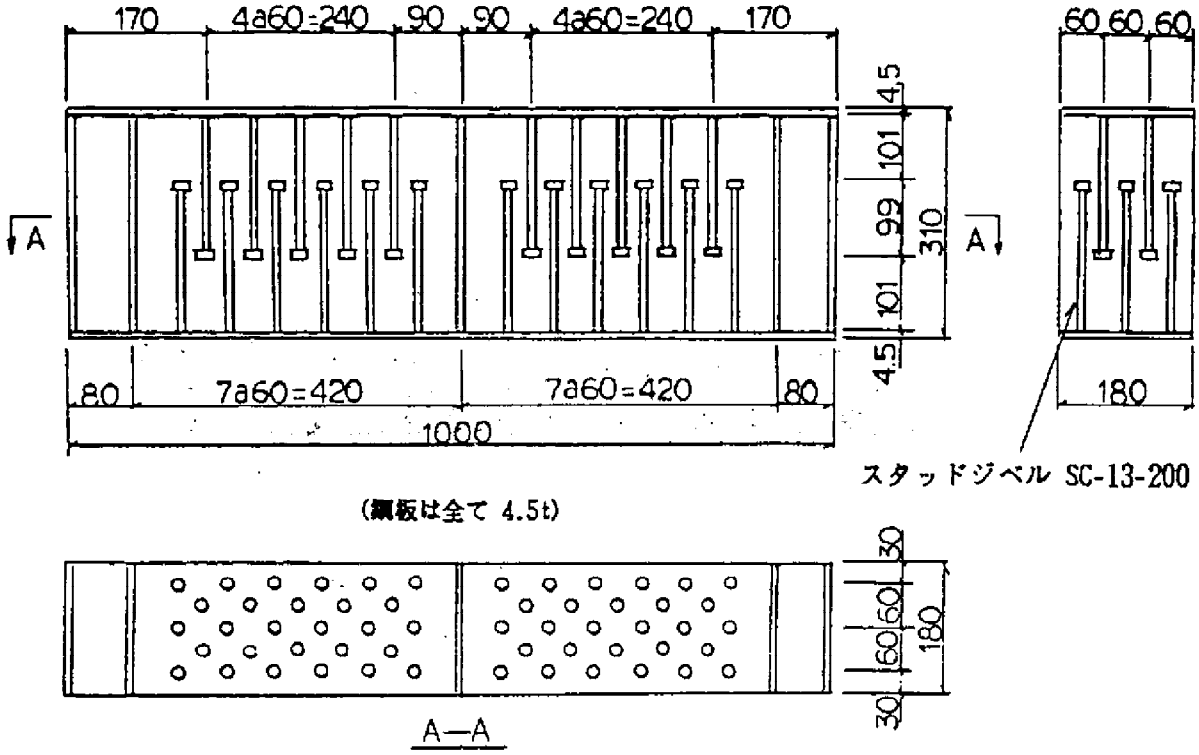


図3.1.1 試 験 体

3.1.2 供試材

高強度軽量コンクリートの材料は，第３章１節と全く同じものを用いた。また，鋼板は，SS41，スタッドジベルは，SS41相当材を用いた。用いたコンクリートの配合及び機械的性質を表3.1.1，3.1.2 に，鋼板の機械的性質を表3.1.3 に示す。

表3.1.1 コンクリートの配合

ケース	軽量粗骨材の含水率 (%)	W/C (%)	*) S+SF / a (%)	空気量 (%)	重量配合 (kg/m³) 水	セメント	細骨材	軽量粗骨材	シリカフューム	混和剤(Cxwt%) 減水剤	AE剤
S0 シリーズ	0	30	37	6	156	520	510	507	52	2.2	0.23
S26 シリーズ	26							639		1.7	

*) SF：シリカフューム S ：細骨材 a：混和材及び骨材の全量

表3.1.2 コンクリートの機械的性質

	圧縮強度 (kgf/cm²)		引張強度 (kgf/cm²)	ヤング率 (kgf/cm²)	ポアッソン比	備考
	7日	28日	28日	28日	28日	
S0 シリーズ	437	556	39	1.82×10^5	0.21	20℃湿空養生
S26 シリーズ	496	519	32	1.78×10^5	0.20	

表3.1.3 鋼板の機械的性質

板厚 (mm)	降伏応力 (kgf/cm²)	引張強度 (kgf/cm²)	ヤング率 (kgf/cm²)	備考
4.5	2870	3780	2.09×10^6	

3.1.3 実験方法及び計測項目

(1)凍結融解サイクルの与え方

試験体はコンクリート打設後，１４日間２０℃湿空養生を行い，その後直ちに凍結融解試験槽に入れ，凍結融解のサイクルを与えた。凍結融解のサイクルの与え方は第３章１節と全く同様であるが，試験体は，薄鋼板（t=2.3 mm）の容器に入れ，２～３mmの隙間を設け，試験体全面から凍結融解のサイクルを与えた（図3.1.2）。なお，凍結融解の温度のコントロールは，100x100x400mm のダミー（試験体と同じコンクリート）を用いて行った。図3.1.3 に，ダミーの温度サイクル及び試験体内部の温度サイクルの計測結果の例を示す。同図に示すように，試験体中央部の温度(T1)は，ダミーの温度変化(+4 ～-18 ℃）に対して，0 ～-5℃となっており，凍結融解の影響が小さい。

また，表3.2.1 に示すように，載荷試験時の凍結融解のサイクル数は，０，１５０，３００の３ケースとしたが，１５０サイクルの試験体は，１５０サイクル到達時点で凍結融解試験槽から取り出し３００サイクルの試験体が３００サイクルに達するまで，気中（常温）養生を行い（０サイクルの試験体も同様），各ケース共同一材令（コンクリートの）で載荷試験に供した。

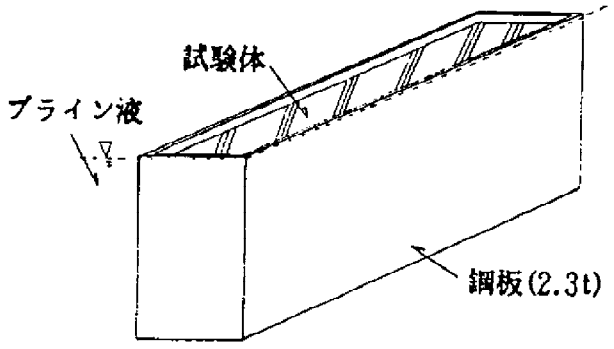
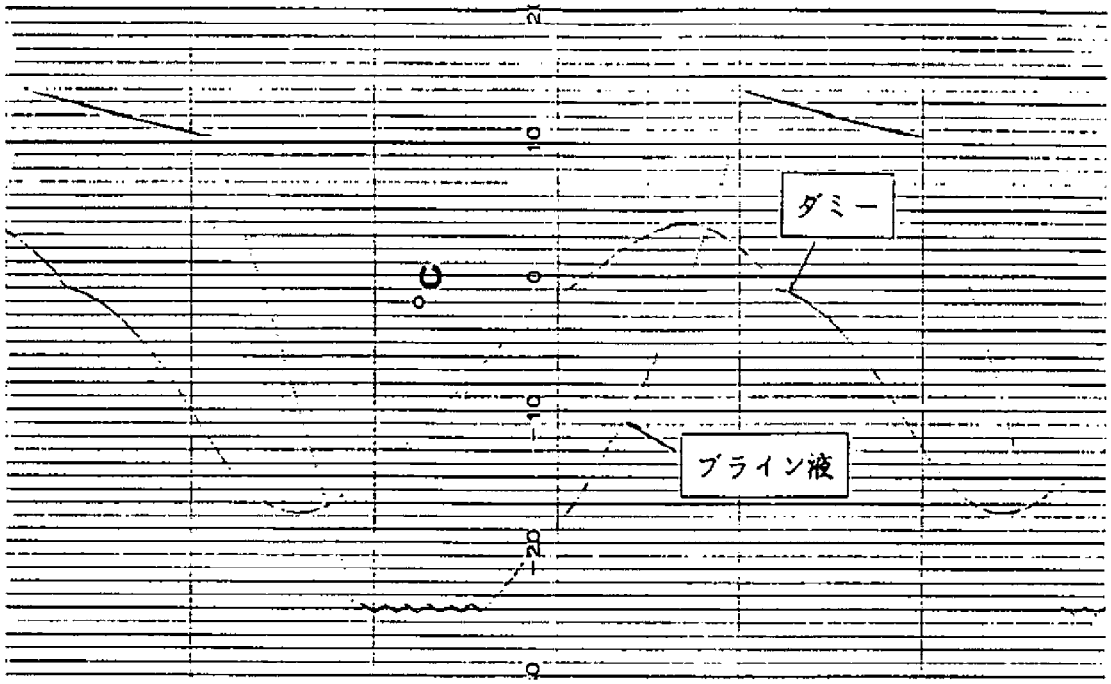
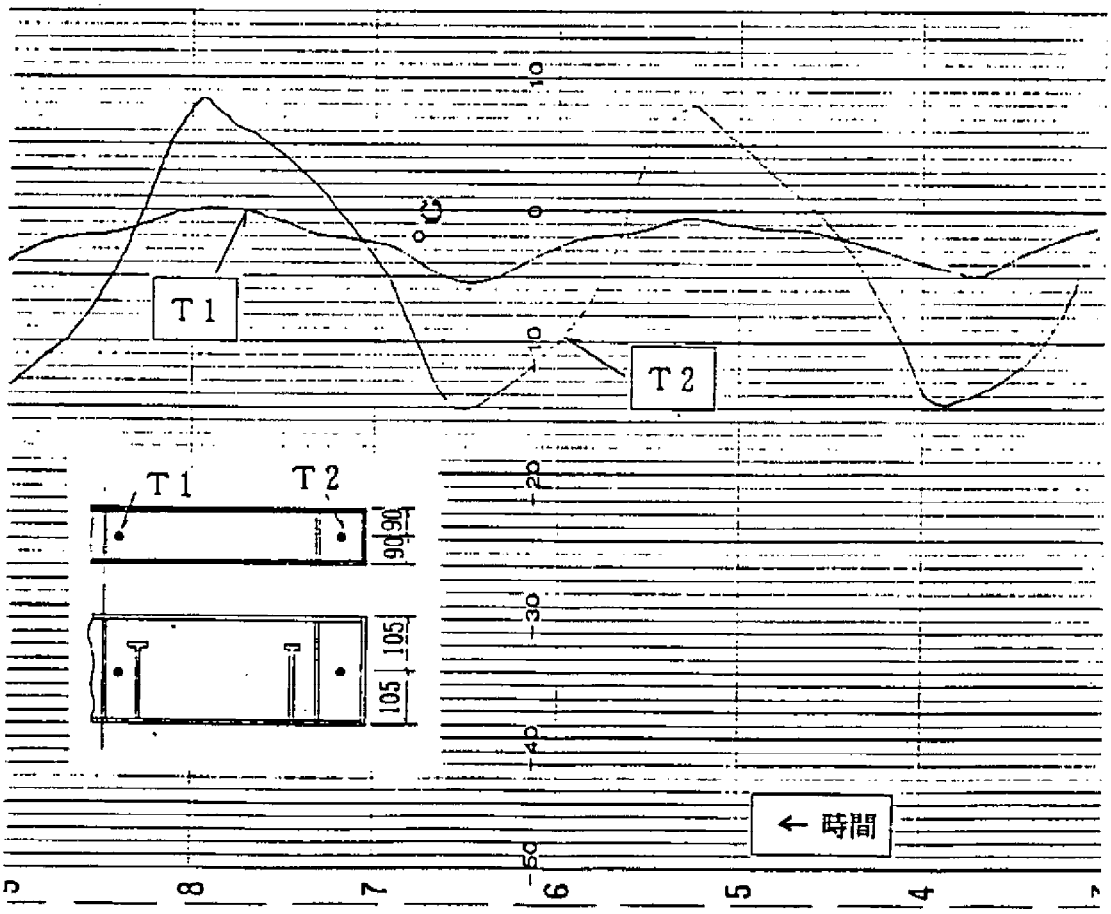


図 3.1.2　凍結融解のサイクルの与え方



(a) ダミーの温度サイクル



(b) 試験体内部の温度サイクル

図3.1.3 ダミー及び試験体内部の温度サイクル

(2)載荷試験方法

所定の凍結融解のサイクルを与えた後凍結融解試験槽から取り出し，常温になってから載荷試験を行った。載荷は，図3.1.4 に示すように，両端単純支持，中央一点載荷とし，ロードセルを介して油圧ジャッキで段階的に行った。

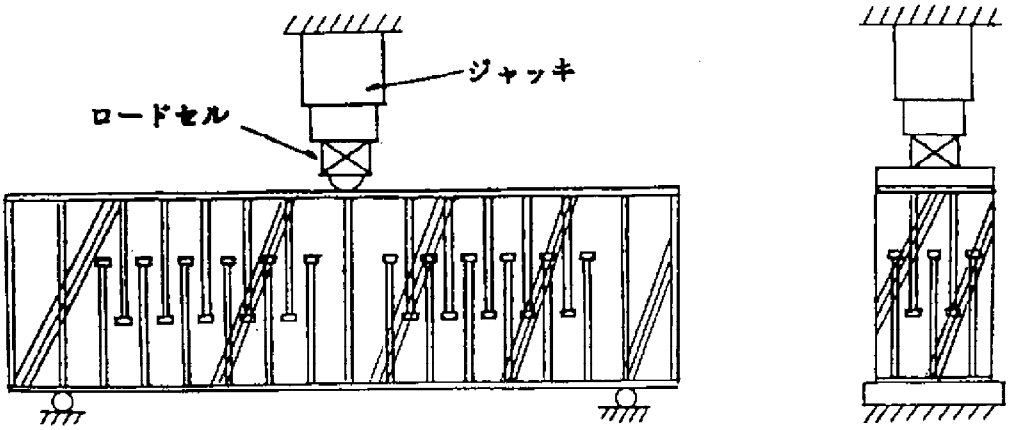


図3.1.4　載荷試験方法

(3)計測項目

計測項目及び使用機器を，表3.1.4 に示す。また，計測点を図3.1.5 に示す。

表3.1.4　計測項目及び使用機器

計測項目	使用機器
荷重	ロードセル ― 動ひずみ計 ― XYプロッタ ― パソコン
変位	差動トランス型変位計 ― 動ひずみ計 ― XYプロッタ ― パソコン
鋼材ひずみ	ひずみゲージ ― スイッチボックス ― 静ひずみ計 ― パソコン
コンクリートひずみ	埋め込み型ひずみゲージ ― スイッチボックス ― 静ひずみ計 ― パソコン
コンクリートひびわれ	（目視），写真撮影，スケッチ

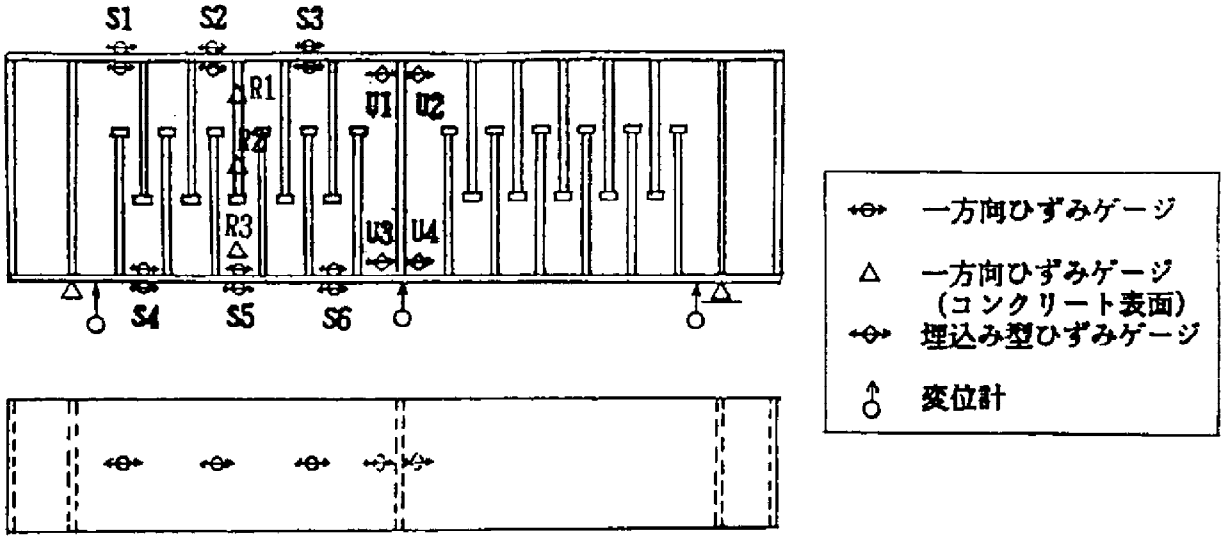


図3.1.5　計　測　点

3.2 実験ケース

表3.2.1 に実験ケースを示す。同表に示すように，混練前の軽量粗骨材の含水率を０％（絶乾）と２６％とし，与える凍結融解のサイクル数を，０，１５０及び３００サイクルの３ケースとした。

表3.2.1　実験ケース

ケース		軽量粗骨材の含水率(%)	試験時のサイクル数（回）	試験体数
Ｓ０シリーズ	S0-0	0	0	1体
	S0-150		１５０	1体
	S0-300		３００	1体
S26シリーズ	S26-0	26	0	1体
	S26-150		１５０	1体
	S26-300		３００	1体

3.3 実験結果及び考察

3.3.1　載荷試験時のコンクリートの圧縮強度

載荷試験時のコンクリートの圧縮強度を表3.3.1 に示す。この圧縮強度試験体（100 φ×200）は，梁試験体と同様の養生を行ったもので，梁の載荷試験と同時に圧縮試験を実施したものである。

表3.3.1 コンクリートの圧縮強度

ケース		圧縮強度 (kg/cm²)
Ｓ０シリーズ	S0-0	５６０
	S0-150	５５２
	S0-300	５４９
S26シリーズ	S26-0	５２３
	S26-150	５１９
	S26-300	４２４

表3.3.1 に示すように，Ｓ０シリーズでは凍結融解作用による強度の低下はほとんど見られないが，S26シリーズでは，S26-0とS26-300のケースの比較で，約２０％の強度低下が見られる。

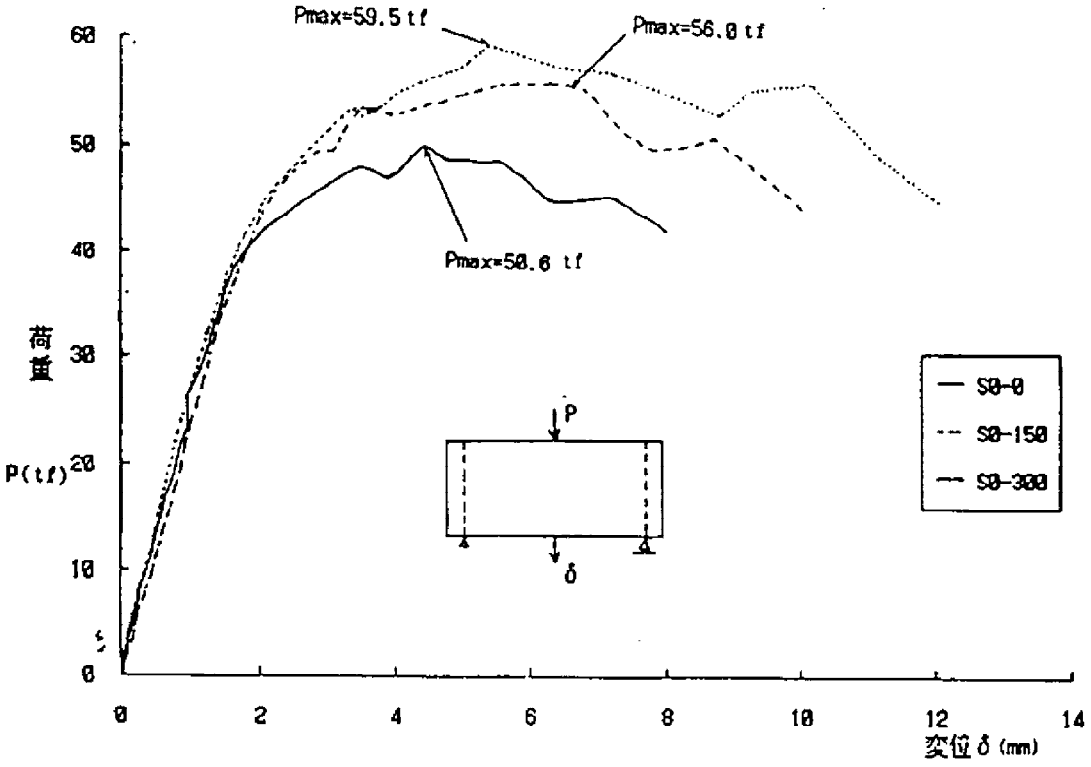
3.3.2　荷重～変位関係

図3.3.1 にスパン中央の荷重～変位関係を示す。同図(a) に示すように，Ｓ０シリーズでは，凍結融解サイクルを３００回与えたＳ０－３００のケースが他の２ケースと比較して強度的に最も優れるという結果になった。最大荷重では，Ｓ０－０の50.6tfに対し，59.5tf と約１８％高い。これは，第３章２節で付着強度が増加したのと同じように，凍結融解作用によりコンクリートが膨張しようとする力を，コンクリートのまわりをとり囲んだ鋼板及びスタッドジベルが拘束し，梁せい方向に一種のプレストレスが導入されたことが一因として考えられる。

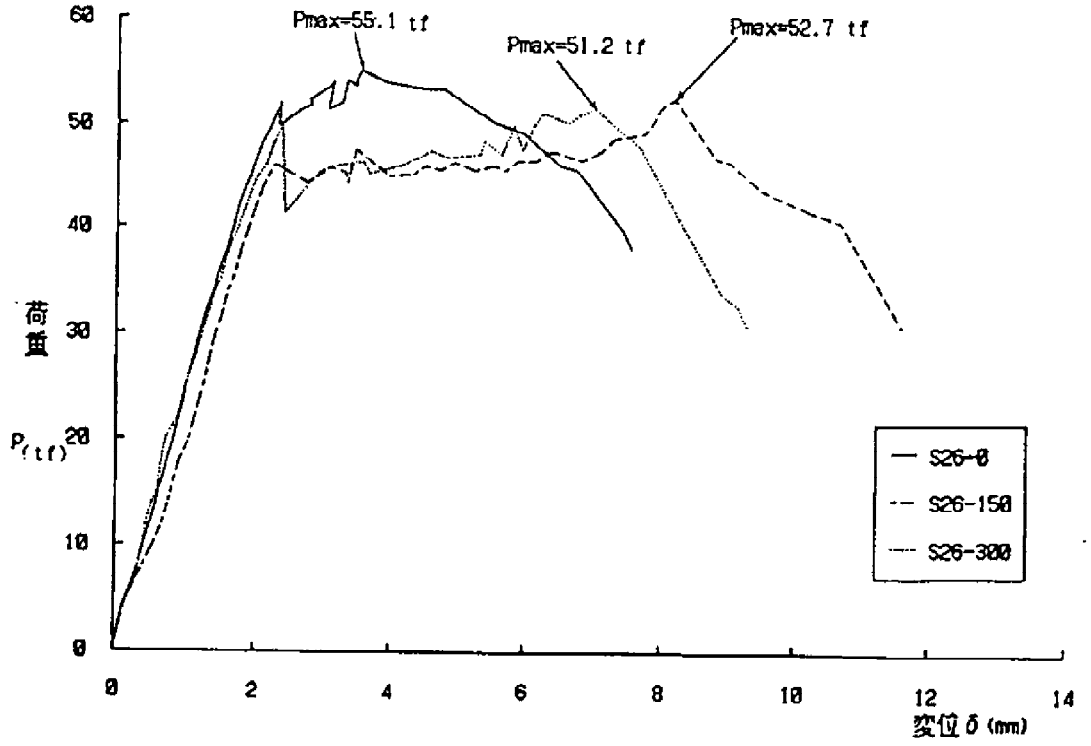
同図(b) に示すように，Ｓ２６シリーズでは，凍結融解のサイクルを与えないS26－０のケースが，最大荷重が最も大きくなる結果となった。これは，S26－１５０，S26－３００のケースでは，表2.3.2 と同様に，凍結融解によりコンクリートが劣化したためと考えられる。ただし，表2.3.2 に示すように，せん断耐荷力は凍結融解作用により極端に減少しているが，図3.3.1(b)

の荷重～変位関係ではこの影響は顕著には現れていない。これは表2.3.2 のせん断耐荷力の試験体が長さ 50mm のスタッドジベルを使っており，凍結融解の影響を受けやすいコンクリートの表面部のみに位置しているのに対し，梁の試験体では，長尺のスタッドジベルを使い凍結融解の影響を受けにくいコンクリート中央部まで位置しているため，表面部コンクリートの劣化の影響が低減されたものと考えられる。また，変形能は，凍結融解作用を受けていないS26－0のケースが最も小さくなっている。これは，S26－150，300のケースでは，凍結融解作用により生じたひびわれ（図3.3.2 参照）により，見かけの剛性が低下し，いわゆる柔な構造になったためと考えられる（このような，現象は鉄筋コンクリートでは一般的に見られる）。また，同図にはP～δ線図がかなり凸凹し急激に荷重が低下する点があるが，これはスタッドジベルが梁せい方向にすべりを生じたためと考えられる。

S0シリーズとS26シリーズとの比較では，S0シリーズがS26シリーズより，若干強度的には優れているが，顕著な差異は現れていない。



(a) S 0 シリーズ



(b) S26シリーズ

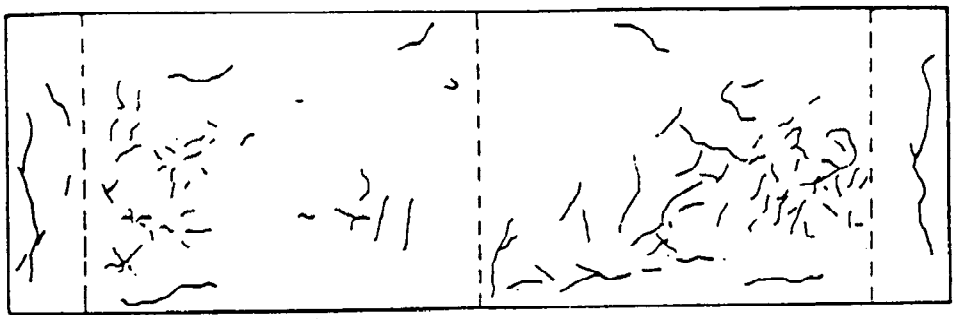
図 3.3.1 荷重～変位関係

3.3.3 コンクリートのひびわれ

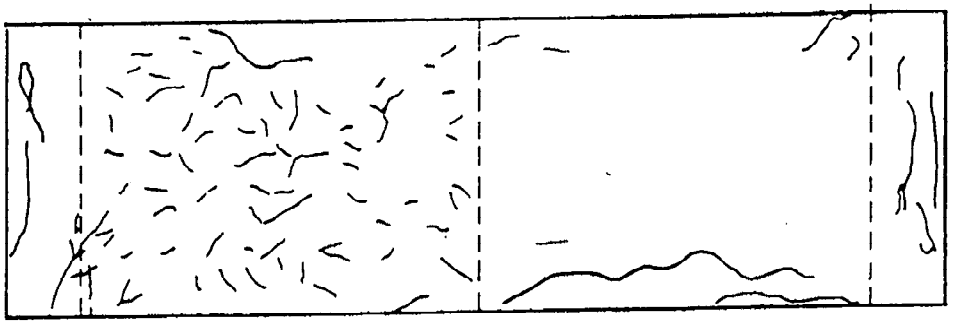
(1)凍結融解作用によるひびわれ

S26－１５０，３００のケースでは，図3.3.2 に示すように凍結融解作用によるひびわれが発生した。このひびわれは，幅が0.05～0.2mm 程度のものであり，ひびわれのみでコンクリート表面のスケーリング等の現象は見られなかった。なお，他のケースには，凍結融解作用によるひびわれは見られなかった。

このひびわれは互いに独立した表面ひびわれであり，梁の強度そのものには大きな影響は与えないものと考えられるが，前述のように，このひびわれにより梁のみかけの剛性が小さくなり，変形能が改善される可能性は十分考えられる。



(a) S26－１５０



(b) S26－３００

図 3.3.2 凍結融解作用によるひびわれ

(2)荷重によるひびわれ

載荷試験時のひびわれ性状を，図3.3.3 及び3.3.4 に示す。ひびわれ性状は各ケースで異なるが，およそ２５～３０tf程度でスパン中央付近に曲げひびわれ及びスティフナー部の剥離を生じ，３５～４０tf程度でせん断ひびわれが発生して，さらに荷重を増加させるとこれらのひびわれが成長し破壊に至る。最終状態のひびわれ本数は各ケースでかなり異なっているが，図3.3.1 の荷重と変位の関係との相関は見られない。

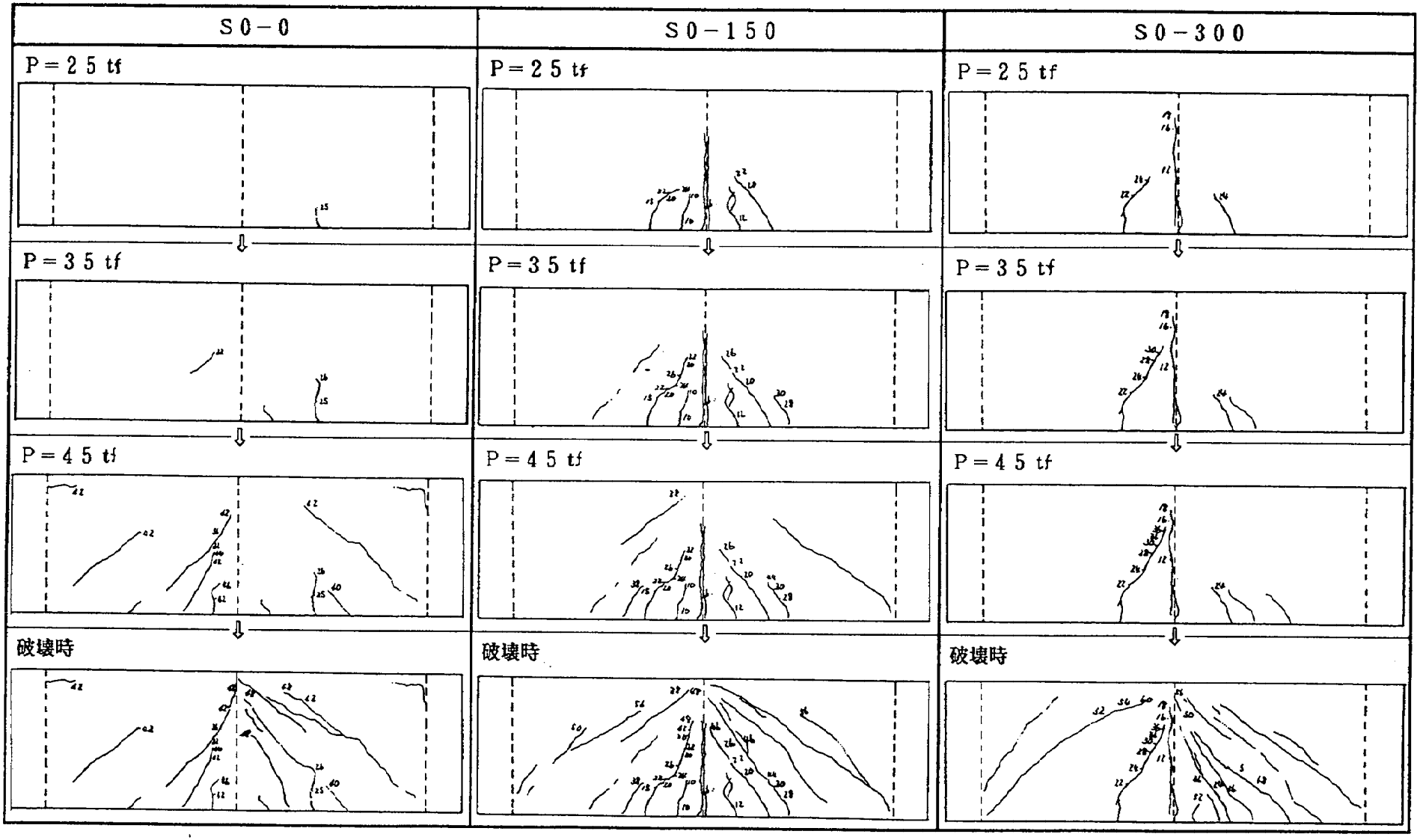


図 3.3.3　ひびわれ性状（S0シリーズ）

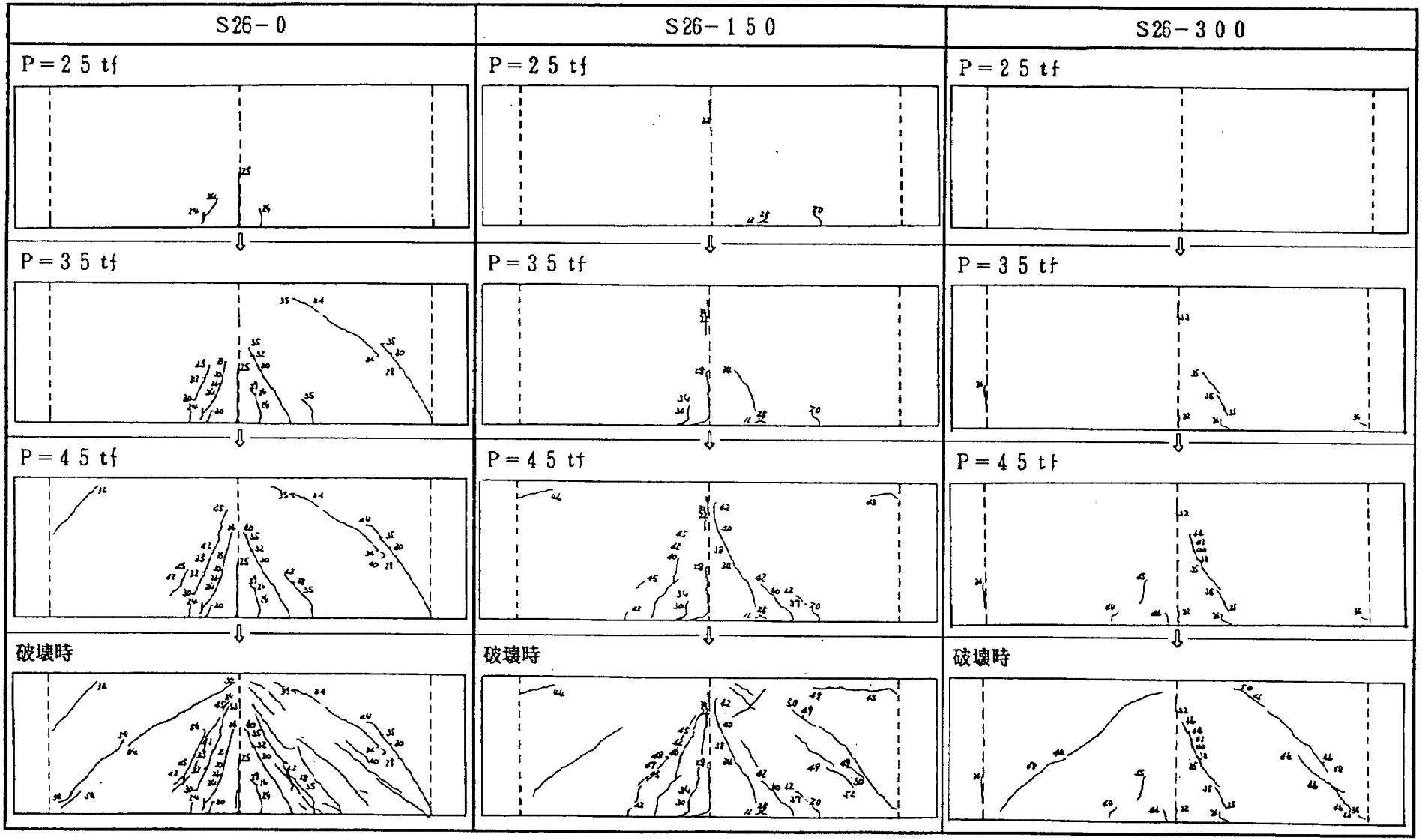


図3.3.4　ひびわれ性状（S26シリーズ）

3.3.4 鋼板及びコンクリートのひずみ

荷重と鋼板及びコンクリートのひずみの関係を，図3.3.5 ～3.3.10に示す。同図に示すように鋼板のひずみは各ケースに顕著な違いは見られないが，ひびわれ及びスティフナの剥離の生じる２５～３０tf 程度から急激にひずみが大きくなっている。また，コンクリートのひずみにも各ケースとも顕著な違いは見られない。

3.4 まとめ

本実験で得られた結果は以下に示す通りである。

(1) 軽量粗骨材の含水率が０％のコンクリートを用いた梁は，凍結融解のサイクルを与えた後も剛性の低下はみられない。また，含水率が26％の場合にも，０％のケースと比較すると若干の強度低下は見られるが，大差ない強度を示した。

(2) 長尺のスタッドジベルは，短いスタッドジベルと比較して，凍結融解の影響を受けにくいコンクリート中心部で定着されるため，凍結融解作用に対し有効と考えられる。

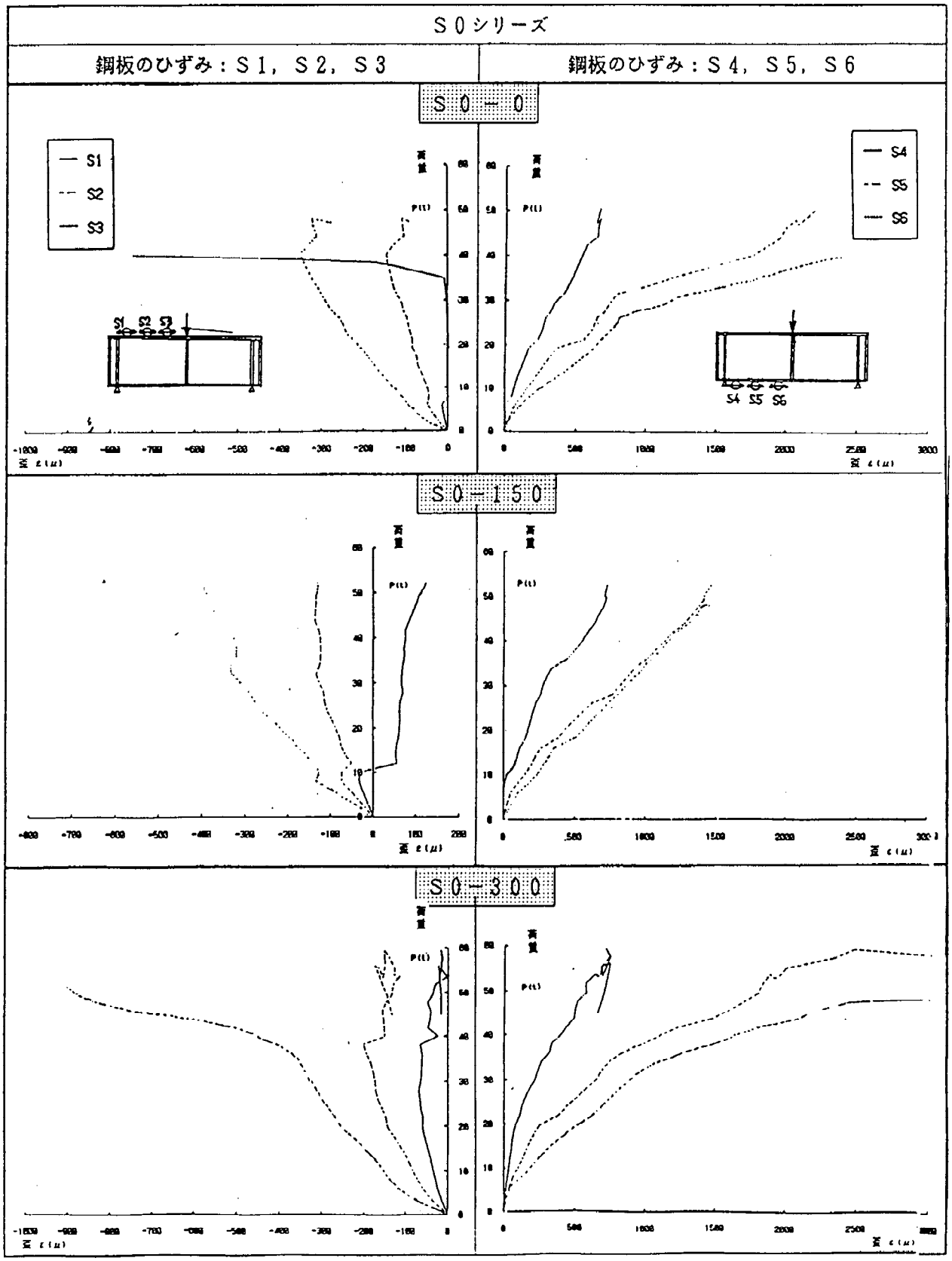


図3.3.5　鋼板のひずみ（S0シリーズ）

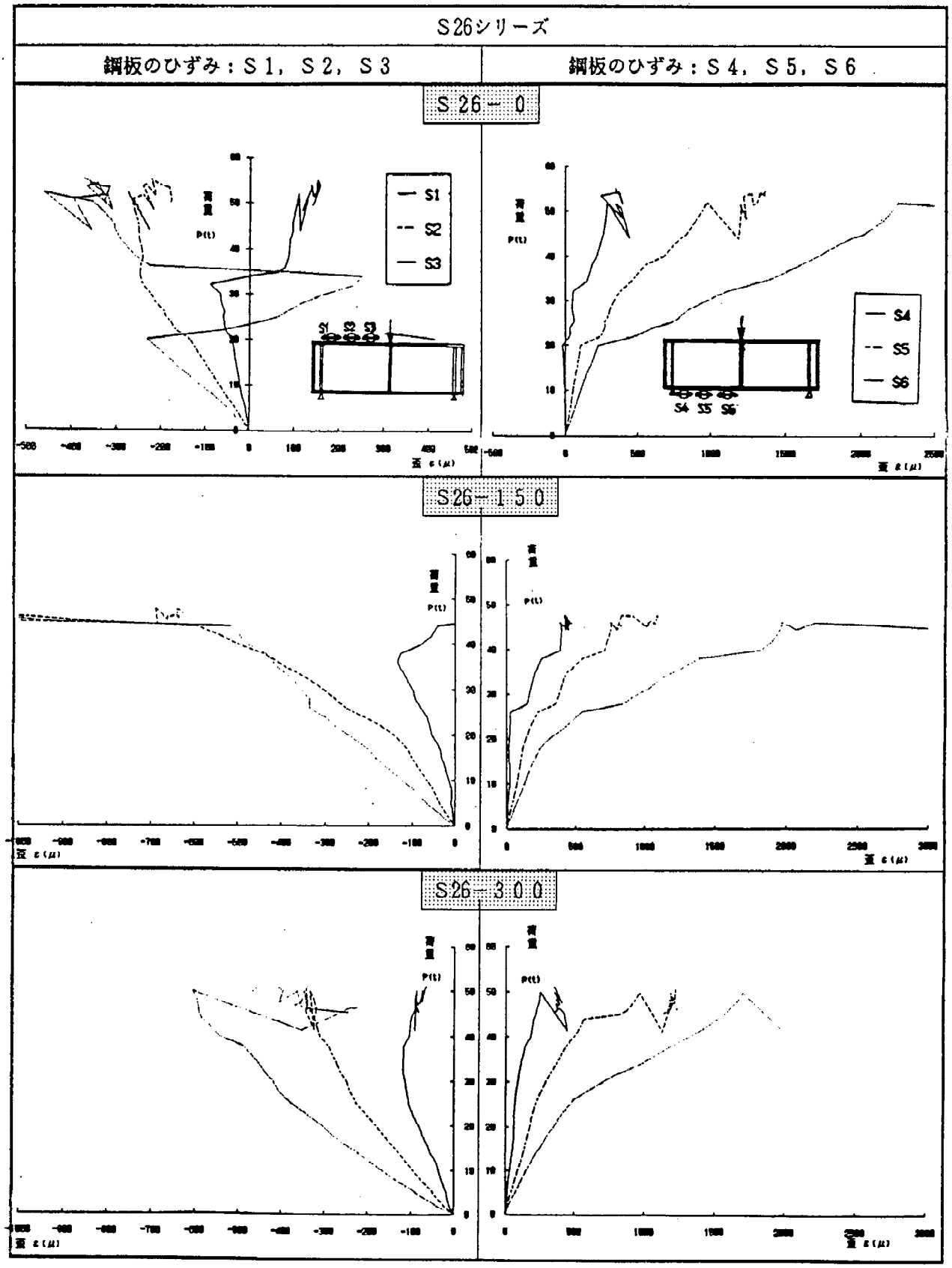


図3.3.6　鋼板のひずみ（S26シリーズ）

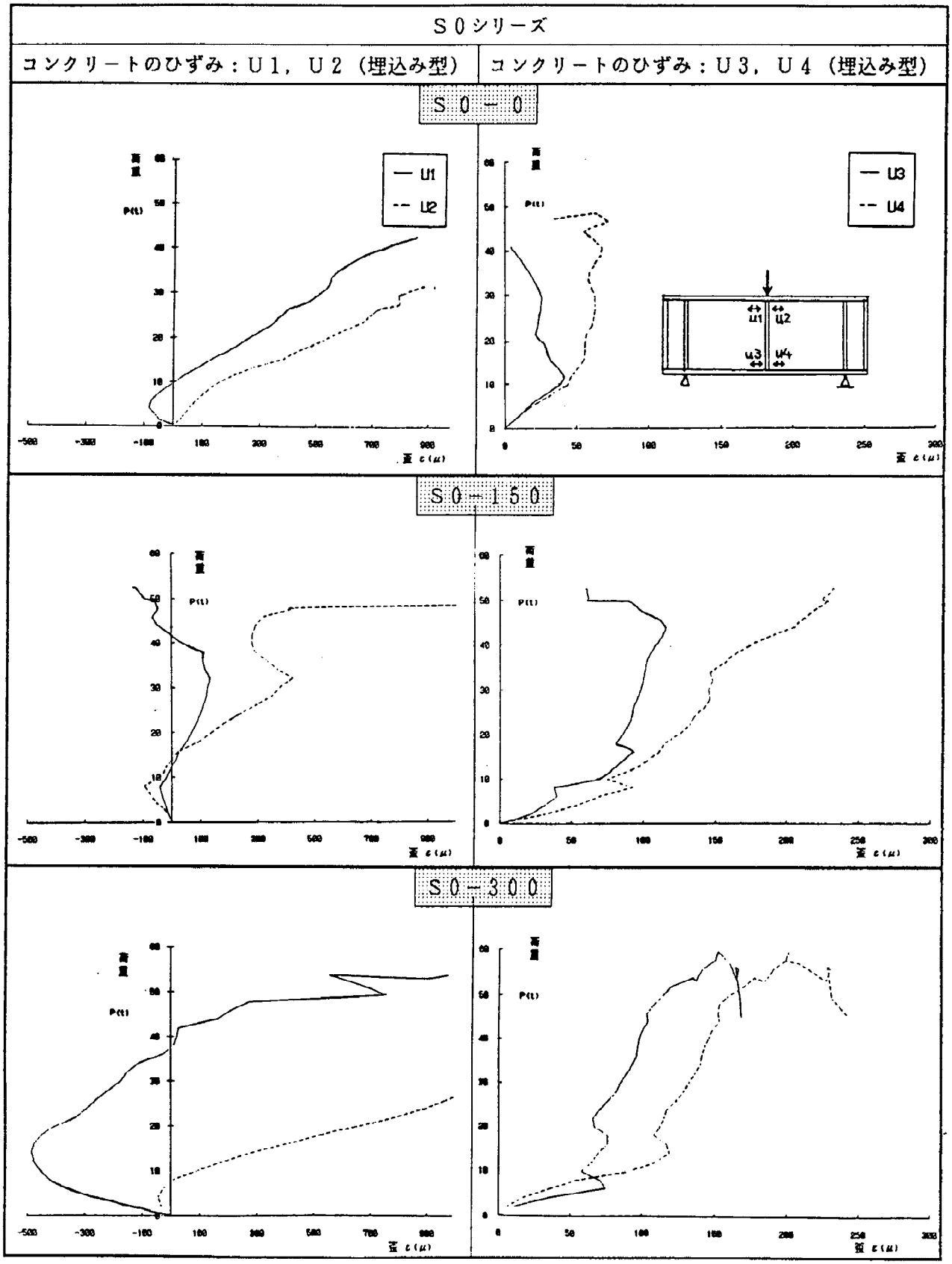


図3.3.7　鋼板のひずみ（S0シリーズ）

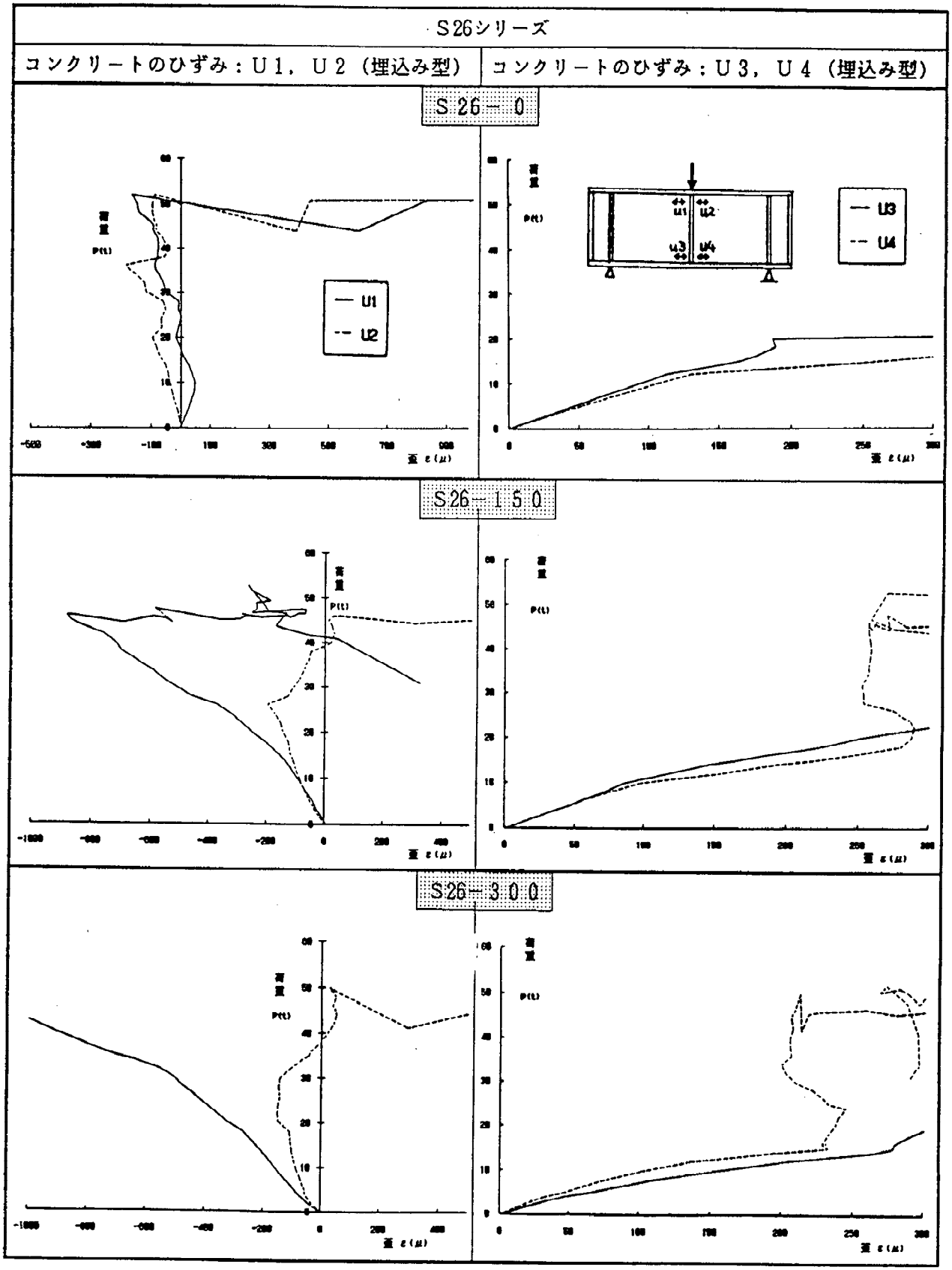


図3.3.8　鋼板のひずみ（S26シリーズ）

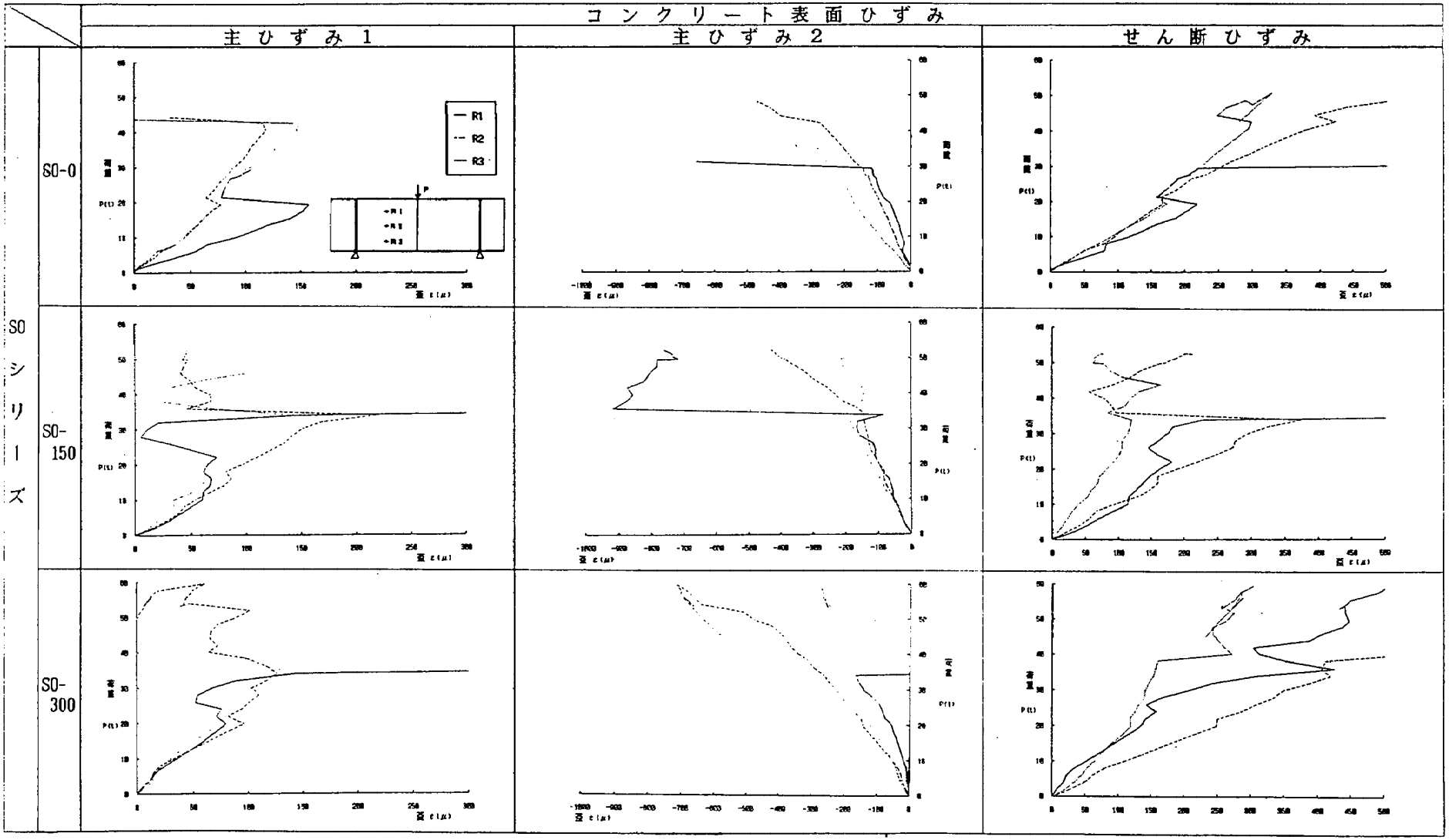


図3.3.9　コンクリート表面ひずみ（Ｓ０シリーズ）

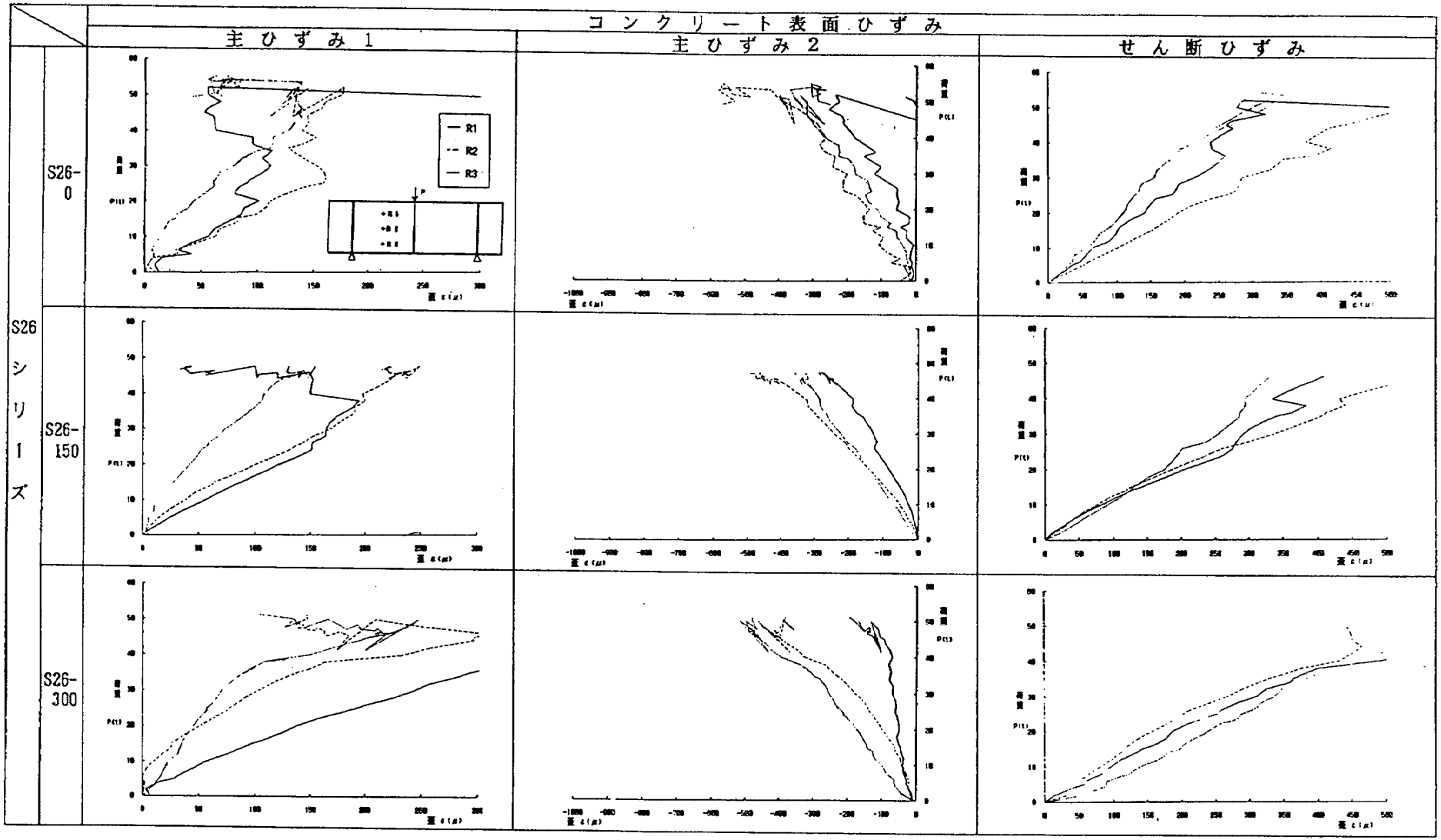
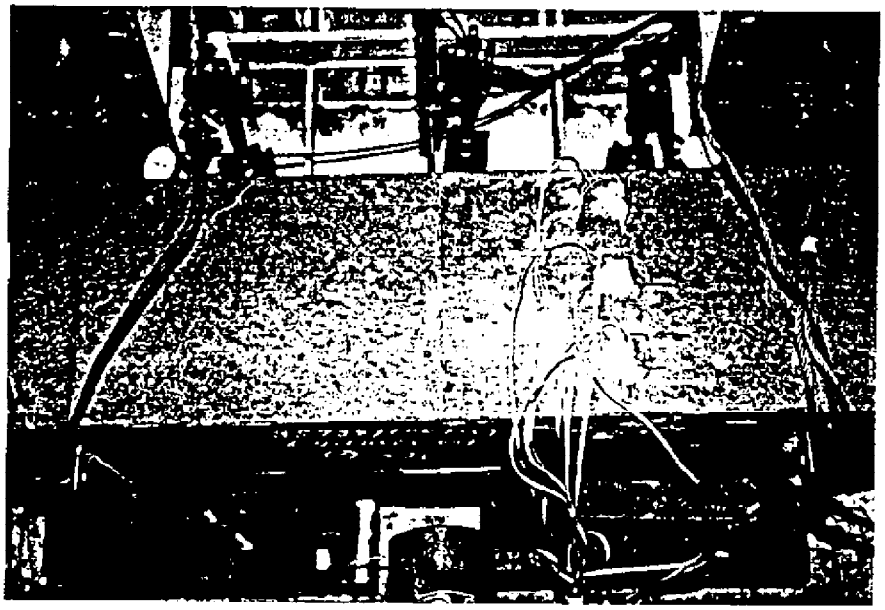


図 3.3.10　コンクリート表面ひずみ（S 26 シリーズ）

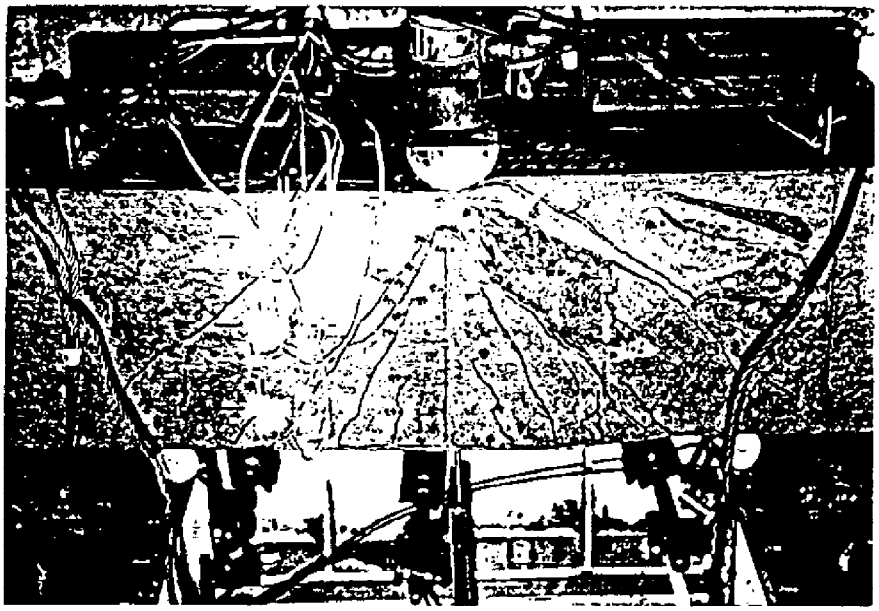
実験写真

S0－0

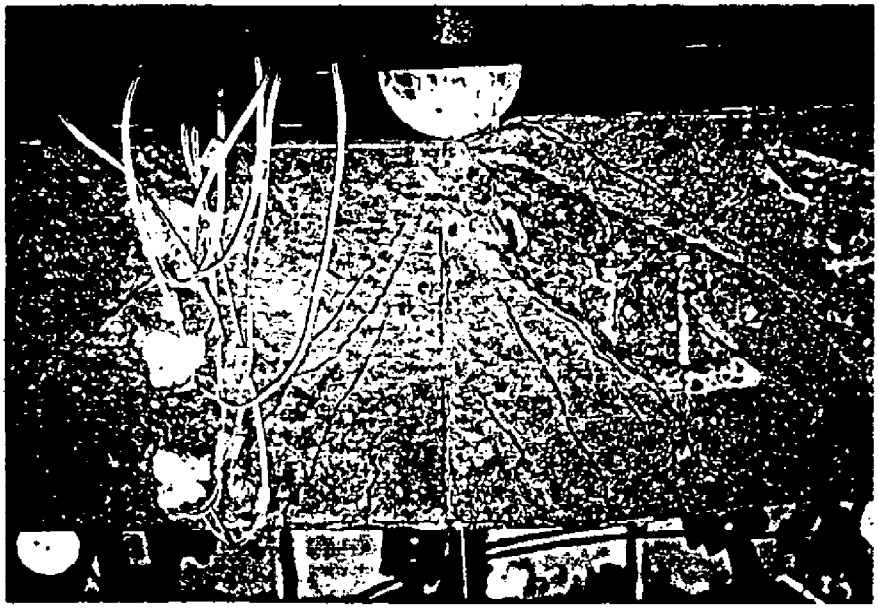


載荷直前

（凍結融解のサイクルを与えた後の表面性状）

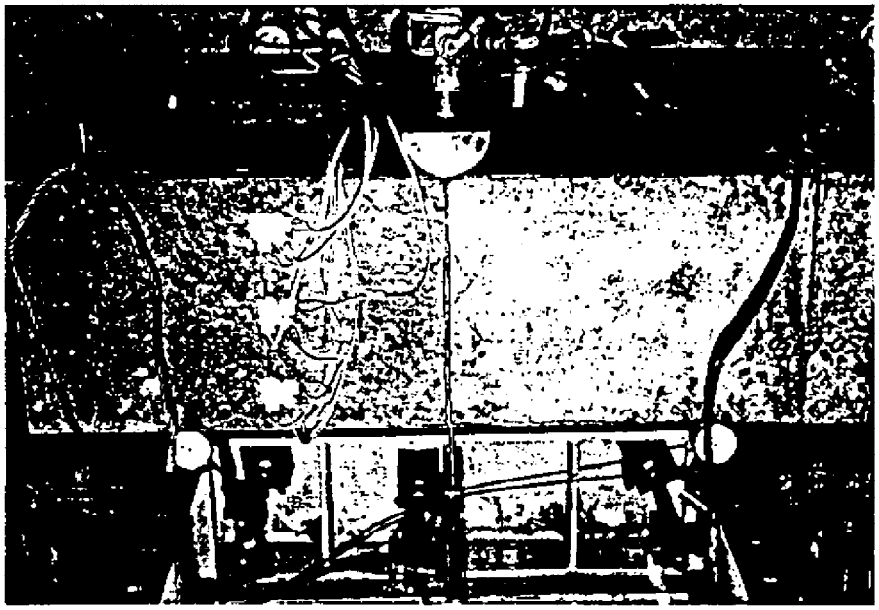


破壊時



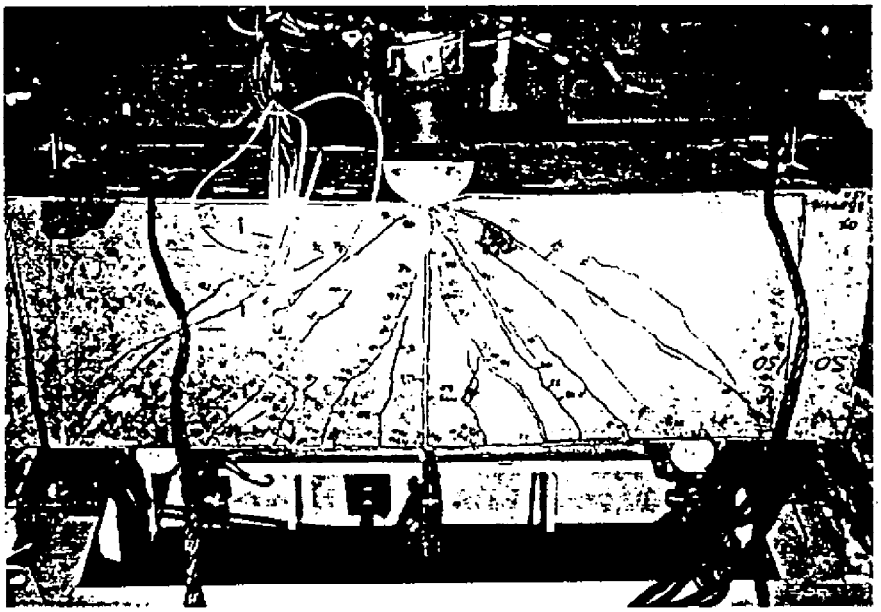
破壊時（拡大写真）

S0－150

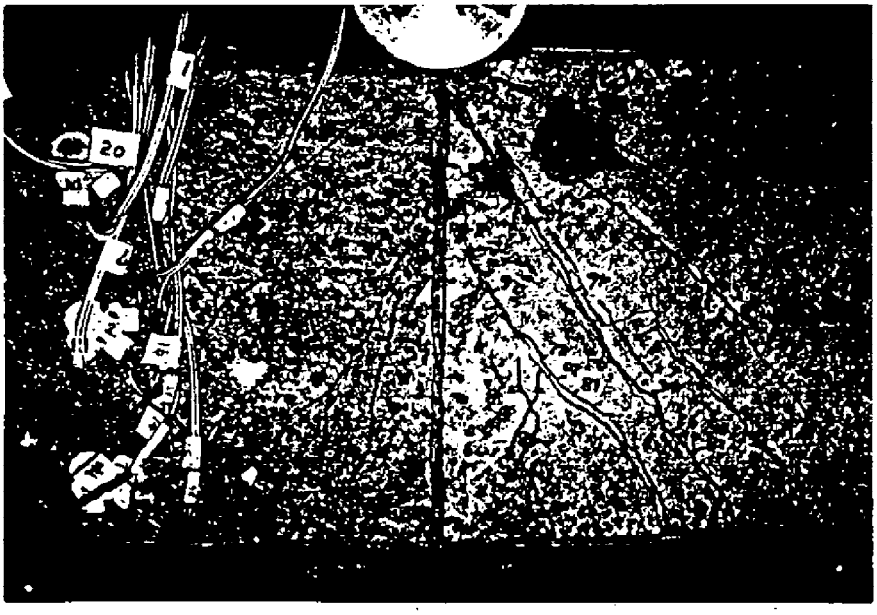


載荷直前

（凍結融解のサイクルを与えた後の表面性状）

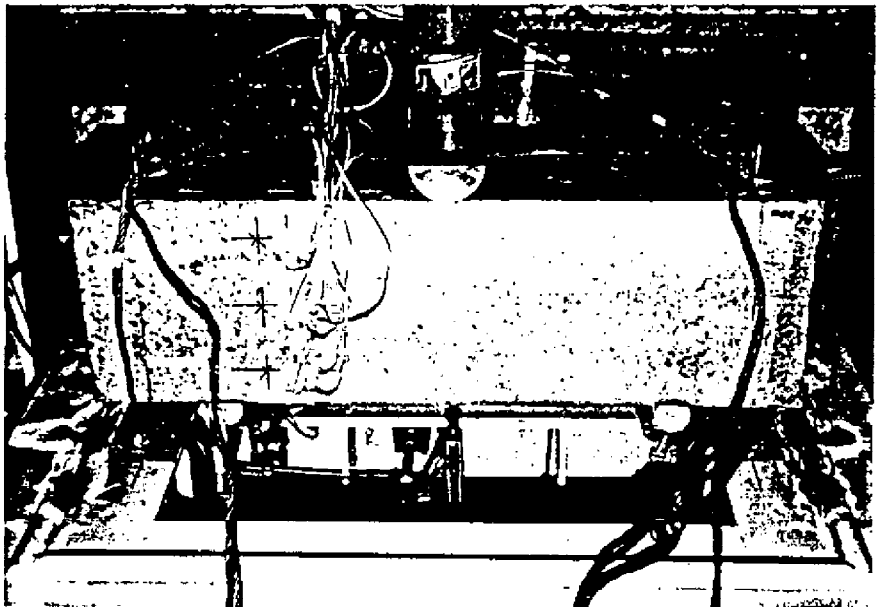


破壊時



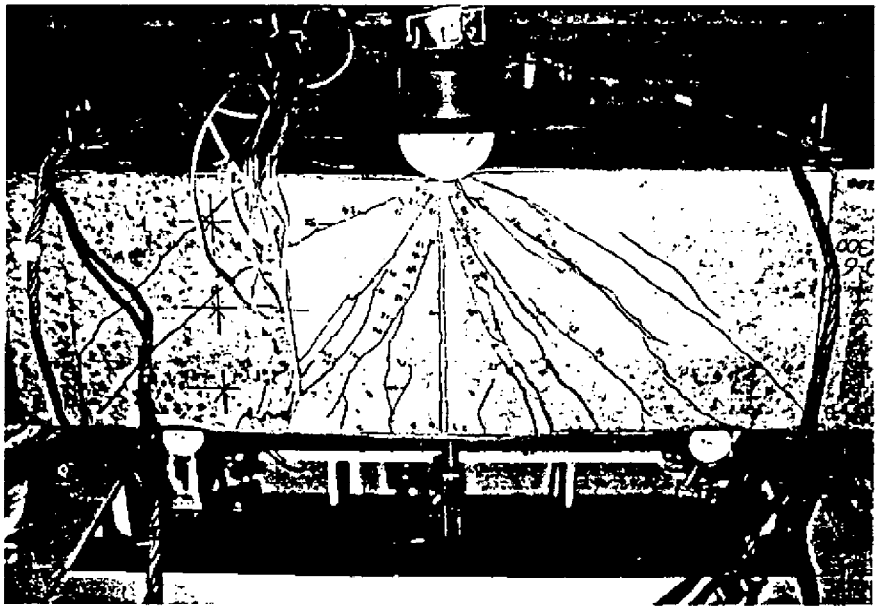
破壊時（拡大写真）

S0－300

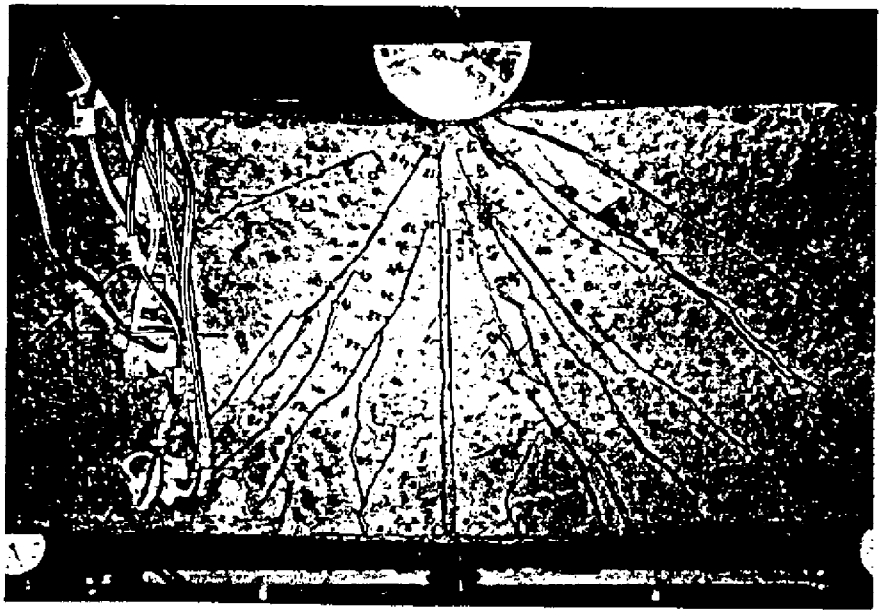


載荷直前

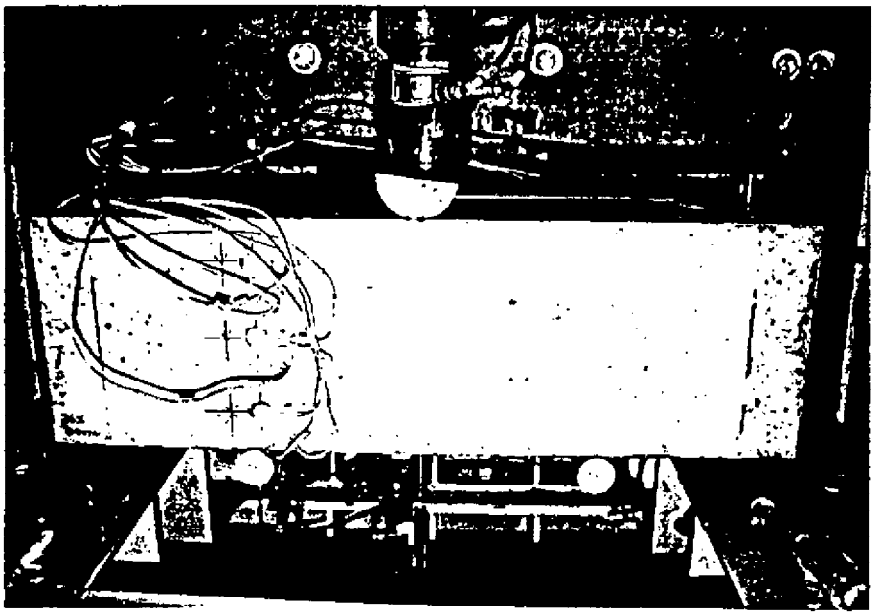
（凍結融解のサイクルを与えた後の表面性状）



破壊時



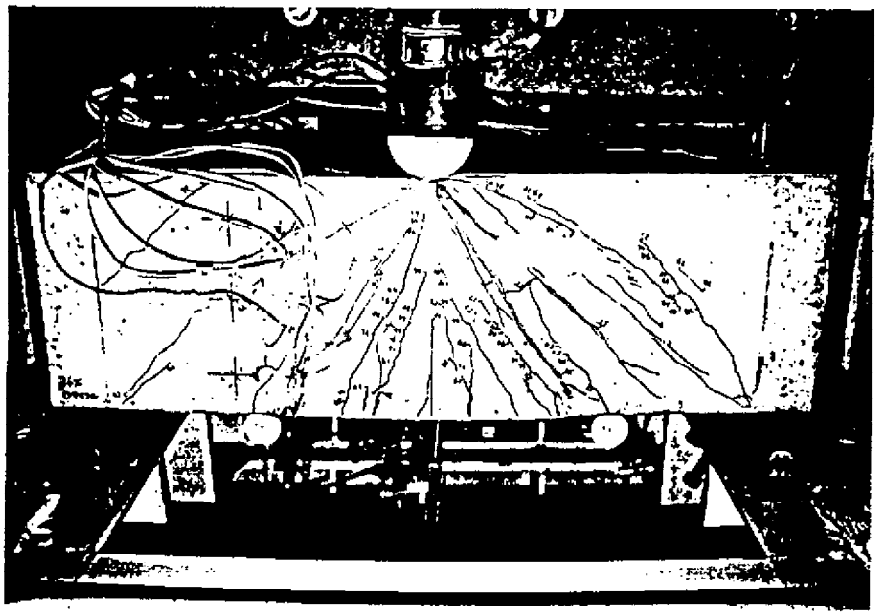
破壊時（拡大写真）



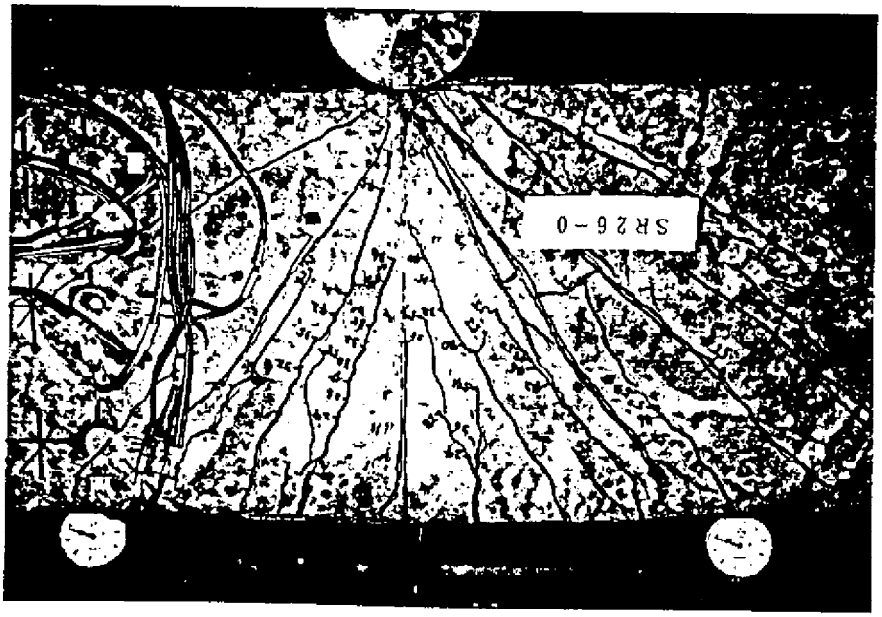
S26－0

載荷直前

（凍結融解のサイクルを与えた後の表面性状）

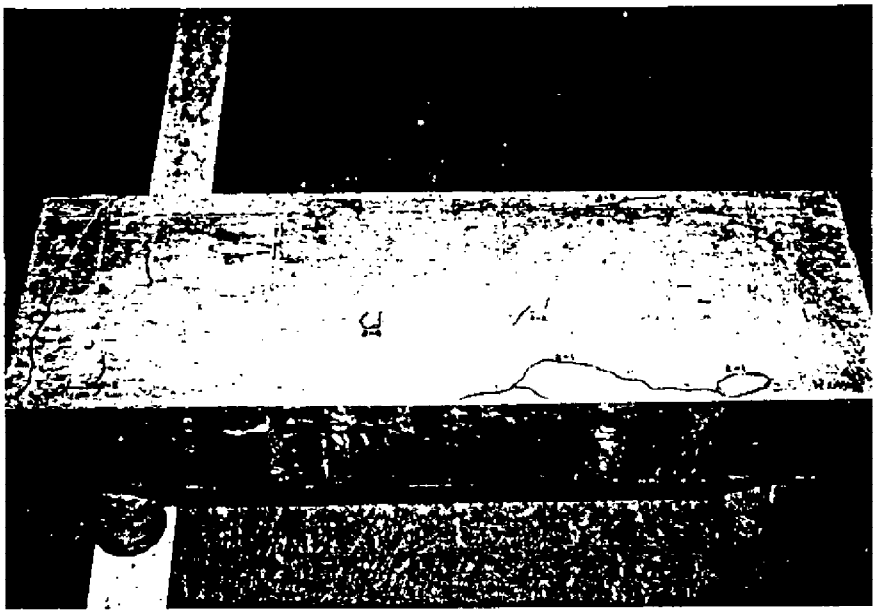


破壊時



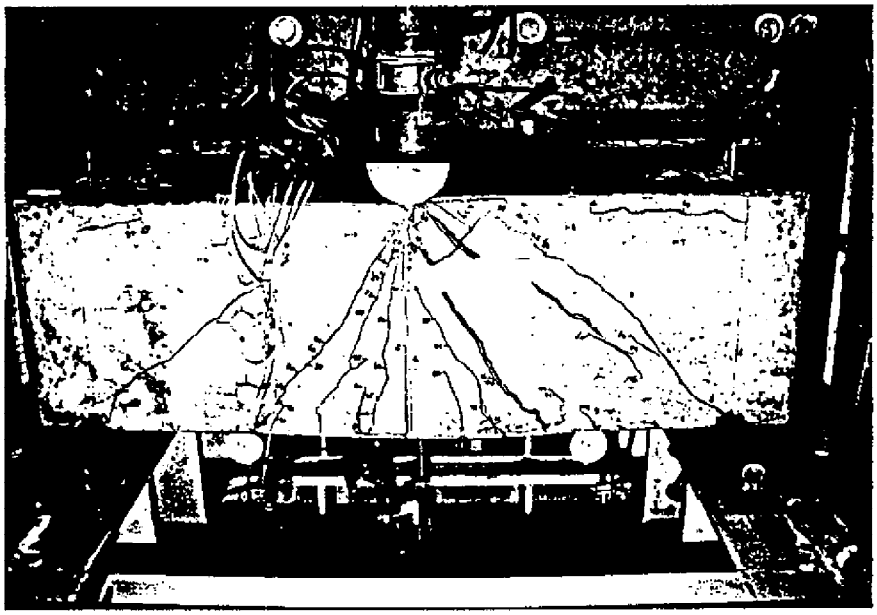
破壊時（拡大写真）

S26－１５０

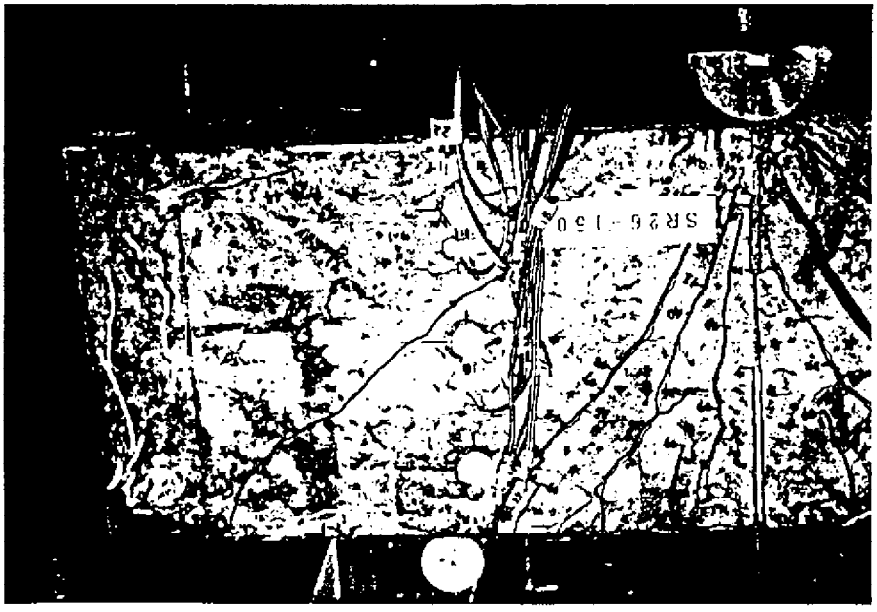


載荷直前

（凍結融解のサイクルを与えた後の表面性状）

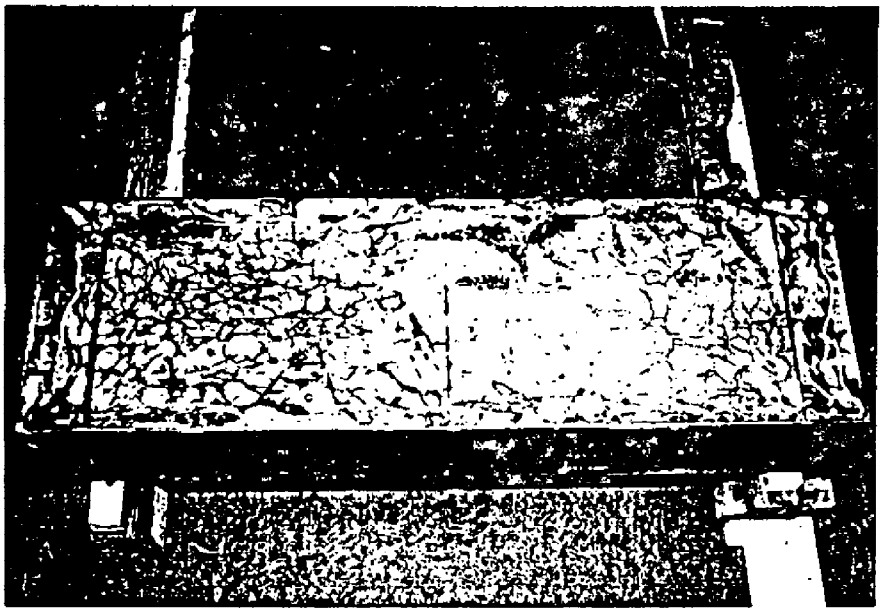


破壊時



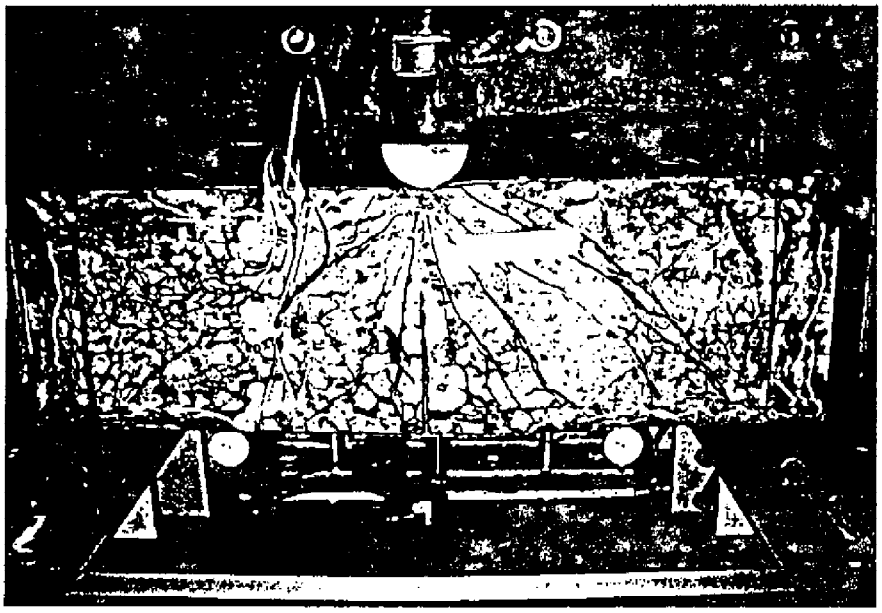
破壊時（拡大写真）

S26－３００

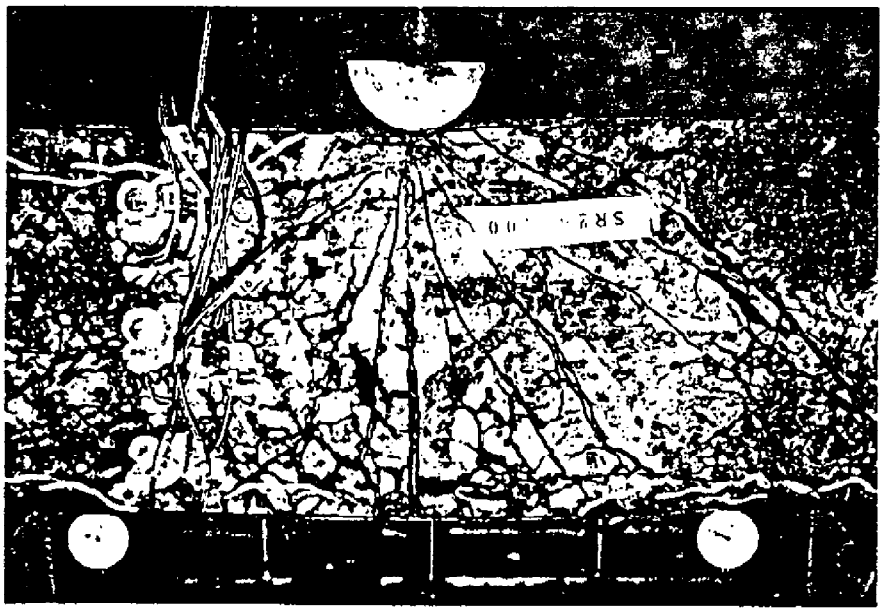


載荷直前

（凍結融解のサイクルを与えた後の表面性状）



破壊時



破壊時（拡大写真）

まとめ

本章では，サンドイッチ式コンポジット構造を対象とし，高強度軽量コンクリートの耐凍結融解性実験，鋼とコンクリートとの付着を考慮した各種試験体の耐凍結融解性実験及び凍結融解のサイクルを与えた梁の載荷実験を実施し，次のような結果を得た。

(1) 水セメント比３０％程度，空気量６％程度で軽量粗骨材の含水率を１５％程度以下とした高強度軽量コンクリートは，ＡＳＴＭ　Ｃ６６６　Ａ法に準じた気中での急速凍結融解試験によっても優れた耐久性を示した。

(2) 混和材としてシリカフュームをセメント重量の１０％程度混入した高強度軽量コンクリートは，軽量粗骨材の含水率が２０％程度まで優れた耐久性を示した。

(3) 両面を鋼板に囲まれて直接水に接しない場合でも，混練前の軽量粗骨材の含水率が２６％程度以上になると耐凍結融解性は著しく低下した。

(4) 凍結融解のサイクルを与えた後の付着強度は，軽量粗骨材の含水率が２６％のケースの方が大きくなった。これは，凍結融解により劣化したコンクリートが膨張し，鋼板とコンクリート間の拘束力を大きくしたためと考えられる。

(5) 軽量粗骨材の含水率が０％の場合，凍結融解のサイクルを３００回与えてもせん断耐荷力は低下しなかった。しかし，含水率が２６％のケースでは，３００回の凍結融解のサイクルにより含水率が０％の場合の約１／５に低下した。これは，(3)の動弾性係数（圧縮強度）の低下より著しい低下であり，せん断耐荷力に対しては凍結融解による劣化の影響が大きいものと考えられる。

(6) 凍結融解のサイクルを与えた後の梁は，軽量粗骨材の含水率が０％のケースでは優れた強度を示した。また，含水率が２６％のケースでも，凍結融解作用によるコンクリートの劣化により若干の強度低下はみられるものの，０％のケースと大差ない強度を示した。

(7) 長尺のスタッドジベルは，短いスタッドジベルと比較して，凍結融解の影響を受けにくいコンクリート中心部で定着されるため，凍結融解作用に対し有効と考えられる。

以上，混和材としてシリカフュームを混入した高強度軽量コンクリートを用いることにより，耐久性（耐凍結融解性）に十分優れたサンドイッチ式コンポジット構造とすることができるものと考えられる。

第４章　着底式海洋コンクリート構造物の地震応答の研究

まえがき

１９７０年代より北海において海底油田開発のためのコンクリートプラットフォームが多く建設されてきた。

この工法の最大の特徴は、建設工事の大部分を沿岸海域に設けたドライドックと静穏海域に設けたウェットドックにより済せ、気象海象条件が厳しい外洋においては曳航・沈設のみ行い、大規模な構造物を完成させる点にある。この工法によれば、外洋において工事の核心である沈設のための２～３昼夜の静穏な日が確保されれば工事可能であり、着地後バラスト注入により直ちに波浪に対し安定条件が得られ、工事途中の不安定な状態がほとんどない。

この種の着底式海洋コンクリート構造物は、コンクリートプラットフォームはもちろんのこと、プラントバージ、海洋原子力発電所、人工島、洋上レジャー施設など大規模構造物の使途に適している。

しかし、我が国の沿岸のような強震域において本格的な着底式海洋コンクリート構造物の建設された例は未だ無く、地震に対し安定問題、特に滑動に対しては各種設計基準において統一された見解は未だ無い。

一般に、着底式海洋構造物は陸上に比べ浮力により有効接地圧が少ない上に動水圧を含め地震力が大きくなるので滑動しやすい状態にある。このため、従来通り滑動させない前提で設計を行なおうとすると過大な重量を必要とし、地盤支持力の不足、圧密沈下などを招きコスト増の要因となる。

そこで本研究では、海洋コンクリート構造物の地震時挙動のうち、特に滑動現象に着目し、気中および水中振動実験を行い、その地震時挙動の把握及び解析技術の実証的研究を行う。

本研究は昭和６２年度から平成元年度まで３ヶ年にわたり、系統だった研究計画を設定しており、各年度の研究項目は次の通りである。

昭和６２年度：研究の現状調査および静的滑動実験
昭和６３年度：動的滑動実験及び解析的検討
平成　元年度　：水中振動実験及び解析的検討

1．海洋コンクリート構造物の滑動に関する現状調査

1．1　目　的

着底式海洋コンクリート構造物の設計において地震時滑動を許容できれば次のメリットがある。

① 経済的に建設可能となる。
② 軟弱地盤でも建設が可能となる。
③ 建設後移動再利用が可能となる。

ここでは滑動を許容する設計法の研究を念頭におき海洋構造物の滑動に関する技術レベルの現状調査を行う。

（1）海洋構造物の地震時被害調査
（2）滑動を許す設計法の現状と解析技術の調査

1）各種基準における滑動に関する規定の調査
2）滑動解析に関する調査
3）滑動実験に関する調査
4）摩擦現象に関する調査

1.2　海洋コンクリート構造物の地震時の実績調査

1.2.1　海洋構造物の地震時被害調査

(1) 目 的

海洋コンクリート構造物の地震時の滑動現象を把握する上で、過去に生じた地震による海洋構造物の被災事例を収集・検討することは重要である。 ここでは、これまでに報告されている海洋構造物の地震時被災例に関する文献を収集し、主に港湾構造物の被災状況を明らかにする。

(2) 文献の収集方法

文献の検索および収集は、以下の方法で行った。

(a) JICST（日本科学技術情報センター）の検索システムの使用

検索にあたり、使用したキーワードと該当文献数を表1.2.1 に示す。 なお、収集した文献名は表1.2.1 中の⑧に該当する計54件である。 54件の層別を表1.2.2 に示す。

表 1.2.1　キーワードと該当文献数

対象期間 / キーワード	1975.4 ～1981.3	1981.4 ～1984.3	1984.4 ～1987.8	(合計)
(登録文献数)	2,196,423	1,331,292	1,718,725	5,246,440
① 海洋構造物	2,350	2,777	3,439	8,566
② 水中構造物	255	198	230	683
③ 港湾施設	2,290	973	1,408	4,671
④ 震 害	499	814	1,157	2,470
⑤ 地 震	——	2,592	3,401	5,993
⑥ 津 波	98	210	357	665
⑦ 災害調査	721	604	919	2,244
⑧ (①+②+③) ×④	6	14	34	54
⑨ (①+②+③) × (⑤+⑥) ×⑦	0	1	7	8

表 1.2.2　５４件の層別

内　容	件数
防災・対策	１０
被害調査報告	２１
補修・復旧	8
計画・設計	5
解析・研究	5
震害予測	1
社会的影響	4

(b) 港湾技研資料に記載されている参考文献より抽出

地震時の港湾施設の被災例に関する港湾技術研究所資料を参照して、その巻末に掲載されている参考文献名より、35件をリストアップした。 リストアップは、その題目が「港湾構造物の地震時被害調査報告」に準じたものであることを条件に行った。

以上のようにして収集した文献リストから、さらに本課題に適する文献を選択し、最終的なリストを作成するとともに、代表的な文献については抄録にまとめた。 なお文献名リストおよび抄録は、それぞれ1.2.2、1.2.3 の項に示す。

(3) 文献内容の分類

収録した文献は、内容別に表1.2.3 のように分類できる。

表 1.2.3 収録した文献内容の分類

報告書の分類	内　　容	実施機関名
① 被害全般にわたるもの	・陸上・港湾施設の被害状況をはじめ、社会的・経済的影響など地震による被害全般について記述されている。 ・各地震毎にまとめられている。	公共の研究機関地方公共団体、大学など
② 港湾施設に関するもの	・地震動や津波などによる港湾構造物（防波堤、護岸など）の被害調査報告書。 ・調査結果をもとに現行設計法の検討を行った文献もある。 ・特定の地震に着目し、構造様式別にまとめてある。	港湾技術研究所など
③ 港湾構造物の被災形態の分類に関するもの	・過去に発生した代表的な地震による被害調査結果を収集して統計的な処理を行い、港湾構造物の被災形態や規模を構造様式毎に分類・整理した文献。	港湾技術研究所民間機関など

(4) 被災調査の結果

収集した文献をもとに、被災した港湾構造物のうちケーソン式防波堤と護岸直立部の状況について調査した。 この際、被災形態としては、沈下と移動の２形態に着目した。 以下に調査結果を示す。

(a) ケーソン式防波堤の被災状況と護岸直立部のそれは、異なったものである。

(b) ケーソン式防波堤の被災形態は、ケーソンの沈下と滑動に分類できる。 しかし、本文献調査の範囲内では滑動の生じた事例はほとんど認められなかった。 また、沈下の生じた事例も比較的少なく、その規模も小さなものが大部分であった。

(c) ケーソン式防波堤の被災は、主として異常気象時の大波浪によるものがほとんどであり、作用外力としては地震動によるものよりも波浪による外力の方が大きいものと思われる。

(d) 護岸直立部の被災形態も、ケーソン式防波堤のそれと同様に、沈下と滑動に分類できる。 この場合護岸背面に土圧が作用しているため、滑動の生じた事例は沈下の生じた事例と共に数多く確認されている。 またその規模も、沈下、滑動ともに比較的大規模な被災となっている。

I.2.2　文献リスト

注）☆は文献抄録の有るものを示す

1）片山猛雄、中野拓治、蓮見隆、山口孝市：1968年十勝沖地震などの被災例による現行設計法の検討、港湾技術研究所資料 No.93、Dec.,1969.

2）三橋郁雄、中山種清：1973年根室半島沖地震などの被災例による現行設計法の検討、港湾技術研究所資料 No.184 、June,1974.

☆ 3）野田節男、上部達生：重力式岸壁の地震被災例集、港湾技術研究所資料 No.227 、Sept.,1975.

☆ 4）土田肇、野田節男、稲富隆昌、柳生忠彦、田端竹千穂、徳永省三、大規有吾、平野忠告：1978年宮城県沖地震港湾被害報告、港湾技術研究所資料 No.325 、Sept.,1979.

5）福田功、栄田鋼三、金子英久、白石修章、大堀晃一：1978年宮城県沖地震の被災例などによる現行施工法の検討、港湾技術研究所資料 No.449 、June,1983.

6）谷本勝利、高山知司、村上和男、村田繁、鶴谷広一、高橋重雄、森川雅行、吉本靖俊、中野晋、平石哲也：1983年日本海中部地震津波の実態と二・三の考察、港湾技術研究所資料 No.470 、Nov.,1983.

☆ 7）土田肇、稲富隆昌、上田寛：1982年浦河沖地震港湾被害報告、港湾技術研究所資料 No.472 、Dec.,1983.

8）上部達生：地震被災事例に基づく重力式および矢板式係船岸の被災変形量と被災額の推定、港湾技術研究所資料 No.473 、Dec.,1983.

☆ 9）土田肇、野田節男、稲富隆昌、上部達生、井合進、大根田秀明、外山進一：1983年日本海中部地震港湾被害報告、港湾技術研究所資料 No.511 、Mar.,1985

10）上部達生：重力式係船岸の地震被災量に関する研究、港湾技術研究所資料 No.548 、June,1986.

11) 運輸省港湾局、第一港湾建設局、港湾技術研究所： 新潟地震津波調査報告、1964.

12) 運輸省港湾局、第一港湾建設局、港湾技術研究所： 新潟地震港湾被害報告 第１部、Sept. 1964.

13) 運輸省港湾局、港湾技術研究所、第一港湾建設局： 新潟地震港湾被害報告 第２部、Mar. 1965.

14) 運輸省港湾局、港湾技術研究所、第二港湾建設局、北海道開発局港湾部： 1968年十勝沖地震港湾被害報告・津波被害報告、Dec. 1968.

15) 運輸省港湾局、港湾技術研究所、北海道開発局港湾部： 1973年根室半島沖地震・港湾被害報告・津波調査報告、Oct. 1973.

16) 土木学会： 昭和39年新潟地震震害調査報告、 1966.

17) 建設省土木研究所： 新潟地震調査報告書、土木研究所報告 第 125号、June,1965.

18) 1978年宮城県沖地震調査委員会： 1978年宮城県沖地震調査報告書、土木学会東北支部、April,1980.

19) 土田肇、野田節男： 1978年宮城県沖地震による港湾施設被害の解析、日米天然会議、耐風耐震構造専門部会、第11回合同部会、Sep.1979.

20) 1968年十勝沖地震調査会： 1968年十勝沖地震調査報告、May,1969.

21) 真嶋恭雄： 十勝沖地震に於ける港湾被害に就いて、十勝沖地震調査報告、pp.99 ～436,Mar,1952

22) 松沢宏： 1974年伊豆半島沖地震による道路，港湾の被害特性、土と基礎、Vol.24,No.4 pp.5～12、April,1976.

23) 松沢宏： 1978年伊豆大島近海地震による港湾の被害、土と基礎、Vol.26, No.5 pp.55～59、May,1978.

24) 田村重四郎： 1974年伊豆半島沖地震の被害調査報告、生産研究，27巻 2号、Feb.1975.

25) 松尾春雄、松尾博： 日向灘地震による被害、土木学会誌，46巻 8号，pp.15～21，1961.

26) 小牧昭三、岸上冬彦： 1961年 2月27日日向灘地震調査概報、震研い報、42号 pp.245～256,1964.

27) 河角広： 南海大地震の調査より見たる震度と震害、南海大震災誌、高知県、pp.138～153,1949.

28) 水路部・他： 昭和21年南海地震災害状況（港湾関係）、水路部い報、2巻、pp.39 ～52,1947.

29) 萩原尊礼： 昭和14年 5月 1日男鹿地震調査概報、震研い報，第17号，pp.627～636,1939.

30) 土木学会： 大正12年関東大地震震害調査報告－第１巻 河川・灌がい・砂防・運河・港湾之部、電気関係－、pp. 93～121,1926.

31) 石井靖丸： チリ地震による港湾構造物の被害調査報告、運輸技研資料No.22, July,1961.

32) 上田寛、稲富隆昌： 1982年浦河沖地震による港湾施設の被害、日本地震工学シンポジウム講演集、Vol.6, pp.1969～1976,1982.

33) 柴田拓二、城攻： 1982年浦河沖地震によるコンクリート構造物の被害調査報告、コンクリート工学、Vol.20,No.9, pp.52～59,1982.

34) 高橋武志、佐々木秀夫： 宮城県沖地震による石巻港の被災状況とその復旧について、全国港湾工事報告会報告概要、No.25, pp.73～89,1979.

35) 中瀬明男，土田肇： 1985年 3月 3日のチリ中部の地震による港湾施設被害、土と基礎、Vol.33,No.8, pp.29～32,1985.

36) 星野務、阿部博： 日本海中部地震の被害状況について、東京都土木技術研究所年報，Vol.1984，pp.303～312,1984.

37) 中田邦夫、寺内潔： 日本海中部地震における秋田港岸壁の被災と復旧工事、土と基礎、Vol.32,No.9，pp.27～33,1984.

38) 北浦勝、宮島昌克、池本敏和、稲木英憲，鈴木広士： 日本海中部地震による被害調査および地盤と震害の関係、金沢大学工学部紀要、Vol.17,No.1，pp.51～61,1984.

39) 柴田道生、西村泰志、岩井哲、今仲伸郎： 昭和58年日本海中部地震被害調査報告、大阪工業大学中研所報、Vol.16,No.2,pp.203～221,1984.

40) 梶原康之、鈴木慎也、福手勤： 地震被災事例による岸壁の残留変位の解析、土木学会年次学術講演会講演概要集 第１部、Vol.38，pp.801～802，1983

41) 大脇崇、野上富治、山下幹夫，かや原英郎： 日本海中部地震における港湾施設の被害と復旧 Ⅰ 港湾における公共土木施設の被害と復旧、港湾、Vol.60，No.11,pp.7～22,1983.

42) 浅井清行： 日本海中部地震における港湾施設の被害と復旧 Ⅱ 港湾機能施設等の被害及び復旧、港湾、Vol.60,No.11,pp.23～31,1983.

43) 井福周介： 日本海中部地震の秋田港被災状況、建設の機械化、No.406,pp.24(1)～24(4),25～31,1983

☆ 44) Hove.K,Selnes.P.B,Bungum.H： 海震 海洋構造物への潜在的脅異，Seaquakes:A potential threat to offshore structures.,Publ.Nor.Geotek.Inst.No.143 pp.5.1～5.10,1982.

45) Ritsema.A.R,G.Prinar.A： 1982年 6月 1～ 4日 オランダ ユトレヒトで開かれたNATO Advanced Workshop"北海沖地域における地震災害"の報告，Report of a NATO Advanced research Workshop on "seismic hazards in the offshore North Sea area" Utrecht the Netherlands June 1-4 1982,Eng.Geol.Vol.20，No.1/2，pp.193～197,1984.

☆ 46) 鹿島遼一、植田和哉、岡睦夫：事例調査に基づく防波堤・護岸の地震被災特性、第33回海岸工学講演会論文集

1．3　滑動に関する設計法の現状と解析技術の調査

1．3．1　各種基準における滑動に関する調査（その1）

基　準　名	滑動に対する安全率		滑動に対する基本的考え方	特　記　事　項	参　照　箇　所
Offshore installations : Guidance on design and construction (Department of Energy)	1.5以上 2.0以上	通常の最も厳しい荷重状態に対して 平均して1回／月以下の荷重状態に対して	・滑動に対する安全率の決定は、安定性を評価する上で必要となる土質定数の信頼性の高さの程度によってなされるが、下限値とした左記の値を設定する。	・安全率の下限値 1.5、2.0 に対する根拠の記述なし。	Part II Section 3 Section 3 Foundations and site investigations 3.1.3 DESIGN The factor of safety to be used depends upon the degree of accuracy that can be ascribed to the soil parameters actually used in design. (Many geophysicists and geophysical publications prefer the description 'operational soil parameters', but the term 'design soil parameters' is used here to avoid possible confusion with other meanings of the term common in the industry.) The design soil parameters used should be those most closely approximating to the actual site conditions and which are not necessarily the values measured in the laboratory or by *in-situ* tests: they may be very much lower (reference 1). It is recommended that the factor of safety against bearing capacity failure and against sliding be not less than 1.5, used in conjunction with the design soil parameters and the most severe loading conditions and not less than 2 under conditions likely to occur not more than once, on average, each month.
API RECOMMENDED PRACTICE FOR PLANNING, DESIGNING, AND CONSTRUCTING FIXED OFFSHORE PLATFORMS (AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE)	1.5以上		・滑動は許さない。 ・安全率は1.5 を基本とし、地盤等の周辺条件が不明瞭な場合は、この値を上げる。	・安全率の決定思想としては、海洋構造物に作用する外力が非常に変化し易い性質のものであるという立場に立ち、破壊を引き起こす荷重の包絡値を取った上で設計荷重と比較することとしている。	2.6 FOUNDATION DESIGN 2.6.12d. Safety Factors. Foundations should have an adequate margin of safety against failure under the design loading conditions. The following factors of safety should be used for the specific failure modes indicated: Failure Mode — Safety Factor Bearing Failure — 2.0 Sliding Failure — 1.5 These values should be used after cyclic loading effects have been taken into account. Where geotechnical data are sparse or site conditions are particularly uncertain increases in these values may be warranted. See the Commentary for further discussion of safety factors. COMMENTARY ON FOUNDATIONS FOUNDATIONS C2.6.12 Stability of Shallow Foundations. f. Safety Factors. In many offshore applications the lateral loads and overturning moments as well as vertical loads are highly variable. In assessing margins of safety the uncertainty of all these loads should be considered. A consistent method for accomplishing this is construction of an envelope of load combinations which constitute failure and comparing these limiting conditions with design loading. A more detailed discussion of this procedure is given in *Geotechnical Considerations in Foundation Design of Offshore Gravity Structures* by A. G. Young, et al., OTC 2071, 1974.

各種基準における滑動に関する調査（その2）

基準名	滑動に対する安全率		滑動に対する基本的考え方	特記事項	参照箇所
GUIDE FOR THE DESIGN AND CONSTRUCTION OF FIXED OFFSHORE CONCRETE STRUCTURES (ACI COMMITTEE 357)	1.4 以上 1.2 以上	材料係数（粘着力項） 材料係数（摩擦力項）	• "設計レベル" では滑動を許しない。 • "生存レベル" では崩壊しないレベルで多少の被害は許すとしている。 ここで "崩壊" は構造物の過度の変形を意味しており、基礎が移動するという事象を崩壊とはとらえておらず、すべりを許容する考え方と解釈できる。 • ただし、この場合の解析手法は特に記述されていない。	• 地震重力を設計レベル (design level) と生存レベル (survivability level) に分け、生存レベルでは多少の被害は許す。 • 材料係数（粘着力項と摩擦力項）の根拠は特に示されていない。	**CHAPTER 5—FOUNDATIONS** 5.4.2.2 *Safety factors.* The foundation must provide an adequate margin of safety against bearing capacity failure and sliding under the most critical combination of loads. When stability is analyzed in terms of effective stresses, the cohesive component of soil shear strength should be divided by a material factor γ_c and the frictional component should be divided by a material factor γ_ϕ. When stability is analyzed in terms of total stresses, the undrained shear strength should be divided by the factor γ_c. Selecting coefficients that will achieve a desirable margin of safety depends upon the uniformity of the soil conditions and the consistency of the measured strength values. For good quality data and relatively uniform soil conditions, it is recommended that γ_c be taken at 1.4 and γ_ϕ be taken at 1.2. If the soil conditions have been evaluated with a lower degree of certainty, the value of these coefficients should be higher. The effects of repeated loading should be included in the evaluation of stability by using reduced undrained soil strength values in total stress analysis, or by using increased pore pressures in effective stress analyses, as indicated by data from tests with repeated cyclic loads. **APPENDIX B—DESIGN FOR EARTHQUAKES** The most important difference between designing for earthquakes and for other natural phenomena such as waves is the greater uncertainty in predicting the characteristics of the earthquake event. In the case of phenomena such as wind and waves their extreme events usually have physical upper bounds likely to be adequately allowed for by the load and material factors chosen for the design event. This is not the situation for earthquakes and it is conceivable that the extreme earthquake could excite ground motions much larger than those for the design event. In the interests of achieving a safe but economic design, the recommended approach is to design the structure to respond without damage to a selected design event and then to check that this design will enable the structure to survive the conditions of the extreme earthquake, albeit with some damage.

各種基準における滑動に関する調査（その3）

基準名	滑動に対する安全率		滑動に対する基本的考え方	特記事項	参照箇所
					For certain types of structure whose general form and components are fairly standardized, sufficient work has been done to enable the survivability check to be replaced by general ductility requirements. The novelty and variety of concrete sea structures does not permit this simplification at this time, and this appendix therefore proposes a two stage design process, namely: 1. Design the structure and foundation for the *design level* earthquake, using a standard limit state approach. 2. Check that the structure-foundation system will endure the *survivability level* earthquake without collapse. B.5.4 *Survivability level earthquake* As a general guideline, it is recommended that the structure-foundation system be capable of withstanding distortions at least twice those caused by the design earthquake without risk of collapse. (The emphasis is on distortions rather than displacements since the latter implies the inclusion of rigid body motions which do not cause structural distress.)
RULES FOR THE DESIGN CONSTRUCTION AND INSPECTION OF OFFSHORE STRUCTURES (D. (Det Norske Veritas))	1.3 以上 1.2 以上	材料係数（粘着力項） 材料係数（摩擦力項）	・“設計レベル”では滑動を許容しない。 ・“異常レベル”は予想外の異常荷重という位置付けであり崩壊につながる進行性の破壊をまぬがれれば局所的な被害を許すという思想に立っている。 構造物のモデル化においても非線形性を積極的に取り入れて評価することとしている。 ・基礎の滑動の評価に対する記述はなく、すべりどの程度まで許すという明確な定義はない。	・地震動をレベル（design level）と生存レベル（survivability level）に分け、生存レベルでは多少の被害は許す。 ・材料係数（粘着力項と摩擦力項）の根拠は特に示されていない。	SECTION 5 LOADS 5.3.6 Earthquake Loads 5.3.6.1 *General:* The effects of earthquakes are to be considered in phase O for structures to be located in seismically active areas, see 3.5.8. In special cases earthquake effects may need to be considered in phase C. Two levels of earthquake activity are normally to be considered in phase O, i.e. the design level and the exceptional level. a) *the design level*, corresponding to the design earthquake which is defined as the most probable severest earthquake expected to occur at the site during the design period. The design earthquake is to be considered in the loading condition "extreme", see 4.4.4. b) *the exceptional level*, corresponding to the maximum credible earthquake which could be expected to occur at the site. The maximum credible earthquake is considered as an accidental load, see 5.2.5 and 4.4.4.5. Guidance: The intent of the exceptional level is to ensure that the structure has sufficient energy absorbing capacity against reaching a progressive collapse limit state during rare intense earthquake motions. Normally, the maximum credible earthquake is not taken less than twice the ground motion of the design earthquake.

基　準　名	滑動に対する安全率	滑動に対する基本的考え方	特　記　事　項	参　照　箇　所
				5.3.6.4 *Structure analytical model:* The analytical models used for determination of earthquake response should represent the structure- soil- water system in a realistic manner as regards distribution of stiffness, mass and damping. Assumptions made as regards nonlinear behaviour are to be carefully examined with respect to material properties and structural detailing. When the response is carried into the inelastic range, time history-methods are normally to be used. **SECTION 9** **FOUNDATIONS** **9.6.2 Stability of foundations** 9.6.2.1 The risk of shear failure below the base of the structure is to be investigated for all gravity type foundations. Such investigation is to cover sliding along any potential rupture surface with special consideration to the effect of soft layers and the effect of repeated loadings. The risk of "failure in cyclic loading", is to be considered as a separate failure mode. **9.6.4 Safety requirements for gravity type foundations** 9.6.4.1 The requirement for stability of gravity type foundation is; $\tau_{mob} \leq \tau_d$ (9–4) where τ_{mob} – design loading effect (average mobilized design shear stress in the soil) τ_d – design shear strength of the soil. 9.6.4.2 If the stability analysis is carried out in terms of effective stresses τ_d is equal to; $\tau_d = \frac{c'}{\gamma_{mc}} + \sigma' \frac{\tan\phi'}{\gamma_{mf}}$ (9–5) where c' – characteristic effective cohesion σ' – effective normal stress $\tan\phi'$ – characteristic coefficient of friction of soil γ_{mf} = 1.2 γ_{mc} = 1.3 **Appendix G** G5.2 Gravity structures **G5.2.1 General** G5.2.1.2 In the case of structures resting directly on the sea bed, the foundation soil may be modelled as an elastic continuum (a homogeneous, isotropic, elastic half-space) — the continuum approach, or by finite elements — the finite element approach.

各種基準における滑動に関する調査（その5）

基準名	滑動に対する安全率		滑動に対する基本的考え方	特記事項	参照箇所
港湾の施設の技術上の基準・同解説 （（社）日本港湾協会）	1.2 以上	・防波堤 ・波力に対して	・滑動は許さない	・安全率の根拠は特に示していない。	2.7.1 直立部の安定計算 直立堤の堤体，混成堤の直立部，傾斜堤の上部工，消波ブロック被覆堤の直立部については，堤体の滑動及び転倒，堤体底面の地盤の支持力の検討を行うものとし，それぞれ第3編4.3.2 堤体の滑りだしに対する検討，4.3.4 堤体の転倒に対する検討 及び 4.3.3 基礎の支持力に対する検討 を適用するものとする。 この場合，滑動の安全率は1.2を標準とする。また転倒の安全率については，施工時1.2以上，地震時1.1以上とする。 〔解説〕 (1) 模型実験によって，堤体の安定性を確認した場合には，滑動の安全率が1.2を下回ってもよい。 (2) 第2編5.2.2 (1) 波力の算定 の本文のただし書きに基づき，既設防波堤と同様な方法によって，設計波力を算定する場合は，滑動の安全率は1.2以上とする。 4.3.2 堤体のすべり出しに対する検討 直力式係船岸は，堤体のすべり出しに対して 式 (4.1) を満足するものとする。 $F \leq \frac{f W}{P}$ (4.1) ここに W：堤体に作用する全鉛直力（t） P：堤体に作用する全水平力（t） f：堤体底面と基礎との摩擦係数 F：安全率 なお，安全率は常時1.2以上，異常時1.0以上を標準とする。
	1.0 以上	・護岸 ・異常時			
海洋コンクリート構造物設計施工指針（案） （（社）土木学会）	1.1 以上	・地震時	・滑動は許さない ・直接基礎に作用する水平荷重は、基礎底面の滑動抵抗のみで支持する。	・安全率の根拠は特に示していない	6.4.5 地盤の許容水平支持力 剛体基礎の根入れ部分側面の地盤の許容水平支持力は，受働土圧を構造物の種類・目的から決定される安全率で除した値とする。 【解　説】 直接基礎で，根入れ部分側面の地盤に水平力を分担させる場合は，基礎底面と根入れ部分の分担割合について，十分検討しなければならない。また，この場合は，根入れ部分が所定の海底の変動に対して，安定であることを確かめなければならない。 一般には，水平支持力に対する安全率として， 常時　1.5 地震時　1.1 を採用している[参1-1]。

基準名	滑動に対する安全率		滑動に対する基本的考え方	特記事項	参照箇所
					8.L.6 基礎底面の許容水平支持力 許容水平支持力は，基礎と地盤とに作用する滑動抵抗力を構造物の種類・目的から決定される安全率で除した値とする。 滑動抵抗力は，土質データを十分検討して次式によって求める[3),10)]。 $H_a = C_B A' + V \tan \phi_B$ ……(43) ここに，H_a ＝基礎底面における滑動抵抗力（t） C_B ＝基礎と地盤との間の粘着力（t/m²） A' ＝有効載荷面積（m²） V ＝鉛直荷重（t） ϕ_B ＝基礎底面と地盤との間の摩擦角（度） 【解　説】　滑動抵抗力は，基礎底面と地盤との間の粘着力および摩擦角に支配されるので，土質データを十分検討するとともに，施工及び作などを十分考慮して決定しなければならない。 一般に，基礎底面と地盤との摩擦角および粘着力は次の値を採用してもよい。 解説表1：基礎底面と地盤との摩擦角と粘着力[10)] （表略） ただし，ϕ：支持地盤の内部摩擦角（度） C：支持地盤の粘着力（t/m²）
道路橋示方書Ⅳ下部構造物（（社）日本道路協会）	1.2 以上	地震時	・滑動は許さない	・安全率の根拠は特に示していない。	8.3.5 地盤の許容せん断抵抗力 (1) 基礎底面における許容せん断抵抗力は式(6.3.2)により求めたせん断抵抗力を，表-6.3.3の安全率で除した値とする。 表-8.3.3 安全率 常時 1.5 地震時 1.2 $H_a = cA' + V \tan \phi_B$ ……(6.3.2) ここに， H_a：基礎底面におけるせん断抵抗力（t） c：基礎底面と地盤との間の粘着力（t/m²） ϕ_B：基礎底面と地盤との間の摩擦角（度） A'：有効載荷面積（m²） V：鉛直荷重（t）ただし，浮力を差し引いた値とする。 (2) せん断抵抗力を増加させるため，基礎底面に突起を設けることができる。突起は水平力を地盤に伝えるよう，十分支持地盤に貫入しなければならない。

各種基準における滑動に関する調査（その7）

基準名	滑動に対する安全率		滑動に対する基本的考え方	特記事項	参照箇所
海洋建築物構造設計指針（固定式）・同解説（日本建築学会）	1.? 以上	地震時	・滑動は許さない ・直接基礎に作用する水平荷重は基礎底面のせん断抵抗力で支持させることを原則とする。	・安全率の根拠は特に示していない。	7.4.4 水平支持力 直接基礎の許容水平支持力は，直接基礎底面と地盤とに働く最小せん断抵抗力を，構造物の用途・重要度から決定される安全率で除した値以下とする。 表 7.4.3 直接基礎の水平支持力に対する安全率 規準などの名称 / 常時 / 地震時 道路橋下部構造設計指針・直接基礎の設計編(日本道路協会) / 1.5 / 1.1（挿入れ部）, 1.2（底面） 海洋コンクリート構造物設計施工指針（案）(土木学会) / 1.5 / 1.1（挿入れ部）, 1.2（底面）

1．3．2　滑動解析に関する調査

［研究動向］

構造物の滑動解析に関する研究は、地震時のように強大な外力が作用する場合、地盤 － 構造物系の動的相互作用の問題において、地盤と構造物との間の挙動（剥離、浮き上り、滑動現象）のシュミレーション解析の一環としてなされている。

陸上の構造物では、比較的基礎の根入が深い原子炉建屋においては浮き上りの問題が耐震設計上対処すべき重要課題となっている。

海洋の根入れの浅い重力式構造物の場合は、地震時に所要の滑動安全率を持たせるには大きな安定重量が要求され、構造物の内部空洞の利用やバラスト材料の充　施工等の面で非常に不利である。その為、ある限度以上の地震動に対しては、基礎底面での滑動を許容する設計方法が考えられ、この為の滑動現象をシュミレーションする研究が主要となっている。

［現状の成果及び知見］

(1) 解析例 1.　（海洋構造物）

構造物及び地盤を単純化したモデル、及び実際の土質材料を使用したモデルを用いた振動実験をもとに、構造物の滑動挙動を把握し、滑動機構を簡略にモデル化した動的解析手法を提示し、シュミレーション解析を実施した。

構造物 － 地盤間の滑動抵抗をクーロン摩擦によって評価した数値解析手法により、構造物の滑動を伴う地震時挙動を良好に評価でき、また地盤の非線形地性を等価線形化法等を用いることで評価し構造物の入力地震動を適確に把握すれば本手法を用いて実際の地盤上の構造物の滑動現象を評価できることを示している。

(2) 解析例 2.　（海洋構造物）

構造物 － 地盤 － 周辺水の相互作用を考慮した構造物の２次元ＦＥＭモデルによる滑動振動解析。構造部と地盤はアイソパラメトリック有限要素でモデル化、構造物の滑動や浮上りと云った非線形特性はコネクティング要素でモデル化、地盤の側方無限性は Lysmer 等による粘性境界で評価、構造物の滑動を許容する場合は地盤の安定解析としてモール・クーロンの破壊基準を採用する等の基本的な考え方の基に解析。

構造物の滑動量は構造物の寸法に比べ十分に小さい値であり、また構造物に作用する地震加速度だけでなく、地中応力も滑動を許容しない場合に比べて低減されることを示している。

(3) 解析例 3.　（陸上構造物）

主として、原子炉建屋を対象とした浮き上り現象を明らかにする解析的手法は、動的地盤バネに置換して表す従来の手法及び有限要素法を中心とする離散手法の二つのに大別することができる。

動的地盤バネ置換法については、地盤バネに対して様々な効果を付与することが行われており、水平バネ・減衰定数にも幾何学的非線形性を評価したモデル、あるいは周波数依存性も考慮したモデル、その他、上下水平三方向入力の応答性状への影響を検討した研究例がみられる。

一方離散手法では、その領域法の特徴を生かし、大ひずみの問題における地盤の材料的非線形性に関する影響も合わせて検討されたり、埋め込みがある構造物では側面上の効果を検討し、基礎の深さと浮き上り易さとの関係及び側面における地盤との剥離現象を明らかにする研究等が進められている。

1．3．3　滑動実験に関する調査

［研究動向］

構造物の地震時の滑動についての基礎的資料を得ることを目的として、構造物及び地盤をモデル化した種々の実験がなされている。実験は大別すると

1) 摩擦係数を求めるための静的加力による滑り実験
2) 振動台を用いた構造物の振動実験

になる。また、振動実験により得られたデータは、数値解析により得られたデータと比較されている場合が多く、実験的検討及び解析的検討より総合的に構造物の地震時滑動を研究しているものが多い。

［現状の成果及び知見］

(1) 静摩擦係数・動摩擦係数の測定

- 水平引張試験及びオイラーの方法による摩擦係数測定実験により、静・動作摩擦係数が求められている。
- オイラーの方法による静摩擦係数は、水平引張試験による摩擦係数よりやや小さい。
- 動摩擦係数の値は、滑り速度の影響をあまり受けない。
- 動摩擦係数は、静摩擦係数より小さく、両者の比は、材料の差異により異るが、おおむね 0.65 ～0.80程度である。

(2) 振動実験による構造物の地震時滑動挙動

- 空中に置かれた剛体モデル(1m×1.4 m×0.3 m) の振動実験の結果より、滑動変位振幅は、加振振動数の２乗に反比例、加速度に比例する。
- 上部にバネ支持された質点系のついたモデルの滑動現象の調査から、上部の質点モデルの固有振動数と加振振動数の相関がモデルの滑動現象に与える影響は大きい。
- 水中における剛体模型（30cm×23cm× 5cm or 28cm）の振動実験の結果によれば、剛体模型の片面に作用する動水圧の２倍を重力加速度で除した値に等しい付加質量を考慮して得られる摩擦係数は、水がない状態の摩擦係数にほぼ等しい。従って、水中の剛体の地震時滑動変位を検討する場合、剛体に作用する動水圧を重力加速度で除した値に相当する付加質量を考慮すればよい。

［現状での問題点及び課題］

構造物の地震時滑動に関する実験的検討の今後の課題としては、

① 大型モデルを用いた摩擦係数の測定
② 実際の材料を用いた大型振動実験
③ 実際の地盤上の構造物の滑動現象の評価

等があげられる。

1．3．4　摩擦現象に関する調査

［研究動向］

土と建築材料間の摩擦現象・摩擦力に関する研究は

① 杭の支持力（押込抵抗・引抜抵抗）

② 重力式構造物の滑動抵抗力

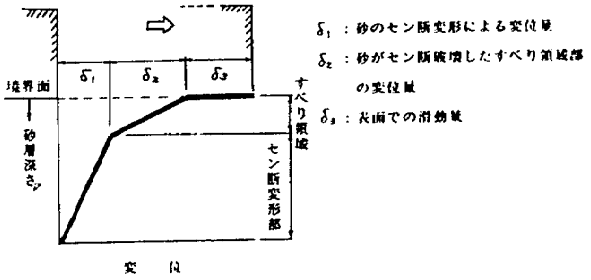
③ アンカーの把握力

等をマクロ的に取り扱った研究例が数多い。一方、土粒子の挙動や材料表面性状と摩擦力の関連を調べ、その結果を上記の抵抗力に反映させようという研究も散見される。

［研究の成果及び知見］

(1) 砂と鋼材（コンクリート）間の滑動現象

鋼材表面の滑動量と砂粒子の変形パターンを模式的に表したものを図－1 に示す。すべり領域は鋼材の表面粗さが大きくなるにつれて厚くなり、その厚さは鋼材表面の最大高さR_{max} の３～５倍、平均粒径D_{50}５～８倍である。



図－１

(2) 摩擦力に影響を与える因子

摩擦力に影響を与える因子と比較的影響しないと因子を以下に整理する。

1) 影響を与える因子

① 表面粗さ（Rn）

② 砂の平均粒径（D_{50}）

③ 砂の種類

④ 繰返し載荷

2) 比較的影響しない因子

① 試験機器

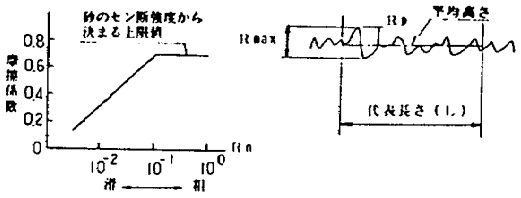
② 均等係数

③ 垂直応力

④ 載荷速度

(3) 表面粗さの影響

摩擦係数と表面粗さの指標（正規化粗さRn）には図－2 に示す関係がある。摩擦係数は表面粗さが大きくなるにつれて大きくなるがRn ＝0.1 付近で一定値となる（静的載荷時）。



ここに、Rn ＝Rmax(L＝D50)/D50 （鋼　材）

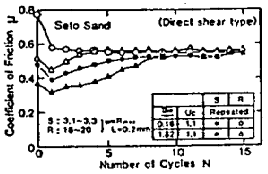
Rn ＝Rp (L＝D50)/D50 （コンクリート）

図－２

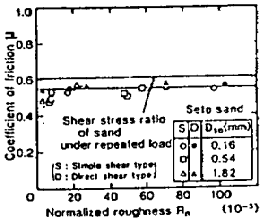
(3) 繰返し回数の影響

繰返し載荷する（滑らす）ことにより摩擦係数は変化する。摩擦係数は、物体表面が滑の場合は繰返しと共に大きくなるが粗の場合は小さくなる傾向がある（図－3 参照）。

繰返し回数がある値以上になると、摩擦係数は表面粗さによらずほぼ一定値に収束する（図－4 参照）。



図－3



図－4

(4) その他

- コンクリート表面の摩擦係数は垂直応力が大きくなる程小さくなるという報告もある。
- 水の影響に関する明確な報告はない。

[現状での問題及び課題]

本研究では、着底式構造物の地震時滑動現象を対象としており、研究以上ポイントとなる。

① 滑動抵抗力と地盤性状との関係
② 滑動抵抗力と底面形状の関係
③ 水平力と転倒モーメントが同時に作用した場合の滑動抵抗力
④ 滑動に伴う地盤面の変形

等に関して十分な知見があるとはいえない。

1.3.5　文献リスト

（1）　滑動解析に関する調査

	文　　献　　名	著　　者	誌　　名
1	構造物の地震時滑動に関する研究	藤井俊二・岩野政浩 岩澤房郎・村松正重	第7回日本地震工学シンポジウム (1986)
2	地震動によるすべりの統計的研究	五十嵐俊一・梶塚健治 伯野元彦	「土木学会論文集第３５６号」 (1985.4)
3	重力式海洋構造物の滑動を考慮した耐震設計法	木村哲郎・大田貴博 平島　繁　・藤本信夫	「土木学会第４０回年次学術講演会」
4	構造物の地震時滑動に関する研究（その２） 砂質土模型地盤による振動解析	岩野政浩・藤井俊二	「土木学会第４１回年次学術後援会」
5	強震時における地盤と構造物の間の剥離と滑動	土岐憲三・佐藤忠信 三浦房紀	「土木学会論文報告集第３０２号」 (1980.10)
6	原子炉建屋の弾塑性地震応答解析 （その１）基礎の浮上りを考慮した地盤ばねの算定	佐々木幸男・対島義幸 野嶋　治　・今沢尼雄	日本建築学会大会学術講演梗概集 (S.53.9)
7	基礎の浮上りを非線形を考慮した原子炉建屋の地震応答解析	市川隆之・平島新一 小柳義雄	日本建築学会大会学術講演梗概集 (S.55.9)
8	浮上りを考慮した基礎の応答計算法について	田治見宏・下村孝男	日本建築学会大会学術講演梗概集 (S.58.9)
9	建屋浮上りに関する静的・動的実験と解析	矢野明美・江頭信重 他３名	日本建築学会大会学術講演梗概集 (S.60.10)
１０	建屋基礎の地震時浮上り性状に関する研究	山田正明・河村壮一	日本建築学会大会学術講演梗概集 (S.59.9)

	文　　献　　名	著　　者	誌　　名
11	水平上下同時入力による基礎浮上りを考慮した非線形地震応答解析	外村憲太郎・加瀬博信	日本建築学会大会学術講演梗概集 (S. 58. 9)
12	基礎浮上り非線解析例	軽水炉改良標準化耐震小委員会	昭和55年度改標報告書
13	水平上下二方向入力に対する原子力発電所の非線形ロッキング地震応力解析	武藤　清　・小林俊夫	日本建築学会大会学術講演梗概集 (S. 51. 10)
14	1質点系モデルとそれを支える基礎の浮上り特性について	塩　見　哲	土木学会第30回年次学術講演会 (S. 50. 10)

（２）　滑動実験に関する調査

	文　　献　　名	著　　者	誌　　名
1	構造物の地震時滑動に関する研究	藤井俊二・岩野政浩 村松正重・谷澤良郎	土木学会第４１回年次学術講演会
2	構造物の地震時滑動に関する実験及び解析	志波由紀夫・藤井俊二 泉　博允・	第２０回土質工学研究発表会(S.60.6)
3	水中の剛構造物の地震時滑動と動水圧の実験的研究	上部達夫・檜垣典弘	港湾技術研究所第２３巻第３号
4	構造物の地震時滑動に関する研究	藤井俊二・岩野政浩 村松正重・谷澤房郎	第７回日本地震工学シンポジウム (1986)

（3）　摩擦現象に関する調査

	文　　献　　名	著　　者	誌　　名
1	砂と金属材料との間の摩擦抵抗	岸田隆夫・吉見吉昭	第１２回土質工学研究発表会
2	砂と金属材料との間の摩擦抵抗（その２） （摩擦力～変位関係および摩擦時の砂の体積変化）	岸田隆夫・吉見吉昭 植木一志	第１３回土質工学研究発表会
3	砂と金属材料との間の摩擦抵抗（その３） ― X線による砂試料内部の変形量測定 ―	岸田隆夫・植木一志 吉見吉昭	第１４回土質工学研究発表会
4	砂と金属材料との間の摩擦抵抗（その４） ― 体積一定条件せん断試験における垂直応力変化 ―	岸田隆夫・吉見吉昭 植木一志	第１４回土質工学研究発表会
5	粒子破砕を伴う砂と鋼材間の摩擦	上杉守道・岸田英明 他２名	第１９回土質工学研究発表会
6	砂－鋼材間の摩擦に影響を与える諸要因	上杉守道・岸田英明 他１名	第２０回土質工学研究発表会
7	鋼材と摩擦面付近における砂粒子の移動特性	椿原康則・上杉守道 岸田英明	第２１回土質工学研究発表会
8	砂－鋼材間の摩擦抵抗に正規粗さが及ぼす影響（その１）	椿原康則・矢島淳二 岸田英明	第２１回土質工学研究発表会
9	砂－鋼材間の摩擦抵抗に正規粗さが及ぼす影響（その２）	上杉守道・矢島淳二 岸田英明・林繁樹	第２１回土質工学研究発表会
１０	繰返し荷重下における鋼材面付近の砂の挙動	椿原康則・上杉守道 岸田英明	第２２回土質工学研究発表会

	文　　献　　名	著　　者	誌　　名
11	繰返し荷重下における砂－鋼材間の摩擦抵抗	上杉守道・椿原康則 岸田英明	第２２回土質工学研究発表会
12	砂とコンクリートの摩擦に関する要因分析とコンクリートの表面粗さ	上杉守道・岸田英明 林繁樹	第２２回土質工学研究発表会
13	繰返し荷重下における砂と鋼材の摩擦抵抗と滑り量の関係	上杉守道・岸田英明	日本建築学会大会学術講演梗概集
14			
15	コンクリートと砂の摩擦（その１）	太田実・山本稔威夫 大西靖和	第１９回土質工学研究発表会
16	砂及び泥岩とコンクリート間の摩擦特性	白阪靖人・山下利夫 他３名	第２１回土質工学研究発表会
17	INFLUENTIAL FACTORS OF FRICTION BETWEEN STEEL AND DRY SANDS	上杉守道・岸田英明	SOILS AND FOUNDATIONS Vol.26 No.2 (1986)
18	FRICTIONAL RESISTANCE AT YIELD BETWEEN DRY SAND AND MILD STEEL	上杉守道・岸田英明	SOILS AND FOUNDATIONS Vol.26 No.4 (1986)
19	TESTS OF THE INTERFACE BETWEEN SAND AND STEEL IN THE SIMPLE SHEAR APPARATUS	岸田英明・上杉守道	Geotechnique 37,No.1 P.45～52 (1987)
20	SKIN FRICTION BETWEEN VARIOUS SOILS AND CONSTRUCTION MATERIALS	J.G.Potyondy	

2．海洋コンクリート構造物の滑動現象に関する静的実験

2.1　目　的

着底式海洋構造物の滑動現象を含む地震応答は，地盤，水，構造の関係した複雑な現象である。特に滑動現象に関しては，未知の問題が多く実証的研究が必要である。本年度（昭和６２年度）は，複雑な条件下での滑動現象を取り扱うことは避け，コンクリートと砂地盤との間の静的な滑動現象に関して以下の事項を明らかにすることを目的にするものである。

① 滑動を開始する滑動抵抗荷重が，接地圧の大きさ，接地圧の分布，地盤の含水比の違いによりどのように変化するか。

② 一定速度で運動する際の滑動抵抗荷重が，運動速度，底面形状の違いによりどのように変化するか。

③ 滑動を伴うコンクリート構造物はどのような挙動をとるか。

2.2　実験計画

2.2.1　実験項目

本研究は地震時の滑動現象に関するものであるから，本来であればコンクリート構造物を設置した地盤を振動させ，その際の滑動現象を観察することが必要となる。しかしながら，コンクリートと地盤との間の滑動現象については未知の問題が多いため，はじめから条件が複雑で実験手法が困難な問題にあたるよりも，滑動現象がコンクリートと砂地盤との間の相対的な運動であることに着目し，本年度の実験では地盤を固定しコンクリート構造物を運動させ滑動現象を観察することにした。また，地盤については，液状化が生ずる可能性のない程度の砂地盤を想定することとした。

2.1 に述べた実験目的を達するために，下記の実験項目を設定した。

(1) 滑動開始実験

滑動開始実験では，砂地盤上に設置されたコンクリート構造物が横方向に荷重を受け滑り出すまでの水平変位，回転変位，滑動開始時の滑動抵抗荷重を測定する。

実験条件としては，砂地盤の含水比（気中実験か水中実験か），接地圧の大きさ，分布を変化させる。

滑動開始実験ケース，項目の一覧を表４．２．１に示す。

(2) 一定速度滑動実験

一定速度滑動実験では，一定速度で砂地盤上を滑動するコンクリート構造物の水平変位，鉛直変位，回転変位，滑動抵抗荷重を測定する。

実験条件としては，滑動中の水平速度，底面形状，滑動方向を変化させる。

一定速度滑動実験の実験ケース，項目を表４．２．２，図４．２．１に示す。

(3) 模型地盤土質特性試験

模型地盤特性試験では，滑動実験に使用した砂地盤模型の物理特性を調べるものであり，粒度試験，密度試験，強度試験，締め固め試験からなっている。これにより，砂地盤模型の粒度分布，乾燥密度，含水比，粘着力（ｃ），内部摩擦係数（ϕ），締め固め度合がわかる。この内密度試験はＲＩ式密度計を用いて行っている。他の試験は土質工学会編「土の試験・調査実習書」に準拠している。

2.2.2　実験方法

(1) 試験体の作成

(a) コンクリート試験体の作成

コンクリート試験体は，プレキャストコンクリートを使用した。型枠は木製のものを用いている。形状は幅３０cmで断面は図４．２．１にコンクリート試験体を砂地盤試験体に設置した状態で示した。各試験体は平底面，波状底面（波長Ｌ＝６cm），波状底面（波長３cm），そり付き（傾き６０度），そり付き（傾き４５度），そり付き（傾き３０度），ダウエル付き，スカート付きと呼ぶ。スカート部は鋼鉄製である。平底面は各試験の標準になるものであり，滑動開始実験，一定速度滑動実験で共に用いられる物である。他の試験体は，コンクリート構造物の底面形状をパラメータとしている一定速度滑動実験で使用するものである。各試験体の底面形状を写真４．２．１に示す。

(b) 砂地盤試験体の作成

砂槽は図４．２．２に示すように，鹿島建設技術所研究海洋水理実験場内大型水路（長さ×幅×深さ＝６０×２×２m）中に作成した。側方からの砂槽の状況を写真４．２．２に示す。砂槽は長さ×幅×深さが２×２×０.５mであり，側面コンクリートブロック底面モルタル仕上げである側面の４ヶ所に水抜きの排水口を有している。

砂地盤の作成は水中落下法によって行った。深さ50cmを，20cm，15cm，15cmの３層に分けて作成した。各層毎に所定の高さになるまで砂を水中落下させ，その後水締めをして次の層の砂の投入に移る方法を取った。砂地盤の作成に用いた砂は千葉県木更津産の海砂である。

滑動実験を行う度に砂層の表面が局所的に破壊されることになるが，次の試験で砂槽全体を作成し直す事はせずに一度水を張り砂層を元の状態に直して繰り返し使用している。砂層を繰り返し使用することは土質力学的には多少問題もあるが，予備実験の結果，砂層を繰り返し使用しても実験結果にほとんど変化がないことからこの方法を用いている（図４．２．３参照）。

章末に示した土質試験の結果，今回地盤模型の作成に用いた砂は，中央粒径約 0.4mmの，粒径のそろった典型的な砂質土であることがわかる。また，実験期間中，砂質地盤の乾燥密度は，比較的安定しており，ほぼ1.46から1.49程度の値となる。この乾燥密度の値は締め固めエネルギーと乾燥密度との関係からみて，かなり良く締まった砂になる。また含水比は気中実験を行った場合で16.21 %である。飽和状態に対する３軸試験と含水比16.21 %とに対する３軸試験結果をみると，粘着力（ｃ）はほとんどなく内部摩擦角（ϕ）は43から45度であり，この砂の場合内部摩擦角は含水比はほとんどよらないことがわかる。ただし，今回３軸試験は側圧の最小値を３軸試験供試体が自立するよう100 （gf/ cm²）としている。そのため，滑動実験を行ったときより大きな側圧の３軸試験であることに注意する必要がある。

(2) 滑動実験用載荷治具の作成

滑動実験載荷用の治具としては以下のものを用いた。

(a) 滑動開始実験用治具

概要を図４．２．４に示す。同治具はコンクリート試験体に静的に水平方向の力を加えるためのもので，載荷部に分銅を載せることにより段階的に荷重の増減をすることが可能になっている。

(b) 一定速度滑動実験用治具

概要を図４．２．５に示す。同治具は鹿島建設技術研究所海洋水理実験場大型水路曳航台車

に取り付けられたものでコンクリート試験体を一定速度で運動させるものである。同治具は全ての部分は鋼鉄製である。

(3) 測定装置

(a) 荷重測定装置

荷重の測定には3分力測定装置及び6分力測定装置を用いている。両装置は共に鋼鉄製の分力計設置用治具によりコンクリート試験体と一体化され実験に用いられる。取り付け状況を写真4．2．3に示す。

(b) 変位計測装置

変位計測装置としては変位計を用いている。水平変位の測定には大変位の変位を計測できるように作成した回転式変位計を用い，鉛直変位の計測にはストローク3㎝のダイヤルゲージを用いている。また回転変位は，滑動開始実験では高さの異なる2点の水平変位から，一定速度滑動実験では水平方向に離れた2点の鉛直変位から次式で求めている。

$$\theta = (x_1 - x_2) / h \quad \text{(滑動開始実験)} \qquad (4．2．1)$$

$$\theta = (z_1 - z_2) / d \quad \text{(一定速度滑動実験)} \qquad (4．2．2)$$

ここに，θ：回転変位，x_1，x_2：水平変位，z_1，z_2：鉛直変位，h：水平変位計の設置高さの差，d：鉛直変位計の設置位置の間隔である。

(4) 記録

実験結果の記録には，感熱式ペンレコーダ及びデータ取得用マイクロコンピュータを用いた。マイクロコンピュータで取得したデータはＡＤ変換後，磁気テープに記録されコンピュータ処理にかけた。

(5) 滑動開始実験手順

滑動開始実験の手順を図4．2．6に示す。

(6) 一定速度滑動実験手順

一定速度滑動実験の手順を図4．2．7に示す。

2.3　実験結果及び考察

2.3.1　滑動開始実験の結果

滑動開始実験で得られた水平変位と水平力との関係，及び転倒モーメントと回転変位との関係を章末に示す。また，滑動を開始するときの滑動抵抗荷重，及び滑動抵抗係数（＝滑動抵抗荷重／地盤反力）を表４．２．３に示す。ここで，地盤反力は自重に等しいとしている。

滑動開始時の滑動抵抗係数が接地圧の大きさ，転倒モーメントの大きさ，水中・気中の別によりどのように変化するかをみるために，滑動抵抗係数を図４．２．８にプロットした。この図で，縦軸は滑動開始時の滑動抵抗係数，横軸は接地圧が台形分布していると仮定したときの，（最大接地圧－最小接地圧）×０．５と平均接地圧との比である。すなわち，横軸の値が大きくなれば転倒モーメントが大きくなることを意味する。この図をみると，転倒モーメントが大きくなるほど滑動抵抗係数が小さくなる傾向があることがわかる。また，接地圧が大きくなるほど滑動抵抗係数が小さくなる傾向があることがわかる。滑動抵抗係数の値としては，０．４８から０．６７の間となり構造物の設計でよく用いられいるｔａｎ（２φ／３）の値（飽和状態に対して０．５５，気中実験で０．５７）に近い。

2.3.2　一定速度滑動実験の結果

一定速度滑動実験で得られた，水平力（Ｆ），水平変位（ｘ），鉛直変位（ｚ），回転変位（θ）の時系列を章末に示す。

はじめに一定速度で運動するコンクリート試験体の挙動を調べるため，図４．２．９から４．２．１３に0.1秒間隔での試験体の位置を示した。

図４．２．９は，平底試験体の水平方向の滑動速度の違いによる挙動の差異を示している。これをみると，コンクリート試験体は速度によらず，ほぼ同じ経路を通って移動しているのがわかる。また，平底試験体の場合，滑動距離が長くなるにつれて，沈下と回転を伴うのがわかる。図４．２．１０にソリ付き試験体の滑動挙動を，図４．２．１１にソリ付き試験体（根入れ５㎜）の場合の滑動挙動を，図４．２．１２に波状試験体の滑動挙動を，図４．２．１３にダウエル，スカート付き試験体の滑動挙動を示している。はじめに，ソリ付き試験体は，平試験体に比べて，沈下，回転を減少させる働きがあり，この働きは根入れをした場合の方が顕著である。次に，波状底面は平底面に比べて沈下，回転が著しく減少されているのがわかる。特に，波長Ｌ＝６㎝の場合は転倒モーメントを受けながらの滑動であるにもかかわらず，ほぼ水平に移動している。最後に，ダウエル，スカート付きの試験体は滑動開始と同時に大きな回転を開始し，滑動とともに砂地盤中に潜り込むことがわかる。

試験体挙動の定量的な値を知るため，図４．２．１４，４．２．１５に試験体が10㎝（ダウエル付きは５㎝）滑動したときの，回転速度と水平速度との比，鉛直速度と水平速度との比を試験体の水平速度に対してプロットした。前者は，試験体が単位の水平距離移動したときの回転変位，後者は試験体が単位の水平距離移動したときの鉛直変位を表す。これをみると，平底試験体に対する値はややばらつきがあるがほぼ速度によらず一定値をとる。これに対して，ダウエル，スカート付き試験体は極めて大きな回転，沈下を生ずることがわかる。またその他の試験体はいずれも平底試験体より沈下，回転は小さいことがわかる。

図４．２．１６に各試験体に対する滑動抵抗係数を示している。同図の横軸も水平速度である。これをみると，平底試験体の滑動抵抗係数は速度によらず，ほぼ０．５から０．６で一定であり，概略ｔａｎ（２φ／３）に等しい。この値は滑動開始時の滑動抵抗係数に等しい。また，ソリ付き試験体の滑動抵抗係数は，平底試験体とほぼ等しい。平底試験体，ソリ付き試験体を５㎜根入れした場合はそれぞれ対応する根入れなしの場合より，約 0.1から 0.3ほど大きな滑動抵抗係数を示す。これは，根入れしたことにより試験体前壁面が砂を掘り起こした結果，滑動抵抗荷重が増加したものと考えられる。ダウエル，スカート付き試験体は，いずれも

1．5程度の大きな滑動抵抗荷重を示している。これは，この二つの試験体は滑動により激しく回転するため，結果的に試験体前面の掘り起こしに必要な荷重がおおきくなったものと考えられる。また，波状試験体は波長Ｌ＝６㎝が約0.75，Ｌ＝３㎝が約0.9と，平底面より大きな値となる。特に，Ｌ＝３㎝の試験体の滑動抵抗係数は，ほぼｔａｎ（φ）となる。これは，この場合回転，沈下がほとんど無いため，滑動抵抗力には主に波状底面での摩擦が関与し，滑り面が波の頂点をつなぐ面と一致したためと考えられる。一定速度で滑動中のコンクリート試験体に働く滑動抵抗力は，以上の考察より，底面と砂地盤面との間の摩擦抵抗と試験体前面での掘り起こし抵抗の和と考えることができる。摩擦抵抗は，最大値をｔａｎ（φ），コンクリート平面と砂面との間ではおよそｔａｎ（２φ／３）となる。また，前面の掘り起こし抵抗は試験体の傾斜，沈下が大きいほど大きいことがわかった。また，滑動抵抗力の時系列を注意深く観察した結果，前面の掘り起こし抵抗が大きくなると，滑動抵抗力は大きく変動し，また速度に対しても依存することがわかる。

2.4　まとめ

本実験を通して得られた主な結論は以下の通りである。

①　滑動開始時の滑動抵抗係数は，転倒モーメントが大きいほど，また接地圧が大きくなるほど，小さくなる傾向がある。

②　今回の実験の範囲では，平底面試験体に対する滑動抵抗係数は滑動開始時と一定速度滑動中とでほとんど変化が無く，およそｔａｎ（２φ／３）となる。

③　一定速度滑動中の試験体に働く滑動抵抗係数は，底面と砂地盤との間に働く摩擦抵抗と前面の掘り起こし抵抗の和と考えることができる。

④　沈下，回転があまり大きくない範囲であれば，滑動抵抗係数，滑動挙動は速度に依存しない。

⑤　底面形状を変化させると滑動現象は大きく影響を受ける。平底試験体に比べて，ソリ付き試験体は回転，沈下を減少させ，波状底面試験体は，回転沈下を減少させ，同時に滑動抵抗荷重を増加させる。

昭和６２年度の実験結果を踏まえて６３年度は小型振動台を用いて以下の項目に関して実験を実施したいと考えている。

①　６２年度は滑動開始時，及び一定速度移動中の滑動現象を取り扱った。滑動を含む地震応答の解析を行う上で知っておくべき知見である滑動から停止に移る条件等，動的な滑動現象を解明する。

②　６２年度はコンクリート構造物と砂地盤との相対運動を調べるため，コンクリート試験体を静止した砂地盤上で移動させたが，６３年度は本年度得られた知見をもとに地盤を振動させる実験を行う。

③　６２年度の実験により，滑動現象が速度に依存しないことがわかった。これから，滑動を含む実験を行う場合には，構造物の幾何形状および砂地盤の内部摩擦角を相似にすれば，相似則を満足した実験が可能になる可能性がある。そこで，振動実験を通して滑動現象を含む模型実験の相似則を解明する。

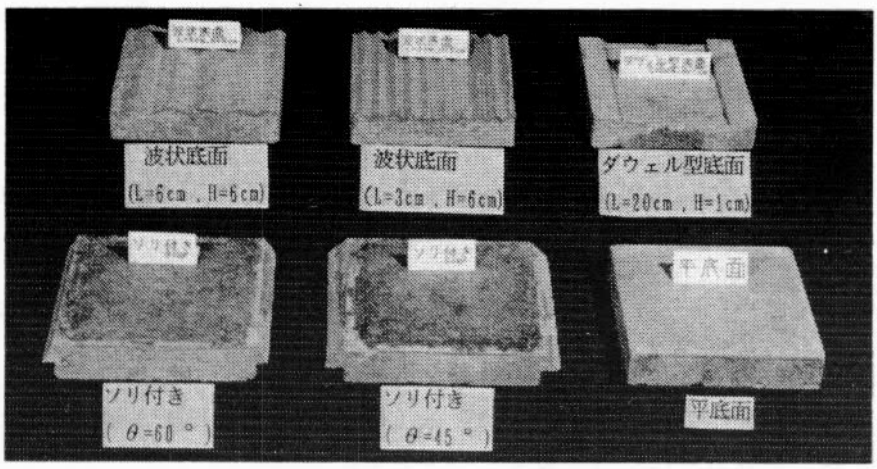


写真 4.2.1　コンクリート供試体の底面形状

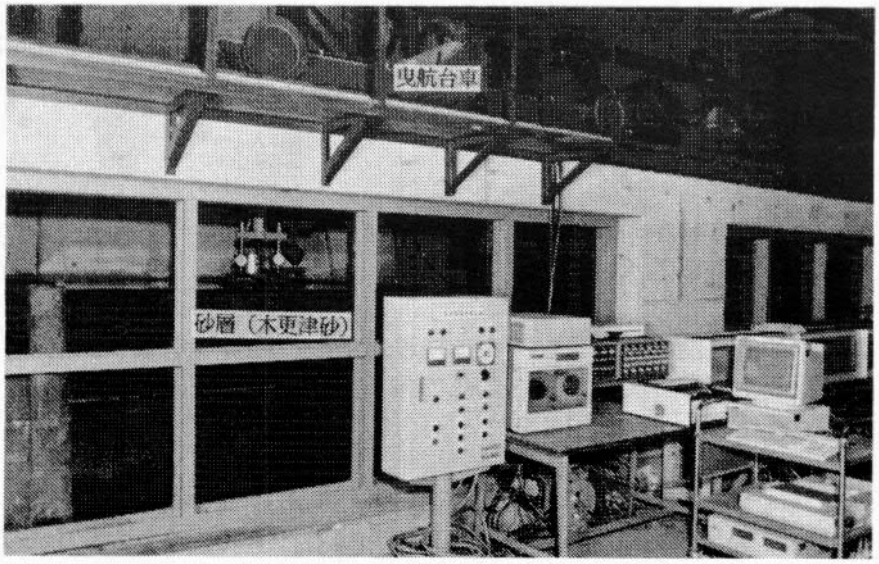


写真 4.2.2　大型水路内に設けた砂地盤

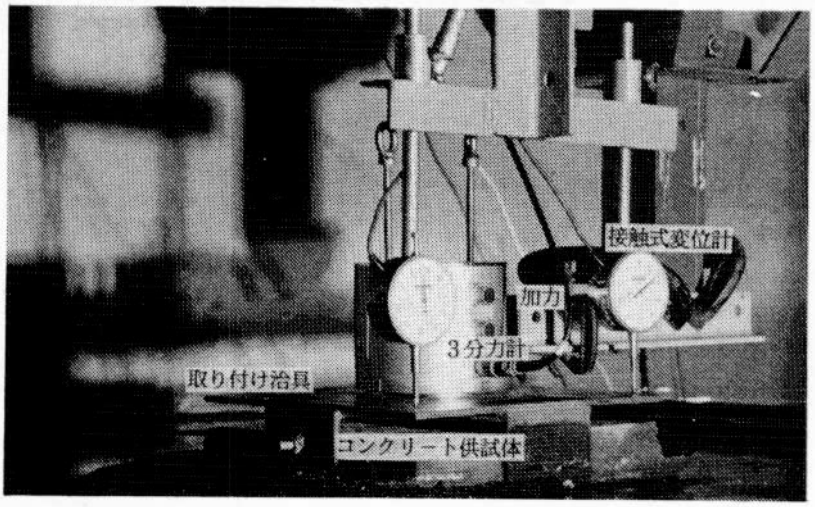


写真 4.2.3　滑動抵抗力の測定

表４．２．１　滑動開始実験ケース

底面形状	重量	載荷高	水中	気中
平底面試験体	65.9Kg	15.8cm	A－1	
		12.0cm	A－2	
		0.5cm	A－3	
	24.2Kg	12.0cm	A－4	B－1
		0.5cm	A－5	B－2
	18.3Kg	0.5cm	A－6	

表４．２．２　一定速度滑動実験実験ケース

底面形状	設置状況	重量	載荷高	速度	ケース名
平底面		24.2Kg	12cm	2～25cm/s	C
ソリ付き（60度）		23.7Kg	12cm	13cm/s	D
ソリ付き（45度）		25.1Kg	12cm	12cm/s	E
ソリ付き（30度）		25.5Kg	12cm	12cm/s	F
平底面	根入れ5mm	24.2Kg	12cm	12cm/s	G
ソリ付き（60度）	根入れ5mm	23.7Kg	11cm	12cm/s	H
ソリ付き（45度）	根入れ5mm	25.1Kg	11cm	12cm/s	I
ソリ付き（30度）	根入れ5mm	25.5Kg	11cm	12cm/s	J
波状底面(L=6cm)		25.1Kg	11cm	12cm/s	K
波状底面(L=3cm)		24.6Kg	11cm	12cm/s	L
ダウエル付き		23.0Kg	11cm	13cm/s	M
スカート付き		21.0Kg	11cm	13cm/s	N
ソリ付き（30度）		25.5Kg	12cm	12cm/s 両方向	O

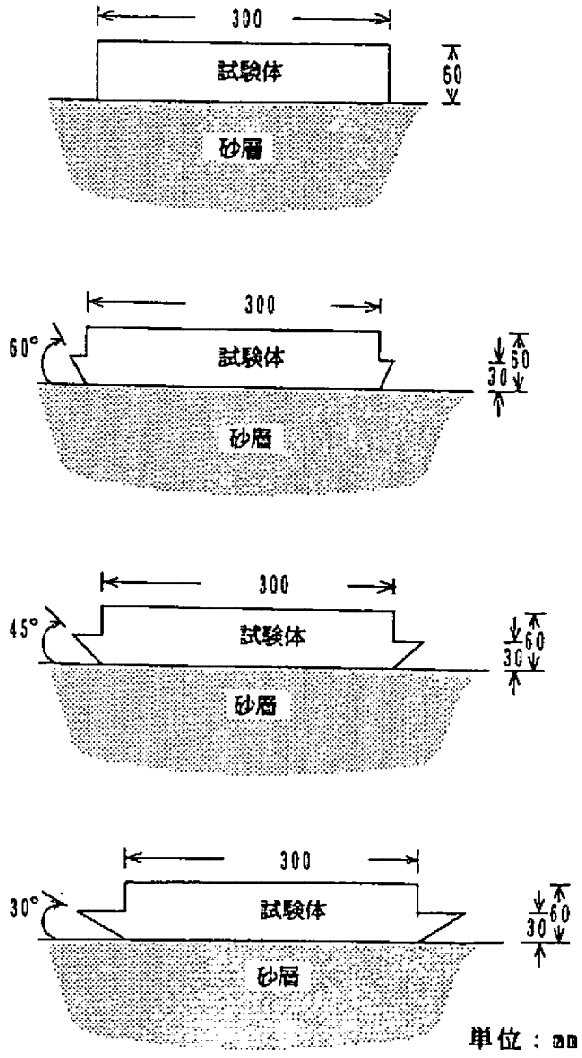


図 4.2.1 a —定速度滑動実験試験体(1)

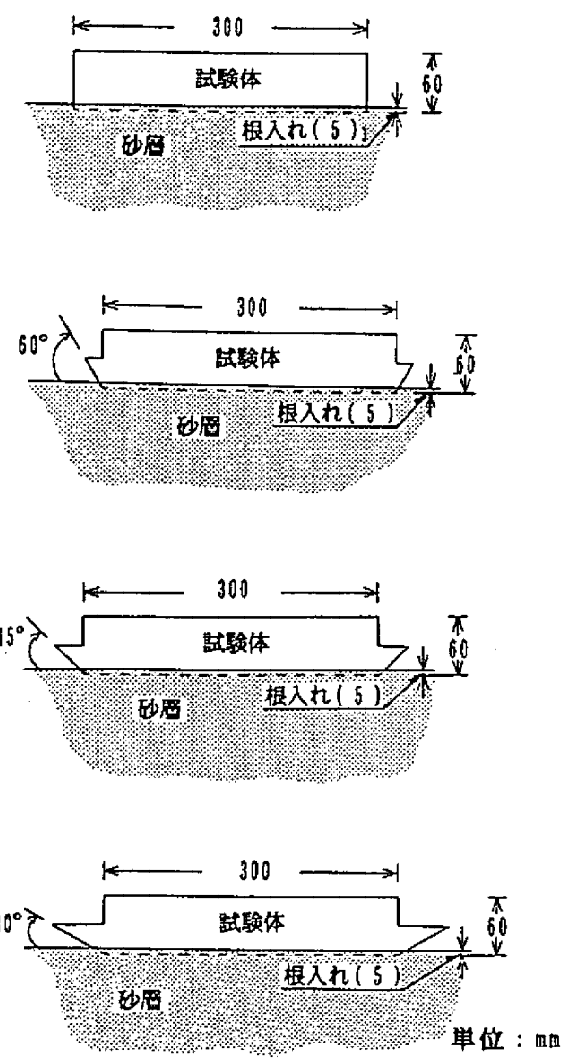


図 4.2.1 b —定速度滑動実験試験体(2)

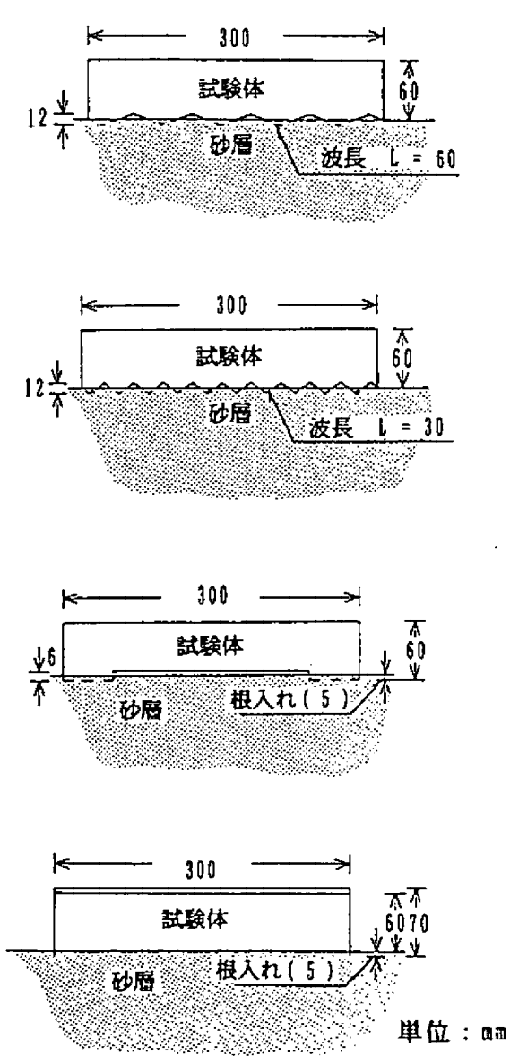


図 4.2.1 c —定速度滑動実験試験体(3)

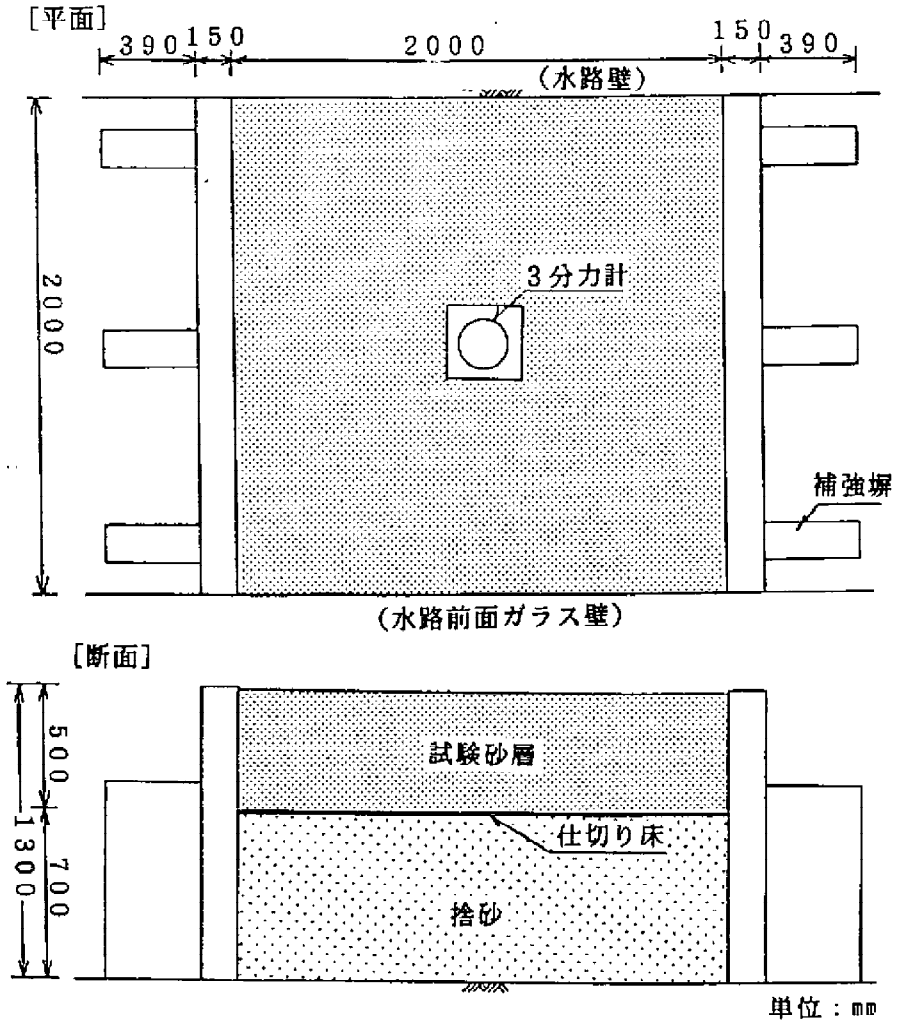


図 4.2.2　砂地盤試験体

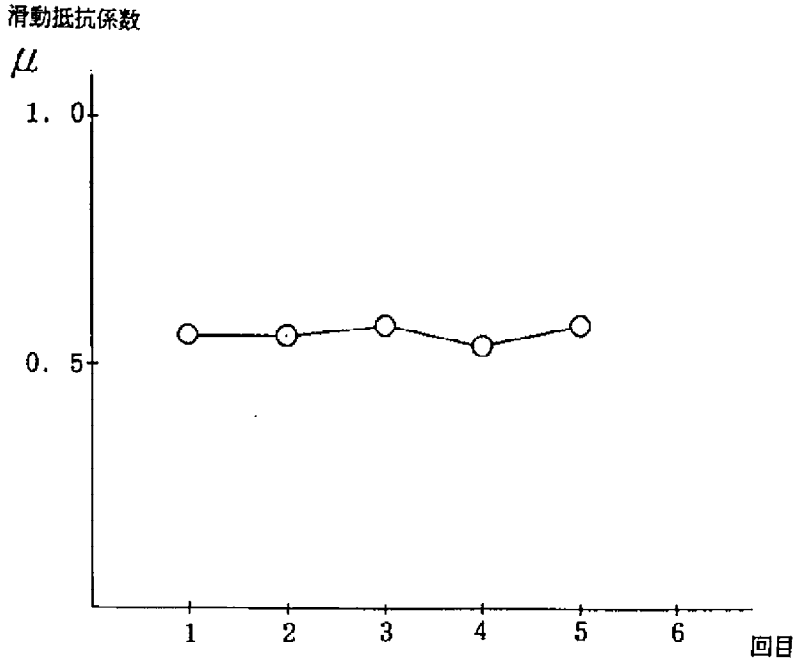


図 4.2.3　砂地盤の繰り返し使用の滑動抵抗荷重に対する影響

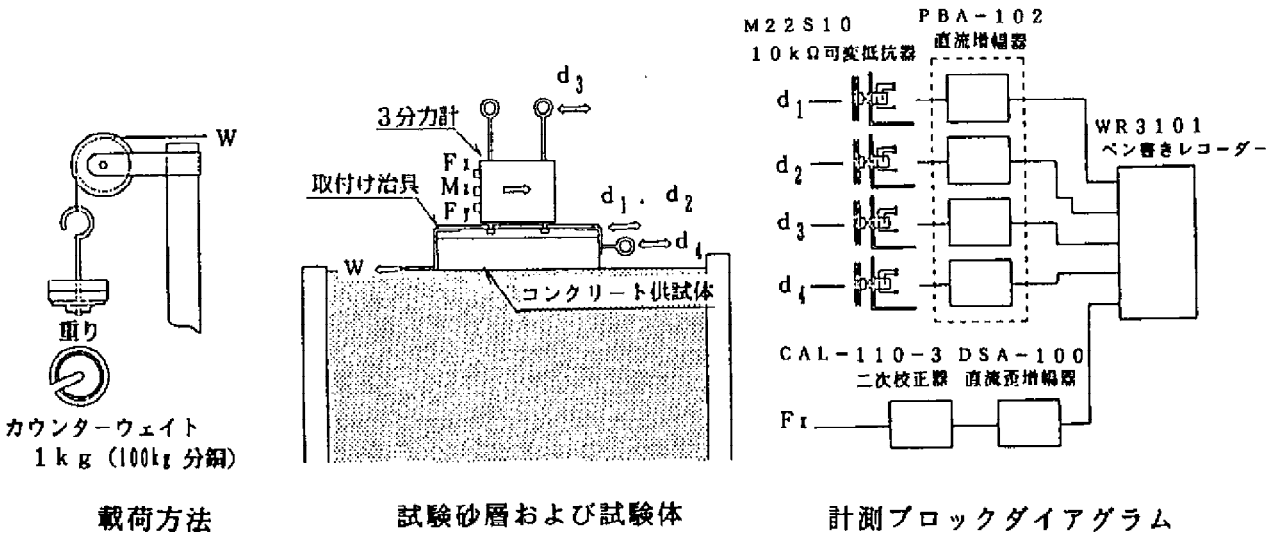


図4.2.4　滑動開始実験概要

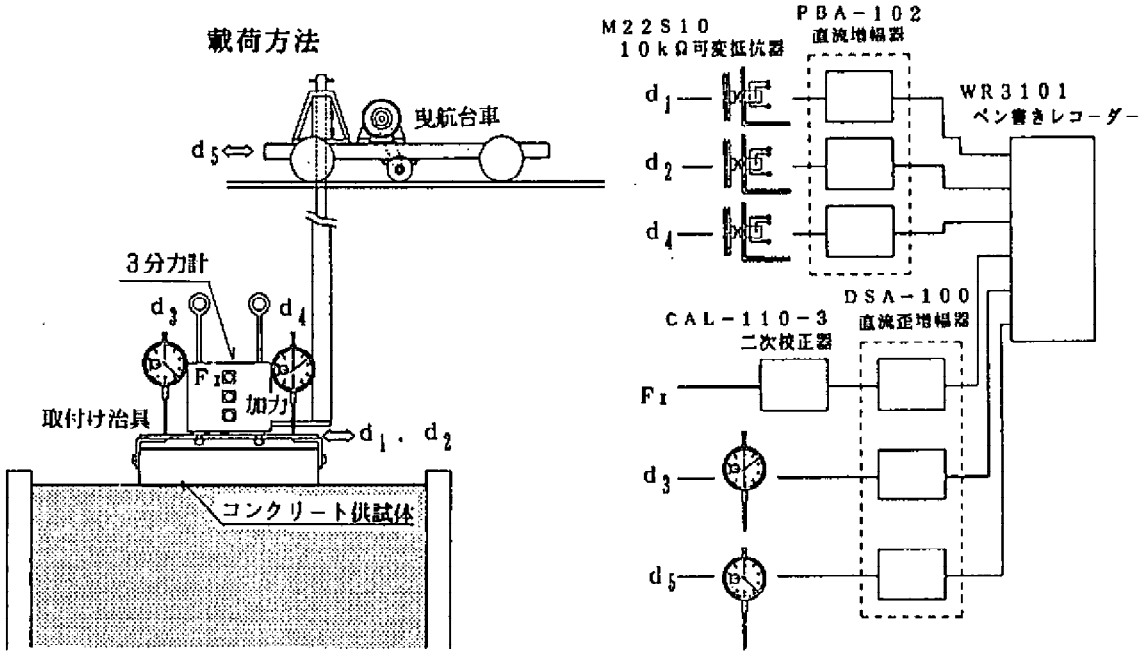


図4.2.5　一定速度滑動実験概要

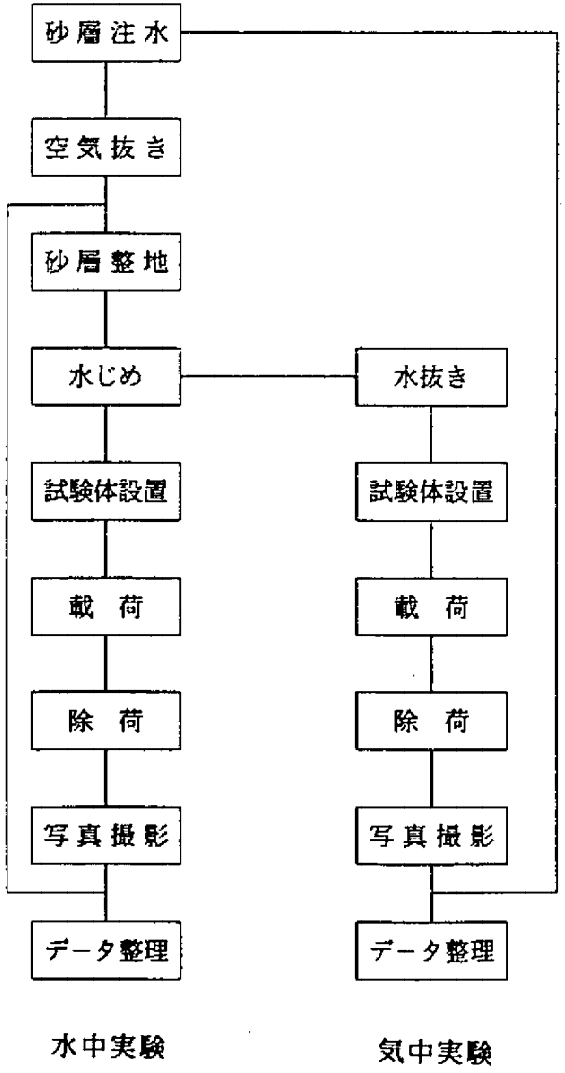


図 4.2.6　滑動開始実験手順

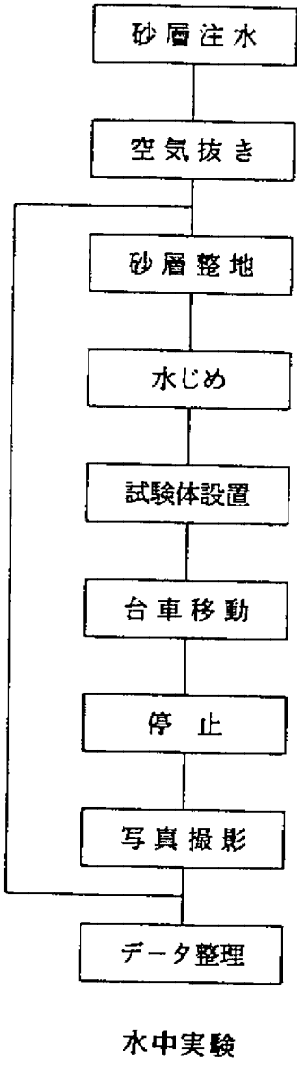


図 4.2.7　一定速度滑動実験手順

表4．2．3　滑動開始実験結果

試験体		水中滑動試験							気中滑動試験						
重量 kg	載荷高さ cm	1回目 kg	2回目 kg	3回目 kg	4回目 kg	5回目 kg	平均値 kg	μ	1回目 kg	2回目 kg	3回目 kg	4回目 kg	5回目 kg	平均値 kg	μ
65.9	15.8	30	31	33	32	33	32	0.48							
	12.0	34	32	33	33	34	33	0.50							
	0.5	42	40	35	37	39	39	0.61							
24.2	12.0	13	14	13	13	14	14	0.56	15	16	－	15	－	16	0.64
	0.5	16	15	16	16	16	16	0.66	15	14	15	15	15	15	0.62
18.3	0.5	12	12	12	11	12	12	0.67							

滑動抵抗係数

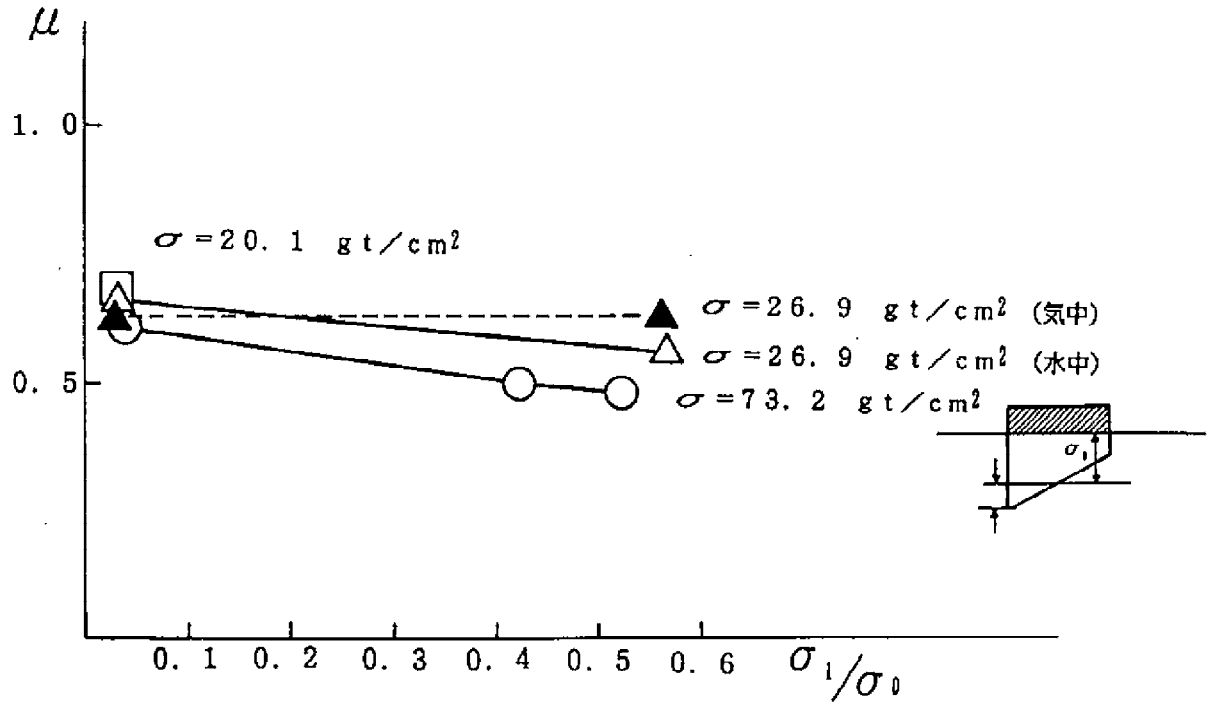


図4.2.8　滑動開始時滑動抵抗係数

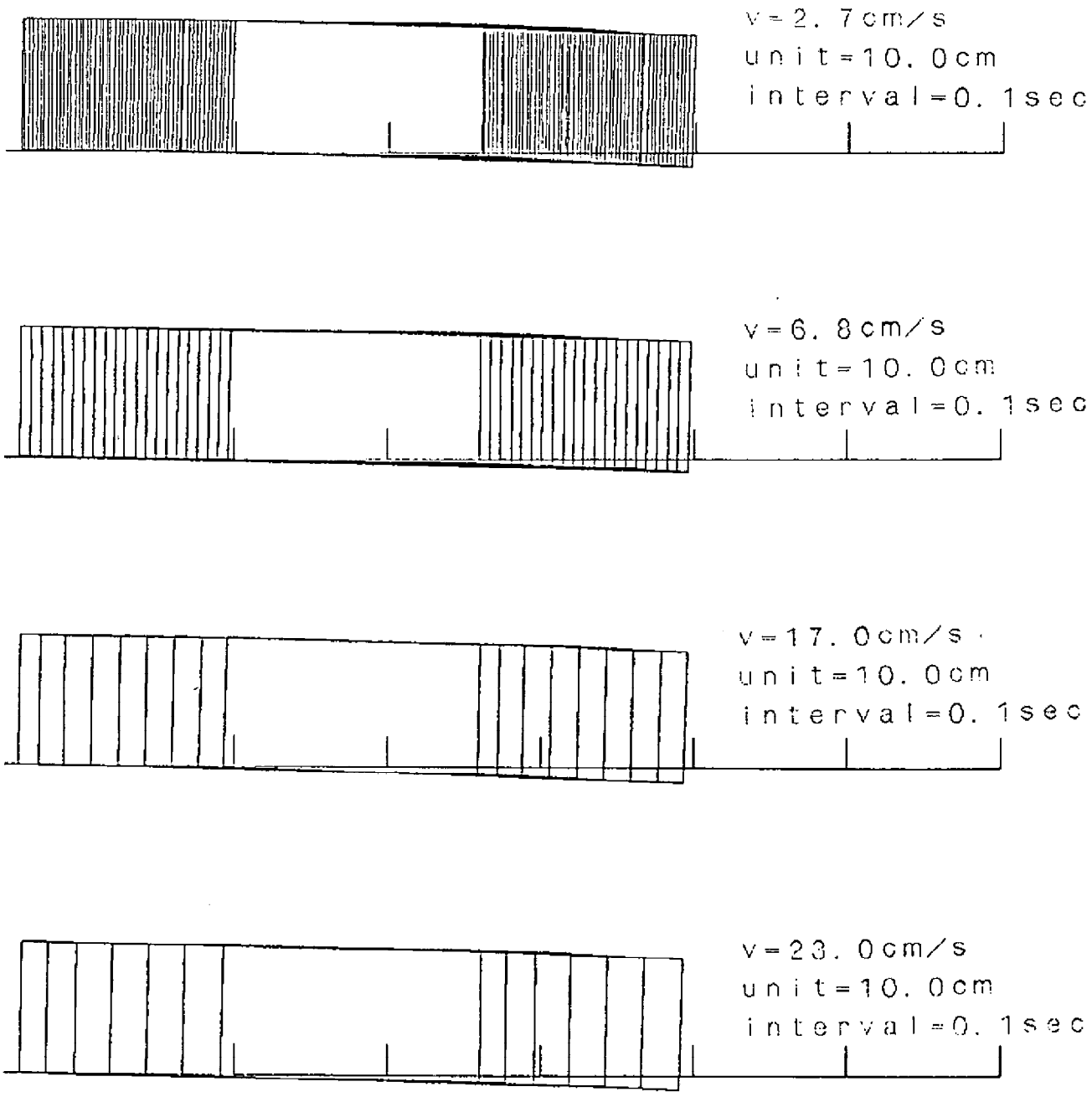


図4.2.9　滑動速度の違いによる挙動の差異

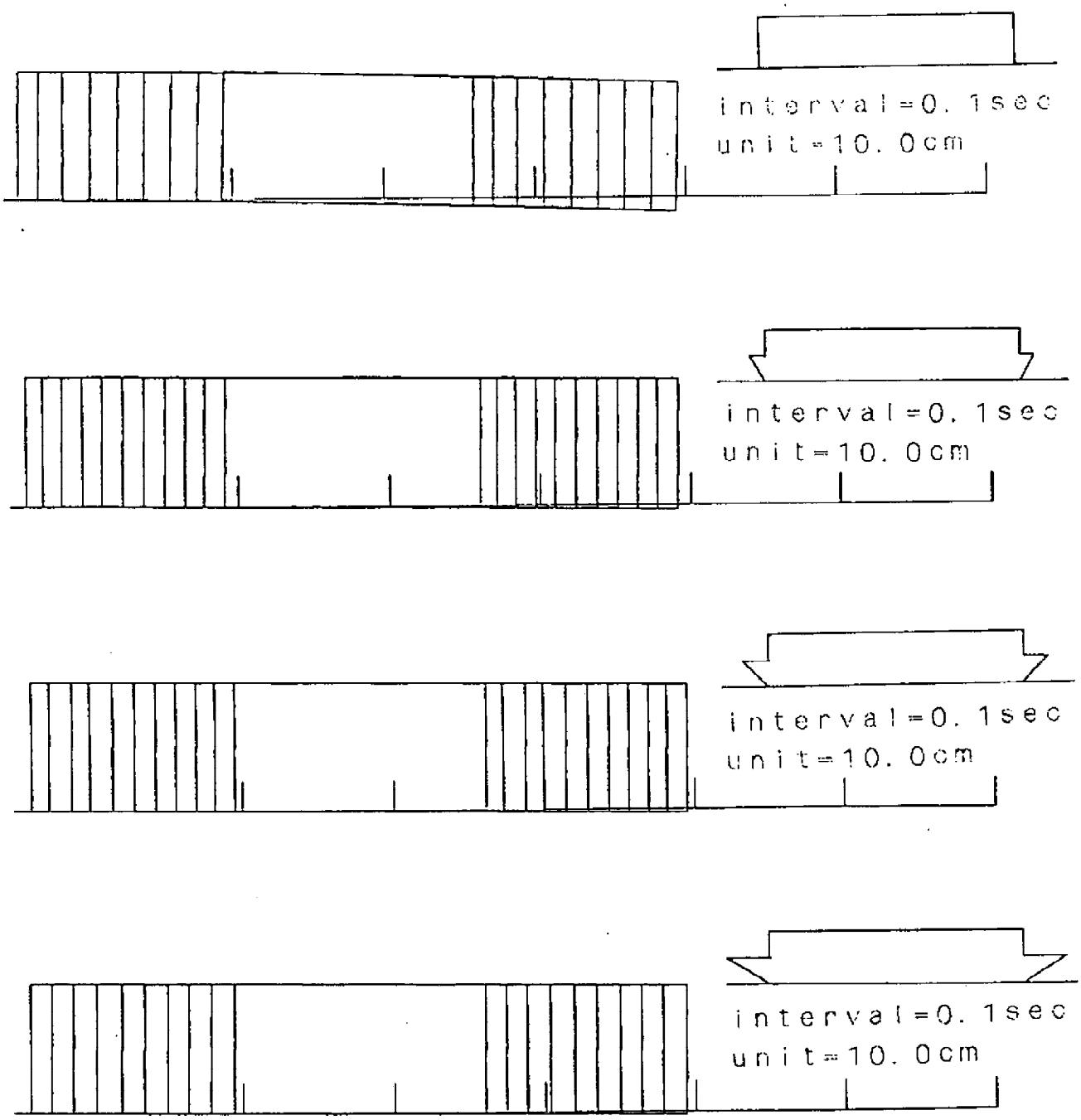


図4.2.10　ソリ付き試験体の挙動

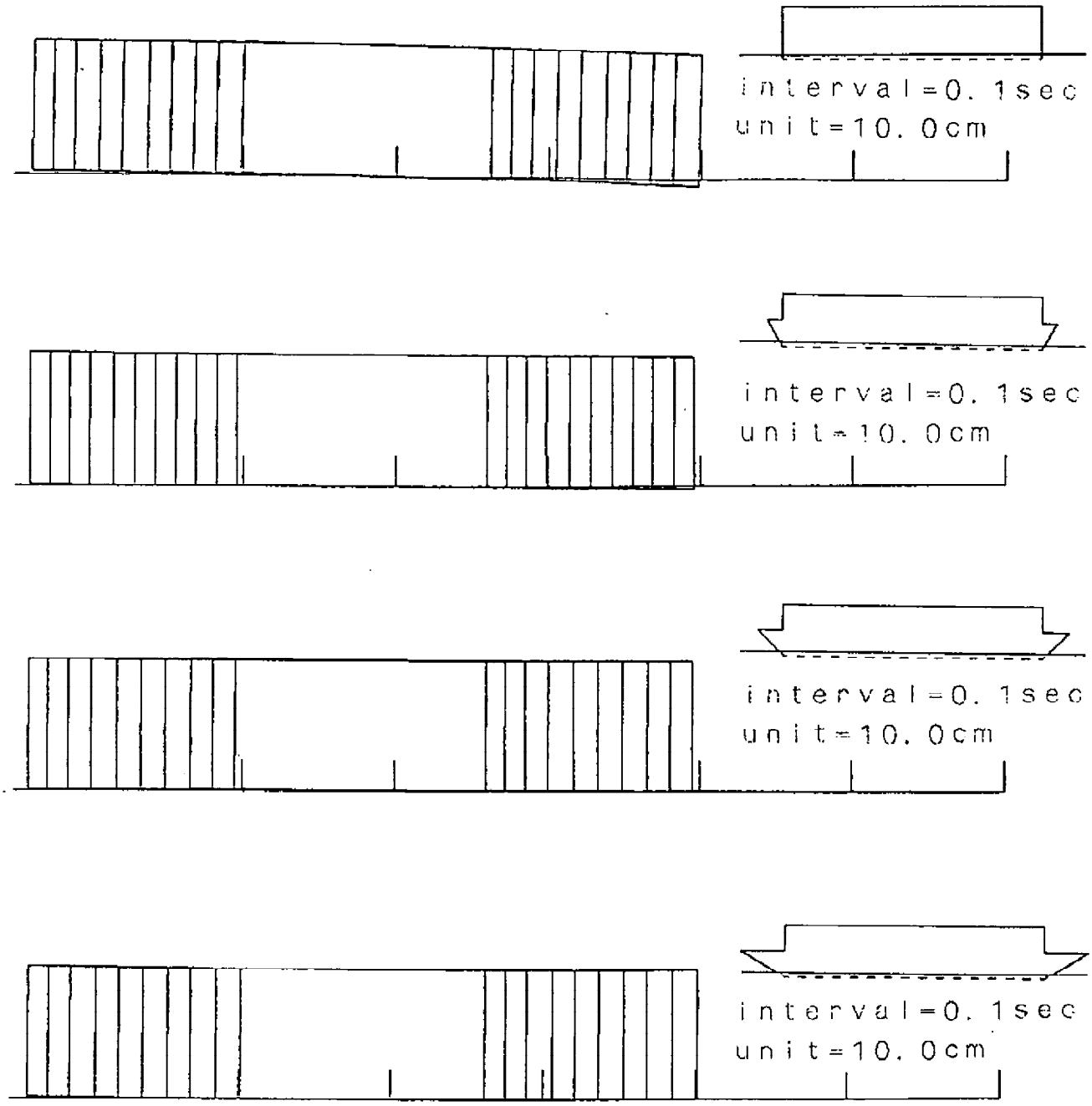


図 4.2.11　ソリ付き試験体（根入れ 5㎜）の挙動

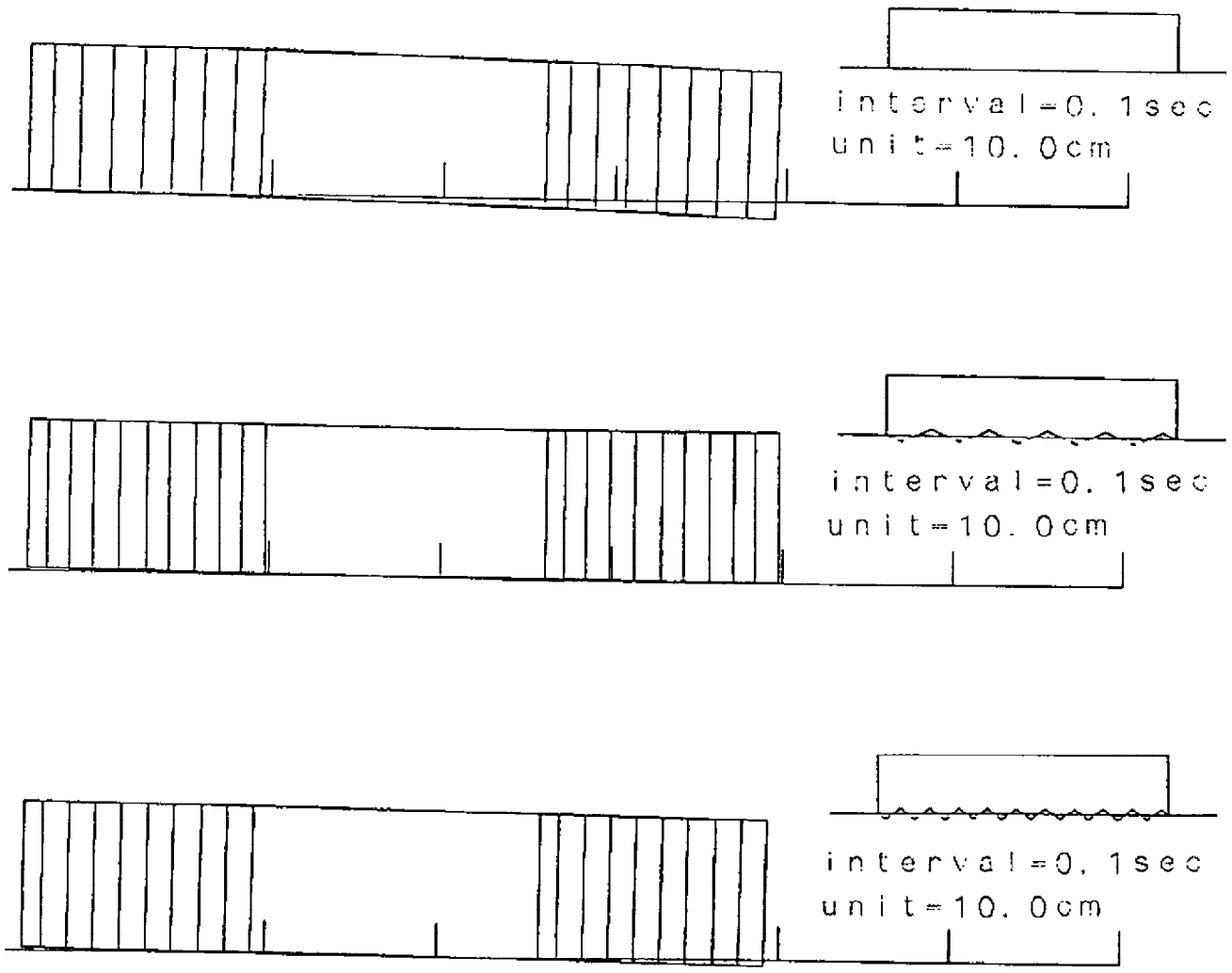


図4.2.12　波状試験体の挙動

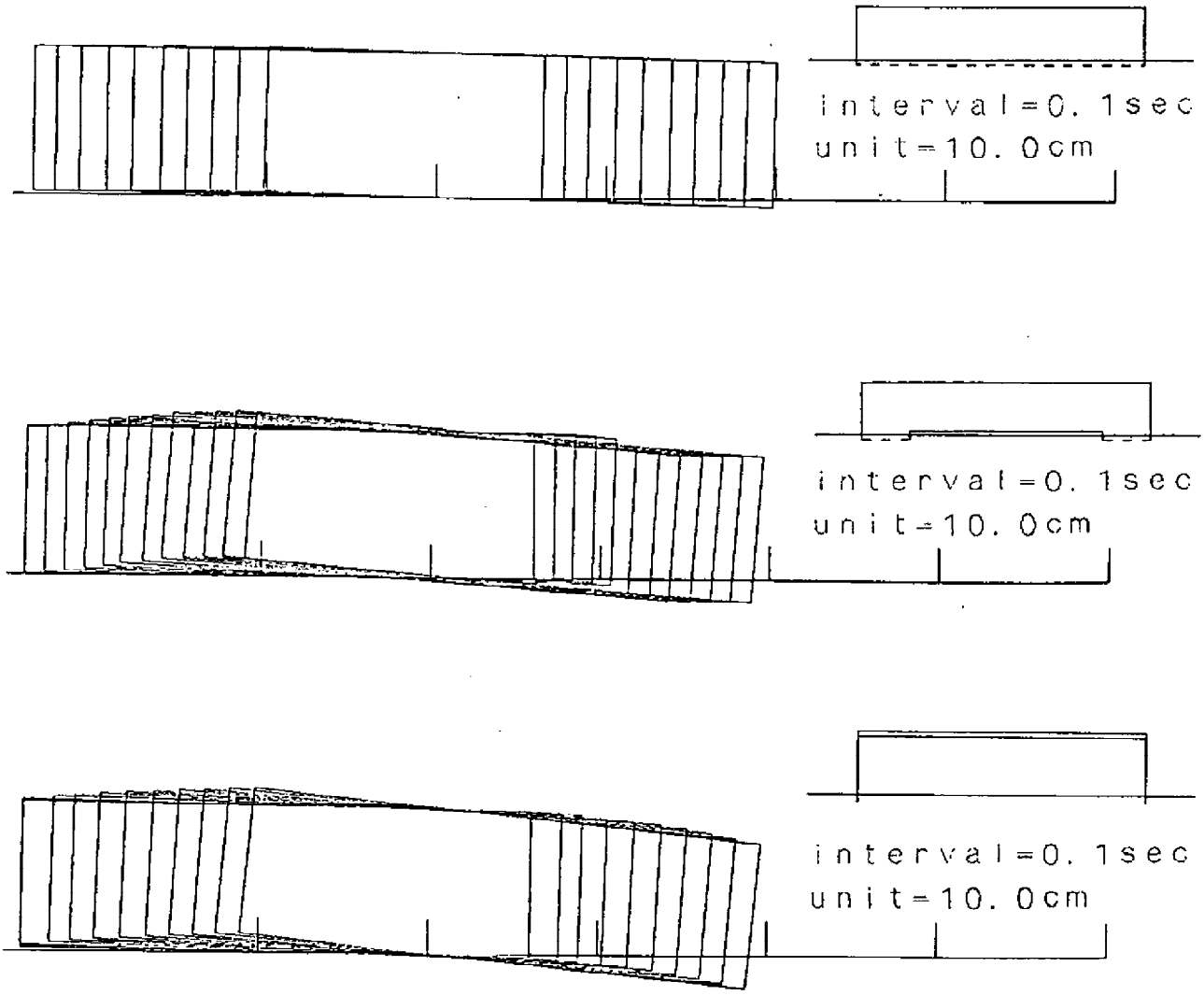


図 4.2.13　ダウエル，スカート付き試験体の挙動

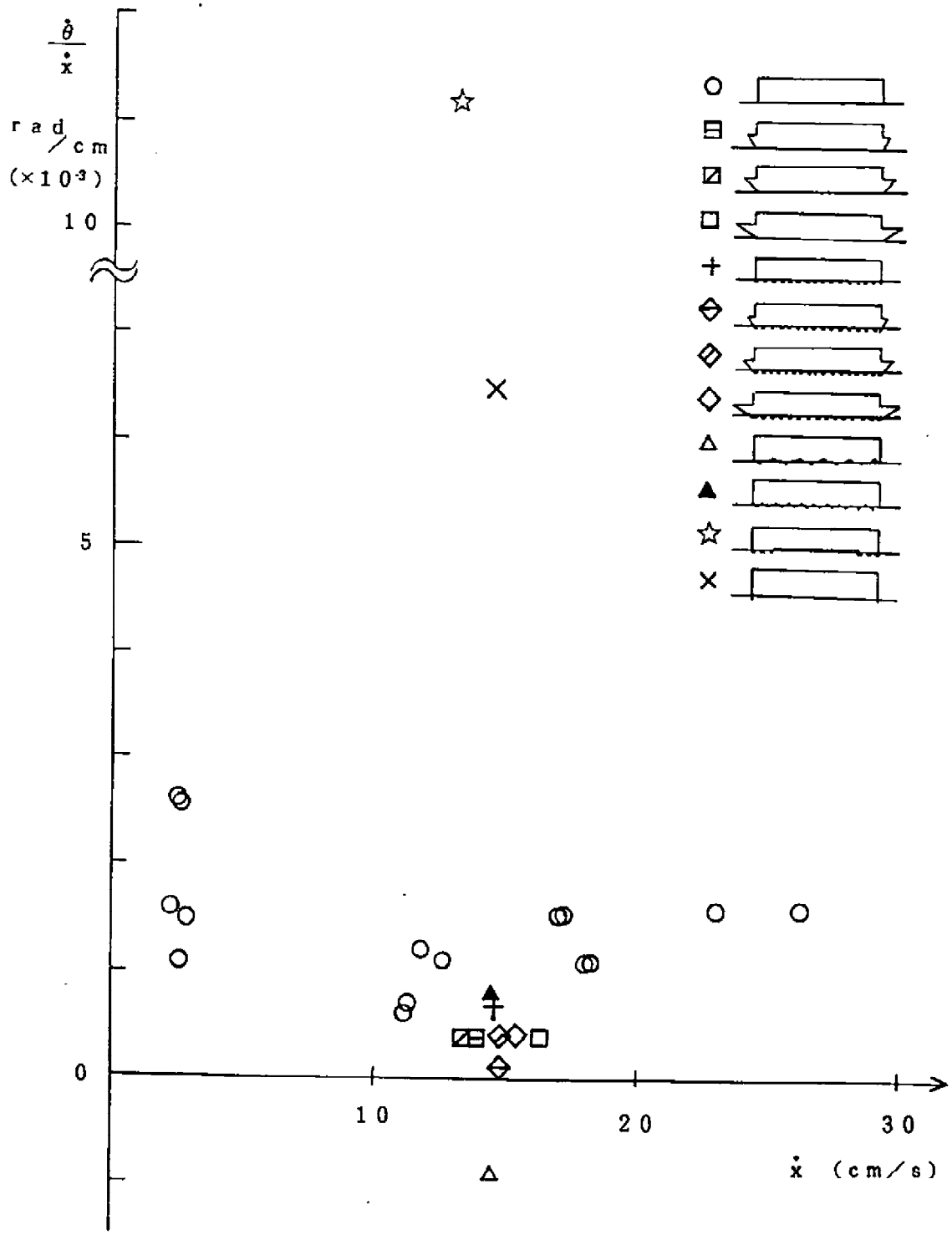


図 4.2.14　回転速度と水平速度との比（$\dot{\theta}/\dot{x}$）

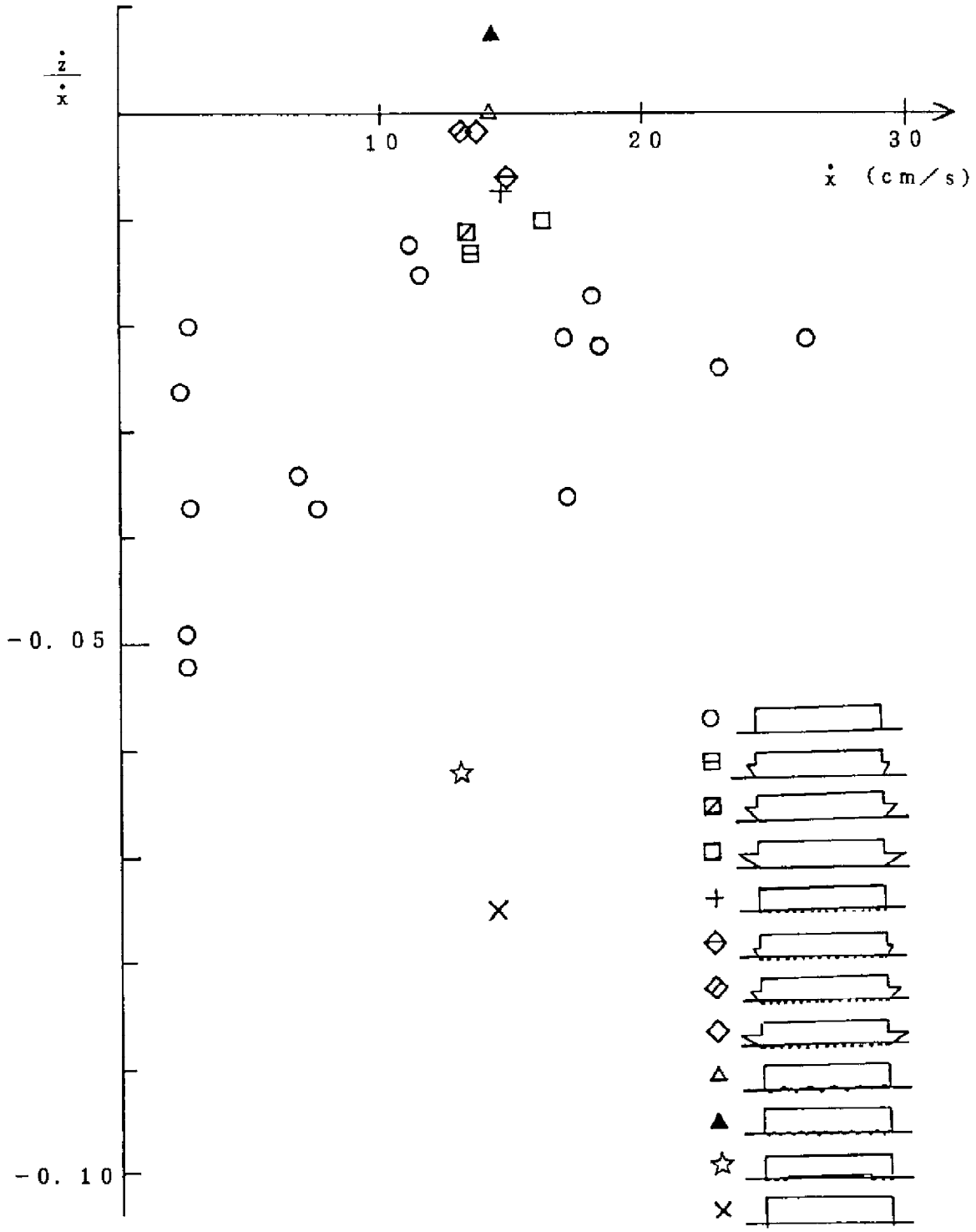


図4.2.15　鉛直速度と水平速度との比（ $\dot{z}/\dot{x}$ ）

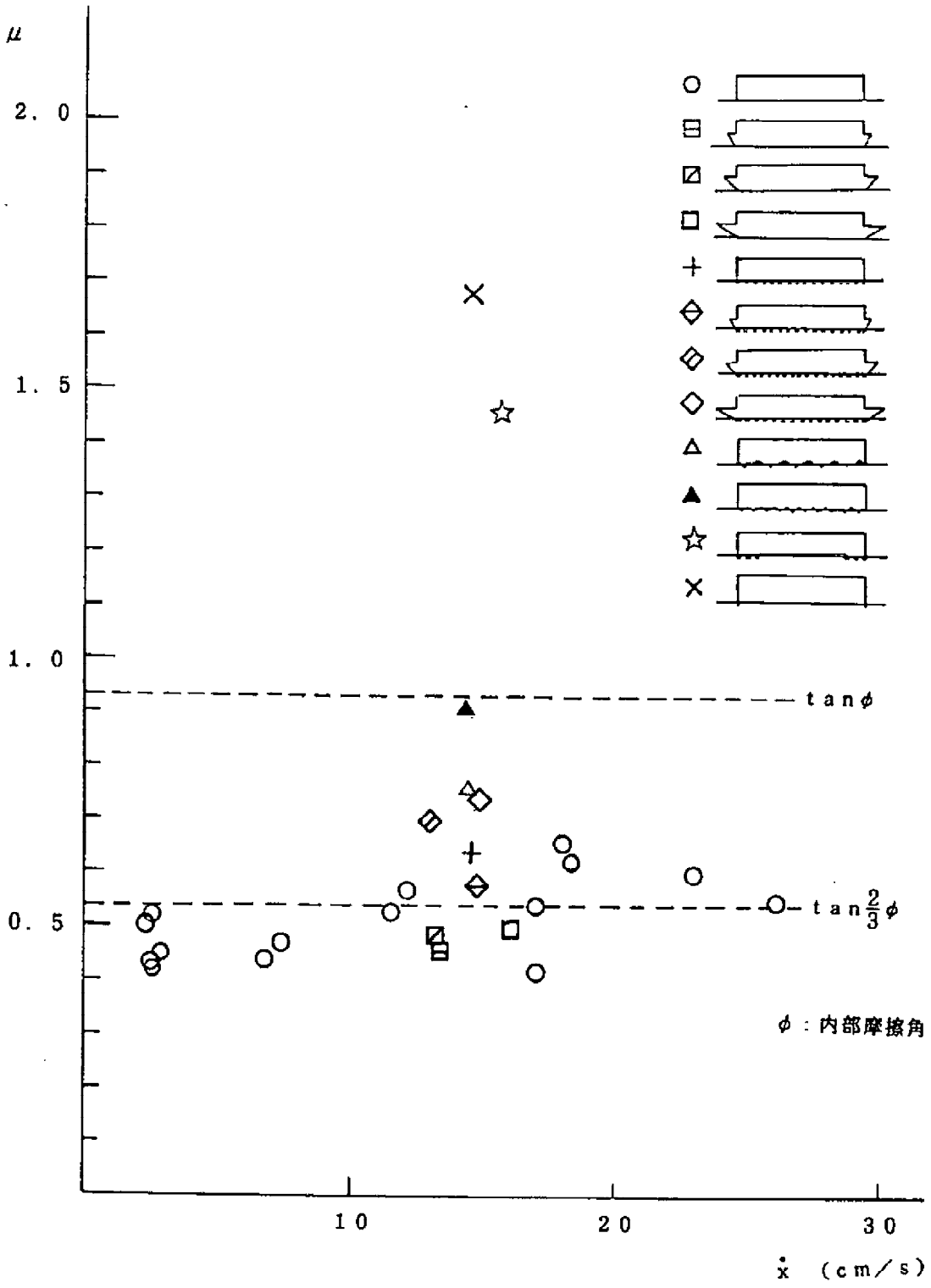


図4.2.16　一定速度滑動抵抗係数

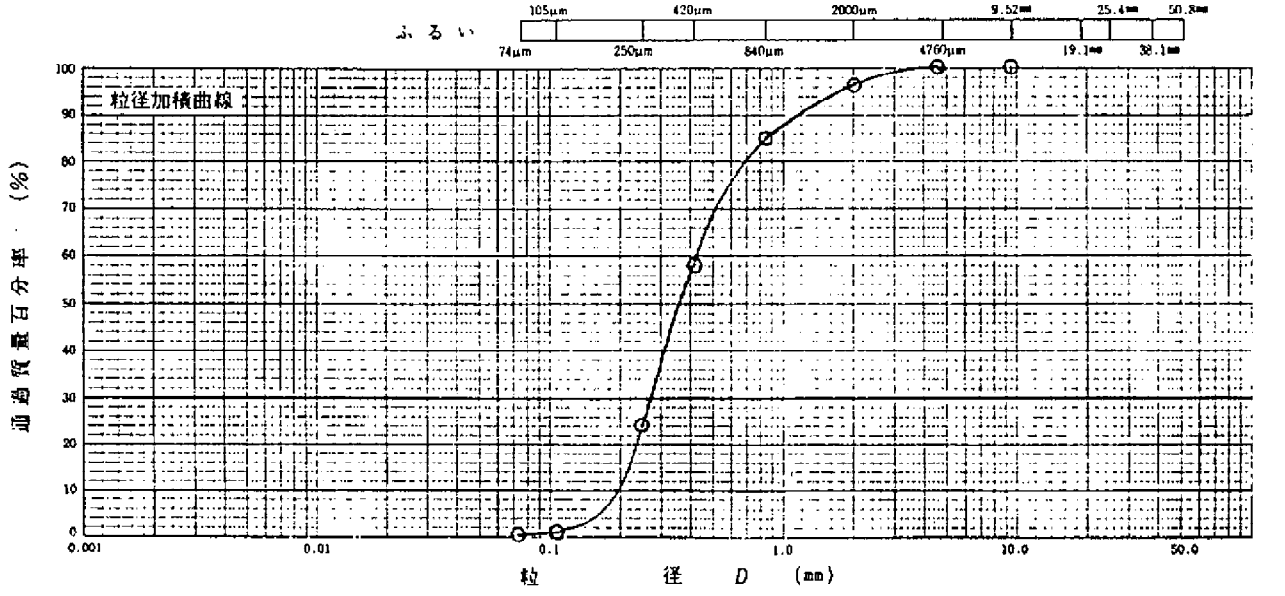
JIS A 1204	土の粒度試験結果	報告用紙

調査名・調査地点　人工砂層（木更津産）　　試験年月日　62年 10月 14日

試　験　者

試料番号 / 深さ	No. (m ～ m)		No. (m ～ m)	
ふるい分け	粒径 mm	質量百分率 %	粒径 mm	質量百分率 %
	50.8		50.8	
	38.1		38.1	
	25.4		25.4	
	19.1		19.1	
	9.52	100.0	9.52	
	4.76	99.6	4.76	
	2.00	96.5	2.00	
	0.84	84.8	0.84	
	0.42	57.5	0.42	
	0.25	23.6	0.25	
	0.105	1.5	0.105	
	0.074	0.8	0.074	
比重浮ひょう				

試料番号 / 深さ	No. (m ～ m)		No. (m ～ m)
4.76mm以上の粒子 %	0.4		
細礫分 (4.76～2mm) %	3.1	3.5	
粗砂分 (2～0.42mm) %	39.0		
細砂分 (0.42～0.074mm) %	56.7	95.7	
シルト分 (0.074～0.005mm) %			
粘土分(注) (0.005mm以下) %			
コロイド分(0.001mm以下) %			
2000μmふるい通過質量百分率 %	96.5		
420μmふるい通過質量百分率 %	57.5		
74μmふるい通過質量百分率 %	0.8		
最大粒径 mm	85		
60 % 粒径 mm	0.425		
30 % 粒径 mm	0.270		
10 % 粒径 mm	0.195		
均等係数 U_c			
曲率係数 U_c'			
土粒子の比重 G_s			
使用した分散剤			



コロイド	粘土	シルト	細砂	粗砂	細礫	礫	岩石質材料
0.001	0.005	0.074	0.42	2.0	4.76	75	

備考

注）コロイド分を含む

１０．１３　測　定

試験砂層密度

	湿潤密度	乾燥密度	含水比
試験体北側	1.626	1.446	12.32
	1.643	1.452	13.17
北東側	1.690	1.487	13.58
	1.681	1.497	12.29
南東側	1.792	1.540	12.30
	1.711	1.517	12.84
砂層平均値	1.619	1.490	12.75

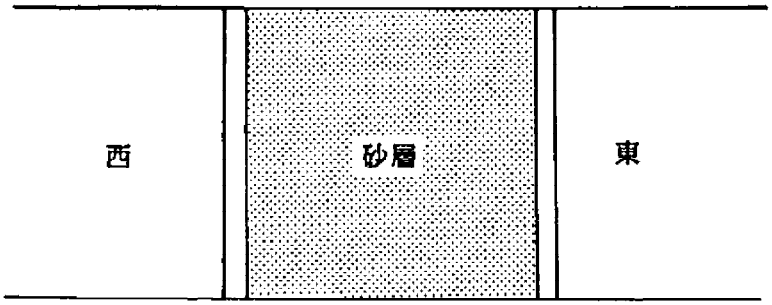
１２．１４　測　定

試験砂層密度

	湿潤密度	乾燥密度	含水比
試験体真下	1.660	1.432	15.90
	1.672	1.445	15.77
北側	1.703	1.445	17.02
	1.703	1.472	15.72
東側	1.744	1.489	17.13
	1.730	1.495	15.72
砂層平均値	1.702	1.463	16.21

＊水抜き後三時間経過した状態時の値

北



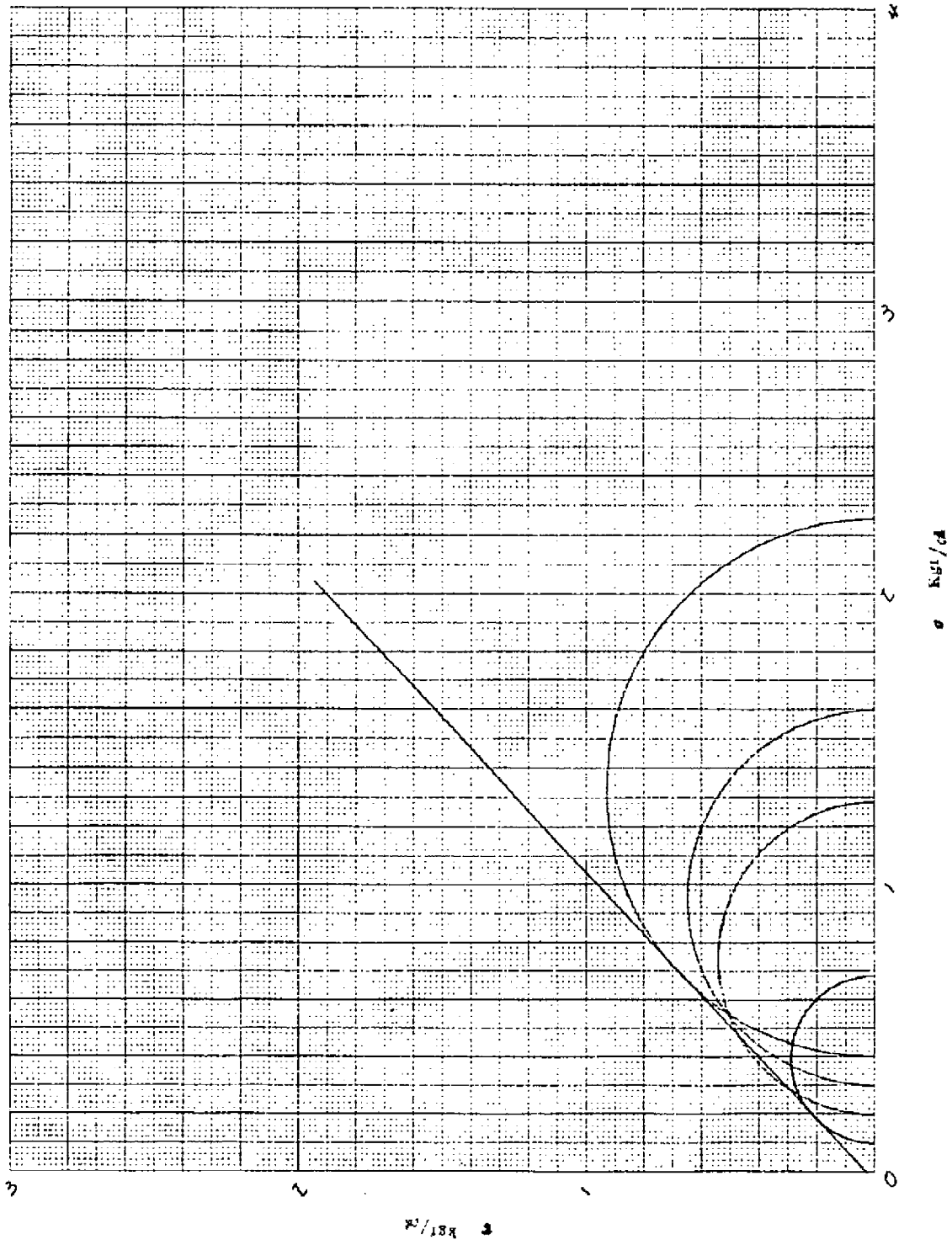
南

	三軸圧縮試験 (~~UU, CU, CU~~, CD) (側圧－最大主応力差 / 垂直応力－せん断応力)	報告用紙 III

調査名・調査地点 ..... 試験年月日 年 月 日

試料番号・深さ：No. 石ク 飽和 (m～ m) 試験者 .....

※強度定数	応力範囲	c_d kgf/cm²	ϕ_d 度	tan ϕ_d	c' kgf/cm²	ϕ' 度
	正規圧密領域	0.03	43.15	0.938		
	過圧密領域					



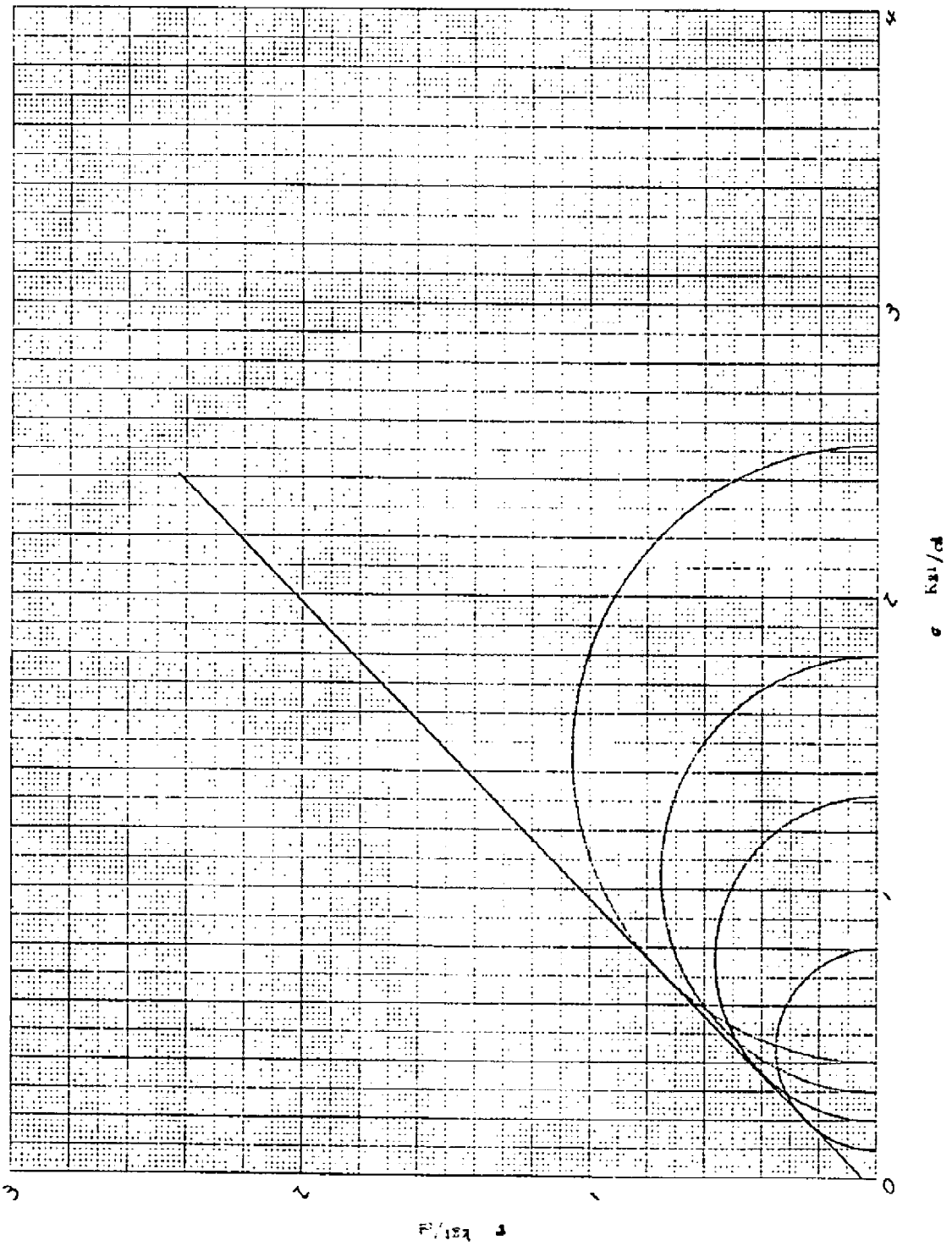
図は縦軸，横軸ともに使いやすいようにして使用する。 ※規格に含まれていない

	三軸圧縮試験 ~~(UU, CU, CU~~, CD) (側圧－最大主応力差 / 垂直応力－せん断応力)	報告用紙 III

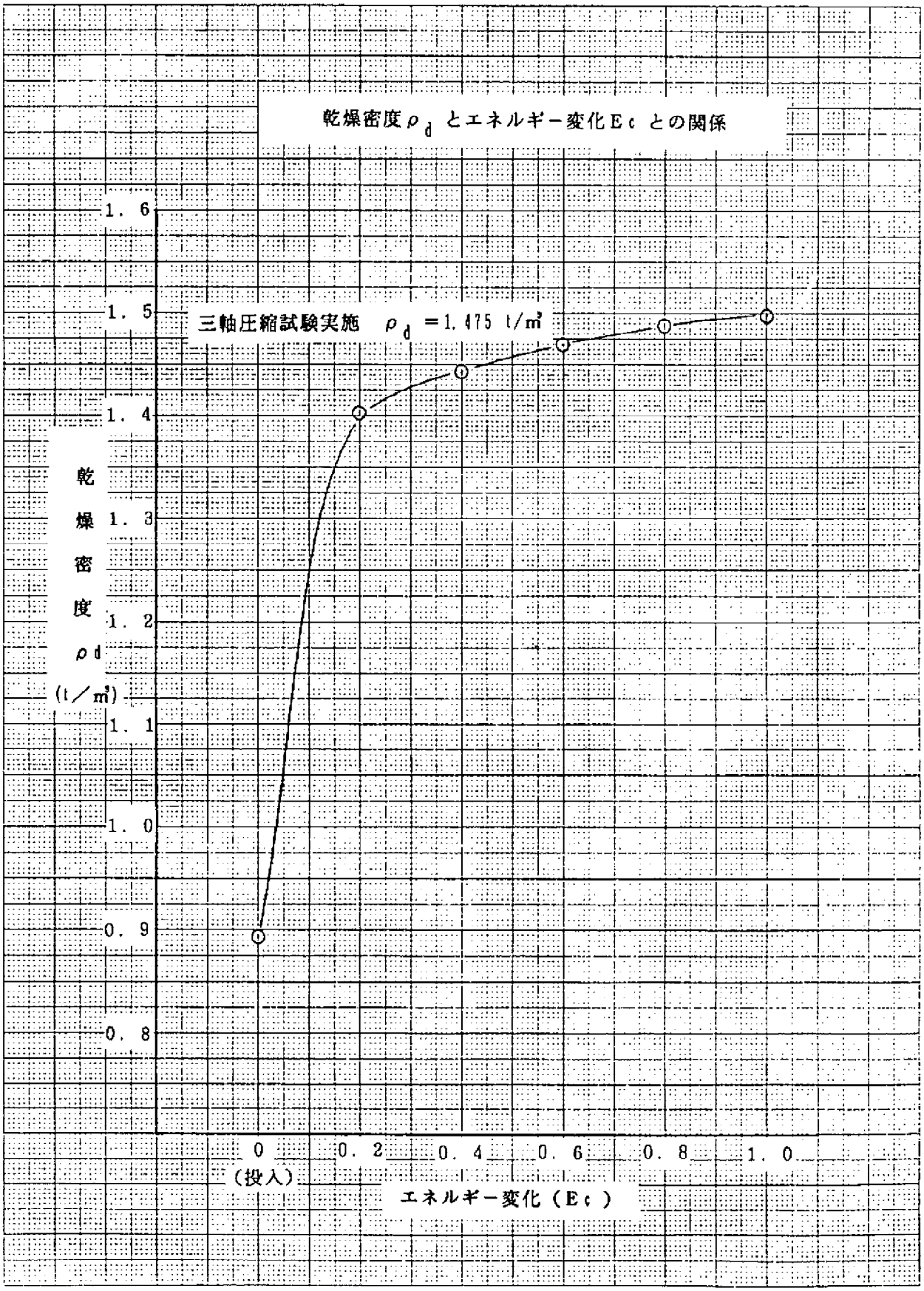
調査名・調査地点 ..... 試験年月日 年 月 日

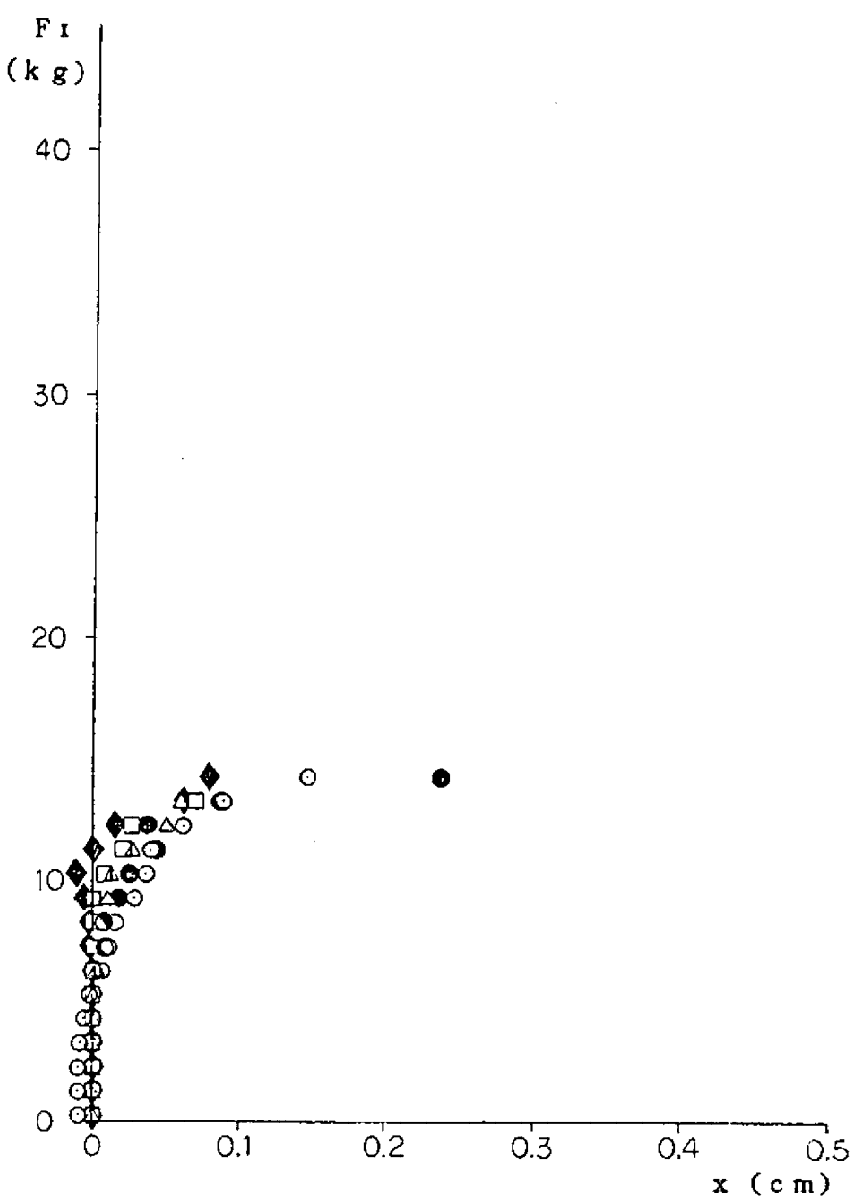
試料番号・深さ：No. 石3 不飽和 (m～ m) 試験者 .....

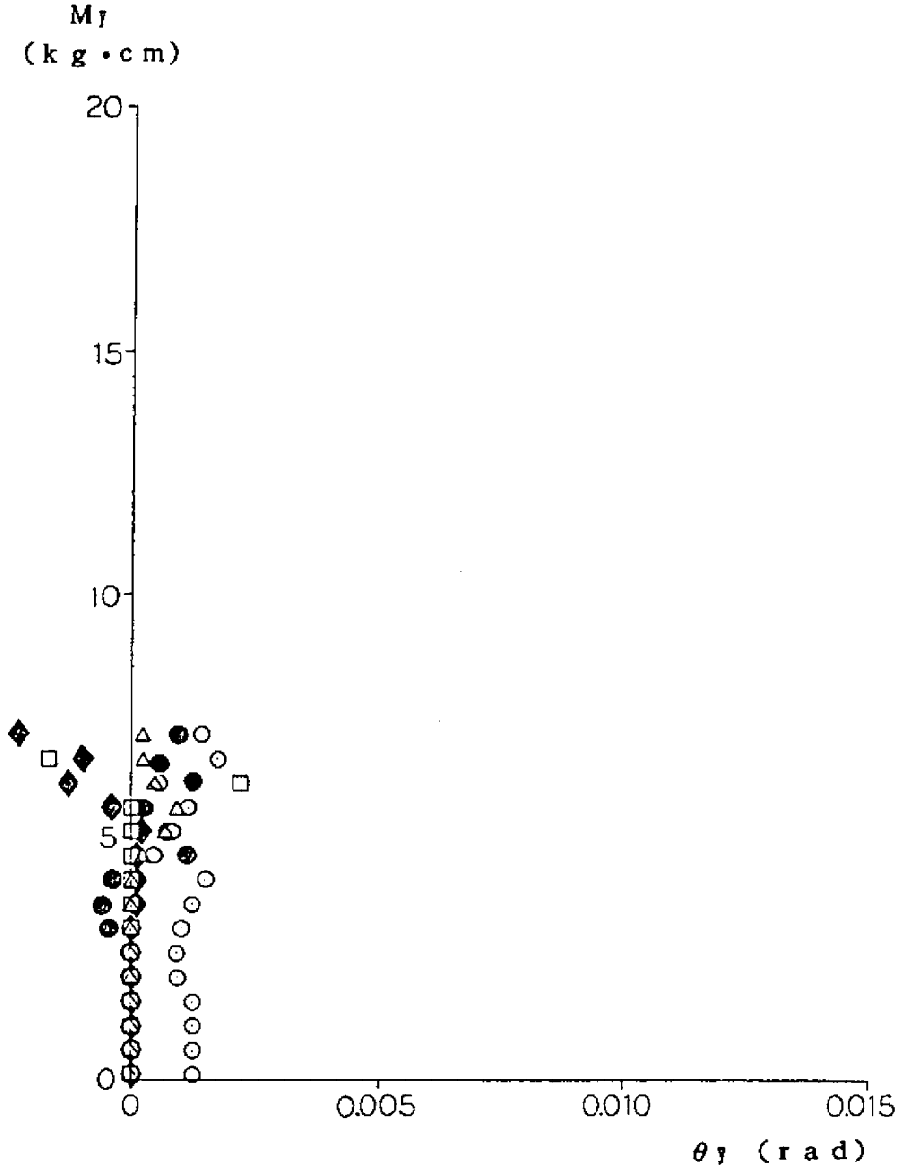
※強度定数	応力範囲	c_d kgf/cm²	ϕ_d 度	tan ϕ_d	c' kgf/cm²	ϕ' 度
	正規圧密領域	0.04	44.71	0.990		
	過圧密領域					



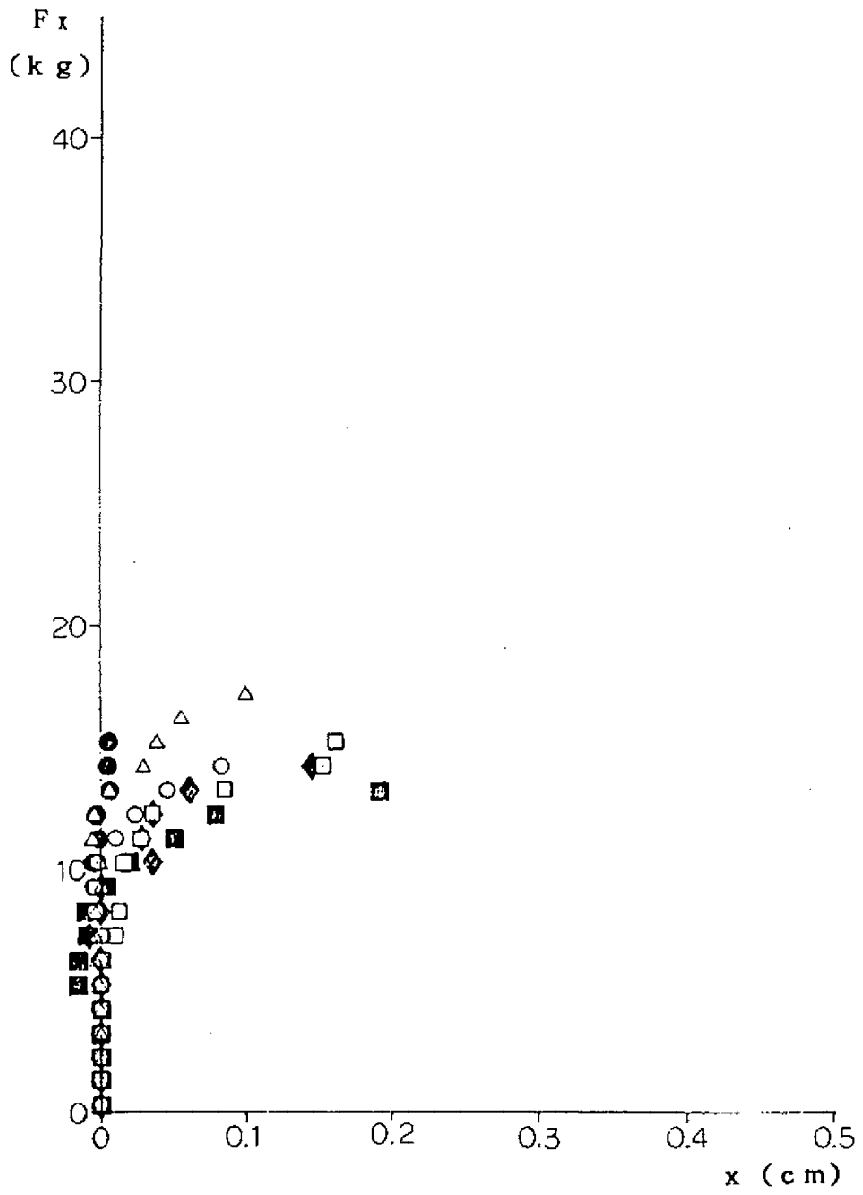
図は縦軸、横軸ともに使いやすいようにして使用する。 ※規格に含まれていない

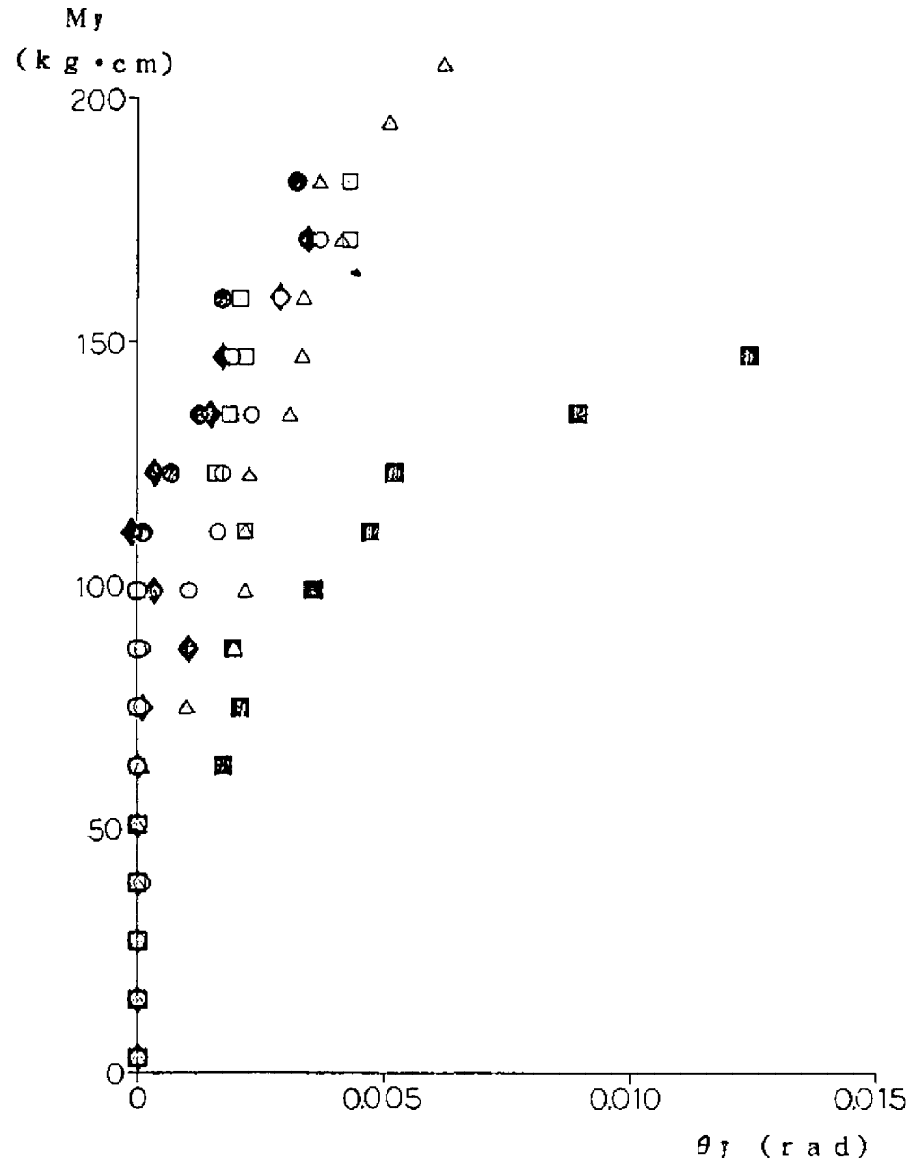

乾燥密度 ρ_d とエネルギー変化 Ec との関係
三軸圧縮試験実施　ρ_d = 1.475 t/m³
乾燥密度 ρd (t／m³)
1.6
1.5
1.4
1.3
1.2
1.1
1.0
0.9
0.8
0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
(投入)
エネルギー変化（Ec）


FI
(kg)
40
30
20
10
0
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
x (cm)

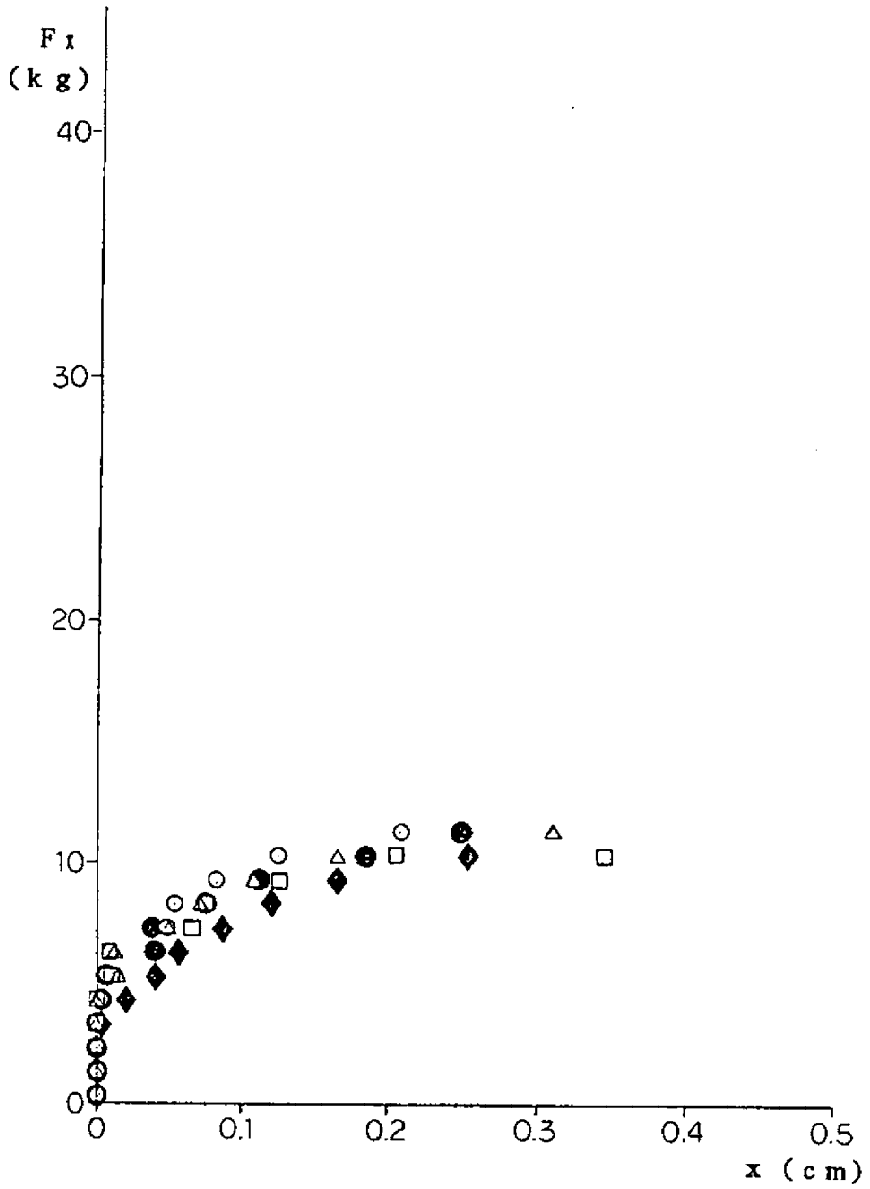

MI
(kg・cm)
20
15
10
5
0
0
0.005
0.010
0.015
θI (rad)

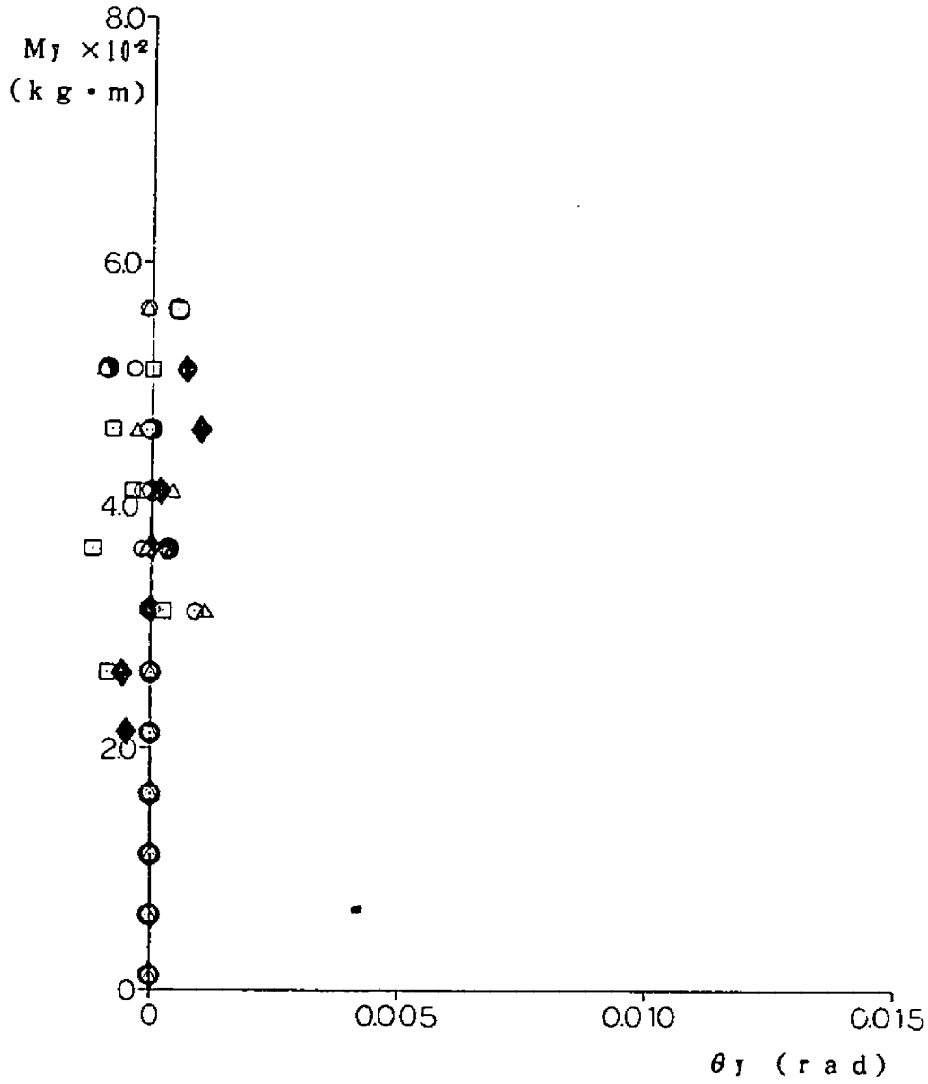
B－2


Fx
(kg)
40
30
20
10
0
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
x (cm)

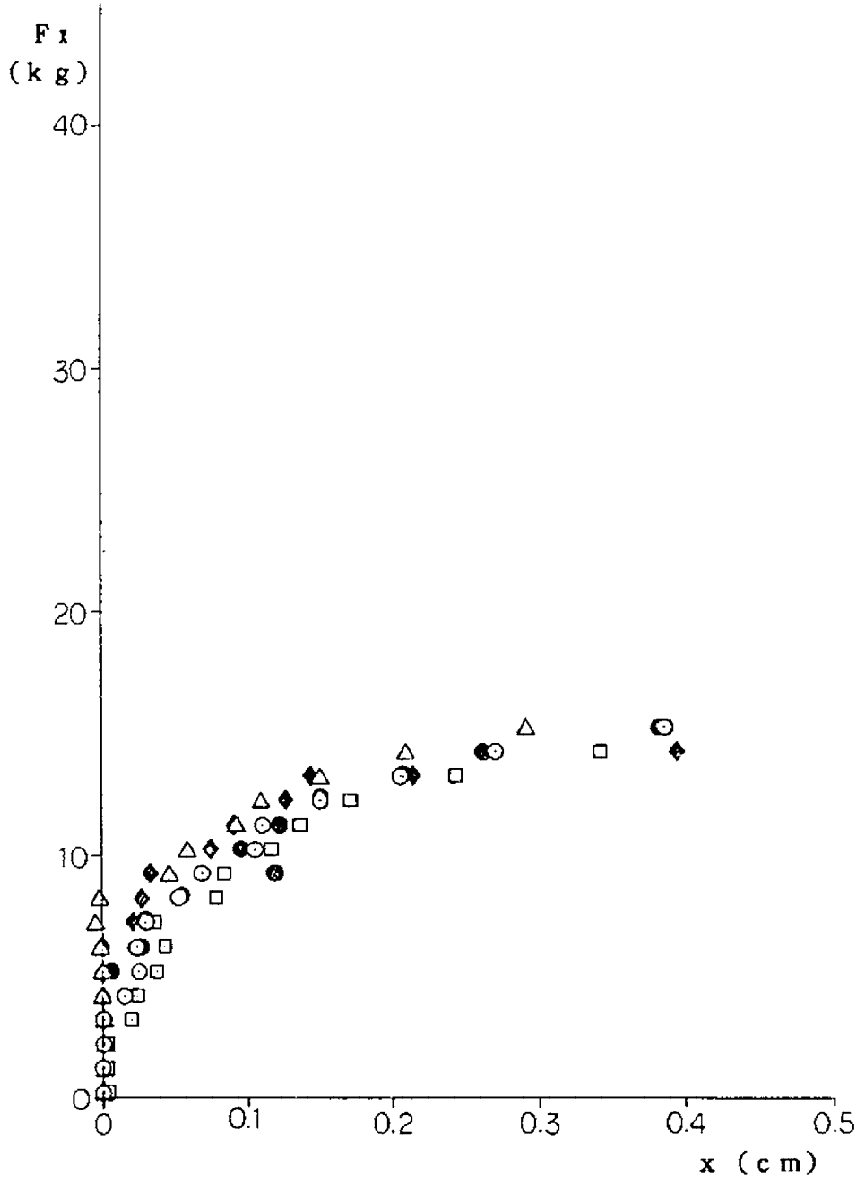

My
(kg・cm)
200
150
100
50
0
0
0.005
0.010
0.015
θy (rad)

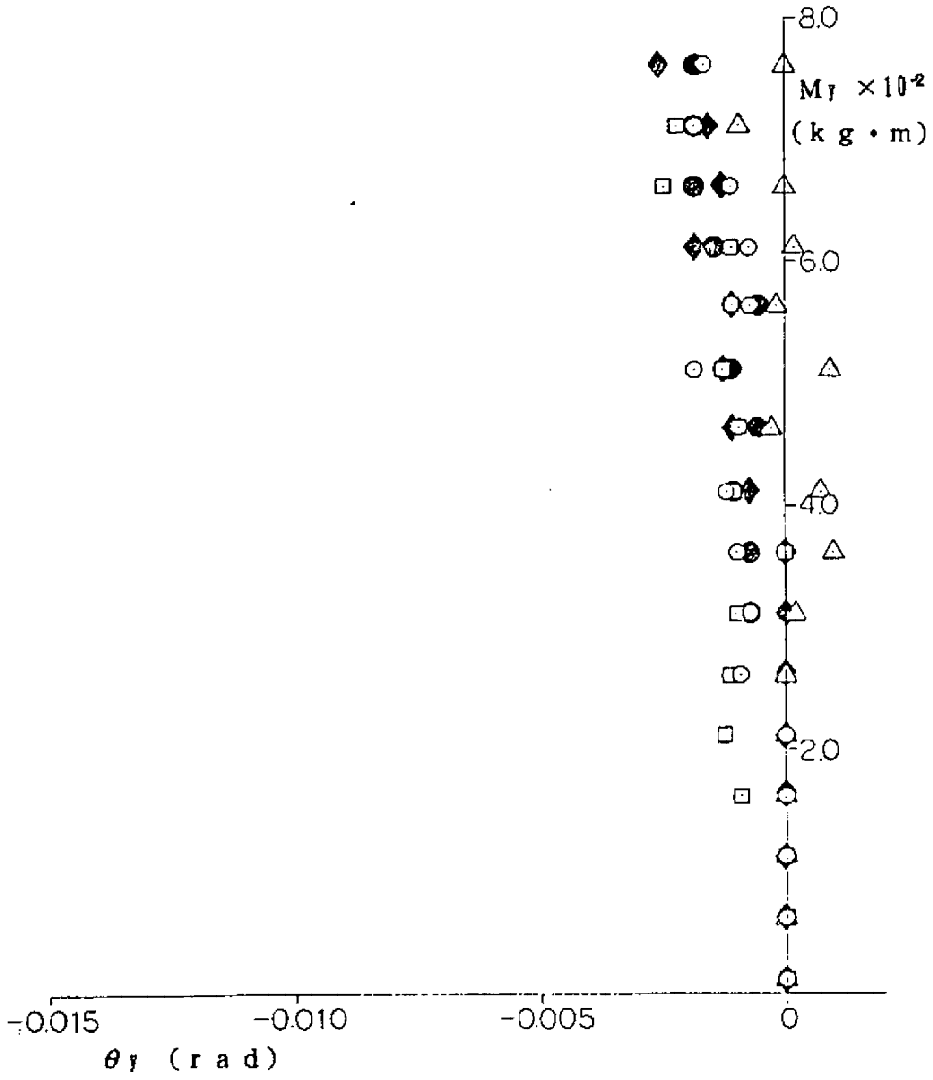
B－1


Fx
(kg)
40
30
20
10
0
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
x (cm)

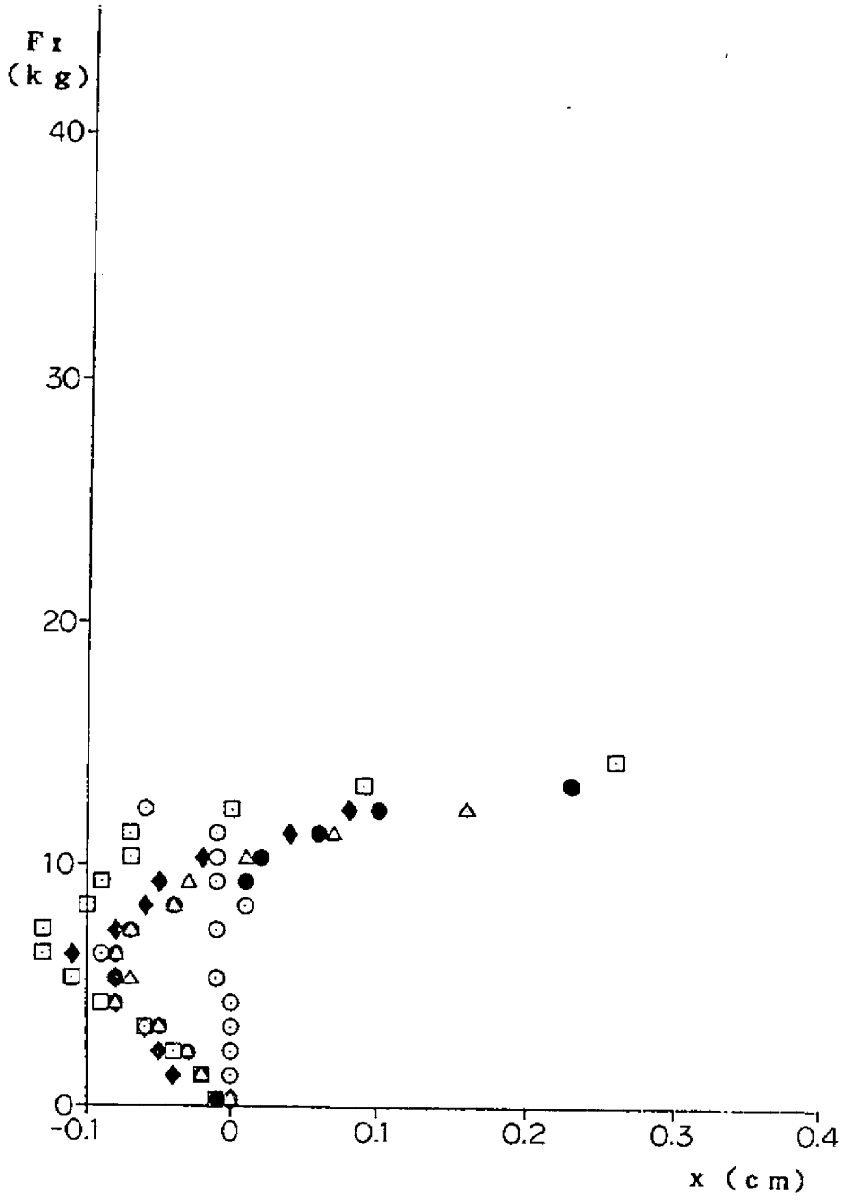

8.0
My ×10⁻²
(kg・m)
6.0
4.0
2.0
0
0
0.005
0.010
0.015
θy (rad)

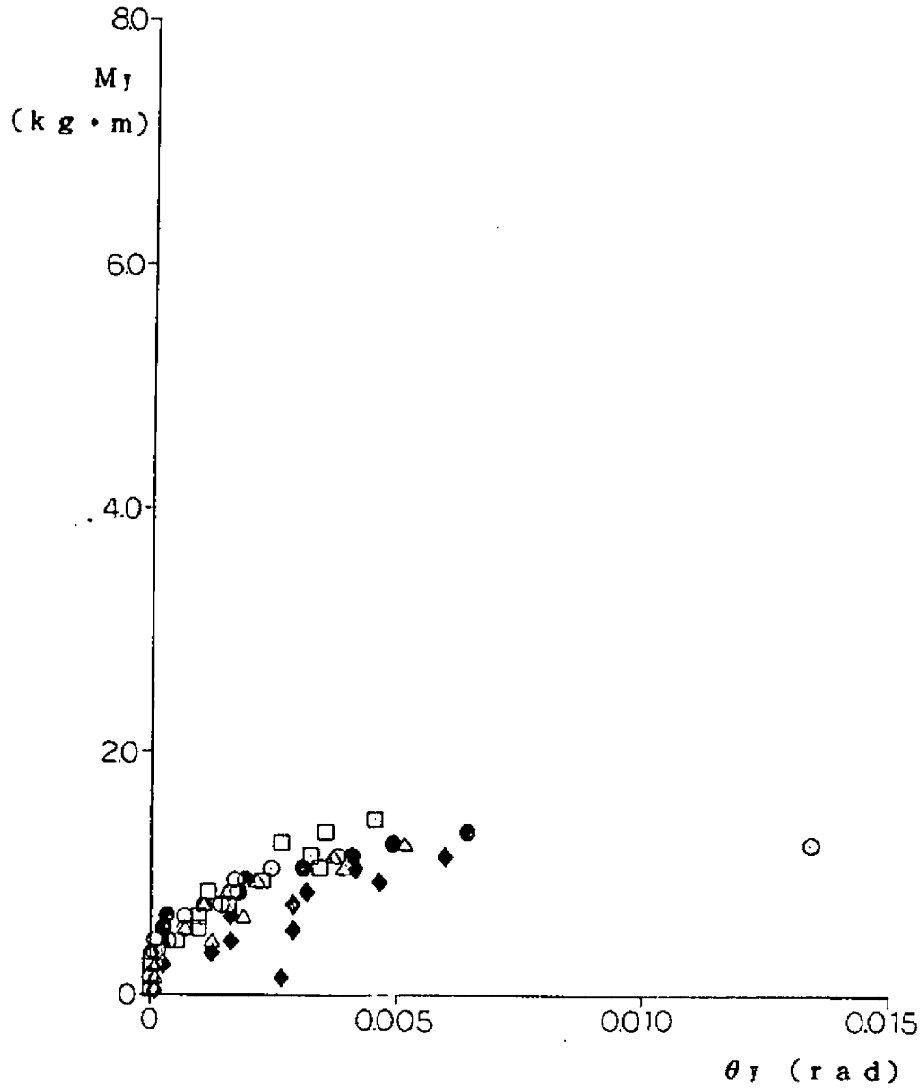
A－6


Fx
(kg)
40
30
20
10
0
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
x (cm)

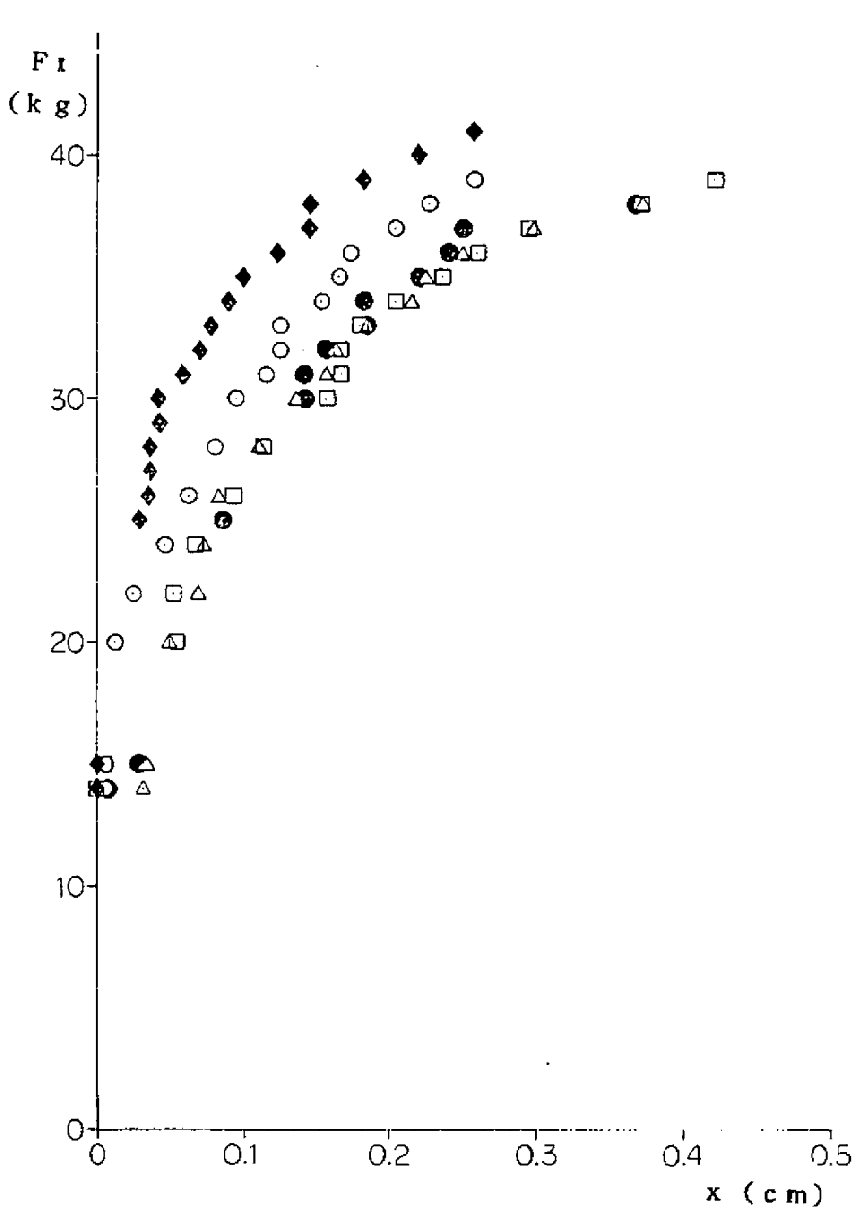

8.0
Mf ×10⁻²
(kg・m)
6.0
4.0
2.0
-0.015
-0.010
-0.005
0
θf (rad)

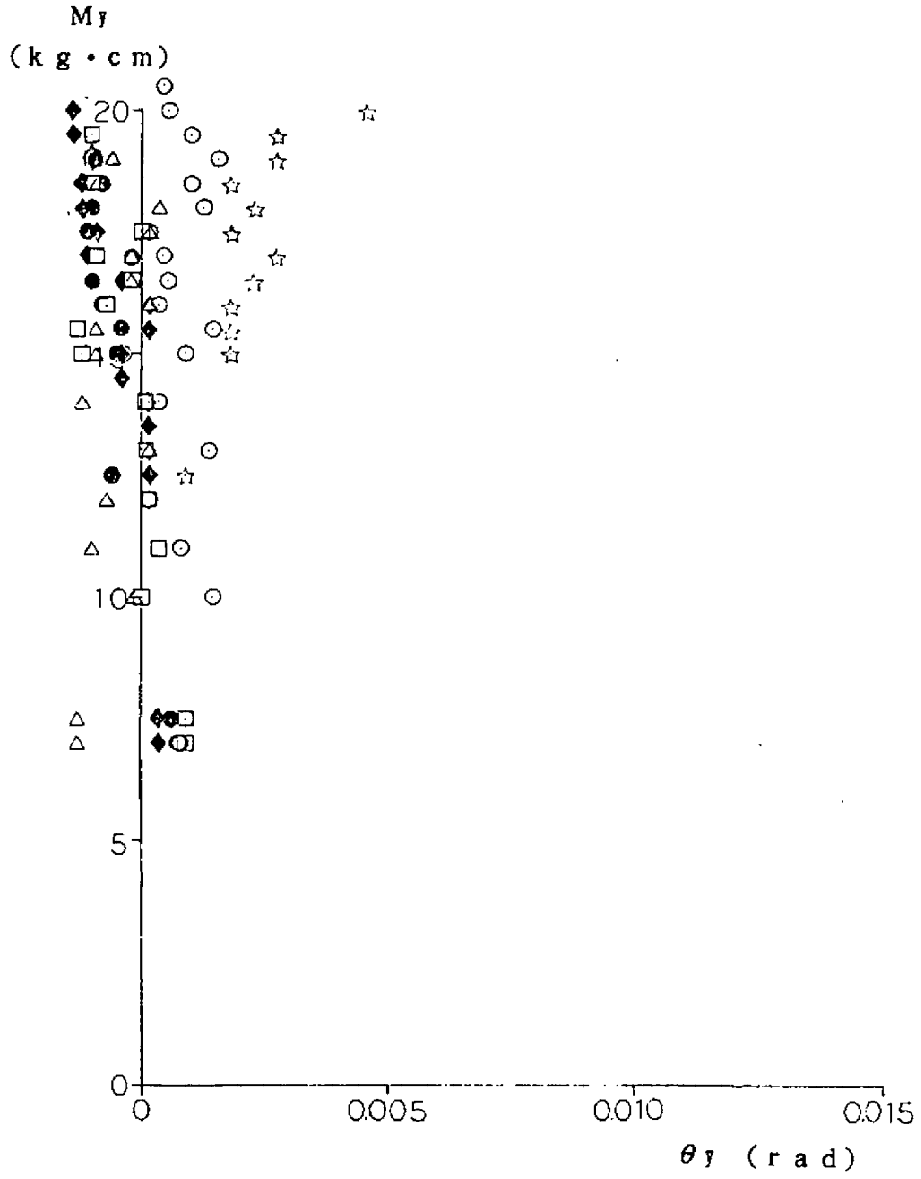
A－5


Fx
(kg)
40
30
20
10
0
-0.1
0
0.1
0.2
0.3
0.4
x (cm)

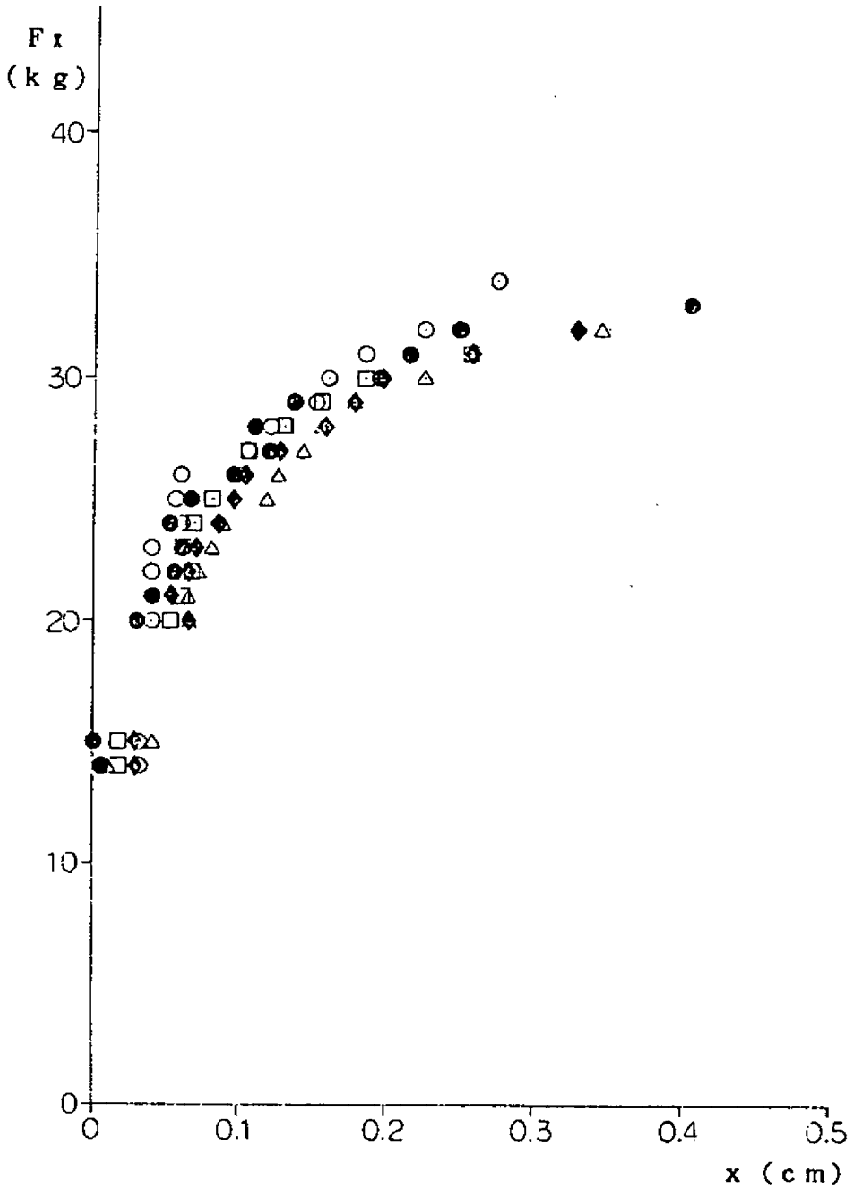

8.0
My
(kg・m)
6.0
4.0
2.0
0
0
0.005
0.010
0.015
θy (rad)

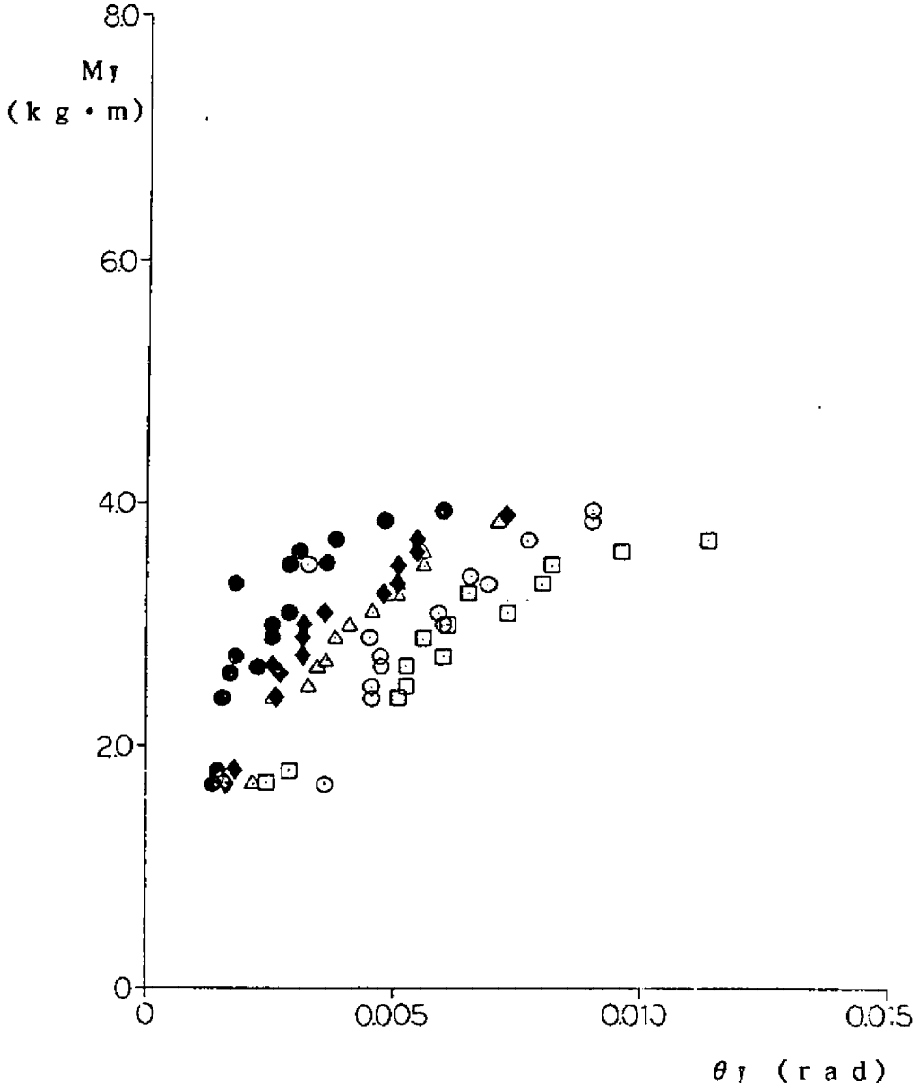
A－4


Fr
(kg)
40
30
20
10
0
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
x (cm)

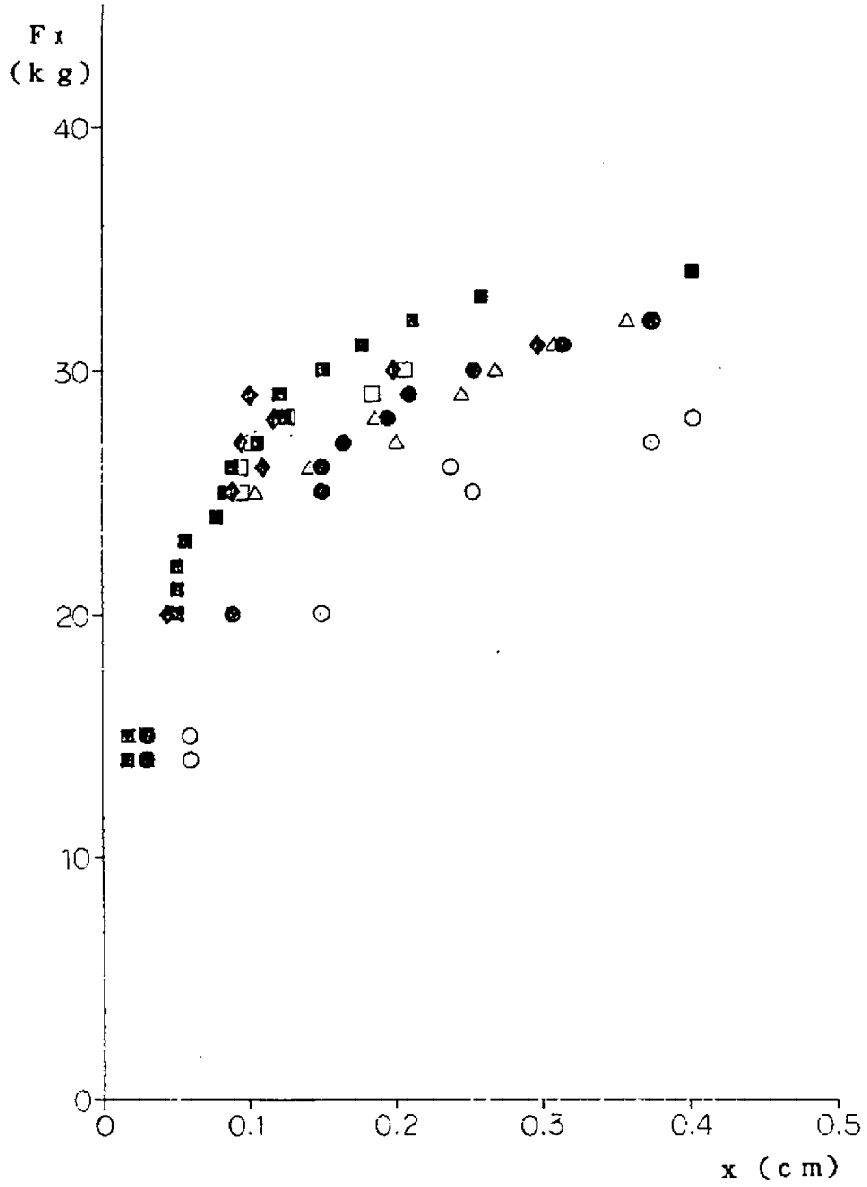

My
(kg・cm)
20
10
5
0
0
0.005
0.010
0.015
θy (rad)

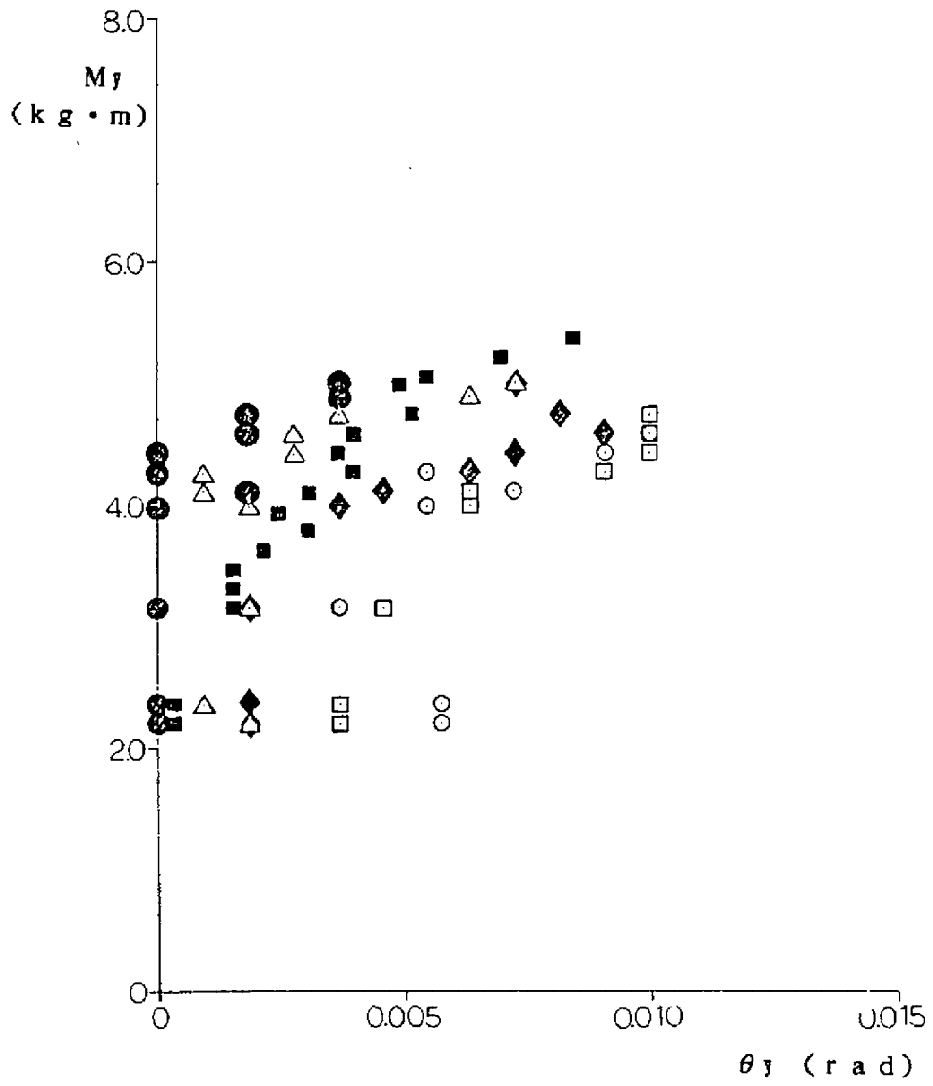
A－3


Fr
(kg)
40
30
20
10
0
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
x (cm)


8.0
Mr
(kg・m)
6.0
4.0
2.0
0
0
0.005
0.010
0.015
θr (rad)

A－2

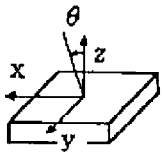

Fx
(kg)
40
30
20
10
0
0
0.1
0.2
0.3
0.4
0.5
x (cm)

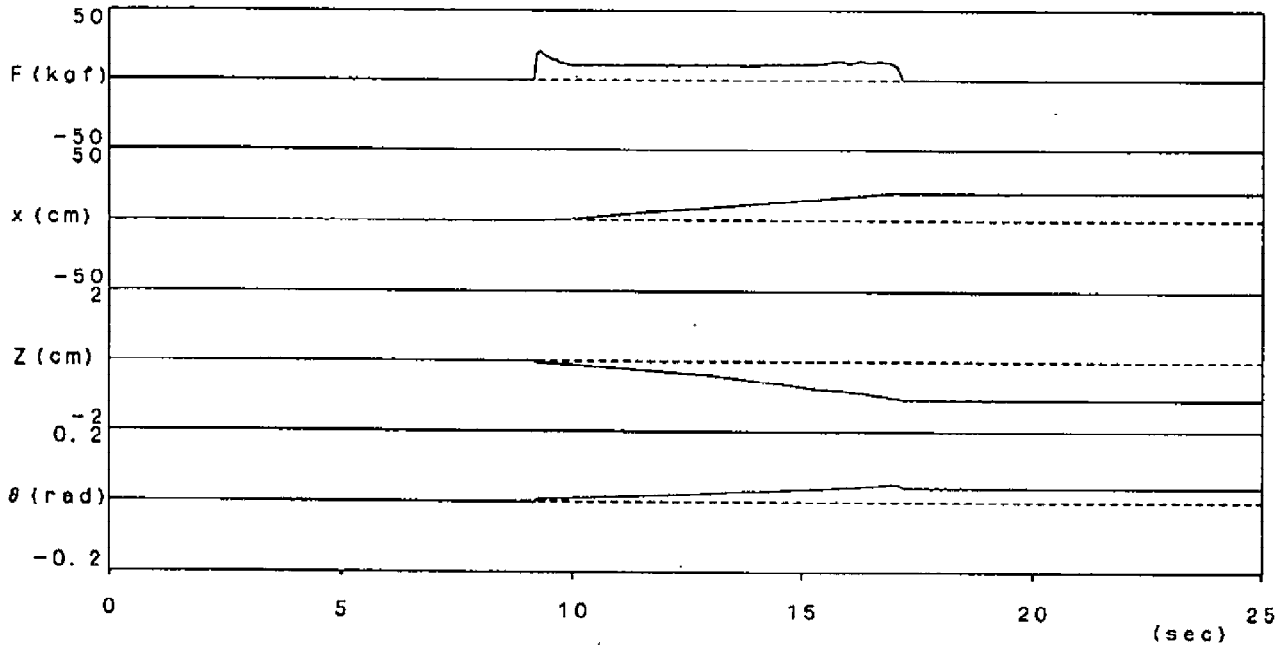

8.0
My
(kg・m)
6.0
4.0
2.0
0
0
0.005
0.010
0.015
θy (rad)

A－1

310011

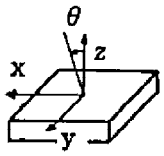
C

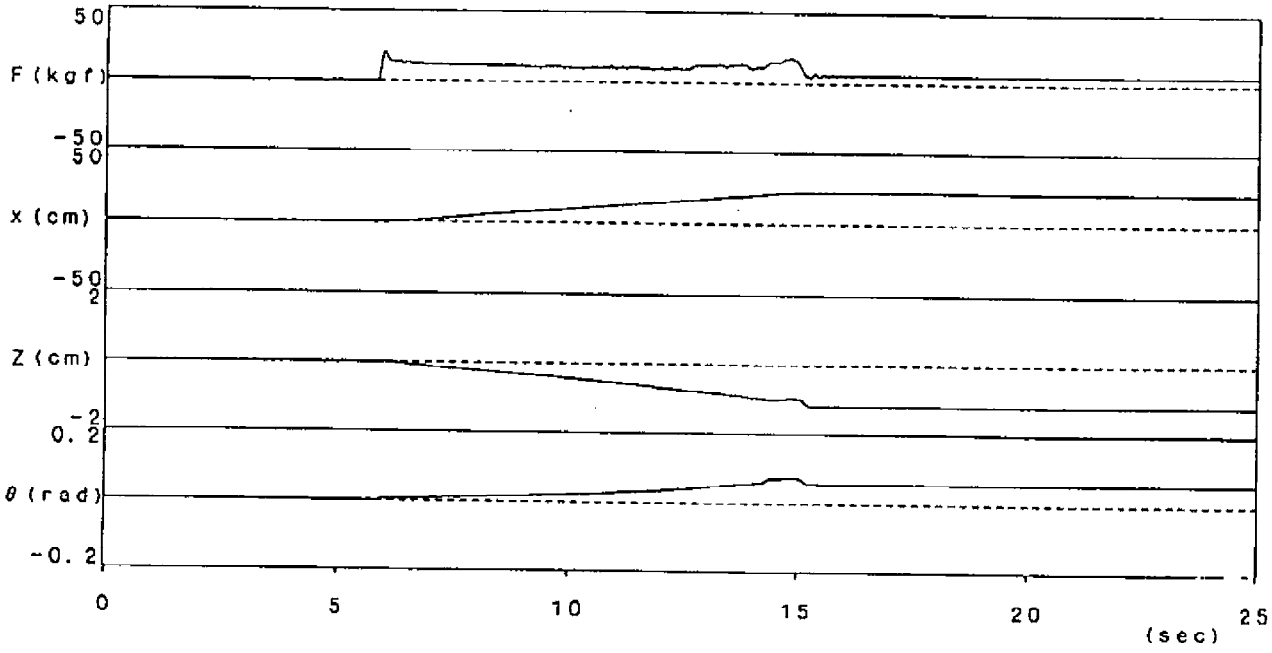




310022

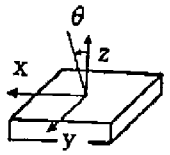
C

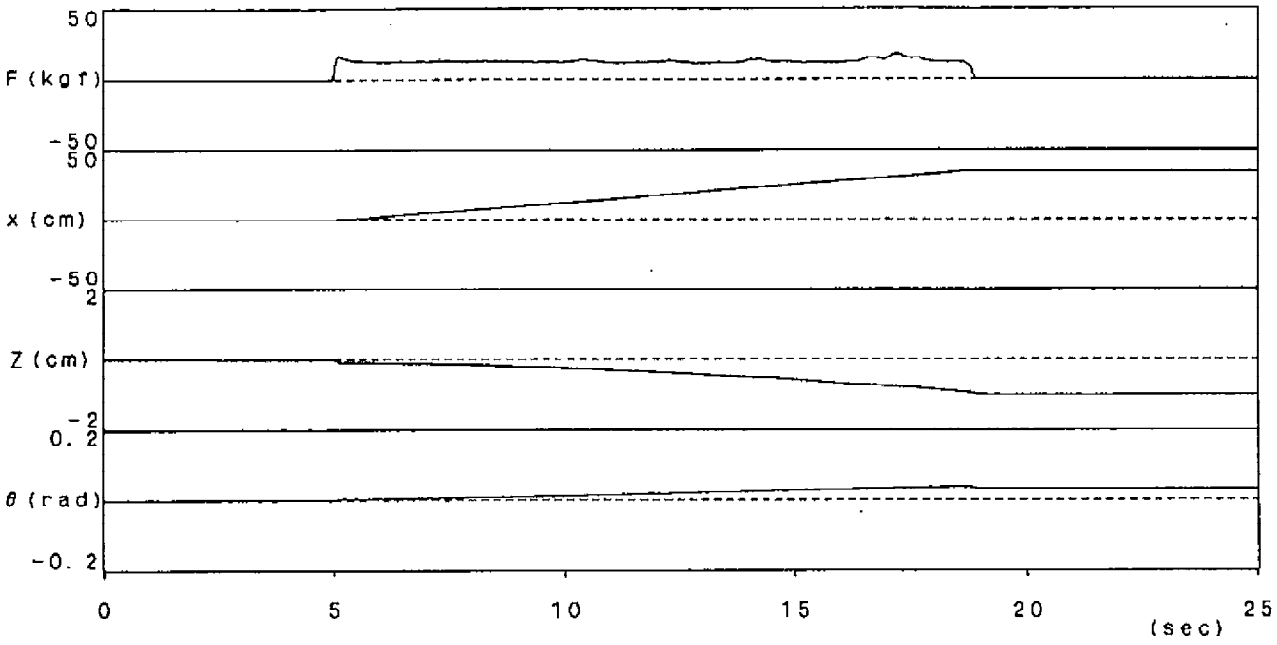




312021

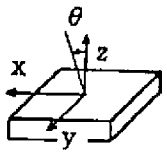
C

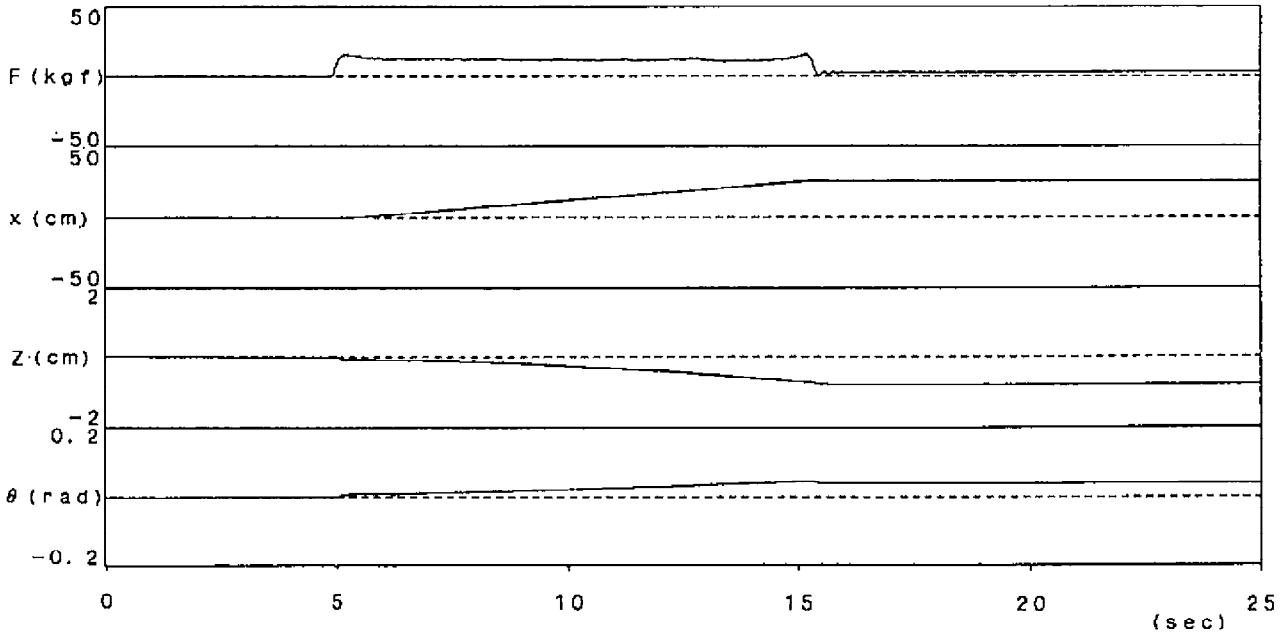




312023

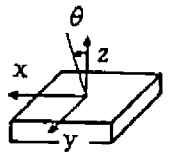
C

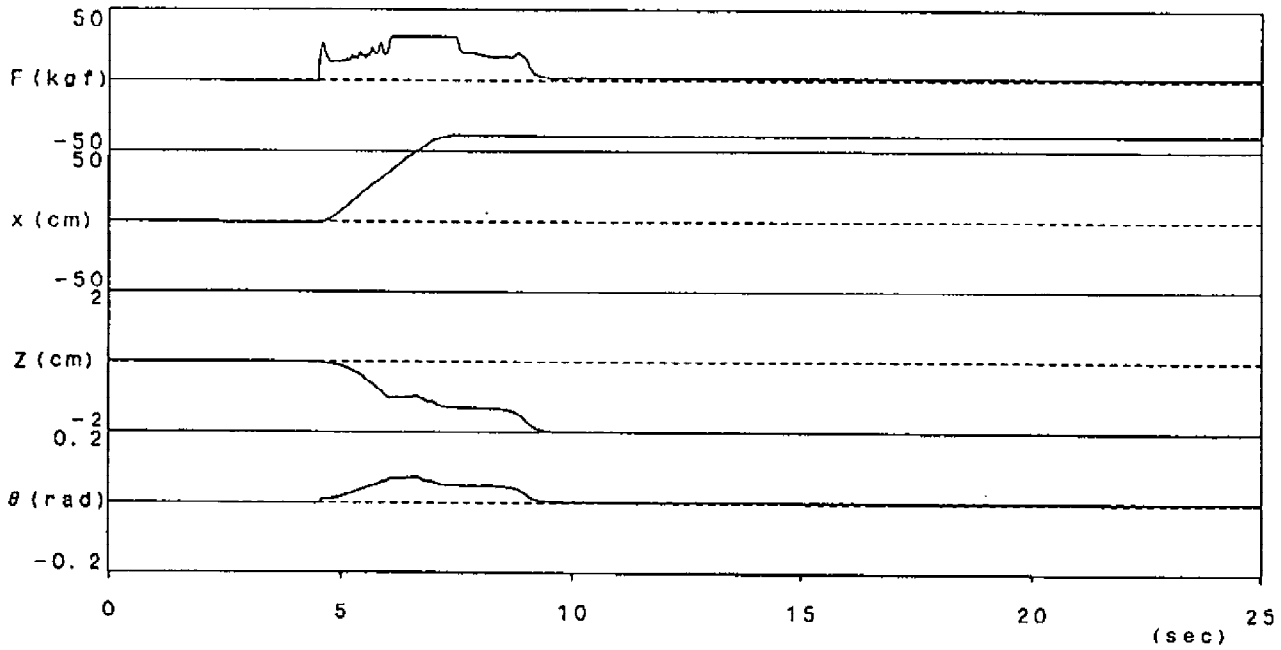




311021

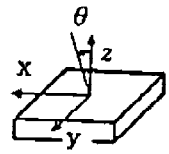
C

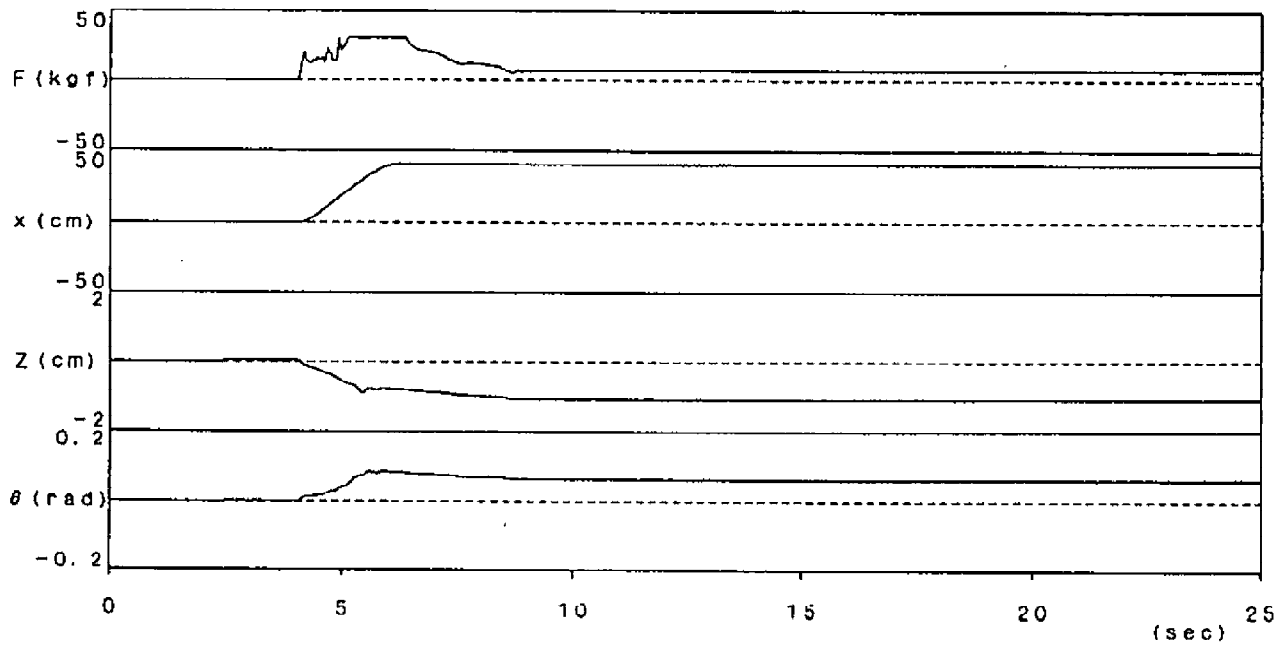




311022

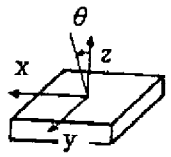
C

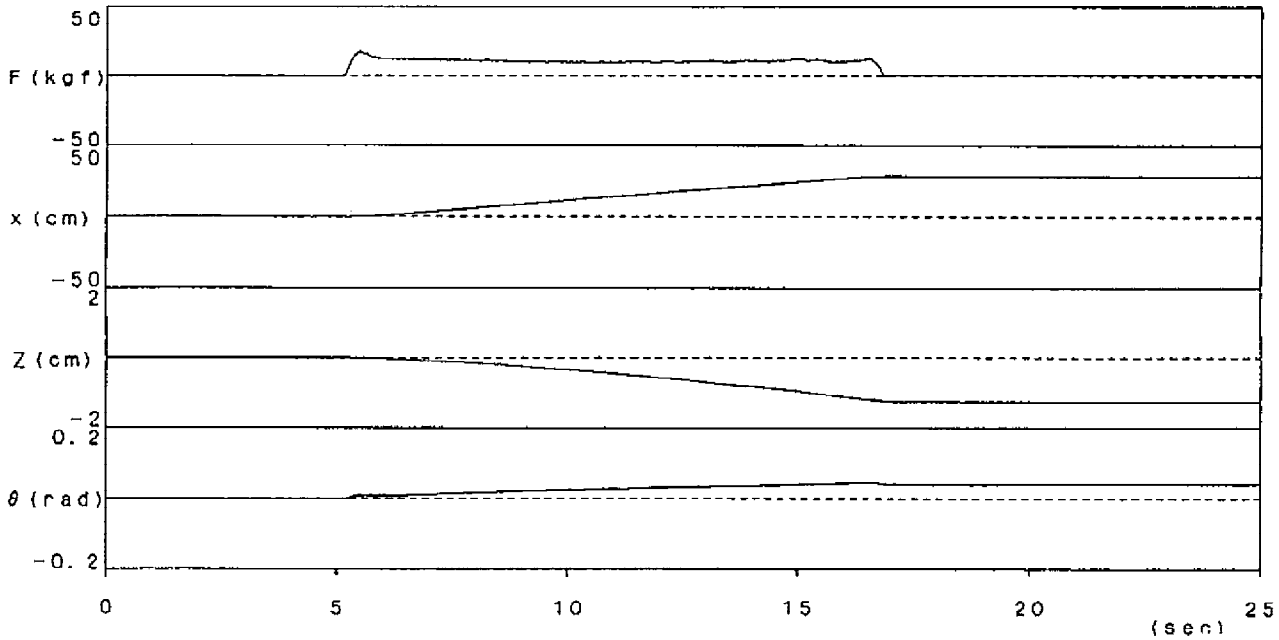




312022

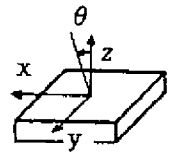
C

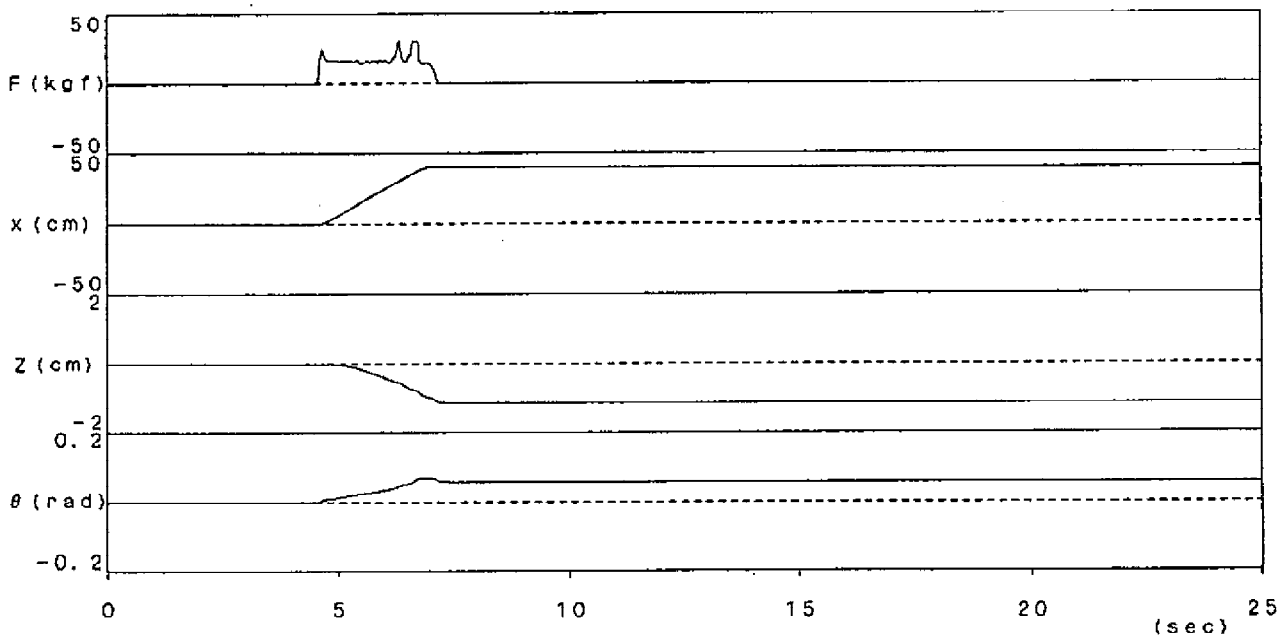




311161

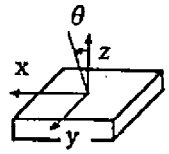
C

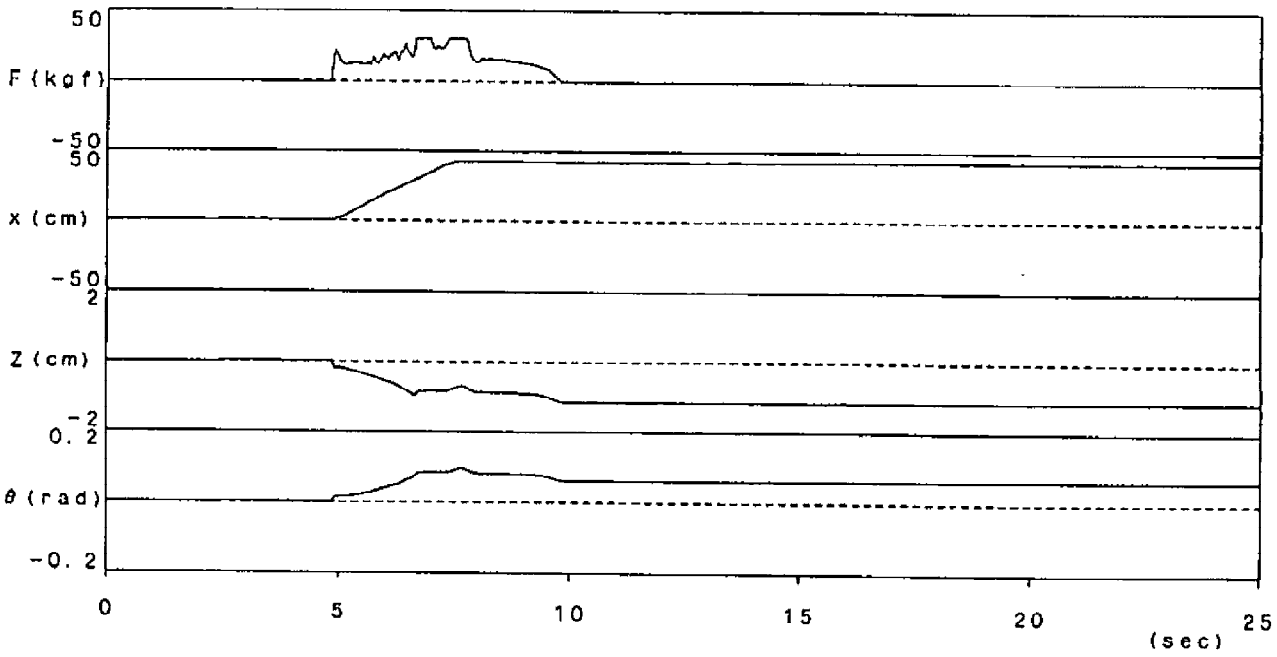




311031

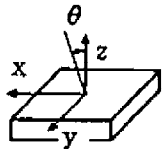
C

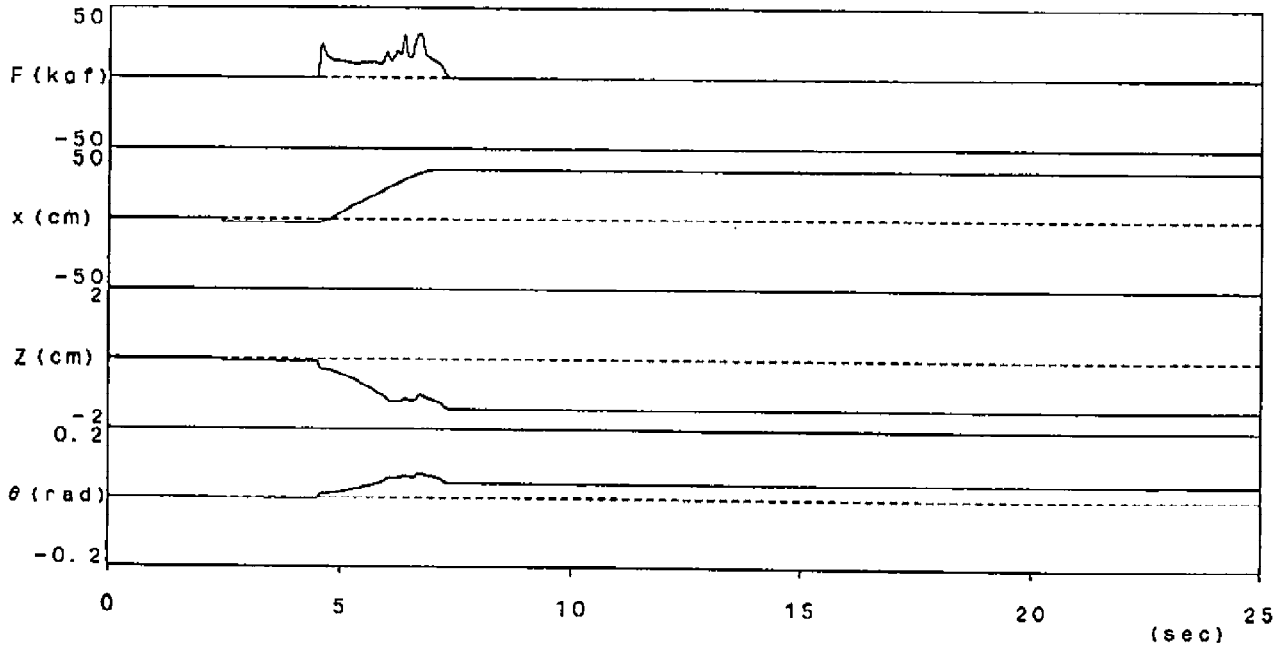




311032

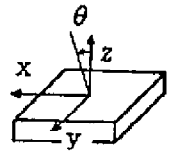
C

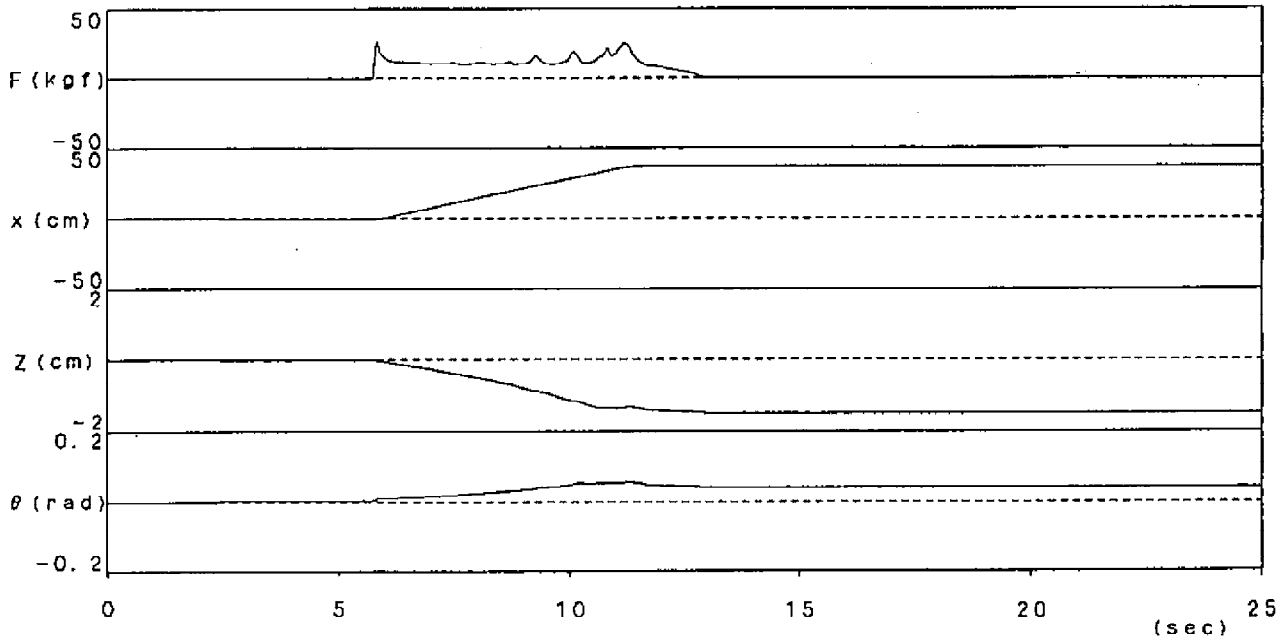




311041

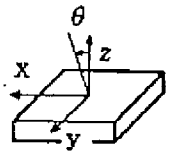
C

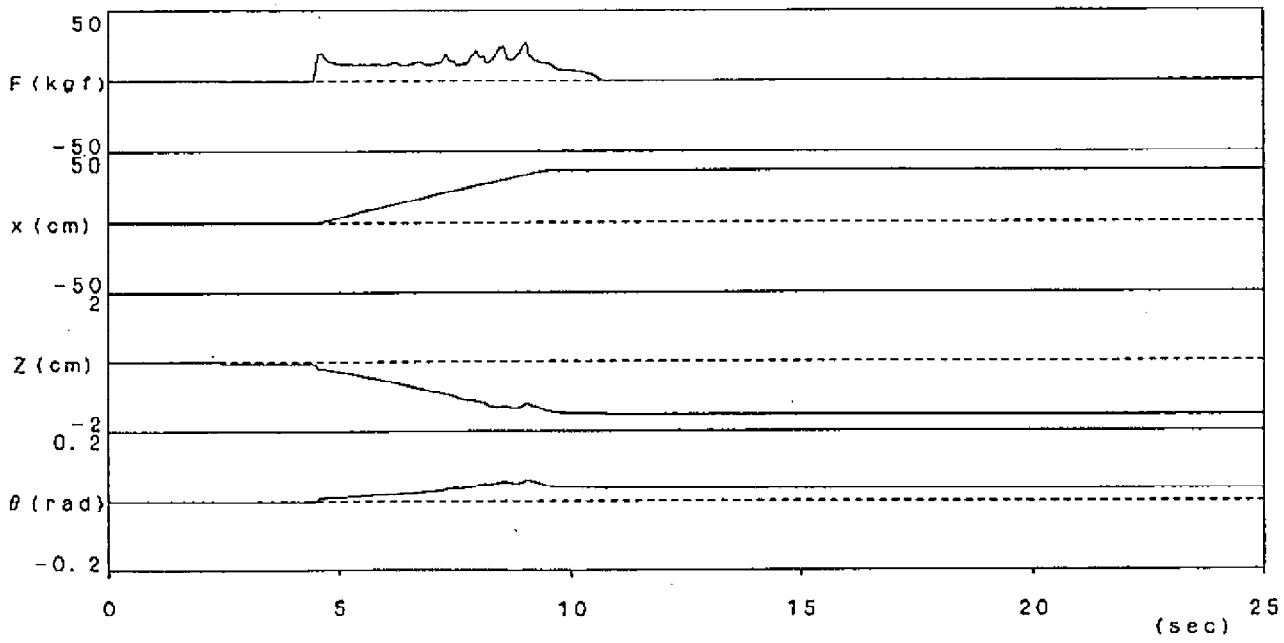




311042

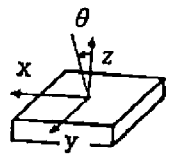
C

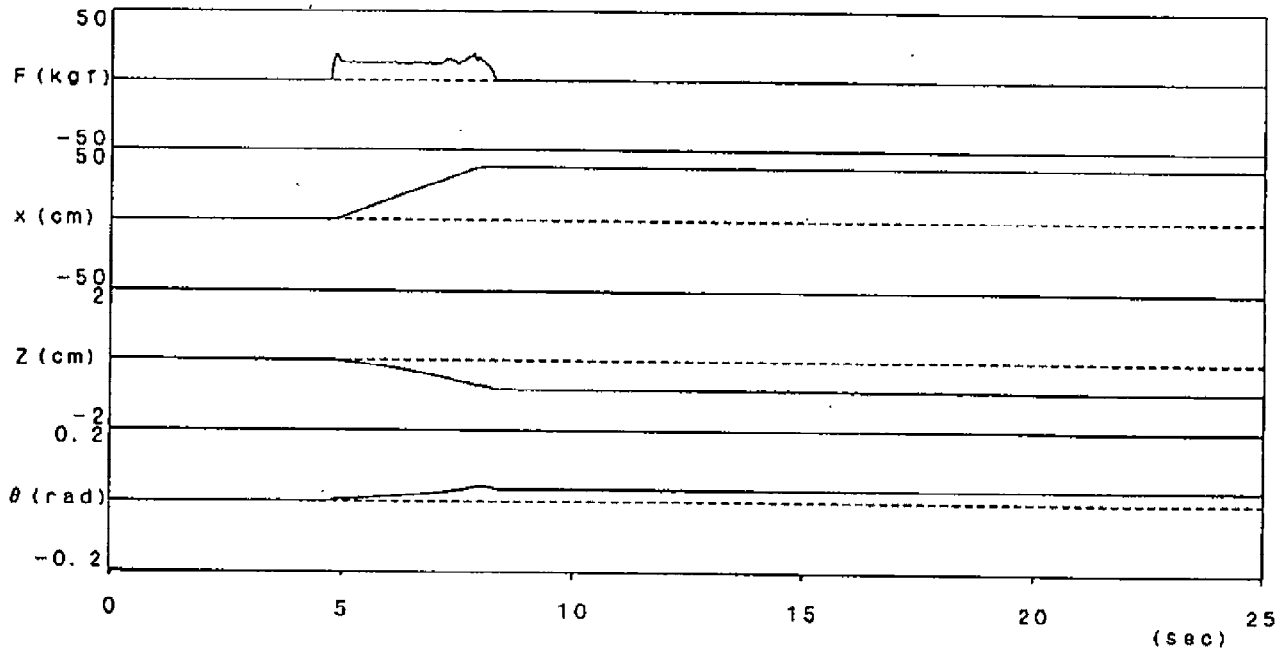




311111

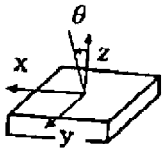
C

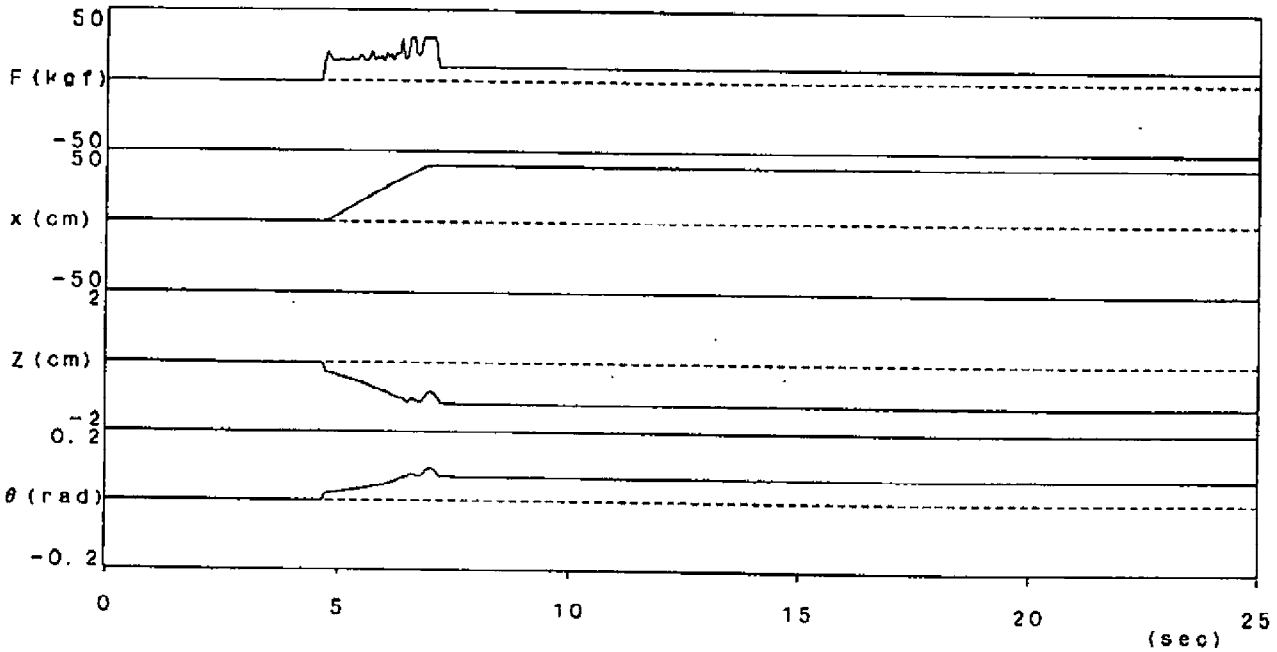




311162

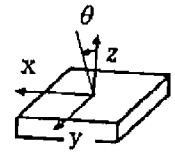
C

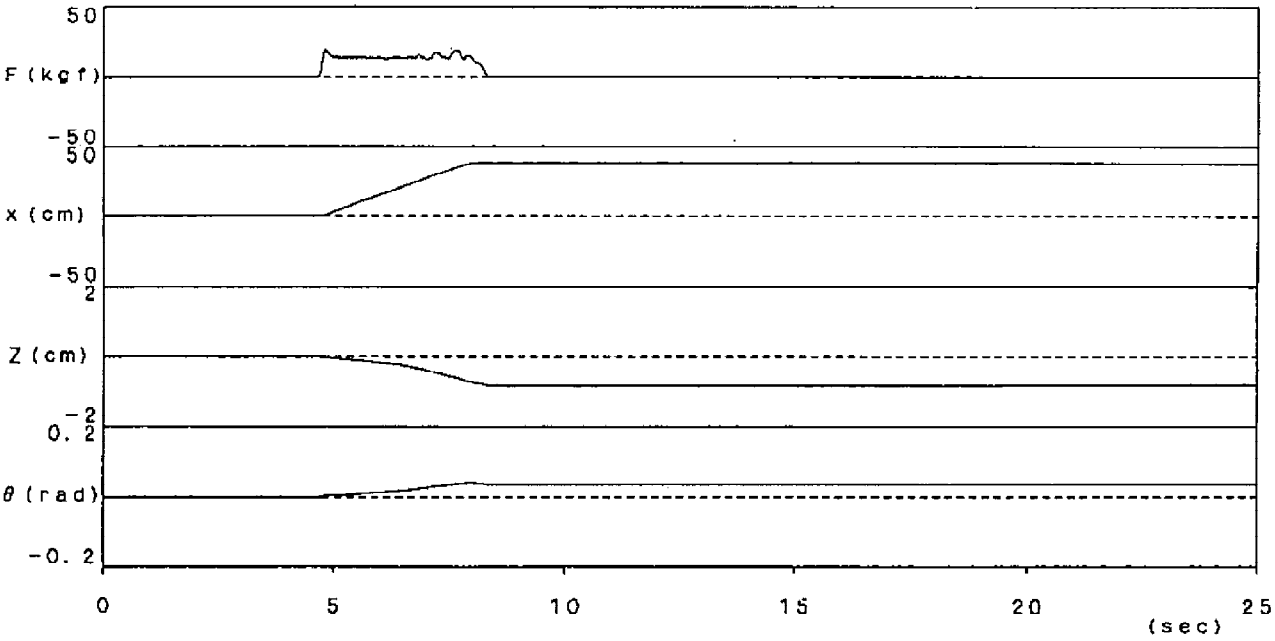




311112

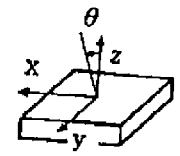
C

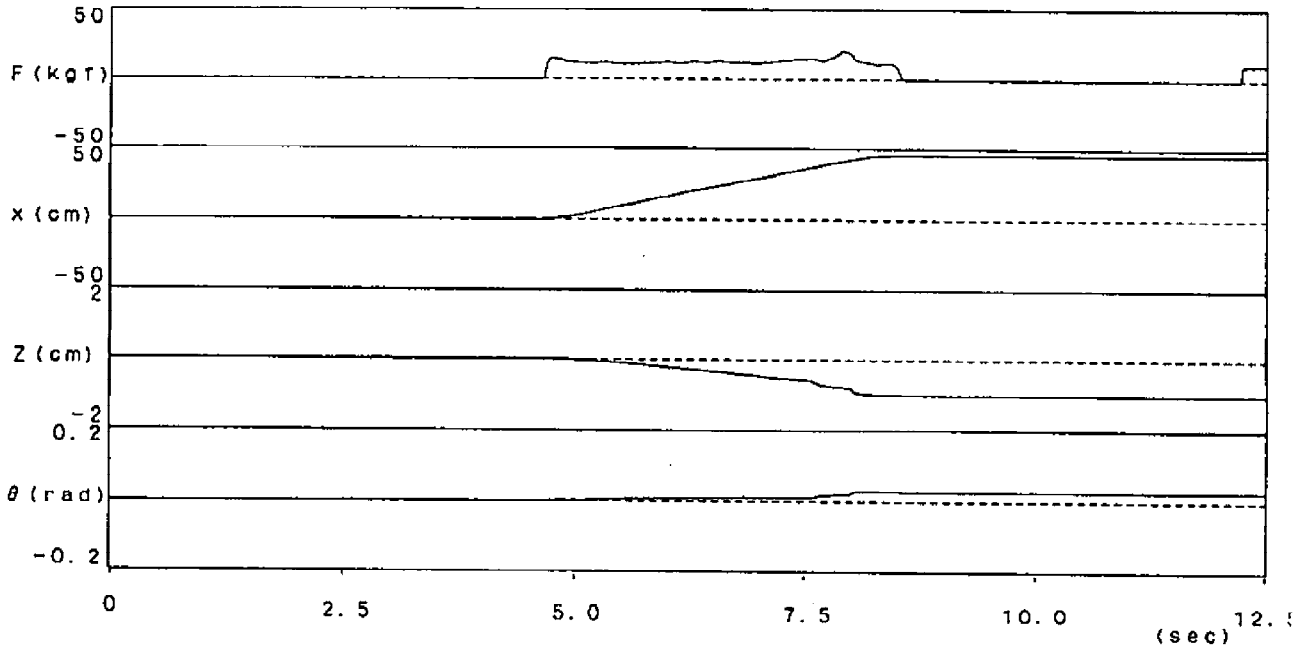




612105

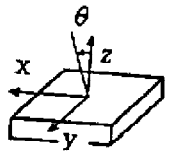
D

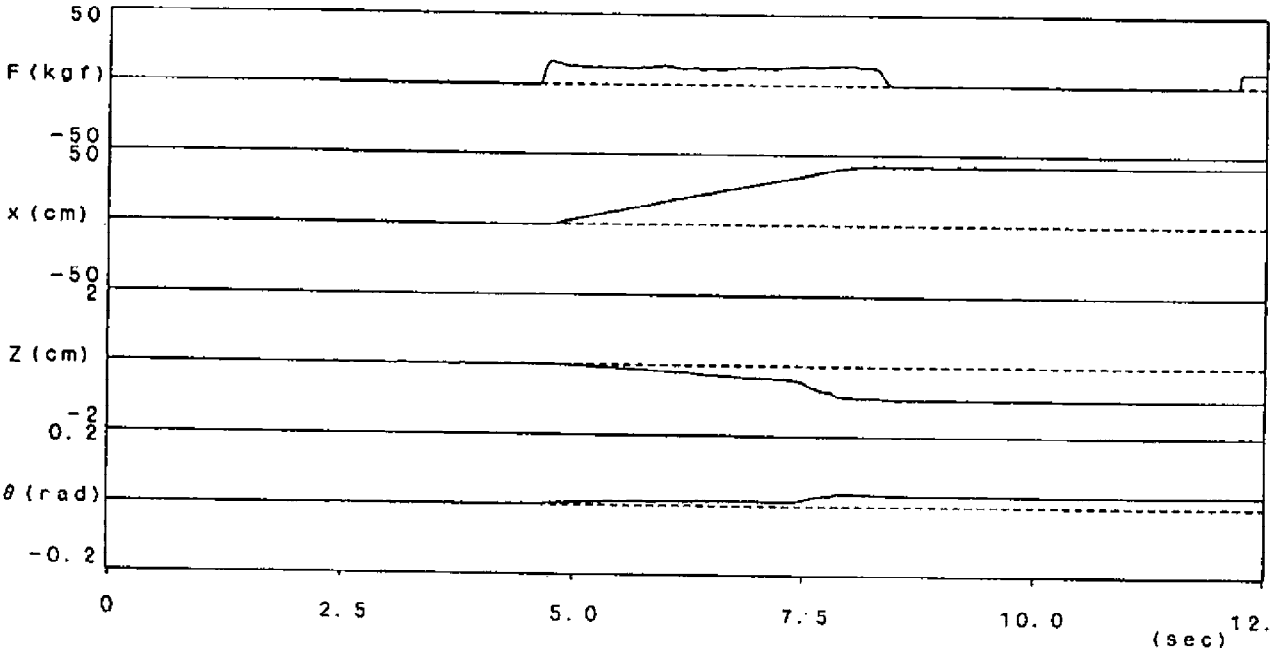




612106

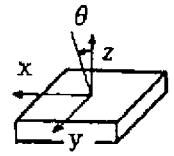
D

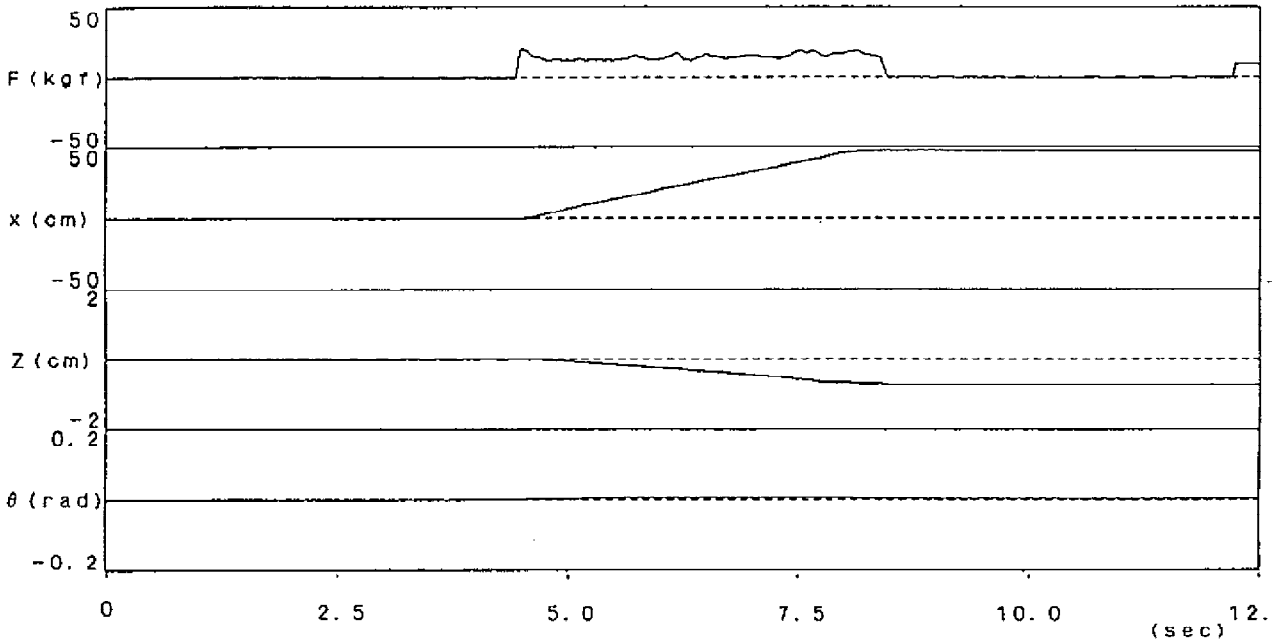




612103

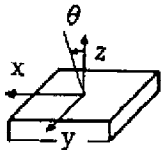
E

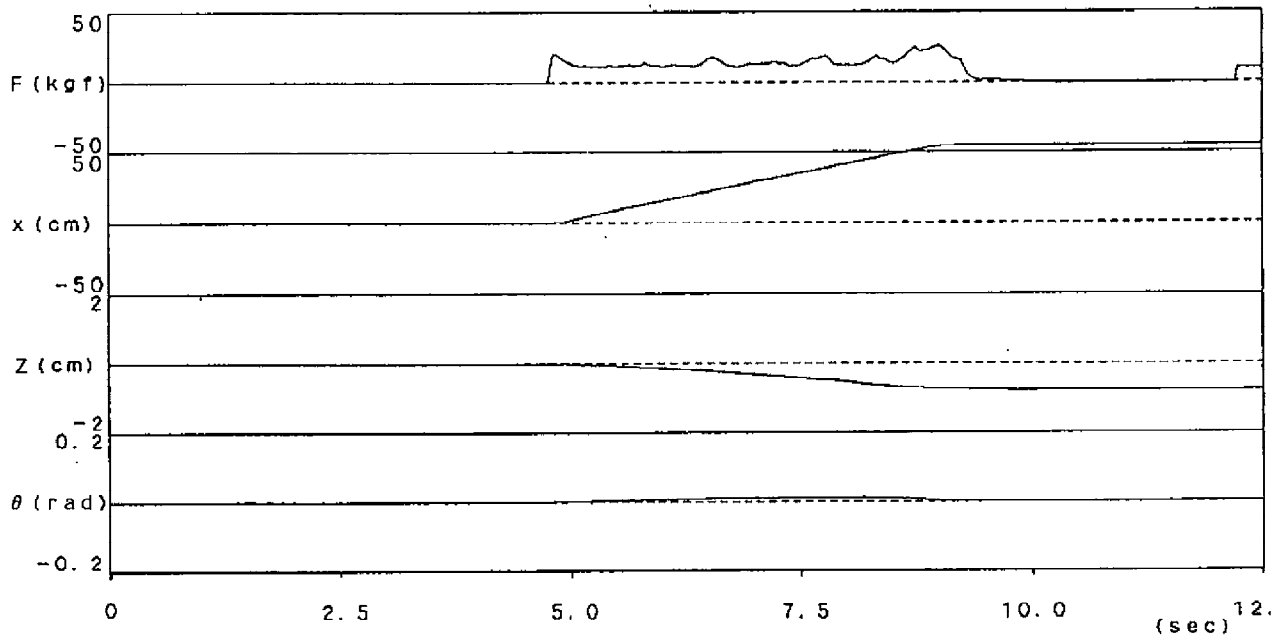




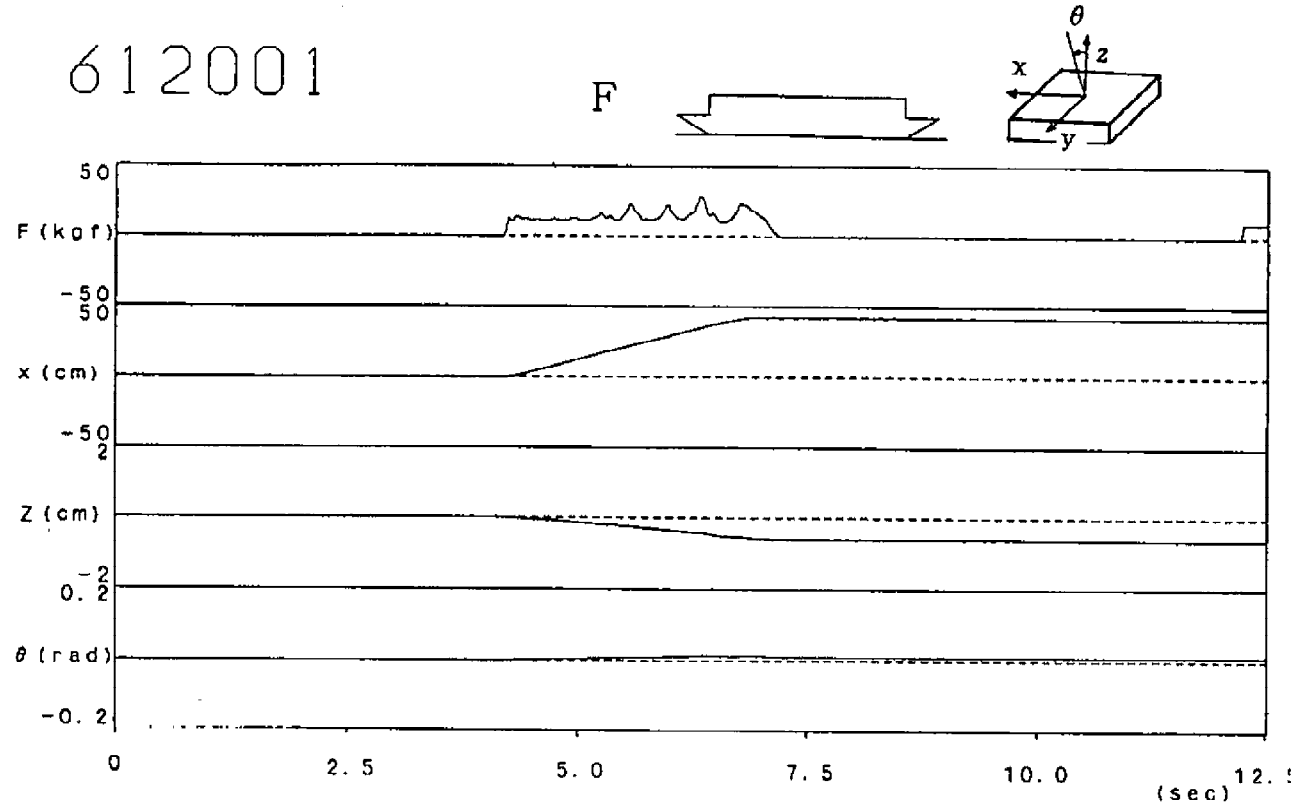
612104

E

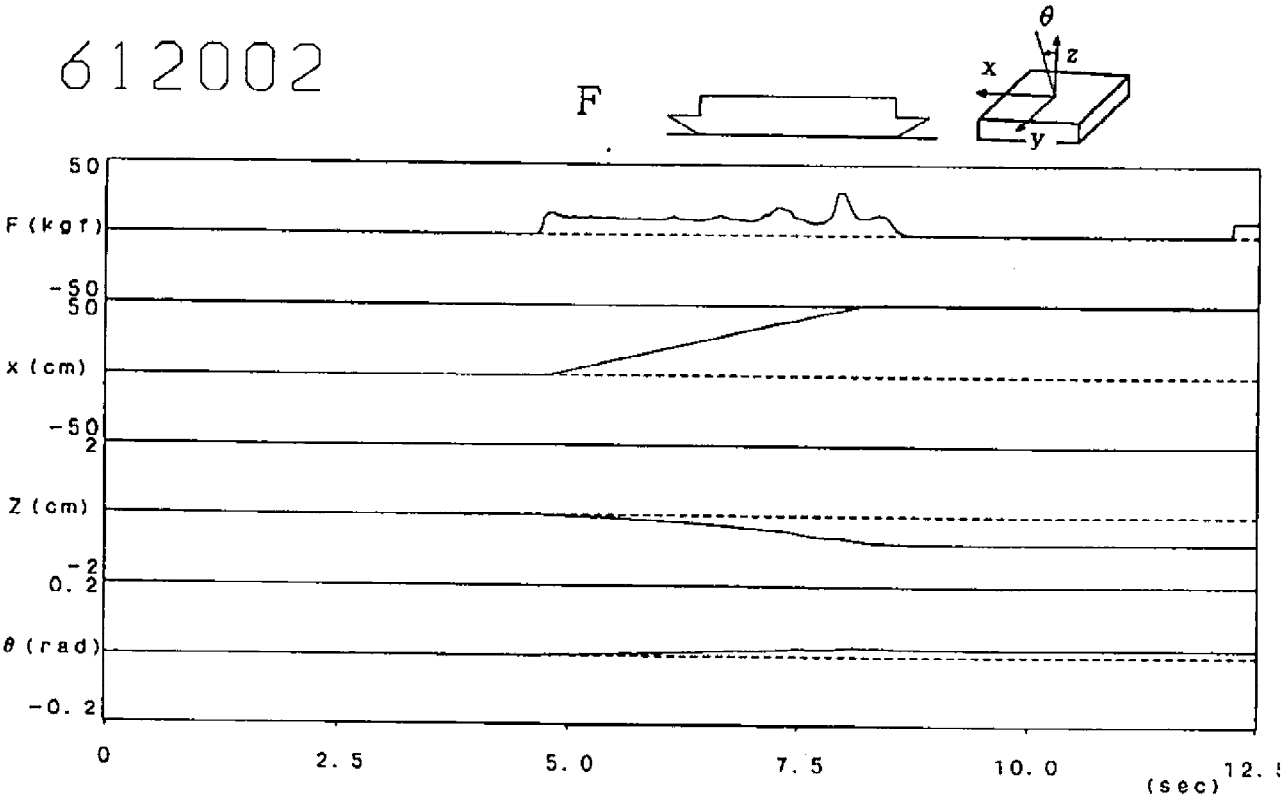




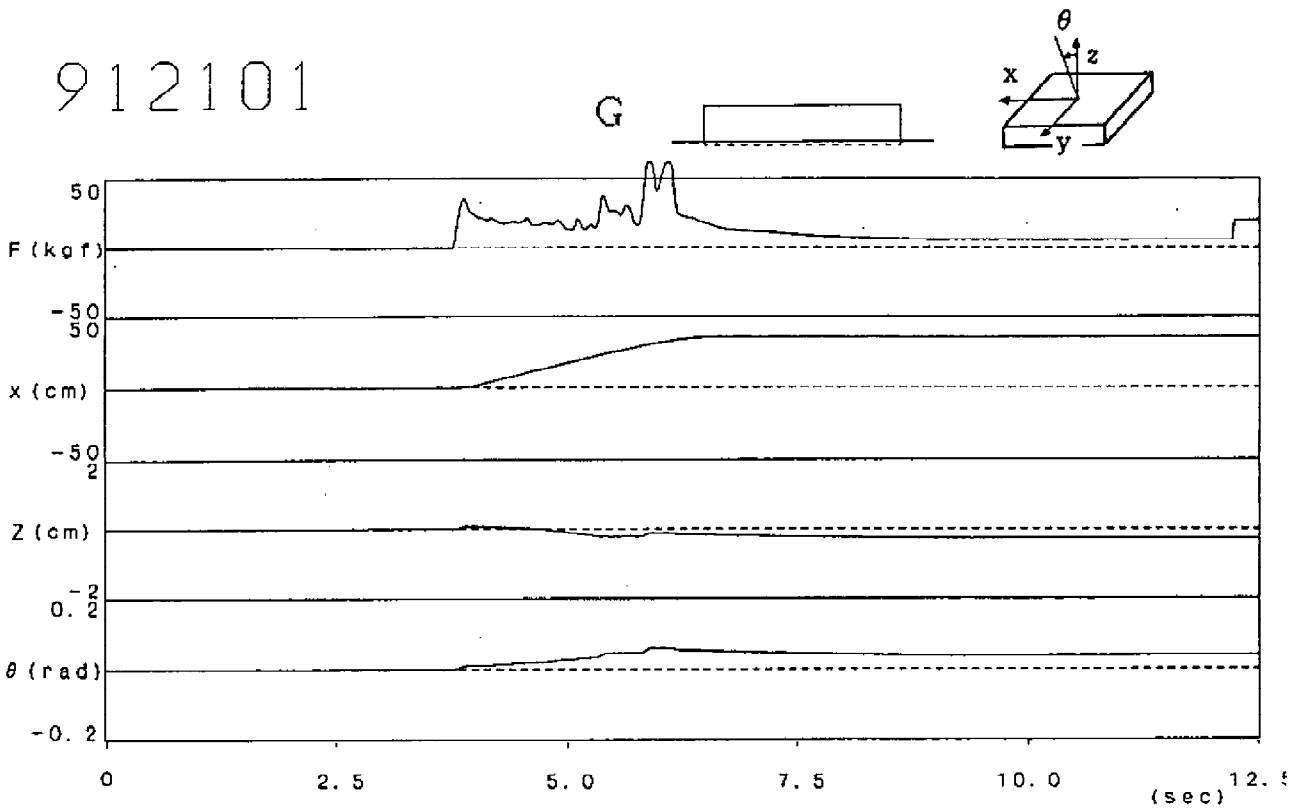
612001



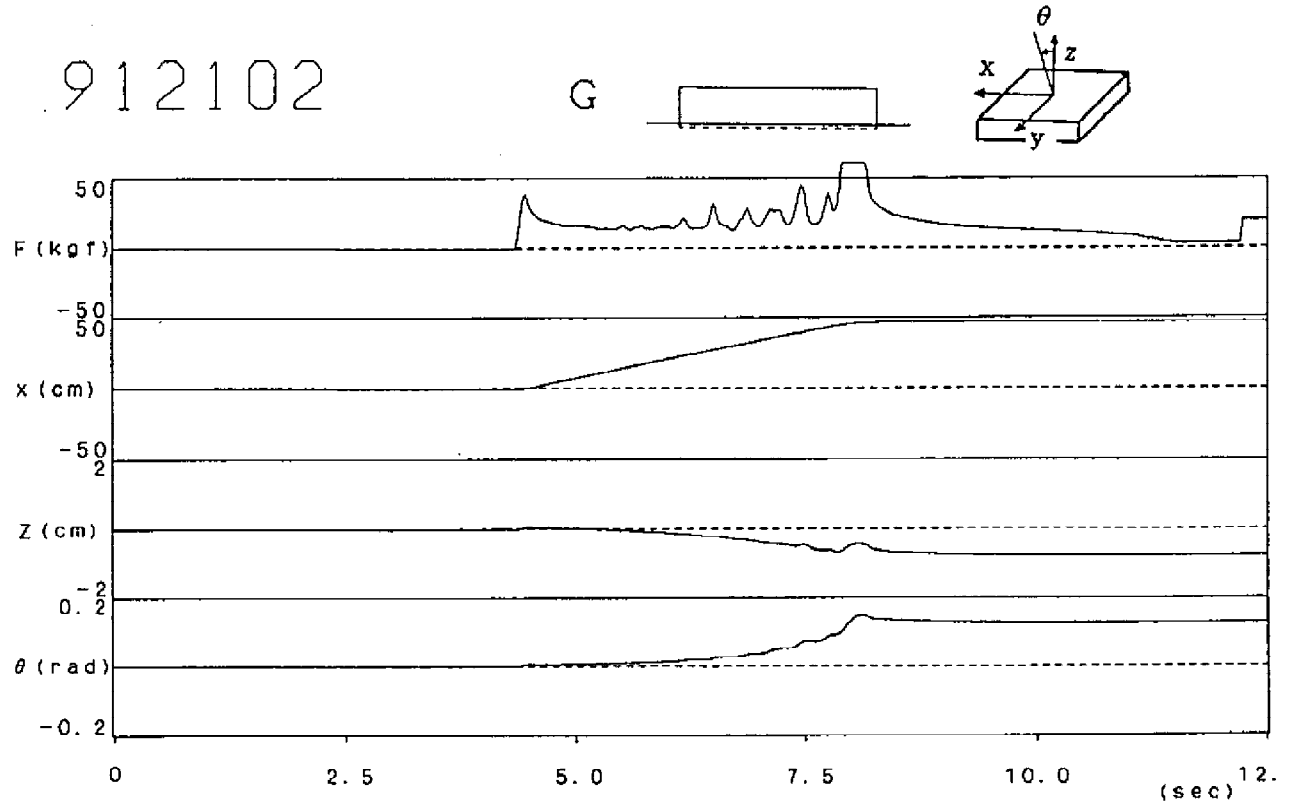
612002



912101

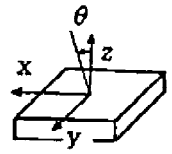


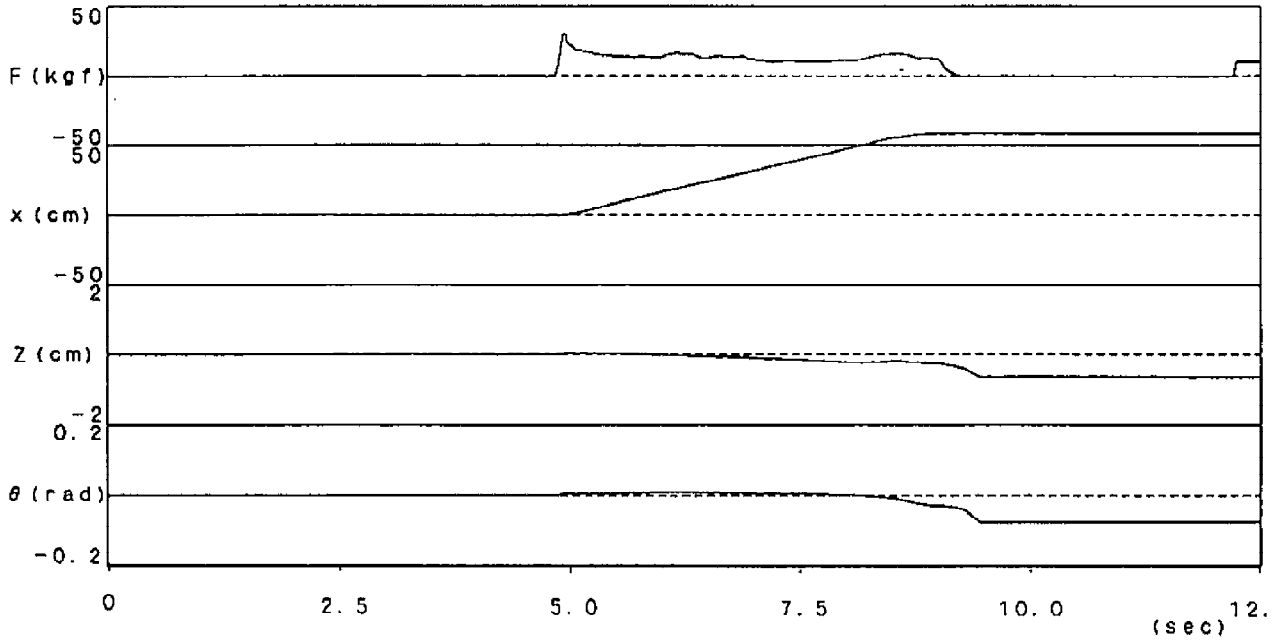
912102



612107

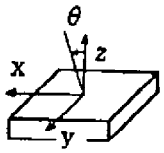
H

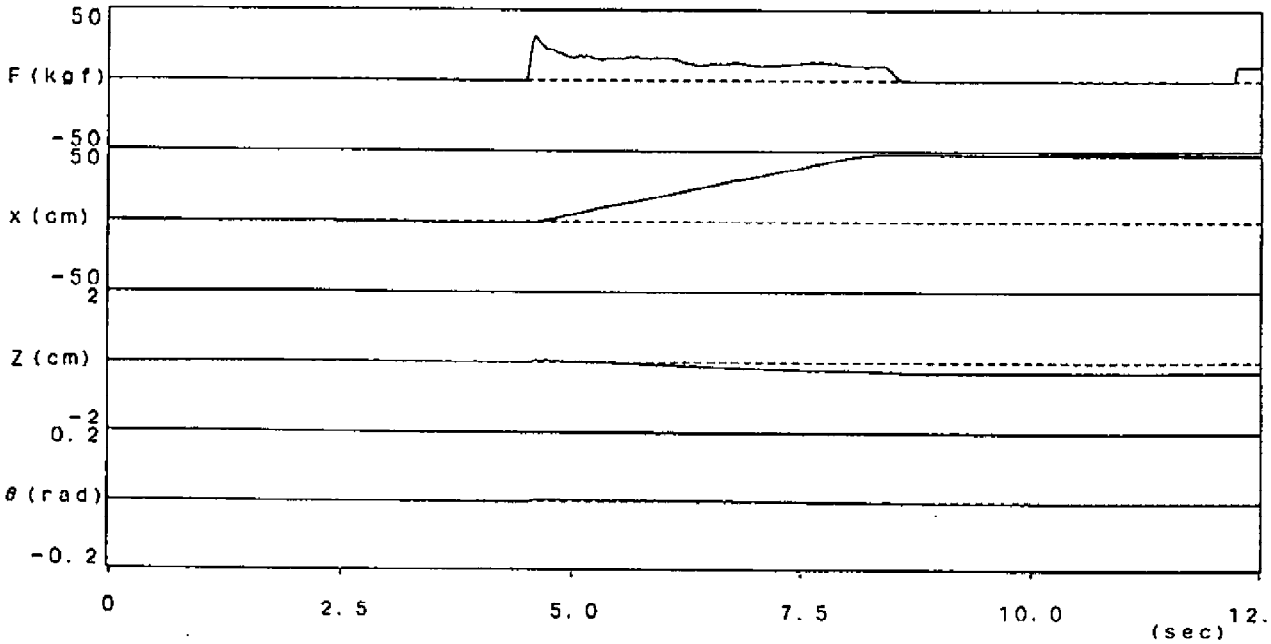




612108

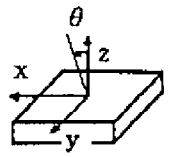
H

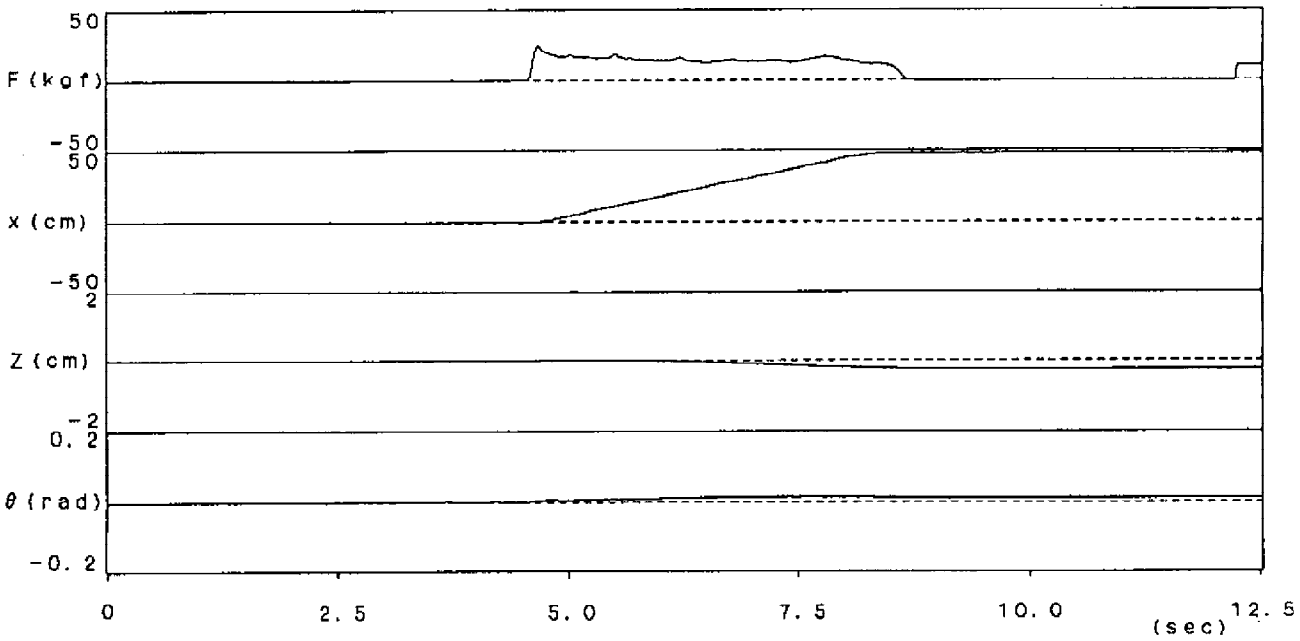




612109

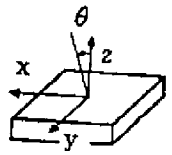
I

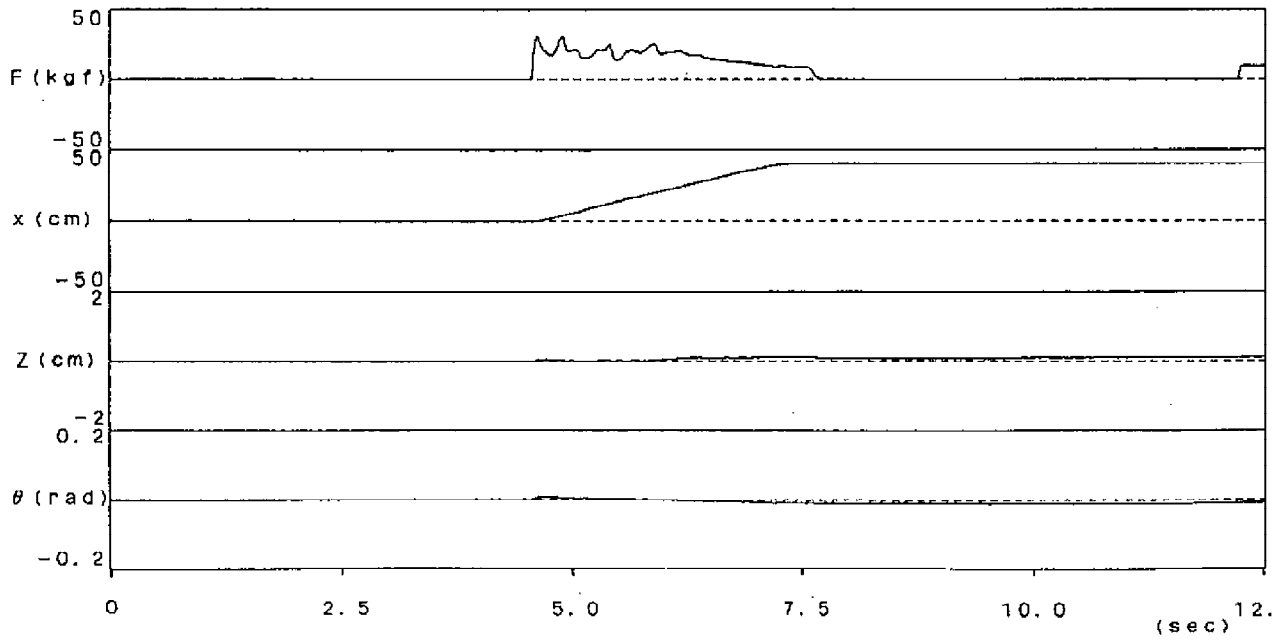




612110

I

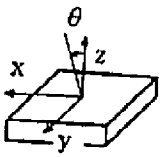


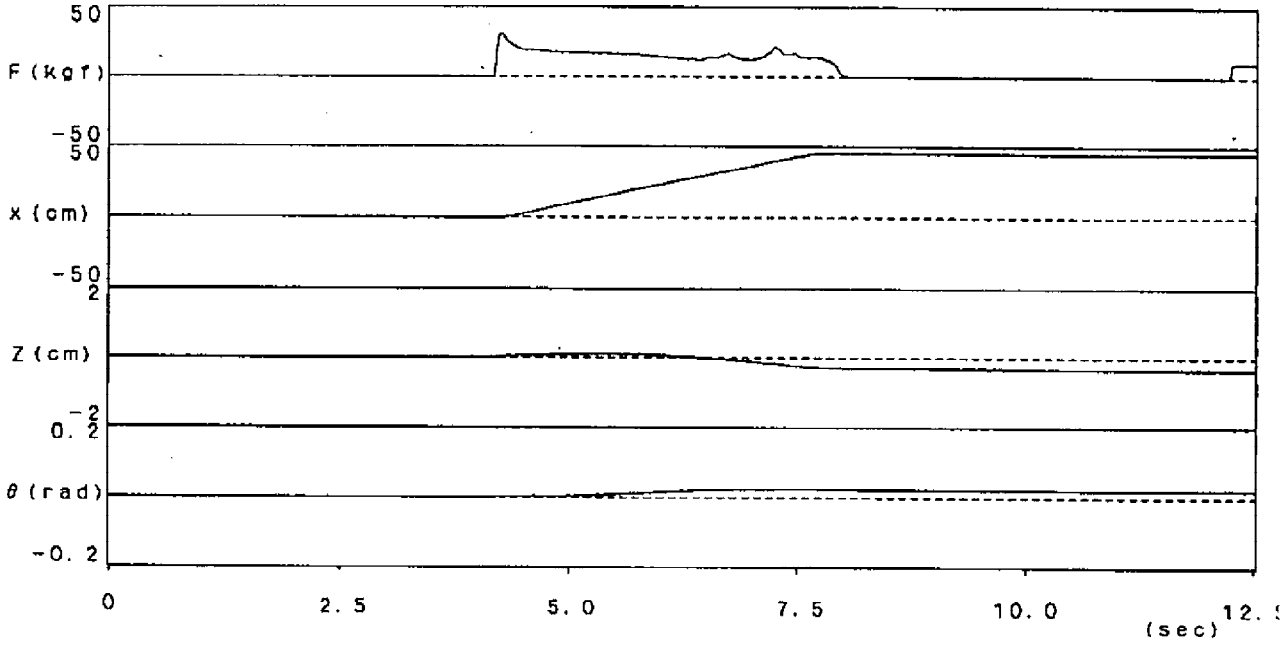


612111

J



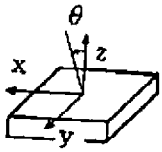


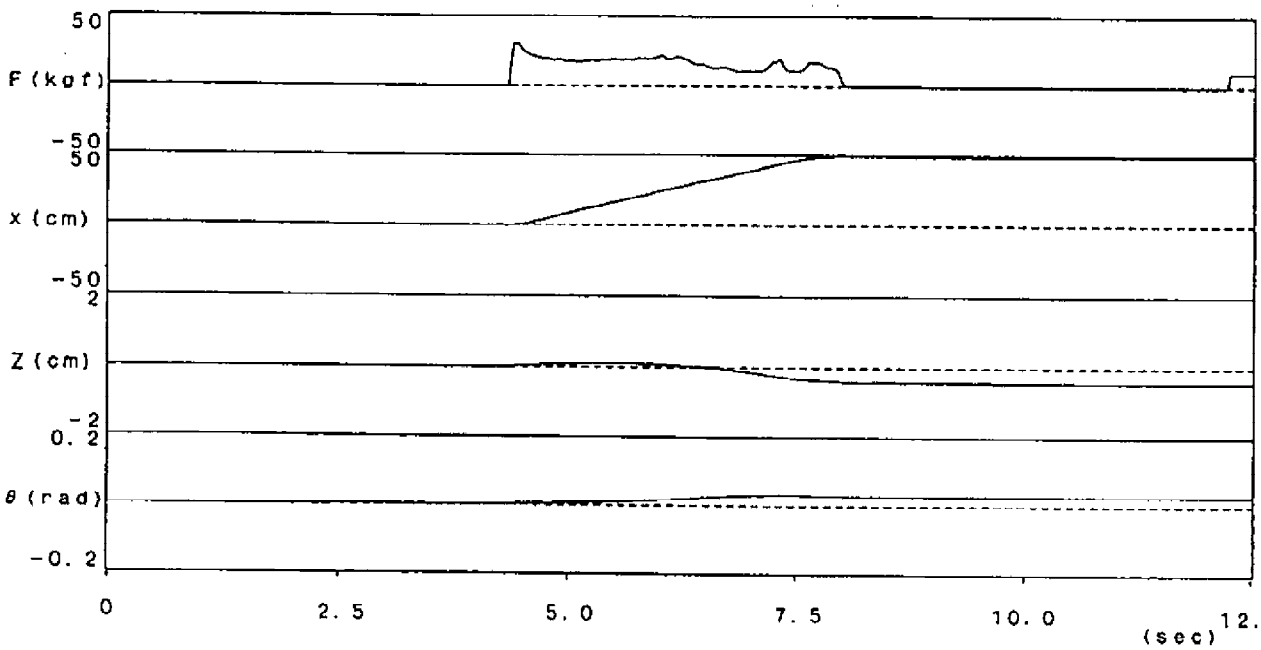


612112

J

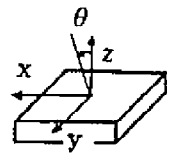


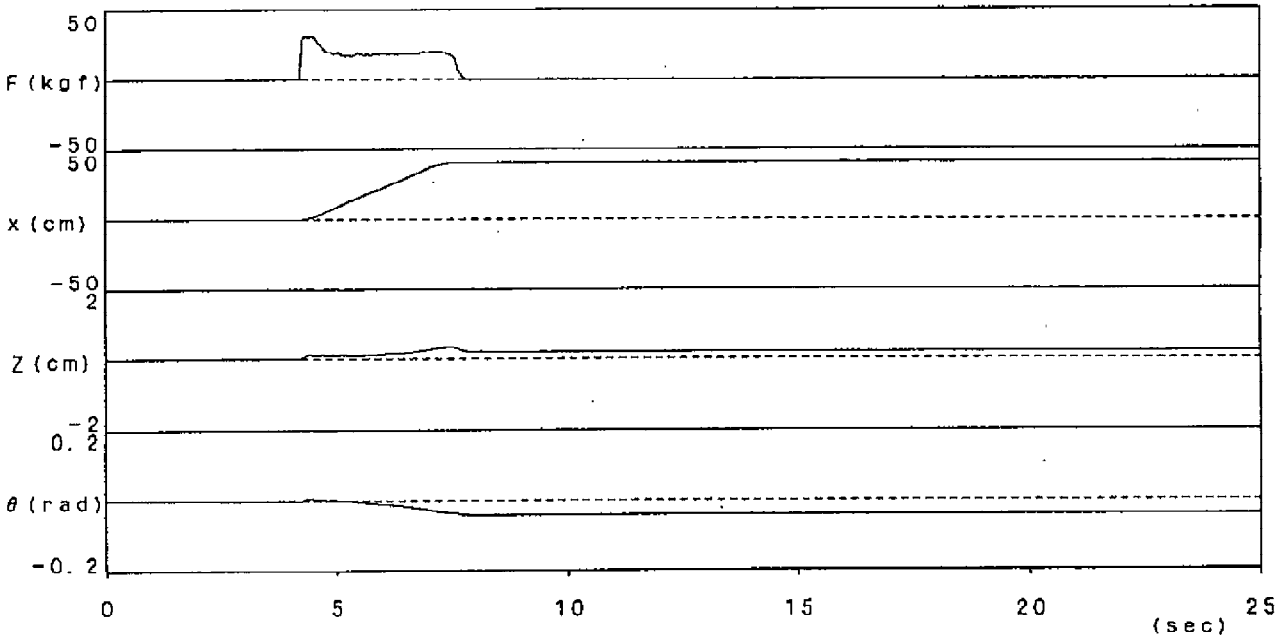




411101

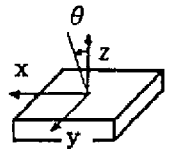
K

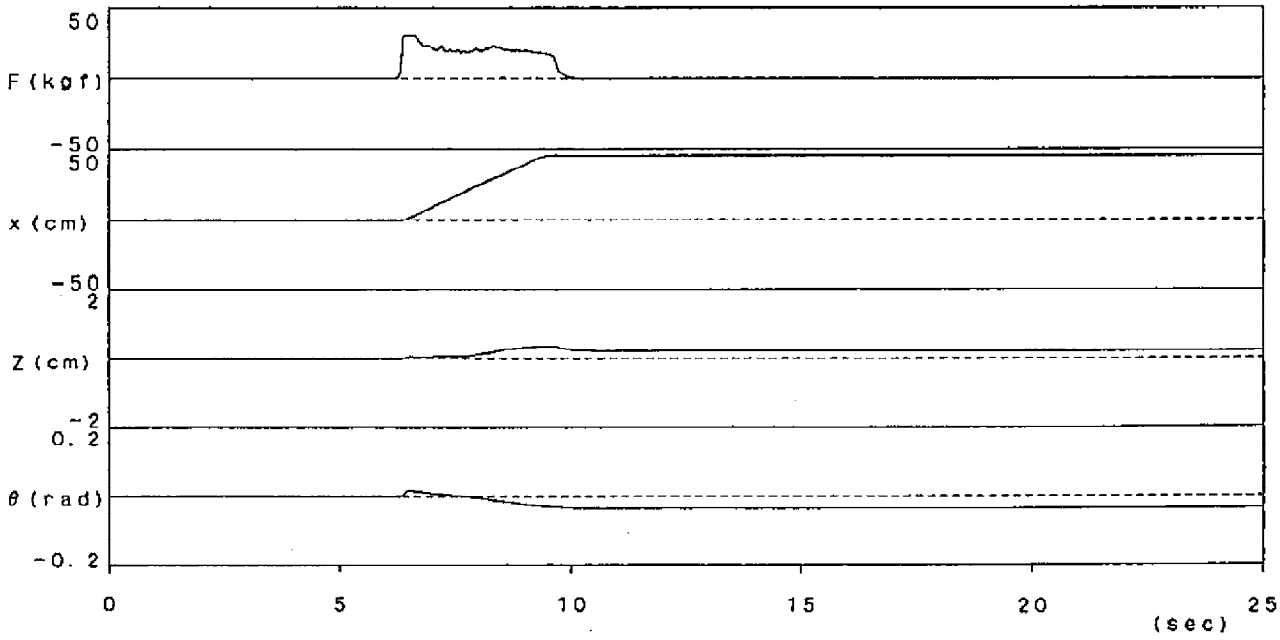




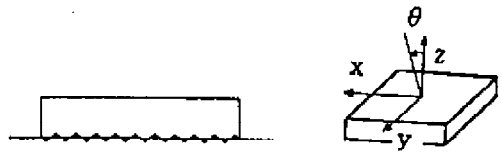
411102

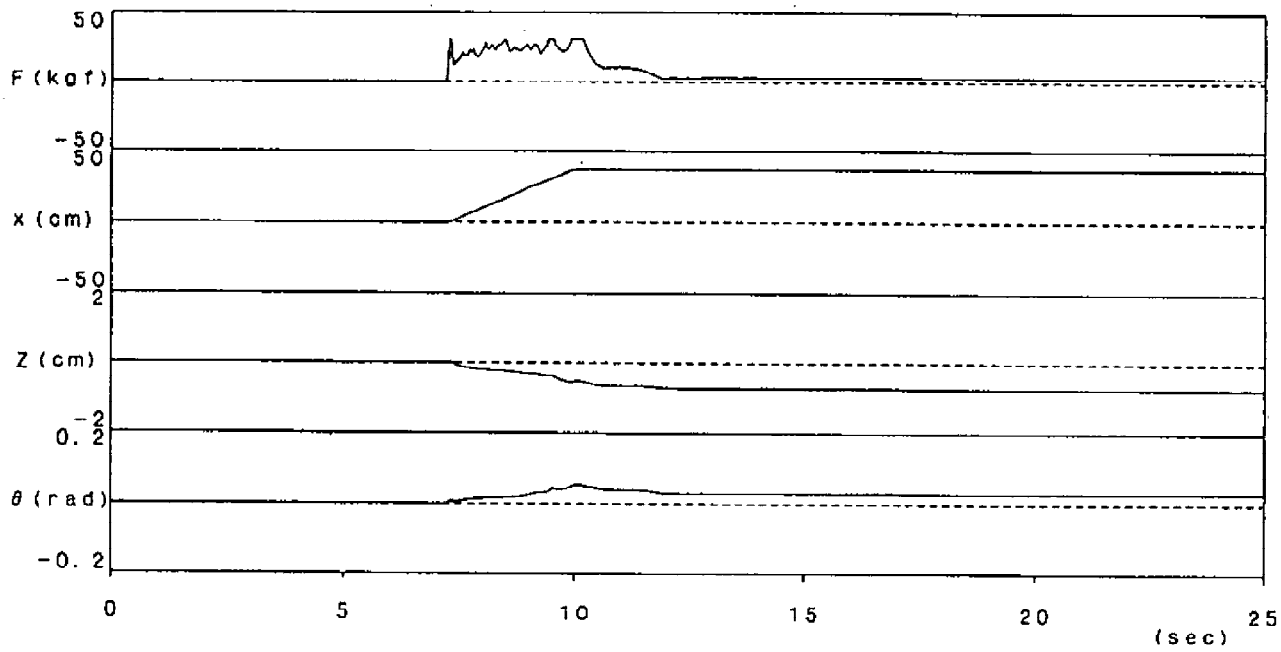
K



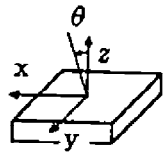


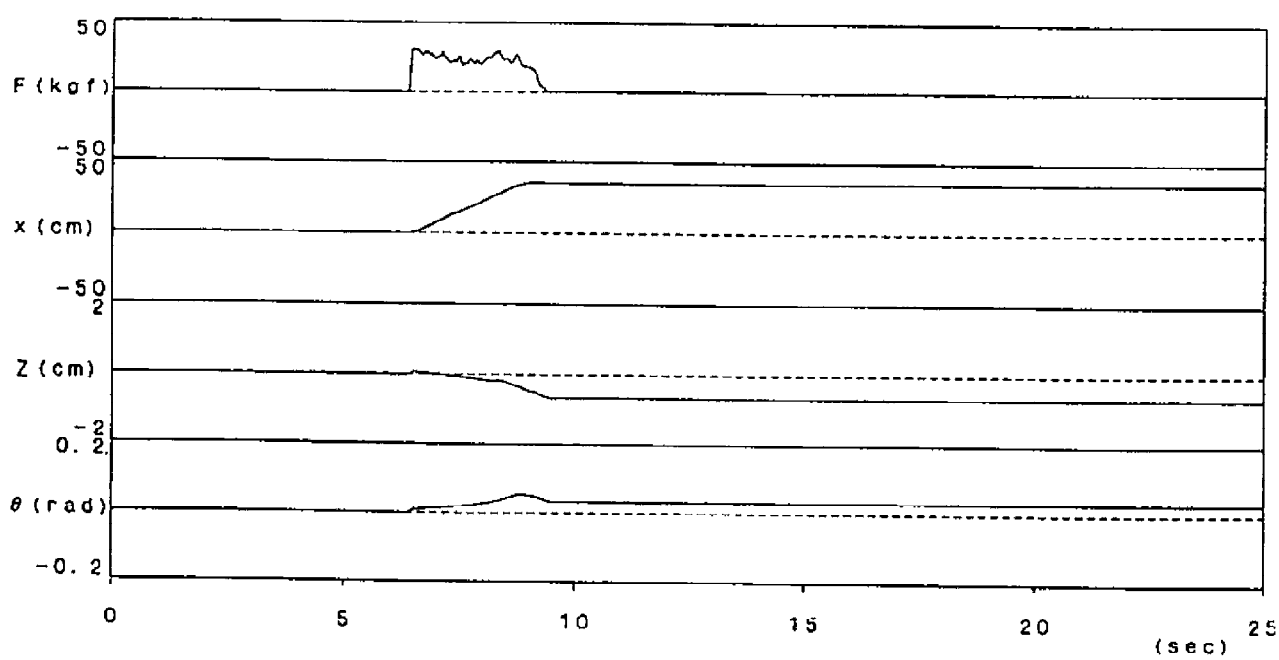
511101



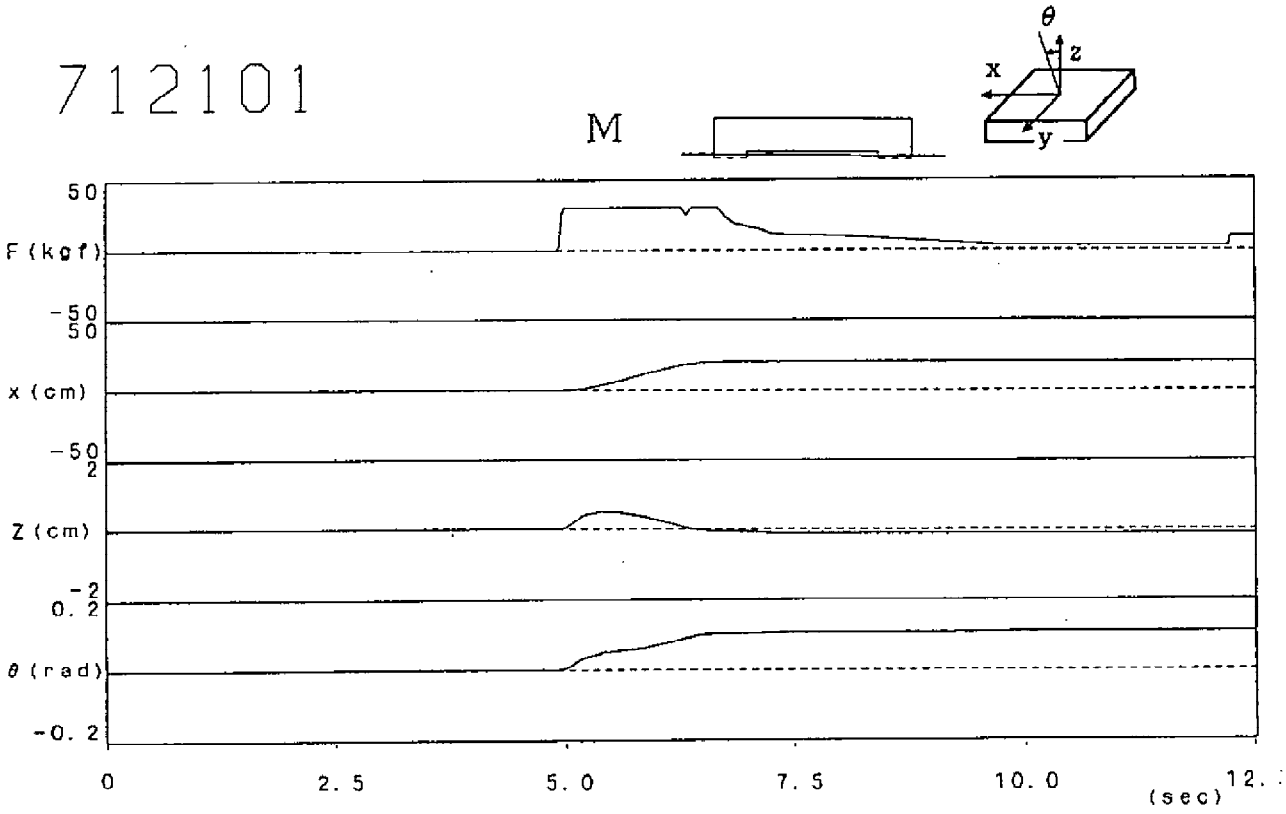


511102

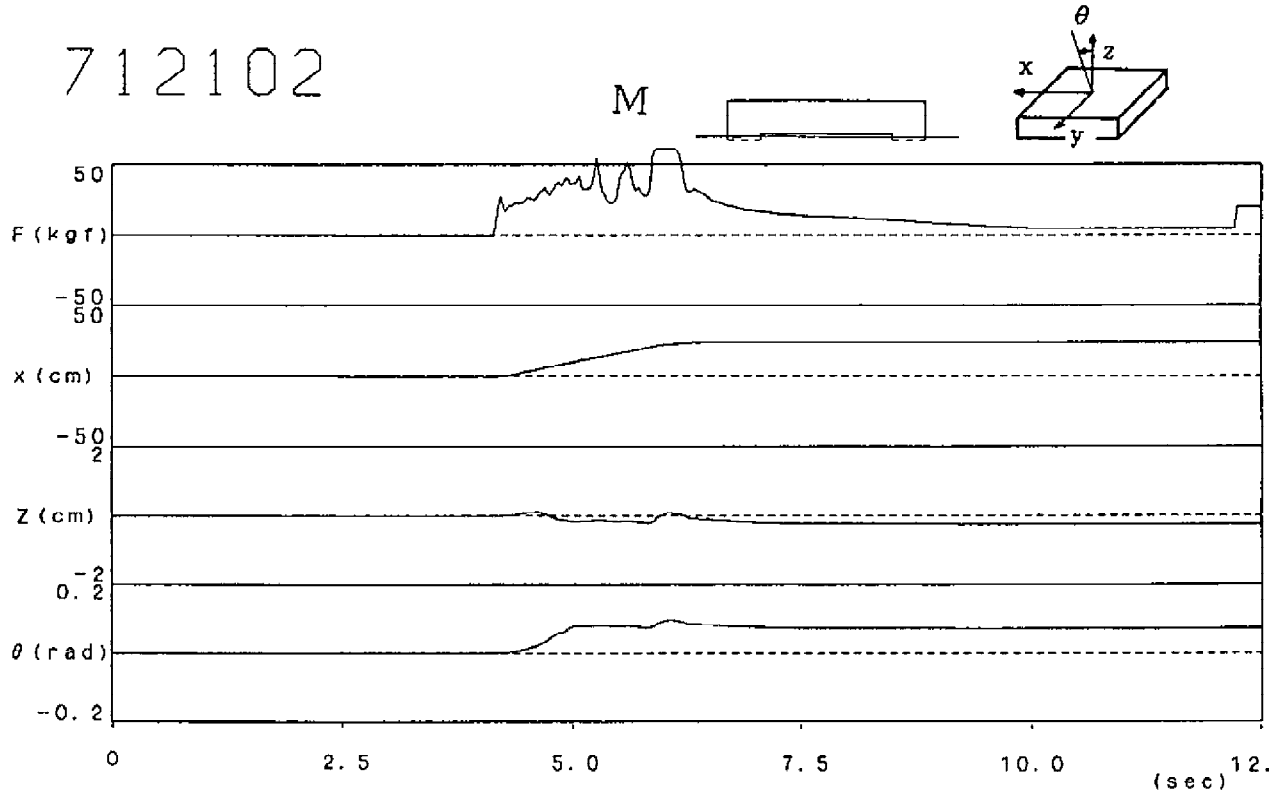


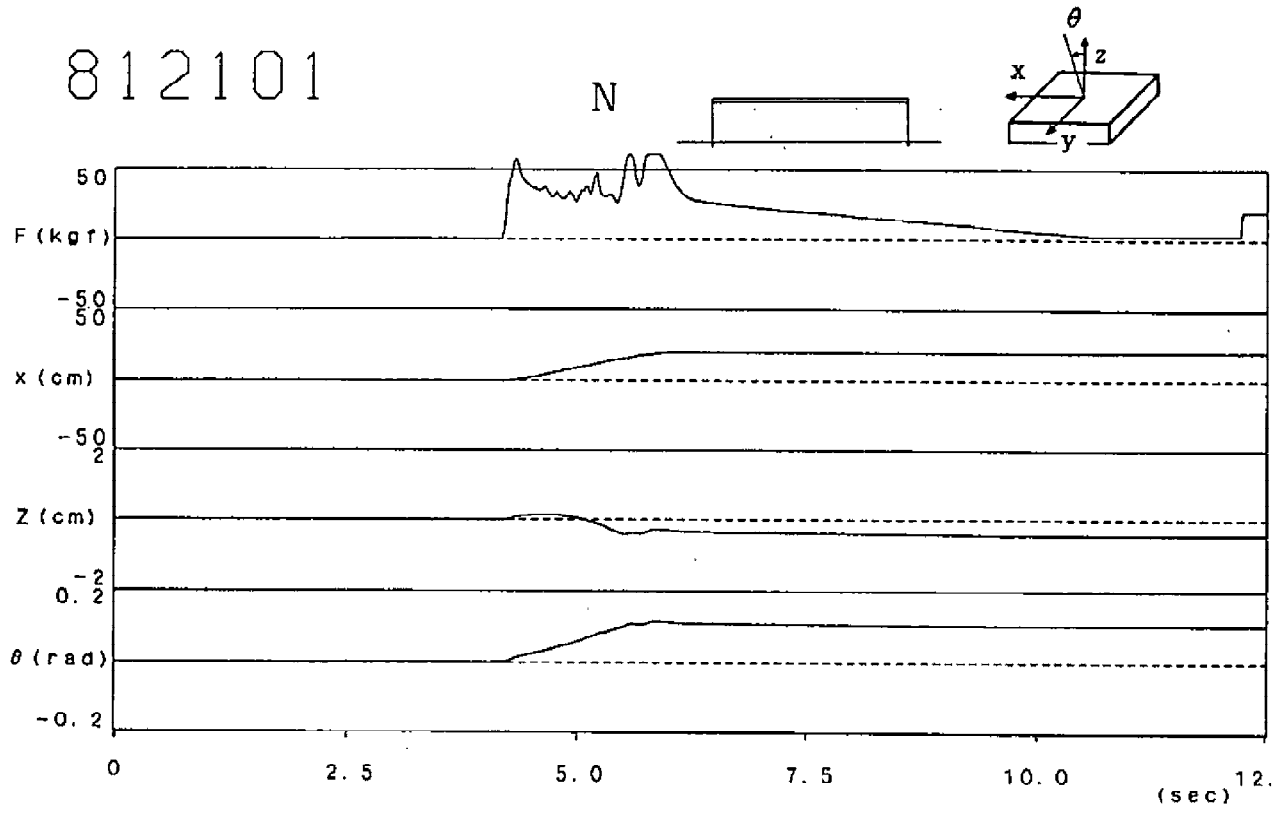


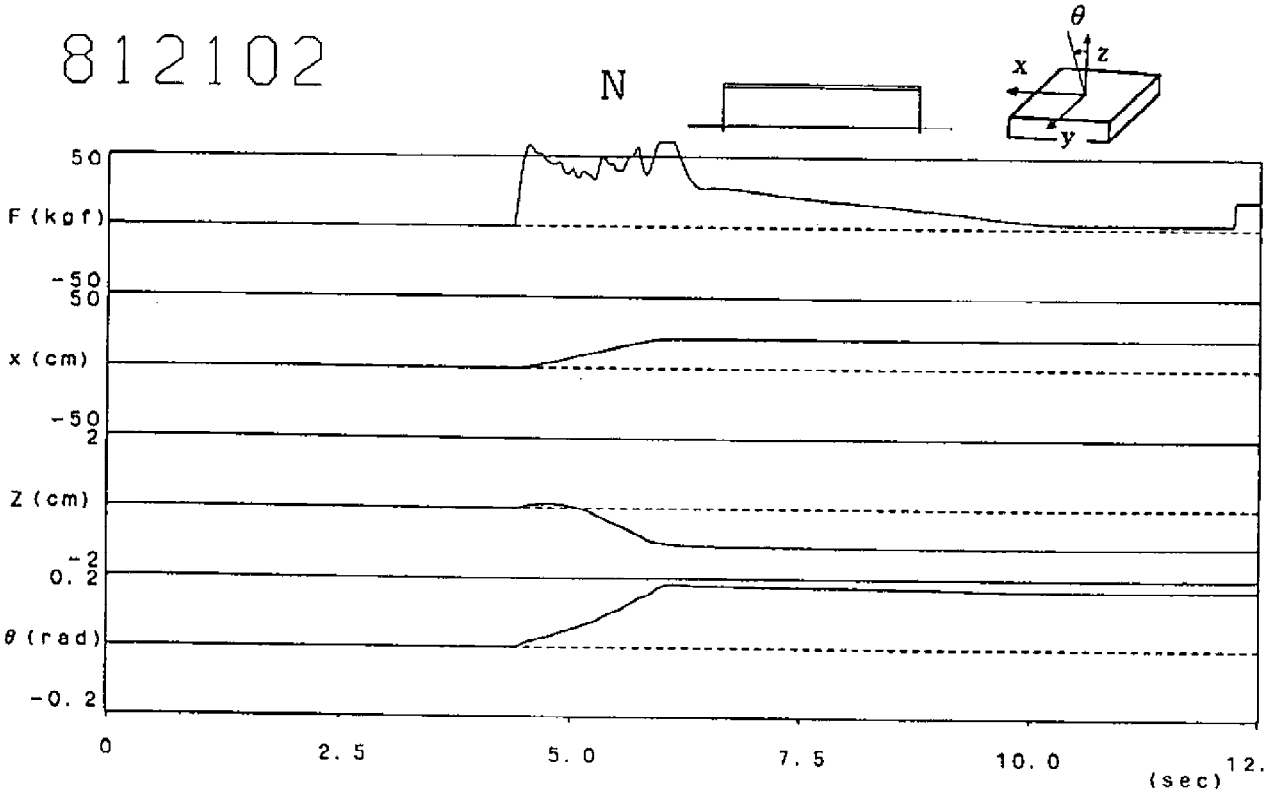
712101

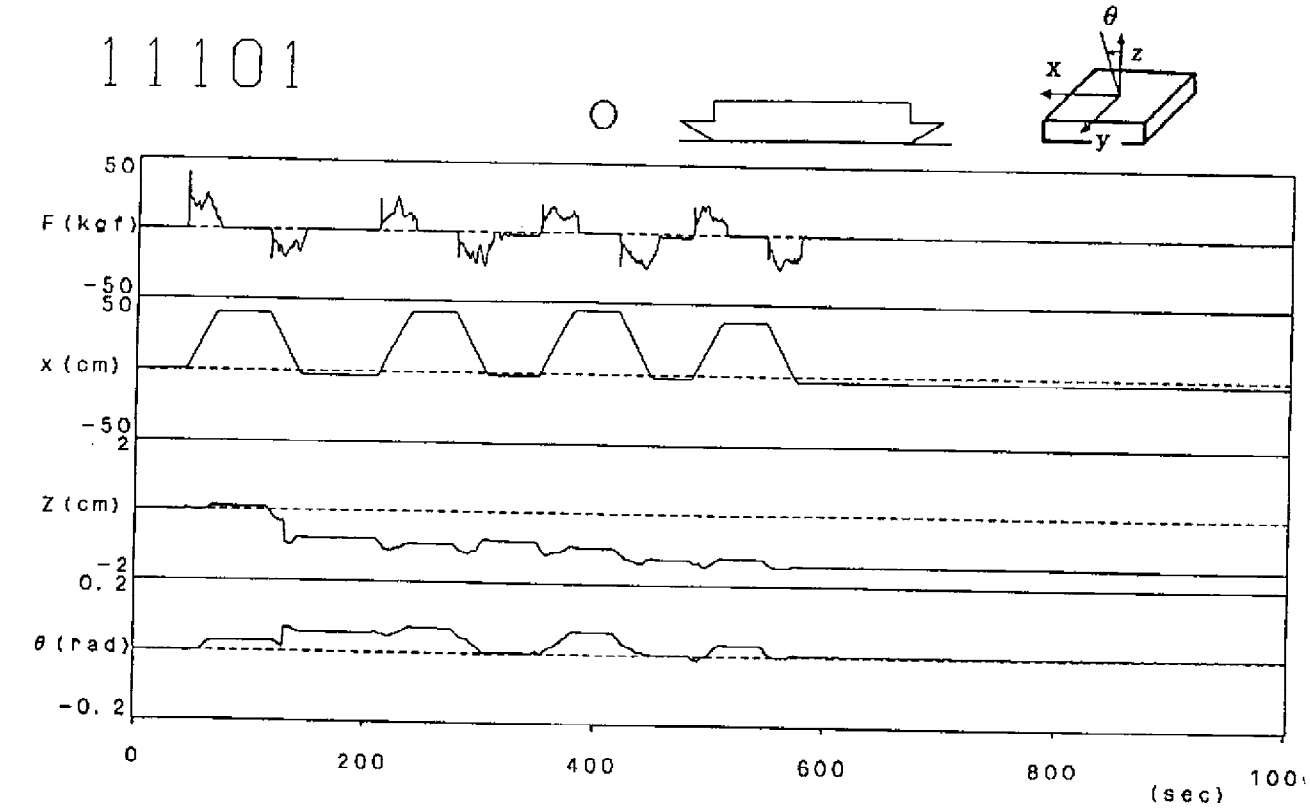


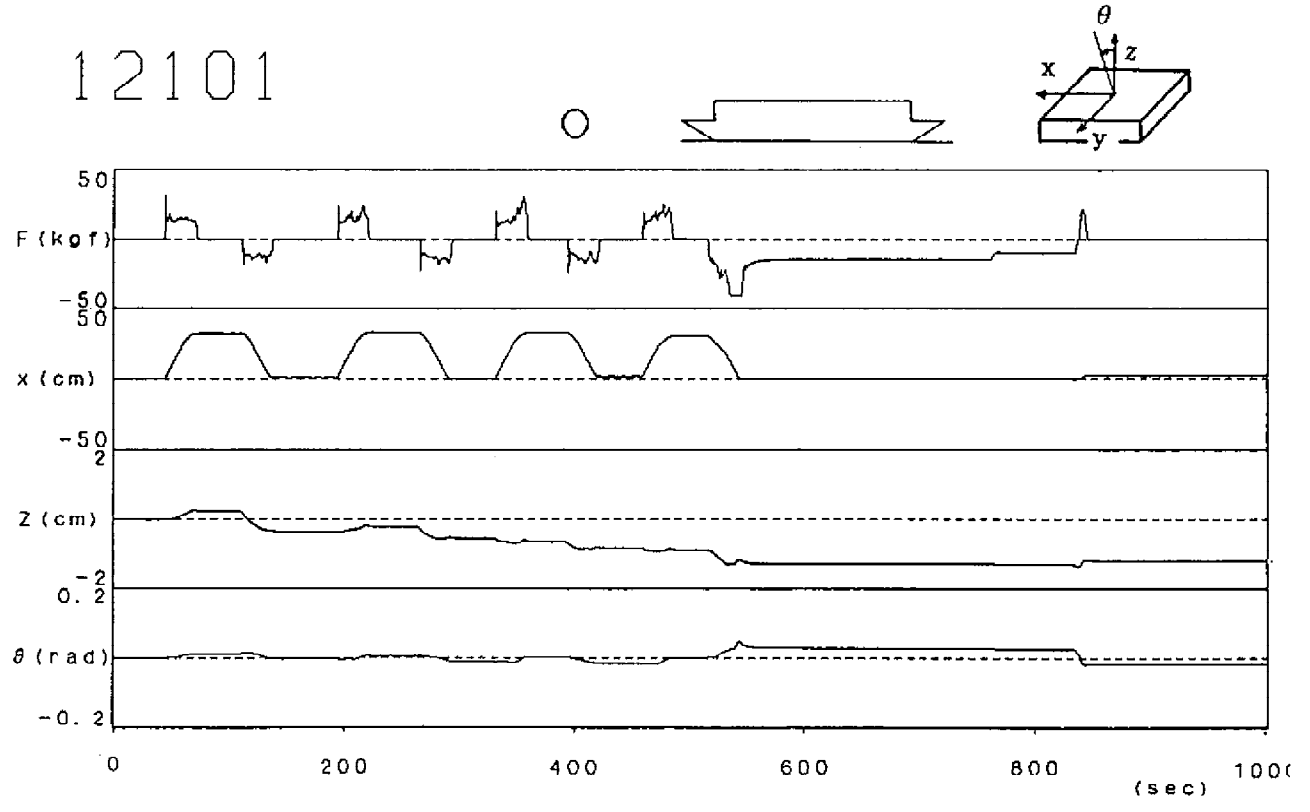
712102



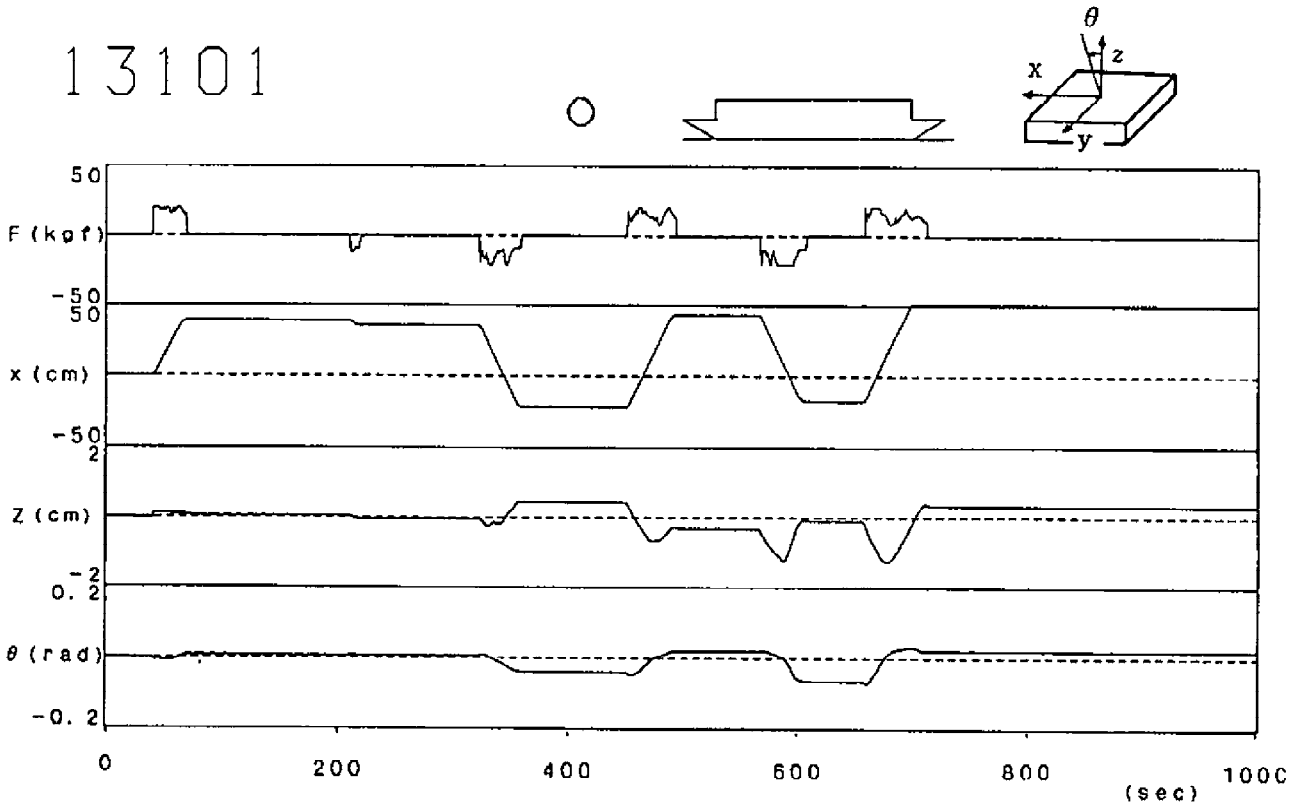

812101
N
θ
z
x
y
50
F (kgf)
-50
50
x (cm)
-50
2
Z (cm)
-2
0.2
θ (rad)
-0.2
0
2.5
5.0
7.5
10.0
12.
(sec)


812102
N
θ
z
x
y
50
F (kgf)
-50
50
x (cm)
-50
2
Z (cm)
-2
0.2
θ (rad)
-0.2
0
2.5
5.0
7.5
10.0
12.
(sec)


11101
θ
z
x
y
50
F (kgf)
-50
50
x (cm)
-50
2
Z (cm)
-2
0.2
θ (rad)
-0.2
0
200
400
600
800
1000
(sec)


12101
θ
z
x
y
50
F (kgf)
-50
50
x (cm)
-50
2
Z (cm)
-2
0.2
θ (rad)
-0.2
0
200
400
600
800
1000
(sec)

13101


θ
z
x
y
50
F (kgf)
-50
50
x (cm)
-50
2
Z (cm)
-2
0.2
θ (rad)
-0.2
0
200
400
600
800
1000
(sec)

3．滑動に関する動的実験（気中実験）

3.1　目　的

着底式海洋構造物は，根入れのない状態にあるため，地震時には滑動や回転による浮き上がり，あるいはふれ回りなど地盤との相互的な力のやりとりがある。また，同時に構造物が振動することにより，まわりから動水圧が作用するため，陸上の構造物に較べ，滑動現象はより複雑なものとなる。

昭和６３年度の実験では，構造物周辺に水がない空気中での滑動実験を実施し基本的な滑動現象の把握を行ない，その結果を踏まえた後，最終年度に動水圧を考慮した実験に反映させることを目的としている。

通常，構造物は地震時の滑動に対して十分な耐力を持たせるように設計される。しかし，海洋構造物の種類あるいは地震の規模によっては，機能を損わない範囲内で滑動を許容することで合理的な設計が可能となる場合がある。

最近では，構造物が滑動時にどのような挙動を示すかを把握するために実験的にあるいは数値解析によって地震時の滑動量等の応答を定量的に推定する手法に関する研究がいくつか見られる。この種の研究は，特に今後，沿岸海域空間利用構想を実現する構造形式は一つである軟着底式海洋構造物などの設計に応用できるものと考えられる。

陸上での滑動現象については，静止摩擦係数や動摩擦係数が一定で構造物と地盤が剛であるという条件の下では，クーロンの摩擦を考慮した簡単な解析により，滑動量やドリフト速度（方向）がほぼ計算でき，実験値とも一致することが確認されている。しかし，現実の構造物と地盤は弾性を持つため，横にスライドする並進成分だけの滑動でなく，ロッキングに伴なう浮き上がりによる非線形成分のしめる割合が増え，この成分の滑動に与える影響を評価する必要があり，解析はより複雑なものとなる。

さらに着底式の海洋構造物を対象とした場合，このような並進滑動，ロッキング以外にも構造物と地盤とのの接触状態によっては，構造物中心軸まわりの平面的な振れ回り運動が生じることも考えられる。実際の海洋構造物を着底させる場合，海底地盤の凸凹状態によっては，完全接着とならず，初期接触圧分布に偏りが生じて中心軸まわりの平面的な回転が発生することが十分予想される。

本研究では小型振動台を用いて，剛体地盤，弾性地盤，砂層地盤を模擬した縮小モデルおよび地盤との摩擦力に偏りがある場合における各地盤上での動的な滑動現象を比較検討する。

3.2 実験計画

3.2.1 実験項目

実施した実験項目の概要を表４．３．１に示す。

実験項目は，実験目的および実験条件（地盤の条件）により，Ａ～Ｄの４項目からなる。

(1) 剛体地盤上の滑動実験　－Ａ実験－

構造物底板および地盤とも剛体とし，地盤によるロッキングのほとんど生じない理想的な全面接地状態での滑動現象を把握するものである。

＜地盤条件＞

剛体地盤（アクリル製）＋地盤表層は耐水サンドペーパー

静止摩擦係数　μs ＝０．９（滑動発生前）　～　０．６（滑動後）

動摩擦係数　μd ＝０．６（滑動発生前）　～　０．５（滑動後）

検討する項目は以下の通りである。

①滑動発生加速度におよぼす周波数の影響

②地盤加速度波形の非対称性による一方向へのドリフト現象（数値計算との比較）

③クーロン摩擦法則に基づく滑動現象との比較

(2) 弾性地盤上の滑動実験　－Ｂ実験－

ある仮想した現地条件に対し，相似則に基づき作成したシリコン弾性地盤上で地盤によるロッキングの伴う場合の滑動現象を定量的に把握することを目的とする。

＜地盤条件＞

・弾性地盤（シリコン製）＋表層は耐水サンドペーパー

・弾性地盤の弾性係数　　Ｅ＝４４ｋｇｆ／cm^2

・弾性地盤の単位体積重量　　γ＝１．６ｇｆ／cm^3

・弾性地盤のポアソン比　　ν＝０．５

・弾性地盤の端では，地盤の応答加速度が変化するため，実験では，弾性地盤中央付近に模型を設置している。

検討する項目は以下の通りである。

①弾性地盤上での滑動時の加速度応答

②構造物重心位置の変化によるロッキング量，ロッキングモードの変化

(3) 砂層地盤上の滑動実験　－Ｃ実験－

実際の海底地盤との相似則は考慮していないが，砂層表層が破壊し降伏することにより滑動が生じる典型的な滑動現象の定性的な把握を目的とする。

＜地盤条件＞

・砂層地盤（豊浦標準砂を使用）

・砂箱全体に水をみたした状態で振動を与えて締め固め，２時間自然排水させ，振動による流動化のない状態で実験を行なう。

・含水率を一定（２３％）とする。

・内部摩擦角　ϕ＝３７°

・単位体積重量を一定（１．５５ｇｆ／cm^3）とする。

・静止摩擦係数μs ≒０．７

検討する項目は以下の通りである。

①砂層地盤上での滑動時の応答加速度を把握する。

②滑動に伴う，砂地盤の掘り起こしおよび沈下状況を把握する。

(4) 剛体地盤上の滑動実験（３点接触問題） －Ｄ実験－

Ａ実験を実施中に，地盤を一方向に振動させているのにもかかわらず，加振方向の滑動が生じるとともに模型中心軸まわりの平面的な回転を生じ，大きく振れ回る現象が生じた。この原因を探るため摩擦の偏りが滑動現象におよぼす影響を調べる実験を特に設定した。

Ａ実験での視察から，平面的な回転が加振方向あるいは構造物中心軸まわりの接触分布の非対称性に基づくものと仮定し，正三角形（対称）と二等辺三角形（非対称）の３点接触の基本的なモデル実験を行ない，平面的な回転に関するの基本的な特性を調べた。

＜地盤条件＞

・剛体地盤（アクリル製）＋表層は耐水サンドペーパー

・構造物模型底版３箇所に円形の耐水サンドペーパーを貼り付けた。

検討する項目は次の通りである。

①滑動開始加速度に及ぼす接触面積の摩擦の偏りの影響を把握する。

②３点接触の配置による平面的な回転現象の特性を把握する。

3.2.2 実験方法

(1) 実験模型

構造物の模型については海洋構造物を対象としていることおよび実験を単純化するため，いずれの実験も剛体（鋼製）の円筒形状のものを使用した。

模型の寸法は，直径１０cm（底面の直径９cm），高さ１２cmで，模型の内部は，バラストの交換が可能な構造となっており，重心，重量を変化させることができる。図４．３．１に模型形状を示す。

Ａ，ＣおよびＤ実験については，ロッキングが生じにくい重心高３ｃｍの円筒模型を使用した。Ｂ実験（弾性地盤）については，ロッキングの大きさおよびロッキングモードが変化した条件での滑動現象を調べるため，模型重量を一定（１．５ｋｇｆ）にして重心高さを３，５，７cmに変化させた模型を使用した。また，摩擦におよぼす重量の影響を調べるために，重心高を３cmにして模型重量を２．０，２．５ｋｇｆに変化させた場合についても併せて実験を行なった。

(2) 模型地盤の摩擦条件および摩擦係数の測定

模型の底板は鋼製で滑面仕上げとなっており，実験では耐水サンドペーパー（　規格CW1000CC）を貼り付けた状態としている。

一連の振動実験は，滑動が発生し耐水サンドペーパーが摩耗するたびに耐水サンドペーパーを貼り換え，滑動前の摩擦係数を一定にした条件（$\mu_s = 0.9$，$\mu_d = 0.6$）で実施している。ただし，振動試験時に一旦滑動が生じると，滑動終了後には（$\mu_s = 0.7$，$\mu_d = 0.5$）程度まで摩擦係数は減少する。

摩擦係数の測定方法は，図４．３．２に示すように構造物に加速度計を取り付け，傾斜試験から滑動し始めと滑動中の加速度を求め，算定している。それぞれ摩擦係数にして0.05程度の変動幅があった。

Ａ，Ｂ，Ｄ実験については，オイラーの方法（傾斜試験法）により静止摩擦および動摩擦係数を測定した。Ｃ実験（砂層地盤）については，傾斜試験による測定ができないため，図４．３．３に示すように模型重心位置から水平に引張った受け皿を滑車を介して鉛直に下げ，分銅を積んでいく方法によって静止摩擦係数だけを測定した。

この実験での相似則は，最終的には水中での振動実験を行なうことからフルード相似則に基づき縮尺Ｓ＝１／１００を想定している。さらに，弾性地盤（慣性力・重力・弾性力），構造物（慣性力），滑動面（摩擦力）を考慮し，表４．３．２に示すように縮尺比λを定めた。また，表４．３．３に現地と模型での諸元を示した。　図４．３．４にＢ実験で使用したシリコン製の弾性地盤模型の形状を示す。弾性地盤表面の中央部には，耐水サンドペーパー（ 227×328mm ）を貼り付けた状態としており，この範囲内での滑動データのみ実験結果・滑動解析の対象とした。

(3) 加振装置

実験に使用した小型水中振動台の概要を図４．３．５，写真４．３．１に示す。縦２×　横２×高さ０．５ｍの水槽内（側壁は透明アクリル製）に幅０．５×長さ０．２５ｍの基礎地盤部を設け，水槽の外側に設置した振動ユニットによりロッドを通して基礎地盤を一方向に加振する構造となっている。

加振の制御は，パーソナルコンピューター（PC9801）により行ない，モーターの回転数より加振周波数を振動ユニット部でストロークを変えることにより入力加速度を設定する。振動台の加振能力を以下の通りである。

ストローク（片振幅）S　：　0～2　cm
加振周波数　　f　：　4～20　Hz
加振加速度　　A　：　0～1300gal

この実験で使用する地盤の相似則については，弾性地盤（慣性力・重力・弾性力），構造物（慣性力），滑動面（摩擦力）を考慮し，表4．3．2に示す通りとした。

以下に現地想定条件と作成した弾性地盤の諸元を示す。図4．3．4にB実験に使用した地盤模型形状を示す。

(4) 計測方法

振動地盤および構造物の応答加速度の計測には，小型加速度計2chと超小型加速度計6chを使用した。

また，B実験（弾性地盤上）およびC実験（砂層地盤）については，ロッキングによる変位量を精度よく計測するため，磁界を利用した非接触式変位計を使用した。

計11chの計測データを高速A／Dコンバーターを通して200Hzで5000データ（25秒間）をサンプリングし，磁気テープ（MT）装置に取り込むと共に，応答波形をペン書きレコーダーおよびXYプロッターに出力した。プロッターへの出力はディジタル・フィルタをかけている（約70Hzのローパス・フィルタに相当する）。

また，代表的な滑動データについては，MTから大型計算機のファイルに取り込み，剛体モデルによる数値計算との比較用データとした。

気中実験での計測器の取り付け配置およびデータ計測システムを図4．3．6に示す。なお，模型の典型的な滑動状況をビデオに撮影し，平面的な回転，一方向へのドリフトなどを観察するとともにビデオポジションアナライザーを使用して系時変位量を読み取った。

実験の座標系と計測器の取り付け位置を図4．3．7に示す。構造物中心軸と地盤模型表面の交点を座標原点と定義する。振動台のロッドの延長方向をX軸の正，向かって左方向をY軸の正，鉛直上方向をZ軸の正と定義した。

(5) 滑動発生の判定方法

本実験では，相似則から時間縮尺を1／10としている。そのため，実験で設定する加振周波数fが大きいため，振動変位そのものが小さく，高速であるため顕著に一方向だけに滑動（以降ドリフト滑動と呼ぶ）していく以外の場合には，目視で滑動を判定することは困難であった。そこで，滑動の発生の判定は以下の方法で行なった。

①耐水サンドペーパー表面の痕跡

気中実験では滑動が発生し，地盤と構造物底版に貼り付けた耐水サンドペーパーが摩耗した時に生じる白い痕跡を通常滑動有り無しの判定に用いた。

②模型応答加速度の頭打ち波形

構造物模型に設置した超小型加速度計の応答波形が正弦波から滑動現象特有の頭打ちが生じ矩形状になった場合，あるいは地盤表面加速度に対して構造物下部の加速度振幅が小さくなった時を滑動が発生したものとみなした。なお，水中振動実験においては滑動が発生しても気中と異なり，ほとんど耐水サンドペーパー表面での白い滑動痕跡が識別できないため加速度の頭打ち波形により滑動の判定を行なった。しかし，加振条件がより高周波数になるに従ってこの頭打ち波形も明瞭には見られず，また滑動量自体も非常に小さいため，滑動発生の判定にやや幅があるものと考えられる。

③模型絶対変位の減少

非接触式変位計あるいはビデオによる変位計測から模型の絶対変位の振幅が減少した時点を滑動発生と見なす。この方法は変位測定が可能であれば最も確実な滑動判定方法であるが，周波数が大きく振動の振幅が小さいと変位の計測精度の面から判定が困難であった。

なお，加振周波数が高い加速度条件で構造物の滑動の有無を判定する際には，有為な滑動量をあらかじめ定めておき加速度そのものでなく変位で滑動の判定をする必要性がある

3.3 実験結果及び考察

3.3.1 剛体地盤上の滑動実験 －A実験－

(1) 構造物の応答加速度波形

図－4．3．8～4．3．13に振動台加振周波数f＝4，10，20Hzに対するそれぞれ滑動が発生しない場合とする場合の加速度波形を示す。剛体地盤においては，地盤と構造物の上下での水平方向の加速度波形が一致しており，ほとんど地盤によるロッキングが生じていないことがわかる。滑動が発生すると，滑動時に特有の加速度波形の山が頭打ちになり矩形状に近づく。ただし，滑動中に生じる頭打ち部分の加速度は一定でなく，加速度の方向が反転する時間の直前でやや増加する傾向が見られた。また，典型的に片側方向に滑動するケースでは加速度波形で静摩擦から動摩擦に移行する際ヒゲ状の立ち上りが見られることがあった。

(2) 地盤と構造物の最大加速度の関係

図4．3．14に剛体地盤の加速度に対する模型下部での水平応答加速度の変化を示す。加振周波数f＝4Hzの場合には，傾斜試験で求めた静止摩擦係数μ_s＝0．9よりやや大きい加速度で滑動するのに対し，f＝10，20Hzと高周波数になるとやや小さいところで滑動し始める傾向がある。これより本実験で使用した表層地盤材料では摩擦係数の周波数への依存性があるものといえる。また，本実験で使用する振動台の振動特性（完全な正弦波でなく，周波数が大きくなると，加振周波数の高次周波数成分が乗ってくる）による所が大きく，この分を考慮すれば，ほぼクーロン摩擦則により滑動現象を表せると考えられる。

(3) 一方向へのドリフトについて

振動台の特性から入力加速度波形は完全な正弦波でなく，高次振動成分が乗ることによりやや非対称性な波形となっている。このため，特にクーロン摩擦則による滑動開始加速度を微妙に上回る条件では，滑動変位も非対称となり，どちらか一方向にドリフトしていく現象が見られた。完全な正弦波であればこのドリフトの向きはランダムとなるはずであるが，本実験では加速度波形がおおきく影響するため，ドリフトの方向は加振周波数によって決まっている。このドリフトについては，本実験での地盤についての静摩擦と動摩擦の特性を考慮したクーロン摩擦則に基づく滑動解析により，ほぼ現象を説明することができた。これについては，B実験の解析および5節で取り上げる。

(4) 平面的な回転現象について

本実験では，一方向のみに地盤を振動させており，滑動し始めはほとんど加振方向に滑動している。しかし，一部のケースでは滑動を繰り返すうちに，突然構造物中心軸回りの平面的な回転を生じ，振れ回る現象が見られた。これは滑動中に地盤の耐水サンドペーパー表面に摩耗が生じ，その摩耗の具合により構造物と地盤の摩擦抵抗に偏りが生じ中心軸に回転が生じたものと視察された。この平面的な回転が生じる原因を明確にするため，摩擦の偏りを単純化した3点接触のモデル（D実験）で検討する。

3.3.2 弾性地盤上の滑動実験 －B実験－

(1) 構造物の応答加速度波形

図4．3．15～4．3．20に重心3cmについて弾性地盤表面および構造物の滑動が発生する場合としない場合の応答加速度波形を示す。

振動台自体の加速度波形が完全な正弦波でなく，高周波数成分を含んでいる。このため，加

振周波数成分以外に弾性地盤の固有振動数（５０Ｈｚ程度）成分が増幅された波形となっている。この弾性地盤の撓みによるロッキングの加速度成分は，加振周波数ｆが大きくなるにつれて，基本波成分に対する割合が大きくなり，また構造物の上部にいく程増幅される傾向がある。

しかし，構造物の下部では，滑動が発生するまでは地盤表面の加速度とほとんど波形は一致している。

(2)　地盤と構造物の最大加速度の関係

図４．３．２１と４．３．２２に重心３cmと５cmの場合の模型上部（Ｔｘ），中部（Ｍｘ），下部（Ｂｘ）での地盤加速度に対する応答加速度の変化を示す。

いづれも弾性地盤のたわみによるロッキングにより地盤表面の最大加速度をかなり上回っている。それでも，図４．３．２３のように模型下部（Ｂｘ）についての水平加速度に着目すれば，Ａ実験（剛体地盤）と同様にクーロン摩擦により滑動現象を表すことができることが判明した。

(3)　重心高さの影響

模型が剛体であることから，重心が高くなるにつれて，ロッキングが大きくなり，構造物底版では全体滑動から，部分滑動に移行していく傾向があった。。耐水サンドペーパーの滑動痕跡も，写真４．３．６～４．３．８からもわかるように模型底面の外縁部に限られてきている。

また，構造物の重心高さＨｇが大きくなるとロッキング量が増大するとともに，ロッキングのモードも変化し，上心ロッキング（回転の中心が構造物の上方にある）に移行していく。

重心高Ｈｇが５cmの場合，図４．３．２４と４．３．２５に示すように滑動が生じる前では，構造物上部，下部，地盤ともいずれも同位相であるが，滑動が発生する加速度付近で加振周波数に対応するロッキングと共存する滑動状況となった。その際構造物上部と地盤で逆位相となるような，ロッキングモードに変化しているのが認められた。

重心高さＨｇが７cmの場合，静止摩擦係数で定義される滑動発生加速度（$\mu_s \times 980$）より小さい領域でロッキングによる激しい浮き上がりが生じるその結果，模型形状が円筒であることも影響して加振方向以外のロッキングを誘発する傾向があった（写真４．３．８参照）。

これより，重心が高くなり模型の固有振動数が下がり，地盤加速度に対して共振が見られる場合には，底版と地盤の接触状態が変わるため，クーロンの静止摩擦よりも小さい加速度で滑動の発生が生じる結果となった。

(4)　構造物重量の影響

構造物の重量（１．５，２．０，２．５ｋｇｆ）の増加による接地圧の増加は，今回の実験範囲内では，滑動発生条件にほとんど影響を与えていない（実際の海洋構造物では浮力が作用し軟着底状態にあることを想定して，重量のより小さい条件についての検討が必要）。

(5)　滑動振動の数値解析との比較

ここでは，滑動現象を電算機でシミュレートする方法としてクーロン摩擦則に基づく剛体モデルによる方法を使用した。剛体の時々刻々の状態（静止，動き始め，滑動）ごとに厳密に式を立てて解析する（詳細は　堀越［地震応答解析］　Ｂｉｔ　58年８月増刊号を参照のこと）。図４．３．２６と４．３．２７に弾性地盤で重心３ｃｍの条件で加振周波数ｆ＝４，１０Ｈｚについて滑動が生じた時の解析結果と実験結果の比較を示す。通常の解析では，静止摩擦係数μ_sと動摩擦係数μ_dを一定として入力している。今回は，滑動が発生する耐水サンドペーパーが摩耗し，静止摩擦係数が０．９～０．７に減少する地盤材料の摩擦特性を考慮し，滑動発生時点から２０サイクルで（１－ＳＩＮ）関数の形でμ_s：０．９～０．７，μ_d：０．９～０．６に変化するという操作を施した。

この実験ケースでは，入力加速度波形の非対称性から，一方向へのドリフトを生じている。摩擦係数を変化させるという簡単な仮定にもかかわらず，解析値とビデオから読み取った地盤と

模型の相対変位の経時変化は概ね一致している。
これは，重心３cmについては，地盤表面の入力加速は波形に弾性地盤の撓みによるロッキング成分が含まれているが，加振周波数に対応するロッキング成分が小さいため，変位については剛体モデルでもシミュレートできるものと考えられる。ただし，模型上部での応答加速度波形や，顕著に加振周波数に対応するロッキングが生じるような場合の滑動量を計算する場合は，ロッキングバネを考慮した解析が必要と考えられる。

3.3.3 砂層地盤上の滑動実験 －C実験－

(1) 砂地盤上での滑動実験の問題点

室内レベルで含水率が大きい状態で砂地盤を加振すると砂地盤の流動化が生じ，構造物は急激に沈下してしまうため，目的とするような滑動実験は困難であった。したがって，本実験の縮尺（S＝1/100）では，最終年度に予定する水中振動実験で砂地盤をそのまま使用することはできないものと考えられる。

(2) 構造物の応答加速度

図４．３．２８～４．３．３３に加振周波数ごとの滑動が発生した場合としない場合の加速度波形を示す。砂の流動化が生じないように標準砂の含水率を調節し，締固めを行なった砂層地盤表面では，今回製作した弾性地盤模型に比べ，減衰が大きく，地盤上での応答加速度波形の増幅は小さかった。しかし，加振周波数を大きくしていくと特にｆ＝２０Ｈｚでは，大きなロッキングを伴い，模型上部の加速度が大きくなる傾向があった。滑動中の加速度波形は，A実験（剛体地盤），B実験（弾性地盤）と同様に頭打ちの部分が見られるが，立ち上がりが滑らかになっているのが特徴といえる。

また，図４．３．３４と図４．３．３５に示すように昭和６２年度行なった静的な滑動実験と同様に，振動実験においても砂地盤では，静止摩擦係数μ_sと動摩擦係数μ_dとの差が小さいことが判明した。滑動が発生する条件も砂の内部摩擦角ϕに対して概ね$\mu_s = \tan 2/3\phi$～$\tan\phi$の間にあることがわかった。

(3) 構造物の沈下および砂層の掘り起こし

砂層地盤においては，構造物は滑動時にロッキングが伴なうとともに，さらに砂地盤を掘り起こしながら沈下していく現象が見られた（写真４．３．９～４．３．１１参照）。滑動が発生する付近の加速度に対して，加振周波数ｆが小さい程，変位量が大きいため，沈下量および砂の掘り起こし量が大きくなる傾向がある。また，剛体，弾性地盤上と比較した場合，ロッキングや砂の掘り起こしが伴うため滑動変位量は小さく，一方向にドリフトしていくような現象は見られなかった。

3.3.4 剛体地盤上の滑動実験（３点接触問題） －D実験－

(1) 静止摩擦係数の設置角度別の変化

図４．３．３６に３点接触モデル実験の概要を示す。実験には底版に直径１と２ｃｍの円形の脚（耐水サンドペーパー）をそれぞれ二等辺三角形および正三角形配置に３点貼り付けた模型を使用した。始めに図４．３．３７～４．３．４０の(a)と(b)に示すように初期設置角をいくつかかえ，オイラーの方法による傾斜試験により静止摩擦係数を調べた。初期設置角別の静止摩擦係数μ_sの変化（○で示す）は，模型中心軸に対して対称な正三角形設置で３点接触させた場合，ほとんど生じていないのに対し，二等辺三角形配置とした場合，その変動が顕著

（摩擦係数で０．２のオーダー）に表れた。３点脚の直径が１cmと２cmとで比較すると，３点の総面積が大きい程，静止摩擦係数の変動は小さくなる傾向がある。

(2)　３点接触形状の動特性

振動台で加振して滑動させた場合についても，滑動発生加速度は，正三角形，二等辺三角形とも，ほぼ傾斜試験で求めた設置方向別の静止摩擦係数μ_sに対応して変動している（図４．３．３７～４．３．４０の(b)に黒丸で示した）。

一方，正三角形配置の場合，設置角度別の滑動発生加速度の違いが少なく，滑動・回転に対する異方性の小さいことも判明した。二等辺三角形設置で，加振方向に対して静止摩擦係数μ_sの小さい設置角条件の時は，滑動に伴い中心軸まわりの平面的な回転が顕著に生じやすい傾向が見られた（図４．３．４３と４．３．４０(b)および写真４．３．１２～４．３．１４を参照）。また，その場合最終的に平面的な回転を生じながら，静止摩擦係数がより大きい位置で安定滑動の状態となる傾向があった。

(3)　構造物応答加速度波形

図４．３．４１～４．３．４３に二等辺三角形配置について滑動が発生しない場合，滑動するが回転のない場合および回転が発生する場合についての応答加速度波形を示す。図４．３．４３に示すように中心軸まわりの回転が生じる際には，構造物の応答加速度波形に突発的な亀裂が生じるという特徴が見られた。この時，鉛直加速度に大きな変動が生じており，一時的にロッキングに近い現象が発生している。その直後，直角方向の加速度波形が大きく変化し回転が生じていることから，３点の配置によっては瞬間的にロッキングが生じ，地盤との接地圧に不均衡が起こり偏心力が発生したものと推測される。この構造物中心軸まわりの平面的な回転の生じやすさは，構造物中心軸まわりの偏心モーメント量の大きさに相関があると思われるが，解析については今後の課題といえる。

3.4 まとめ

着底式海洋構造物の地震時の挙動を把握することを目的に昨年度の静的滑動実験の結果を踏まえ，昭和６３年度は小型振動台による正弦波加振（周波数４～２０Ｈｚ）の気中滑動実験を実施した。

構造物は円筒型（Ｄ＝１０cm，Ｈ＝１２cm）の剛体モデルとし，地盤については，剛体，弾性体，砂地盤の３種を考え，各地盤モデル上での構造物の滑動特性を実験的に検討した。

検討結果をまとめると次のようになる。

(1) 剛体地盤上での剛体構造物の滑動挙動は，クーロン摩擦を考慮した理論解析とよく合致することが確認された。

つまり，滑動時の構造物の加速度は，滑動開始時は静止摩擦係数（μ_d）×重力加速度（G）となり，滑動後は動摩擦係数（μ_d）×重力加速度（G）となる。このとき，構造物は並進運動が卓越し，滑り変位量は解析的にも求めることができる。

(2) 弾性地盤上では，剛体構造物の重心高さに応じて，地盤と構造物の相互作用によるロッキング振動が生じてくることが判明した。このロッキング振動により，構造物上部の加速度が地盤表面より増幅され大きくなる。しかしながら，滑動時の条件は，構造物下部の加速度によって決まり，構造物下部の加速度と地盤表面加速度との関係は，剛体地盤上での関係とほぼ同等となる。ただし，重心高が構造物の底面の半径に比較して大きくなり，地盤の加振周波数に対して共振するような条件下では，ロッキングが顕著となり模型底版と地盤の接触面積が小さくなる。この場合にはクーロンの静止摩擦から決まる滑動開始加速度より，小さい入力地盤加速度で滑動（浮き上がりを伴った）が生じた。

(3) 砂地盤については，相似則が合わせられない等の問題があるため，定性的傾向を把握することに限定して実験を行った。

今回の動的実験においても，昨年度の静時実験と同様，砂地盤での静的摩擦係数（μ_s）と動的摩擦係数（μ_d）の差は小さく，地盤表面加速度と構造物の加速度との関係も剛体地盤，弾性地盤の場合ほど顕著には現れなかった。

この事実は，砂地盤上での滑動現象が砂表面の破壊を伴なうことにより，構造物底面の接触－滑動の挙動が，剛体地盤，弾性地盤の時のように急激に変化せず，徐々に変化するためと思われる。砂地盤の締固め状態によっては，弾性地盤の時と同様に，構造物のロッキング振動が伴なうことがある。この時，砂地盤は構造物による掘り起こしがみられる。このような現象のため，砂地盤上での滑り変位量は剛体地盤，弾性地盤に比して小さくなることが判明した。

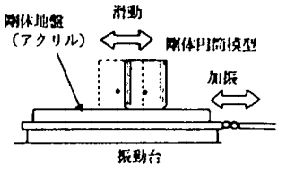
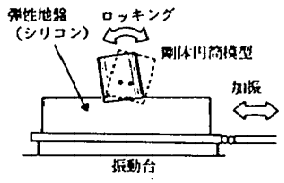
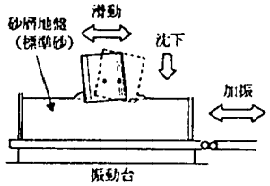
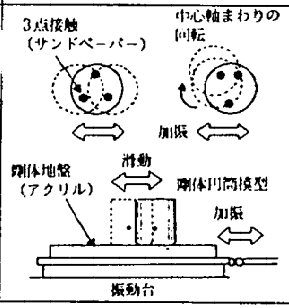
(4) 実際の地盤上では，構造物底面全面が均等に接触しているとは限らないため，底面の３点が接触している場合を想定した３点接触の実験行った。加振方向と３点接触の位置によって，構造物にねじり力が働き，蛇行しながら滑動していく現象があり得ることを確認した。

以上，今年度の研究成果概要をまとめたが，最終年度は

① 今年度の実験結果を説明する解析的検討
② 水中における滑動現象の把握（特に浮力，動水圧の影響）

を実施していく予定である（４節を参照のこと）。

表4．3．1　実験実施項目一覧表

実験項目	実験目的	実験概要図	実験条件（S＝1／100）			測定項目
			地盤	構造物	振動	
剛体地盤上での滑動把握実験（A実験）	・構造物の重心高が小さくロッキングのない状態での滑動発生条件を把握する。滑動におよぼす周波数、加速度波形の影響を調べる。		剛体（アクリル板） ＋ 耐水サンドペーパー （μs ≒ 0.90 μd ≒ 0.57） 滑動後 μs ≒ 0.70 μd ≒ 0.50	直径：10cm 重心高：3cm 重量：1．5kg	入力周波数： 4，10，20Hz （正弦波） 入力加速度： 400 ～ 1000 gal	・振動台車加速度 加速度計（1 ch） ・構造物応答加速度 加速度計（6 ch）
実地盤を模擬した弾性地盤上での滑動把握実験（B実験）	・相似則を考慮して作成した弾性地盤（シリコン）上での、ロッキングによる浮き上がりを伴なう状態での滑動を調べる。		弾性地盤 （シリコン） ＋ 耐水サンドペーパー （μs ≒ 0.90 μd ≒ 0.57） 滑動後 μs ≒ 0.90 μd ≒ 0.57	直径：10cm 重心高：3* 5** 7*** cm 重量：1．5* 2．0** 2．5*** kg	入力周波数 4，10，20Hz* 10，20Hz** 10Hz*** 注）*は重心及び重量に対応 入力加速度 400～1000 gal	・振動台車加速度 加速度計（1 ch） ・弾性地盤加速度 加速度計（1 ch） ・構造物応答加速度 加速度計（6 ch） ・構造物応答変位 非接触式変位計 （3 ch）
砂層地盤上での定性的な滑動把握実験（C実験）	・豊浦砂を締め固めた砂層地盤上で滑動実験を行ない、剛体地盤と弾性地盤上での滑動状況と比較する。 ・相似則は取れていないが、砂の破壊によって滑動する現象の参考とする。		豊浦砂を締め固めた砂層地盤 （厚さ　13 cm 含水率　23 % 内部摩擦角　37° 単位体積重量 γ＝1.55 g/cm³ 静止摩擦係数 μs ≒ 0.77	直径：10cm 重心高：3cm 重量：1．5kg	入力周波数 4，10，20Hz 入力加速度 200～900 gal	・振動台車加速度 加速度計（1 ch） ・構造物応答加速度 加速度計（6 ch） ・構造物応答変位 非接触式変位計 （2 ch）
3点接触を仮定した構造物中心まわりの回転に関するモデル実験（D実験）	・構造物底版と地盤との間の接触に偏りがある場合を想定して、中心軸まわりの回転現象を把握する。 ・3点接触（二等辺三角形と正三角形）状態での加振方向別の回転しやすさを調べる。		同　上	直径：10cm 重心高：3cm 重量：1．5kg 3点接触 正三角形 （脚径 1．2 cm） 二等辺三角形 （脚径 1．2 cm）	周波数：4Hzのみ 加速度： 400 ～ 900 gal	・3点接触状態での加振方向別静止摩擦係数μs 加速度計（1 ch） ・振動台車加速度 加速度計（1 ch） ・構造物応答加速度 加速度計（6 ch）

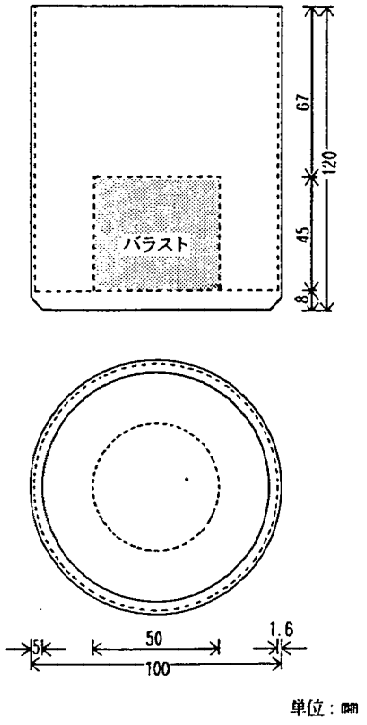
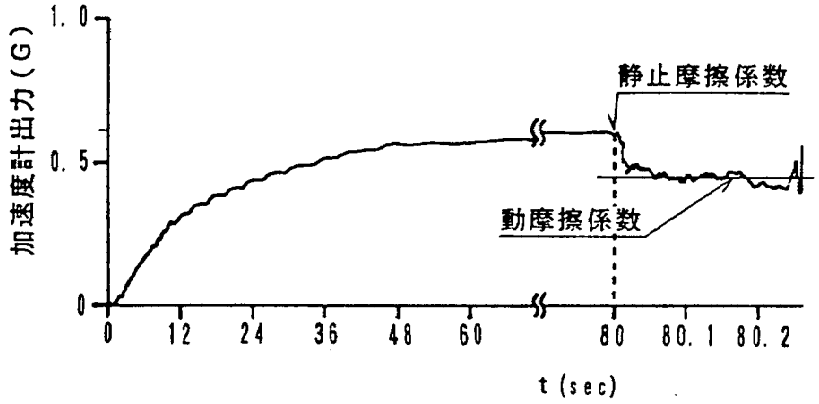


図4.3.1　実験に使用した模型形状



構造物模型形状：円筒
重量：1．5kg
重心：3cm

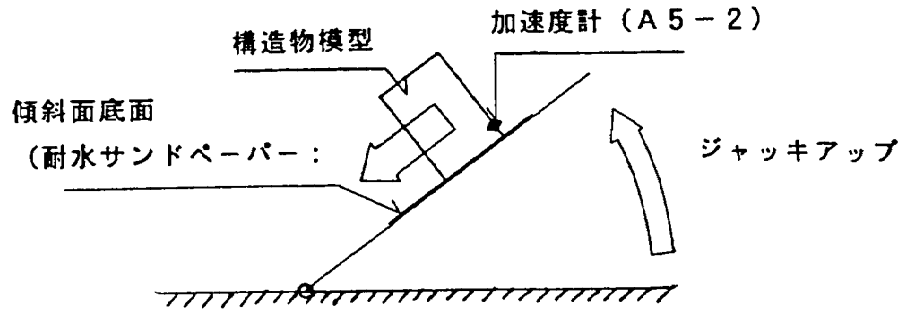


図4.3.2　オイラーの方法による摩擦係数測定概要

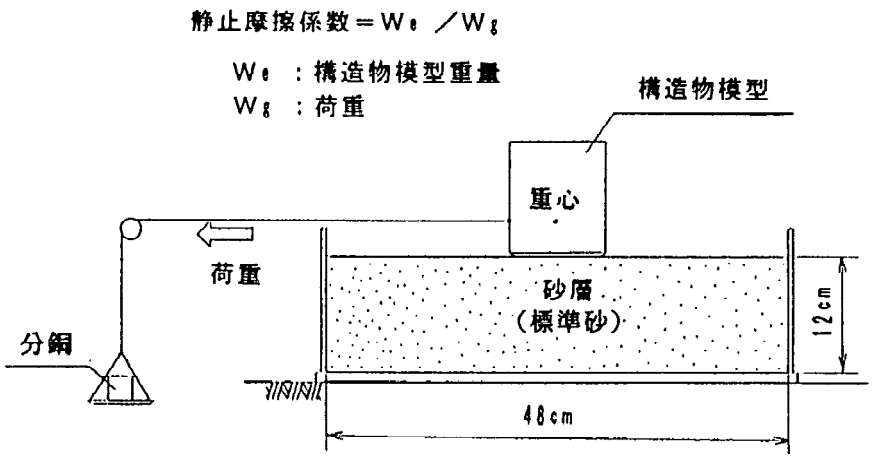


図4.3.3　砂層での振動実験（C実験）における静止摩擦係数の測定方法

表4．3．2　気中実験での模型縮尺

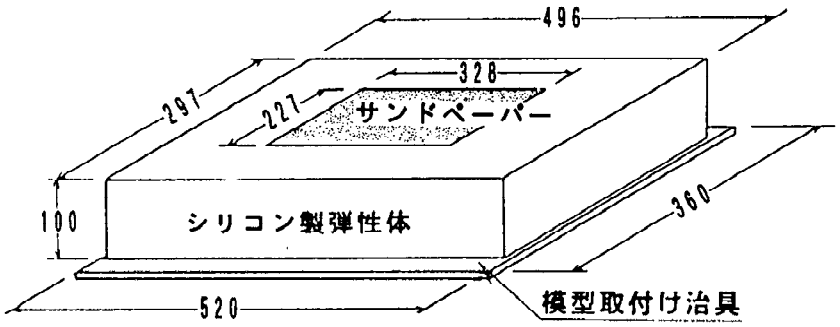
幾何縮尺	λ	1/100
時間縮尺	$\lambda^{1/2}$	1/10
構造物重量	λ^{3}	$1/100^{3}$
地盤の比重	1	
地盤の弾性	λ	1/100
滑動面の抵抗係数	1	

表4．3．3　現地と模型での実験諸元

	現　地	模　型（S＝1/100）
構造物直径　D	10m	10cm
構造物重量　W	1500ton	1．5kg
構造物重心高さ Hg	3，5，7m	3，5，7cm
地盤比重　γ	1．6	1．6
地盤厚さ　d	10m	10cm
地盤弾性係数　E	5tf/cm²	50kgf/cm² *
振動周波数　f	1～10Hz	10～100Hz **

*　作成したシリコン弾性地盤の地盤弾性係数は共振試験の結果，
E＝44kgf/cm² であった。

**　振動台の性能より、4～20Hzの範囲とした。



[単位：mm]

図 4.3.4　使用したシリコン製弾性地盤形状

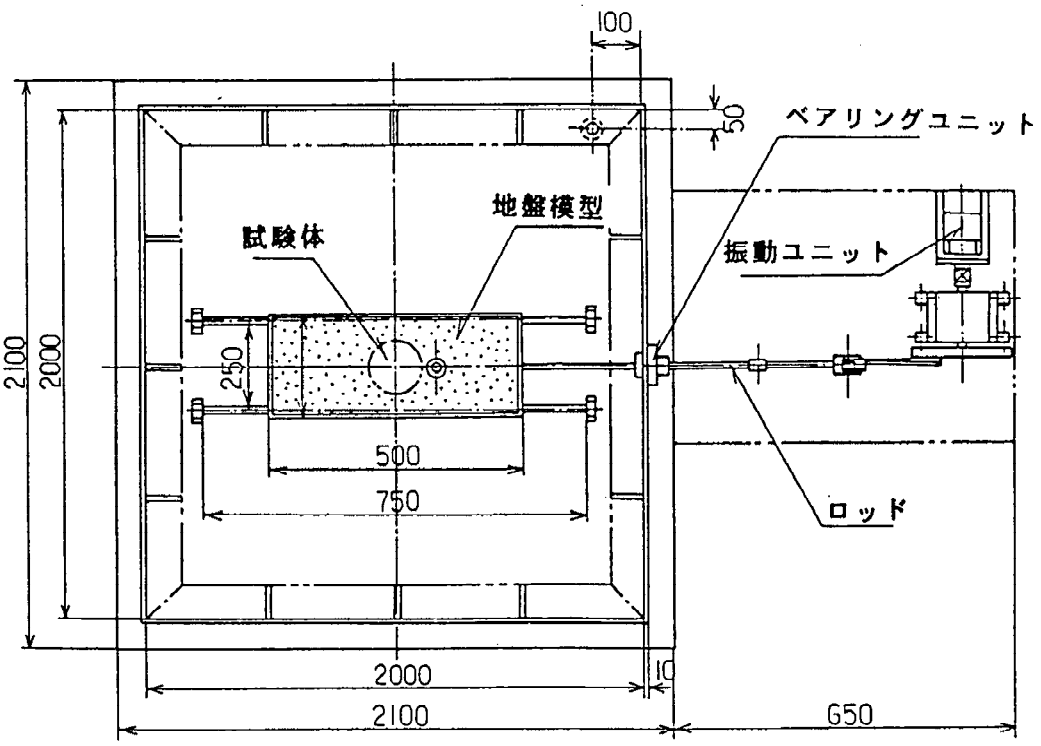


図 4.3.5　小型水中振動台の概要

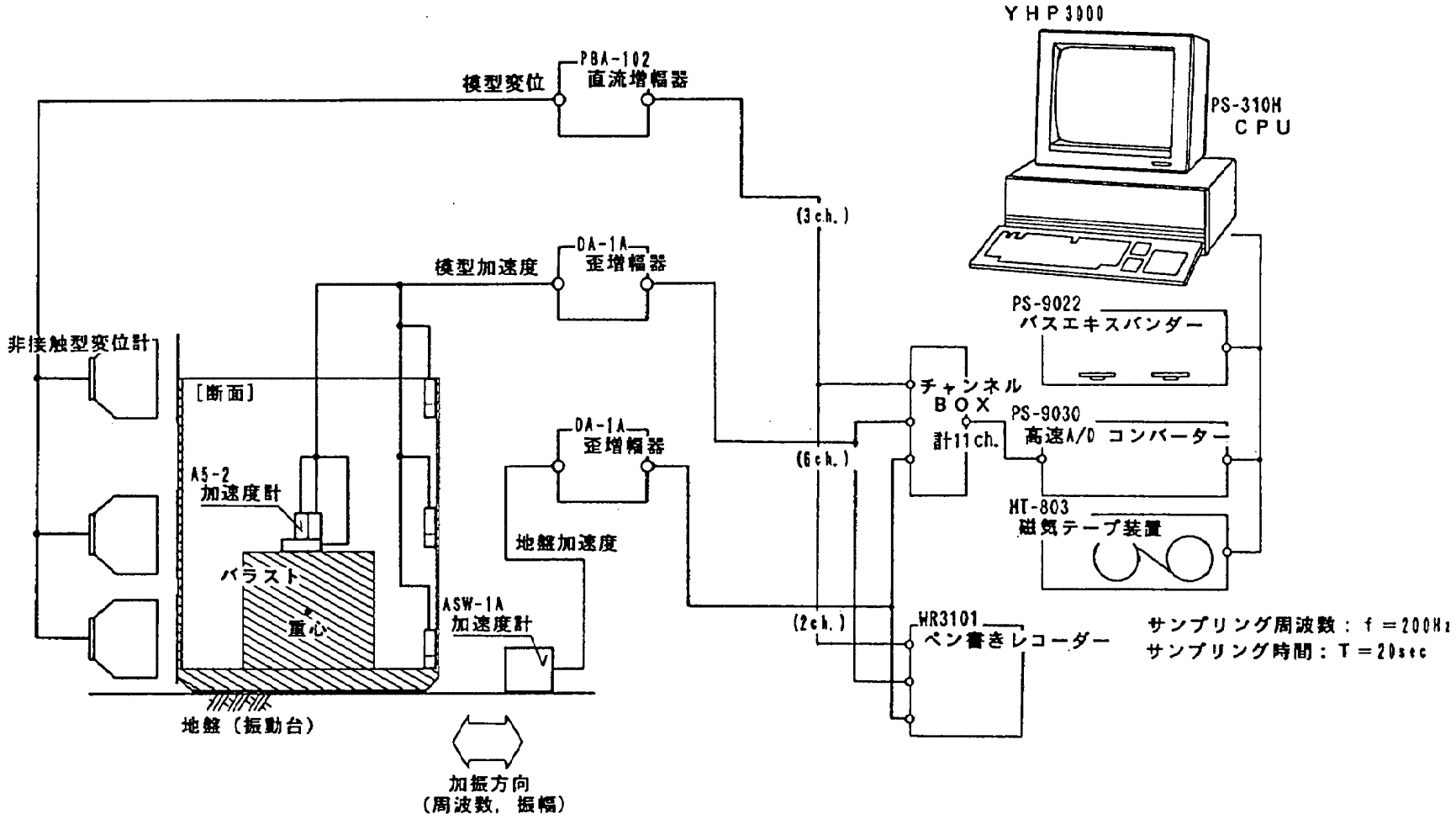
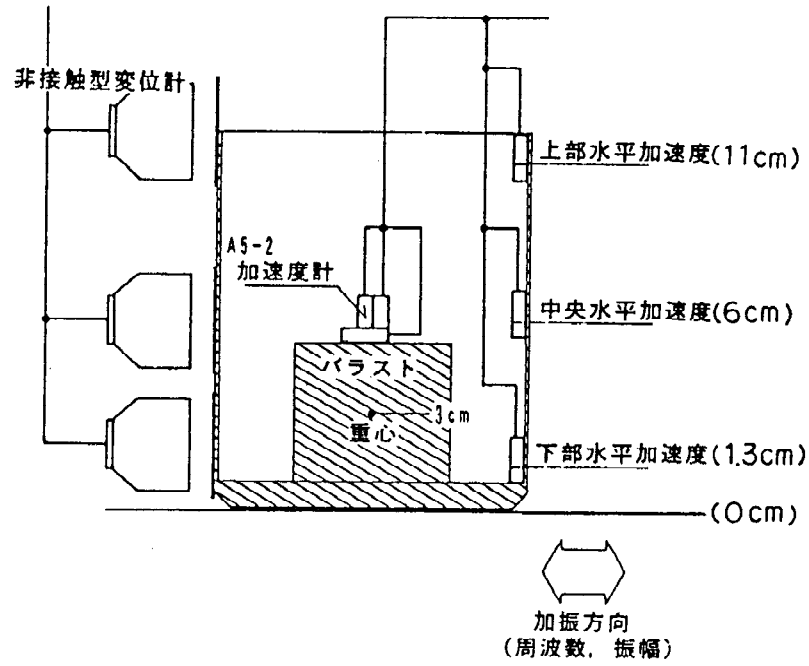


図4.3.6　データ計測システム



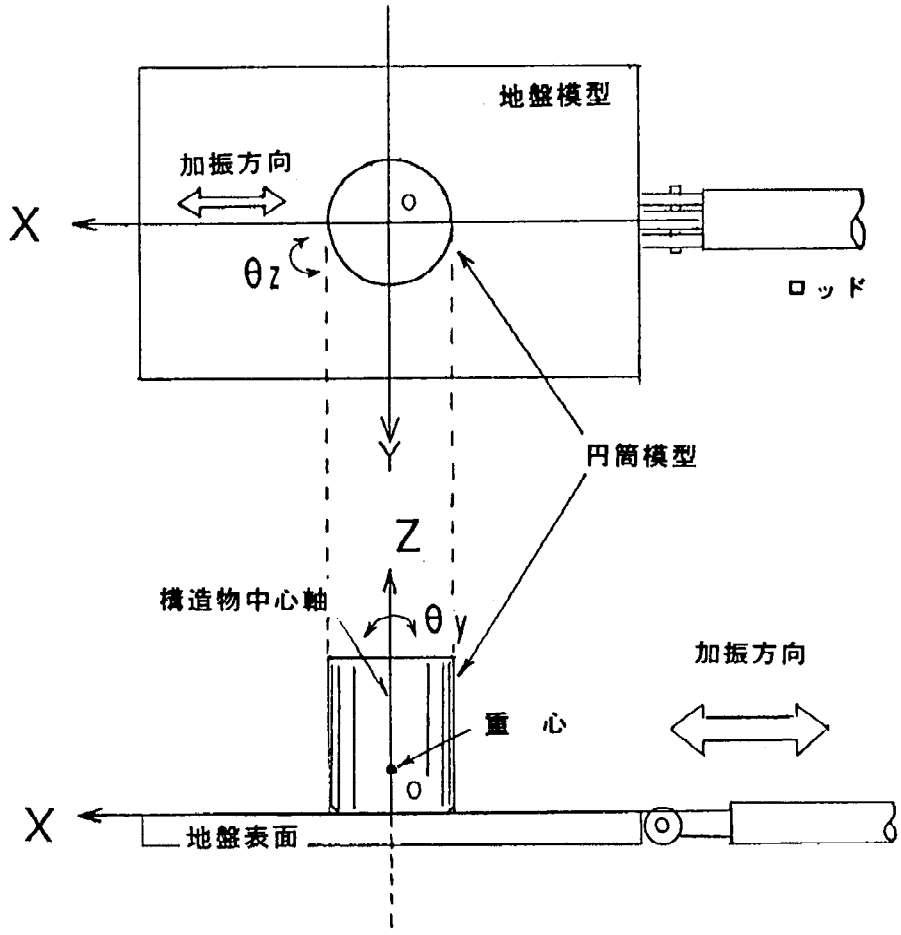


図 4.3.7　計測器の配置と実験の座標系

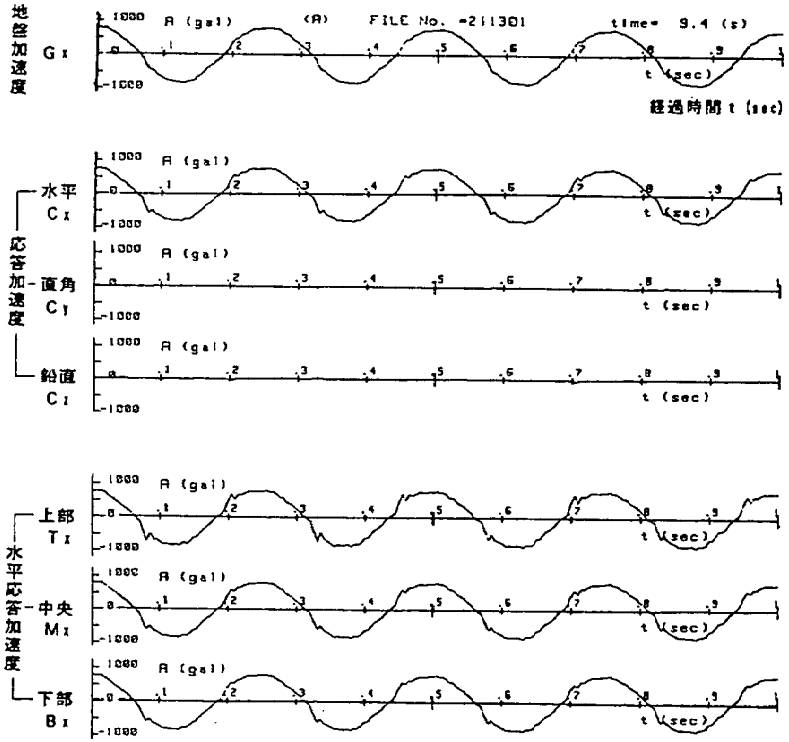


図 4.3.8　剛体地盤上の滑動実験時系列波形 (1) －A実験－
（f＝4Hz，Gx＝800gal 滑動なし）

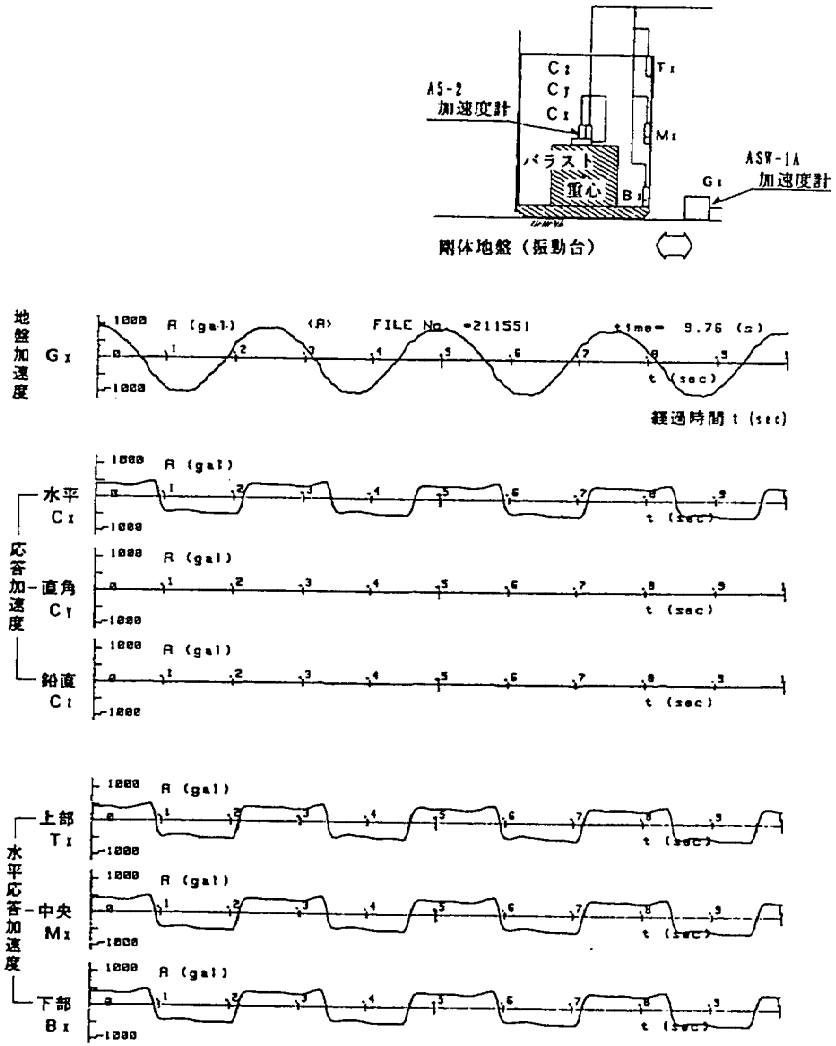


図 4.3.9　剛体地盤上の滑動実験時系列波形 (2) －A実験－
（f＝4Hz，Gx＝960gal 滑動あり）

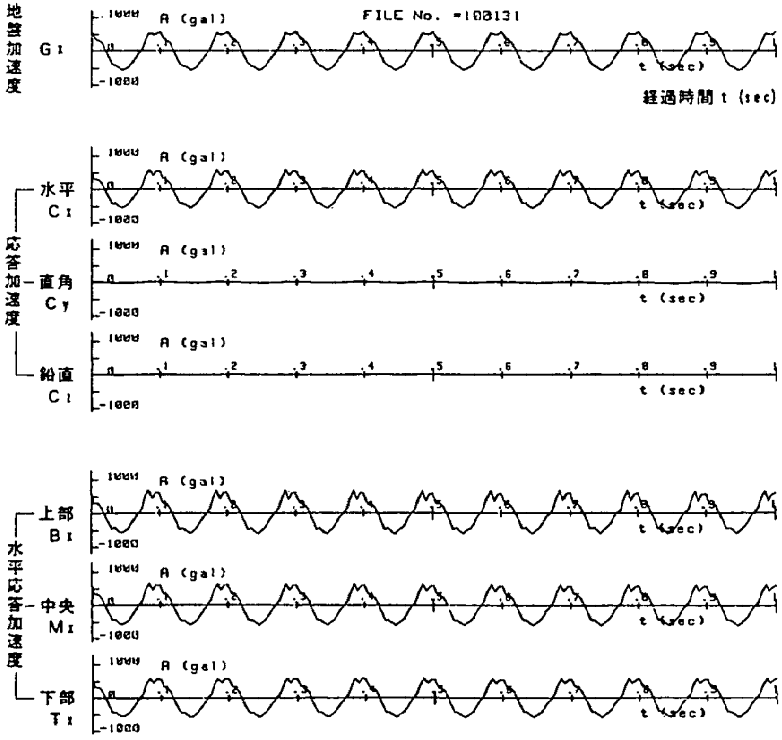
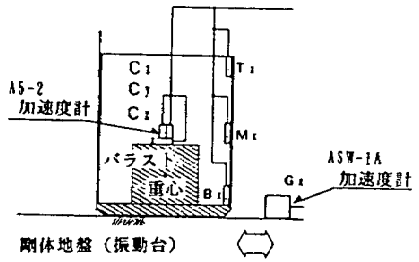


図 4.3.10　剛体地盤上の滑動実験時系列波形 (3) －A実験－
（f＝10Hz，Gx＝560gal 滑動なし）



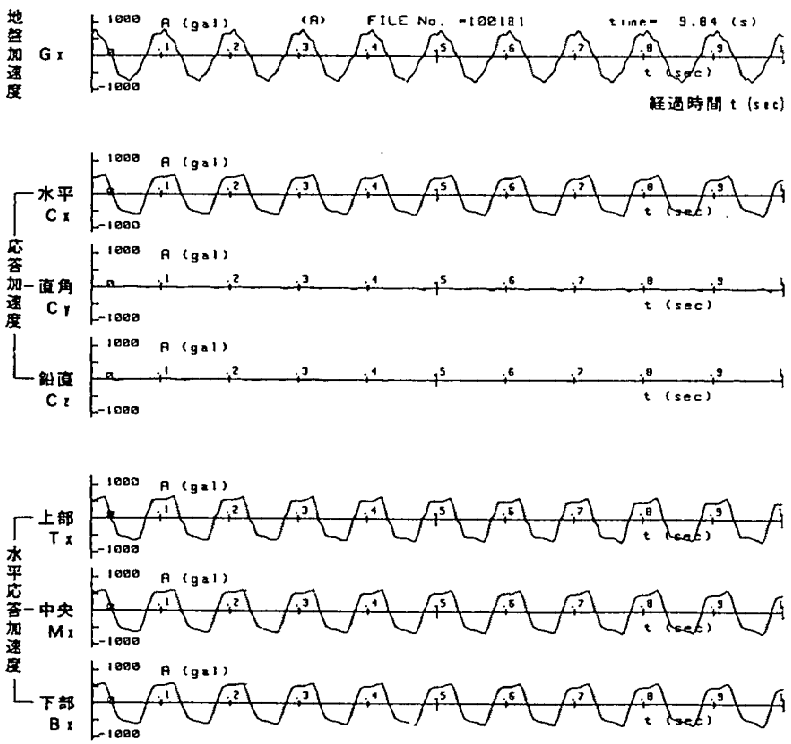


図 4.3.11　剛体地盤上の滑動実験時系列波形 (4) －A実験－
（f＝10Hz，Gx＝790gal 滑動あり）

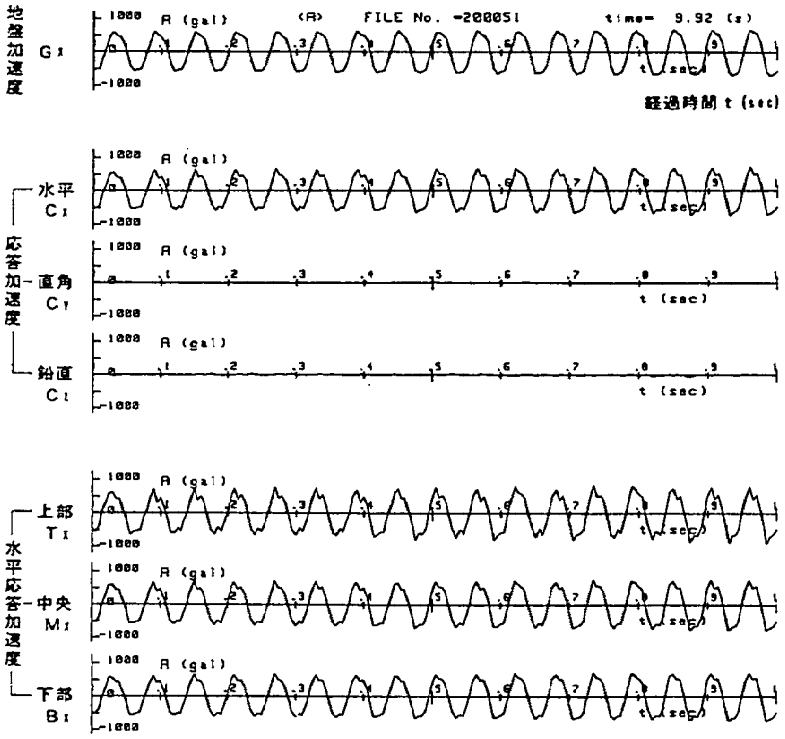


図 4.3.12　剛体地盤上の滑動実験時系列波形 (5) －A実験－
（f＝20Hz，Gx＝670gal 滑動なし）

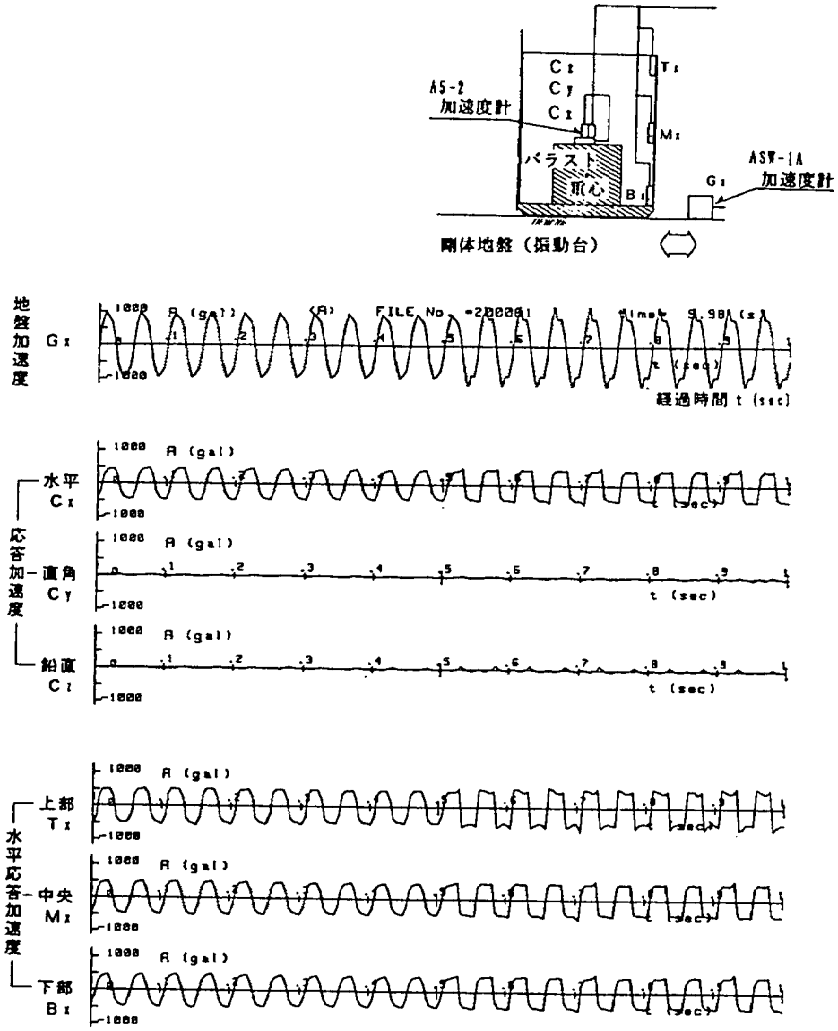
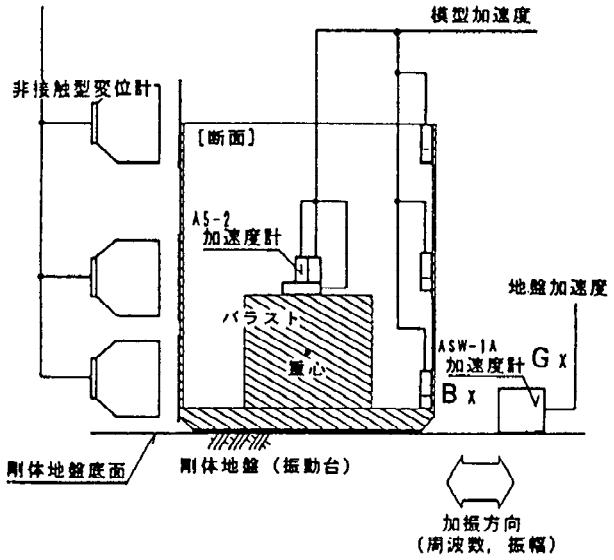


図 4.3.13　剛体地盤上の滑動実験時系列波形 (6) －A実験－
（f＝20Hz，Gx＝860gal 滑動あり）



凡　例

○　4Hz

△　10Hz

□　20Hz

黒塗りは滑動が発生したことを示す。

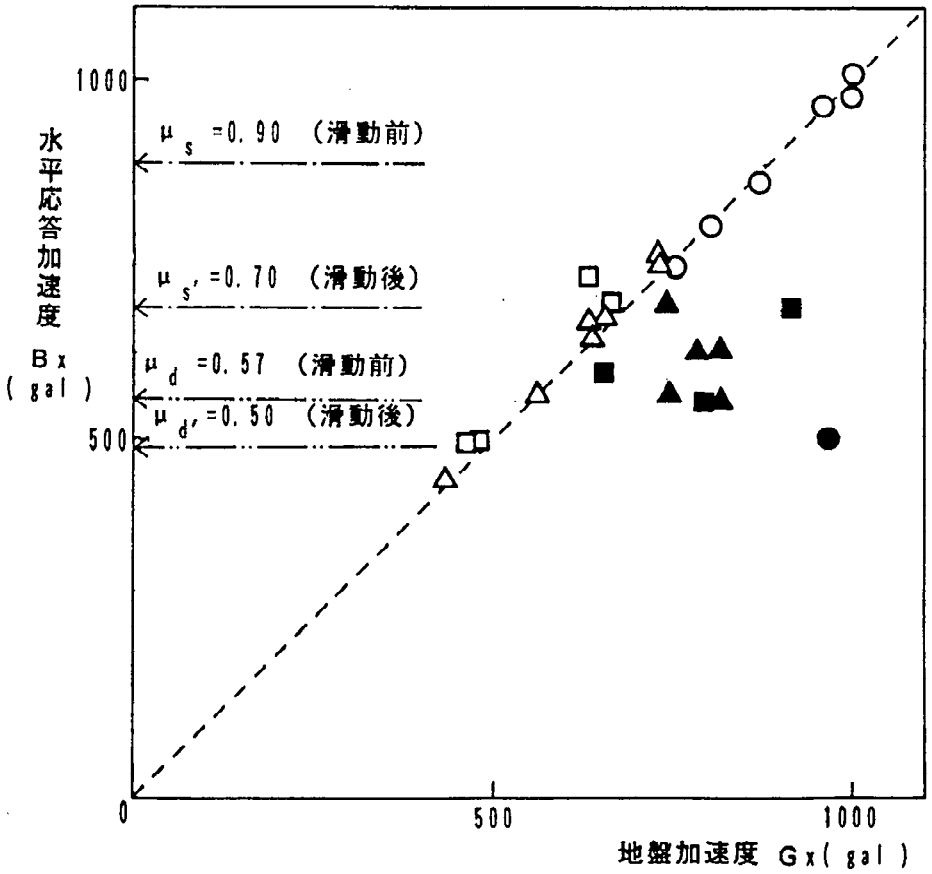


図4.3.14　剛体地盤上での構造物応答加速度（A実験）

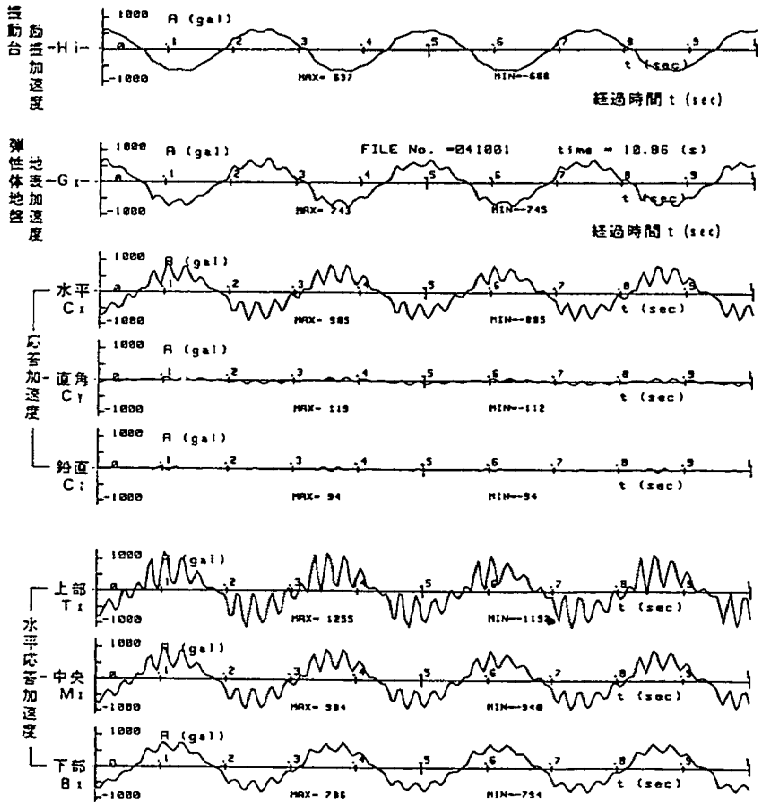


図 4.3.15　弾性地盤上の滑動実験時系列波形 (1) －B実験－
（f＝4Hz，Gx＝740gal 滑動なし）

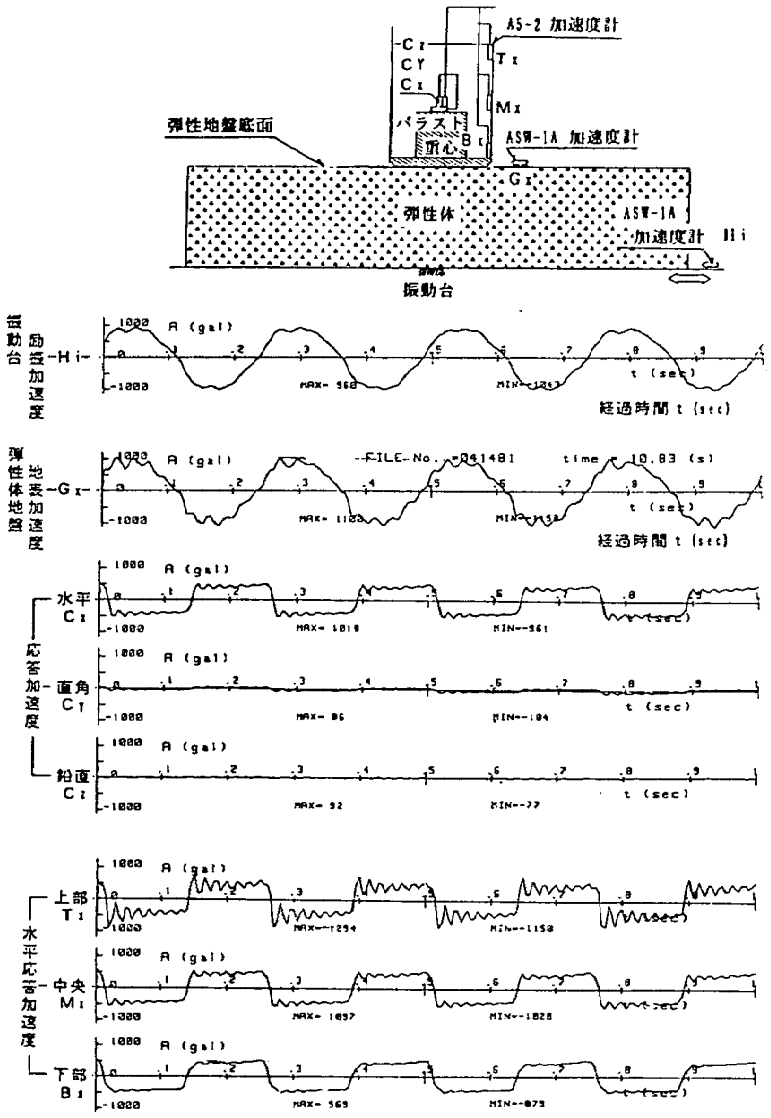


図 4.3.16　弾性地盤上の滑動実験時系列波形 (2) －B実験－
（f＝4Hz，Gx＝1100gal 滑動あり）

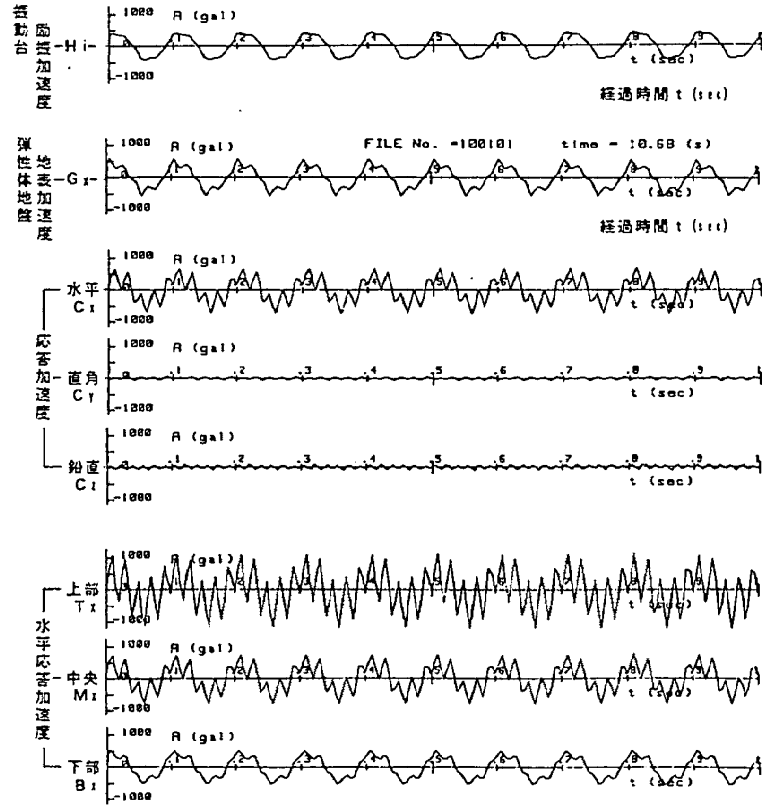


図 4.3.17　弾性地盤上の滑動実験時系列波形 (3) －B実験－
（f＝10Hz，Gx＝570gal 滑動なし）

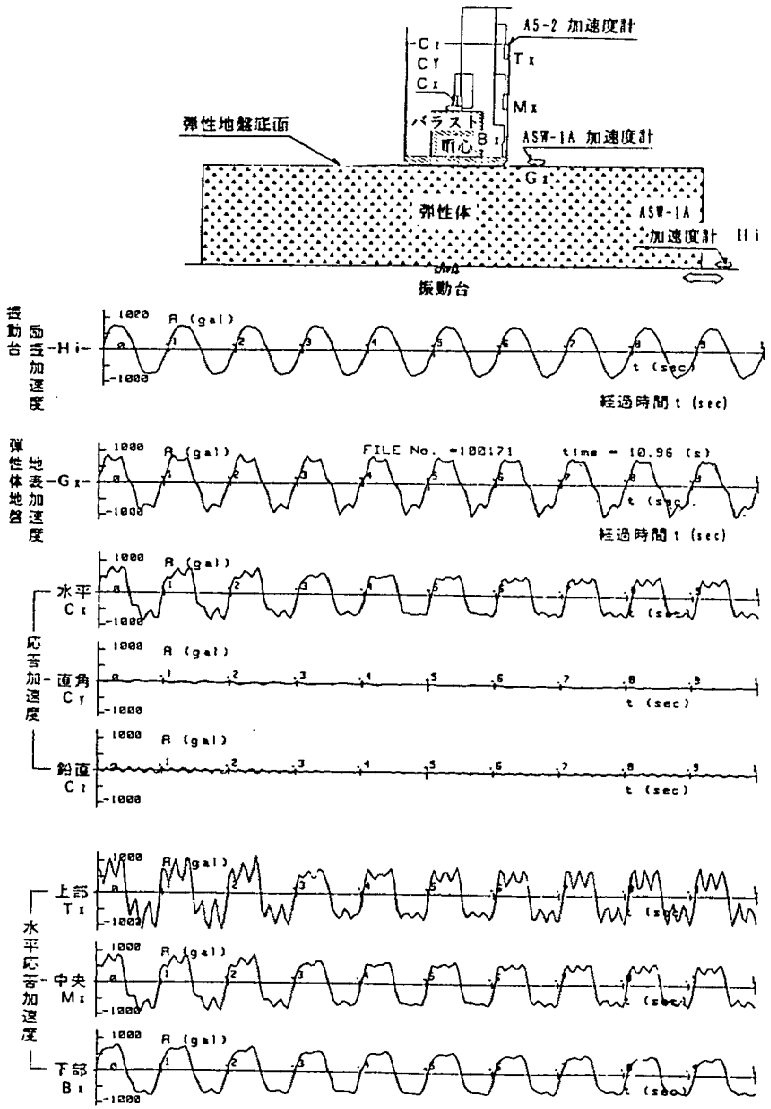


図 4.3.18　弾性地盤上の滑動実験時系列波形 (4) －B実験－
（f＝10Hz，Gx＝880gal 滑動あり）

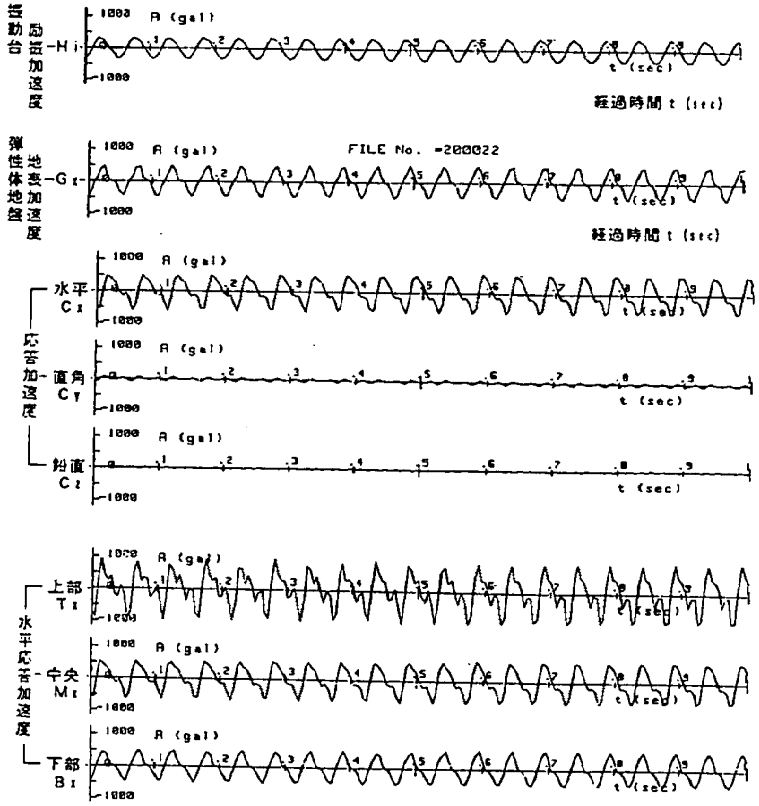


図 4.3.19　弾性地盤上の滑動実験時系列波形 (5) －B実験－
（f＝20Hz，Gx＝510gal 滑動なし）

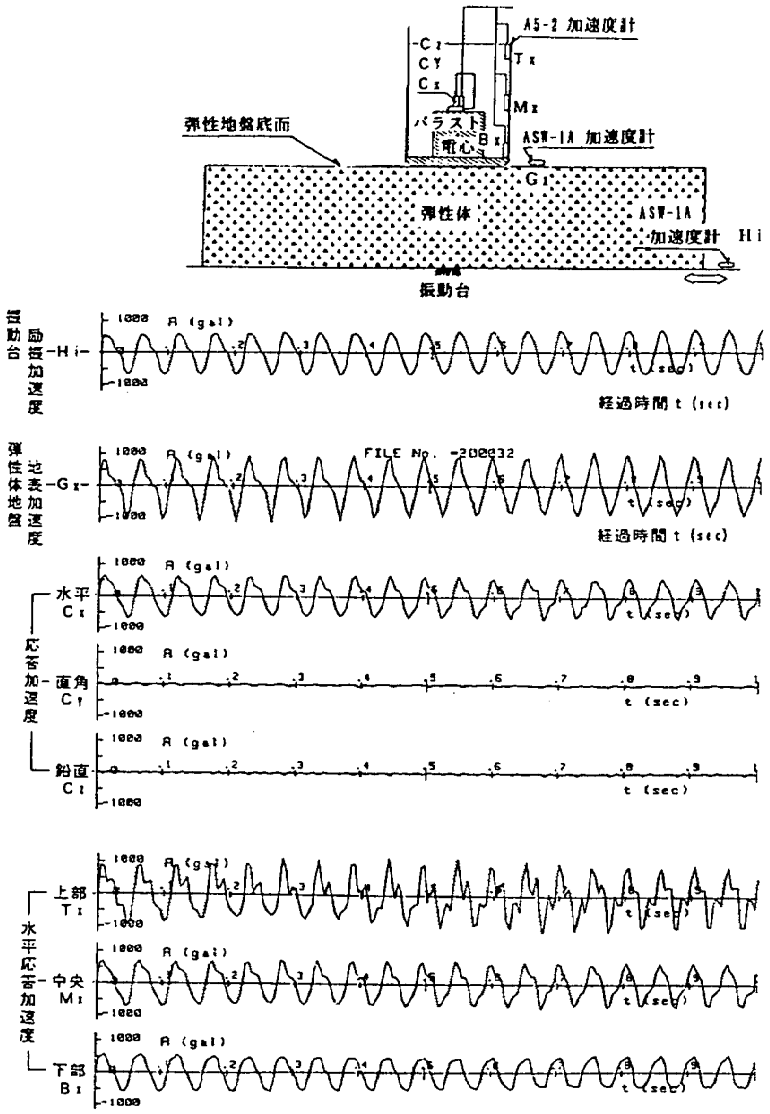


図 4.3.20　弾性地盤上の滑動実験時系列波形 (6) －B実験－
（f＝20Hz，Gx＝960gal 滑動あり）

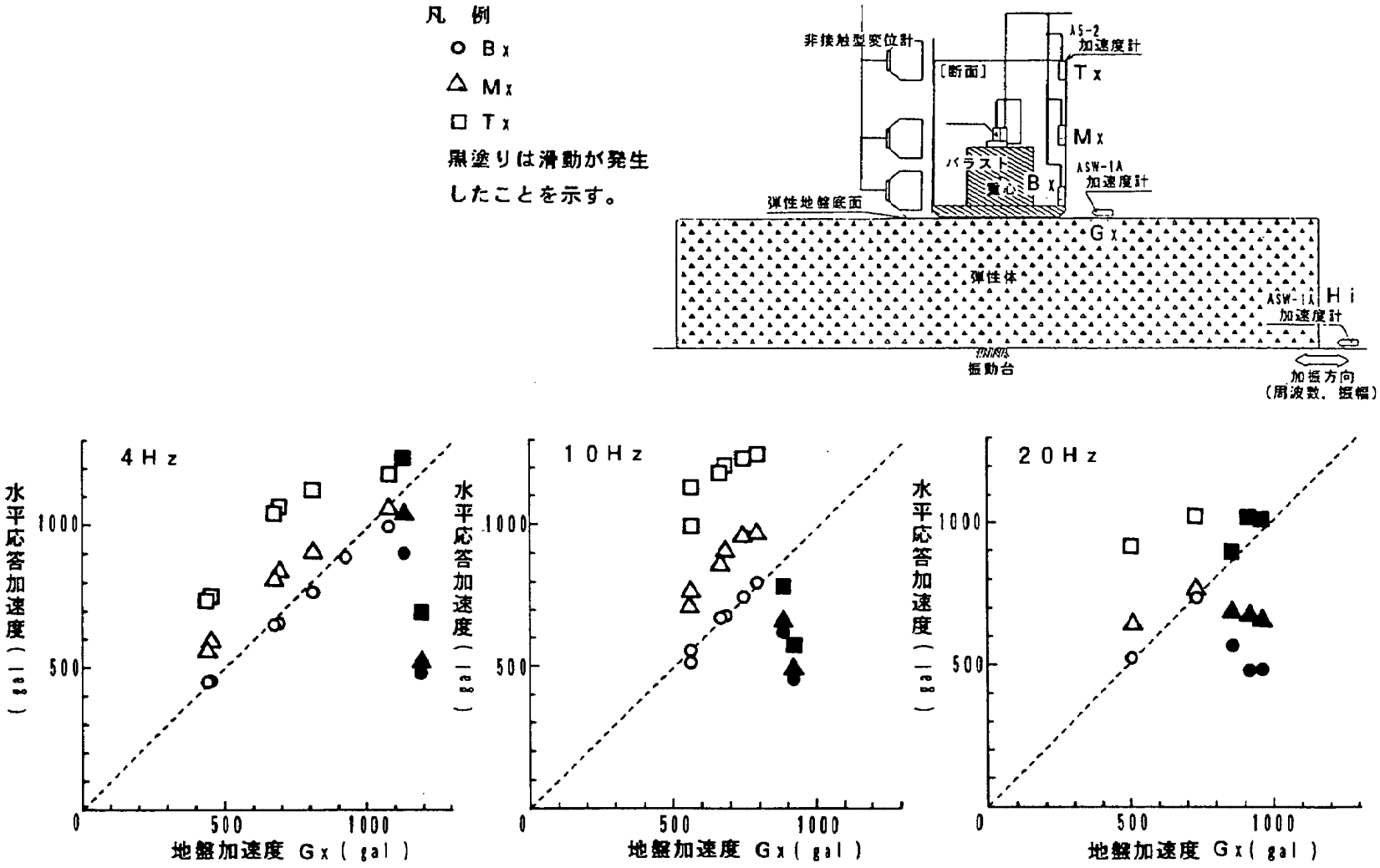


図 4.3.21　構造物上下位置での水平加速度（B実験）
— 重心高：3 *cm*，重量：1.5 *kg* —

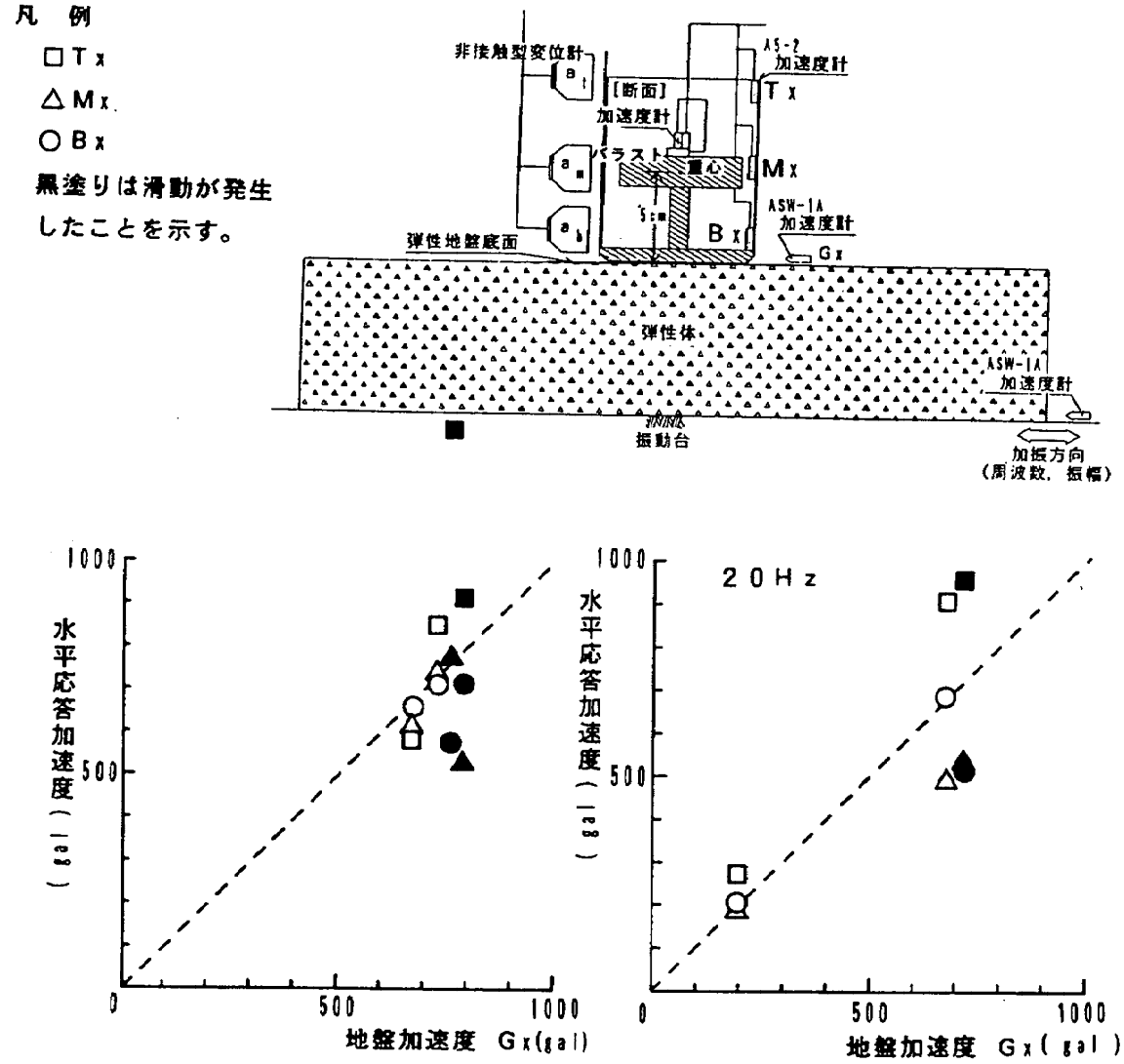
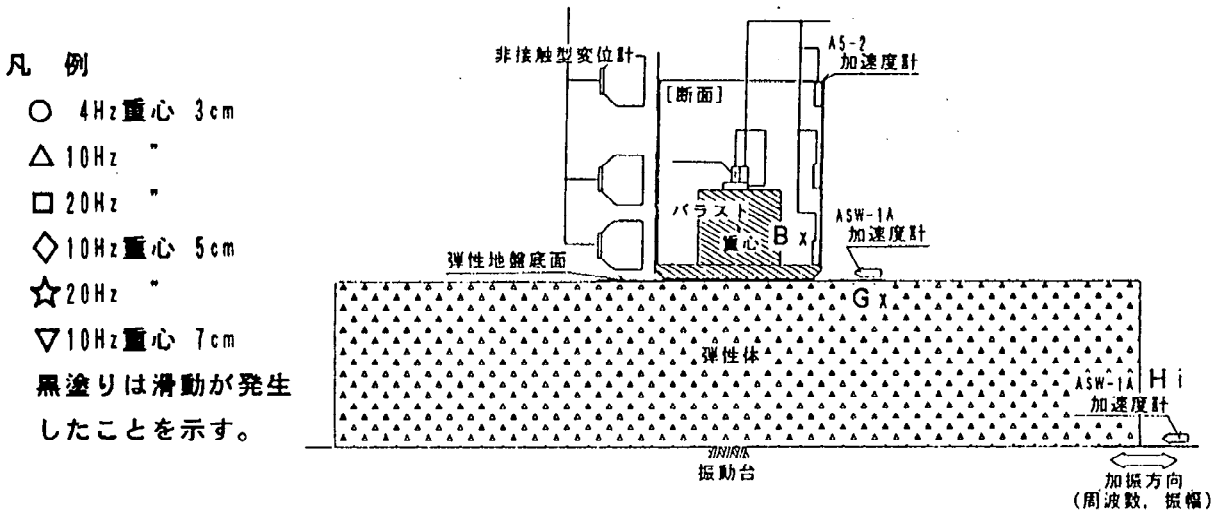


図 4.3.22　構造物上下位置での水平加速度（B実験）
— 重心高：5 cm，重量：1.5 kg —



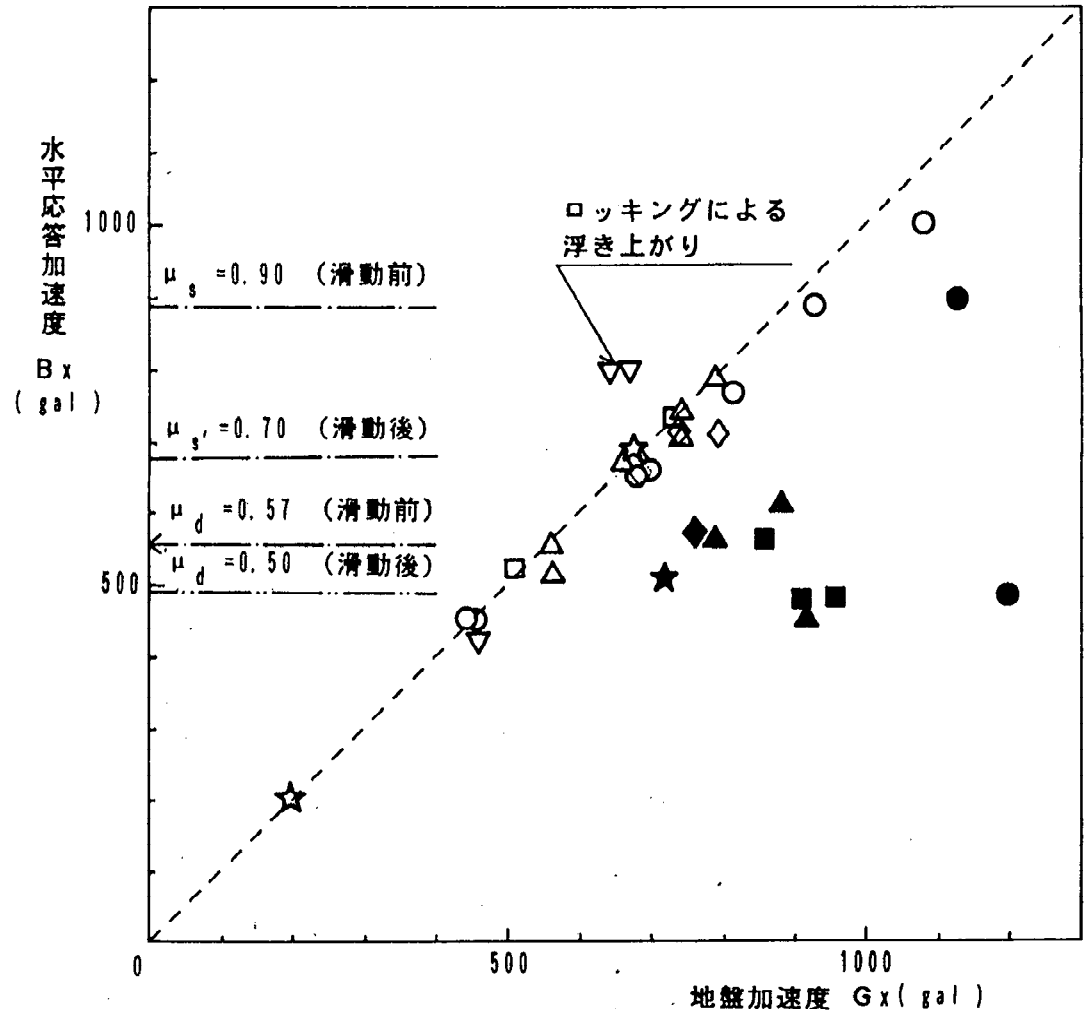
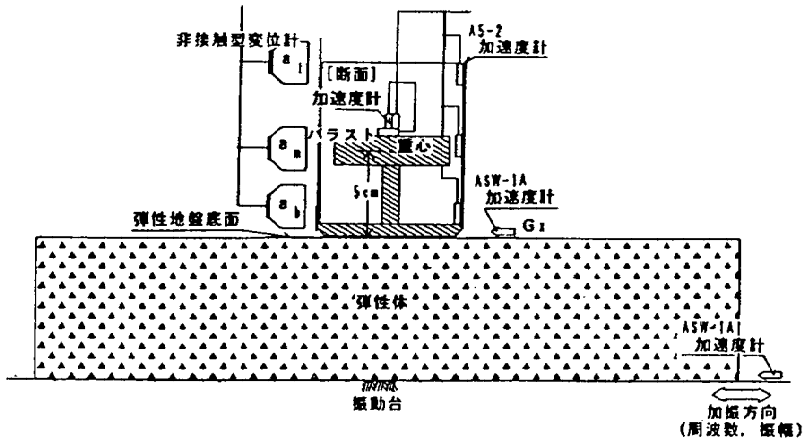
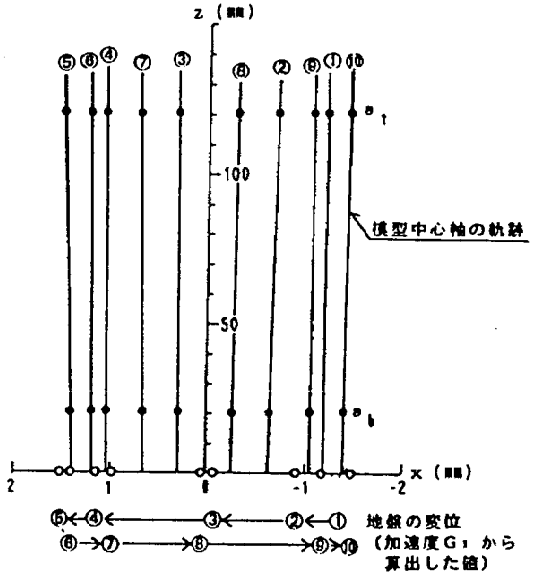
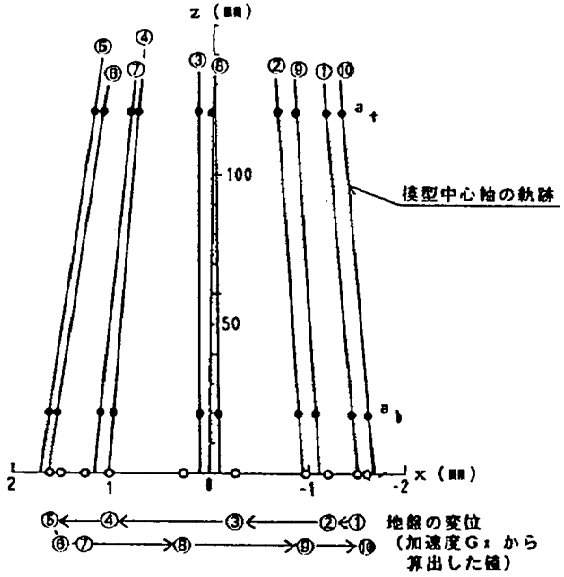


図 4.3.23 弾性地盤上での応答加速度（B実験）

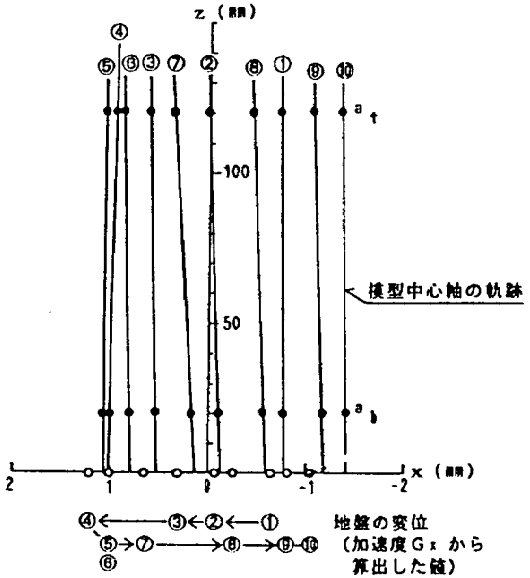




i) 重心位置３ｃｍのケース

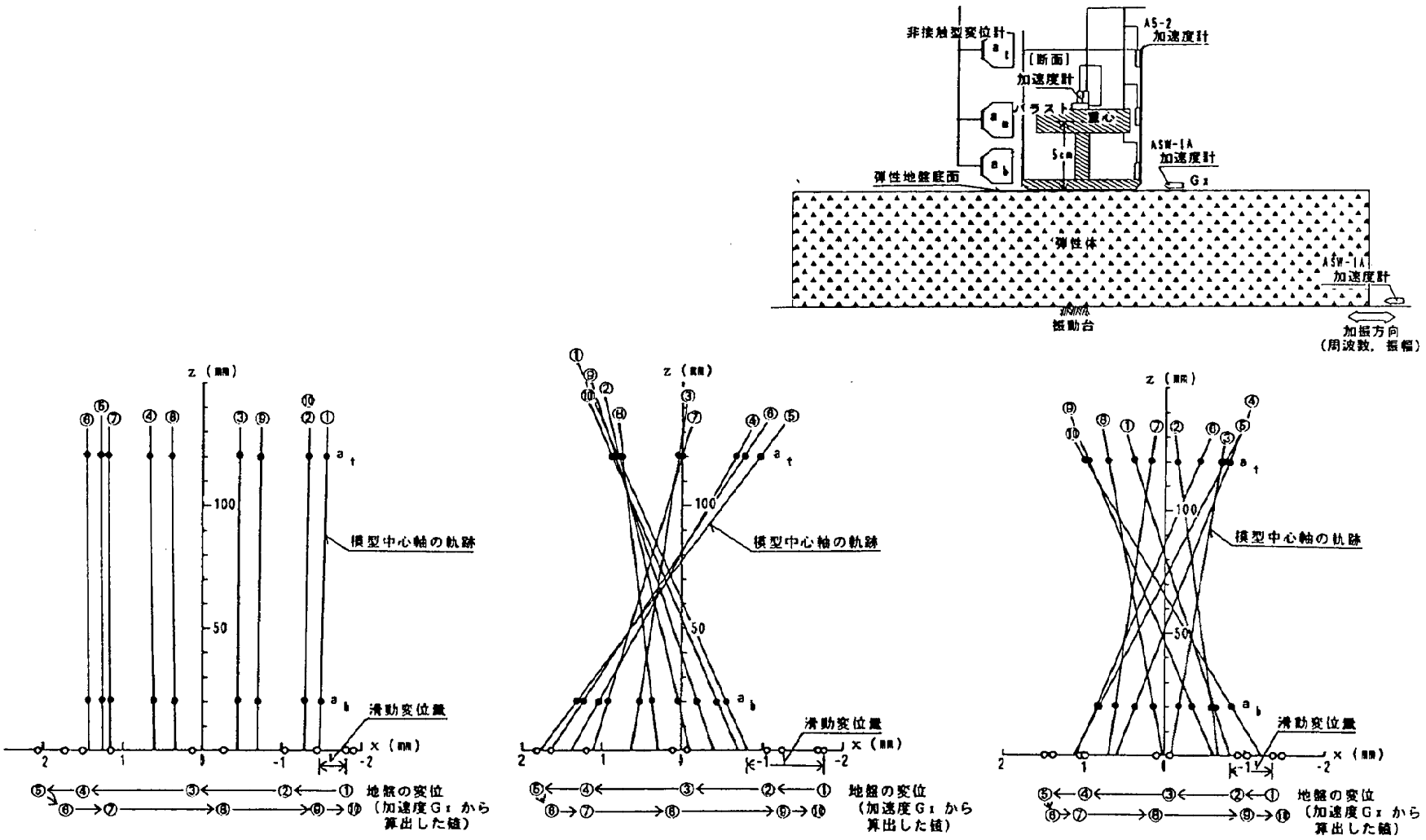


ii) 重心位置５ｃｍのケース



iii) 重心位置７ｃｍのケース

図 4.3.24　重心高さに伴う模型中心軸の変化モードの変化
—— f＝10Hz，滑動なし ——



i) 重心位置３ｃｍのケース　　ii) 重心位置５ｃｍのケース　　iii) 重心位置７ｃｍのケース

図 4.3.25　重心高さに伴う模型中心軸の変化モードの変化
── f＝10Hz，滑動あり ──

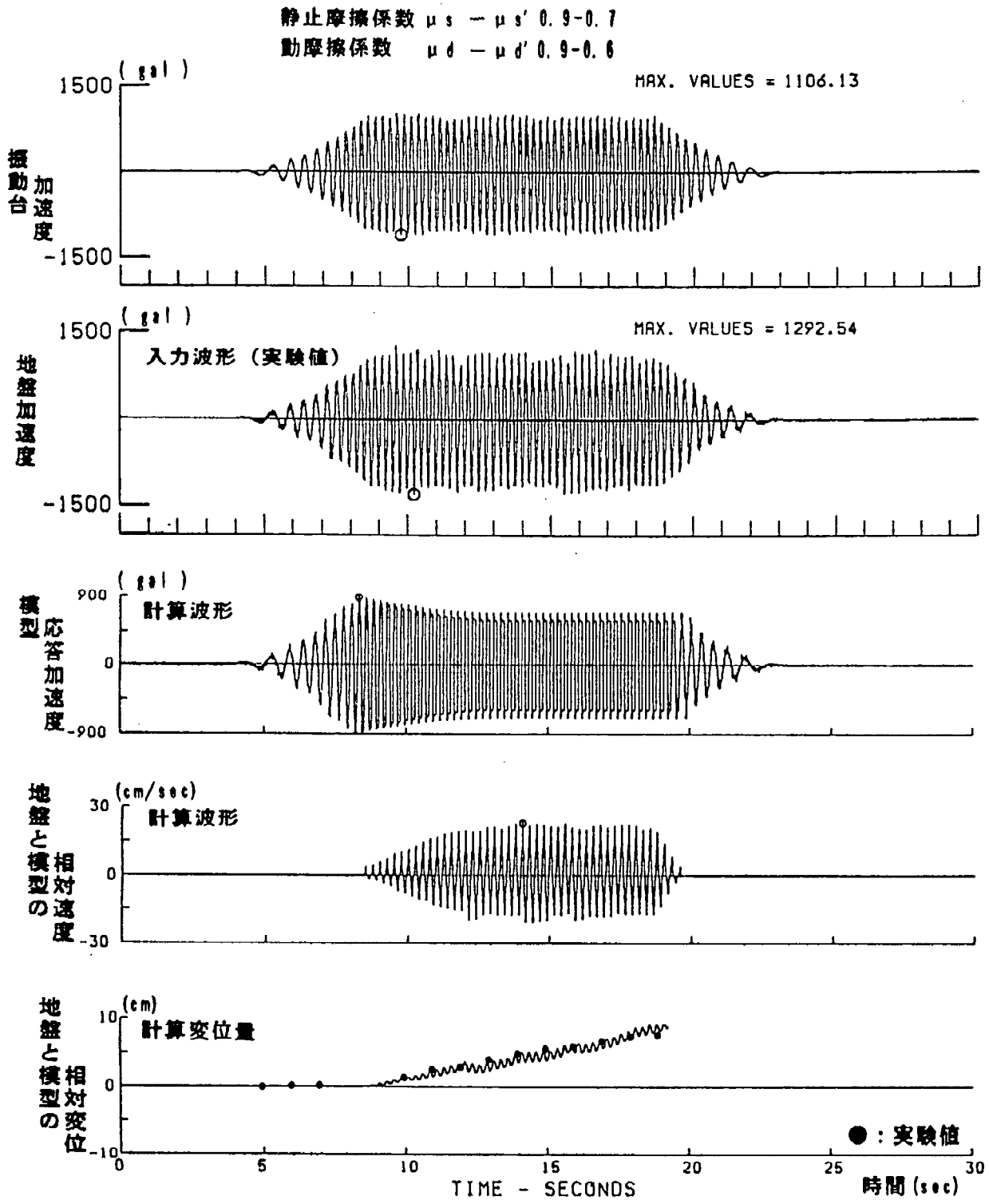


図 4.3.26　構造物応答変位計算例（一方向へのドリフト）
── B実験，4 Hz ──

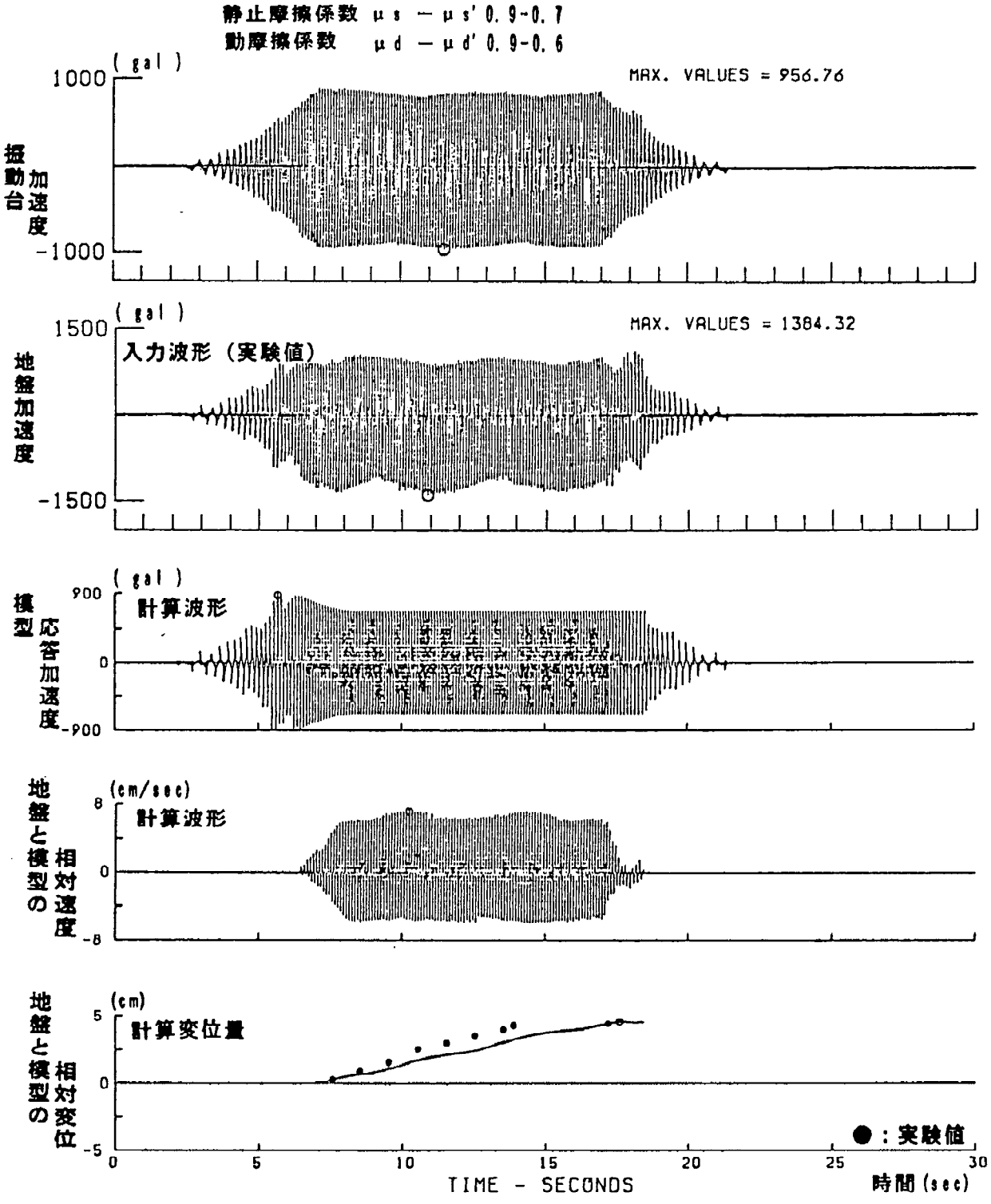


図 4.3.27　構造物応答変位計算例（一方向へのドリフト）
— B実験，10 Hz —

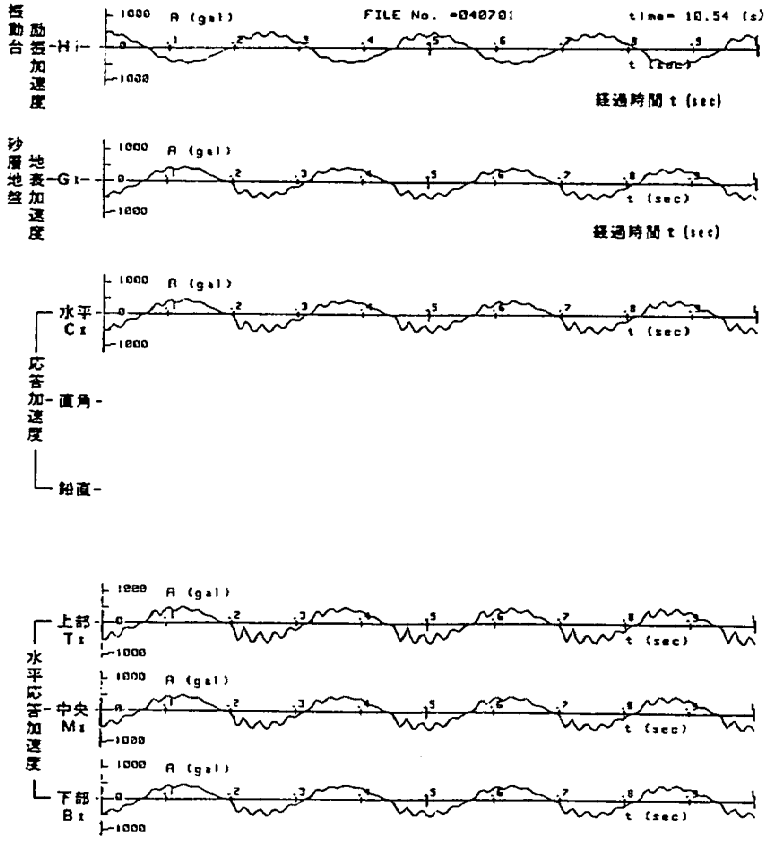


図 4.3.28　砂層地盤上での滑動時時系列波形 (1) －C実験－
（f＝4Hz，Gx＝500gal 滑動なし）

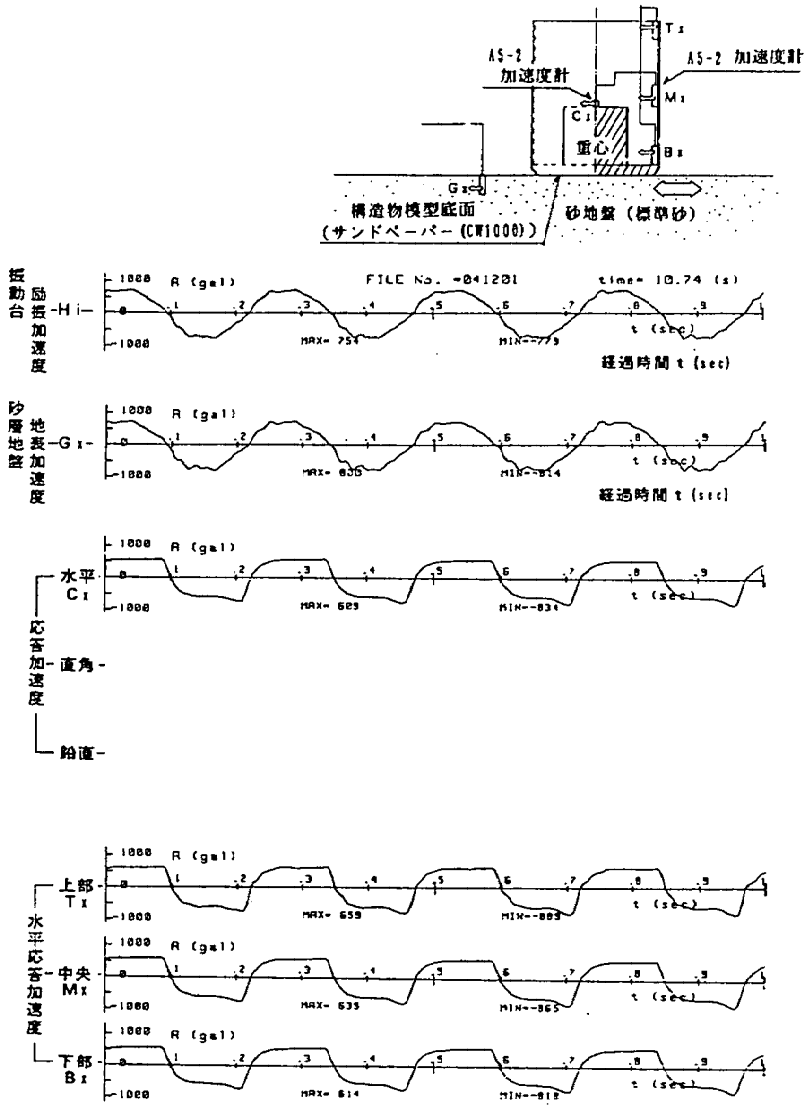


図 4.3.29　砂層地盤上での滑動時時系列波形 (2) －C実験－
（f＝4Hz，Gx＝760gal 滑動あり）

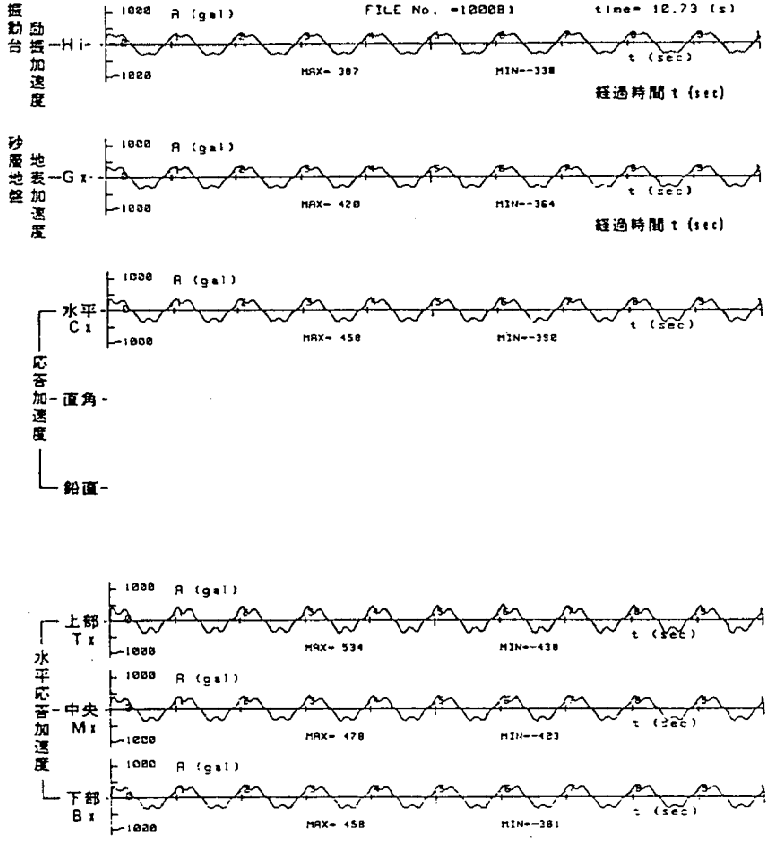


図 4.3.30　砂層地盤上での滑動時時系列波形 (3) －C実験－
（f＝10Hz，Gx＝350gal 滑動なし）

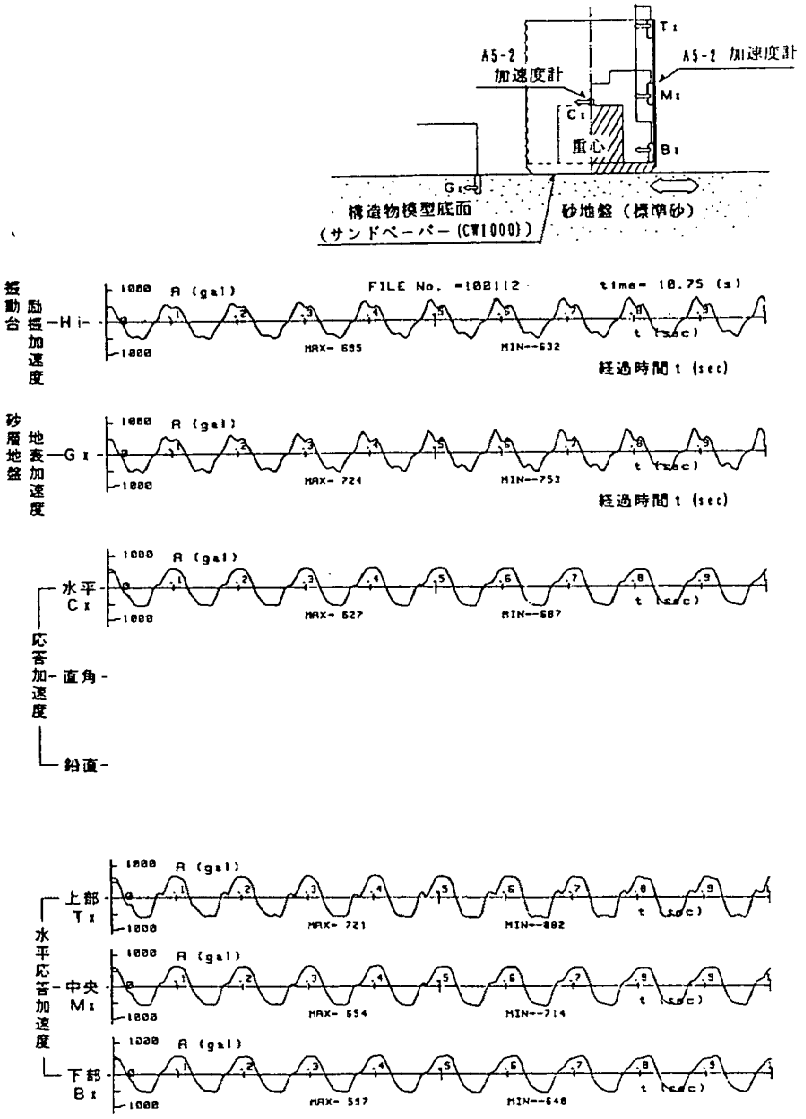


図 4.3.31　砂層地盤上での滑動時時系列波形 (4) －C実験－
（f＝10Hz，Gx＝670gal 滑動あり）

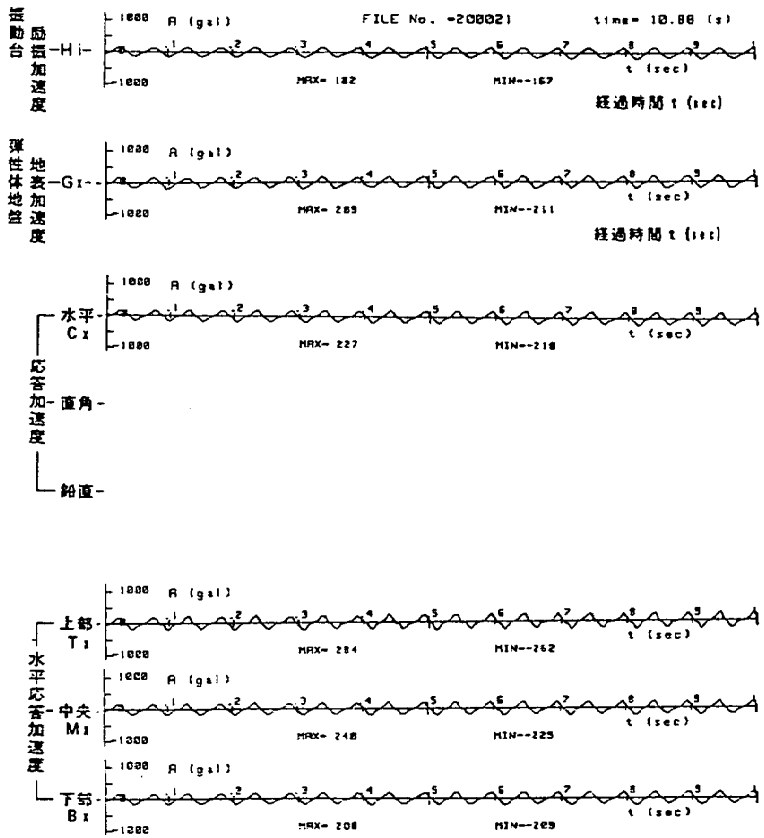


図 4.3.32　砂層地盤上での滑動時時系列波形 (5) －C実験－
（f＝20Hz，Gx＝210gal，滑動なし）

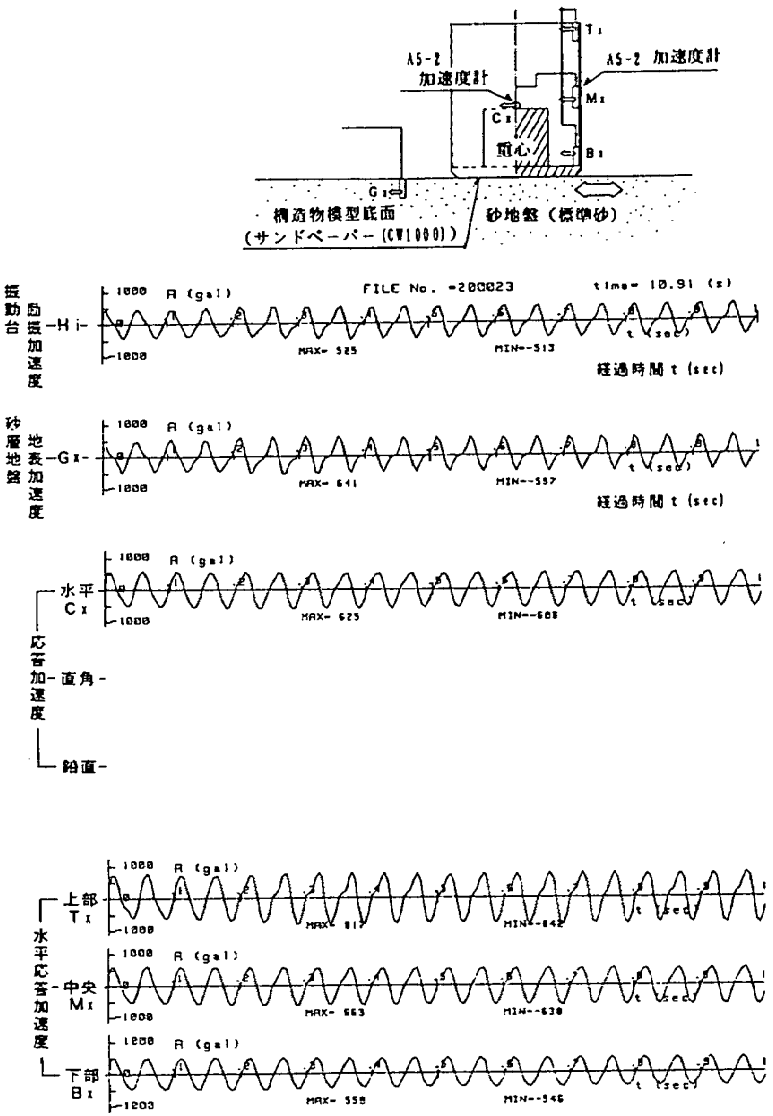


図 4.3.33　砂層地盤上での滑動時時系列波形 (6) －C実験－
（f＝20Hz，Gx＝540gal，滑動あり）

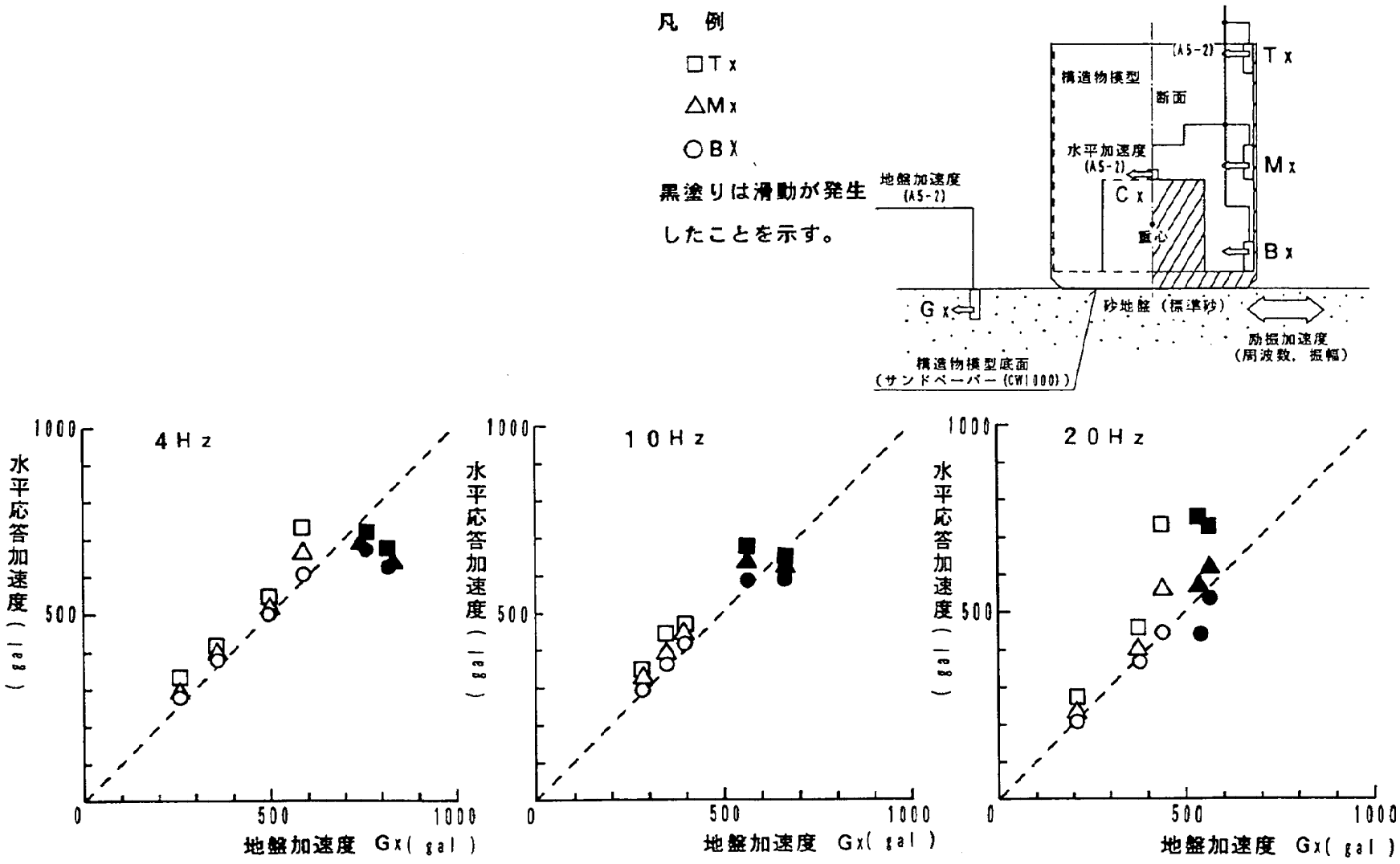


図 4.3.34　構造物上下位置での水平加速度　－C 実験－

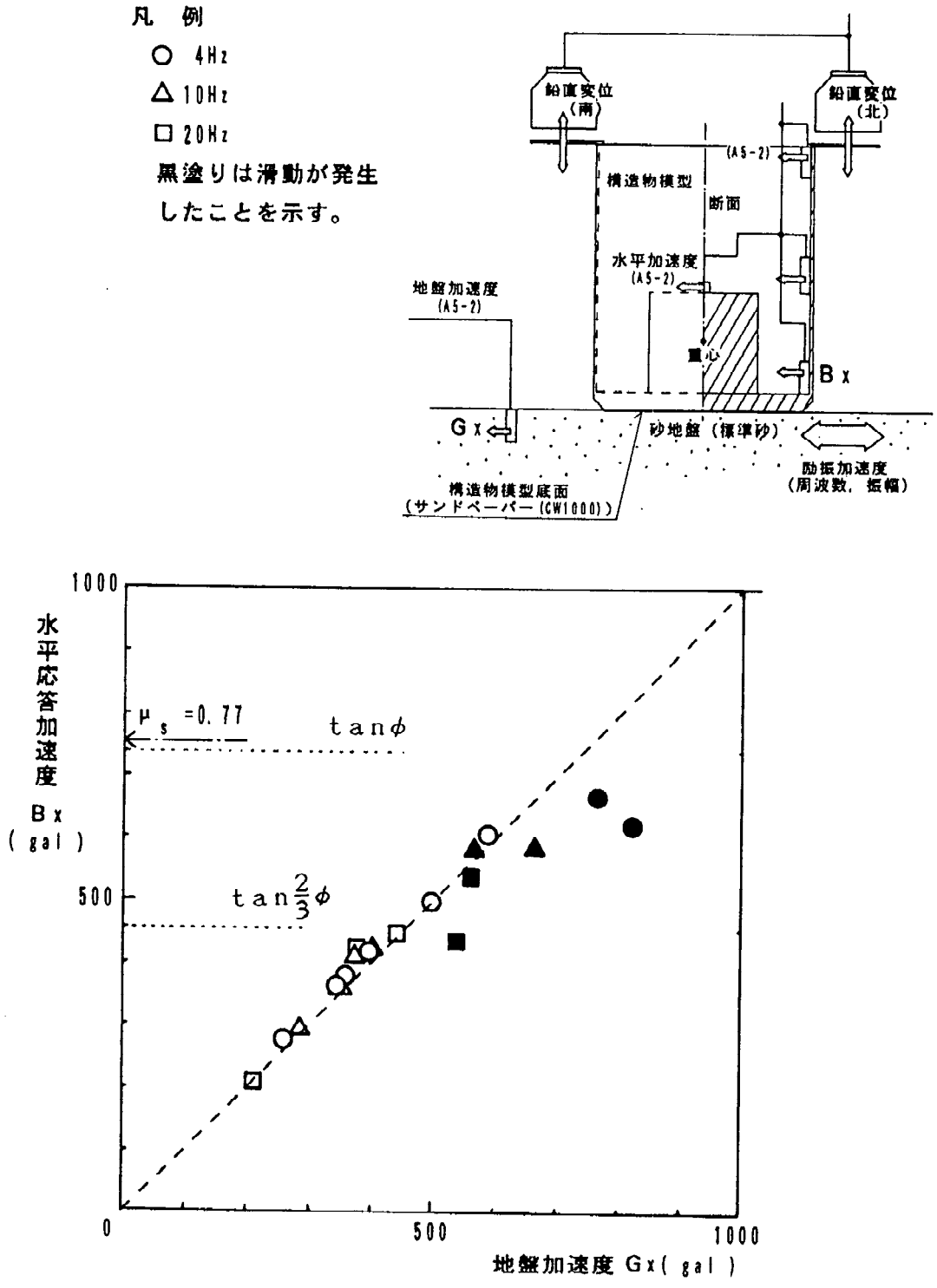


図 4.3.35　砂層地盤での構造物応答加速度　－C実験－

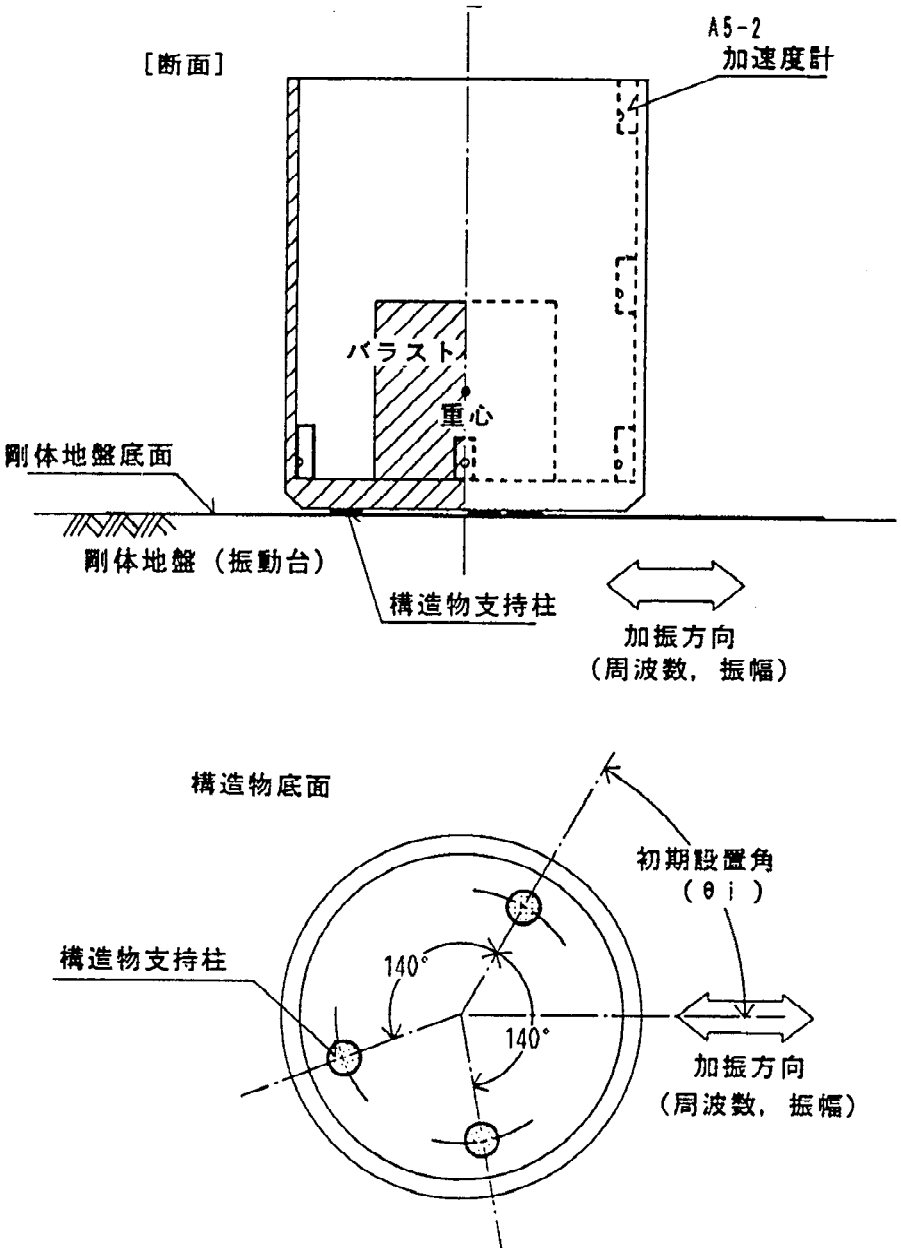


図 4.3.36　剛体地盤における三点支持構造物の滑動実験概念図

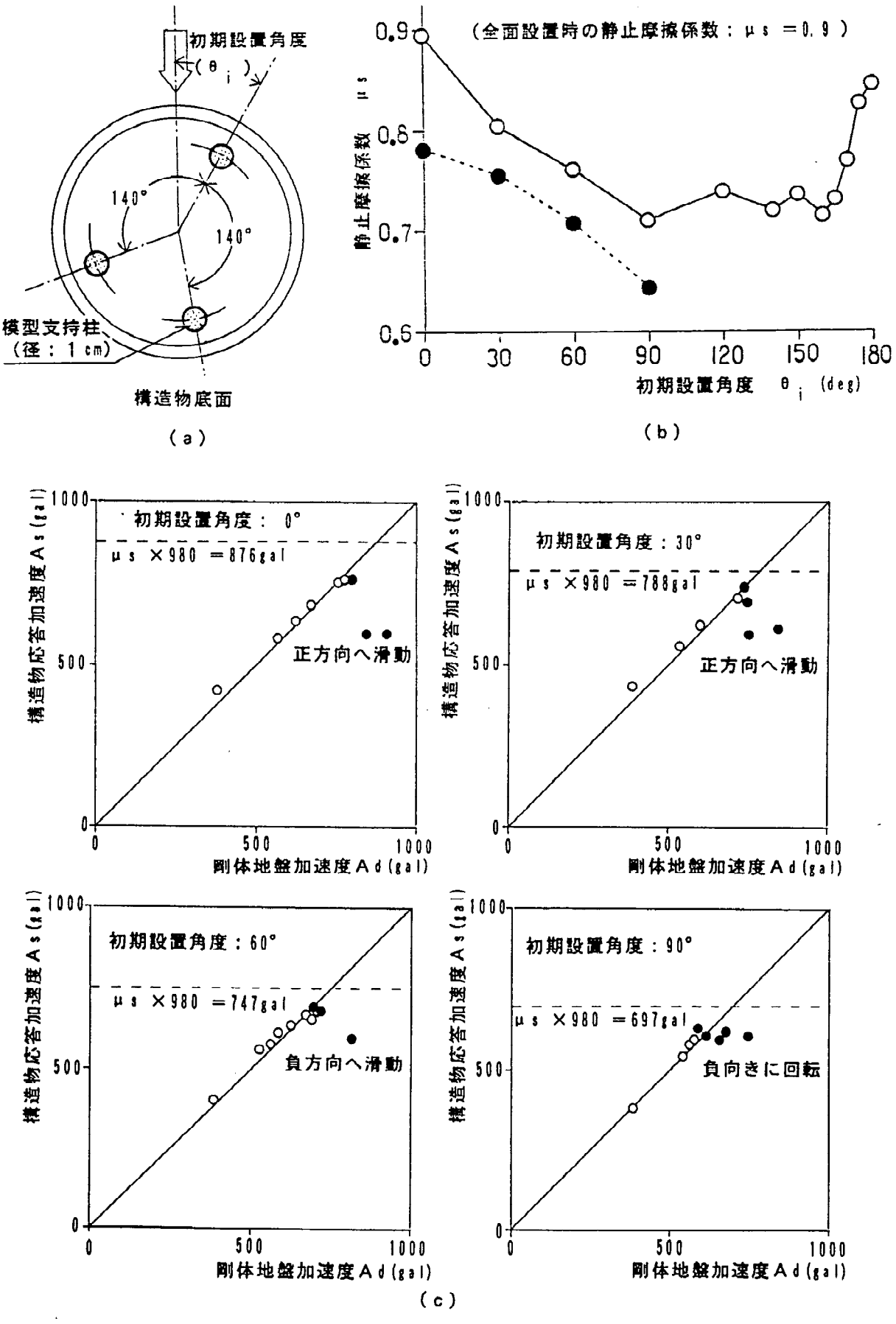


図 4.3.37　中心軸まわりの回転に関する実験（その１）　—D実験—

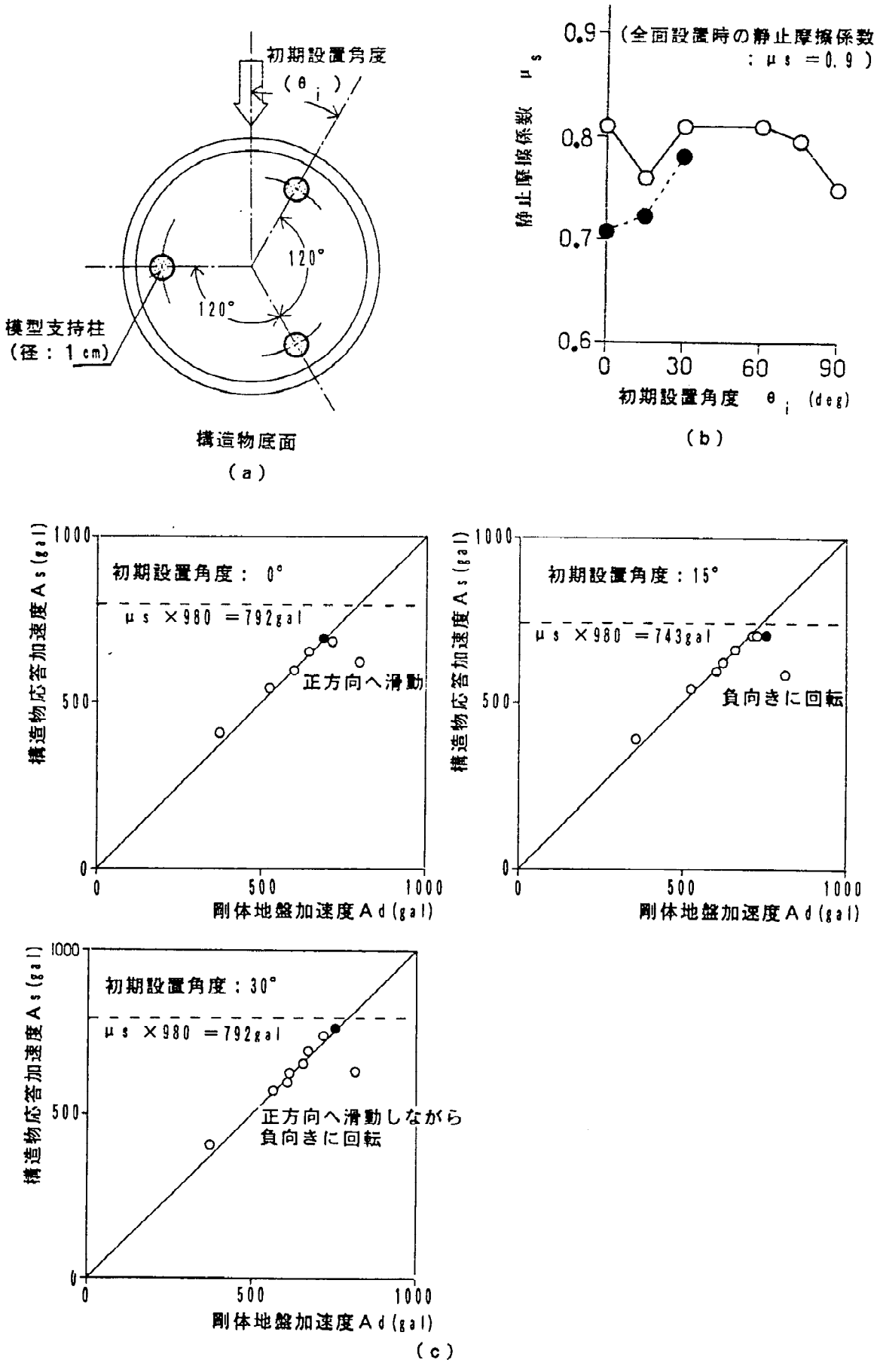


図 4.3.38　中心軸まわりの回転に関する実験（その２）　—D実験—

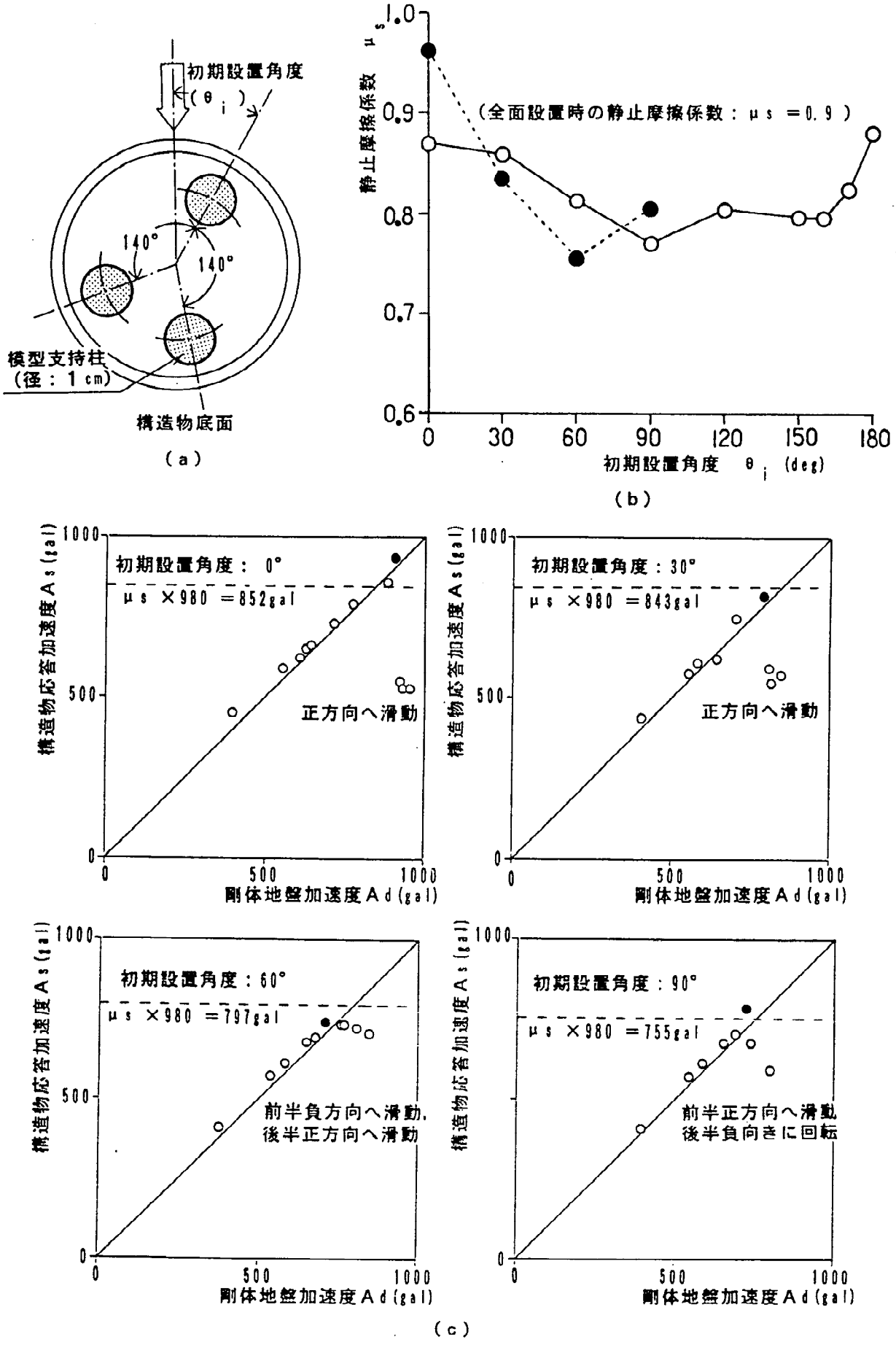
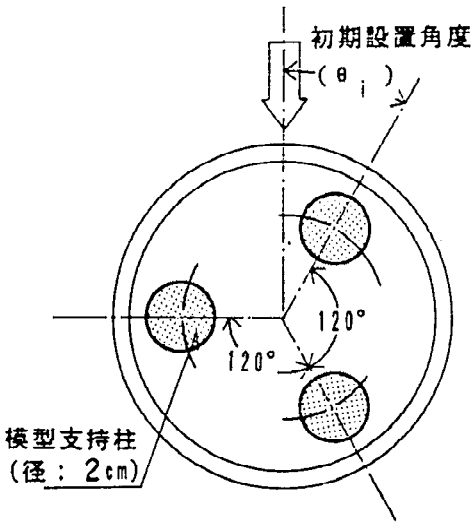
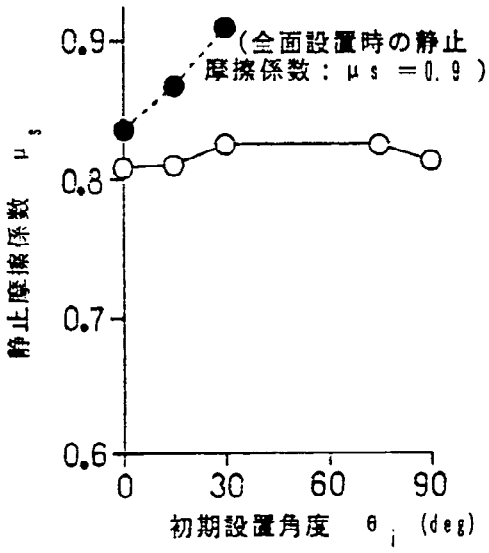


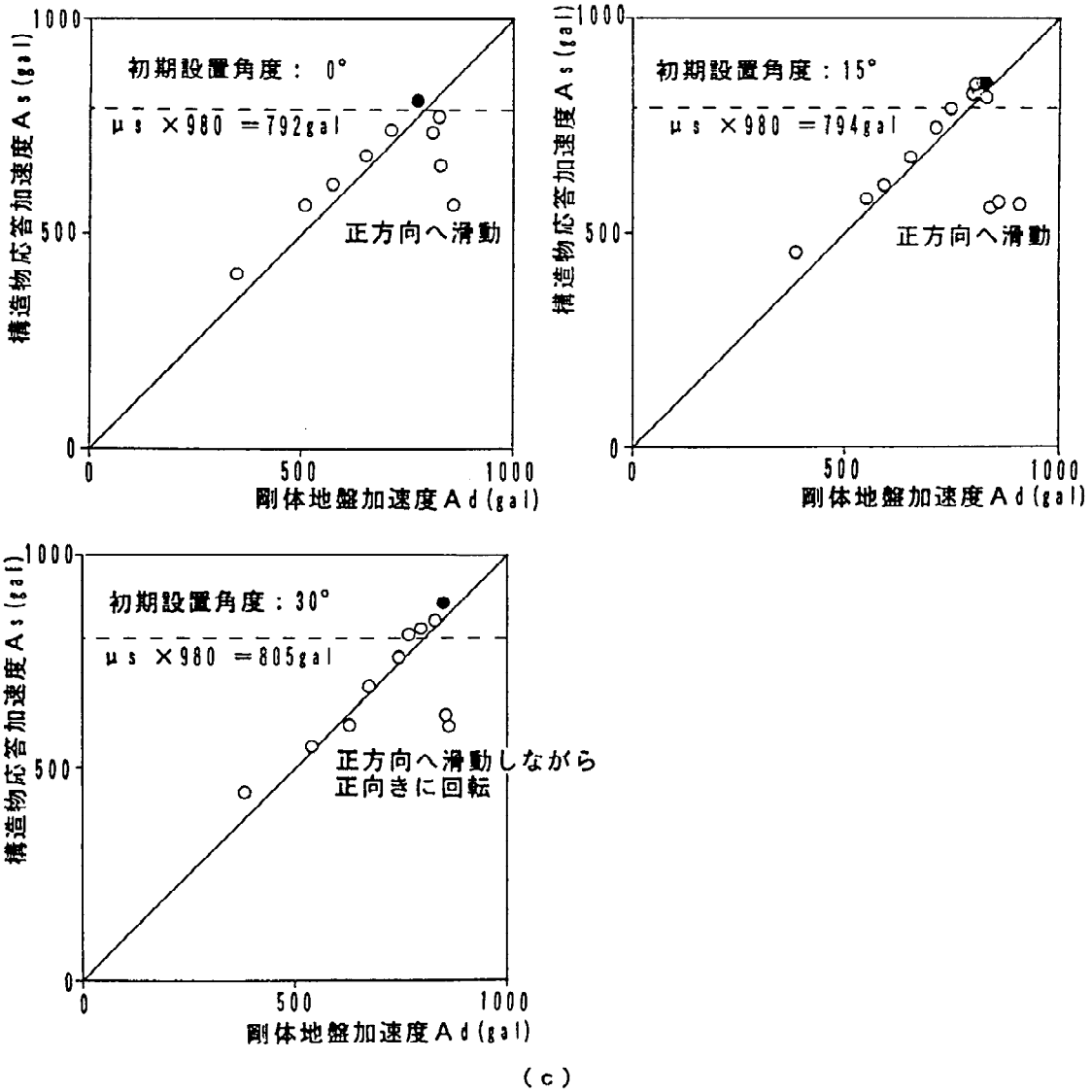
図 4.3.39　中心軸まわりの回転に関する実験（その３）　－D実験－



(a)



(b)



(c)

図 4.3.40　中心軸まわりの回転に関する実験（その４）　－D実験－

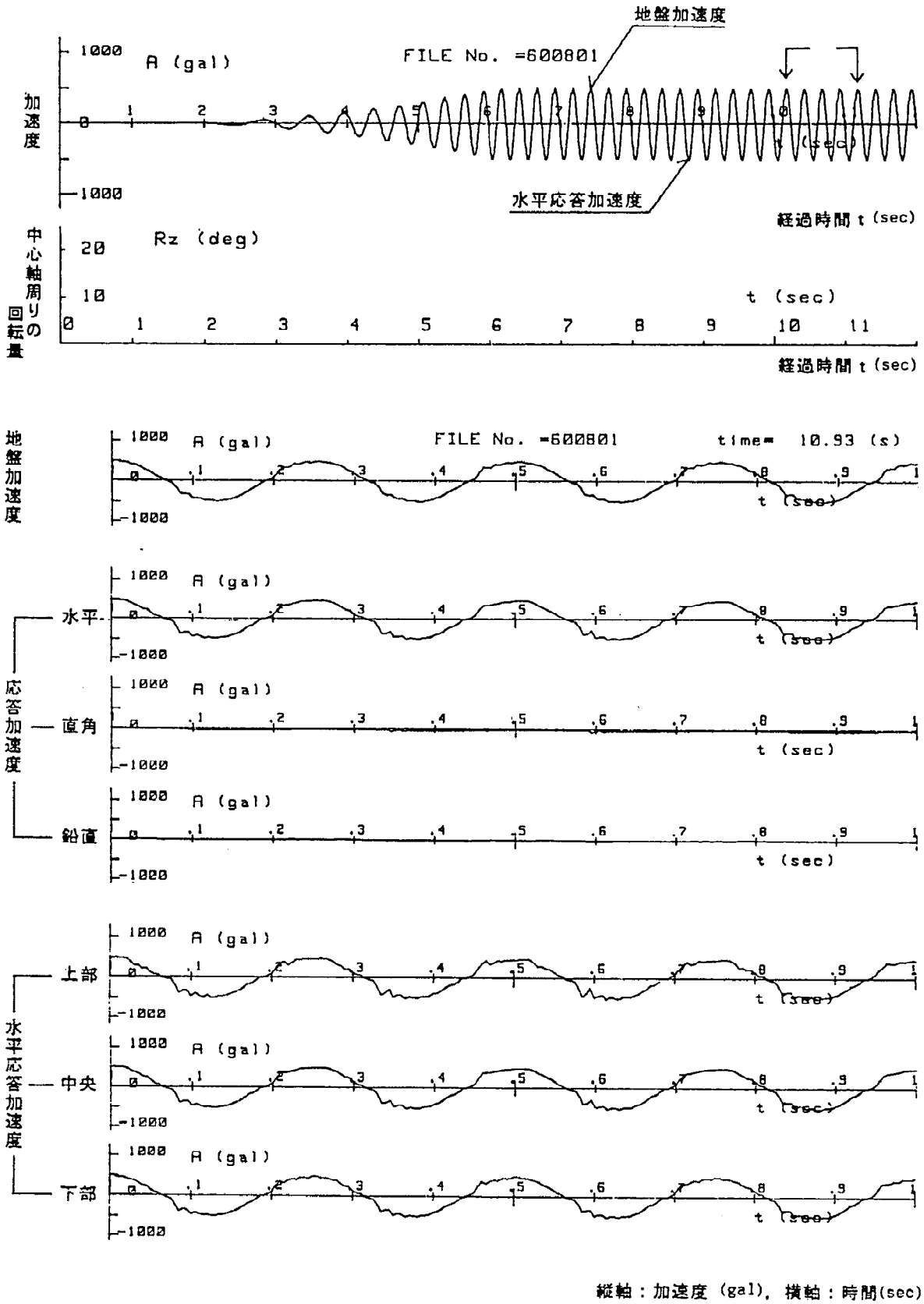


図 4.3.41　地盤および構造物応答加速度，回転量　－D実験－
（Ad＝520gal，f＝4Hz
二等辺三角形，$\theta i = 60°$）

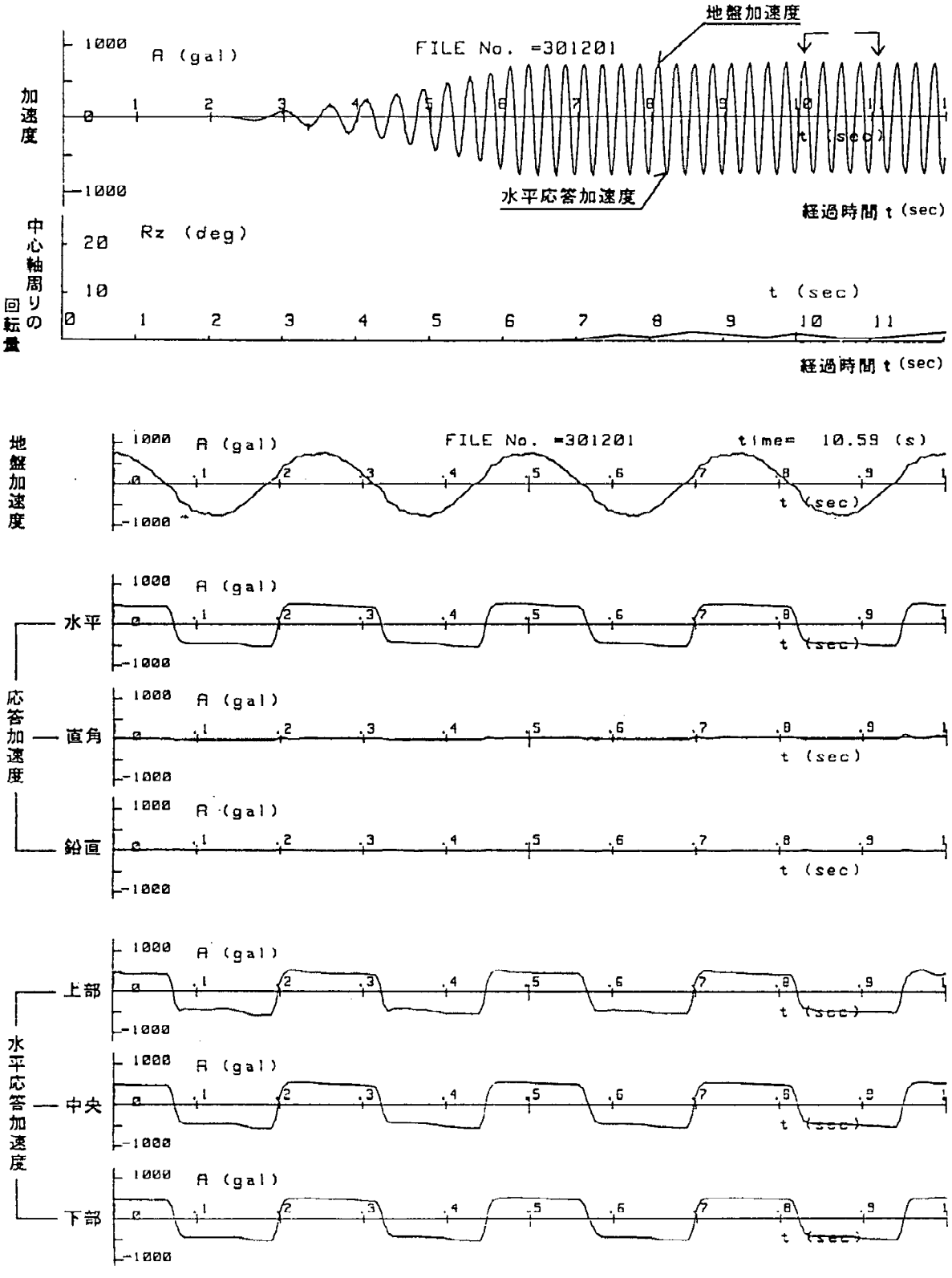


図 4.3.42　地盤および構造物応答加速度，回転量　－D実験－
（Ad＝800gal，f＝4Hz
二等辺三角形，$\theta i = 30°$）

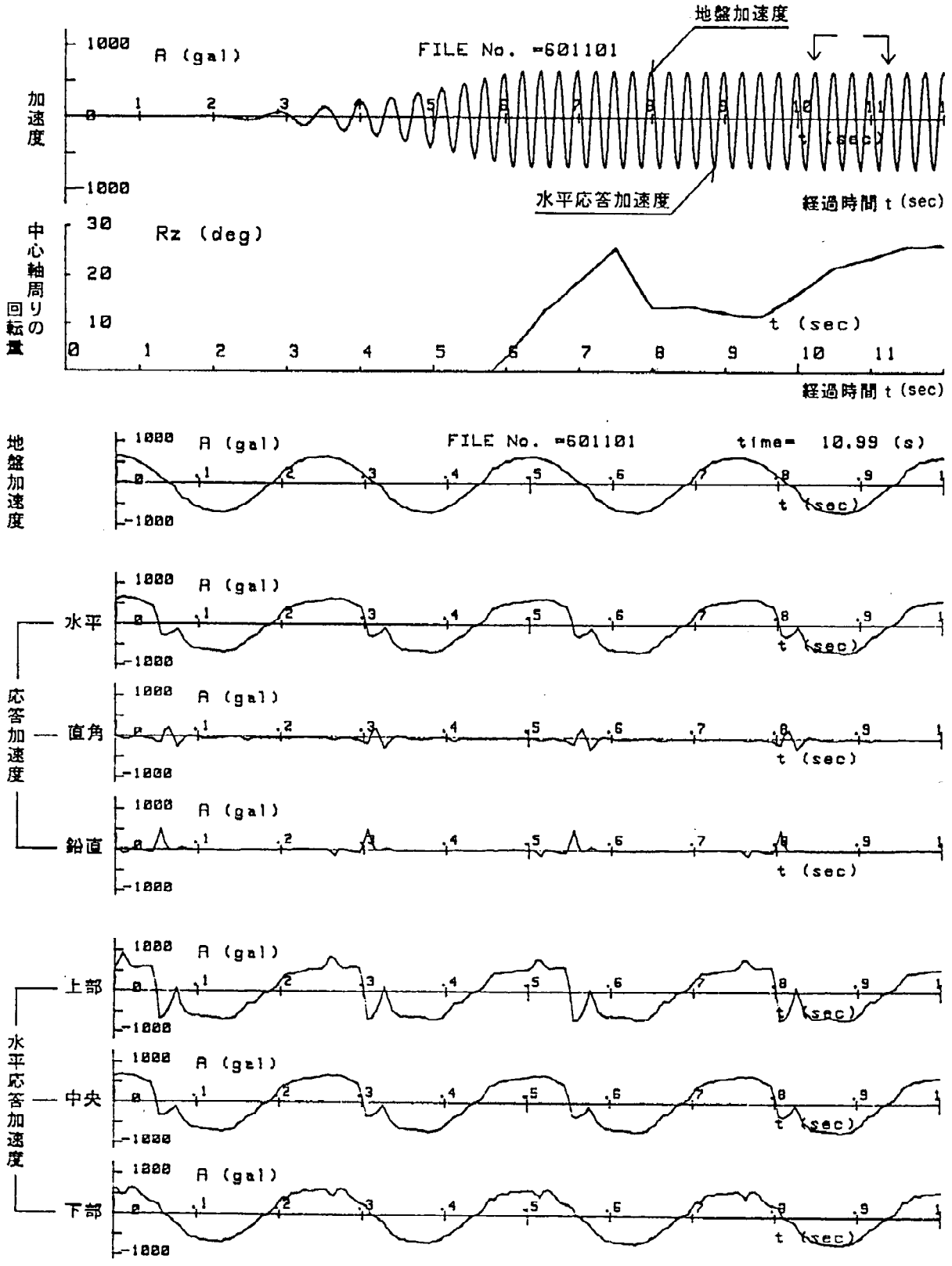


図 4.3.43　地盤および構造物応答加速度，回転量　－D実験－
（Ad＝700gal，f＝4Hz
二等辺三角形，$\theta i = 60°$）

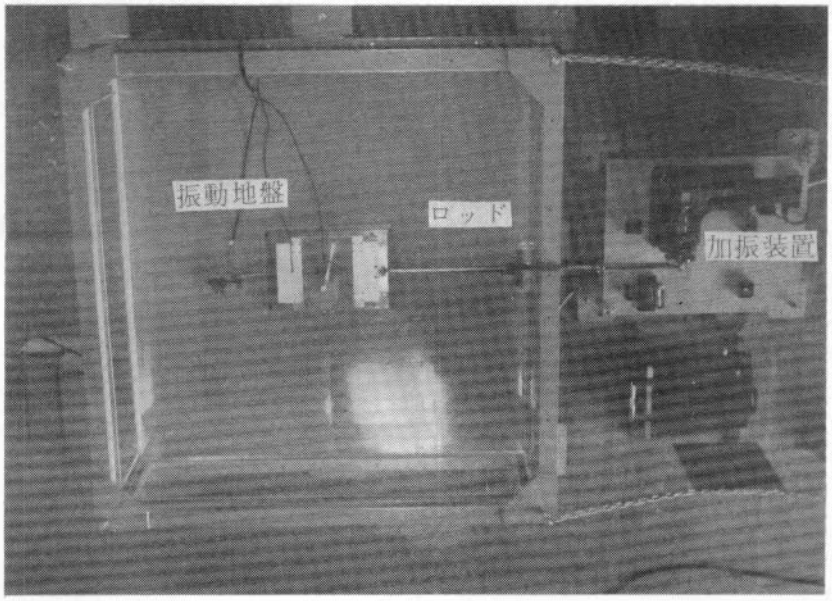


写真 4.3.1　小型水中振動台の全景



写真 4.3.2　剛体地盤上での滑動実験　－A実験－
セットアップ状況

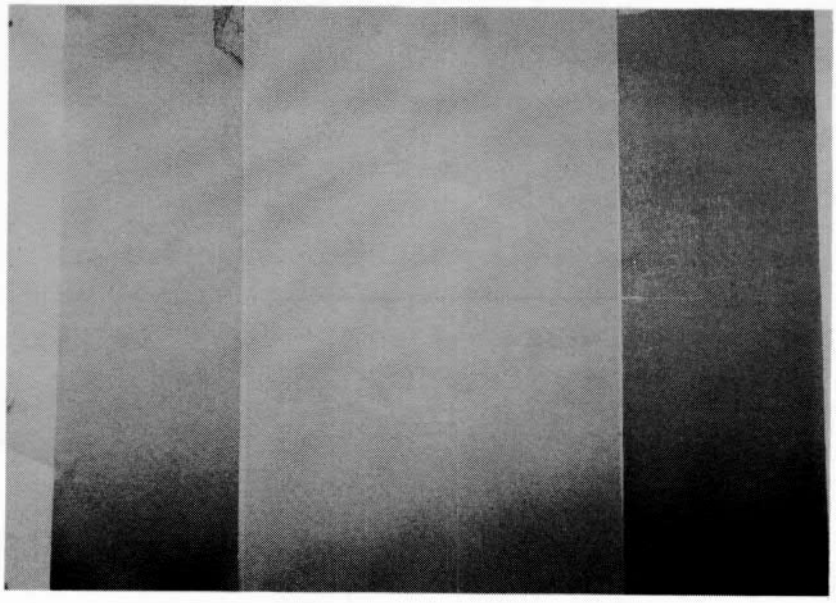


写真 4.3.3　剛体地盤上での滑動実験　－A実験－
実験結果・滑動後の痕跡（f＝20Hz，Gx＝870gal）

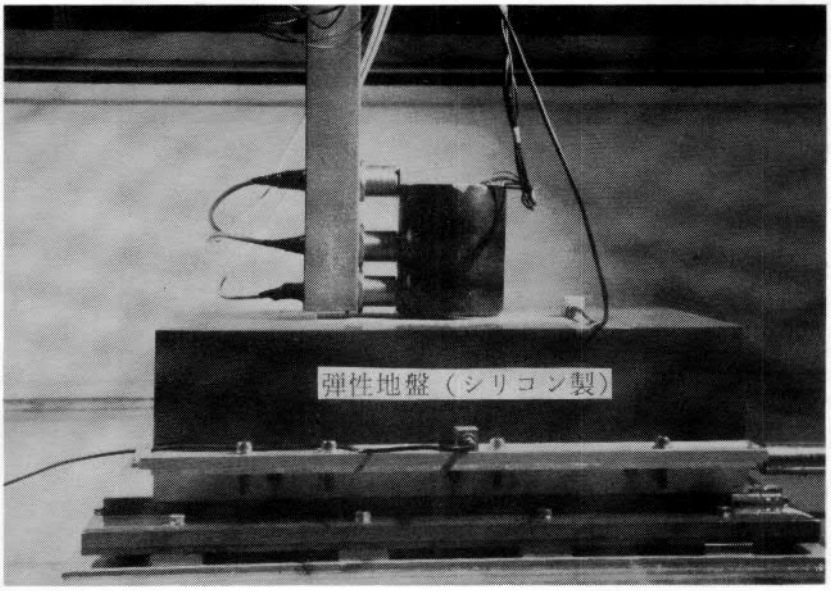


写真 4.3.4　弾性地盤上での滑動実験　－B実験－
セットアップ状況　（側方から）

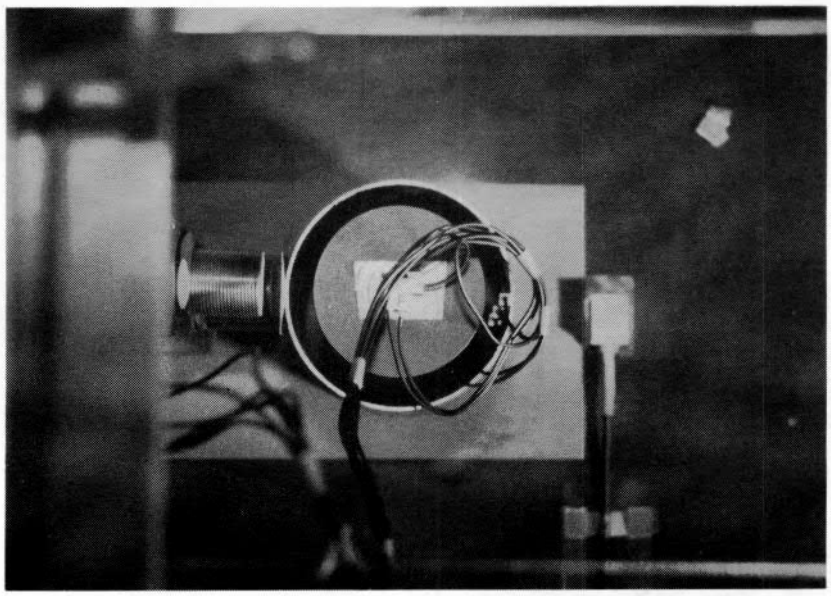
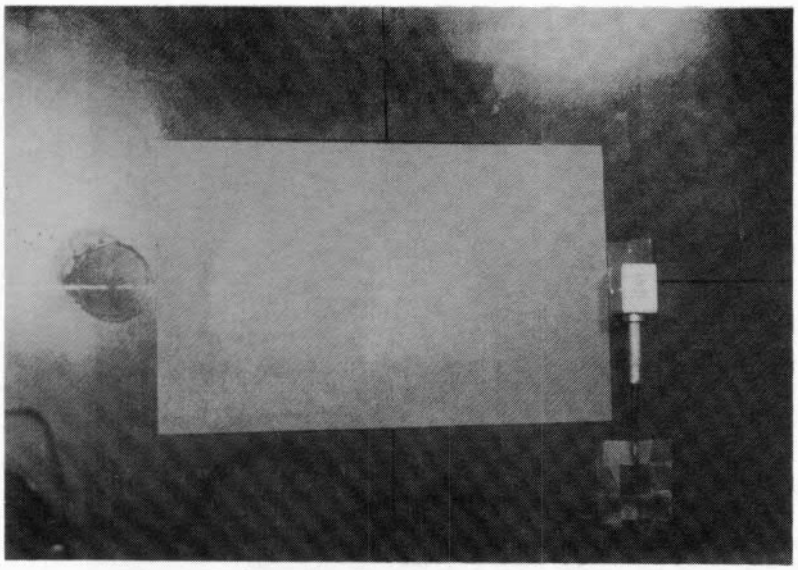
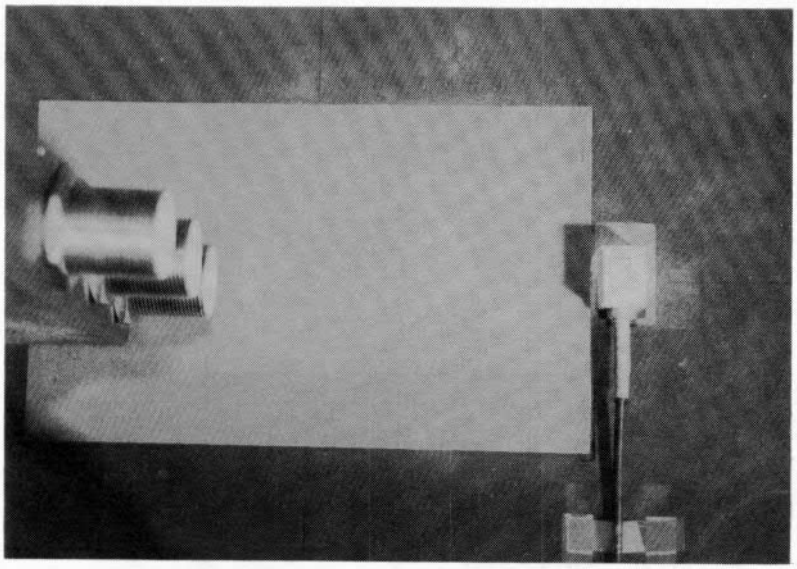


写真 4.3.5　剛体地盤上での滑動実験　－B実験－
セットアップ状況（上方から）



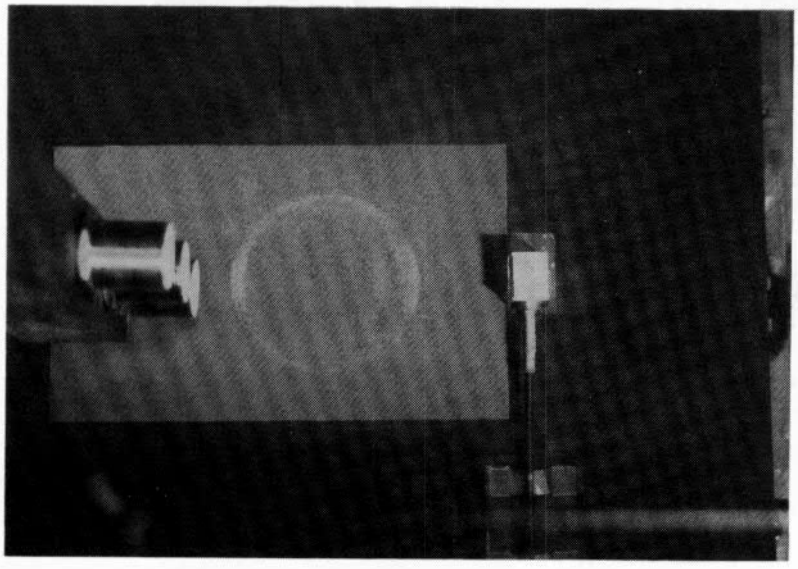
重心高さ：３ｃｍ
並進＋ロッキング

写真 4.3.6　弾性地盤上での滑動痕跡



重心高さ：５ｃｍ
ロッキング

写真 4.3.7　弾性地盤上での滑動痕跡



重心高さ：７ｃｍ
ロッキング

写真 4.3.8　弾性地盤上での滑動痕跡（加振周波数：１０Hz）

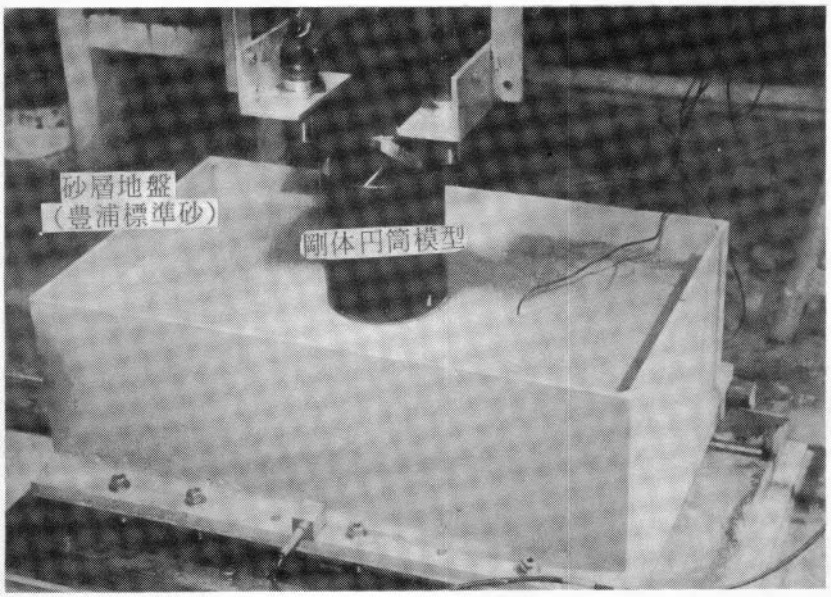


写真 4. 3. 9　砂層地盤上での滑動実験　－C実験－
セットアップ状況

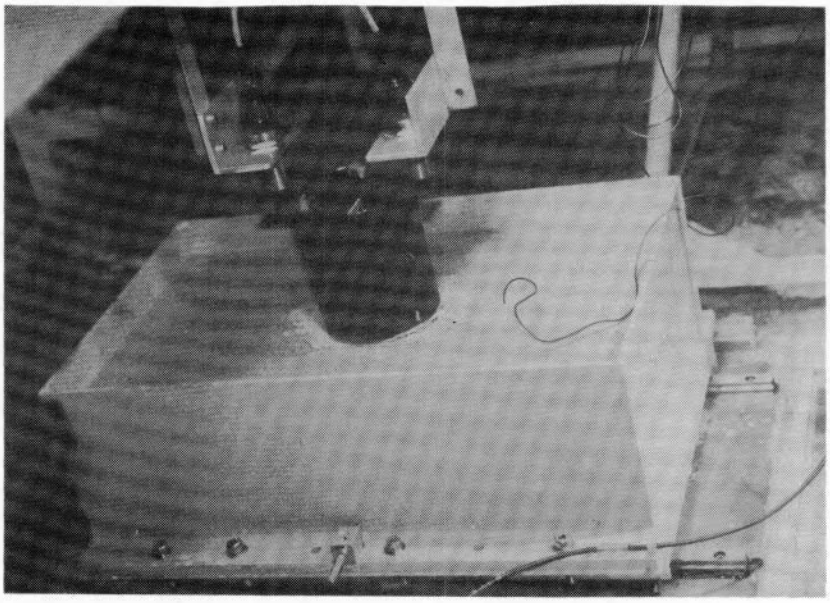


写真 4.3.10　砂層地盤上での滑動実験　－C実験－
実験結果（f＝4Hz，Gx＝700gal）

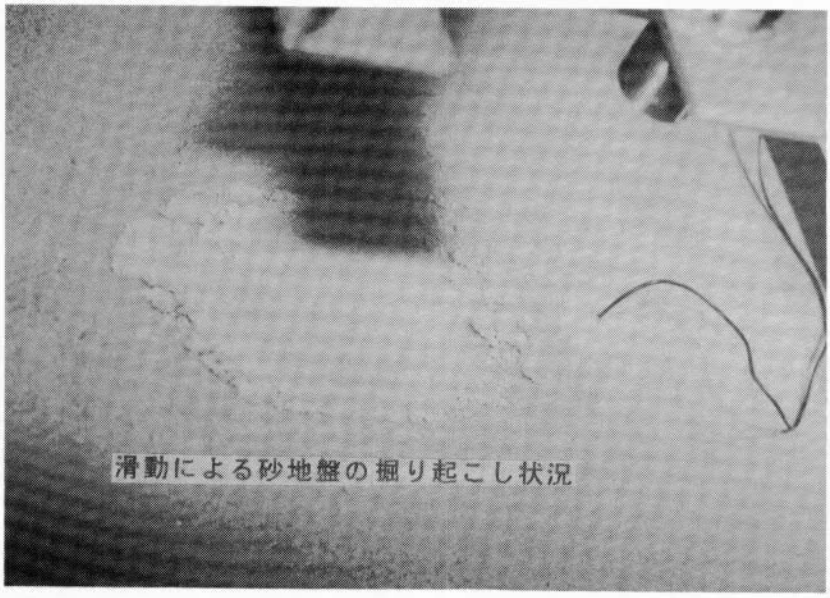


写真 4.3.11　砂層地盤上での滑動実験　－C実験－
実験結果・滑動後の痕跡（f＝4Hz，Gx＝700gal）

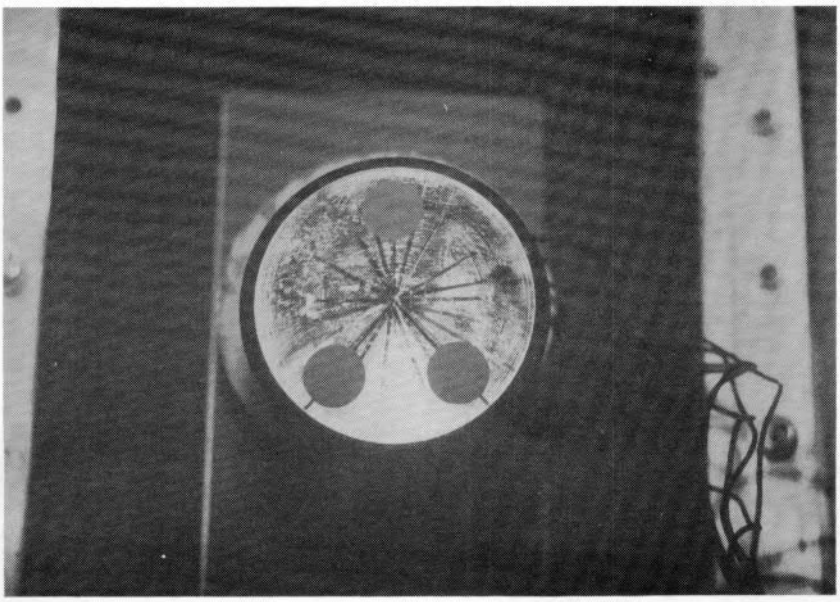


写真 4.3.12　3点接触による構造中心軸まわりの回転　－D実験－
セットアップ状況（構造底面，脚径：2*cm*）

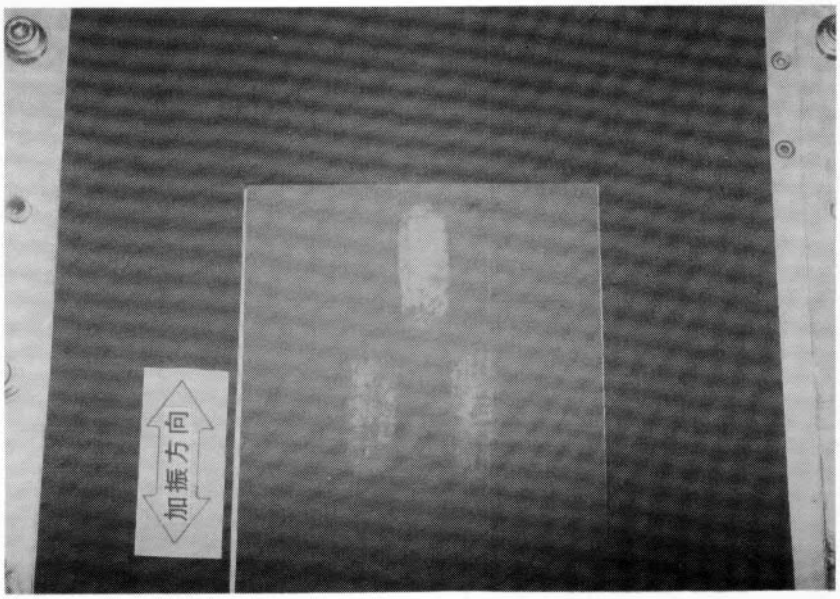


写真 4.3.13　3点接触による構造中心軸まわりの回転　－D実験－
実験結果・初期設定角 $\theta i = 0°$
（$f = 4Hz$，$Gx = 800gal$）



写真 4.3.14　3点接触による構造中心軸まわりの回転　－D実験－
実験結果・初期設定角 $\theta i = 90°$
($f = 4Hz$, $Gx = 800gal$)

[E:¥ZK¥A0588¥]

4．　滑動に関する動的実験（水中実験および気中での不規則波実験）

4．1　目　的

着底式海洋構造物は，一般に根入れのない状態にあるため，地震時には滑動やロッキング，浮き上がりなど地盤との相互作用により複雑な挙動を示すと考えられる。また，同時に構造物が水中で振動することにより周辺の海水から動水圧が作用するため，陸上の構造物に較べ大きな力が働き滑動が生じやすく，地震時の挙動ももより一層複雑なものとなる。
本実験は、昭和６３年度行なった空気中での動的な滑動実験の結果を踏まえて，水中で滑動が生じた場合での構造物まわりの動水圧分布，応答加速度の把握することを目的としている。

通常，陸上の構造物は地震時の滑動に対して十分な体力を持たせるように設計される。しかし，海洋構造物の場合，その種類（例えば軟着底式構造物）あるいは地震の規模によっては，機能を損わない範囲内で滑動を許容することで合理的な設計が可能となる場合がある。

しかし，このような新しい設計法を確立するには，事前に以下のような水中での滑動現象の把握と滑動を伴う場合の地震応答解析が必要である。

① 構造物の滑動が発生する加速度の把握

② 滑動発生前および滑動中での動水圧分布の変化

③ 水中と気中での滑動変位量の把握

④ 地盤と構造物底版の相互作用および動水圧を考慮した滑動応答解析

現在まで，滑動のない場合での動水圧については壁状構造物，柱状構造物，円筒構造物，面対称構造物，没水円柱および軸対称形状の構造についてポテンシャル理論に基づく厳密解，あるいは近似解，簡易近似式について多くの研究成果がある。しかし，水中で滑動を伴う場合の動水圧を扱ったのは上部らの混成堤に関する２次元実験があるのに過ぎず，ここで対象とするような孤立した海洋構造物について水中での滑動現象を扱った実験的研究は見られない。
本研究では，海洋構造物として最も基本的な形状である円筒構造物に焦点をあて，滑動が生じる場合に動水圧分布，応答加速度，滑動変位量がどのように変化するかなど水中での滑動現象を実験的に調べることを目的としている。

[E:¥ZK¥A0588¥]

４．２　実験内容

4.2.1　実験項目

昭和６３年度に行なった空気中での一連の振動実験結果を踏まえて，平成元年度に実施した水中振動実験項目の一覧を表４．４．１に示す。

以下に各実験項目の目的および内容について概説する。

(1) 並進運動状態での動水圧に関する実験（Ｅ実験）

加振方向に正弦振動する際の動水圧および実験での動水圧計測の精度を調べることを目的として，最も基本的な剛体円筒模型をアクリル製の剛体地盤に固定した条件で水中振動実験を最初に行なった。さらに，ポテンシャルに基づく後藤・土岐の動水圧の理論値と比較を行なった。また，実際の地震波が卓越する周波数帯で５００ｇａｌ程度の大きな加速度を持つ振動に対してどこまで理論が適用できるかについても調べた。

(2) 並進運動とロッキングが生じる場合の動水圧に関する実験（Ｆ実験）

昭和６３年度の空気中での振動実験に使用したシリコン製の弾性地盤上に剛体円筒模型を固定し，並進運動だけでなくロッキングが顕著に生じる条件での動水圧分布の変化を調べた。この際，ロッキングモードによる違いも考慮するため，模型の重心高を変えたり，加振周波数を変化させて実験を行なった。

(3) 並進滑動を伴う場合の応答に関する実験（Ｇ実験）

アクリル製の剛体地盤上で滑動が生じる場合の滑動開始加速度，応答加速度，動水圧の変化を計測した。地盤表面にはあらかじめ摩擦係数を調節した耐水サンドペーパーを使用し，入力加速度波形は正弦波を使用した。また，水深を変えて動水圧を変化させた場合，および構造物の重量を変えて接地圧を変化させたケースについても実験を行なった。

(4) 並進滑動とロッキングが共存する場合（Ｈ実験）

シリコン製弾性地盤上で並進滑動と地盤によるロッキングを伴う状態での応答（滑動開始加速度，応答加速度，動水圧）の変化を計測した。構造物模型，地盤表面の摩擦係数，水深，加振条件は，Ｇ実験に準ずる。

(5) 気中での滑動実験の補足実験（Ｉ実験）

水中と気中での滑動開始加速度および応答加速度や滑動量を直接比較するため，同じ摩擦係数を持つ条件で，気中での滑動実験（Ｂ実験）を新たにやり直した。また，正弦波の入力波形による滑動変位の差を調べるため，校正用振動台でで波形歪のほとんどない正弦波を入力しての補足実験を行なった。

(6) 不規則波による気中での滑動実験（Ｊ実験）

Ａ～Ｉ実験での正弦波入力による動的な実験では，実際の滑動状況と差があると考えられる。そこで，実地震波（Ｅｌ・Ｃｅｎｔｒｏ波）を実験縮尺に合わせて加工した模擬地震波信号を作成し，剛体地盤上で不規則波を作用させた滑動実験を最後に行なった。滑動特性の違いを調べることを目的としているため，実地震波の加速度振幅を増幅させ，また，水中を考慮して滑動が生じやすいように模型と地盤の静止摩擦係数を小さくした条件で実験を行なった。

[E:¥ZK¥A0588¥]

4.2.2　実験方法

(1) 使用した振動台と水槽

水中振動実験で（E～H実験）に使用した振動台は，鹿島建設㈱技術研究所海洋水理実験棟内に設置された小型水中振動装置（写真4．4．1参照）である。ただし，I実験の一部とJ実験については，不規則地震波を作用させることから，同技術研究所が所有する動電型駆動方式で加速度波形の歪が少ない校正用振動台（写真4．4．2）を使用した。

小型水中振動台の供試体を載せる振動地盤部分は実験に応じて着脱可能であり，周辺をボルト締めにより固定する構造としている。通常地盤天端部分は，水槽底より高くなっており，弾性地盤を使用する場合は，さらにその厚みが加算される。従って，水中振動実験を行なう際には，地盤の振動により模型周辺の水の場が乱れないように地盤表面位置に合わせた2種類（剛体地盤と弾性地盤用）の鋼製の疑似海底（図4．4．1を参照）を水槽内に設置した。疑似海底は，振動台および弾性地盤模型が振動することによる圧縮波を水槽の端部に逃がす構造としている。疑似海底と振動地盤の隙間をセルロイド製のシールにより覆い，地盤の振動に伴う水の噴き出しを防いでいる。なお，水中振動実験を行なう前に振動させて模型周辺の水の場を乱さないことを事前に確認した。

また，実験中には模型が振動することにより写真4．4．1のように散乱波が発生し，水槽周辺に広がっていくが，水槽外壁からの反射波を防ぐために水槽端部にアルミ製パンチメタルを曲げて作った簡易的な消波装置を設置した。これより，散乱波の水槽外壁からの反射波はかなり小さくなり，また水槽内で水面が安定するまでの待ち時間をかなり短縮でき，実験効率を改善することができた。

(2) 実験の相似則について

本実験では主に地盤と水との連成に焦点をあてているため，構造物は剛体模型（鋼製）を使用し，構造物の変形を考慮しない条件とした。地盤および流体系の相似則を次のような考えに基づき設定した。水中実験では流体が存在しているため水理実験で使用されるフルードの相似則に基づき，基本縮尺をS＝1／100として模型の寸法，加振条件，弾性地盤の弾性係数などを設定した。図4．4．2に各物理量の縮尺比λを示す。

なお，滑動面の抵抗係数（摩擦係数など）は構造物底版形状や地盤表層の性質により大きく変化するが，水中実験では実際のコンクリート構造物と地盤間の摩擦係数の値に近い摩擦係数を0．5～0．6程度に調節した。

(3) 実験条件

振動台への入力波形は全実験を通じて正弦波を使用した。加振周波数は，実際の地震波の卓越周波数範囲を含むようにフルード相似則を考慮して4，10，20Hzを基準とした。また，正弦波による実験では振動台の加振加速度を模型が滑動する前後の数点を含むように地盤の摩擦係数に応じて100～1000galの範囲で適宜変化させた。

気中での不規則波実験（J実験）については，実地震波波形のEl・Centro波をフルード則による時間縮尺を考慮して時間軸を1／10および滑動が明確となるように1／4に縮め，なおかつ加速度振幅を2倍程度まで増幅させた不規則波を使用した。実験条件の一覧を表4．4．2にまとめた。

(4) 供試模型（構造物と地盤模型）

構造物の模型材料・形状については，本研究では海洋構造物を対象としていることおよび実験を単純化するために一連の実験に剛体（鋼製）で円筒形状のものを使用した。なお，矩形形状の海洋構造物も多く使用されているが，事前に水中で予備実験を実施したところ，並進滑動と平面的な回転運動が同時に生じるという非常に滑動現象が複雑となるため，本実験ケースよ

[E:¥ZK¥A0588¥]

り除外した。今後の課題としたい。

円筒模型は昭和６３年度の気中実験で使用したものと同じで，寸法は直径１０ｃｍ（ただし，滑動に伴う試験体の回転をなるべく防ぐため周囲には４５度面取りをし，直径９ｃｍとなっている。），高さ１２ｃｍで，模型の内部は，バラストの交換が可能な構造となっており，模型重量および重心高を変化できる構造としている。図４．３．１に模型の形状などの概要を示す。

模型の底版は鋼製で滑面仕上げとした。実験では，摩擦係数を一定にして，なおかつ水中においても繰り返し実験を遂行できるように昭和６３年度の気中実験と同様に耐水性サンドペーパー（規格　CW1000CC）を構造物底版と地盤表面に貼り付けたものを使用した。

なお，実地震波（Ｅｌ・Ｃｅｎｔｒｏ波）を実験用に加工した不規則波実験では，気中条件で入力最大加速度よりも小さい加速度で滑動を発生させるために摩擦係数の小さいアルミ紙を模型底版と地盤に貼り付けて使用した。

(5)　地盤の摩擦条件（静止摩擦，動摩擦の調整および計測）

昭和６３年度の気中での振動実験では，摩擦係数を一定条件とするため，滑動が発生するたびに摩擦材料（耐水サンドペーパー）を貼り変えて実験を行なった。この摩擦材料では，水中実験を遂行する際に水槽内への水の出し入れなどで非常に手間がかかる。また，滑動解析を行なう際に滑動の繰り返し回数によるサンドペーパー表面の摩耗の進行度に応じて静止摩擦係数μ_sおよび動摩擦係数μ_dを変化させる必要（水中と気中では異なる可能性が強い）があり，計算上の取り扱いが複雑となる。

そこで，水中実験では滑動中に摩擦係数がそれ程顕著に低下しない摩擦条件を仮定し，あらかじめ所定の条件で模型底版と地盤表面の耐水サンドペーパーをこすりあわせむらなく磨耗させ，摩擦抵抗を下げなおかつ一定状態となるようにして使用した。

また，水中振動実験を行なう場合，地盤材料によっては水中と空気中とで摩擦特性ががかわり，摩擦係数そのものが変わる可能性がある。６３年度は，摩擦係数の測定には空気中ではオイラーの方法（傾斜試験）を使用した。水中ではオイラーの方法を使用するのが計測上難しいため，直接水中で模型を引張り，その張力を測定し，静止および動摩擦係数を算定した。摩擦係数の計測概要を図４．４．３および写真４．４．３に示す。一定速度での巻き上げが可能なモーターに定格容量１０ｋｇｆの張力計を接続し，ワイヤーで模型の重心位置を水平方向に引張り，滑動に伴う力の系時変化をペン書きレコーダに出力した。系時変化量のピーク時および一定部分での力を模型の水中重量で徐して静止摩擦係数μ_s，動摩擦係数μ_dをそれぞれ算定した。図４．４．４に摩擦力の経時変化量を表４．４．３に結果をまとめた。

摩擦係数の測定結果から，実験に使用した地盤表面材料（耐水サンドペーパー）では水中と気中で静止および動摩擦係数にほとんど差がなく，地盤表面と模型底版の間で全く水による潤滑効果あるいは吸着効果のないことを確認した。

(6) 計測項目，システム，データ処理

水中振動実験の計測概要をそれぞれ図４．４．５に示す。また，計測のためのセンサー類の取り付け位置を図４．４．６に計測項目を表４．４．４に示す。地盤表面および模型の応答加速度は超小型加速度計により測定し，模型表面に作用する動水圧は超小型圧力計（径１ｃｍ）により測定した。その際加速度計，および圧力計センサーから出ているコード類で模型を拘束したり，水面の散乱波を乱すことのないようにセットアップを行なった。

変位については模型自体が非常に軽量であるため，通常使用される接触式変位計（例えばダイヤルゲージ）では滑動そのものに影響するため使用できない。そこで気中実験では，磁界を利用した非接触式変位計を併用した。しかし、非接触式変位計は測定可能範囲が５ｍｍと狭いため，低周波数で加速度が大きい条件および一方向に累積的な滑動が生じる場合では，振幅が

[E:¥ZK¥A0588¥]

測定範囲を越えるため測定不能となる。また，水中振動実験においては，センサーを水面下に設置すると模型周辺の水の場を乱すため使用できなかった。

そこで気中での振動実験ではビデオカメラで，水中振動実験では高性能のハイスピードカメラにより模型上部から滑動状況を撮影した（写真４．４．４を参照）。ビデオ画面から模型の頂部（気中実験では模型頂部と地盤）に一定間隔で貼り付けた円形のマーカー４点の変位をビデオトラッカー（変位追跡装置）により追跡し，変位を時系列データ（１００Ｈｚの数値データ）に変換した。本実験でセッティングしたカメラと模型の撮影距離においては変位の分解度は０．１～０．４ｍｍ／ドットであった。ビデオトラッカーによる変位データはＭＳ－ＤＯＳフォーマットでフロッピーディスクに格納した。模型頂部に付けた２点のマーカーから模型変位を，地盤につけた２点から地盤変位をそれぞれ求め，その差から相対変位を求めた。

他の物理データ（加速度，動水圧）はすべて高速Ａ／Ｄコンバータにより２００Ｈｚで離散化した後，磁気テープに取り込み，マイコンにより時系列処理および大型計算機にコンバートして数値計算結果と比較するための入力データとするなど必要な処理を行なった。

本実験の計測システムおよびデータ処理の流れを図４．４．７にまとめた。

また，一連の振動実験（Ａ～Ｉ実験）に使用した計測機の一覧を表４．４．５に示す。

実験データの処理を行なう上で留意した点を次に説明する。水中振動台のベース部分での加速度波形は完全に理想的な正弦波ではなく，加振周波数に応じて高次の周波数成分が微妙に含まれた合成波形である（ただし，変位にすると滑らかな正弦波形となっている）。従って，その間に固有の共振特性を持つ弾性地盤が存在すると地盤表面に４５Ｈｚ付近およびより高次成分の加速度が増幅され，加振周波数により上下にやや歪のある加速度波形となっている。

しかし，加速度の高次成分が実質乗っているものの７０Ｈｚ以上の加速度成分は変位にすると非常に小さく，今回の実験条件ではほとんど滑動に寄与していないと判断されたため，数値フィルターによりこの成分以上を除去した波形を実験結果のまとめおよび滑動解析に使用した。

計測時間については水中振動実験では振動台の起動時を含めて２５秒間データを取得した。水槽外周の消波装置により再度模型に到達する散乱波の反射成分はかなり減少しており，動水圧波形に影響を与えることはなかった。しかし，原則的に反射波の影響が小さいデータの前半部分をデータ処理に使用した。

(7) 動的な摩擦試験

先にオイラーの方法（昭和６３年度）や静的な加力試験（昭和６２年度）により摩擦係数を調べ，摩擦係数の滑り速度の依存性などを検討した。しかし，実際の振動は一定速度ではなく往復運動をするため，摩擦係数に対する加振周波数の依存性を検討しておく必要がある。

そこで本実験に使用した地盤材料（耐水サンドペーパー，アルミ紙）での滑動におよぼす加振周波数の影響を調べるため，校正用振動台上で動的な摩擦試験を行なった。振動実験に使用する周波数帯を含む４～３０Ｈｚの範囲で周波数を固定した状態で，図４．４．８に示すように加速度振幅を徐々に上げていき，構造物が滑動する直前の加速度および滑動中での応答加速度を重力加速度（１Ｇ＝９８０ｇａｌ）で割り，それぞれ静止摩擦係数μ_sと動摩擦係数μ_dを求めた。摩擦試験は２～３回繰り返しているが摩擦係数の変動は小さかった。

図４．４．９ a) とb)に滑動がまさに発生する時間付近での地盤加速度と模型の応答加速度波形を示した。一旦，滑動が発生すると構造物の応答加速度は減少し，正弦波形から矩形状に近づく。地盤の材料によっては滑動が発生するときれいな頭打ち状の波形となることが知られているが，耐水サンドペーパーでは動摩擦に対する周波数の依存性および滑り速度の影響が見られ，加振周波数が４Ｈｚと小さくなると，応答加速度にやや勾配のついた波形となった。ただし，この滑動中の加速度波形の勾配も入力加速度が大きくなると平坦になる。

図４．４．１０ a) に加振周波数による静止摩擦・動摩擦の測定結果を示す。横軸に加振周

[E:¥ZK¥A0588¥]

波数を，縦軸に動摩擦係数と静止摩擦係数を取っている。加振周波数ｆ（Ｈｚ）が小さい程，つまり振動する速度が大きくなるに従って静止摩擦係数が大きくなり，また動摩擦係数も大きくなる傾向にあった。同図には静的な引張り試験から得られた静止摩擦係数μ_s＝０．５４と動摩擦係数μ_d＝０．４３を破線で示したが，ほぼ平均した値となっている。このように耐水サンドペーパーを地盤表面材料とした場合滑り速度に対応して若干の摩擦特性の違いがあるものの，以降の滑動実験および滑動解析の際には取り扱いを簡単にするため摩擦係数として平均値を使用した。

また，Ｊ実験（不規則波による滑動実験）において滑動を明確にするために小さな加速度で滑動するよう，サンドペーパーの代わりにアルミ紙を使用した。これについても図４．４．１０ｂ）に示すように加振周波数による摩擦係数の変動を調べた。アルミ紙では耐水サンドペーパーに比較して加振周波数の違いによる静止摩擦・動摩擦係数の変動が小さく，表面の粗度による噛み合わせが摩擦特性に影響を与えていることがわかった。

表４．４．６に滑動実験で使用した地盤材料の摩擦特性をまとめた。地盤表面の状態によっては昭和６３年度のように滑動の繰り返しに伴い表面の摩耗（現地レベルでいうと表層地盤の破壊）が進行するため，静止摩擦・動摩擦係数が時間とともにに減少していく。従って，このような地盤の摩擦条件では，滑動の繰り返し回数あるいは滑動距離に応じて摩擦係数を変化させるモデルが必要となる（Ａ＆Ｂ実験）。ただし，水中実験（Ｇ＆Ｈ実験）ではあらかじめ所定の条件で摩耗させた耐水サンドペーパーを繰り返し使用するため，滑動が発生し静止摩擦から一定の動摩擦に変化するまでの時間はかなり短くなっている。それでも，図４．４．９に見られるように加振周波数条件によってはその摩擦特性に変化が生じている。これより，水中振動実験で応答加速度や動水圧を解釈する場合および滑動解析を行なう場合に実験に使用した地盤表面の摩擦抵抗特性を合わせて評価する必要がある。

(8) 模型の共振特性

本実験で使用した剛体円筒模型についての加速度の共振曲線を次の方法で求めた。滑動が発生しない条件で，振動台起振時に一定周波数に達するまでの周波数が過渡状態にある時間での模型の加速度応答スペクトルと弾性地盤表面での加速度応答スペクトルの比率から応答倍率を求めた。加速度応答曲線の例を図４．４．１１に示す。実験条件の差による共振特性の変化を調べるため，水の有り無し，重心高さ，地盤に固定かフリーかによる固有振動数の一覧を表４４．７にまとめた。水中では気中に比べ付加質量が作用するため固有振動数は小さく，また応答曲線が平坦になる傾向がある。重心が高いと固有振動数は小さくなる。今回の実験範囲内では気中での重心位置が５ｃｍ以上になる条件を除けば，実験の加振周波数条件（ｆ＝４～２０Ｈｚ）では，共振周波数より小さく加速度応答倍率はほぼ１であり，模型は剛体としての挙動を示していると見なせる。

[E:¥ZK¥A0588¥]

4.2.3　既往の研究

(1) 滑動に関する既往の研究

地震時の滑動に関しては，剛体間の接触面にクーロン摩擦のみが作用するという仮定による方法と，滑りが発生する部分にジョイント要素を設けた有限要素法による解析がある。剛体モデルとしての滑動に関しては，これまで 1.3.2および 1.3.3. に述べた研究成果がある。

しかし，現実の地盤は岩盤のように完全な剛体とみなせる条件でなく，弾性あるいは弾塑性の性質を持つ場合も考えられる。従って最近では構造物と地盤との動的相互作用を考慮した解析に関する研究も見られる。なお，非線形性があまり問題にならない場合には，半無限弾性体上の剛基礎の水平振動やロッキング振動として解析される。

ジョイント要素を用いた解析は，土岐らによって行われている。原子炉建屋などをプロトタイプとする地盤－構造物連成モデルを対象として，地盤を有限要素法モデルとし，ジョイント要素により地盤と構造物を結び，滑動・剥離現象を伴う構造物の応答特性を検討している。

一方，滑動に関する実験的研究としては，２次元の防波堤については上部らによって構造物周辺に水を張って剛体地盤上で振動実験を行なったものがある。また，金谷らも構造物底版をモルタルとし，地盤に泥岩を用いて，より現実に近い条件で水中振動実験を行なっている。それらによると接触面における摩擦特性を正確に把握できれば，滑動が生じる場合でも動水圧の評価は付加質量の概念を用いることによって比較的精度よく行えることが示唆されている。

また，構造物を一部飽和砂で埋戻した条件で振動実験を行い，埋戻し土と滑動の関係を調べている。

本研究で取り扱うコンクリート構造物と砂層あるいは砕石地盤との滑動抵抗（摩擦係数）については藤井らが静的加力実験により詳細に調べている。それによれば一般の摩擦現象と異なり，静止摩擦係数と動摩擦係数の差はなく，また地盤の粒径により若干変動がある。なお，実験によるバラツキを含めて測定による摩擦係数の範囲は砂，栗石で０．５５～０．６，砕石で０．５８～０．６７と報告している。

(2) 孤立したの海洋構造物に作用する動水圧

a)　並進振動時の動水圧

地震時の動水圧については，古くはダムに作用するウエスター・ガードの研究があり，２次元とみなせる防波堤に作用する動水圧の算定式としても適用できることがわかっている。

本研究で対象とする孤立性の重力式海洋構造物を対象とした動水圧に関する理論的研究としては，表４．４．８に示すように後藤・土岐の剛体円筒構造物が並進運動する場合の３次元的な動水圧分布を算定する先駆的な研究を始めとして，喜岡の振動時の造波減衰による動水圧分布の変化を求めた研究がある。また，清川は軸対称および面対称構造物について固有関数展開法を用いて付加質量を求めている。

水中にある構造物に作用する動水圧の簡易算定式としては表４．４．９がある。このうち，有名なウェスターガードの式はダムや港湾構造物としては防波堤のような幅の広い構造物に適用できるものである。本実験のように水中橋脚に近い水中に孤立した円筒構造物については剛体を対象とした後藤・土岐の式を使用するように各種設計指針に定められている。その解析解は，水の圧縮性と散乱波の影響を無視すると，動水圧は次式で書き表わされる。

$$P_{cf}=K_h\,\gamma_w\,\pi r^2 \sum_{n=1}^{\infty}\frac{(-1)^{n-1}}{\beta_n h}\,\frac{4}{\beta_n r}\,\frac{K_1(\beta_n r)}{K_0(\beta_n r)+K_2(\beta_n r)}\cos\beta_n(h-y)$$

---- (4.4.1)

[E:¥ZK¥A0588¥]

ここに　m：正整数，　$\beta_m = (2m-1)/2h$，$K_0(\beta_m r)$，$K_1(\beta_m r)$，$K_2(\beta_m r)$

：第0次，1次，2次の変形ベッセル関数

なお，本州四国連絡橋技術調査報告書では後藤・土岐の理論の実用近似式を提案している。それによれば，付加質量係数も幅水深比の関数で簡単に表され，その値もb／h＜4の範囲で厳密解との差はほとんど小さい。従って，滑動解析を行なう際にもこの簡易式に基づく付加質量係数を使用しても実用上さしつかえないといえる。

b)　地盤との相互作用がある場合

この他に最近の研究動向としては，地震による構造物の変位，地盤のたわみと流体の相互作用を考慮した研究が見られる。

また，構造物のロッキングを考慮した付加質量の算定もいくつか検討されているが，通常の並進振動に対する付加質量係数に比較して，ロッキングによる付加回転係数はかなり小さいことがわかった。しかし，構造物の形状がスレンダーになると付加回転係数は，付加質量係数と同程度に近づいてくるので動水圧にかなり影響するためロッキングを無視できない。

c)　滑動を伴う場合の動水圧

本研究で目的とする滑動を伴う場合の動水圧に関する理論的な研究は，滑動発生加速度の評価，滑動時の応答加速度の評価など取り扱いがより一層複雑となるため，まだ解明されていないのが現状である。

ただし，海中で構造物に作用する浮力と付加質量を適当に仮定してある入力地震波に対する滑動計算を行なった研究が最近いくつか見られる。孤立した海洋構造物のような3次元形状においても浮力と付加質量を考慮するだけで応答加速度および動水圧を評価できるかどうかはまだ実験的に確認されていない。

[E:¥ZK¥A0588¥]

4．3　実験結果および考察

4.3.1　円筒構造物の動水圧に関する実験　　－E実験－

地盤の加速度と円筒模型の応答加速度と動水圧（なお，動水圧とは静水圧からの変動分を表す）の測定波形例を図4．4．12～4．4．14に示す。実験条件は模型の幅と水深の比率がD／h＝1で加振周波数fを4，10，20Hzと変化させ，それぞれの周波数に対し入力加速度Gxを500gal程度まで増加させている。なお，本実験では縮尺をS＝1／100としており，水が関係しているため，振動諸量（振幅，周波数）はフルードの相似則に基づいて定めた。いずれの条件においても写真4．4．5に示すようにきれいな円形の散乱波の発生が見られ水槽周辺に向かって加振周波数に等しい周期で一定速度で広がっている。

図4．4．15に周波数の最も小さいf＝4Hzの条件で地盤加速度にGxに対する動水圧の変化を示す。同図に示した3本の実線は，後藤・土岐の理論から水圧計取り付け位置での動水圧に換算した理論値を示している。動水圧は地盤加速度Gxとほとんど比例しており，500galと地震としてはかなり大きい地盤加速度においても実験値と理論値はよく一致していることがわかる。また，図4．4．12～4．4．14の動水圧分布から模型円周方向においても動水圧はポテンシャル理論と同様なCOS分布をしていることが確認された。

これより，本実験で使用した模型形状および水深条件では，地震時に卓越する加振周波数範囲で，模型周辺の動水圧は，ほぼ地盤振動による慣性力に支配され，振動時の散乱波による造波減衰の影響は比較的小さいことが確認された。

従って模型応答加速度の位相とそれに対応する動水圧の位相も，加振周波数の範囲でほぼ一致している。ただし，最も周波数の低い4Hzの正弦加振条件では，水底より0．85h倍の位置で動水圧波形に散乱波の影響が現れ，応答加速度波形とに位相のづれを生じた。さらに動水圧の振幅も水面付近では，散乱波の発生を考慮していない後藤・土岐の理論値に比べやや小さくなる傾向にあった。

このように応答加速度と動水圧で局所的に位相のづれはあるものの，本実験の基本形状である模型幅水深比D／h＝1の条件では，模型に作用する慣性力と全動水圧はほとんど同位相と見なせるので，後藤・土岐の理論に基づく付加質量係数（動水圧）を滑動解析に容易に組み込むことが可能と考えられる。

しかし，水深をさらに小さくしていくと低周波数の加振条件では，水深に対して地盤の振動振幅が微小とみなせなくなり，動水圧分布および全動水圧の位相にも造波の影響が生じると思われる。ただし，本実験の基本条件では，散乱波による減衰は小さいとして考慮しないものとする。

また，水深が浅いため水の圧縮性による波動伝達の基づくエネルギー逸散も無視している。

4.3.2 ロッキングの卓越する場合の動水圧に関する実験　　－F実験－

実際の海洋構造物は，海底地盤の振動特性により揺れのモードが変わり，地盤でロッキングが生じるなど，高さにより応答加速度が大きく変化し，完全な剛体として扱えないことが多い。

そこで，弾性地盤上に円筒模型を接着剤により固定し，滑動が生じない状態で加振し強制的に大きなロッキングを生じさせた場合での応答加速度の変化に対する動水圧の分布の変化を調べた。その際ロッキングのモードや大きさを変えるために重心位置を高くした模型も使用した。水深hを10cmと一定にし，弾性地盤に固定した状態での模型上部Txと地盤加速度Gxと

[E:¥ZK¥A0588¥]

の比率の周波数による変化を図４．４．１６に示した。

図４．４．１７と４．４．１８に典型的なロッキングを生じた　重心高５ｃｍでｆ＝６Ｈｚ，１４Ｈｚでの応答加速度および動水圧の測定波形および動水圧分布例を示す。模型の応答加速度は６Ｈｚでは地より小さく，１４Ｈｚでは地盤を大きく上回る。

従って剛体地盤の時と同じように地盤の加速度Ｇｉ を基準に取り，後藤・土屋の理論による動水圧曲線と実験値を比較すると，模型角位置での応答加速度がロッキングのモードにより大きく変化しているため，見掛け上一致していない。並進振動とロッキングが同位相の時には，水面付近が大きくなり，逆位相の時は水底付近の動水圧が増加する傾向があった。

しかし，図４．４．１９に示すように地盤加速度ではなく，実験で同時に計測された各高さでの応答加速度を基準として動水圧分布を比較すると，後藤・土屋の理論値に近づくことがわかる。従って，ロッキングが入るような条件下でも地盤および構造物の応答特性，水中での減衰を評価し構造物表面での応答加速度を求めることができれば，構造物表面の動水圧を比較的精度よく算定できることがわかる。

[E:¥ZK¥A0588¥]

4.3.3 剛体および弾性地盤上での滑動実験　－G　&　H実験－

(1) 水中での模型の共振特性

水中における滑動現象については，空気中と異なり，構造物に浮力が作用し，見掛けの重心高さが変わり，また付加質量が作用するために固有振動数が変化する。また，減衰の大きさも変るため，共振曲線（加速度応答倍率）も変化することが考えられる。

本実験で使用した円筒模型の基本形状（直径１０ｃｍ，重心３ｃｍ，重量１５００ｇｆ）については，固有振動数は気中で５０Ｈｚ，水深１０ｃｍに対して約４２Ｈｚ程度となった。後藤らが指摘しているように水中では付加質量が作用するため，気中に較べ固有振動数は小さくなる傾向があった。しかし，地震波の卓越振動数を想定した正弦波加振条件（ｆ＝４～２０Ｈｚ）とは離れており共振することはなく，ほぼ剛体運動と見なすことができた。

さらに重心位置を高くしていくと，重心５ｃｍでは固有振動数が小さくなり，気中で２４Ｈｚ，水中で　　Ｈｚ程度まで下がる。静止摩擦係数が０．９と大きい条件（Ｂ実験）では，地盤加速度がクーロン摩擦則に基づく滑動発生加速度に達する前に模型が地盤から浮き上がり，部分的な滑動あるいは平面的な回転運動を生じた。

しかし，水中においては付加質量により固有振動数が下がるものの，水による粘性抵抗あるいは底部支点での減衰性の増大により，加速度応答倍率も小さくなった。

(2) 散乱波の発生状況

写真４．４．６～４．４．１４に弾性地盤上で水深１０，８，６ｃｍに対して周波数４，１０，２０Ｈｚで正弦加振した時の散乱波の発生状況を示す。入力加速度は４００ｇａｌ程度であり，いずれの水深でも完全に滑動が発生する条件である。これを見ると加振周波数ｆ＝１０，２０Ｈｚについては水深を浅くしてもかなり安定した円形状の散乱波が発生している。しかし，４Ｈｚについては，振動ストロークが大きく，水深に比して無視できなくなるため，水深８．６ｃｍでは散乱波はかなり乱れている。従って，散乱波の発生状況を見る限りでは，この条件については散乱波の影響を無視できないように判断された。

また，興味深い現象としては，剛体地盤上のようにロッキングが比較的小さい場合には単純な円形波（写真４．４．１５～４．４．１７参照）が発生するのに対して弾性地盤上でロッキングが増幅される場合には平面的に見ると２点から発生する円形波が重なった散乱波形状が観察された。

さらに，一旦滑動が発生すると滑動のない状態に較べ散乱波の発生波高がわずかに減少する傾向が観察された。これは，滑動の発生により水中での模型の絶対変位量が小さくなったためであり，模型自体を造波板におきかえれば振動数が一定でストロークが小さくなったものに相当するとして散乱波の波高の減少は説明できる。

(3) 滑動時の応答波形

図４．４．２０に剛体地盤上での加速度および動水圧の波形例を示す。この例ではまだ滑動が生じておらず，剛体地盤の入力加速度で後藤・土岐の理論式に基づく計算結果と各水位および角度をかえた９つの計測点での動水圧はよく一致していた。ただし，加振周波数ｆ＝４Ｈｚでは水面近傍の計測点（ｚ＝０．８５ｈ）では，応答加速度と動水圧の波形に位相差が生じている。加振周波数１０Ｈｚ，２０Ｈｚにおいては，散乱波の周期がさらに短くなるため，水面のごく近傍のみ造波の影響が生じるだけで造波による応答加速度と動水圧の位相差は見られなくなる。さらに地盤加速度が大きくなり，３００ｇａｌ付近に達すると明確に滑動が生じた。図４．４．２１に応答加速度と動水圧の波形を示す。入力加速度が滑動発生加速度を大きく上回る条件では，滑動が生じると気中と同様に頭打ち状となり矩形波に近づく傾向があった。また，振動台の入力加速度が理想的な正弦波でなくやや歪をもっているために，片側方向だけに顕著に滑り，全体として滑動が累積され一方向にドリフトするという現象も同様に見られた。

[E:¥ZK¥A0588¥]

その場合での応答加速度，動水圧の波形例を図４．４．２２と４．４．２３に示す。
応答加速度も動水圧も片側方向が頭打ちとなった非対称な波形となっている。

(4) 滑動発生加速度

気中においては，浮力が働かず，動水圧も作用しないために摩擦係数μ_sが決まればクーロン摩擦の法則により$\mu_s \times g$（ｇａｌ）を越えると滑動が発生する。図４．４．２７ａ）に周波数を４Ｈｚと一定にし地盤加速度を変化させた時の模型下部（Ｂ１）の応答加速度を示す。これより，気中では多少バラツキはあるものの，ほぼ$\mu_s \times g = 0.54 \times 980 = 529$ｇａｌ付近で応答加速度は頭打ちとなり滑動による加速度の免振効果が生じている。

水中での滑動は次のような力の作用で発生すると考えられる。地盤の加振加速度を上げていくと，ある時点で構造物に作用する慣性力と動水圧の和が浮力を差し引いた水中重量に静止摩擦係数を掛けた水中での滑動抵抗力を上回る。この時の地盤加速度を滑動発生加速度α_sと考えることができる。

図４．４．２８に水深ｈを１０，８，６ｃｍとかえた時の滑動発生の有無を領域化した。横軸には設置水深ｈ（ｃｍ）を取り，縦軸には地盤加速度Ｇ１（ｇａｌ）を取っている。記号の白抜きは滑動無しを黒塗りは滑動有りを示している。水深が浅くなると浮力が減少し模型の水中重量が増加するため滑動抵抗力が増し，なおかつ付加質量力（動水圧の作用）が減少するため，滑動発生加速度は大きくなる。同図には，後藤・土岐の式による付加質量力が慣性力と同位相で円筒模型に作用すると仮定した場合での滑動発生加速度を実線で示した。ただし，模型重量（接地圧の変化）により静止摩擦係数μ_sが変化しないというクーロンの摩擦法則に基づいて計算している。なお，この図ではＧ実験（剛体地盤）とＨ実験（弾性地盤）の結果を周波数で区別せずにプロットしている。模型の基本条件（重量１５００ｇｆ，重心３ｃｍ，直径１０ｃｍ）に対して水深１０ｃｍでは，計算による滑動発生加速度はα_s＝１９６ｇａｌであった。観察から水深８，６ｃｍで加振周波数４Ｈｚの条件では散乱波が非常に乱れているものの，実験結果と比較すると後藤・土岐の式により求めた滑動発生加速度α_sによりほぼ滑動の有無を判定できることを確認した。

次に水深ｈを１０ｃｍと固定して模型質量Ｍ（ｇ）を１５００ｇから２５００ｇに変化させた場合の滑動発生加速度に関して実験値と計算結果を同じように比較したのが図４．４．２９である。

加振周波数による静止摩擦係数の変化，地盤表層の入力加速度波形の歪などで若干データはバラツクが同じ考え方で滑動の判定が可能であることを確認した。なお，着底時の水中重量が０に近い領域にも適用可能かどうかについては今回実験的に検討しなかったが，軟着底構造物が地震時にどのような挙動を示すかと関連して今後検討すべき問題といえる。

(5) 滑動中の応答加速度および動水圧について

海洋構造物が滑動を生じた場合での動水圧についての研究は，現在まで上部や金谷の実験的研究があるに過ぎない。しかも，地盤条件は異なるがいずれ幅の広い２次元構造物モデルを対象としたものであり，３次元構造物の滑動時の動水圧について測定した研究例はない。

図４．４．３０ａ）～ｅ）に剛体地盤および弾性地盤上で地盤表面加速度Ｇ１に対する動水圧の変化を示した。動水圧は水深方向に３点（水面をｚ＝ｈとしてｚ＝０．８５ｈ，０．５ｈ，０．１５ｈ）の位置で計算値（実線）と実験値（○，△，□）とを比較した。滑動前の動水圧は白抜きで滑動後の動水圧は黒塗りで示している。なお，Ｅ実験より本実験で設定した加振周波数条件では動水圧は周波数への依存性がないことを確認している。

同図には静止摩擦係数μ_s＝０．５４として計算した水中での滑動発生加速度α_s＝１９７ｇａｌを破線で示し，さらにその滑動発生加速度に対応する３点での動水圧を水平方向に破線で示した。　加振周波数ｆ＝４Ｈｚではやや実験での滑動発生加速度が計算値をやや上回って

[E:¥ZK¥A0588¥]

いるが他の高い加振周波数条件では，計算値とほぼ一致しており，動的な摩擦係数測定結果による低周波数ほど静止摩擦係数が大きい傾向に対応していると考えられる。

滑動発生加速度を越える加速度に対しても動水圧の値に加振周波数による違いが見られる。すなわちｆ＝４Ｈｚにおいては，地盤加速度が増大することによって動水圧も漸増傾向にあった。これは，次の２つの要因が考えられる。

①地盤表面の摩擦特性：動的な摩擦係数の測定試験において，動摩擦係数μ_sも周波数４Ｈｚの時に最も大きくなるという周波数あるいは滑り速度に依存する傾向がある。そのため地盤加速度が大きくなると滑動時の応答加速度も大きくなり，その値に比例して動水圧の振幅も増加する。

②造波の影響：ｆ＝４Ｈｚの条件では模型の振幅が大きいため，水面近傍で造波が大きくなり，動水圧の分布および大きさに影響を与えると考えられる。

滑動がある場合とない場合の動水圧分布の特性について述べると，ない場合については振動周波数が大きく造波減衰の影響が小さければポテンシャル理論に基づく後藤・土岐の式から求めた動水圧分布と実験値は非常によく一致する。

ただし，周波数が小さくなると造波の影響が水面近傍に表れ，本実験条件においては，ｚ＝０．８５ｈの位置で造波減衰を無視した理論値より動水圧は小さくなった。

滑動が生じる場合については，ｆ＝４Ｈｚの加振条件では地盤加速度Ｇｘが滑動発生加速度α_s＝１９７ｇａｌを上回るにつれて，滑動発生加速度に対応する理論上の動水圧値を上回る傾向にあった。

これに対し，ｆ＝１０Ｈｚ，２０Ｈｚにおいてはややデータのバラツキはあるものの，理論上の水中での滑動発生加速度に対応する動水圧値に等しいか，これよりも若干下回る傾向がみられた。　これは，②の造波減衰の影響が小さくなったことと理想的な並進滑動状態では，模型に作用する動水圧が

応答加速度に比例する慣性力＋付加質量力＝水中重量×動摩擦係数　----（４．４．２）

$M\alpha$　　$M_v\alpha$　　W'　　μ_d

の条件で求められることを示唆しているものである。

(6) 滑動変位量について

本実験で使用する滑動諸量の定義を図４．４．３２に示す。

水中では，これまで述べてきたように浮力および動水圧が作用するため，気中に比較して小さい加速度で滑動が発生する。従って，同じ地盤加速度条件で比較した場合，当然水中の方が滑動量（地盤との相対変位振幅）は大きい。逆に滑動することで応答加速度が減少することからもわかるように絶対変位量としては小さくなるため，この意味では滑動することにより免振効果を生じている。図４．４．３３と４．４．３４に周波数４Ｈｚと１０Ｈｚの加振条件で地盤表面加速度Ｇｘ（ｇａｌ）と振動が１周期の間での絶対滑動量（模型と地盤の絶対変位の片振幅の差として定義））の関係を示した。模型は基本条件（質量：Ｍ＝１５００ｇ，重心高：ｈｇ＝３ｃｍ）で水中実験での水深ｈは１０ｃｍとしている。また，一方向にドリフトするような，滑動変位が非対称な場合のデータも含んでいるため，実験値はややバラツキが見られる。

滑動の発生する加速度は，クーロン摩擦則によると気中では５２９ｇａｌ，水中では浮力，付加質量力を考慮するとα_s＝１９７ｇａｌであり，実験でもほぼこの値付近で滑動量が０から増加し始めている。これよりわかることは滑動量は，地盤条件（剛体地盤，弾性地盤），水の有無に関係なく，（入力地盤加速度Ｇｘ－滑動発生加速度α_s）と比例関係にありそうである。また，加速度の増大に対する滑動量の増加率（グラフの勾配）も実験範囲内では水中と気中とでそれ程差がなかった。なお，この値は地盤と模型との移相差を考慮していないものである。典型的な滑動が生じると加速度・変位とも移相差が生じ，地盤との相対変位量にするとさらに大きな値となる。

[E:¥ZK¥A0588¥]

4.3.4 剛体地盤上での不規則波による気中での滑動実験　　－J実験－

滑動実験に使用する不規則波信号については，通常地震時の動的設計においてはＥｌ・Ｃｅｎｔｒｏ波，Ｔａｆｔ波，八戸波などが使用される。本実験ではＥｌ・Ｃｅｎｔｒｏ波を実験縮尺などを考慮して加速度波形を加工した模擬地震波により滑動実験を行なった。

本実験では縮尺をＳ＝１／１００のフルード則に基づくとしており，時間縮尺は１／１０となるため，時間縮尺を１／１０にしたものと滑動量が明確となるように１／４にしたものの２種類の不規則波波形を使用した。それぞれの加速度スペクトルを図４．４．３６ a)，b) に示す。

はじめに，校正用振動台の剛体地盤上で摩擦係数の異なる２種類の地盤材料（①耐水サンドペーパーおよび②アルミ紙）による応答加速度波形および地盤と模型の絶対変位および相対変位を図４．４．３７ a) と b) に示した。また，原波形のＥｌ・Ｃｅｎｔｒｏ波の性質から模擬地震波においても作成信号の前半部分の加速度が大きく，滑動が生じる可能性が大きい。そこで，図４．４．３８ a) と b) に入力加速度および応答加速度の前半部分を拡大した波形を示す。

①の耐水サンドペーパーについては静止摩擦係数μ_s＝０．５４（静的摩擦試験による）としてクーロン摩擦則に基づくと約５２０ｇａｌで滑動する。作用させた不規則波の最大加速度は７０６ｇａｌであるが，滑動開始加速度を上回るのは１度だけである。応答加速度波形の頂部は頭打ちとなり，滑動の発生が認められる。滑動時間そのものが短いため最終滑動量はビデオトラッカーの最小検出長さ０．３ｍｍ以下であった。従って，気中条件下では，通常の摩擦抵抗力（μ_s＝０．５４）があれば実質的な滑動は生じない結果となった。

次に海洋構造物を対象として浮力と動水圧（付加質量力）の作用により，見掛け上の摩擦係数が下がった（μ_s＝０．３６）場合を想定した②のアルミ紙上での実験ケースでは，不規則入力波のうち１７波が滑動開始加速度（μ_s ×９８０＝３５３ｇａｌ）を上回っている。入力加速度波形と滑動が生じた部分での応答加速度波形を詳しく比較すると，次のことがわかる。

a) 滑動発生加速度を越える高次成分の加速度が隣接している場合には滑動応答加速度波形はその谷の部分を埋める傾向がある。

b) 滑動する場合の加速度波形は数回連続的に滑動が続くと動摩擦抵抗に相当する頭打ち部分が安定する傾向がある。従ってサンドペーパーのように１波だけで滑動するような場合，この遷移状態にあり，動摩擦係数μ_dが滑動が安定した状態に較べ大きくなるため滑動量としては小さくなった。

c) 一旦明確な滑動が生じると，次以降の静止摩擦係数は小さくなる傾向がアルミ紙の場合に見られた。この連続して滑動が生じる

[E:¥ZK¥A0588¥]

4.4　まとめ

滑動が伴う場合での海洋構造物の耐震設計法を確立することを目的として構造物の応答，動水圧に関する基礎的な水理模型実験を行なった。さらにクーロン摩擦の法則と付加質量および浮力を考慮したモデルによる滑動解析手法について検討した。得られた主たる結果および結論は以下の通りである。

(1) E実験（剛体地盤に固定）

(a) 地震時に卓越する周波数帯（f＝0．4～2Hz，Gr＝0～500gal）に対しては，滑動が生じない条件では，円筒構造物に作用する動水圧分布は，鉛直方向および円周方向とも後藤・土岐のポテンシャル理論による計算値とよく一致しており，加速度に比例することを確認した。

(b) ただし，最も低周波数（f＝4Hz）における水面付近（水深の少なくとも85%以上の部分）では，構造物から発生した散乱波の影響により，応答加速度と動水圧の波形に位相差が生じる。そのため，動水圧の合力がやや小さくなり，全体としての付加質量力が小さくなる傾向が見られた。

(2) F実験（弾性地盤に固定）

(a) 模型を弾性地盤に固定し，強制的にロッキングを生じさせ，模型の上下位置で水平方向の応答加速度が大きく異なる場合でも，構造物の上下位置での応答加速度が評価できれば，動水圧分布は後藤・土岐の理論に近づくことがわかった。

(3) G実験　&　H実験　（剛体地盤および弾性地盤で滑動が生じる条件）

(a) 水中では，構造物に作用する慣性力と動水圧の合力の位相とが一致しているため，気中に比較して小さい地盤の振動加速度で滑動が生じる。この滑動開始加速度は，付加質量力（動水圧の合力）と慣性力との和が静止摩擦係数μ_sで決まる滑動抵抗力（浮力を差し引く）を上回るとする，水の影響を考慮したクーロン摩擦の法則により概ね求められる。

(b) 滑動が生じると模型の応答加速度，動水圧分布，絶対変位量のいずれも減少し，免振効果があることがわかった。

○応答加速度・・・加速度波形は，気中実験と同様に滑動が生じると頭打ち状の波形なる。入力加速度が滑動発生加速度を大きく上回ると応答加速度波形は矩形状となり，地盤と模型の加速度に顕著に位相差が生じる。
弾性地盤上では，剛体地盤上と異なり高周波成分のロッキングによる50Hzの加速度成分が生じている。しかし，この成分は変位量にするとかなり小さいためほとんど滑動に寄与しないことがわかった。本実験で使用した弾性地盤は比較的に堅いものであるが，もっと固有周期の長い軟弱地盤を対象とする場合には地震卓越周波数と地盤の振動数が近くなるため，地盤の振動を考慮する必要があると考えられる。

○動水圧・・・・・動水圧分布も滑動が発生すると応答加速度の減少に対応して減少している。また，滑動する場合も，滑動中の応答加速度を評価すれば，動水圧は後藤・土岐の理論にほぼ一致した。これより，滑動中に発生する散乱波が動水圧に与える影響は小さく，動水圧は

[E:¥ZK¥A0588¥]

滑動がない場合と同じように慣性力により支配されることが確認された。従って滑動後も，地盤と構造物との間での動摩擦抵抗に応じて応答加速度が決まり，動水圧もそれに比例する傾向がある。本実験で使用した地盤材料の摩擦特性では，加振周波数ｆ＝１０，２０Ｈｚの条件では，動摩擦係数が地盤加速度が滑動開始加速度を大きく上回っても動水圧の振幅はほとんど一定に近い傾向が見られた。ただし，加振周波数４Ｈｚでは地盤加速度が増大するに従い，動摩擦係数が増加するため動水圧も増加する傾向が見られた。

○滑動変位

水中でも地盤の入力加速度波形が完全な正弦波でなくやや歪があると，滑動変位波形も非対称となるため，一方向へ累積的に滑動していく現象が見られた。校正用振動台を使用し，加速度波形の歪が少ない正弦波形で振動実験を行なった場合，はじめにどちらか一方へ滑動し，後は一箇所で安定した滑動となり，一方向への累積的な滑動はあまり大きくないことを確認した。

水中での滑動変位については，水深が増大し付加質量力が増大すると絶対変位量としては小さくなるが，構造物と地盤との相対変位量（＝滑動量）は増大する。この滑動量は地盤加速度が滑動開始加速度を上回るにつれて大きくなる。

[E:¥ZK¥A0588¥]

5．滑　動　解　析

5.1　解析の目的

海洋構造物の地震時における安全性を評価するためには，図４．５．１に示すように構造物に働く外力（慣性力および動水圧），構造物の応答変位（部分的な変位と全体としての滑動変位）および液状化を含めた地盤の安定性に関する検討を行なう必要がある。

海洋構造物の耐震解析法の分類を図４．５．２に示す。現在行なわれている主な解析法は以下の３種類に大別される。

①　構造物を質点系にモデル化して各質点に付加質量を加えて陸上構造物と同様な応答解析法を行なう方法

一般に付加質量は理論式により算定されるため，流体場の解析は必要としない。構造物の振動により生じる水面波が顕著でないようなジャッケット式構造物，スレンダーな構造物などの解析に使用される。なお，水面波の影響が無視できないような場合においても，問題となるのは付加質量の算定であるために，構造物を剛体として流体場を解析して付加質量を求めた後に，その値を各質点に用いて動的解析を行なうことができる。モデル化による精度の問題が挙げられるが，適用範囲の広い実用的な解析法であると考えられる。

②　散乱波を考慮した大規模な構造物に働く付加質量を流体場を解くことにより求める方法

ＦＥＭ・ＢＥＭ等の数値解析法を用いることにより，原理的には任意形状の構造物に働く付加質量を求めることができる。これらの解法は汎用的である反面，解析手法の開発，計算の実施などが繁雑となる。いづれの場合も境界条件として構造物表面の変位（速度）を与えて，流体場（散乱波の速度ポテンシャル）を解くために，剛な構造物に限られる。

③　構造物と水を連成させて解く方法

上記の２種類の方法が構造物と水を別々に解く方法であったのに対し，構造物の変位および速度ポテンシャル（水圧）を未知数とする連立方程式を立て，ＦＥＭを用いて解く方法である。

5.2　滑動解析方法

ここでは，図４．５．３に示すように構造物および地盤をそれぞれ剛体と仮定し，接触面における力の作用を摩擦係数の形で評価することにより剛体構造物の動的挙動に関する運動方程式を作成し，滑動を数値的にシミュレートするものである。

解析にあたっては以下の仮定を用いた。

(1) 解析上の仮定

①構造物と地盤を剛体とみなす。

②構造物と地盤の間にはクーロン摩擦力のみが作用し，粘着力は働かないものとする。

③構造物は並進運動のみを行なうものとし，鉛直振動，ロッキングおよび平面的な回転運動を考慮しない。転倒に対する安定性は，通常の設計手法に従うものとする。

④摩擦力としては，静止摩擦力と動摩擦力を考え，滑動速度によらず一定とする。また，静止摩擦から動摩擦係数には瞬間的に変化するものとする。

⑤周辺の海水からの動水圧は付加質量として考慮する。

このような，剛体モデルによる，接触面での摩擦力，浮力，水の付加質量力を評価した滑動解析手法は構造系の詳細な挙動は求められないが，滑動現象を評価する方法として利点がある。

なお，地盤と構造物が顕著に連成するような場合には図４．５．６に示すような地盤との動的作用（ロッキングバネ）を考慮する計算を行なう必要がある。

[E:¥ZK¥A0588¥]

(2)　解析の流れ

図4．5．3に示すように節点i，jが接触しているとき接触面に垂直な方向の力F^Nと相対変位Δ^N_{ij}の関係，および接触面方向の力F^Sと相対変位Δ^S_{ij}，の関係はそれぞれ，図4．5．4，図4．5．5で与えられる。接触面の接触・浮上がり・剥離は$F^N - \Delta^N_{ij}$関係で表現され，接触面の滑りはF^Nと静止・動摩擦係数μ_s，μ_dに応じてクーロン摩擦の法則を適用した$F^S - \Delta^S_{ij}$関係で表現される。解析上はこれらの状態を，静止（接着），滑り，剥離の３形態に分類して取扱う。

(a) 静止状態

$$F^S = K^S \cdot (\Delta^S_{ij} - \Delta_r) \qquad (4．5．1)$$

$$F^N = K^N \cdot \Delta^N_{ij} \qquad (4．5．2)$$

静止状態から滑り状態に変化する際には，次の２式を満足する。

$$|F^S| > \mu_s |F^N| \qquad (4．5．3)$$

$$\Delta^S_{ij} \ (\Delta^S_{ij} - \Delta_r) > 0 \qquad (4．5．4)$$

ここに，　F^S：接触面方向の力　，　K^S：バネ剛性

Δ^S_{ij}：相対変位　　，　Δ_r：前回の滑りの状態で発生した残留の相対変位

F^N：接触面の垂直方向の力　，　K^N：バネ剛性　，　Δ^N_{ij}：相対変位

(b) 滑り状態

$$F^S = \mu_d \cdot |F^N| \cdot \mathrm{sign}(\Delta^S_{ij}) \qquad (4．5．5)$$

$$F^N = K^N \cdot \Delta^N_{ij} \qquad (4．5．6)$$

(c) 剥離状態

剥離状態では，節点ｉとｊの間に相互作用が生じていない。

$$F^S = F^N = 0 \qquad (4．5．7)$$

図4．5．6に剛体モデルによる滑動のメカニズムを示した。

また，図4．5．7および図4．5．8に本滑動解析を使用して正弦波およびＥｌ・Ｃｅｎｔｒｏ波が作用した場合の構造物の応答量（加速度，相対速度，相対変位）の計算例を示した。

[E:¥ZK¥A0588¥]

5.3　解析結果

図4．5．9～4．5．12に滑動実験と滑動解析結果を比較した図を示す。

解析と比較したケースは

①不規則波（気中）　剛体（アルミ紙）　μ_s＝0．36　μ_d＝0．23

②正弦波　（気中）　剛体（アルミ紙）　μ_s＝0．36　μ_d＝0．23

③正弦波　（水中）　剛体（サンドペーパー）　μ_s＝0．54　μ_d＝0．43

④正弦波　（水中）　弾性（サンドペーパー）　μ_s＝0．54　μ_d＝0．43

の４ケースである。

解析に使用する入力加速度波形は，実験による地盤表面加速度記録（剛体地盤であればアクリル地盤表面，弾性地盤であればシリコン地盤表面）としている。静止摩擦および動摩擦係数も解析では一定として入力した。ただし，昭和６３年度の気中実験では滑動中に耐水サンドペーパー表面が磨耗する摩擦条件であったため，摩擦係数を１－ＳＩＮの関数形で変化させて滑動解析を行なっていた。

平成元年度では，あらかじめサンドペーパーを磨耗させた条件としており，静的摩擦試験結果より与えられた平均的な値を解析データとして入力した。

実験と解析の比較は，主に次のような観点から行なった。

- 滑動開始時刻および滑動開始加速度
- 応答加速度の最大値
- 滑動中の動摩擦抵抗による滑動波形
- 滑動変位（ドリフトの方向，速度，最終滑動量）

特に最大応答加速度と最終滑動量は，海洋構造物の設計に直接関わるものとして重要な量である。

(1) 不規則波の滑動解析結果　－Ｊ実験－

不規則波は，Ｅｌ・Ｃｅｎｔｒｏ波を１／４の時間に縮小し，加速度を約２倍増幅させた模擬地震波を入力条件としている。模型の応答加速度を見ると，解析では静止摩擦に達して瞬間的に動摩擦に移行するのに対して，実験値では連続して滑動が続く場合には静止摩擦係数（μ_s＝0．36）よりも小さい加速度で滑動しており，加速度応答波形もやや違いが見られる。

地盤との相対変位で見ると実験では一旦＋側に動いた後で反転して－側に移動し，最終的な残留滑動量は，X_e＝－0．３ｃｍ程度となった。

解析では初めにごくわづか＋側に動いた後，－側に反転して最終的な残留滑動量はX_e＝－２．３ｃｍとなり実験値を上回った。この滑動変位の差は，不規則波の最初の滑動に関して＋側への滑動の部分を解析は実験をうまくシミュレートできなかったことから生じている。図４．４．１０の動的な摩擦試験からアルミ紙については静摩擦，動摩擦の周波数による変化は比較的小さいことが判明している。しかし，図４．４．９ a) に示したように滑動開始直後のまさに静摩擦から動摩擦に移る時，アルミ紙でも周波数が小さい条件では，動摩擦が安定せず，しかも非対称な波形となっており，このような現象が解析では考慮できないため，変位量として差が生じたとも考えられる。

[E:¥ZK¥A0588¥]

(2) 気中での正弦波の滑動解析結果　－Ｉ実験－

校正用振動台を使用して，加速度波形の歪が比較的少ない正弦波波形を入力した場合，滑動が発生すると実験では最初だけ一方向と滑動しながらドリフトした後，ある位置で定常的に滑動する傾向が見られた。また，他の周波数においても加速度波形の歪が小さいため，水中振動台でのような典型的なドリフト現象は生じなかった。４Ｈｚ加振には

解析結果については，わづかな入力加速度波形の歪があるため滑動を繰り返しながら＋側にドリフトしていくのが相対変位波形よりわかる。しかし，実験のように一定位置で定常滑動を生じるという結果になっていない。残留滑動量Ｘｔも実験で＋０．４ｃｍ，解析＋１．０ｃｍ程度であり，解析がやや大きい結果となった。

(3) 水中での正弦波の滑動解析結果　－ＧおよびＨ実験－

剛体地盤での加速度には，加振周波数ｆの高次成分にあたる加速度成分が含まれており，波形は見掛け上うねりが乗っている。また，弾性地盤を伝達した場合，表面には５０Ｈｚ付近の加速度成分がさらに増幅され，うねりが強調された波形となっている。

解析では，水中での浮力および動水圧（後藤・土岐による付加質量）を考慮し，見掛け上重力加速度が変わったものとして滑動計算を行なっている。解析と実験では滑動開始時間に関してはよく一致している。応答加速度波形を見ると解析のほうが動摩擦は小さめであり，また実験では見られない静摩擦から動摩擦に瞬間的に変化する際のヒゲが乗っているなどの違いがある。さらに，入力加速度波形のうねりにより，解析でのヒゲの大きさにもうねりが見られ，結果としてその積分値である相対変位の解析値にもうねりが生じている。しかし，実験ではこのように極端に相対変位がうねる現象は見られなかった。この入力加速度のうねり，非対称性が影響し，ドリフトの方向にも違いが生じ，残留滑動量も違いが生じている。

入力加速度波形が微妙に水中での滑動開始加速度（約２００ｇａｌ）を上回るような条件であるため，静止摩擦・動摩擦による滑動の判定が微妙となり，滑動変位のシミュレートが困難であることも考えられる。

しかし，応答加速度の比較結果からも水中での滑動解析方法として，空気中でのクーロン摩擦則に水中での浮力と動水圧を考慮することの妥当性については，ほぼ問題のないことが判断された。

5.4　まとめ

クーロンの摩擦則に基づいた剛体モデルの滑動解析方法を使用して，気中で不規則波，正弦波，水中で正弦波（剛体および弾性地盤上）の振動条件について実験結果と比較を行なった。

その結果，地盤の振動に対して構造物が共振しない条件では，滑動開始条件，応答加速度の振幅，滑動方向やドリフトなどについては通常のモデルでも滑動現象を評価できることがわかった。しかし，応答加速度波形，滑動変位量まで正確にシミュレートするには，クーロン摩擦則（静止摩擦係数・動摩擦係数）による滑動の判定だけでなく，地盤摩擦材固有の動的な摩擦特性（特に静摩擦から動摩擦への遷移特性や周波数依存性）を考慮することも必要であることが判明した。

[E:¥ZK¥A0588¥]

あとがき

昭和６２年から平成元年の３ケ年に渡って海洋コンクリート構造物の地震時の動的な挙動について，被害調査，文献調査を行ない，静的および水中振動台による動的な摩擦および滑動実験を実施してきた。

実際の地盤および構造物を完全に再現した実験を実施することはできなかったが，人工的な摩擦地盤の特性を踏まえて気中および水中での滑動現象を測定し，これまで検討されなかった水中での滑動時の加速度，動水圧および変位などの地震時応答量および免振効果などについて明らかにした。

さらに，地震時を対象とする滑動現象においては，慣性力が卓越しており，本研究で扱った円筒形状の構造物では散乱波による減衰はごく小さく，ポテンシャル理論に基づく動水圧を付加質量の形で考慮することによりクーロン摩擦に基づく滑動解析が適用可能であることを明らかにした。

これより，接地圧が小さく滑りやすい状態にある着底時の重力式構造物や強地震時に滑動を許す設計思想に基づく軟着底構造物に関する設計手法の妥当性を確認できた。

ただし，本研究を通して実際に設計するにあたってさらに検討しておくべき項目もいくつか見受けられたので以下に述べる。

①地盤と共振する場合の滑動現象

本研究で使用した弾性地盤のロッキング周期と構造物模型の固有周期の条件では共振が生じず，クーロン摩擦則で滑動を記述できた。ただし，模型の重心を高くした条件では，共振が生じクーロン摩擦則よりも小さい地盤加速度で浮きあがりを伴なった滑動を生じた。水中では，滑動開始加速度が小さいことによるロッキングに対する免振効果，減衰効果が期待できる。この効果を量的に把握する必要がある。

②並進と平面的な回転が伴う場合の滑動限界

地盤と構造物底版との間の摩擦が一様でなく摩擦係数に偏りがある場合，あるいは構造物の形状が円筒形状のような軸対称でなく，慣性力の方向によって動水圧の大きさが変わる箱型形状では，並進方向だけでなく平面的なねじりを伴った回転を生じた。この平面的な回転力を伴う場合には，滑動自体がより小さい地盤加速度で発生する傾向にあるため，その摩擦機構を評価しておく必要があるといえる。

③累積的な滑動現象およびその防止方法

地震時の波形の非対称性によっては，滑動量も非対称となり構造物が片側一方向にドリフトしていく現象が室内での正弦波加振条件では見られた。実地震波では，このような現象は不規則性のため緩和される傾向にある。しかし，構造物の接地圧が極端に小さく，水中での滑動開始加速度が小さい条件では滑動時間が長くなるため，ドリフト量も無視できなくなるといえる。

工学上は，最終的なドリフト量，ドリフト速度を把握した上で許容範囲に押えるダンパー機能を備えた滑り止めの開発が必要と考えられる。

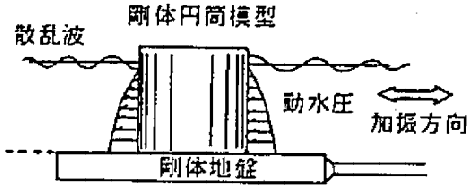
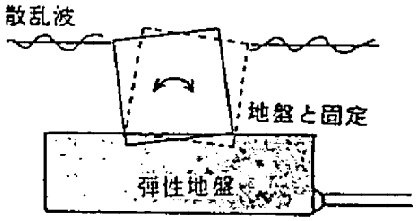
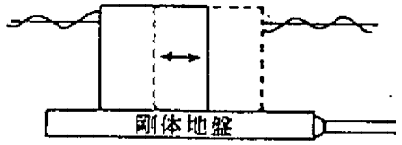
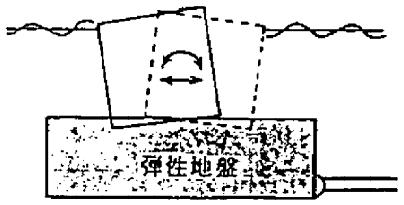
④地盤摩擦特性の滑動解析への考慮

静止摩擦係数，動摩擦係数を与えて滑動解析を行なえば，滑動量に関して概ね安全側の傾向にある。地盤の条件によっては静摩擦から動摩擦への遷移がクーロン摩擦則のように瞬間的でない条件では，滑動量の計算値が過大になることもある。従って，より合理的な設計のためには，滑動解析で地盤固有の摩擦特性に応じた滑動を考慮した検討が必要といえる。

[E:¥ZK¥A0588¥]

[E:¥ZK¥A0588¥]

表4．4．1　滑動に関する動的実験（水中実験および不規則波実験）

実験名	実験目的	実験概念図
E実験 地盤と固定	滑動していない状態での動水圧分布の把握	
F実験 ロッキング	弾性地盤のたわみによるロッキングモードが変化する場合の動水圧分布の把握	
G実験 並進滑動	並進的な滑動が生じた場合の動水圧および応答加速度の把握	
H実験 滑動 ＋ ロッキング	滑動及びロッキングが共存するような場合での動水圧分布や応答加速度の把握	

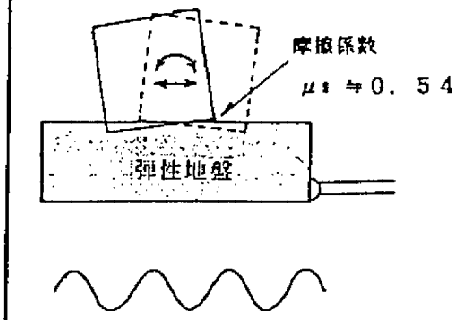
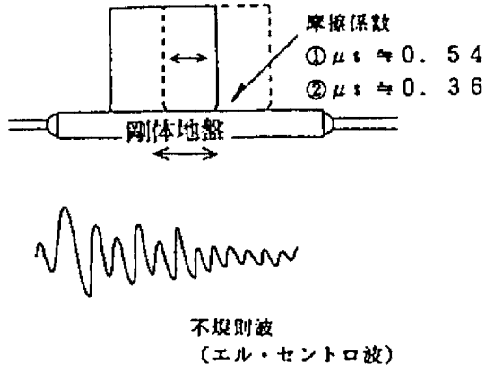
実験名	実験目的	実験概念図
I 実験	平成元年度の水中振動実験に使用した地盤の摩擦係数と等しい条件にして気中振動実験を行った。 （昭和63年度のB実験の追加）	
J 実験 （実地震波）	実地震波（エルセントロ波）を実験縮尺を考慮して加工した不規則波による滑動現象を把握する。	

表4．4．2　実験条件一覧

実験名	模型条件	加振条件	水位条件
E実験 (剛体地盤に固定)	直径　D ＝10cm 重心　hg＝　3cm 重量　W ＝1．5kgf	周波数： f ＝4,6,8,10,14,20 Hz 加速度： Gx＝200～600 gal	h＝10cm
F実験 (弾性地盤に固定)	D ＝10cm hg＝3，5cm W ＝1．5 kgf	f ＝4,6,10,14,20 Hz Gx＝200～600 gal	h＝10cm
G実験 (並進滑動)	D＝10cm hg＝　3cm W＝1．5 kgf	f ＝4,10,20 Hz Gx＝200～600 gal	h＝10，8 ，6cm
H実験 滑　動 ＋ ロッキング	D＝10cm hg＝3，5　cm W＝1.5, 2.5 kgf	f ＝4,10,20 Hz Gx＝200～600 gal	h＝10，8 ，6cm
I実験 (気中での滑動実験)	D＝10cm hg＝3cm W＝1．5kgf	f ＝4, 6, 8, 10, 20, 30Hz Gx＝0 ～600gal (校正用振動台)	h＝0cm
J実験 (実地震波)	D＝10cm hg＝3cm W＝1．5kgf	El. Centro 波の時間軸を1/4 と1/10 に縮め、加速度を2 倍にした (校正用振動台)	h＝0cm

[E:¥ZK¥A0588¥]

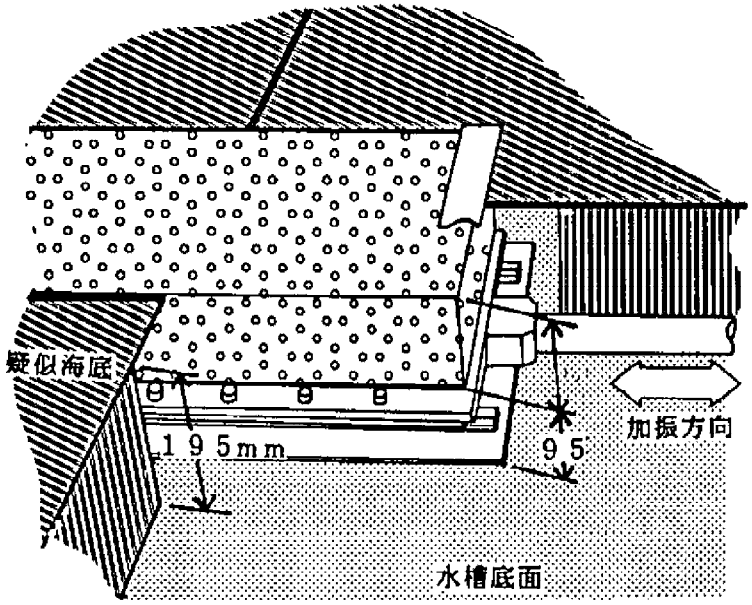


図4.4.1　模型地盤周辺の疑似海底

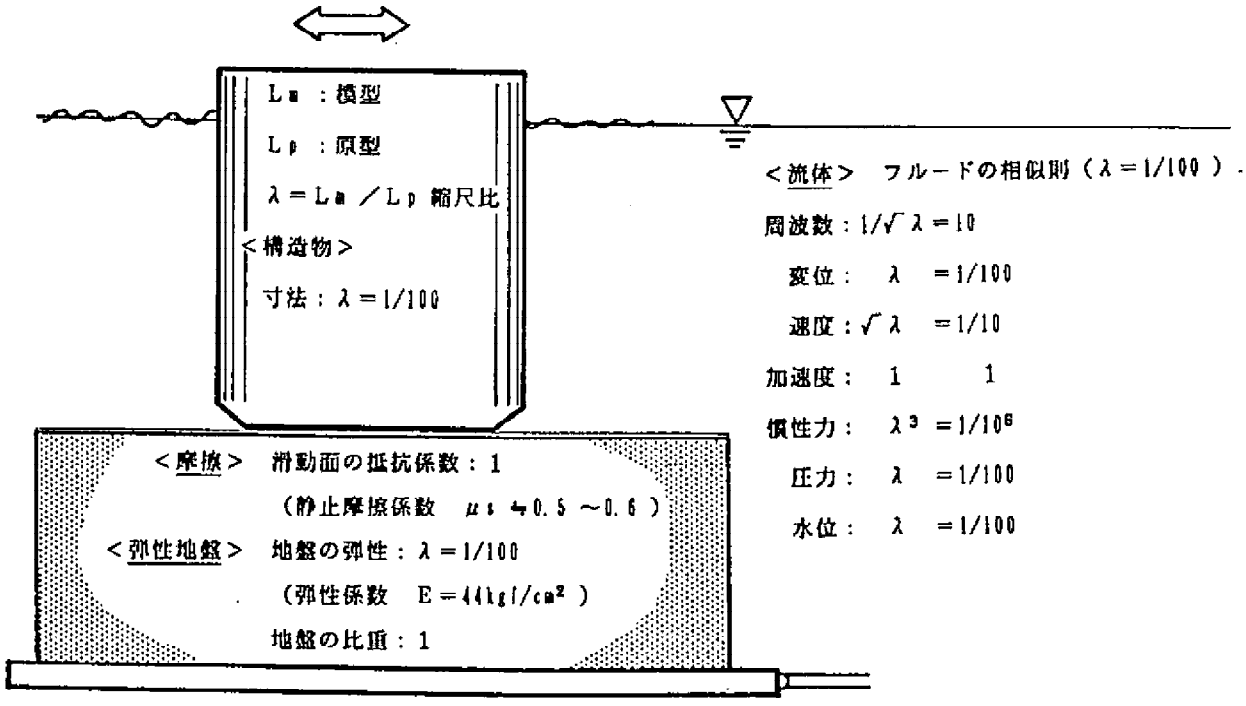


図4.4.2　水中振動実験における縮尺比

[E:¥ZK¥A0588¥]

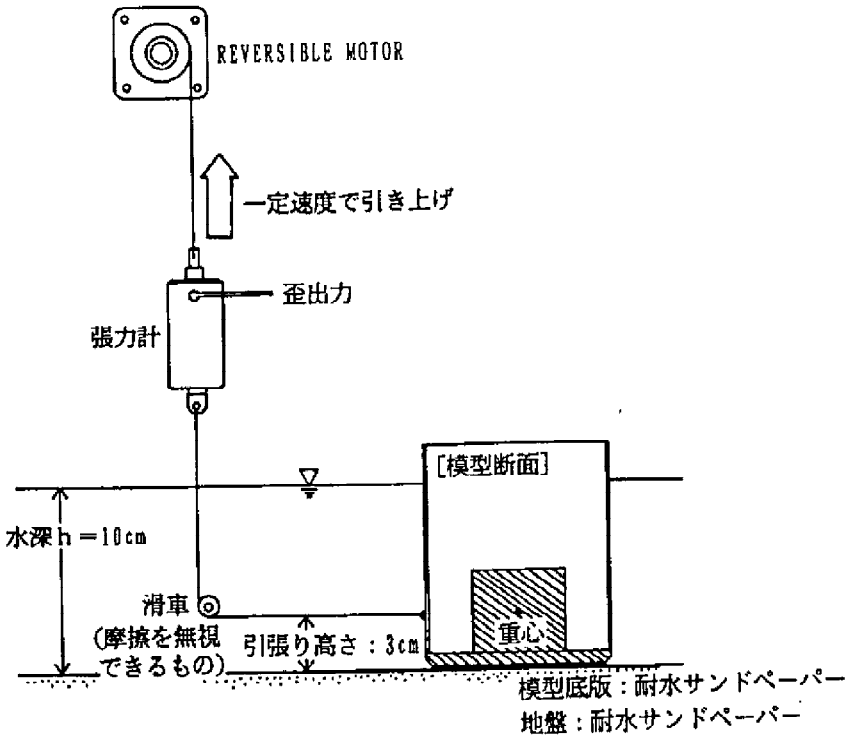


図4.4.3　水中での摩擦係数の測定方法

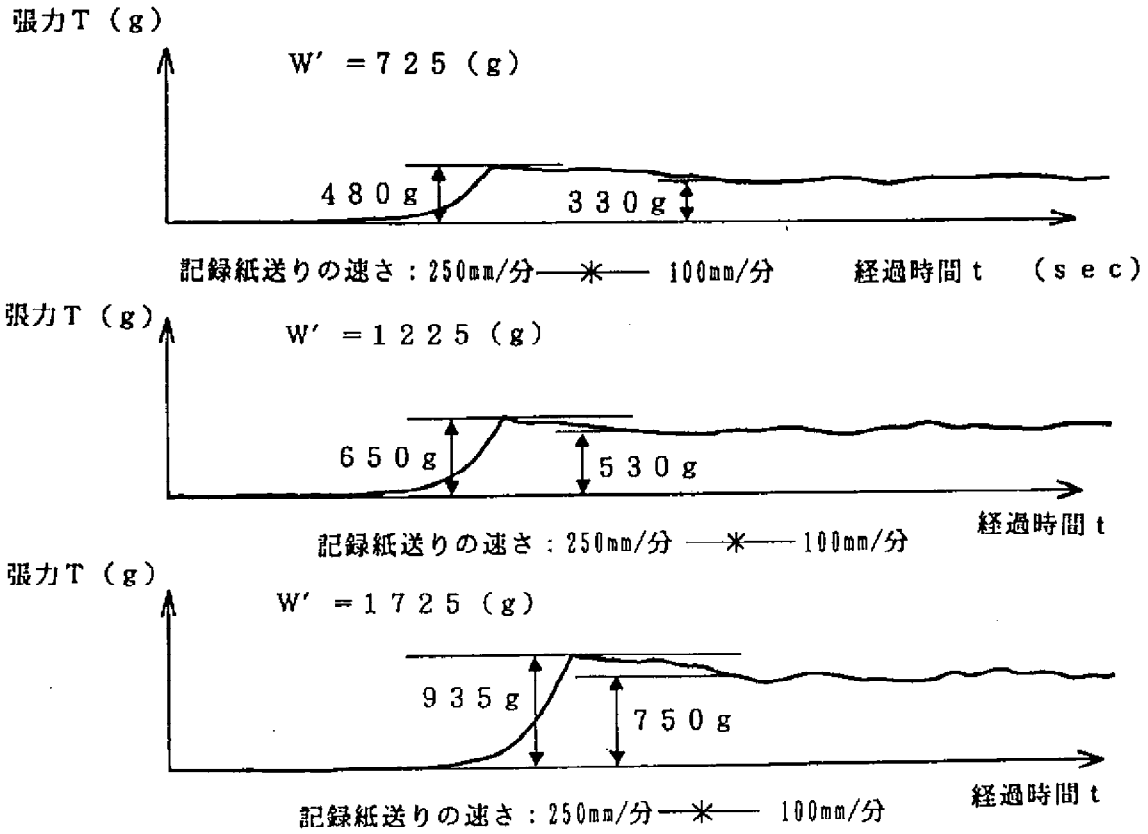


図4.4.4　摩擦係数の測定例

[E:¥ZK¥A0588¥]

表4．4．3　水中での摩擦係数測定結果

模型重量（水中）	繰り返し回　数	静止摩擦係数　μs 動摩擦係数　μd	平均値
0.725 kg	①	μs=0.66, μd=0.46	μs=0.61 μd=0.47
	②	μs=0.57, μd=0.48	
	③	μs=0.59, μd=0.48	
1.225 kg	①	μs=0.54, μd=0.42	μs=0.53 μd=0.42
	②	μs=0.51, μd=0.42	
	③	μs=0.53, μd=0.43	
1.725kg	①	μs=0.56, μd=0.42	μs=0.54 μd=0.43
	②	μs=0.54, μd=0.43	
	③	μs=0.51, μd=0.43	

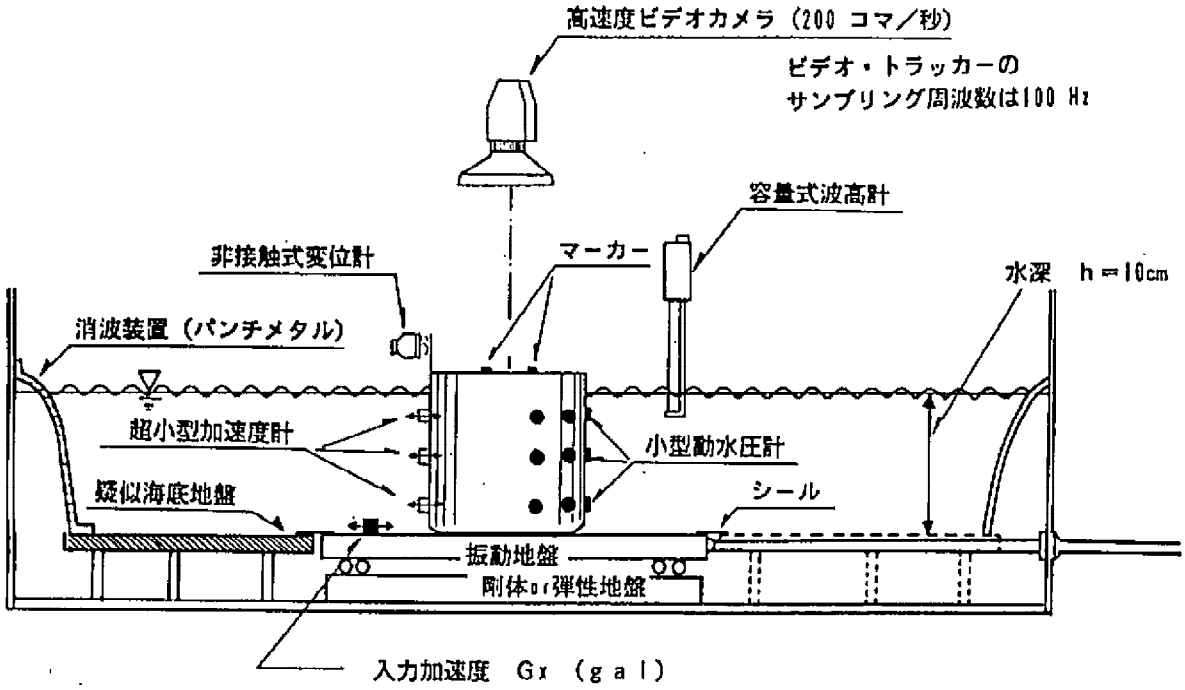


図4.4.5　水中振動実験の計測概要

[E:¥ZK¥A0588¥]

[E:¥ZK¥A0588¥]

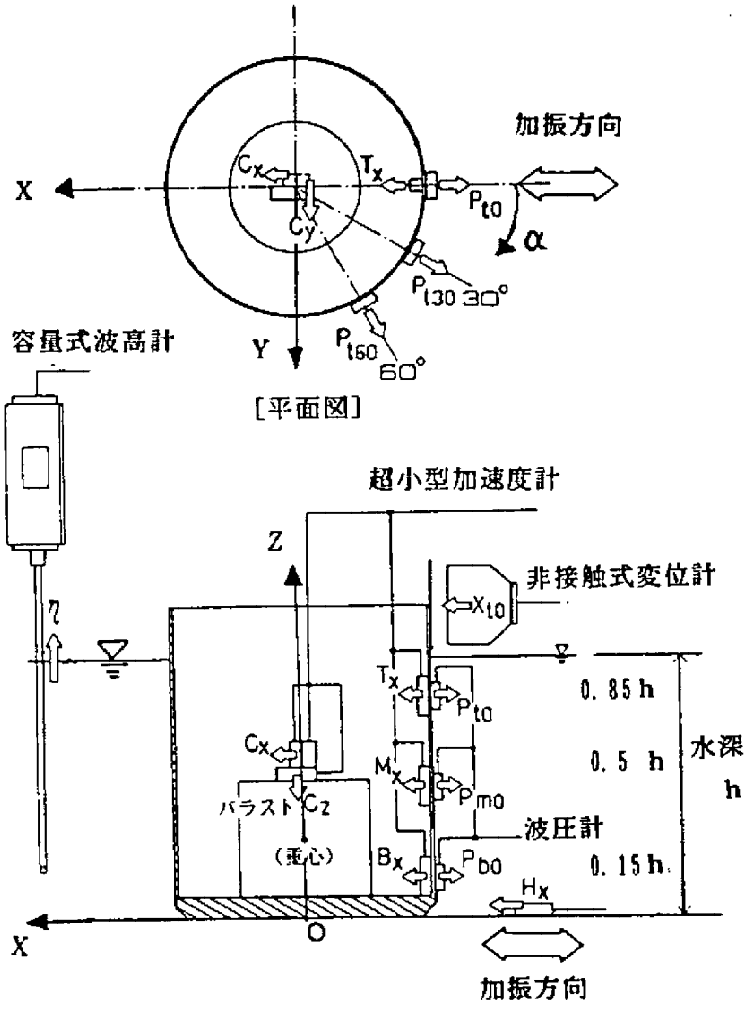


図 4.4.6　計測器取り付け位置

表 4．4．4　水中振動実験測定項目一覧

ch. No.	計測項目	記　号	設置位置
①	振動台加速度	H_X (gal)	z = 0
②	弾性地盤加速度	G_I (gal)	z = 0
③	構造物応答加速度	T_I (gal)	α = 0°, z = 0.85 h
④		M_I (gal)	= 0°, z = 0.50 h
⑤		B_I (gal)	= 0°, z = 0.15 h
⑥	構造物中心加速度	C_I (gal)	x = 0 cm, y = 0 cm
⑦		C_J (gal)	x = 0, y = 0
⑧		C_t (gal)	x = 0, y = 0
⑨	動　水　圧	p_{t0} (g／cm²)	α = 0°, z = 0.85 h
⑩		p_{m0} (g／cm²)	= 0°, z = 0.50 h
⑪		p_{b0} (g／cm²)	= 0°, z = 0.15 h
⑫	動　水　圧	p_{t30} (g／cm²)	α = 30°, z = 0.85 h
⑬		p_{m30} (g／cm²)	= 30°, z = 0.50 h
⑭		p_{b30} (g／cm²)	= 30°, z = 0.15 h
⑮	動　水　圧	p_{t60} (g／cm²)	α = 60°, z = 0.85 h
⑯		p_{m60} (g／cm²)	= 60°, z = 0.50 h
⑰		p_{b60} (g／cm²)	= 60°, z = 0.15 h
⑱	水平応答変位	X_{t0} (cm)	x = 10 cm, z = h
⑲	水位変動	η (cm)	x = 20 cm, y = 0

[E:\KZK\A0588\]

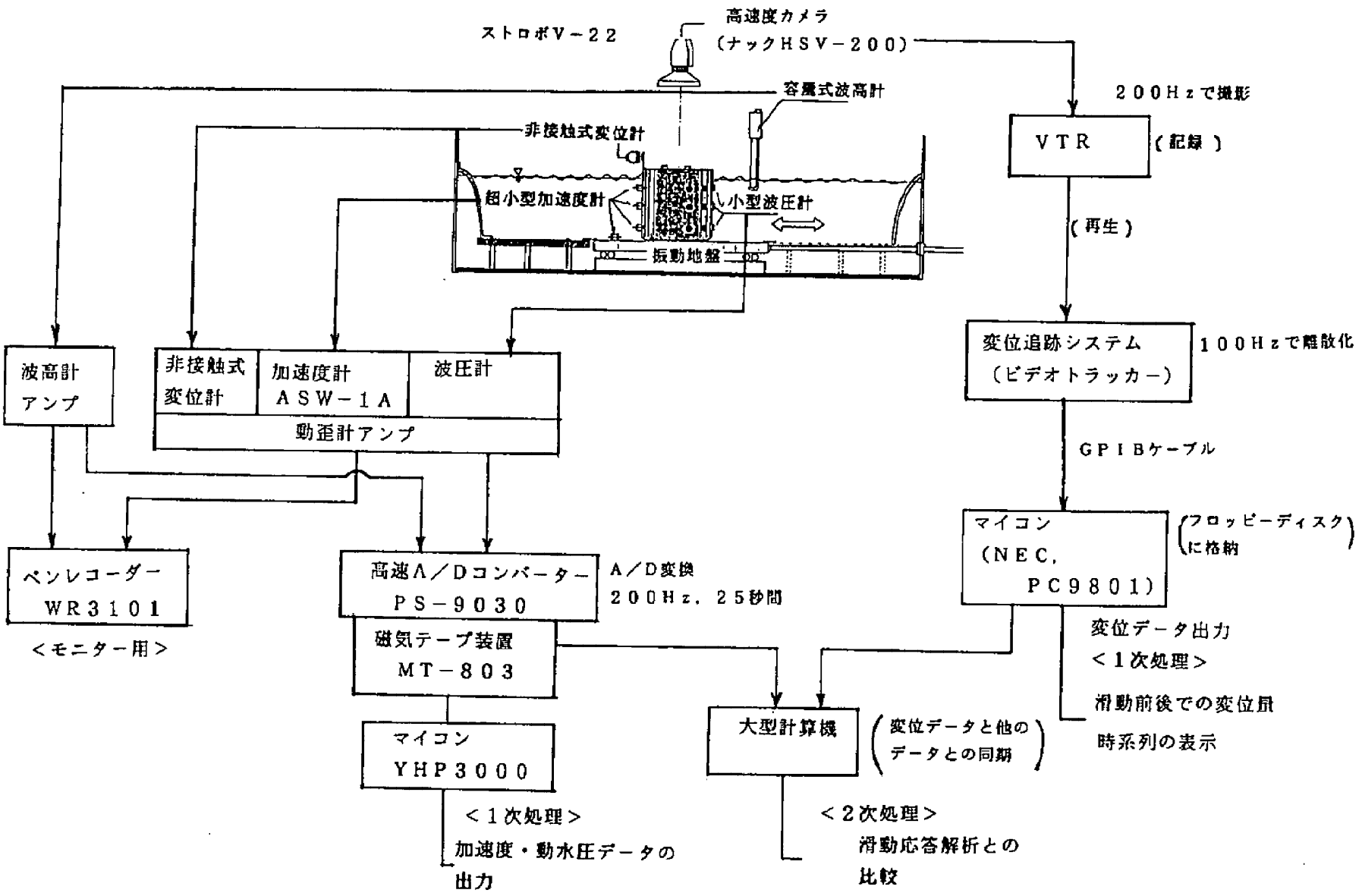


図4.4.7　計測システムのフロー

表４．４．５　使用計測器一覧

測定項目	機器名	型名	製造会社名	仕様
加速度	超小型加速度計	A5-2	(株)三計エンジニアリング	定格容量：±２G 非直線性(&ヒステリシス)：１%Fs 固有振動数：５０Ｈｚ
動水圧	超小型圧力計	P310-01	(株)三計エンジニアリング	定格容量：0.1kg/cm² 非直線性(&ヒステリシス)：0.5%Fs
水位変動	容量式波高計	(検出部) D-100	計測技研(株)	定格容量：１０cm 非直線性：３%Fs
		(増幅部) CH-306		定格容量：１m 非直線性：１%Fs 応答性：０～３Ｈｚ 測定レンジ：1/4.1/2.1
変位	非接触式変位計	特注品	(有)中央工測	定格容量：５mm 非直線性：４%Fs
	ハイスピード ビデオシステム	HSV-200	(株)ナック	画像方式：200ﾌｨｰﾙﾄﾞ／秒(ﾌﾙﾌﾚｰﾑ) カメラ：ＲＧＢ 2/3,"３管式(ﾌﾟﾗﾝﾋﾞｺﾝ テープ：VHSﾋﾞﾃﾞｵｶｾｯﾄ モニター：14"ｶﾗｰﾓﾆﾀｰ ストロボ：200W秒(放電管入力),200Hz 発光時間20μs(1/50,000秒 解像力：210本以上(ｶﾗｰ) 再生モード：ﾉｰﾏﾙ,ｽﾛｰ(1ﾌｨｰﾙﾄﾞ/秒～ 15ﾌｨｰﾙﾄﾞ/秒)
	ビデオ トラッカー	G2120	(株)応用計測研究所	入出力信号：映像信号(1.0Vp-p,75Ω) 位置分解能：全画面座標 640(X)×480(Y) 有効範囲512(X)×384(Y) 測定周期：1/30秒 出力情報：X,Y座標，面積，ﾌﾚｰﾑ番号 ﾊﾟﾈﾙ情報，ｽﾃｲﾀｽ&ﾗｲﾄﾍﾟﾝ座標
滑動 抵抗力	張力計	LS10K	(株)共和電業	定格負荷：10Kg 非直線性：0.23%Fs ヒステリシス：0.81%Fs

[E:¥ZK¥A0588¥]

[E:\KZK\A0588\]

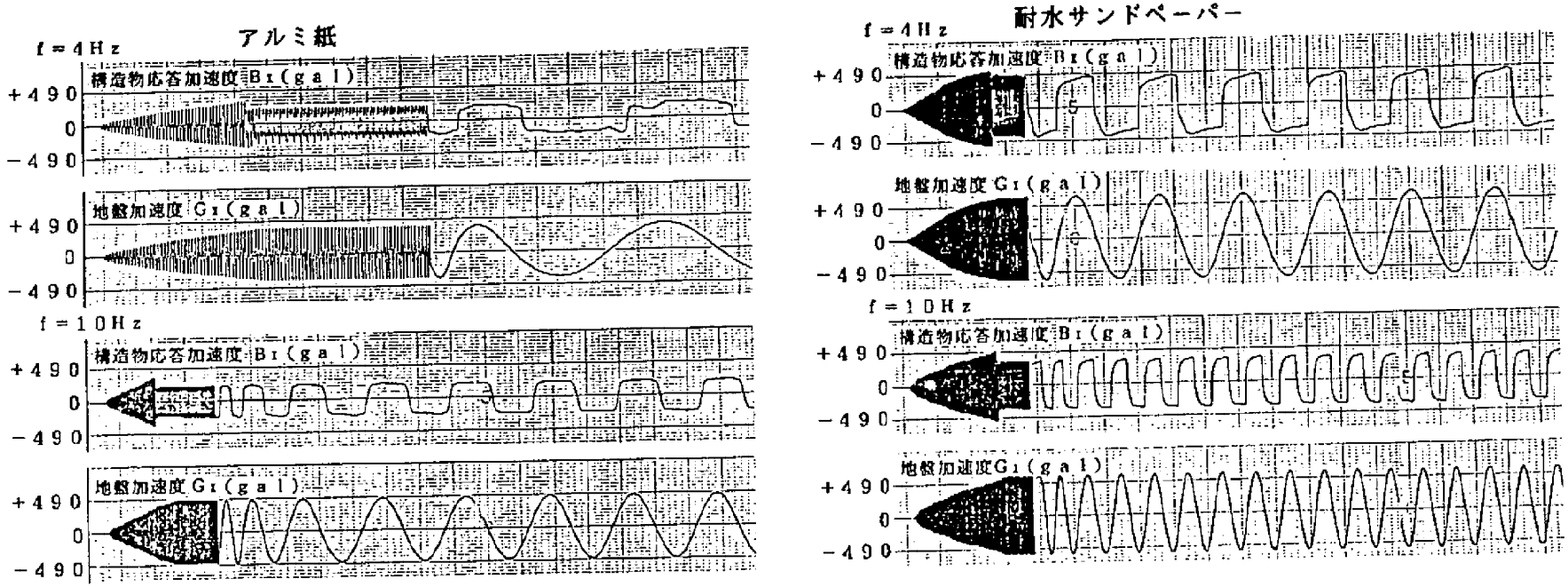


図 4.4.8　動的な摩擦試験の測定例

[E:¥ZK¥A0588¥]

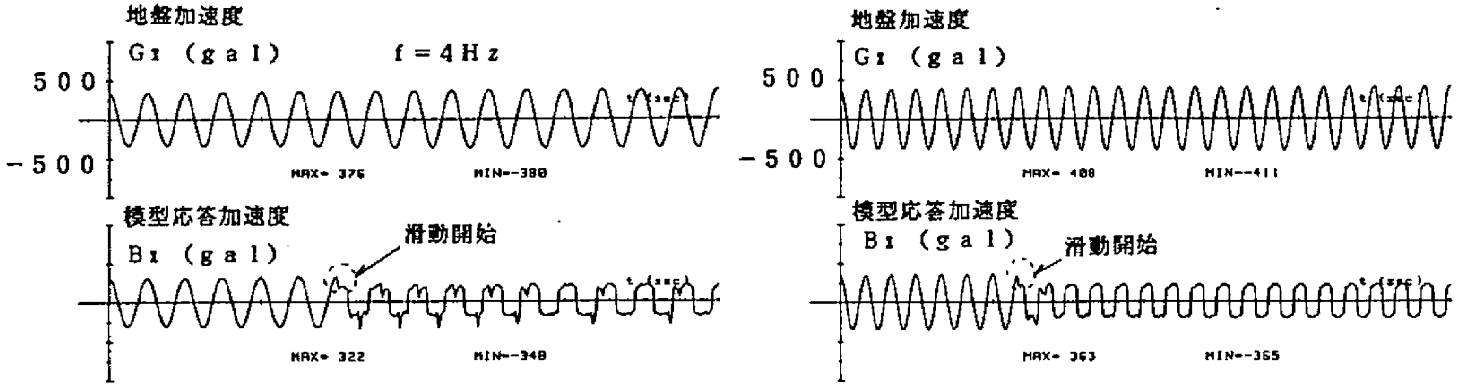


図 4.4.9 a　滑動開始前後での応答加速度の変化（剛体地盤，表面はアルミ紙）

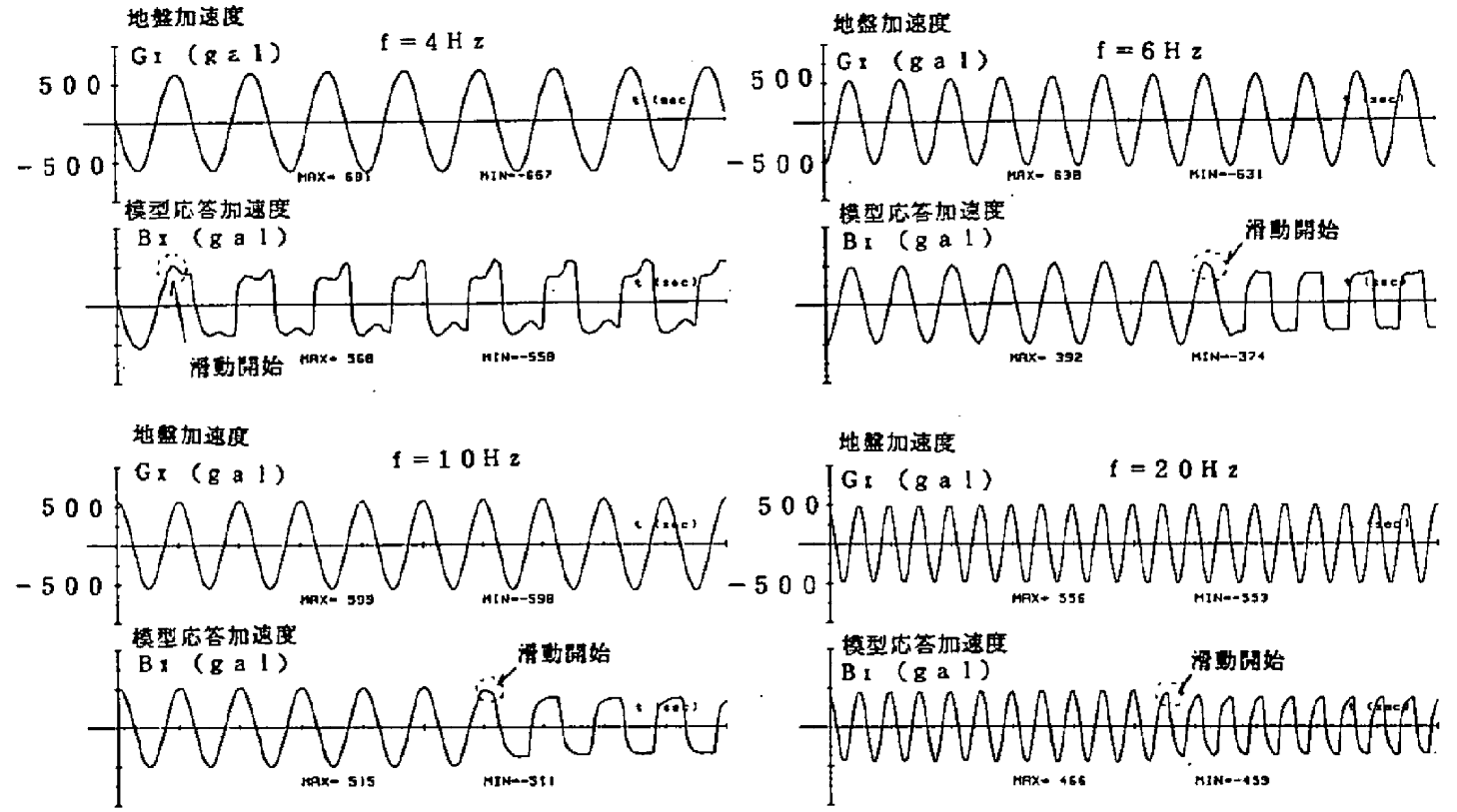


図 4.4.9 b　滑動開始前後での応答加速度の変化（剛体地盤，表面は耐水サンドペーパー）

[E:\KK\A0588\K]

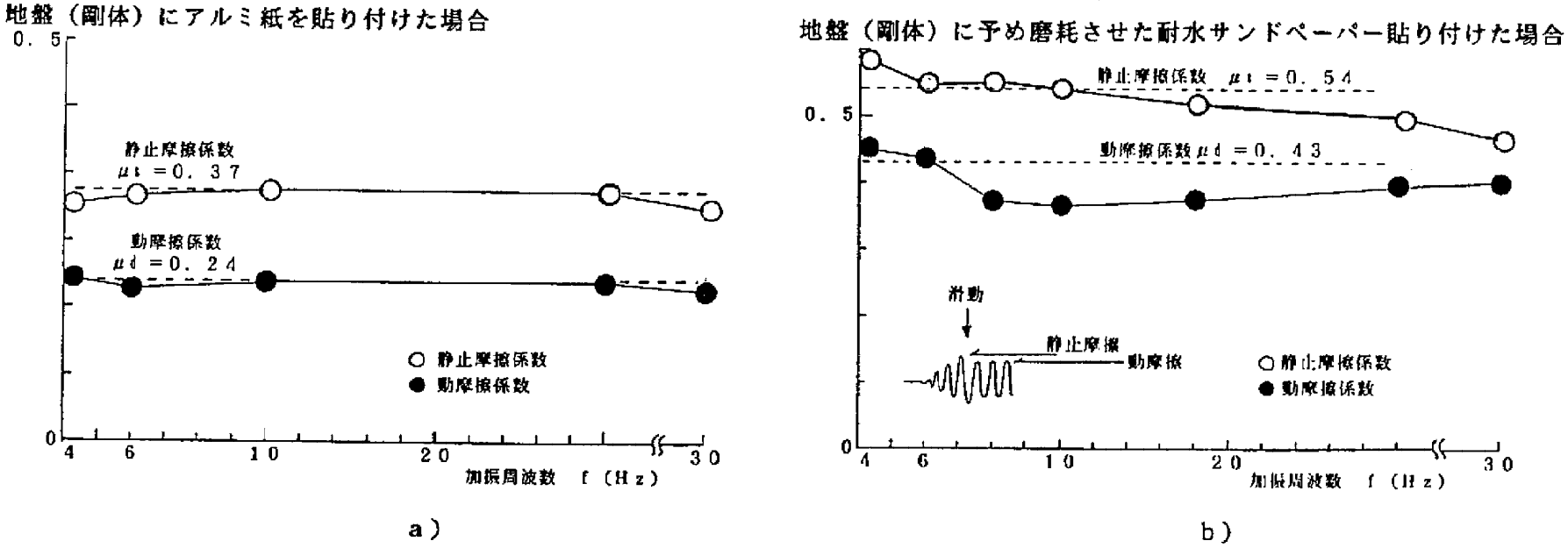
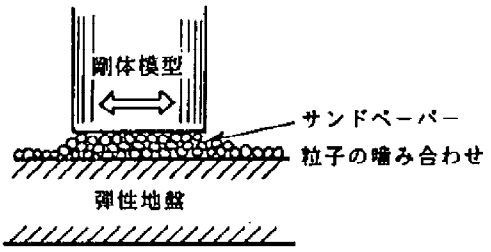
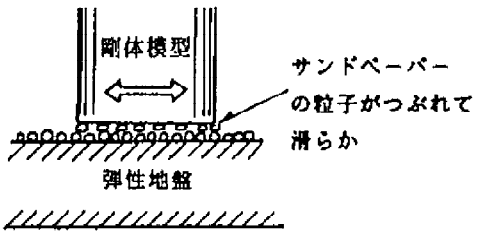
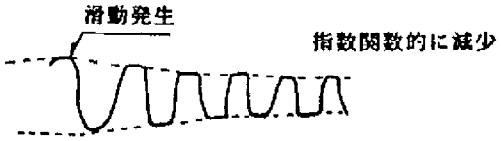
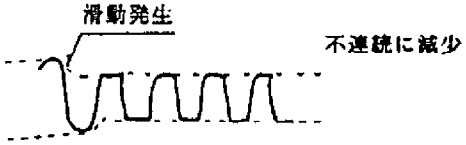


図4.4.10 加振周波数による静止摩擦・動摩擦の変化

表4．4．6　実験に使用した地盤材料

	昭和６３年度 A，B 実験	平成元年度 G，H，I，J，実験
地盤表面の状態		
静止摩擦係数 μs	0．9 → 0．7 時間とともに減少	0．54
動摩擦係数 μd	0．9 → 0．5	0．43
滑動波形（加速度）		

[E:¥ZK¥A0588¥]

表４．４．７　実験条件による模型の固有振動数

重心高さ hg（cm）	水　深 h（cm）	地盤との接触状態	実　験 ケース	固有振動数 fi（Hz）
3	10	固　定（接　着）	F	44
3	10	自　由（滑動なし）	H	29
3	0	自　由（滑動なし）	B	50
5	10	固　定（接　着）	F	37
5	10	自　由（滑動なし）	H	22
5	0	自　由	B	20　&30

地　盤：弾性地盤上

模型条件：　直　径　　D＝10cm
底面の直径　Db＝9cm
質　量　　M＝1500g
重心高さ　　hg＝3，5cm

水深条件：　水　深　　h＝0　，10cm

[E:¥ZK¥A0588¥]

表４．４．８　地震時の動水圧（既往の研究）

構造物形状	研究者	概　　要
壁体（２次元） ダム・防波堤	Westergaard 畑野・小堀	
可撓性の柱状構造物	桜井	３次元的な水の下層質量を理論的に導き，かつ近似式を提案した。
円筒構造物（剛） （弾性）	後藤・土岐	水中にある円柱いついて波動方程式から速度ポテンシャルを求め，これをオイラーの圧力方程式に代入することによって３次元的な動水圧を算定した。 更に，理論解析とともに，各種形状を有する模型実験を行い，柱状構造物が並進する場合の動水圧の近似式を導いた。
任意形状	Garrison & Berklite	各種海洋構造物に対する付加質量を速度ポテンシャルから直接積分法により求めた。
全没水円筒構造物 軸対称構造物	喜岡	グリーン関数を用いて全没水円筒構造物の付加質量を求めた。
面対象構造物 軸対称構造物	清川	面対称構造物の付加質量を固有関数展開法により求め，矩形断面構造物の付加質量を検討した。
構造物・地盤・流体の相互作用を考慮	松本ら 本橋ら	最近の研究の動向としては，構造物・地盤・流体の相互作用を考慮した研究が見られる。

[E:¥ZK¥A0588¥]

表4．4．9　地震時動水圧の簡易算定式

動水圧式	適用範囲	全動水圧力 P（ton）	ある水位での動水圧 p（t／m）	付加質量係数	備　考
Westergaard	———	$7/6\,K_H\,\gamma_w\,b\,h^2$	$7/4\,K_H\,\gamma_w\sqrt{(h\cdot y)}$	$7h/6b^h$	両面水の場合
桜　井	$b/h<0.3$	$K_H\,\gamma_w\,b^2\,h/(b/2h+1)$	$K_H\,\gamma_w\,b^2\,(y/h)^{b/2h}$	$1/(b/2h+1)+1)$	
土木研究所	$0.8\leq\frac{b}{h}\leq 4.0$	$3/5\,K_H\,\gamma_w\,b^2\,h/(\frac{b}{h})^{\frac{2}{3}}$	$4/5\,K_H\,\gamma_w\,b^2\,\sqrt[3]{\frac{h\cdot y}{b^2}}$	$3/5\times(h/b)^{2/3}$	実験式
固定式海洋建造物構造設計指針	$\frac{b}{h}\leq 2.0$	$\frac{3}{4}K_H\,\gamma_w\,b^2\,h\,(1-\frac{b}{4h})$	$K_H\,\gamma_w\,b^2\,(1-\frac{b}{4h})\sqrt[3]{\frac{y}{h}}$	$3/4\times(1-b/4h)$	建築学会
	$2<\frac{b}{h}\leq 4$	$\frac{3}{4}K_H\,\gamma_w\,b^2\,h\,(0.7-\frac{b}{10h})$	$K_H\,\gamma_w\,b^2\,(0.7-\frac{b}{10h})\sqrt[3]{\frac{y}{h}}$	$3/4\times(0.7-b/10h)$	
	$4<\frac{b}{h}$	$\frac{3}{4}K_H\,\gamma_w\,b^2\,h\times 0.3$	$K_H\,\gamma_w\,b^2\times 0.3\sqrt[3]{\frac{y}{h}}$	0.9/4	
後藤・土岐	$\frac{b}{h}\leq 2$	$\frac{3}{4}K_H\,\gamma_w\,b^2\,h\,(1-\frac{b}{4h})$	$K_H\,\gamma_w\,b^2\,(1-\frac{b}{4h})\sqrt[3]{\frac{y}{h}}$	$3/4\times(1-b/4h)$	本四耐震設計指針
	$2<\frac{b}{h}\leq 4$	$\frac{3}{4}K_H\,\gamma_w\,b^2\,h\,(0.7-\frac{b}{10h})$	$K_H\,\gamma_w\,b^2\,(0.7-\frac{b}{10h})\sqrt[3]{\frac{y}{h}}$	$3/4\times(0.7-b/10h)$	海洋コンクリート構造物設計施工指針

注）円柱の動水圧力　：　$\frac{\pi}{4}P$

記号

P：構造物に作用する全動水圧力（tonf）

p：深さyにおける動水圧（tonf／m）

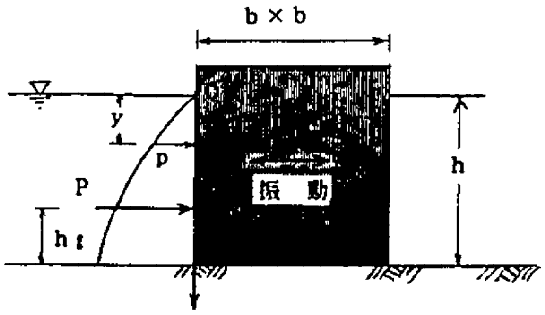
h_t：動水圧合力の水底からの距離（m）

K_H：水平震度

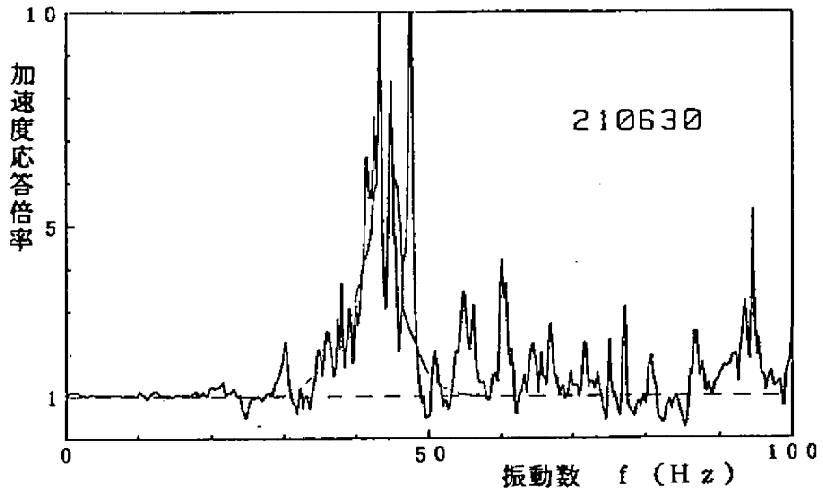
γ_w：水の単位体積重量（tonf／m^3）

h：水深（m）

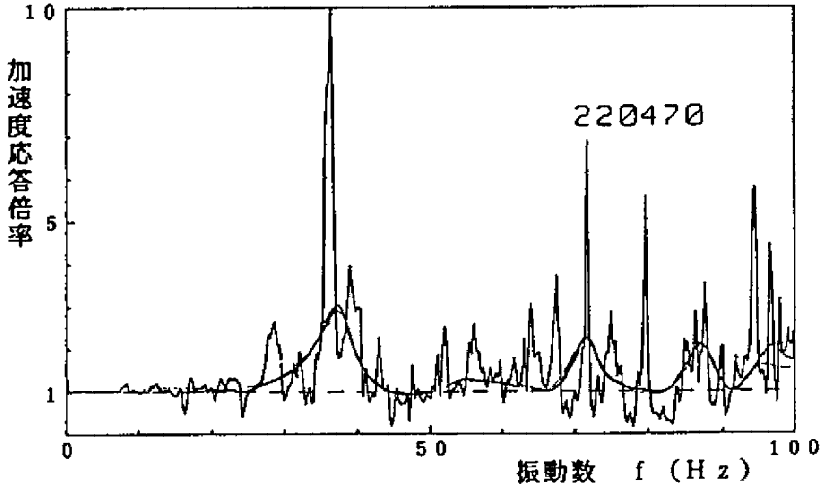
b：辺長（直径）（m）



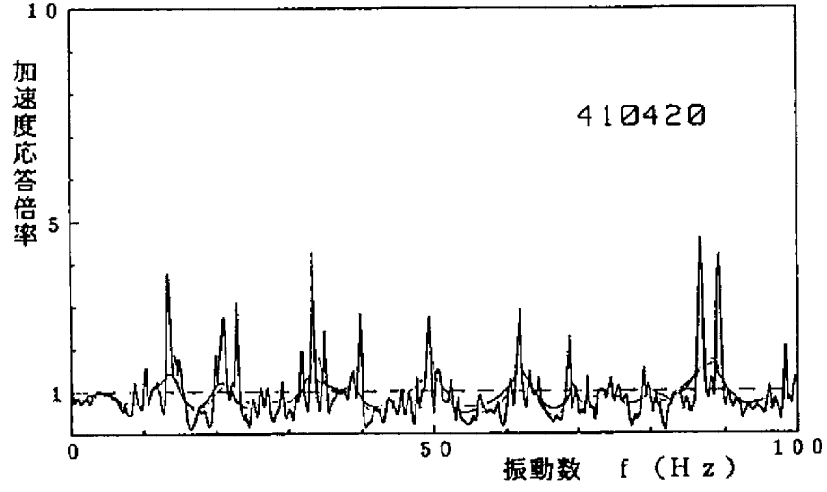
[E:¥ZK¥A0588¥]



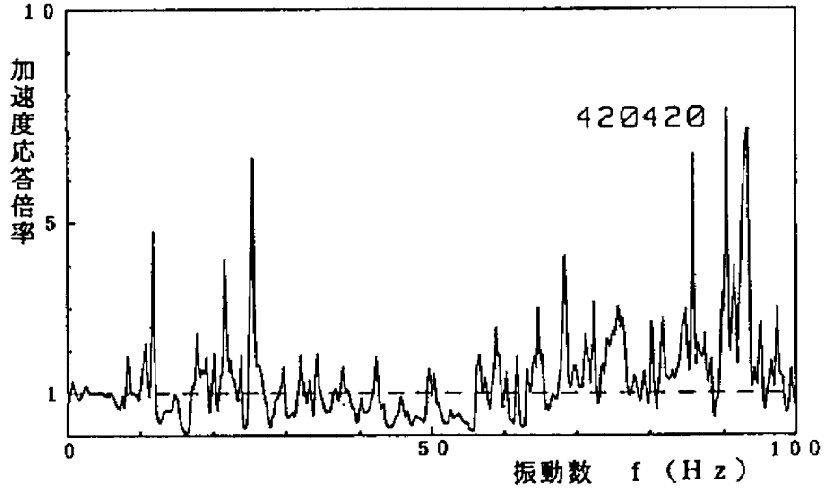
弾性地盤に接着（重心h_g＝３ｃｍ，水深ｈ＝１０ｃｍ）



弾性地盤に接着（重心h_g＝５ｃｍ，水深ｈ＝１０ｃｍ）



弾性地盤に着底（重心h_g＝３ｃｍ，水深ｈ＝１０ｃｍ）



弾性地盤に着底（重心h_g＝５ｃｍ，水深ｈ＝１０ｃｍ）

図 4.4.11　実験条件の違いによる加速度応答倍率

[E:¥ZK¥A0588¥]

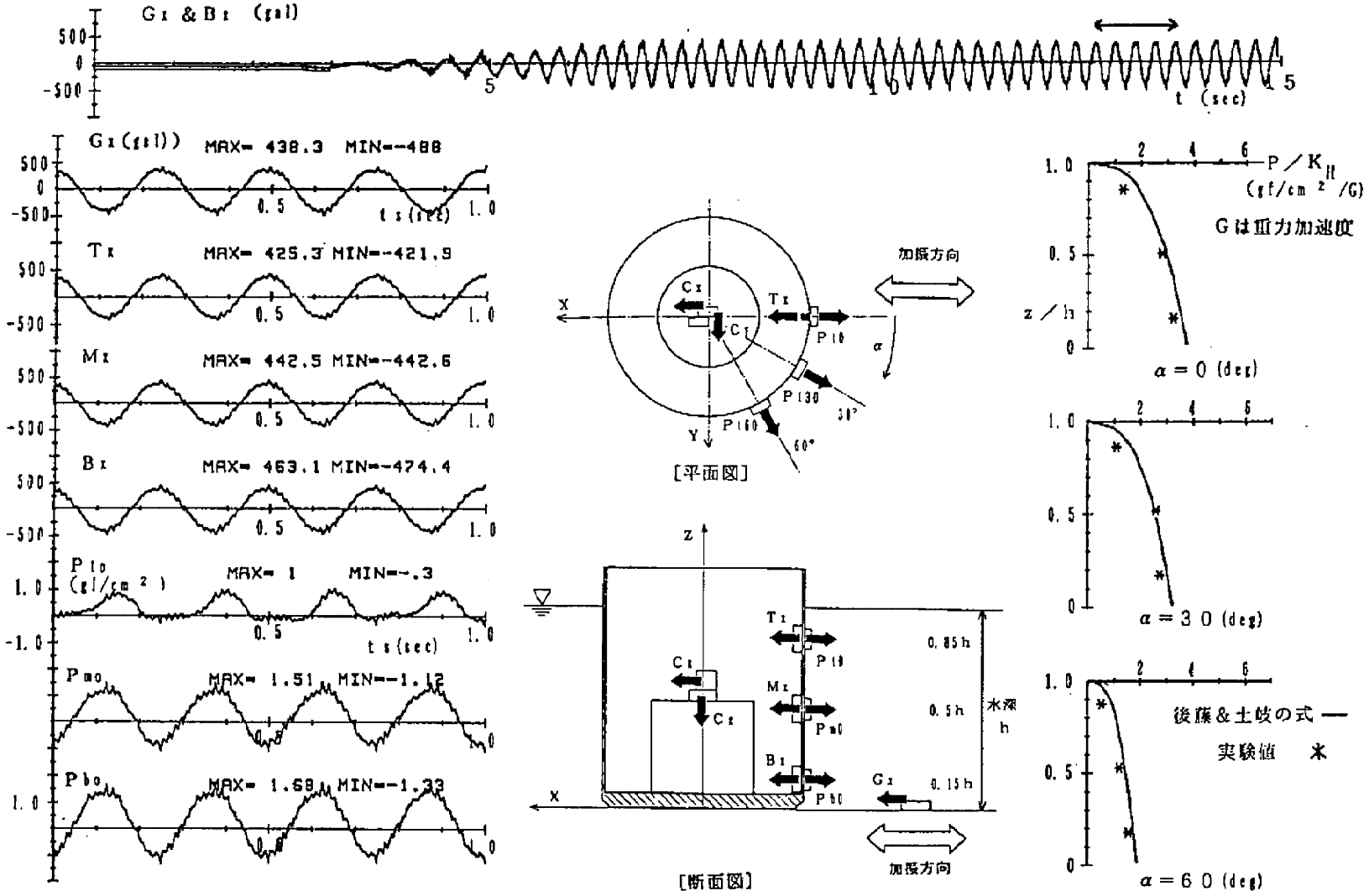


図 4.4.12　剛体地盤上に固定した時の加速度および動水圧測定例　—E実験—　（滑動なし）
（ f = 4 Hz , Gx = 463gal , h = 10 cm , hg = 3cm, W = 1500g）

[E:水工K\A0588\水]

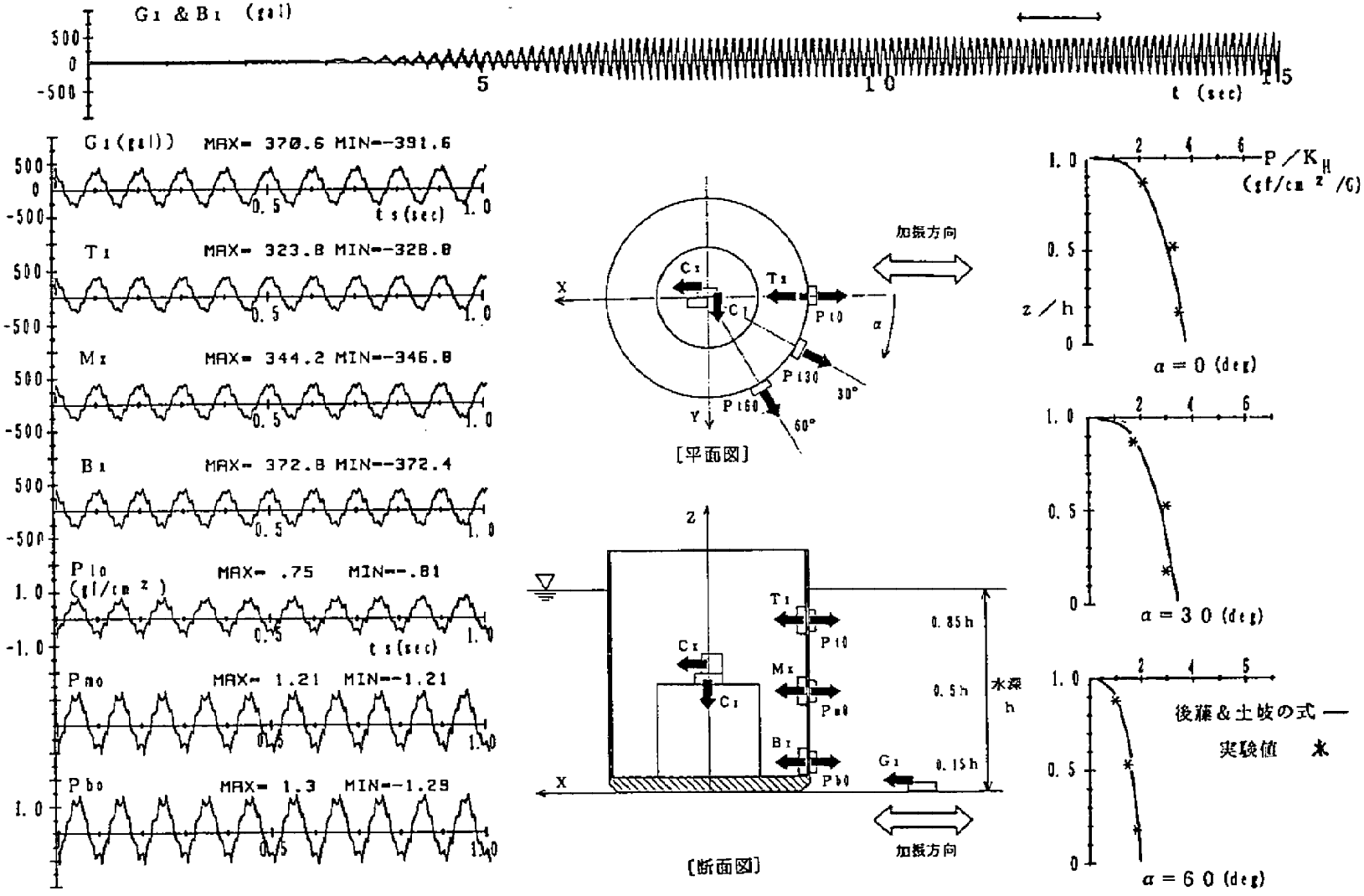


図 4.4.13　剛体地盤上に固定した時の加速度および動水圧測定例　－E実験－
（f＝10Hz，Gx＝381gal，h＝10cm，hg＝3cm，W＝1500g）

[E:水工K水A0588水]

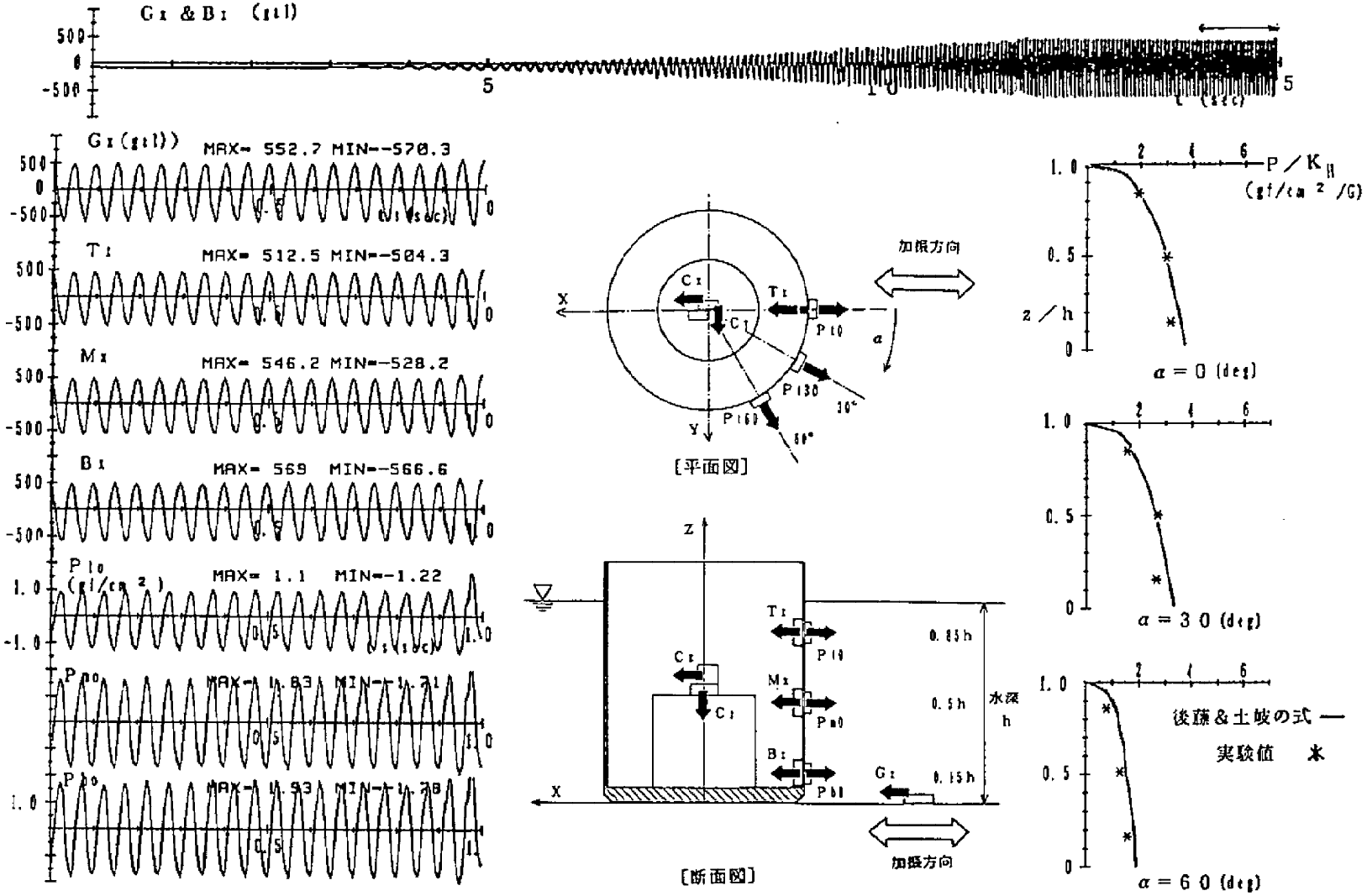


図 4.4.14　剛体地盤上に固定した時の加速度および動水圧測定例　－E実験－
（ f＝20Hz，Gx＝561gal，h＝10cm，hg＝3cm，W＝1500g）

[E:水工K\A0588\水]

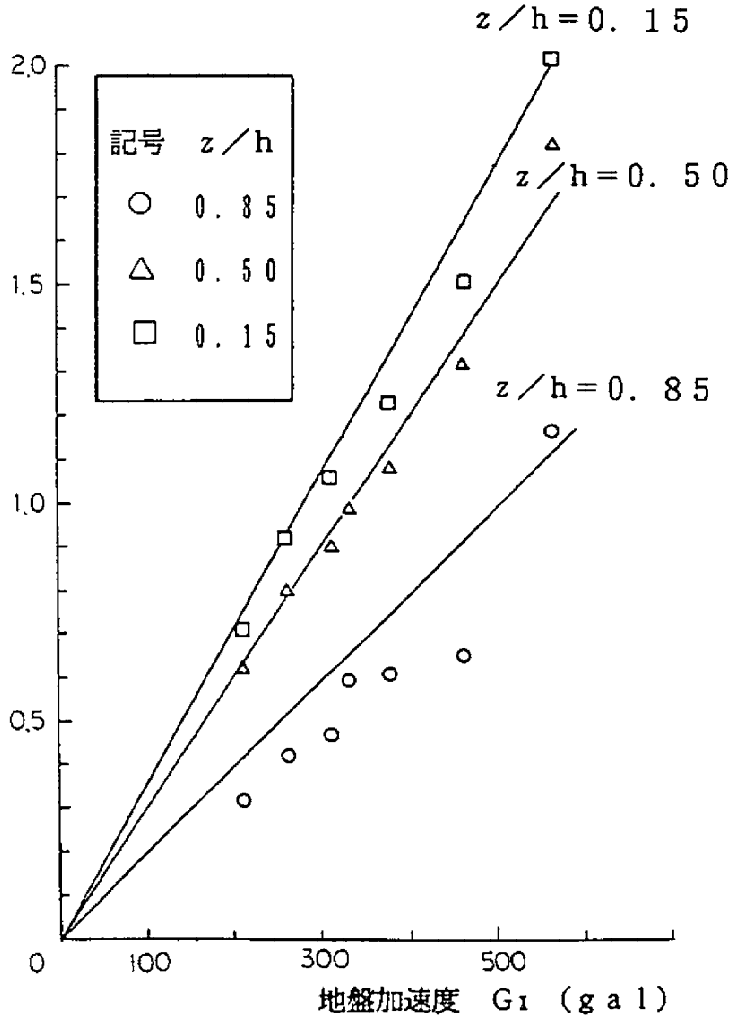
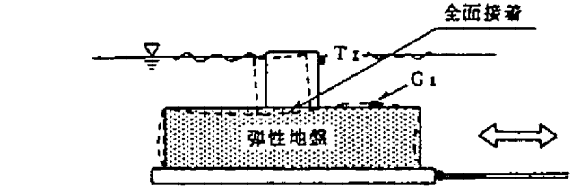


図 4.4.15　地盤加速度に対する動水圧の変動　－E実験－
（ f ＝ 4 Hz，h ＝ 10 cm ）



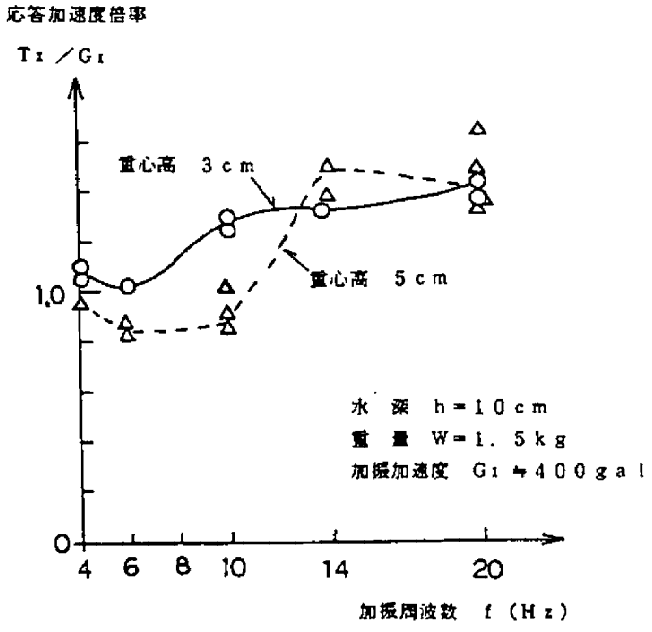


図 4.4.16　弾性地盤上での加速応答の変化　－F実験－

[E:土木学会A0588.tif]

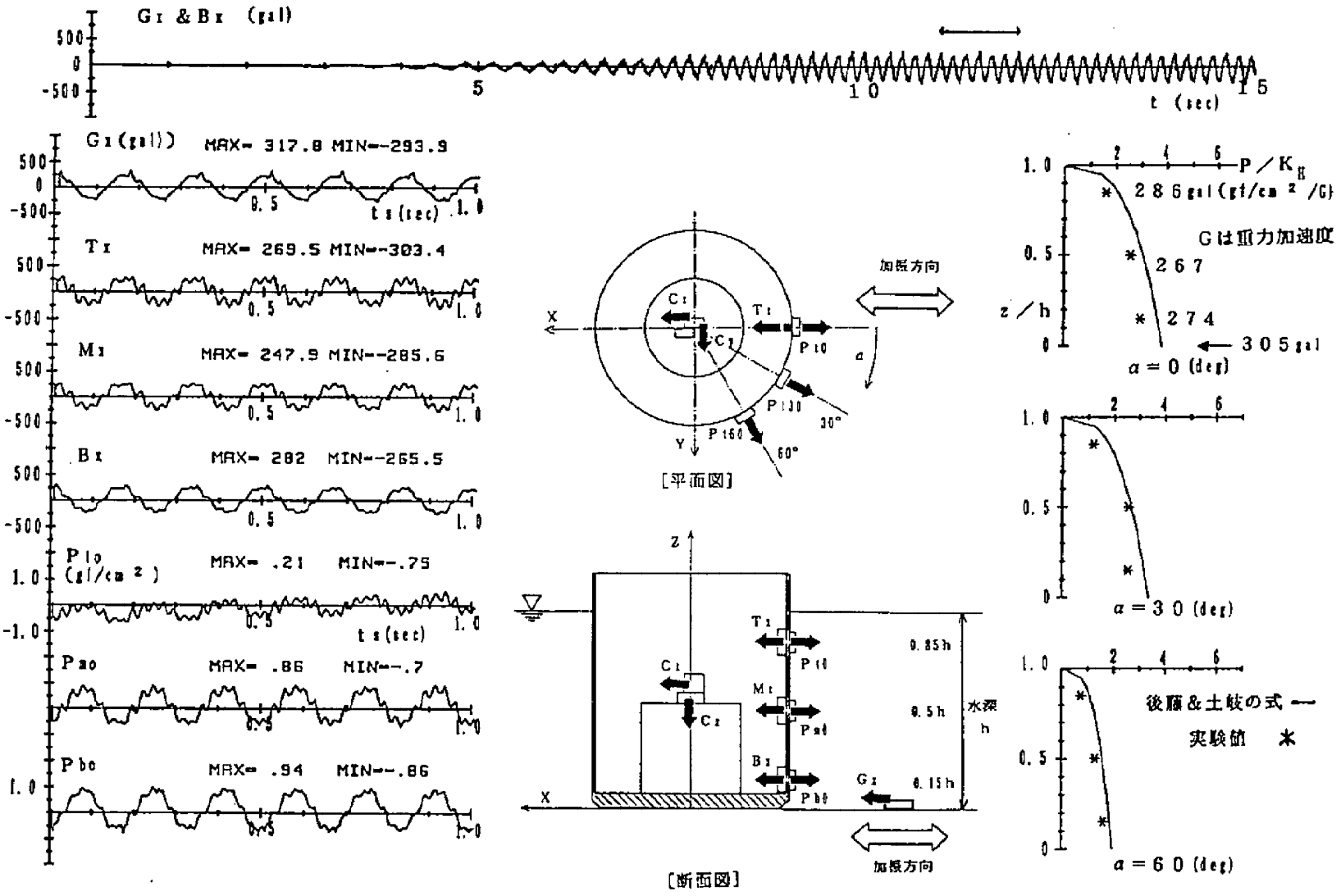


図 4.4.17 弾性地盤上に固定した時の加速度および動水圧測定例 －F実験－
（f＝6 Hz, Gx＝305gal, h＝10cm, hg＝5cm, W＝1500g）

[E:水ZK水A0588水]

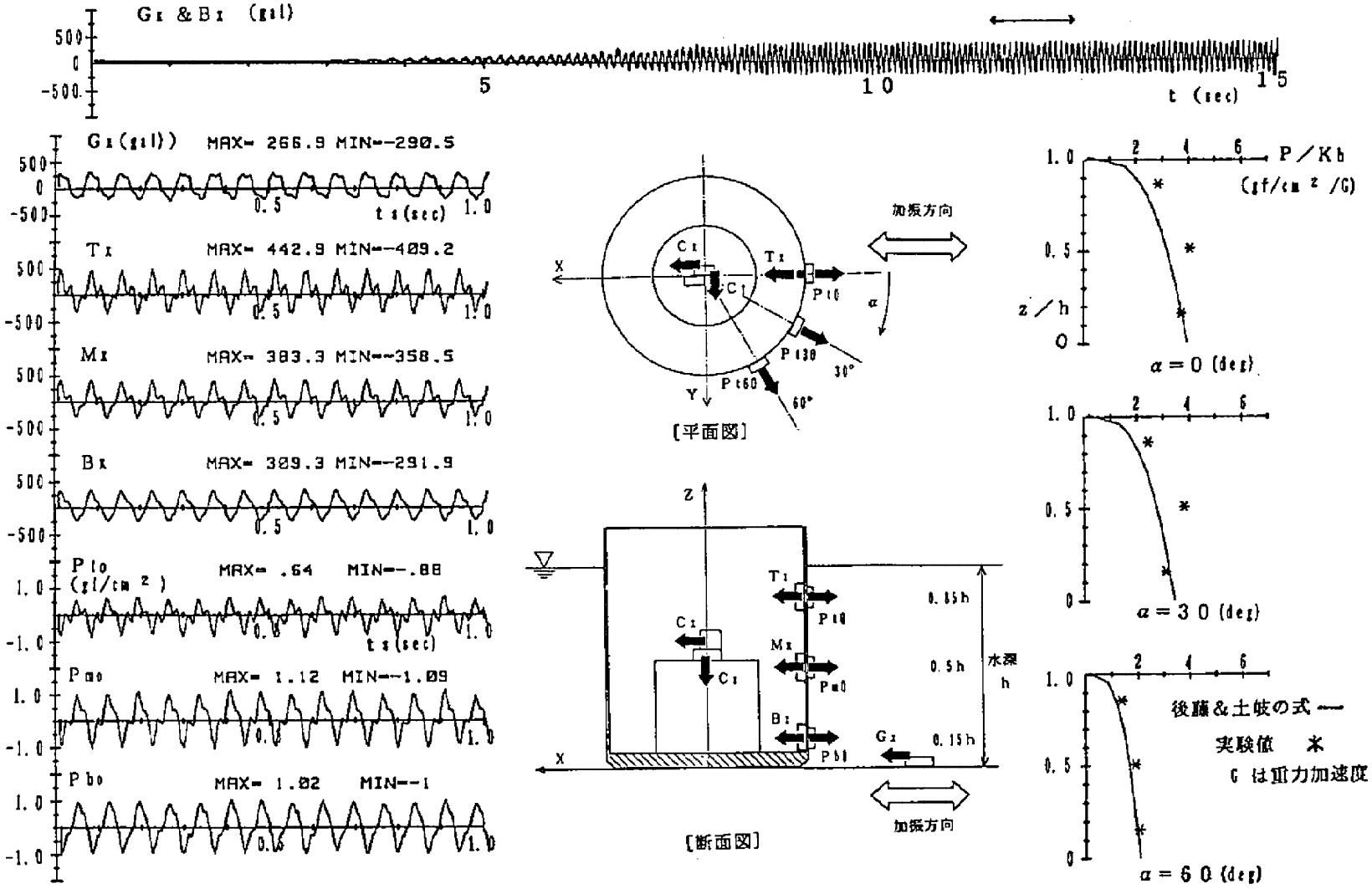
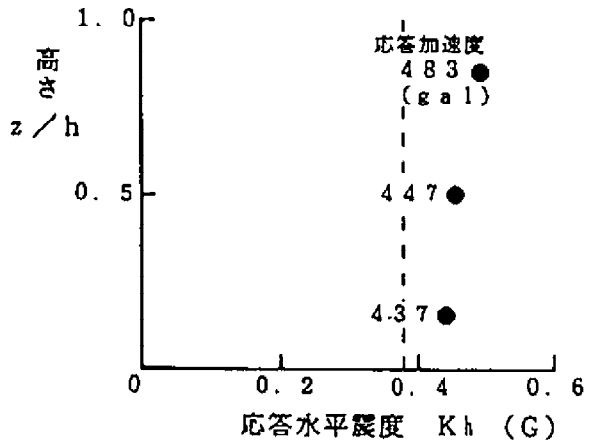
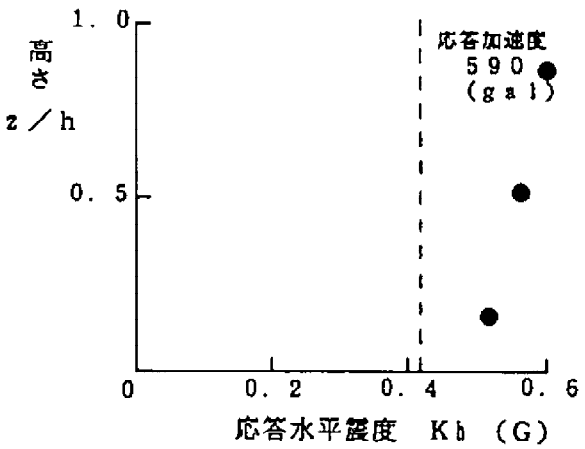
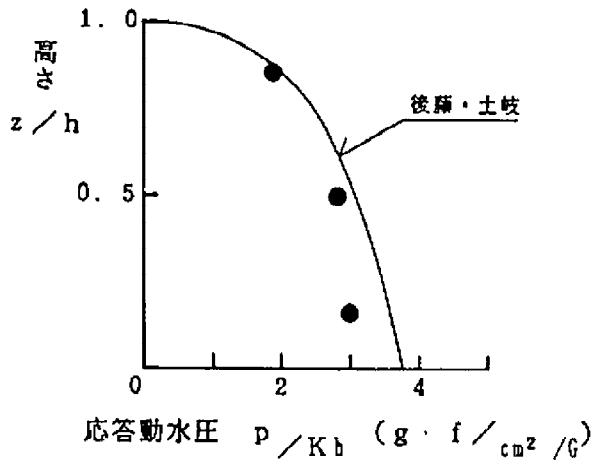
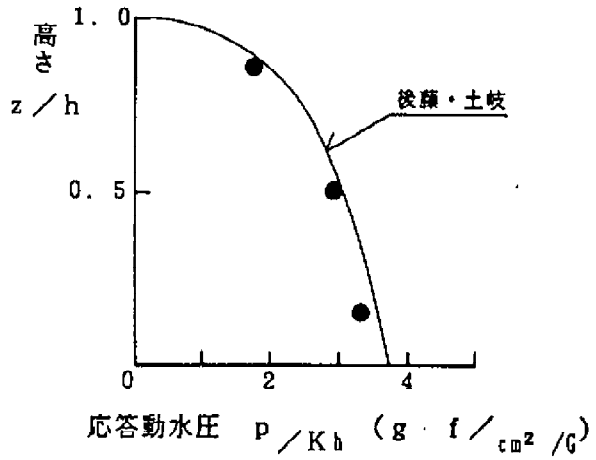


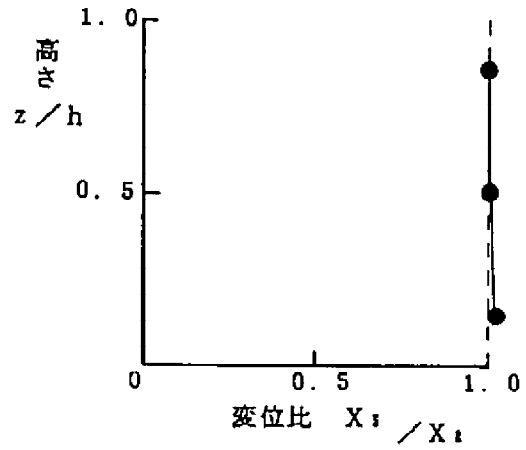
図 4.4.18 弾性地盤上に固定した時の加速度および動水圧測定例 －F実験－
（f＝14Hz，Gx＝278gal，h＝10cm，hg＝5cm，W＝1500g）





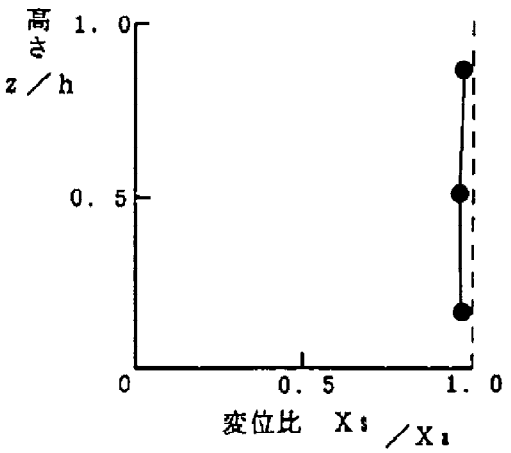






周波数 f＝4Hz
入力加速度 Gr＝367gal

a)



周波数 f＝10Hz
入力加速度 Gr＝406gal

b)

図 4.4.19 F実験結果一例
（模型気中重量：1500gf，重心高：hg＝3cm，水深h＝10cm）

[E:¥ZK¥A0588¥]

[E:¥ZK¥A0588¥]

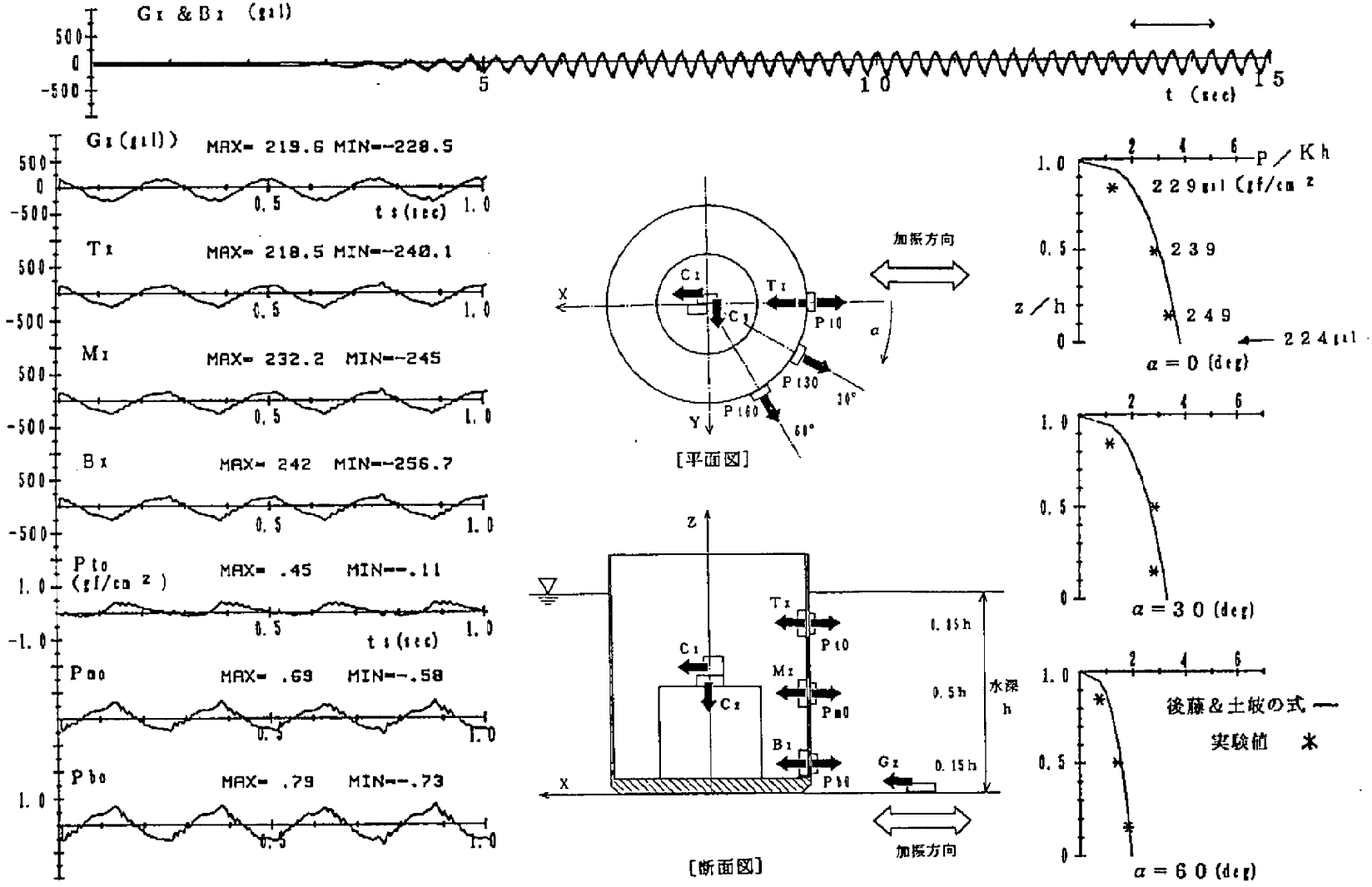


図 4.4.20　剛体地盤上で滑動しない時の加速度および動水圧測定例　－G実験－
（ f＝4Hz，Gx＝224gal，h＝10cm，hg＝3cm，W＝1500g ）

[E:土ZK¥A0588¥]

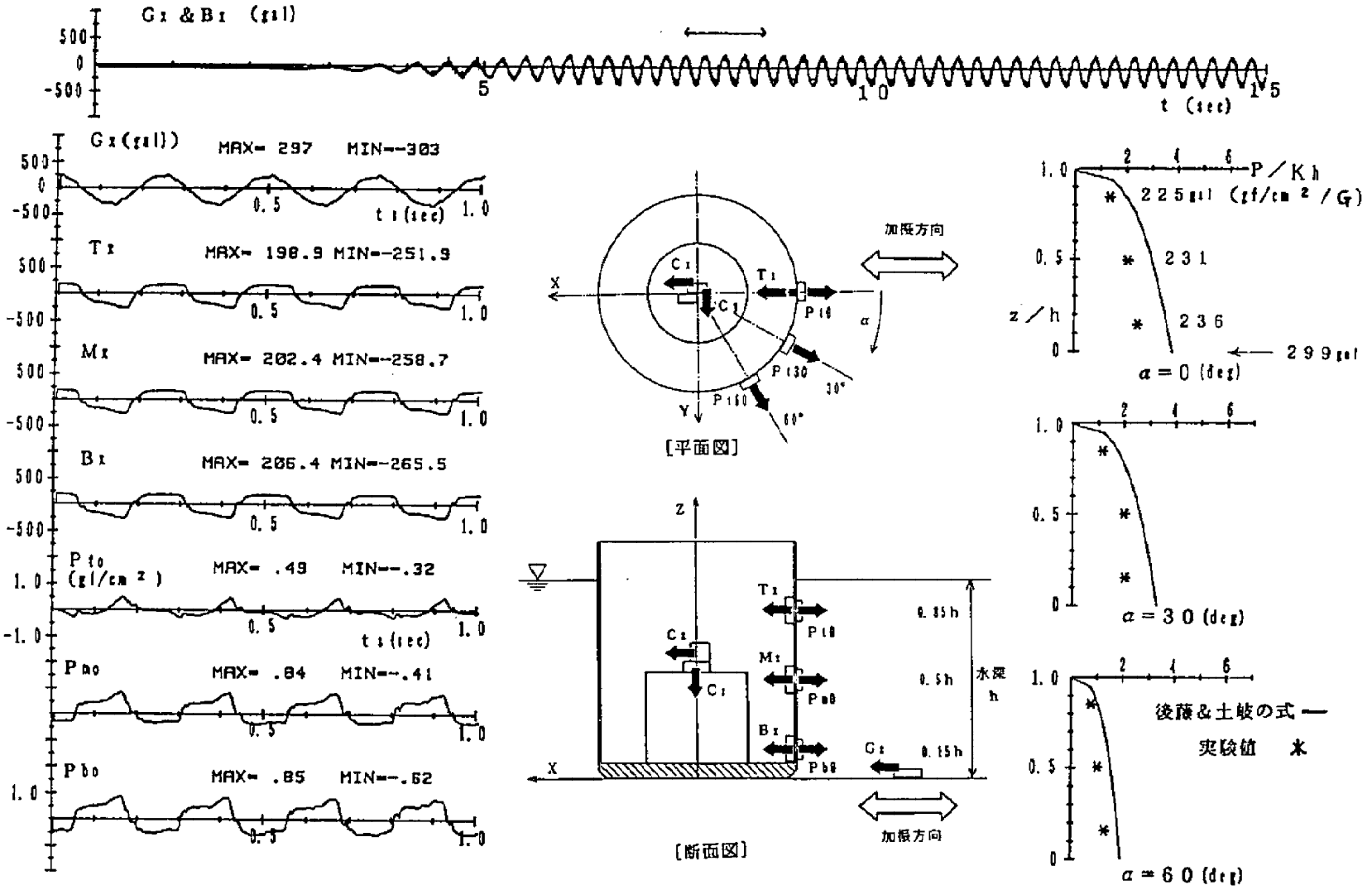


図4.4.21 剛体地盤上で滑動する時の加速度および動水圧測定例 －G実験－
（f＝4Hz，Gx＝299gal，h＝10cm，hg＝3cm，W＝1500g）

[E:水工K-A0588-K]

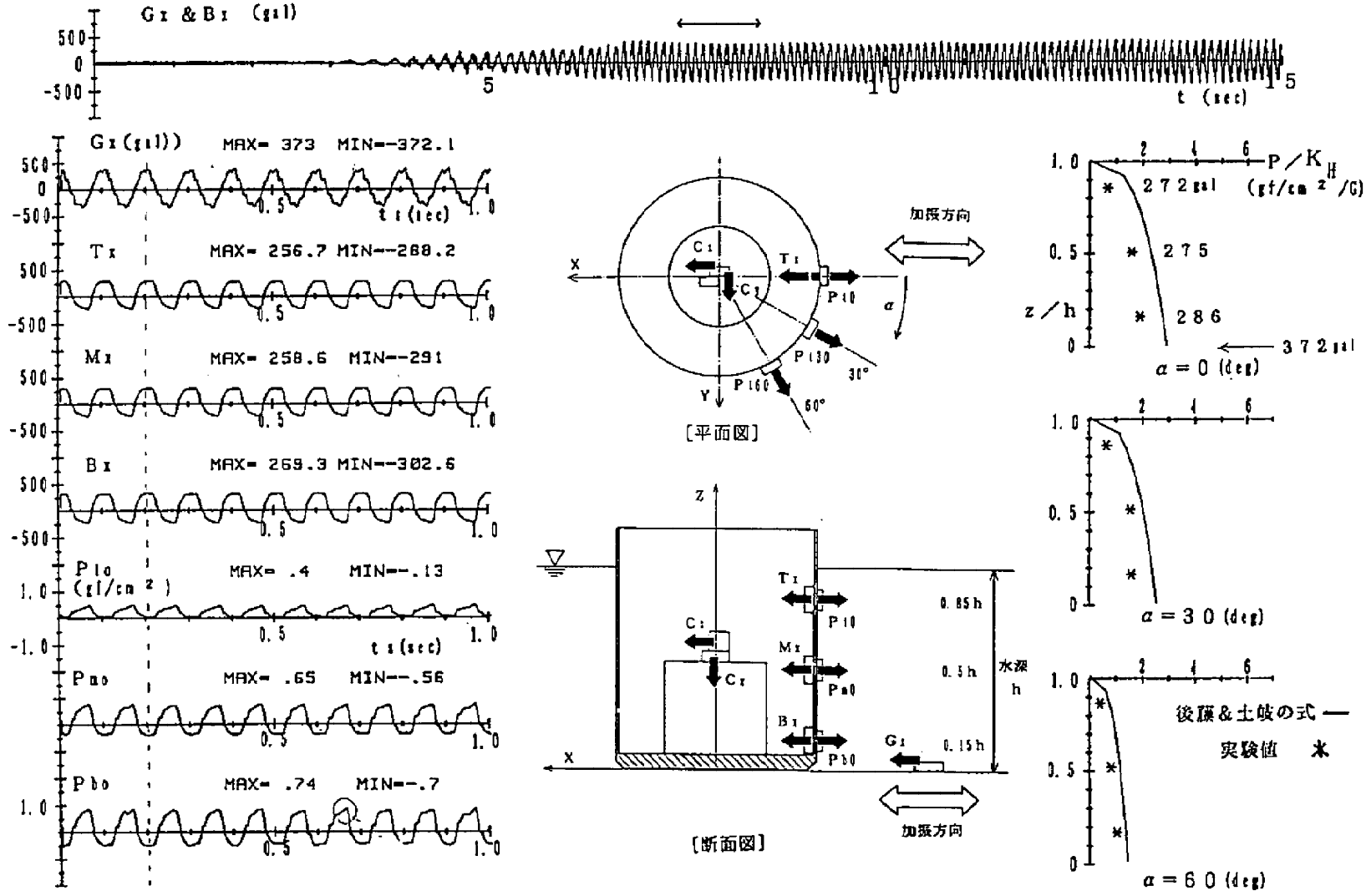


図4.4.22 剛体地盤で一方向に顕著にドリフトする時の加速度および動水圧測定例 －G実験－
（f＝10Hz，Gx＝372gal，h＝6cm，hg＝3cm，W＝1500g）

[E:水ZK水A0588水]

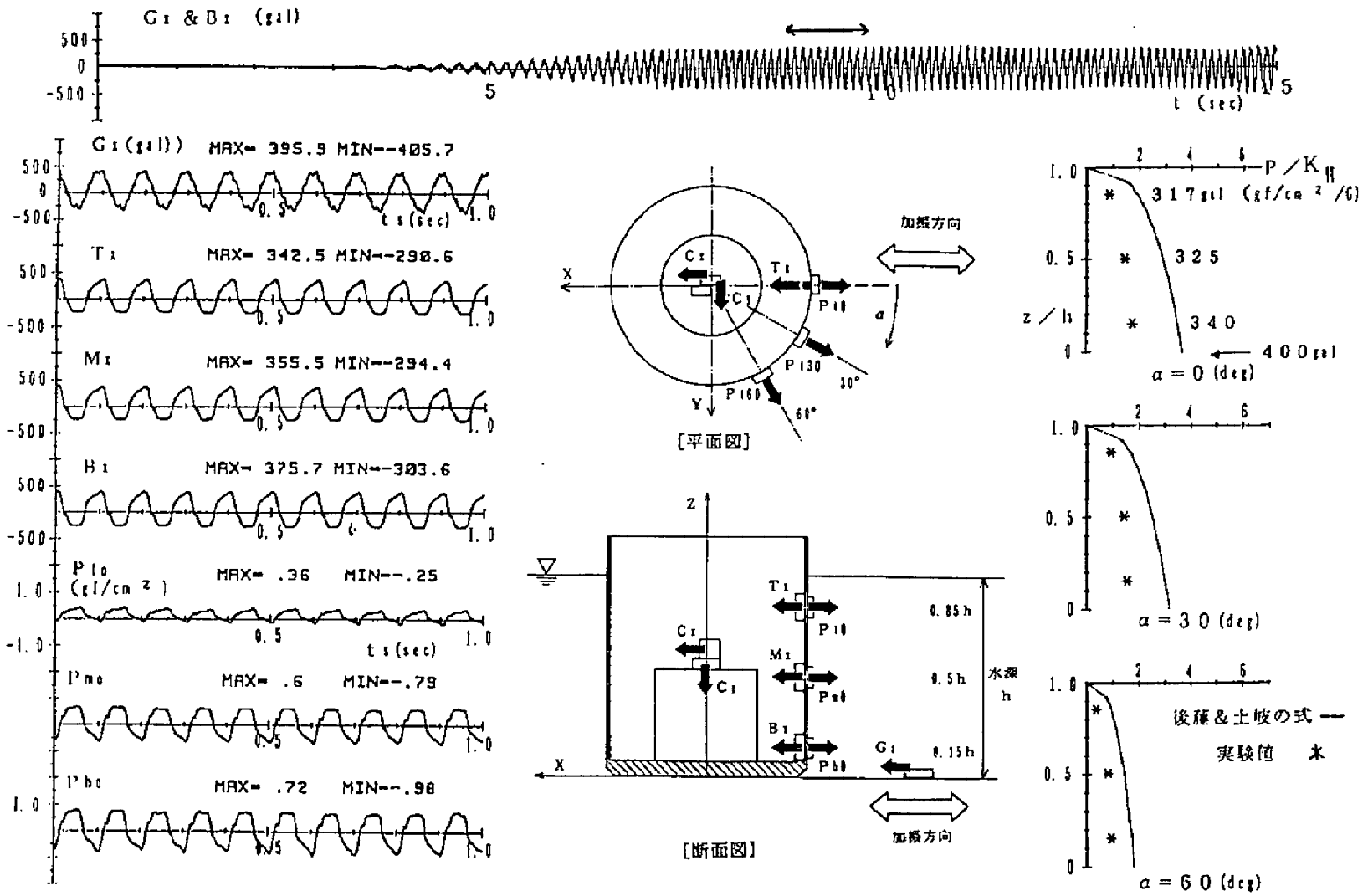


図 4.4.23 剛体地盤で一方向に顕著にドリフトする時の加速度および動水圧測定例 －G実験－
（f＝10Hz，Gx＝400gal，h＝6cm，hg＝3cm，W＝1500g）

[E:水工K\A0588\水]

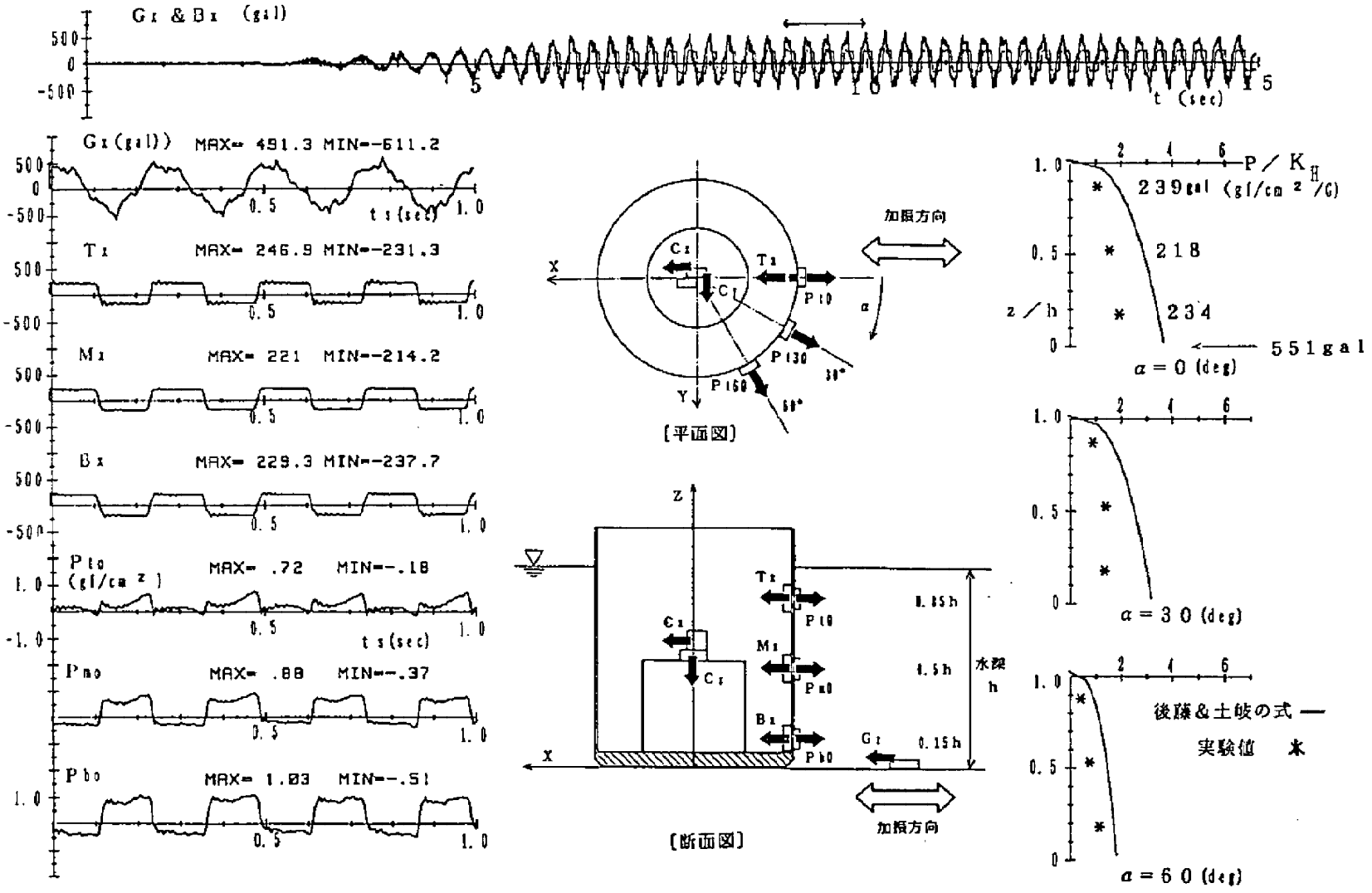
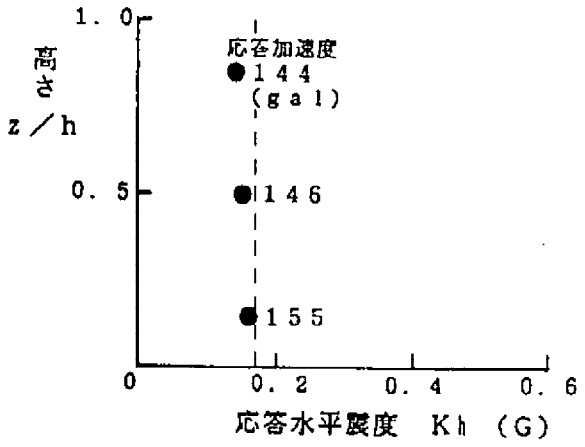
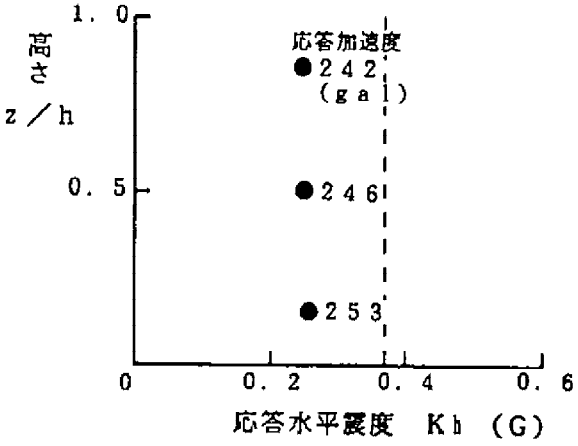
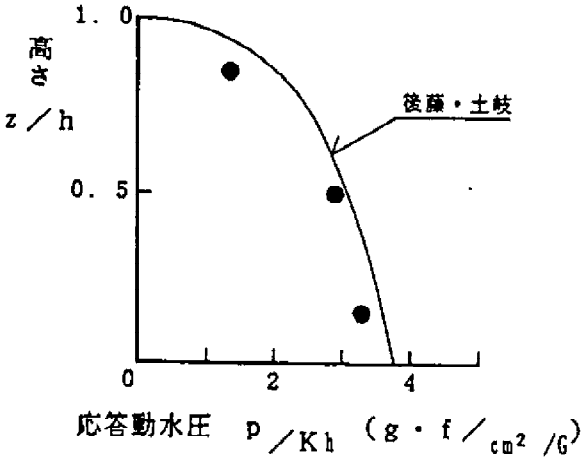
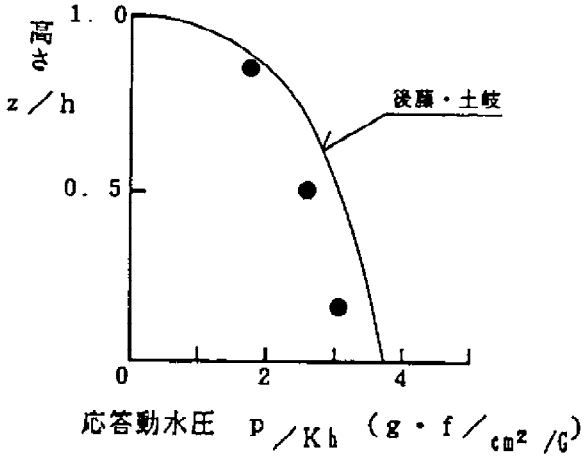


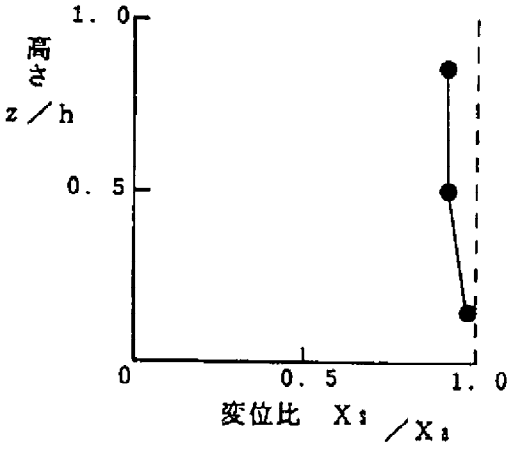
図4.4.24 弾性地盤上で滑動した場合の加速度および動水圧測定例 －H実験－
（f＝4Hz，Gx＝551gal，h＝10cm，hg＝3cm，W＝1500g）





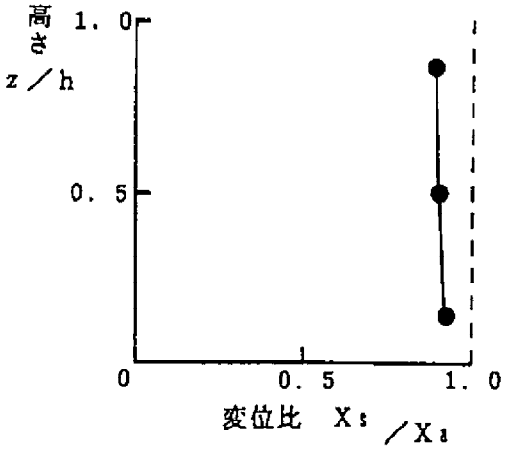






入力加速度 Gx ＝１６６ｇａｌ
(滑動無し)

a)

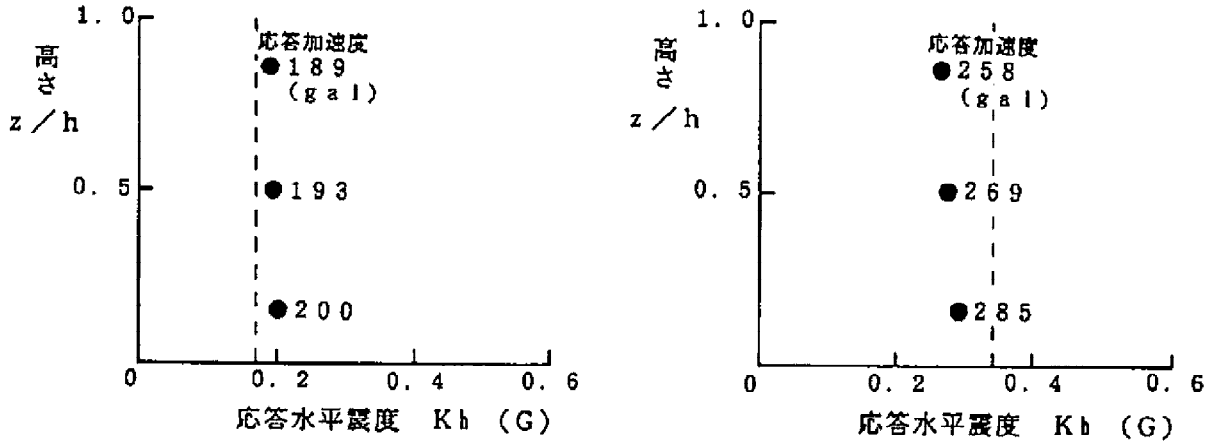


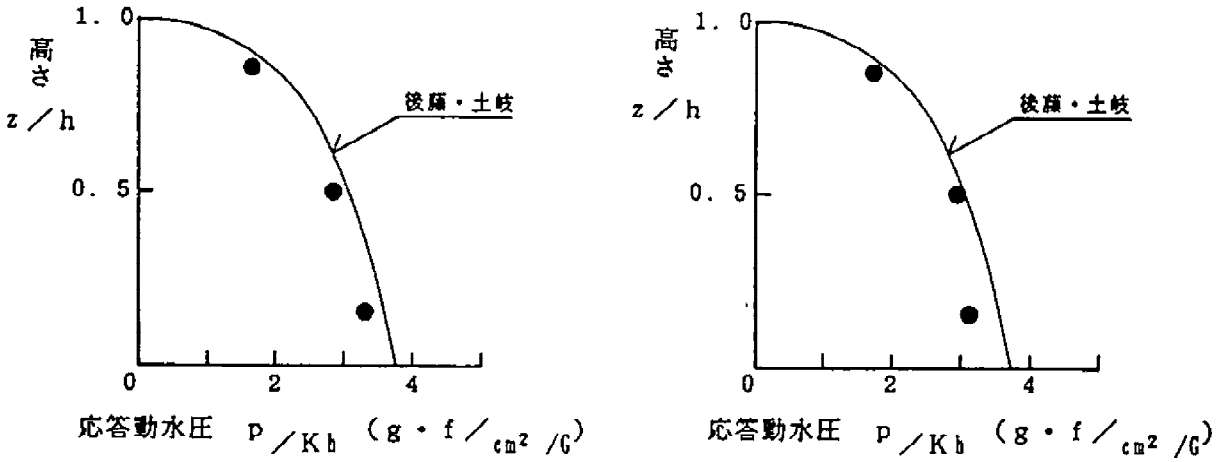
入力加速度 Gx ＝３５９ｇａｌ
(滑動有り)

b)

図4.4.25 G実験結果一例(その１) －周波数 f = 4 Hz －
(模型気中重量：１５００g・f，重心高：hg＝3㎝，水深h＝１０㎝)

[E:¥ZK¥A0588¥]





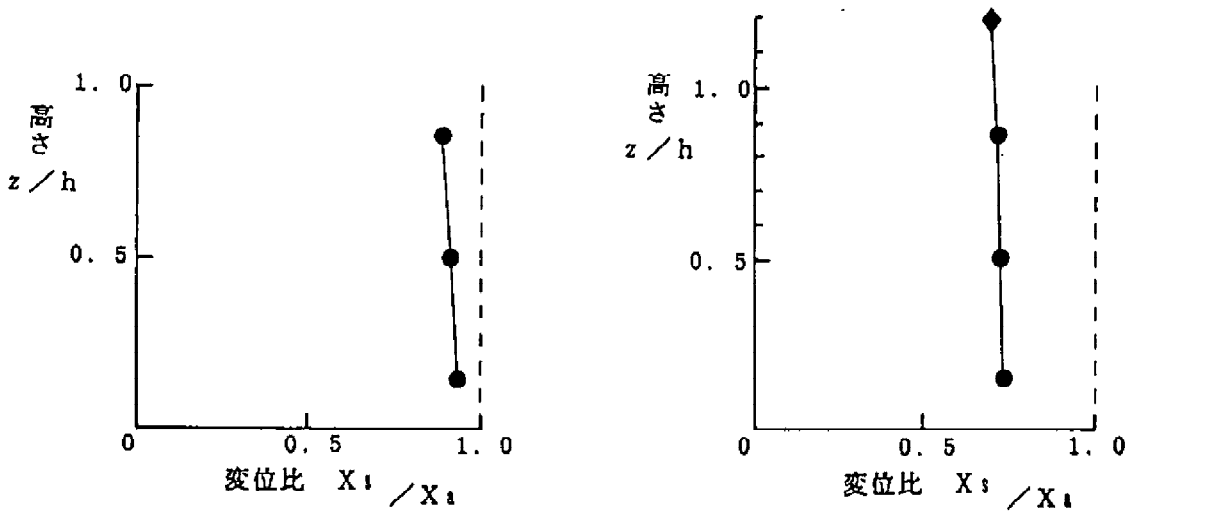
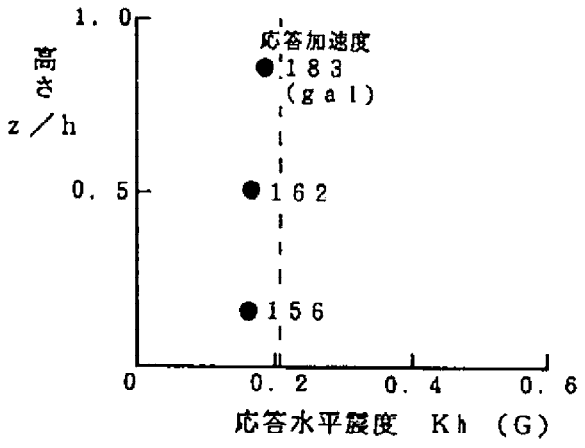
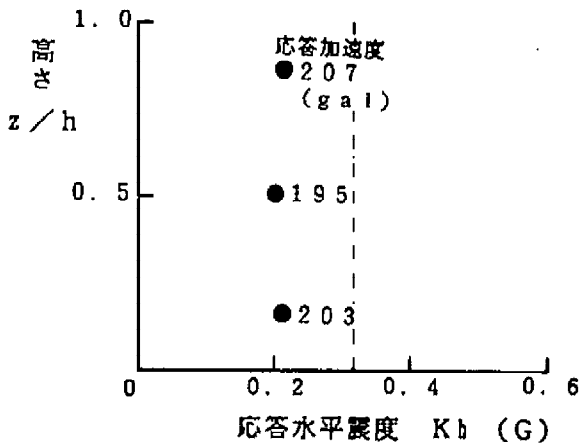
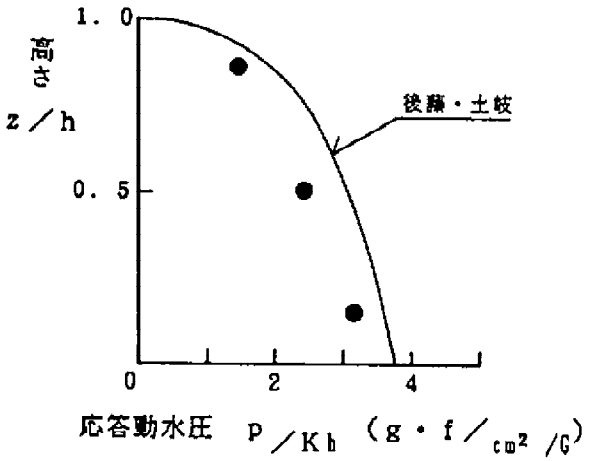


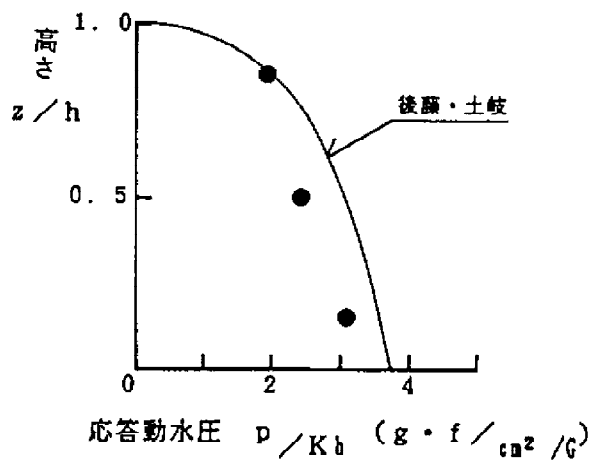
図4.4.26 G実験結果一例（その2） －周波数 f＝10Hz－
（模型気中重量：1500g・f，重心高：hg＝3cm，水深h＝10cm）

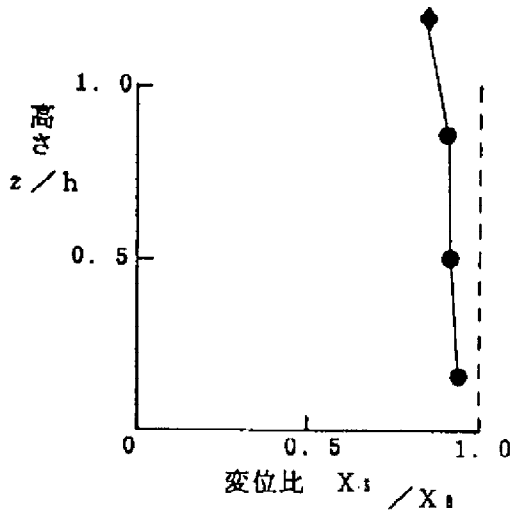
[E:¥ZK¥A0588¥]











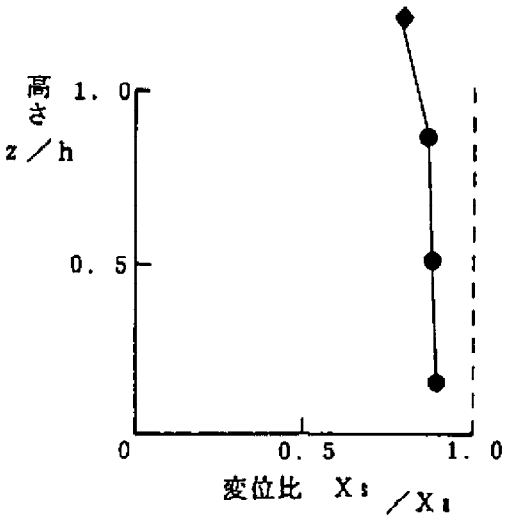
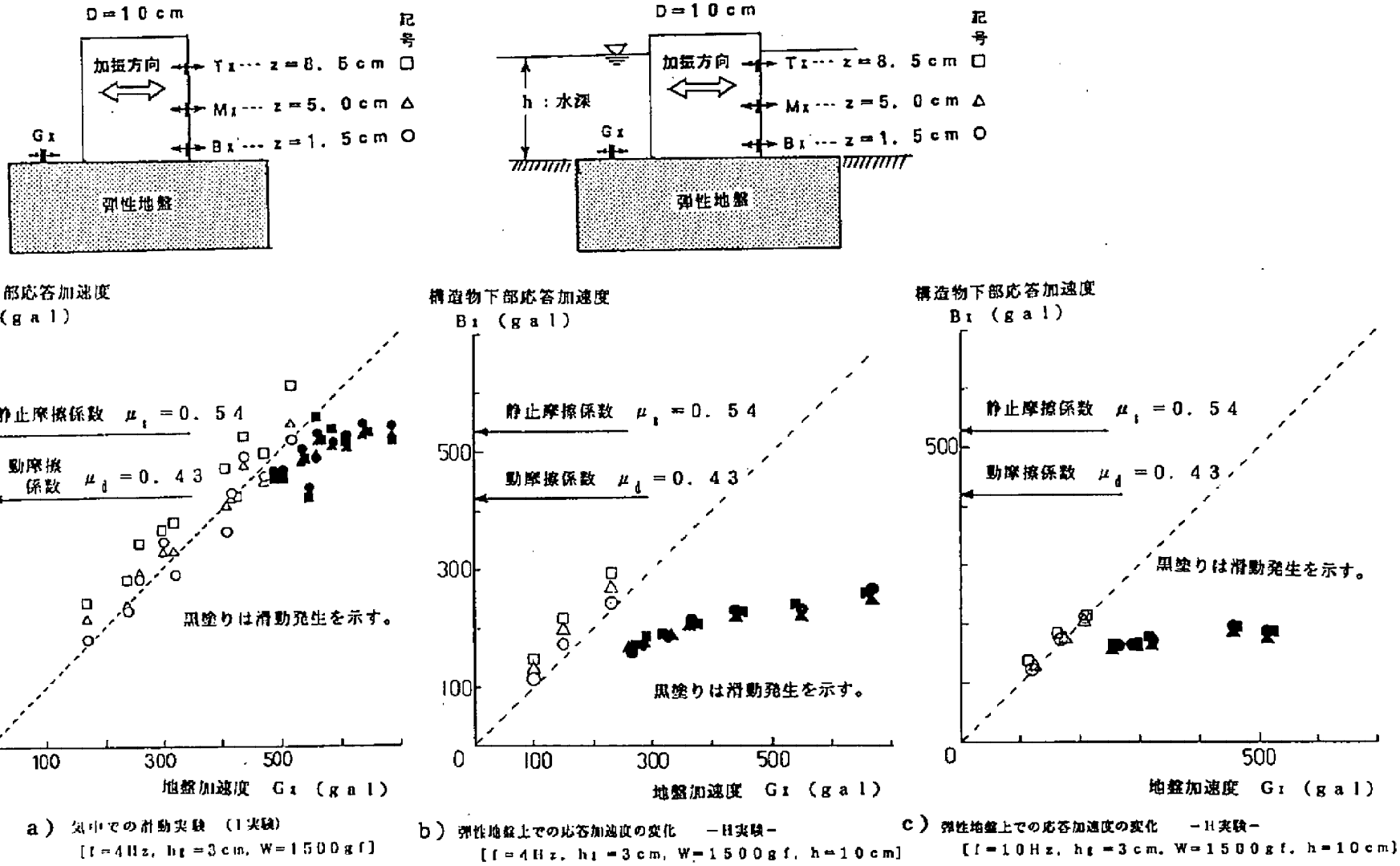


図 4.4.27　H実験結果一例（その１）　－周波数 f＝4 Hz －
（模型気中重量：1500g・f，重心高：hg＝5 cm，水深 h＝10 cm）

[E:¥ZK¥A0588¥]

[E:¥ZK¥A0588¥]



a） 気中での滑動実験 （1実験）
[f＝4Hz，hg＝3cm，W＝1500gf]

b） 弾性地盤上での応答加速度の変化 －H実験－
[f＝4Hz，hg＝3cm，W＝1500gf，h＝10cm]

c） 弾性地盤上での応答加速度の変化 －H実験－
[f＝10Hz，hg＝3cm，W＝1500gf，h＝10cm]

図4.4.28 気中と水中とでの応答加速度の変化

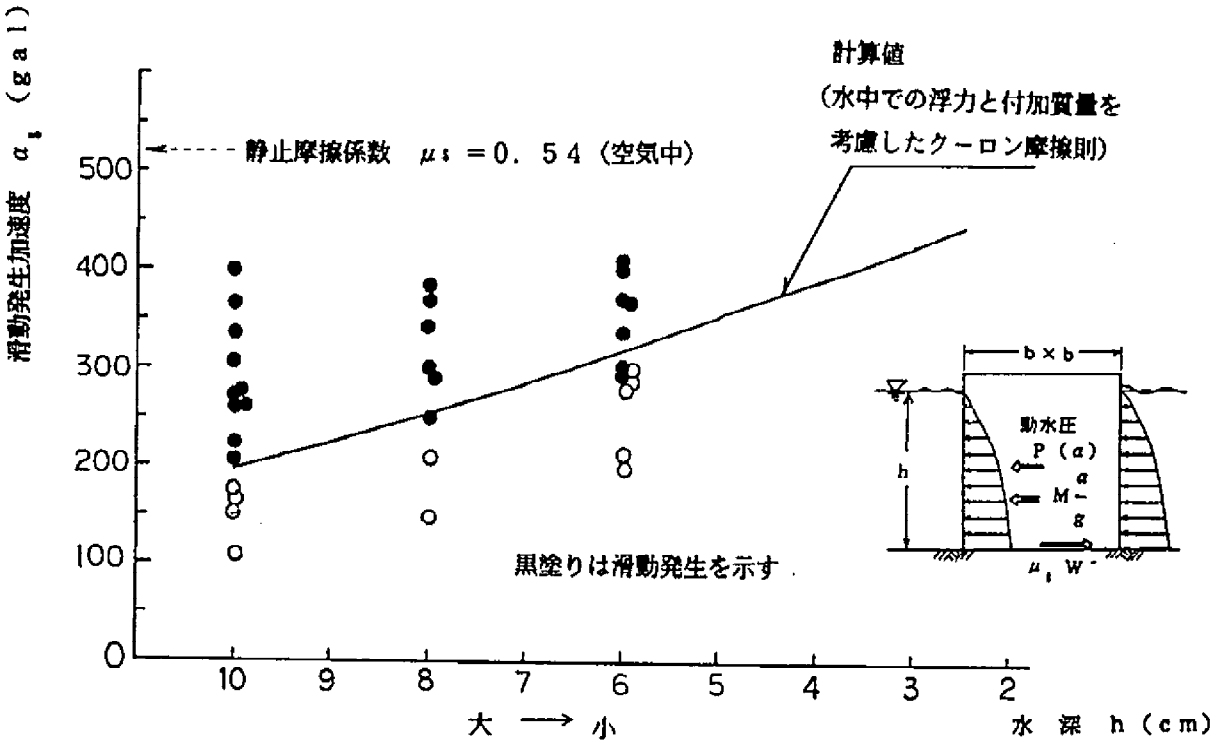


図 4.4.29　水深の減少に伴なう滑動発生加速度の変化（GおよびH実験）

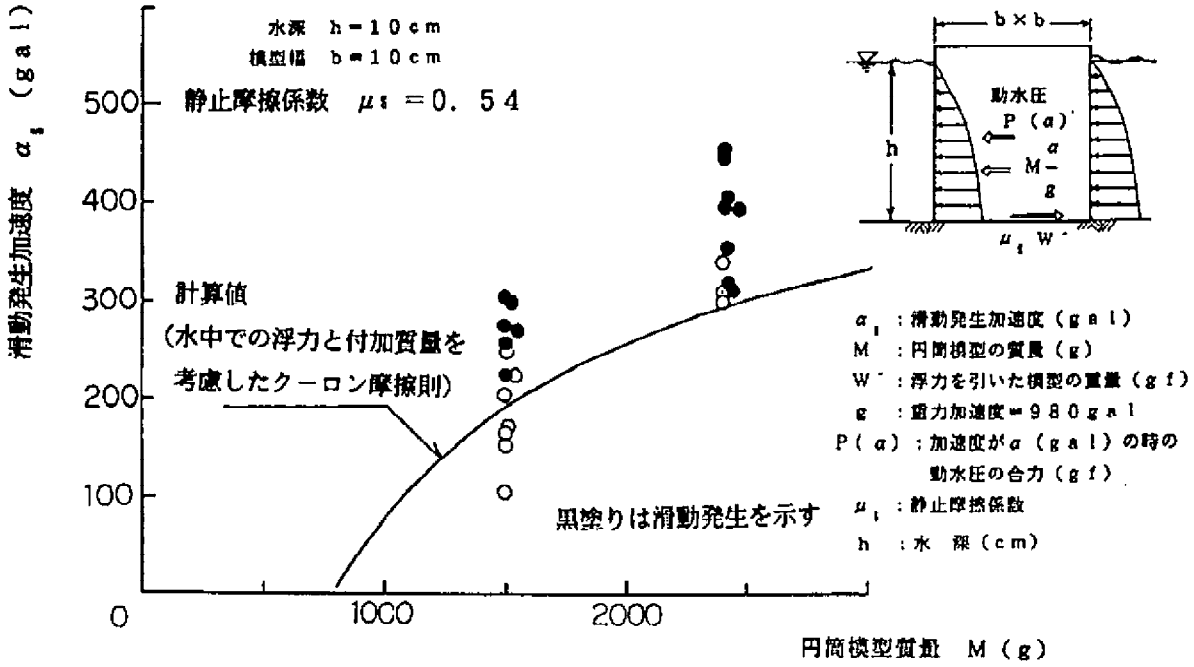


図 4.4.30　円筒模型質量による滑動発生加速度の変化（H実験）

[E:¥ZK¥A0588¥]

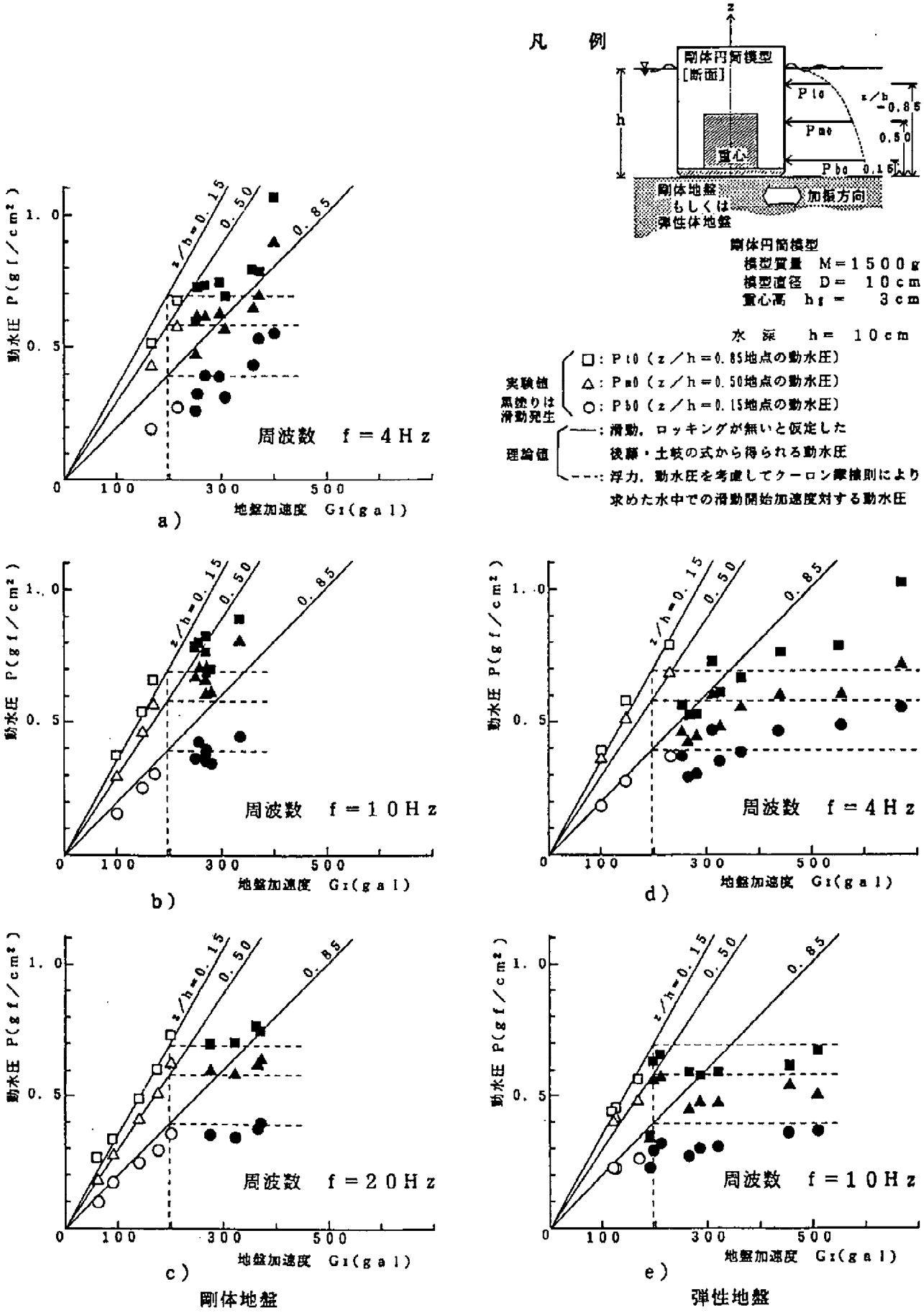


図4.4.31　地盤加速度の変化に対する動水圧の変化

[E:¥ZK¥A0588¥]

[E:¥ZK¥A0588¥]

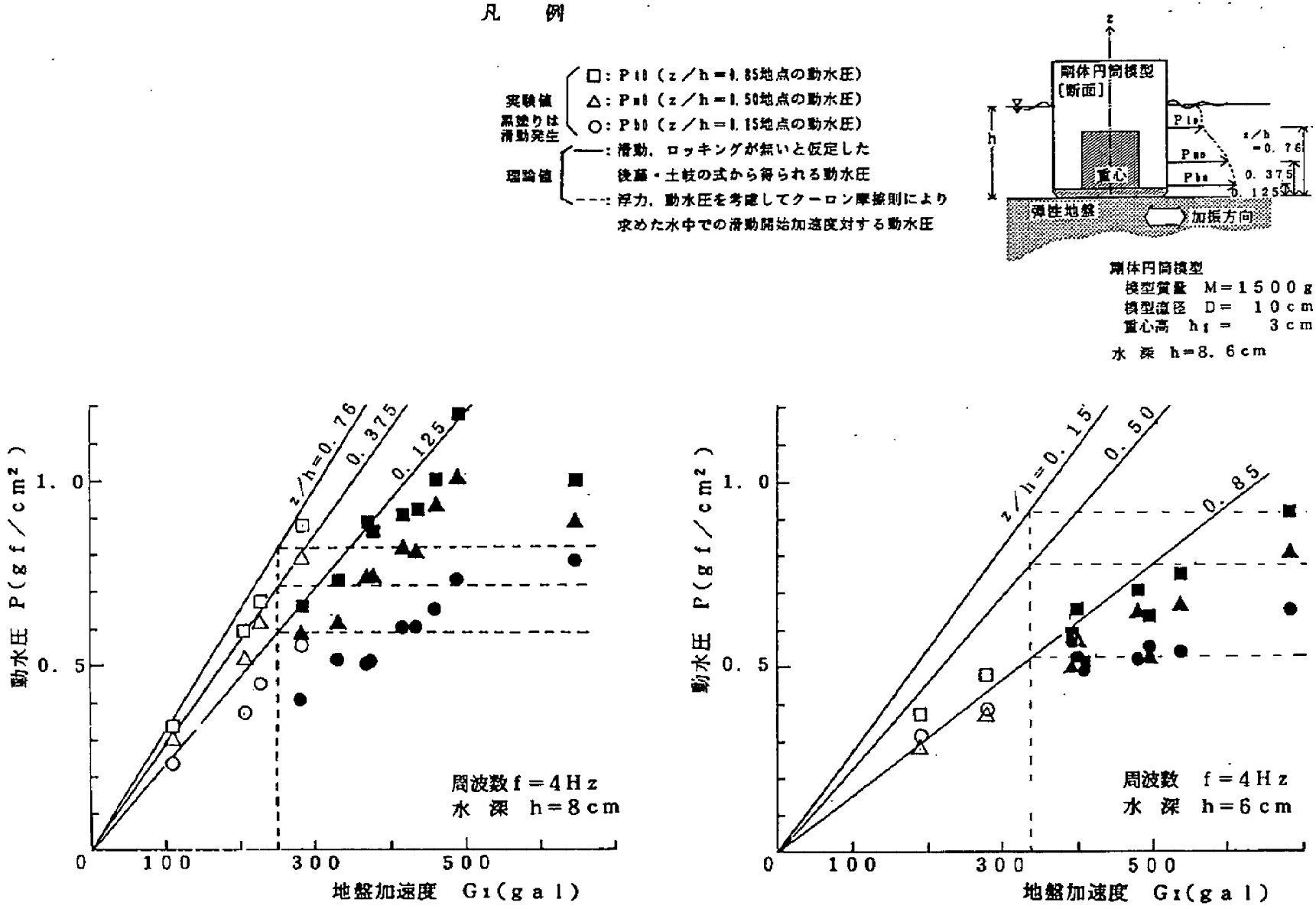


図4.4.32　地盤加速度の変化に対する動水圧の変化

[E:\ZK\A0588\]

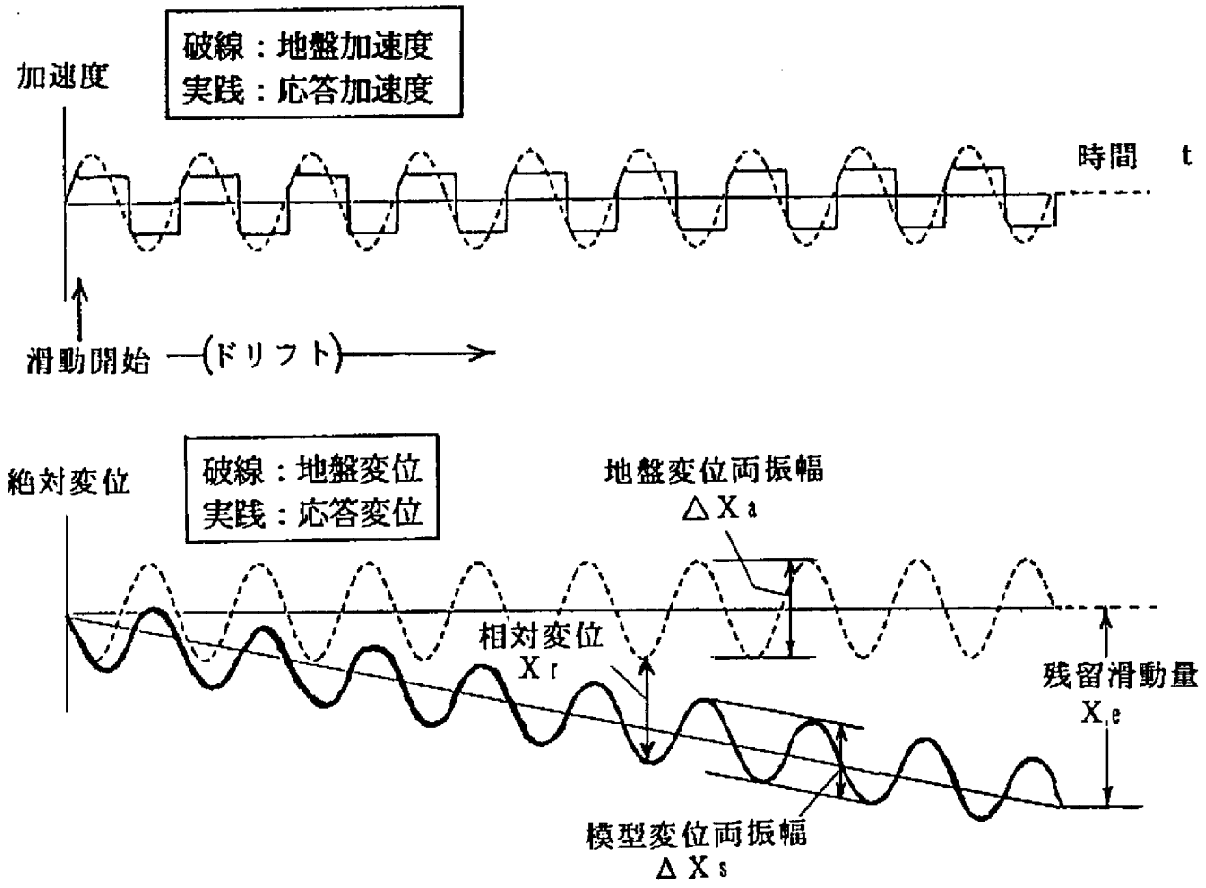


図4.4.33 滑動諸量の定義

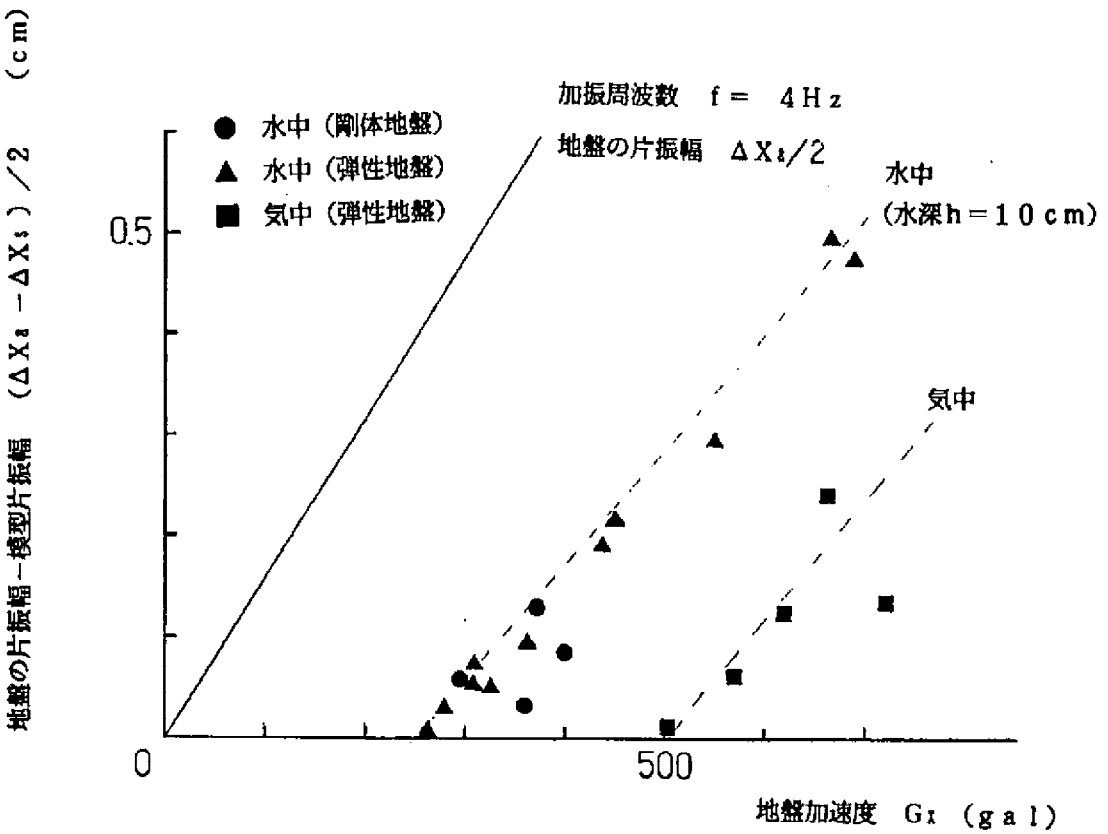


図 4.4.34 水中と気中での滑動量（F＝4Hz）

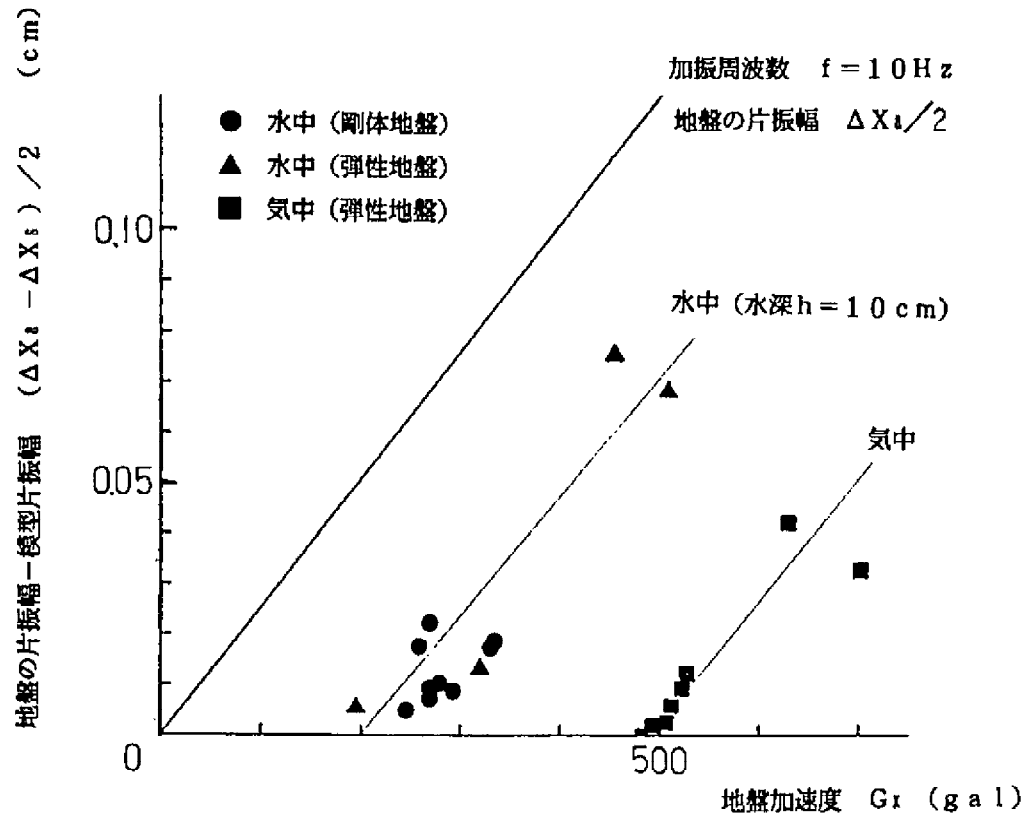


図 4.4.35 水中と気中での滑動量（F＝10Hz）

[E:¥ZK¥A0588¥]

[E:¥ZK¥A0588¥]

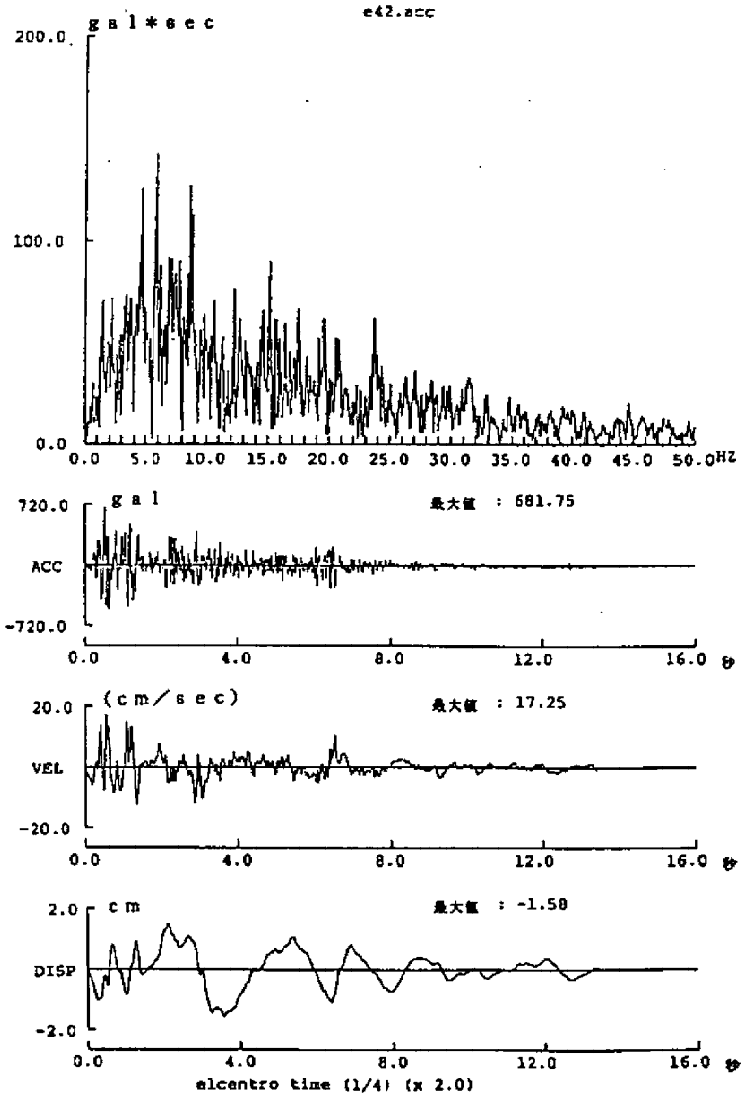


図 4.4.36 a)　El・Centro 波を加工した地震波形
（時間縮尺 1／4，加速度振幅 2 倍）

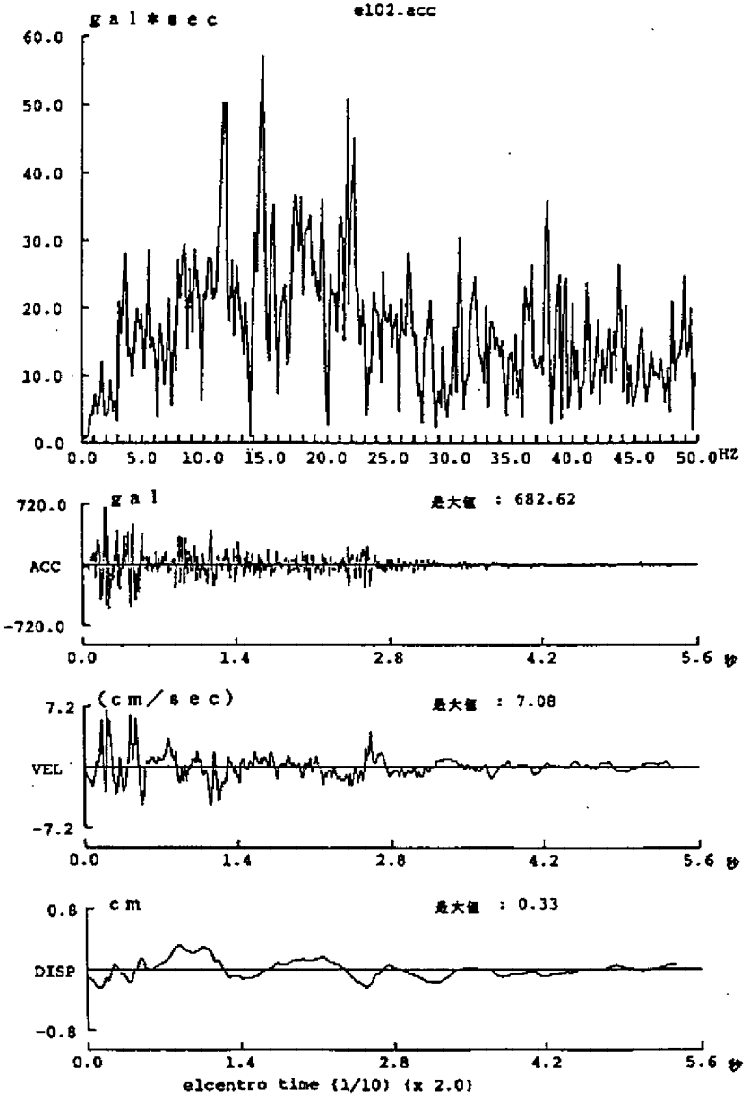


図 4.4.36 b)　El・Centro 波を加工した地震波形
（時間縮尺 1／10　加速度振幅 2 倍）

[E:¥ZIK¥A0588¥]

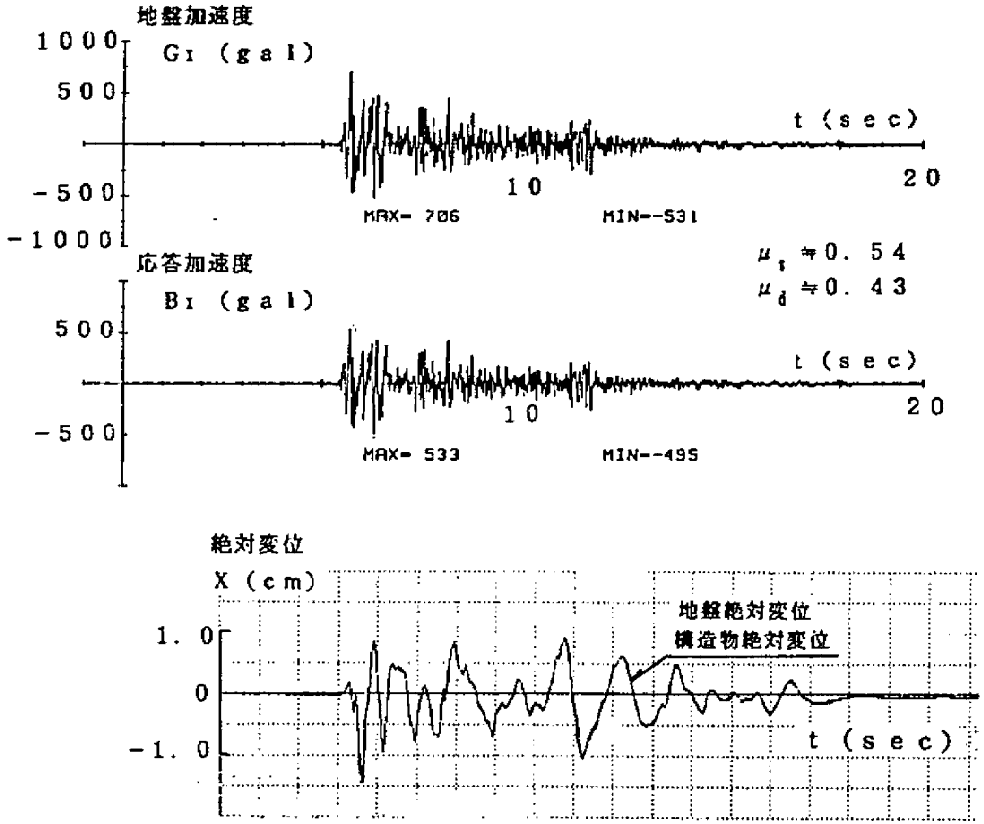


図4.4.37 a) 不規則波による滑動結果(耐水サンドペーパー)

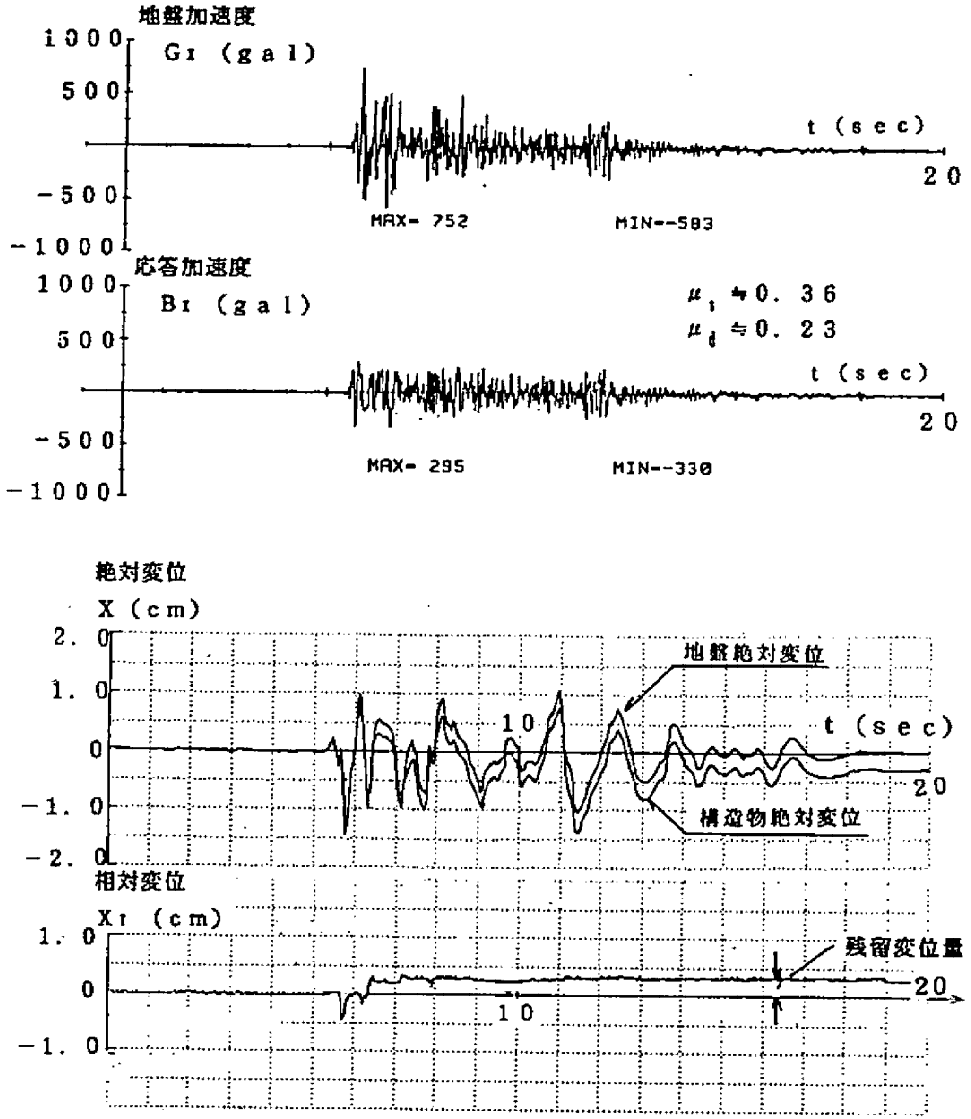


図4.4.37 b) 不規則波による滑動結果(アルミ紙)

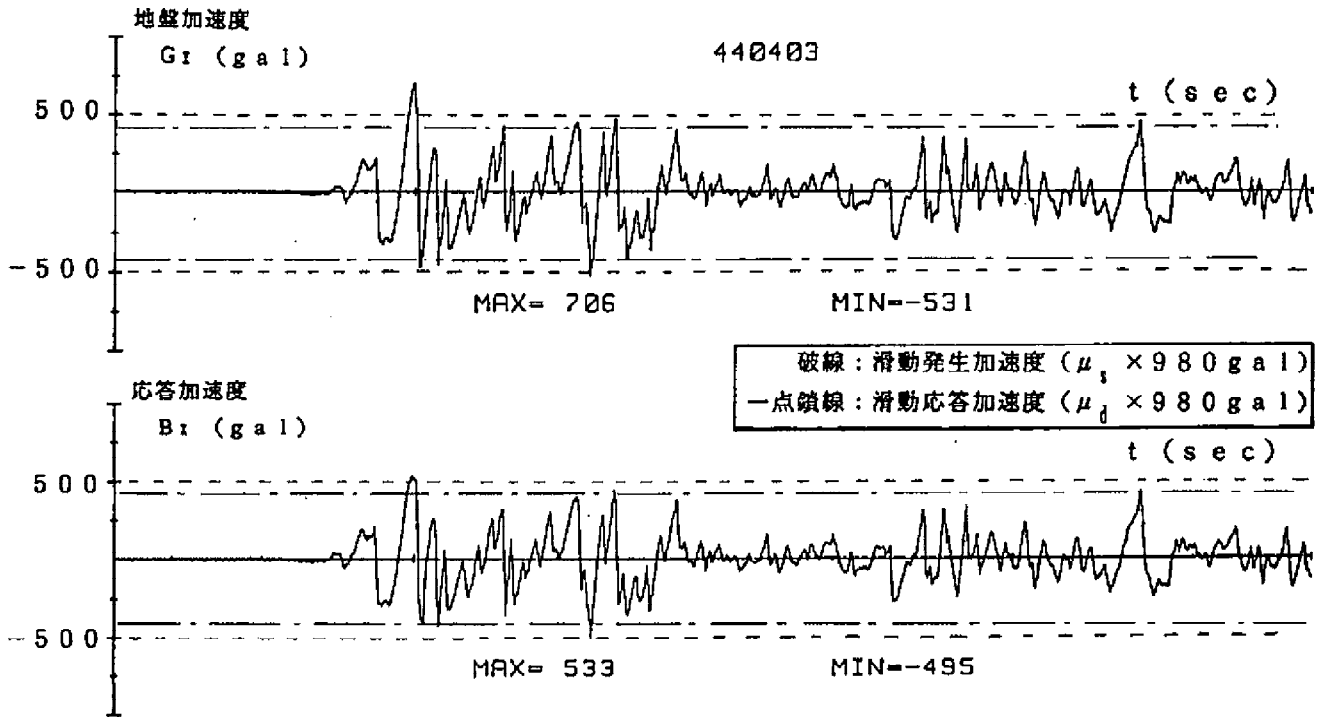


図 4.4.38 a) 滑動時の加速度波形（耐水サンドペーパー）

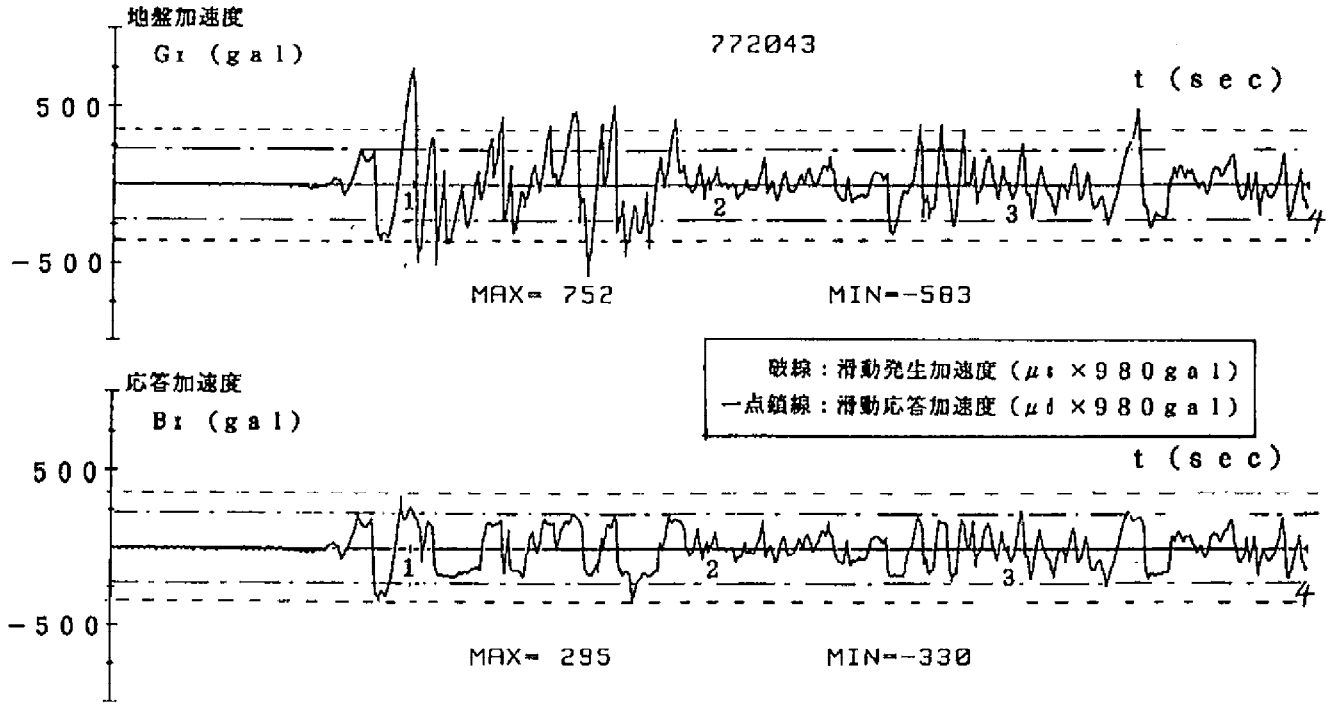


図 4.4.38 b) 滑動時の加速度波形（アルミ紙）

[E:¥ZK¥A0588¥]

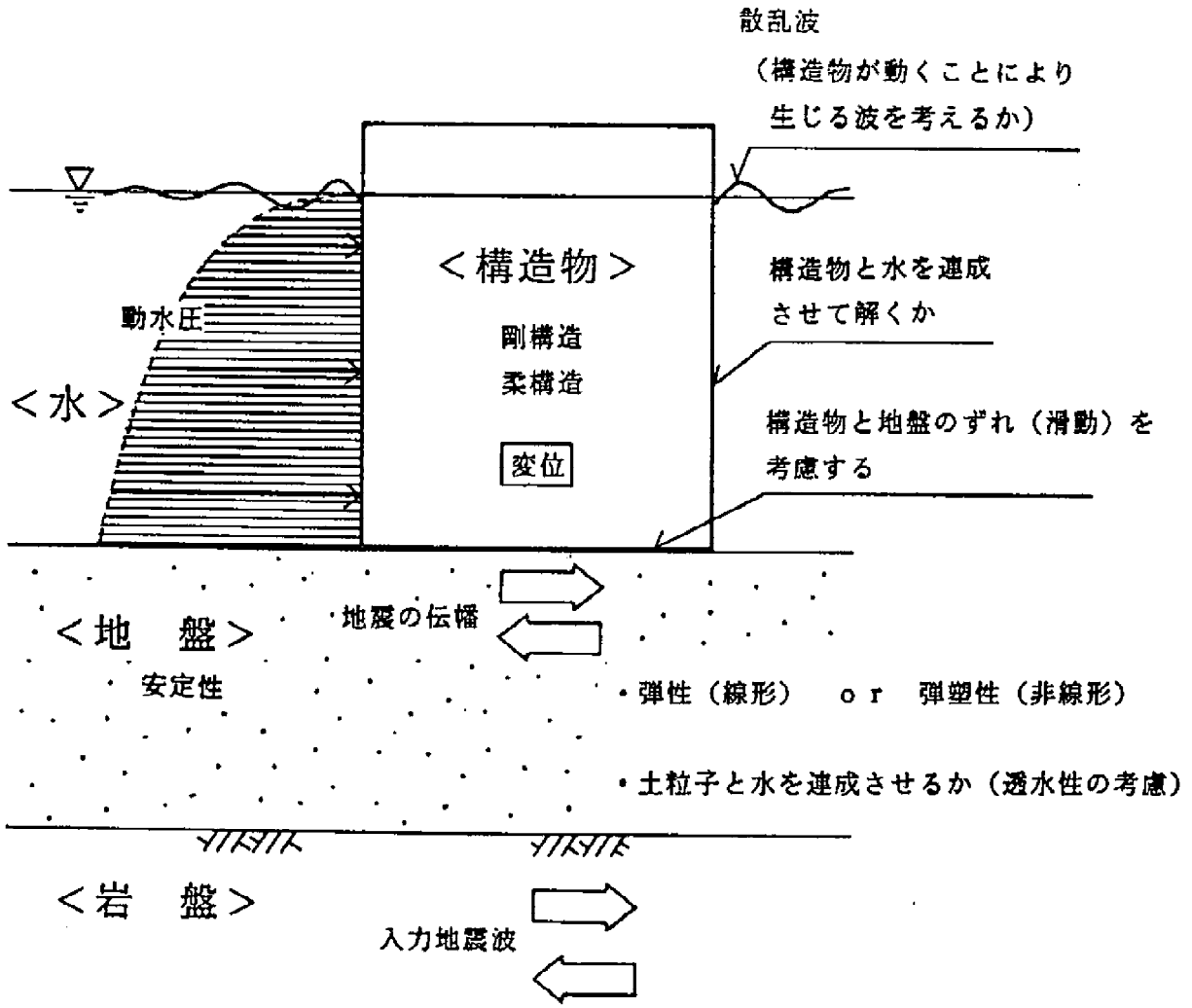


図 4.5.1　海洋構造物ならびに海底地盤の耐震性に関する
検討項目および解析条件の分類

[E:¥ZK¥A0588¥]

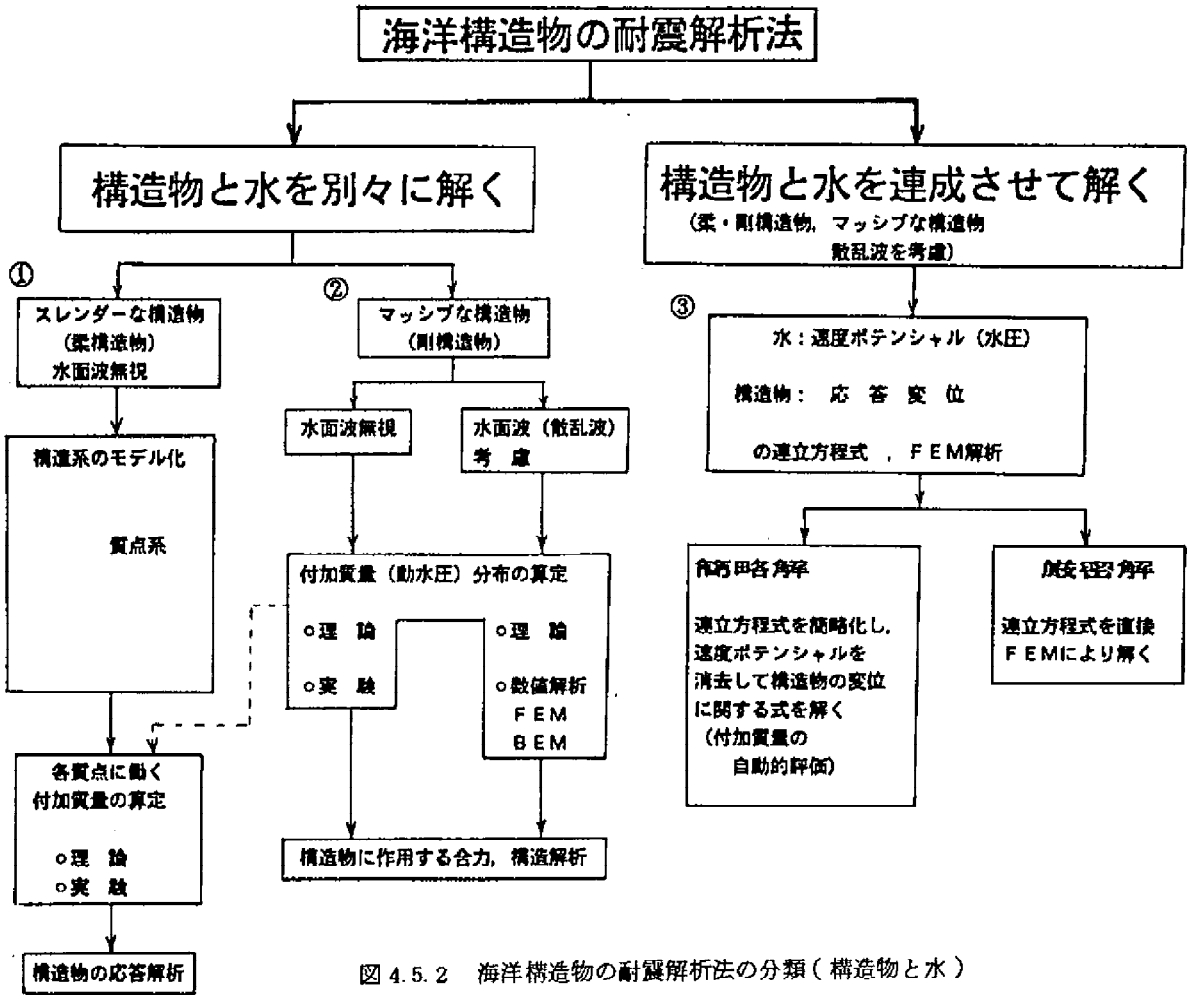
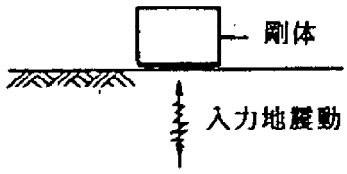


図 4.5.2　海洋構造物の耐震解析法の分類（構造物と水）



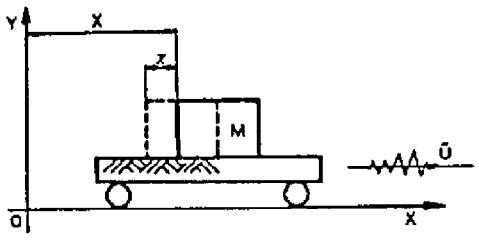


図 4.5.3　剛体モデルによる滑動解析

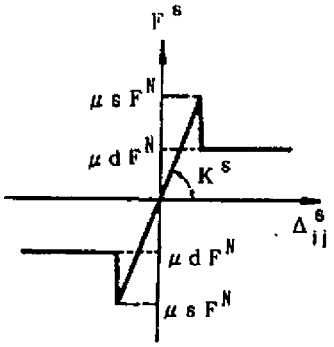


図 4.5.4　接触面方向のバネ特性

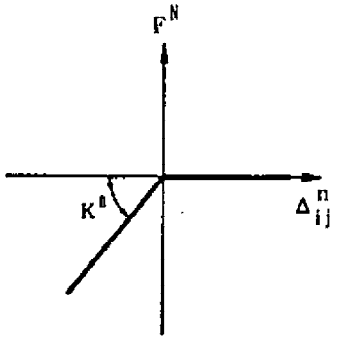


図 4.5.5　接触面垂直方向のバネ特性

[E:¥ZK¥A0588¥]

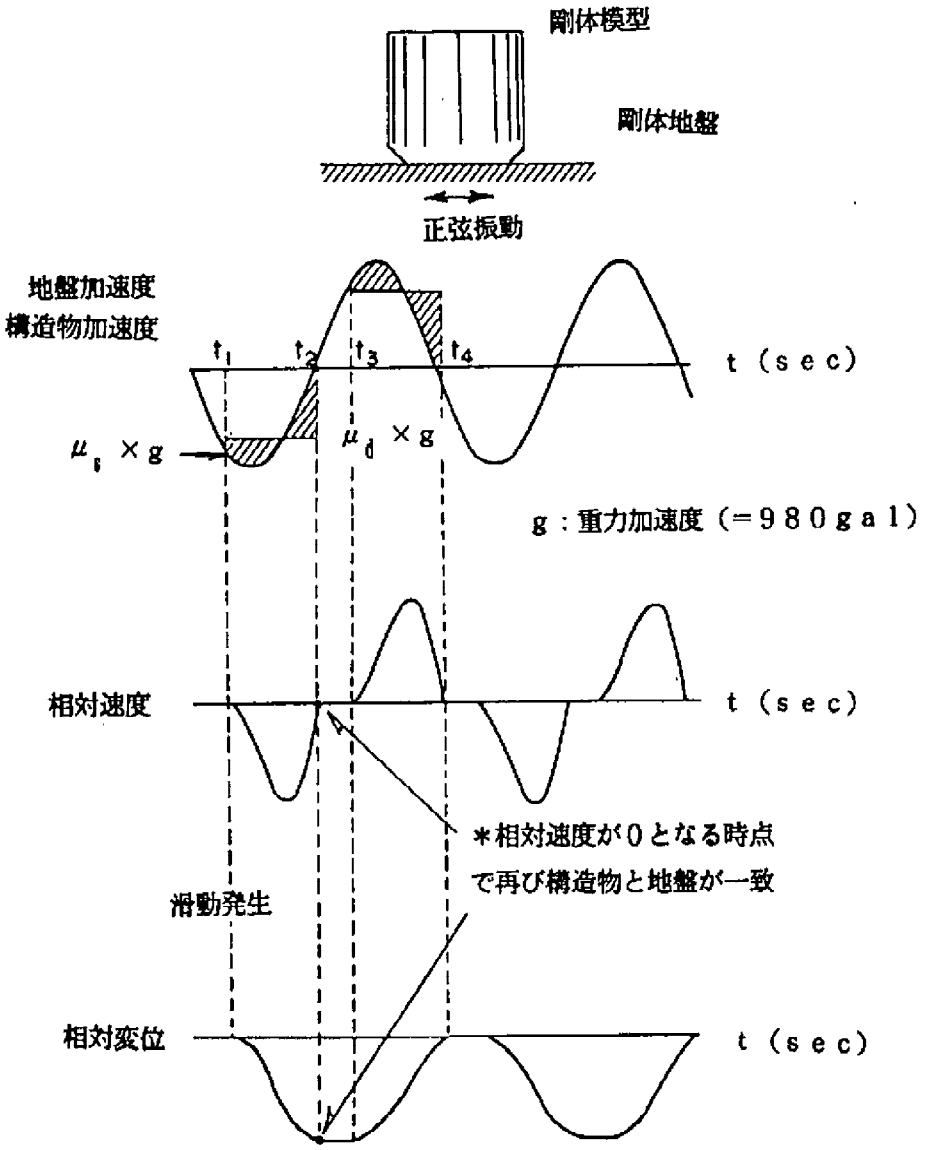


図4.5.6　滑動のメカニズム

[E:¥ZK¥A0588¥]

[E:¥ZK¥A0588¥]

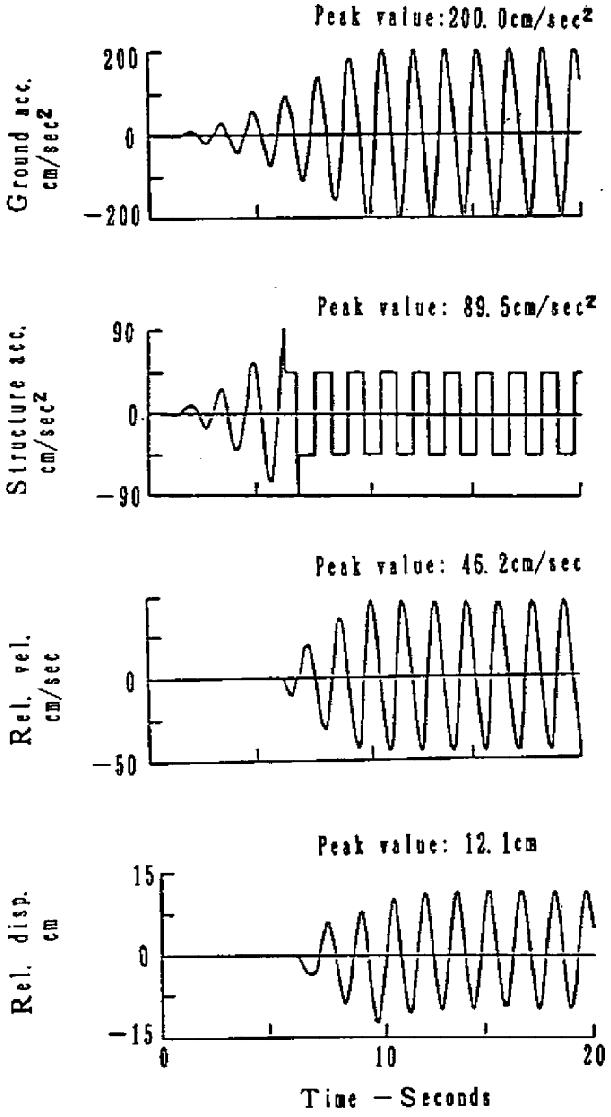


図 4.5.7 Response motion of rigid body due to sine Wave

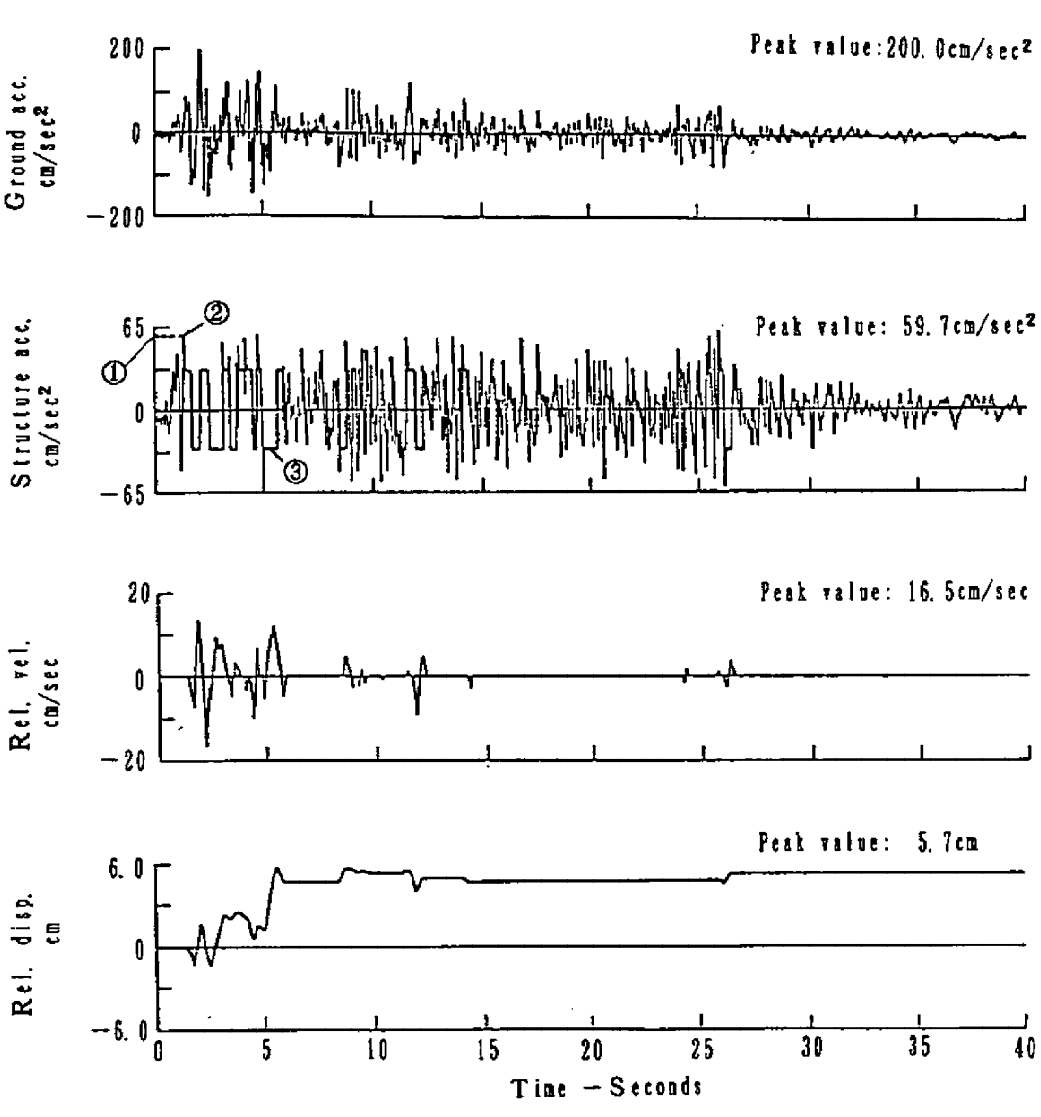


図 4.5.8 Response motion of rigid body due to EL Centro Wave

[E:¥ZIK¥A0588¥]

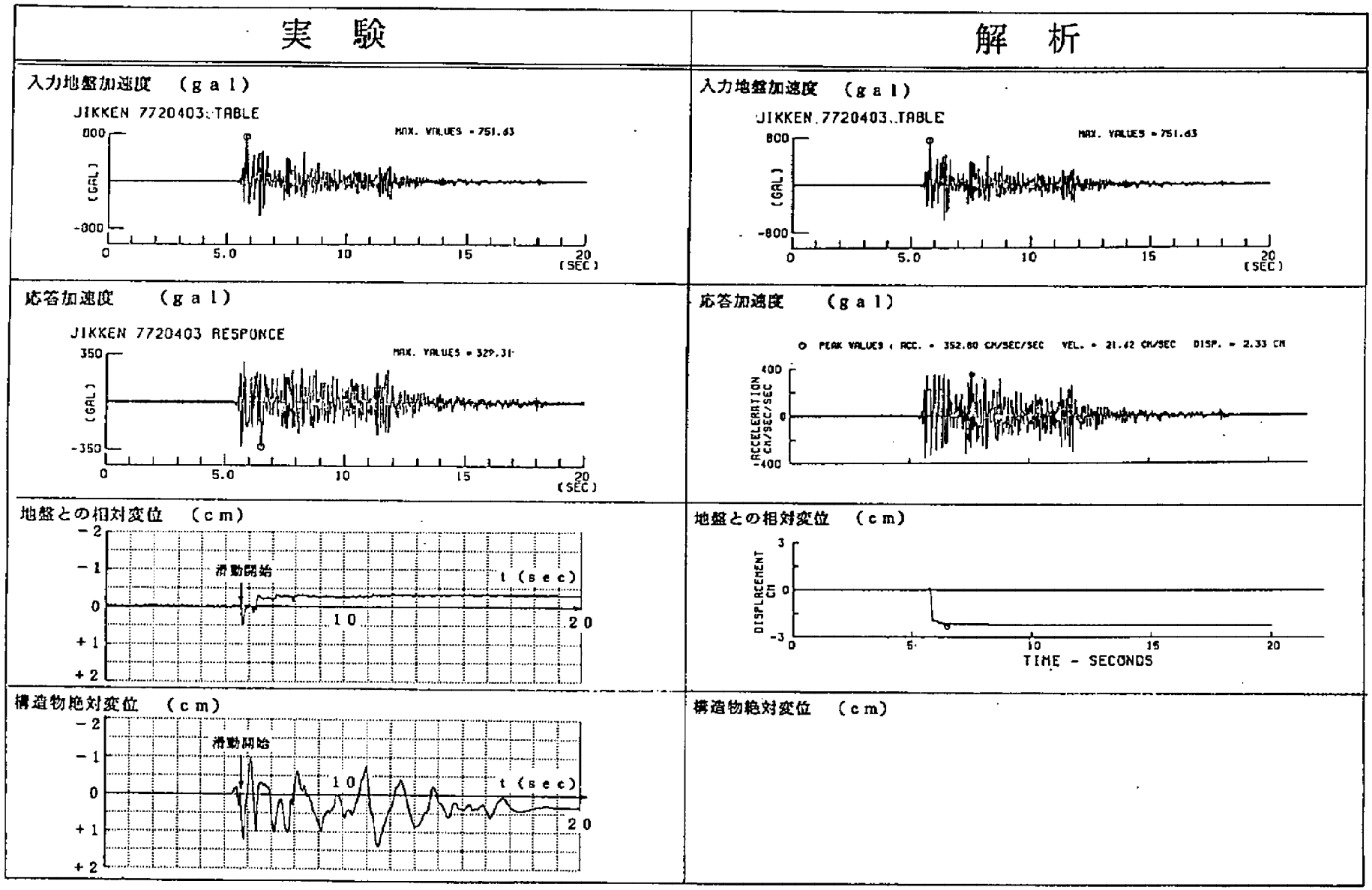


図 4.5.9　実験と解析結果の比較（不規則波　最大入力加速度　Gmax＝752gal 水無し
剛体地盤　静止摩擦係数　$\mu s = 0.36$，動摩擦係数　$\mu d = 0.23$）

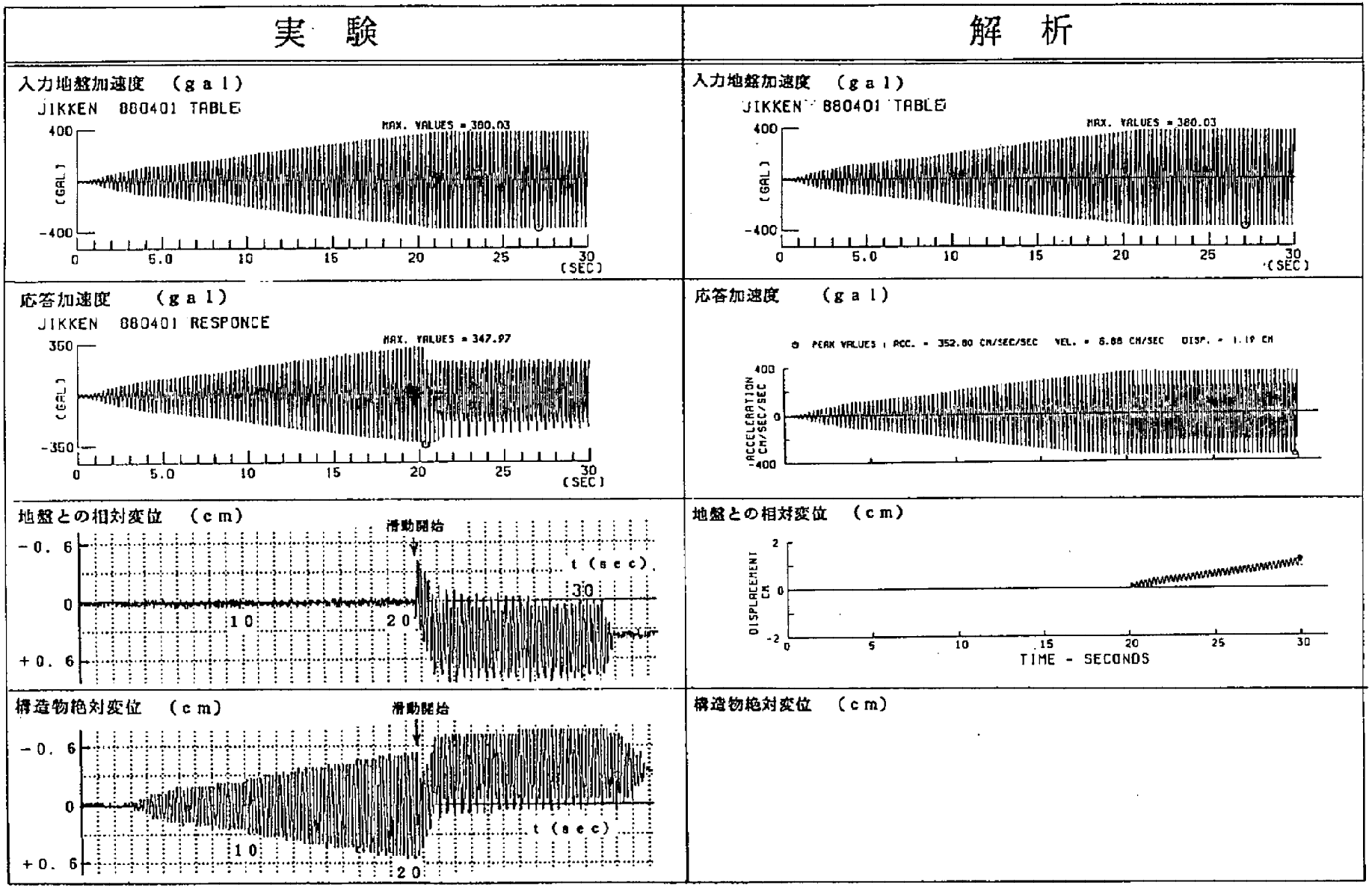


図 4.5.10　実験と解析結果の比較（規則波　入力加速度 Gx＝380gal 加振周波数　f＝4Hz 水無し
剛体地盤　静止摩擦係数 $\mu s=0.36$，動摩擦係数 $\mu d=0.23$）

[E:¥ZIK¥A0588¥]

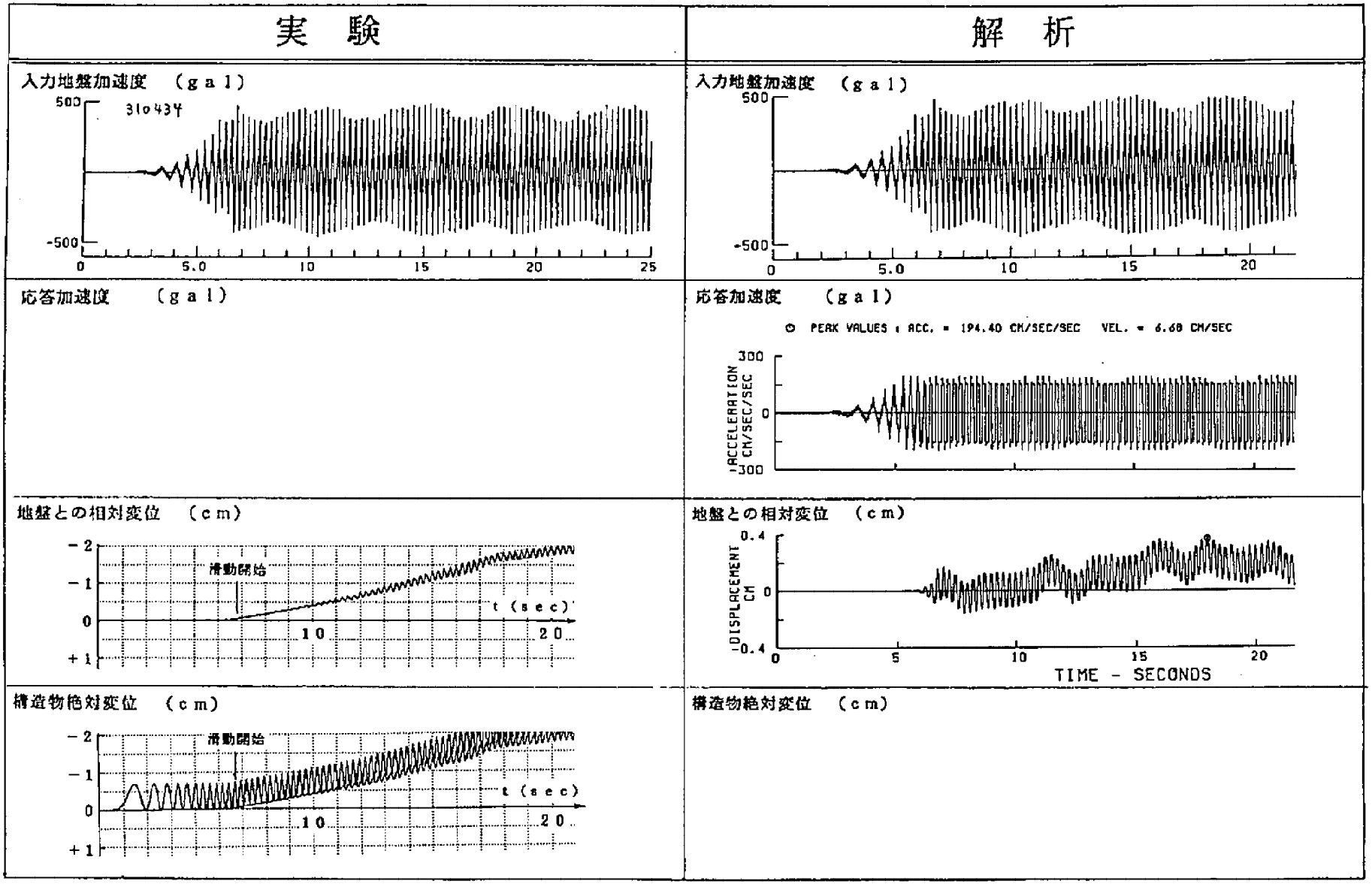


図 4.5.11　実験と解析結果の比較（規則波　入力加速度 Gx≒350gal 加振周波数 f＝4Hz 水深 h＝10cm
剛体地盤　静止摩擦係数 $\mu s = 0.54$，動摩擦係数 $\mu d = 0.43$）

[E:¥ZIK¥A0588¥]

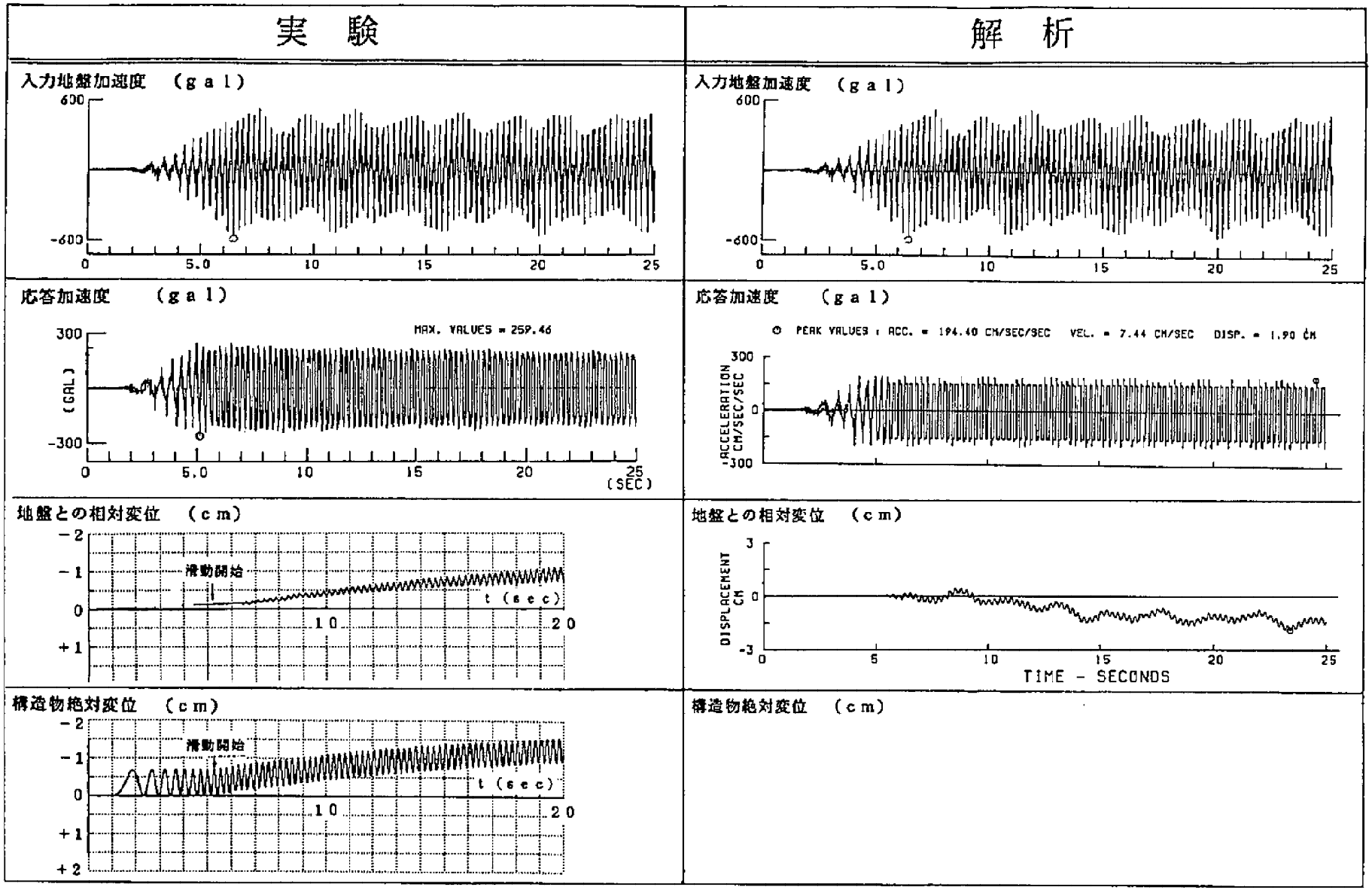


図 4.5.12　実験と解析結果の比較（規則波　入力加速度 Gx≒370gal 水深 h＝10cm
弾性地盤　静止摩擦係数 μs＝0.54，動摩擦係数 μd＝0.43）

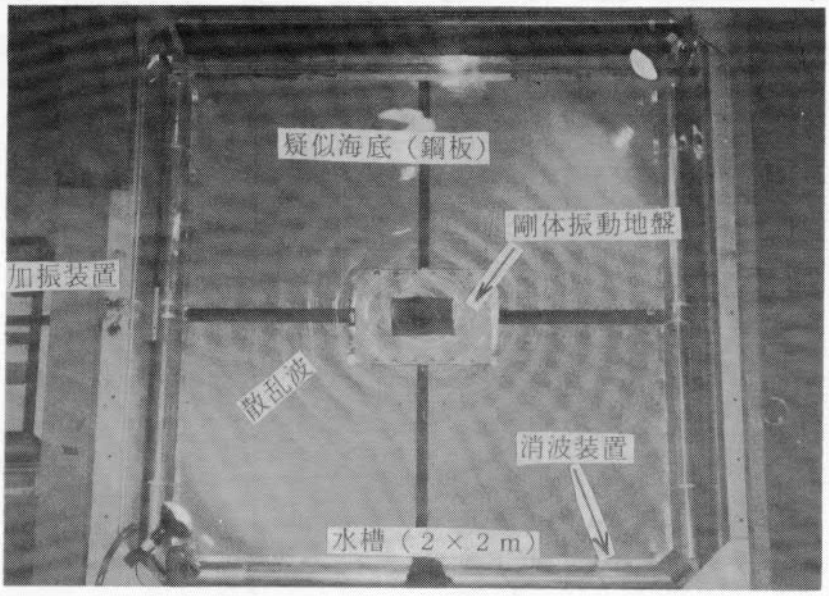


写真 4.4.1　小型水中振動装置および水槽

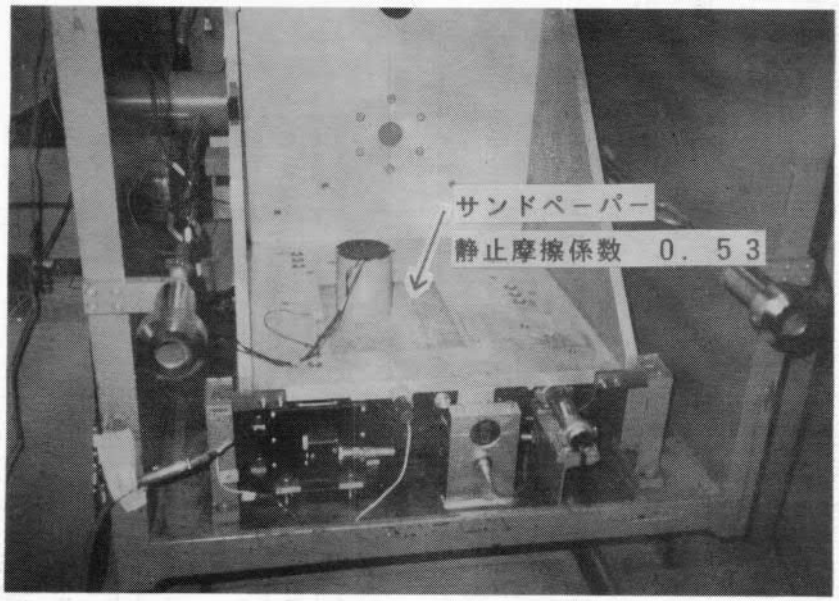


写真 4.4.2　校正用振動台

[E:¥ZK¥A0588¥]

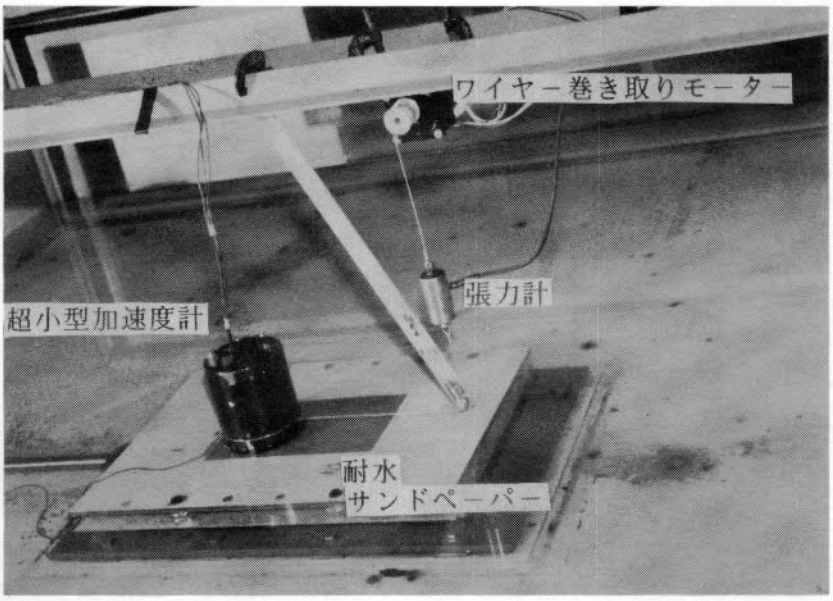


写真 4.4.3　水中での摩擦係数の測定状況

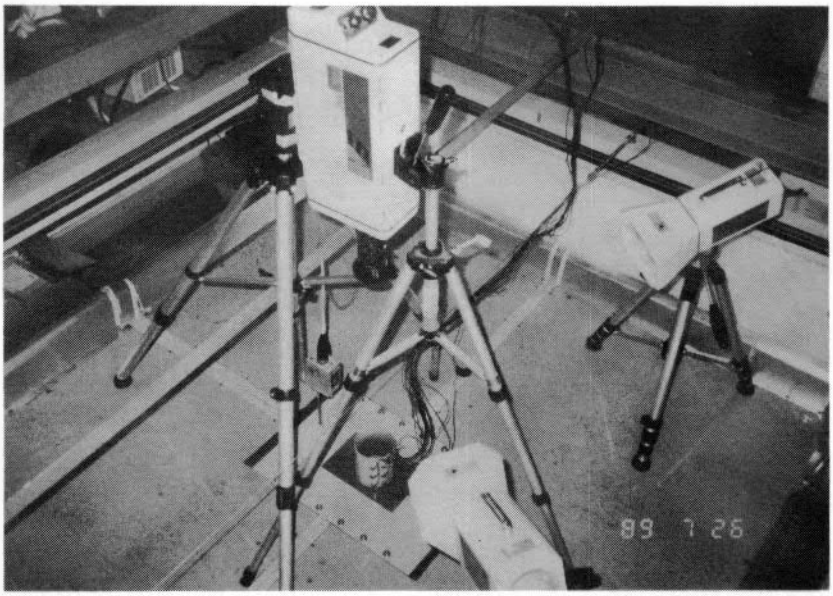


写真 4.4.4　高速度カメラによる変位測定状況

[E:¥ZK¥A0588¥]

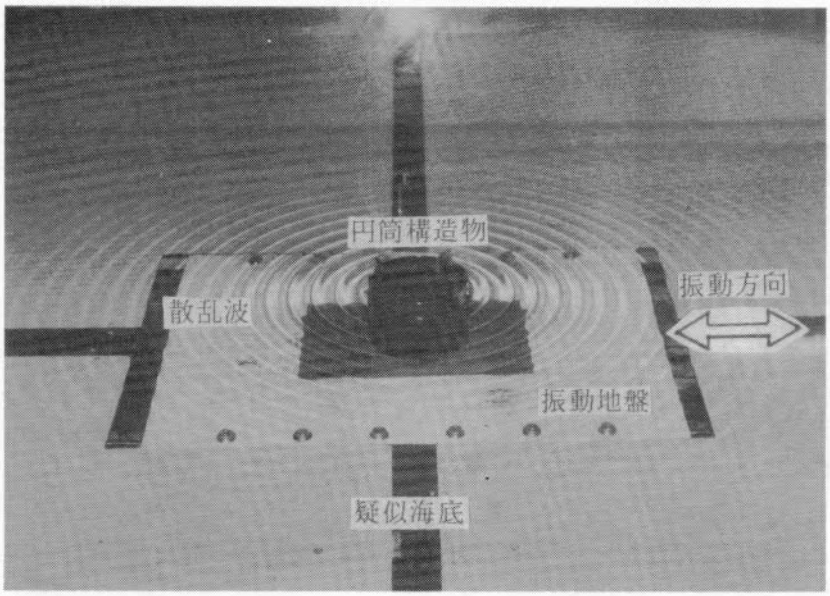


写真 4.4.5　散乱波の発生状況

[E:¥ZK¥A0588¥]

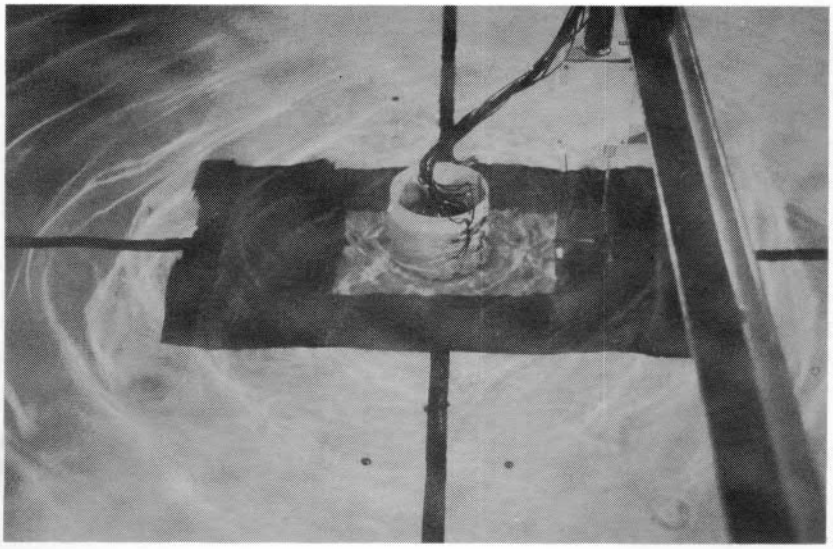


写真 4.4.6　散乱波の発生状況（F＝4Hz，Gx≒500gal，h＝10㎝，弾性地盤）

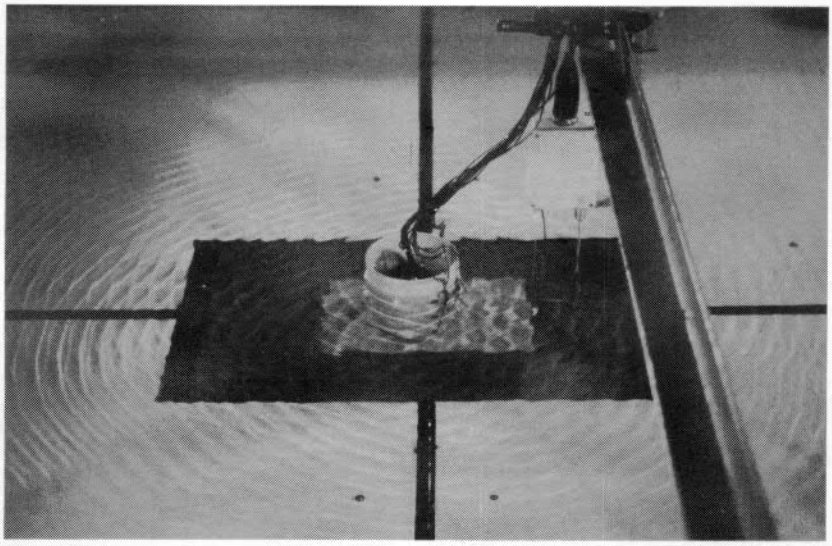


写真 4.4.7　散乱波の発生状況（F＝10Hz，Gx≒500gal，h＝10㎝，弾性地盤）

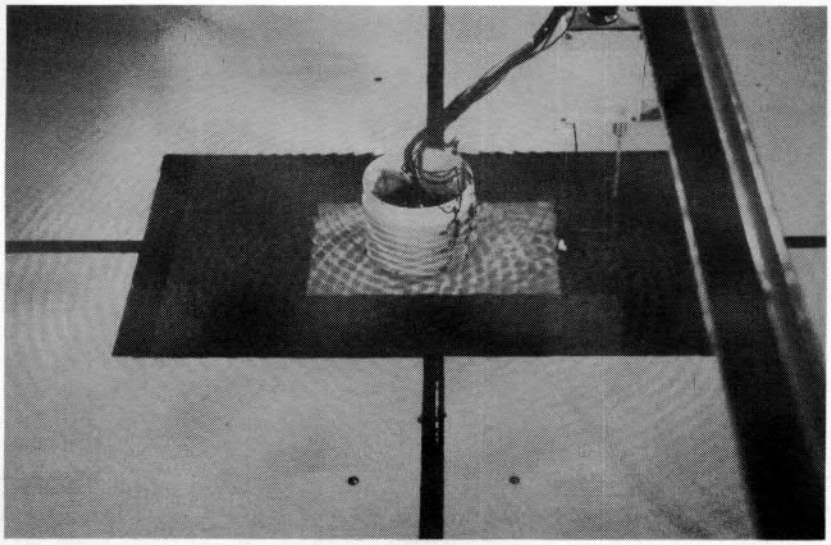


写真 4.4.8　散乱波の発生状況（F＝20Hz，Gx≒500gal，h＝10㎝，弾性地盤）

[E:¥ZK¥A0588¥]

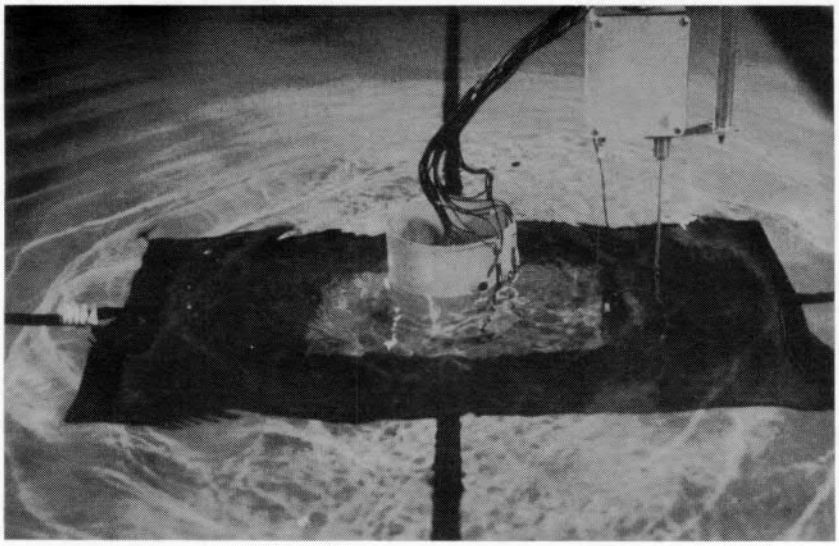


写真 4.4.9　散乱波の発生状況（F＝4Hz，Gx≒500gal，h＝8 *cm*，弾性地盤）

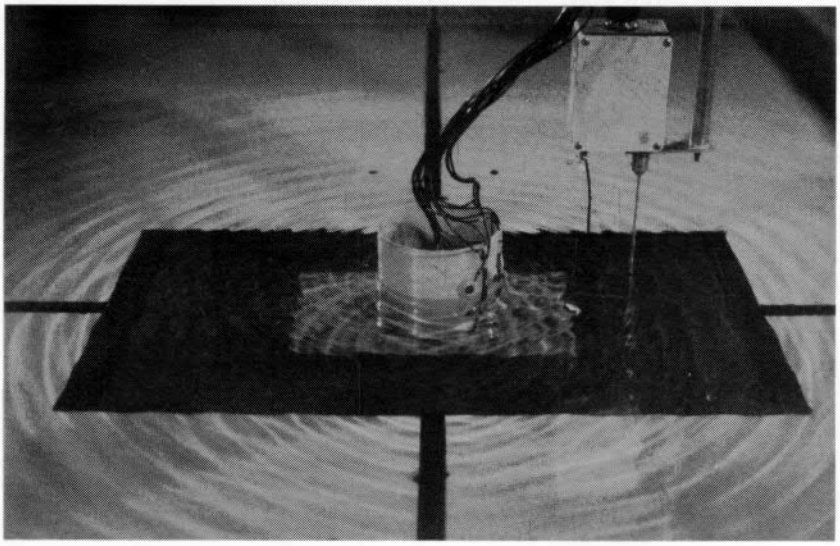


写真 4.4.10　散乱波の発生状況（F＝10Hz，Gx≒500gal，h＝8 *cm*，弾性地盤）

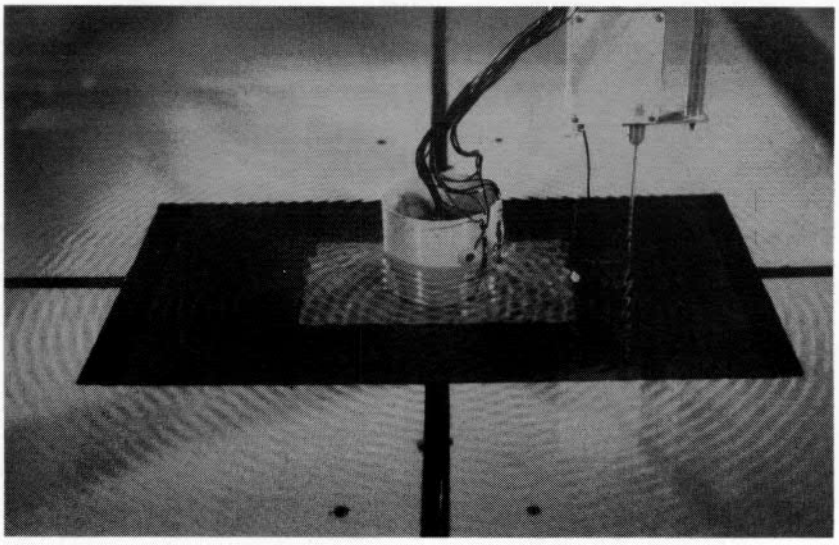


写真 4.4.11　散乱波の発生状況（F＝20Hz，Gx≒500gal，h＝8 *cm*，弾性地盤）

[E:¥ZK¥A0588¥]

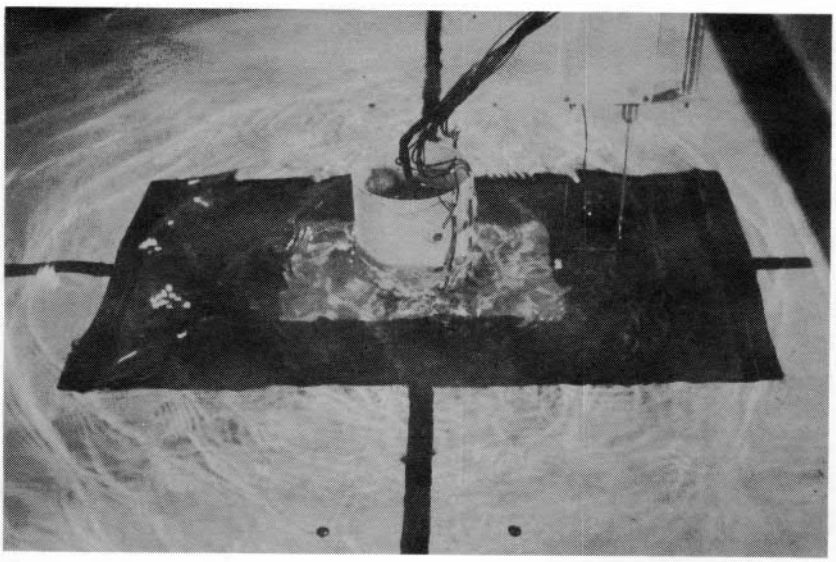


写真 4.4.12　散乱波の発生状況（F＝4Hz，Gx≒500gal，h＝6*cm*，弾性地盤）

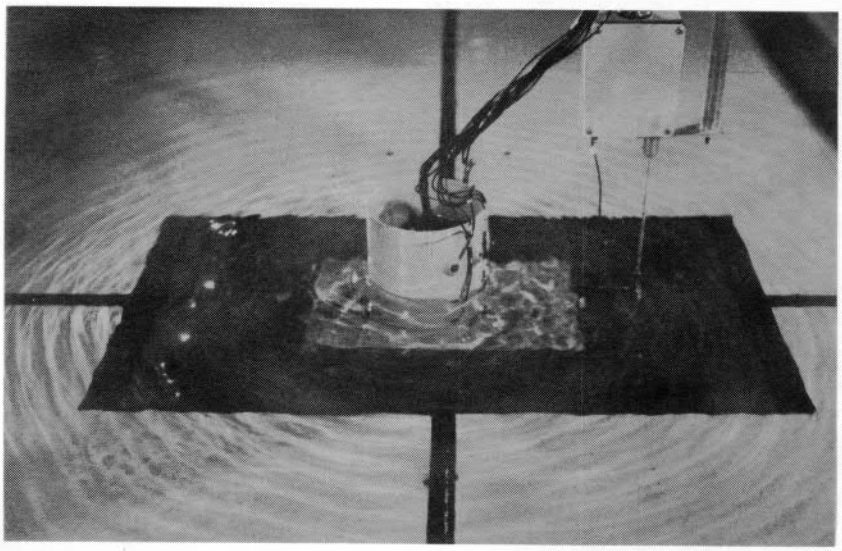


写真 4.4.13　散乱波の発生状況（F＝10Hz，Gx≒500gal，h＝6*cm*，弾性地盤）

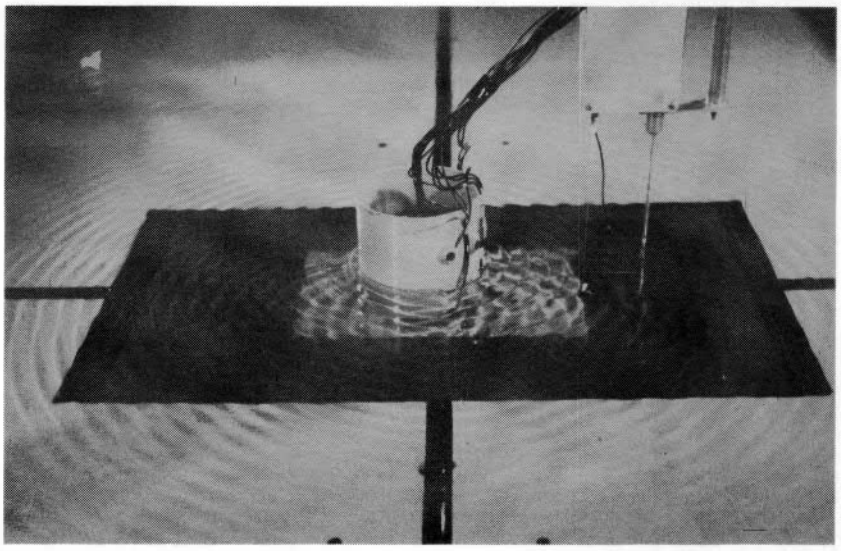


写真 4.4.14　散乱波の発生状況（F＝20Hz，Gx≒500gal，h＝6*cm*，弾性地盤）

[E:¥ZK¥A0588¥]

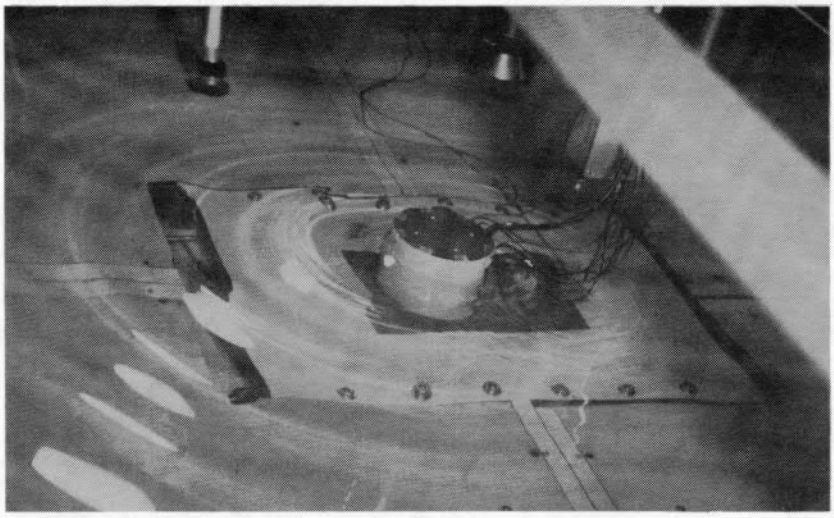


写真4.4.15　散乱波の発生状況（F＝4Hz，Gx≒400gal，h＝10㎝，剛体地盤）

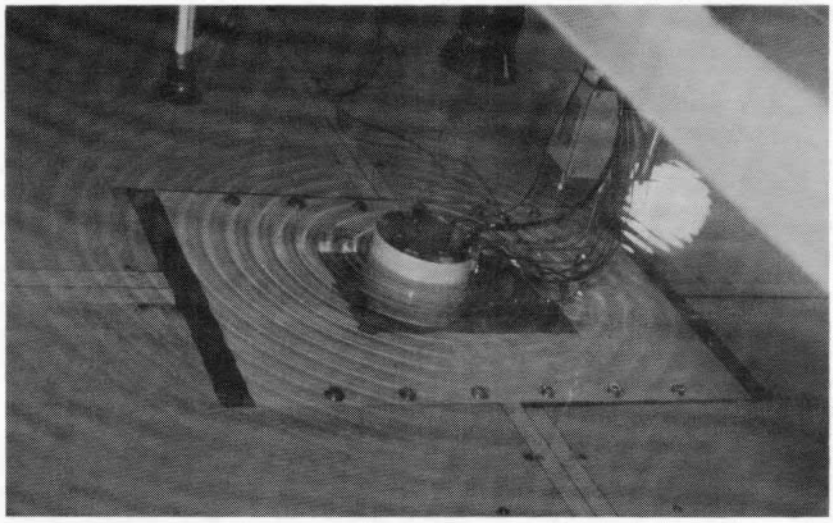


写真4.4.16　散乱波の発生状況（F＝10Hz，Gx≒400gal，h＝10㎝，剛体地盤）

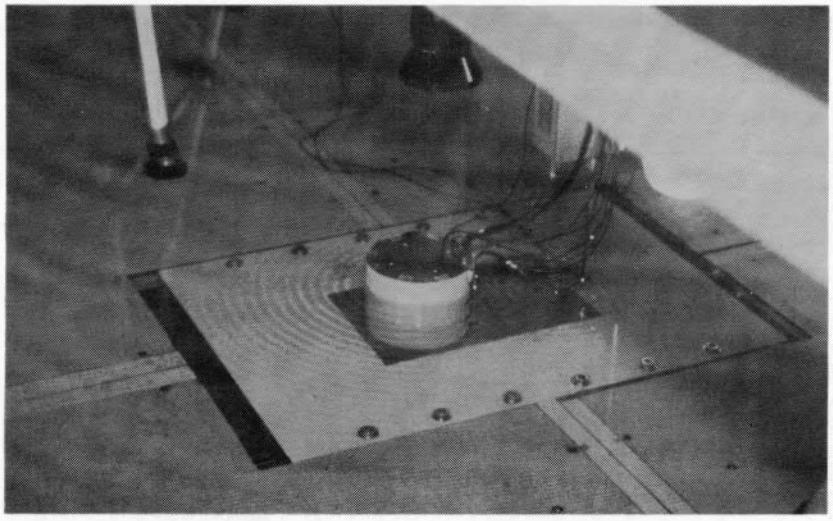


写真4.4.17　散乱波の発生状況（F＝20Hz，Gx≒400gal，h＝10㎝，剛体地盤）

[E:¥ZK¥A0588¥]

結言

昭和62年度から平成元年度に至る３ヶ年に行った研究の詳細については第１～４章にあげたが、その成果の概要を取りまとめると次のようになる。

（１）ハイブリッド構造の強度特性に関する実験および解析

初年度と２年目に行った継手部の部分せん断試験の結果から接合部の強度・剛性を評価したところ、以下の結論を得た。

1）載荷直角方向に配置されたスタッドの強度・剛性はスタッド１本当たりに換算して取り扱える。

2）載荷方向のスタッドの間隔は、破壊形態と強度に差異をもたらす。

3）破壊形態がスタッドの破断である場合、破壊形態がコンクリートの割裂である場合に比べて靭性(破壊の最終状態までに吸収するエネルギ)が高い。

２年目に行った部分せん断疲労試験の結果から、以下の結論が得られた。

4）載荷直角方向のスタッドの配置は疲労強度に影響を与えない。

5）２Hz と 0.16 Hz では疲労強度に差は認められなかった。

6）両振りの場合には、片振りの場合より疲労強度が小さい。

さらに、部分せん断疲労試験における荷重－ずれ変形関係について検討し、以下の結論が得られた。

7）繰り返しせん断荷重を受ける継手部のずれ変形挙動は、強弱２つの合成バネで評価できる。

8）上記バネのバネ係数の大きい方は、静的強度試験で得られたバネ係数にほぼ等しく変化しない。

9）バネ係数の小さい方に対応するずれ変形量は繰り返し回数と共に増加する。

破壊形態がスタッドの破断である場合について、鋼材の破壊条件から継手部の強度について検討し、以下の結論を得た。

10）継手部の荷重伝達には、鋼－コンクリート間の摩擦が寄与している。

11）上記摩擦係数はコンクリートの強度から推定できる。

12）継手部のスタッドの疲労強度は、引張とせん断との同時負荷と解釈するとうまく説明できる。

初年度に行った合成桁の４点曲げ実験の結果から、以下のことが判った。

13）スタッドの本数、配置は合成桁全体の撓み挙動にはあまり影響を与えない。

14）接合部のずれ変形には、スタッドの配置による差異が現れる。

最終年度に実施した繰り返し等分布荷重を受ける合成桁の数値解析による検討の結果、以下の結論をえた。

15）繰り返し載荷回数は合成桁全体の曲げ剛性にはあまり影響を与えない。

16）等分布荷重の場合、桁端部ほど作用せん断力が大きく、繰り返しによる剛性低下が顕著である。その結果、力の再配分により桁中央部のスタッドに加わるせん断力は大きくなる。

17）上記により、載荷条件下でのせん断力分布に基づいてスタッドの種類、配置などを決定すると、繰り返し荷重に対しては桁中央部のスタッドに加わるせん断力が設定より大きくなる可能性がある。

18）前記 7)～9) を考慮した有限要素法により、合成桁全体のＳ－Ｎ曲線が求められる。

（２）サンドイッチ式コンポジット構造の設計法の確立

初年度、ずれ止めを変えた５種類のサンドイッチ式コンポジット構造模型についてせん断強度試験を行い、破壊挙動、最終強度および靭性を比較検討した結果、以下の結論を得た。

1）５種類のずれ止めの中で、Ｔスチフナ型および長尺スタッドジベル型の性能が総ての点で良好だった。

[E:¥ZK¥A0588¥]

そこで、以後この２種類の形式について研究を進めるものとした。

Ｔスチフナ型について有限要素法解析を行ったところ、以下の結論が得られた。

2) 崩壊荷重に近づくと主応力は載荷点から支持点に直線的に流れており、コンクリートのアーチによる支持機構が確認された。

3) 載荷点と支持点の鋼板には応力の集中が見られ、疲労に対する補強が必要である。

最終年度の正・逆載荷せん断試験により以下の結果が得られた。

4) Ｔスチフナ型、長尺スタッドジベル型ともに、正方向載荷により逆方向載荷時の最終強度は低下する。

5) 上記最終強度の低下量はＴスチフナ型の方が大きかった。

２年目の１方向疲労実験および最終年度に行った正・逆疲労実験により、以下の結果が得られた。

6) Ｔスチフナ型にその 94% 最終強度、長尺スタッドジベル型にその 88% 最終強度の荷重を、同一方向に 100回加えても疲労破壊しなかった。

7) 上記疲労試験後も残留強度は低下しておらず、最終強度および変形能力は 1) の結果とほぼ同じであった。

8) Ｔスチフナ型および長尺スタッドジベル型に、それぞれの降伏荷重を正・逆各 100回ずつ繰り返し加えても疲労破壊しなかった。

9) 上記疲労試験後も残留強度は低下しておらず、最終強度および変形能力は 1) の結果とほぼ同じであった。

10) Ｔスチフナ型にその 97.5% 最終強度の繰り返し荷重を加えたところ、47回で、中央部撓みが 30 mm に達して耐荷力を失った。

11) 長尺スタッドジベル型にその 96% 最終強度の繰り返し荷重を作用させた場合には、50回で中央部撓みが 30 mm になり耐荷力を失った。

12) ２つの形式ともに、疲労破壊は繰り返し荷重による撓みが増加して行き、30 mm に達した時に生じたが、この撓み量は 1) の静的試験における最終強度に対応する撓み量に等しかった。

（３）サンドイッチ式コンポジット構造の耐凍結融解性実験

初年度および２年目に、ＡＳＴＭ Ｃ666 Ａ 法に準じた気中での凍結融解試験を実施した。その結果以下の結論を得た。

1) 水セメント比 30% 程度、空気量 ６% 程度の高強度軽量コンクリートの場合、混練前の軽量粗骨材の含水率を 15% 以下とすれば、優れた耐凍結融解性を示す。

2) 上記コンクリートにセメント重量の 10% 程度のシリカフュームを混入すると、混練前の軽量粗骨材の含水率が 20% 程度まで、優れた耐凍結融解性を示す。

3) 鋼板に囲まれて水に接しない場合でも、混練前の軽量粗骨材の含水率が 26% をこえると耐凍結融解性は著しく低下する。

２年目には、混練前の軽量粗骨材の含水率 ０% と 26% の場合について、鋼－コンクリート間の付着強度と凍結融解サイクルの関係を実験的に検討し、以下の結果を得た。

4) 凍結融解サイクルを与えた後の付着強度は、含水率 26% の方が大きかった。

5) 上記の理由は、ここで採用した試験方法では、劣化したコンクリートが膨張し、鋼材とコンクリートの間の拘束力を大きくしたためと考えられる。

２年目には、（１）と同様の継手部の部分せん断試験を実施し、凍結融解によるせん断耐荷力の影響を調査し、以下の結論を得た。

6) 混練前の軽量粗骨材の含水率が ０% の場合、 300回までの凍結融解サイクルではせん断耐荷力は低下しなかった。

7) 混練前の軽量粗骨材の含水率が 26% の場合には、 300回の凍結融解サイクルにより 1/5 までせん断耐荷力は低下する。これは 3) に述べた圧縮強度の低下より著しい低下であり、せん断耐荷力に対しては凍結融解による劣化の影響が大きい。

最終年度には、（２）の長尺スタッドジベル型試験体の縮尺模型に、凍結融解のサイクルを与

[E:¥ZK¥A0588¥]

えた後載荷実験を行い、以下の結果を得た。

8) 混練前の軽量粗骨材の含水率が 0% の場合、凍結融解サイクルを与えた後も優れた強度を示した。

9) 軽量粗骨材の含水率が 26% の場合にも、若干の強度低下は見られるものの、0%に比べても大差無い強度を示した。

10) 長尺のスタッドジベルは、短いスタッドジベルに比べて、凍結融解の影響を受けにくいコンクリート中央部で定着されるため、凍結融解作用に対して有効と考えられる。

（4）着底式海洋コンクリート構造物の地震応答の研究

初年度の文献調査により以下のことが判った。

1) ケーソン式防波堤と護岸直立部および波浪と地震動とでは被災形態が違う。

2) 現状では地震時に滑動を許す基準は存在しない。

初年度に行った砂層地盤上でのコンクリート版の静的滑動実験により、以下の結論が得られた。

3) 滑動開始時の滑動抵抗係数は、転倒モーメントが大きいほど、接地圧が大きいほど小さくなる。

4) 底面が平らな試験体に対する滑動抵抗係数は、滑動開始時と一定速度滑動中でほとんど差が無く、およそ $\tan(2\phi/3)$ であった。ここに、ϕ は砂の内部摩擦角。

5) 一定速度滑動中に働く滑動抵抗は、底面と砂の間の摩擦抵抗と前面での砂の掘り起こしの抵抗の和と考えられる。

6) 回転、沈下が小さい範囲では、滑動現象は速度に依存しない。

7) 底面の形状により滑動現象は大きな影響を受ける。

2年目に実施した3種類の地盤(剛体、弾性体、砂層地盤)上での気中加振滑動実験により、以下の結論が得られた。

8) 剛体地盤上での剛体構造物の滑動挙動は、静止摩擦と動摩擦を考慮したクーロンの摩擦理論による解析結果とよく合致する。

9) 弾性地盤上では、構造物の重心高さに応じてロッキングが生じ、構造物上部の加速度は地盤表面より増幅され大きくなる。

10) 上記の場合でも、滑動の条件は構造物下部の加速度によって決まり、前記 8) が成立する。

砂層地盤については定性的な検討にとどまったが以下のことが判った。

11) 加振実験においても、前記 4) が成立する。

12) 砂層と剛体との間で静止および動滑動抵抗係数に差が見られない原因は、砂層上での滑動が砂層表面の破壊を伴うため、静止摩擦と動摩擦のような急激な変化が生じないためと思われる。

13) 砂層地盤上でロッキングが生じる場合には、滑り変位量はロッキングしない場合に比べて減少する。

また、地盤との不陸を想定して、3点接触の実験を行い、次のことを確かめた。

14) 加振方向と3接触点の位置関係によっては、構造物に捩り力が働き、蛇行しながら滑動する場合がある。

最終年度に実施した水中加振滑動実験により、以下の結論が得られた。

15) 正弦加振時に円筒構造体に作用する動水圧分布は、滑動およびロッキングが生じない場合、後藤・土岐のポテンシャル理論に基づく式とよく一致する。

16) ロッキングが生じても、滑動しなければ当該位置の応答加速度と後藤・土岐の式により動水圧を求めることができる。

17) 水中での滑動開始加速度は、浮力と動水圧を考慮するとクーロンの摩擦理論で計算できる。

18) 滑動し始めると構造物の応答加速度、動水圧、絶対変位のいずれも減少する。

19) ロッキングが生じても、水中でのロッキング量は小さい。

[E:¥ZK¥A0588¥]

また、気中でエル・セントロ波を加工した不規則波による滑動現象について、実験的、解析的に検討して以下の結果が得られた。

20) 静止から滑動状態への移行時の摩擦係数および摩擦係数の周波数依存性などにより、静止摩擦係数から動摩擦係数に不連続に移行すると仮定した解析モデルでは、実験結果をうまく説明することができない。

以上、3年計画で実施してきた本研究で得られた結果の概要を述べてきた。当初計画していた目標はほぼ達成されたと考えられる。本研究で得られた成果の内で特に重要と思われるものは、

- 鋼・コンクリート接合部について、部分せん断試験結果から合成構造物全体の疲労強度までも推定できる手法が開発された。
- 氷海における耐氷壁としてのサンドイッチ式コンポジット構造は、その降伏強度以下の荷重なら数百回繰り返されても疲労の問題は生じない。また、残留強度も低下しない。
- 長尺スタッドジベルをずれ止めとするサンドイッチ式コンポジット構造の強度は、その内部のコンクリートの耐凍結融解性にあまり支配されない。
- 着底式海洋構造物を地震時に滑動を許すように設計すると、応答加速度、動水圧共に軽減できる。

などである。

しかし、本研究の結果を用いても実際に海洋コンクリート構造物を設計・建造するには不充分な点もあろうかと思われる。今後、建造実績が増えて来るに従って、新たな問題が生じ、さらに緻密な研究が必要になることであろう。

[E:¥ZK¥A0588¥]