

道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する
共同研究報告書 (XI)

—矩形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験—

平成 12 年 3 月

建設省土木研究所
首都高速道路公団
阪神高速道路公団
名古屋高速道路公社
(社) 鋼材倶楽部
(社) 日本橋梁建設協会

Copyright©(2000)by P.W.R.I.

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

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、土木研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する 共同研究報告書（XI）

—矩形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験—

建設省土木研究所
首都高速道路公団
阪神高速道路公団
名古屋高速道路公社
(社) 鋼材倶楽部
(社) 日本橋梁建設協会

要 旨

平成 7 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震では、都市内高速道路橋における多数の鋼製橋脚に座屈、変形、われ等の被害が生じた。こうした被災状況を踏まえ、地震以降既設橋脚の補強方法および新設橋脚の耐震設計法に関する調査研究を進めているところであるが、その検討の一環として鋼製橋脚の耐力および変形性能を確認するために大型供試体を用いた二軸正負交番繰返し載荷実験を行っている。本報告書は、平成 9 年度に行った鋼製ラーメン橋脚供試体 1 体の実験結果についてとりまとめたものである。

キーワード：鋼製橋脚、変形性能、じん性、耐力、繰返し載荷実験、ラーメン構造、耐震設計法

ま え が き

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、道路橋においても橋脚の倒壊や落橋等の多くの被害が生じた。都市内高架橋の鋼製橋脚についても、我が国では初めて大きな被害を受け、その被害は橋脚を構成する補剛板や鋼管の局部座屈、変形、われ等であり、そのうち2基は倒壊に至っている。

地震以降、平成7年度～9年度にわたり、鋼製橋脚の耐震設計法の確立のための基礎的データを得ることを目的として、建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社（平成8年度から）、（社）鋼材倶楽部、（社）日本橋梁建設協会の6者において、鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験を中心とした検討を行ってきた。その成果の一部については平成8年12月に改訂された道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編に反映されている。これまでの研究では、主に単柱式橋脚を対象とした矩形断面、円形断面の柱部材の変形性能等について検討を行ってきた。しかしながら、ラーメン橋脚の耐震性に関する研究においては、隅角部などの部分モデルでの実験がほとんどであり、ラーメン構造全体モデルでの実験は少ない。ラーメン橋脚の耐震設計として、単柱供試体の実験データを基にした設計手法が考えられるが、その妥当性を検証するためにはラーメン構造全体モデルでの実験結果が必要である。

本報告書は、共同研究において平成9年度に建設省土木研究所と（社）日本橋梁建設協会が主に担当した鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験について取りまとめたものである。

共同研究担当者名簿

(平成 7～9 年度)

建設省土木研究所

構造橋梁部

藤城 泰行(～H.9.3)

岡原美知夫(H9.4～)

橋梁研究室

西川 和廣

村越 潤

山本 悟司(～H7.10)

上仙 靖

高橋 実

耐震技術研究センター

(H8.5 以前は地震防災部)

横山 功一

耐震研究室

大塚 久哲(～H8.9)

運上 茂樹(H8.10～)

寺山 徹

近藤 益央(H9.4～)

長屋 和宏

佐藤 貴志(～H9.3)

首都高速道路公団

山崎 和夫(～H9.1)

小坂 寛巳

高野 晴夫(H9.1～)

柄川 伸一(H8.5～)

田嶋 仁志

川田 成彦(～H9.6)

船本 浩二(H9.7～)

阪神高速道路公団

中島 裕之(～H8.5)

北澤 正彦(H8.6～)

長沼 敏彦(～H8.5)

南荘 淳(H8.6～)

堀江 佳平

小林 寛

名古屋高速道路公社

吉田 守孝(～H9.3)

内藤 清美(H9.4～)

深田 清明

岡本 真悟

柴田 昌弘(～H9.3)

鷺見 高典(H9.4～)

(社)鋼材倶楽部

大田 孝二(～H8.3)

安波 博道

寺田 昌弘(～H9.3)

富永 知徳(H9.4～)

橋本 修身

中村 聖三

篠原 敏雄

水谷 慎吾

小林 洋一

関 崇彦

下畑 隆司(～H8.3)

山内 学(H9.4～)

中川 和知

(社)日本橋梁建設協会

高久 達将

熊谷 洋司

興 守

石毛 立矢

黒川 達雄

塚原 弘光

岡本 隆

池田 茂

尾関 一成

安藤 紘三

川井 豊

森下 泰光

共同研究報告書の主担当および内容

報告書 番号	主 担 当	内 容
(Ⅰ) 第178号	建設省土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室	・鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (既設橋脚の補強方法および新設橋脚の構造について、 角補強構造、隙間あけ鋼板巻立て構造)
(Ⅱ) 第179号	建設省土木研究所 耐震技術研究センター 耐震研究室	・鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (細長比パラメータの大きいきょうきやくについて) ・鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験
(Ⅲ) 第180号	首都高速道路公団	・鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (既設橋脚の補強方法について、縦リブおよび横リブ補 強、コンクリート充填)
(Ⅳ) 第181号	阪神高速道路公団	・鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (新設橋脚の構造について、座屈パラメータを制限した構 造)
(Ⅴ) 第182号	名古屋高速道路公社	・鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (新設橋脚の構造について、コンクリートを部分充填した構 造)
(Ⅵ) 第183号	(社)鋼材倶楽部	・鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (新設橋脚の構造について、座屈パラメータを制限した構 造、厚肉少補剛化した構造)
(Ⅶ) 第184号	(社)日本橋梁建設協会	・鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 ・鋼製橋脚の弾塑性有限変位解析 ・鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験 ・鋼製橋脚の非線形地震応答解析
(Ⅷ) 第212号	名古屋高速道路公社	・鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験(その2) (新設橋脚の構造について、コンクリートを部分充填した構 造)
(Ⅸ)	首都高速道路公団	・鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験(その2) (既設橋脚の補強方法について、縦リブ補強)
(Ⅹ)	建設省土木研究所 構造橋梁部 橋梁研究室	・鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験(その2) (既設橋脚の補強方法および新設橋脚の構造について、 角補強構造、コンクリート充填)
(総括編) 第219号	6者共同	・鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験 (共同研究報告書総括編)
(Ⅺ) 第242号	(社)日本橋梁建設協会	・矩形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験
(Ⅻ) 第243号	(社)鋼材倶楽部	・円形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験

目 次

まえがき

共同研究担当者名簿

共同研究報告書の主担当および内容

I. 矩形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し载荷実験

1. はじめに	3
2. 実験概要	4
2.1 供試体	4
2.1.1 形状・寸法・諸元	4
2.1.2 材料試験結果	4
2.1.3 製作および溶接条件	4
2.2 载荷方法	5
2.3 計測項目と計測位置	6
2.3.1 荷重	6
2.3.2 供試体の変位	6
2.3.3 供試体のひずみ	6
3. 実験結果	7
3.1 実験結果一覧	7
3.2 荷重－水平変位関係（ヒステリシスループ）	7
3.3 包絡線	7
3.4 水平変位の鉛直方向分布	7
3.5 エネルギー吸収量	7
3.6 等価減衰定数	8
3.7 ひずみ分布	8
3.8 曲率分布	8
3.9 フランジおよびウェブの面外変形	8
3.10 変形状況写真（外面と内面）	9
3.11 まとめ	9

Ⅱ．数値解析

1．矩形断面鋼製ラーメン橋脚の弾塑性有限変位解析	13
1.1 はじめに	13
1.2 解析仕様	13
1.3 解析モデル	13
1.4 解析諸元	14
1.5 解析結果	14
1.6 まとめ	14
2．骨組モデルによる非線形解析	15
2.1 M- ϕ モデル	15
2.2 解析結果	16
参考文献	17
研究成果に関する文献	18
鋼製橋脚の耐震設計法に関する研究会の委員名簿と研究体制	20
図表	21
参考資料	137

I. 矩形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験

1. はじめに

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、道路橋においても橋脚の倒壊や落橋等、多くの被害が生じた¹⁾⁻²⁾。鋼製橋脚については、我が国で初めて大きな被害を受け、その被害は橋脚を構成する補剛板や鋼管の局部座屈、変形、割れ等であり、そのうち2基は倒壊に至っている。

平成7年2月には、こうした状況を踏まえ、建設省より関係機関に「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様³⁾」が通知され、当面の措置として、鋼製橋脚については、コンクリートを充填すること等により必要なじん性を確保するものとし、コンクリートを充填した鋼製橋脚の地震時保有水平耐力法が示された。しかしながら、鋼製橋脚の大地震時における応答、抵抗メカニズムおよびじん性の評価等については未解明な部分が多く、これらの特性を明らかにし早急に既設橋脚の補強方法および新設橋脚の耐震設計法を確立していく必要があった。

このような観点から、鋼製橋脚の耐震設計法の確立のための基礎データを得ることを目的として、建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、名古屋高速道路公社（平成8年度から）、(社)鋼材倶楽部、(社)日本橋梁建設協会の6者において、地震以降、平成7年～9年度にかけて、単柱形式の鋼製橋脚の正負交番繰返し載荷実験を中心とした検討を行い、その成果について報告を行ってきた⁴⁾⁻²³⁾。

これらの研究成果の一部は、平成8年12月に改訂された道路橋示方書・同解説V耐震設計編²⁴⁾の中に新たに設けられた鋼製橋脚の耐震設計に関する規定の基礎的資料となった。

また、地震以降、上記の共同研究の他、「水平繰返し載荷実験による構造と耐力・変形能²⁵⁾」、「ハイブリッド地震応答実験（擬似動的実験）による地震時挙動²⁶⁾」、「有限要素法による弾塑性有限変位解析の適用性²⁷⁾⁻²⁸⁾」および「復元力モデルとその非線形動的応答解析²⁹⁾」等、鋼製橋脚の耐震性評価等に関する研究が多く行われ、鋼製橋脚の耐震性に関して有用な知見が数多く得られてきている。

しかしながら、鋼製橋脚の耐震性に関する研究の多くにおいては、上部構造重量に相当する一定鉛直力と水平力を受ける単柱としてモデル化したものがほとんどであり、ラーメン橋脚について検討した研究は少ない³⁰⁾⁻³³⁾。

本研究は、鋼製ラーメン橋脚の耐震設計法確立のための基礎データを収集することを目的としている。ここでは、以下の項目に着目して矩形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験を実施し、その耐力・変形性能を検討するとともに、有限要素法による解析を実施し、その適用性を検討した。

- ・ 局部座屈の発生箇所
- ・ 局部座屈の発生順序
- ・ 単柱式橋脚に対する耐力上昇率の比較
- ・ 単柱式橋脚に対するじん性の比較

2. 実験概要

2.1 供試体

2.1.1 形状・寸法・諸元

供試体は、柱間隔5,000mm×高さ5,800mm、柱・梁断面600mm×600mmの補剛正方形断面で構成される一層のラーメン橋脚である(図-2.1.1参照)。この供試体は、実橋脚の1/3～1/4を想定した縮尺モデルである。この供試体の構造諸元は、既設橋脚の調査結果³⁴⁾⁻³⁵⁾を基により一般的な構造とすることと、実験装置の能力を勘案して決定した。

文献[34、35]には、既設のラーメン橋脚の多い構造の諸元として、表-2.1.1に示すような値が報告されている。供試体の設計は、これらの値を参考にしている。面外フランジ幅Dと面内フランジ幅Bの比： B/D は、 $2/3 \sim 1/2$ の値が既設橋脚では多いが、単柱の鋼製橋脚の実験⁴⁾⁻¹²⁾の関連性から本研究における供試体では、 $B/D=1$ とした。なお、本報告書においては、面外フランジ、面内フランジをそれぞれフランジ、ウェブと称する。表-2.1.1の幅厚比パラメータ R_R は0.2～0.7の範囲であるが、許容応力度の低減をしない範囲での上限の値として柱断面において、 $R_R=0.496$ (材料試験値に基づく)とした。補剛材本数は、供試体の実橋脚の1/3～1/4を想定した縮尺モデルで、実橋脚での断面は1.8m～2.4mの構造に相当し、この範囲では3～4本であることから、柱断面において3本とした。

鋼種としては、SM490Y、SS400、SM490が使用されている場合が多いが、供試体製作にはSS400を用いた。これは、既設橋脚で多いとされている板厚のモデル縮尺の関係と製作上の精度確保の点から6mmの板を採用し、縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータおよび縦補剛材本数を満足させることに重点をおいたためである。また、縦補剛材は、パネルと同厚の板を用い、その剛比は、補剛材剛比 $\gamma/\gamma_{l,req}=2.18$ である。

柱部材の細長比パラメータ λ は、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編³⁶⁾に示される有効座屈長係数 $\beta=1.5$ ($k \leq 5$)を用いた場合、 $\overline{\lambda}=0.46$ となり、若干大きい値であるが、載荷装置の能力および載荷位置の制限からこの値とした。一方、文献[37]の「座屈設計ガイドライン」によれば、本供試体の柱に対する梁の剛比 k の領域においては、 $\beta=1.1$ ($k=1.46$)程度の値が示されており、この値に基づけば $\overline{\lambda}=0.34$ となる。

供試体の形状・寸法を図-2.1.2(1)～(8)に、柱・梁断面諸元を表-2.1.2に示す。なお、本報告書では、向かって左側の載荷側の柱を「柱1」または「脚1」、その反対側の柱を「柱2」または「脚2」と称する。

2.1.2 材料試験結果

供試体に使用した鋼材の材料試験結果を表-2.1.3に示す。これらの試験結果は、原材の圧延ロール方向およびその直角方向にそれぞれ3体の材料試験用のサンプルによる平均値である。なお、供試体は、柱高さ方向、梁長さ方向を圧延ロール方向と一致させて製作した。

2.1.3 製作および溶接条件

供試体は600mm×600mmと小さく内部からの加工が困難であるため、製作上の制約から、まず、3面(フラン

ジ2面とウェブ1面)を組み、その後、残りのウェブ1面を落とし込むようにして組んだ。そのため、最後に取り付けたウェブ面の縦補剛材が、ダイアフラムにおいて連続していない点が実橋と異なる。ただし、ウェブのプレートはダイアフラムとは溶接されている(図-2.1.1のダイアフラム部分の図を参照)。溶接は、外側についてはレ型開先溶接、内側については隅肉溶接である。供試体製作上、全ての溶接はCO₂半自動溶接によって行った。梁部のウェブは、供試体左側隅角部より水平力が載荷されるため、載荷方法の関係から圧縮部材として設計した。また、供試体は、運搬上の制約から、発生モーメントの小さい梁の中央部で2分割した。供試体の組立てフローを図-2.1.3(1)~(3)に示す。

2.2 載荷方法

載荷実験は、建設省土木研究所部材耐震強度実験施設を用いて実施した。実験載荷装置および供試体のセット状態を写真-2.2.1に示し、実験概要を図-2.2.1に示す。供試体は、予め反力壁に設置した供試体取付用の架台の上に横置きにした状態で柱基部をPC鋼棒により固定した。供試体は横置き状態であるため、載荷面外のモーメントが発生しないように梁と柱の隅角部の下部にテフロン板を貼付した受け台を配置した。上部構造重量を想定した一定鉛直力は、載荷梁を介して油圧ジャッキにより載荷した。供試体と載荷梁の間には、可動支承を配置して供試体の梁の剛性が上昇しないように配慮した。また、水平力は反力壁に固定したアクチュエータにより載荷した。載荷装置の能力を表-2.2.1に示す。

実験は、上部構造重量を想定した一定鉛直力($0.15N_y$: N_y は材料の公称降伏荷重に基づき算出)を載荷梁を介して油圧ジャッキにより載荷した後、地震時に作用する上部構造の慣性力を想定した水平力を反力壁に固定したアクチュエータにより載荷した。上部構造重量を想定した一定鉛直力は、その橋脚が建設される位置における地盤での設計水平震度、構造特性により決定されるが、ここでは、単柱の鋼製橋脚の実験¹⁰⁾と同様に $0.15N_y$ とした。水平力載荷は変位制御で行い、図-2.2.2の載荷サイクルの概念図に示すように、降伏水平変位 δ_y の整数倍の変位を片振幅として、各振幅における繰返し回数を1回とする両振りの漸増繰返し載荷を行った。ここで、載荷の基準となる δ_y は次のように決定した。梁要素による解析から圧縮側脚の基部が降伏歪みに達したときの降伏水平荷重 P_{yM} を求め、実験において P_{yM} を作用させたときの変位を降伏水平変位 δ_{yEM} とした。載荷は、 $0 \rightarrow +n\delta_y \rightarrow 0 \rightarrow -n\delta_y \rightarrow 0$ を1サイクルとして、載荷速度は約20mm/secとした。実験は、水平荷重が降伏水平荷重 P_y 以下に低下するまで行った。荷重、変位およびひずみの計測は、ヒステリシスループ1ループ(1回の交番載荷によって得られるループ)につき約120~200点とした。

2.3 計測項目と計測位置

2.3.1 荷重

鉛直力および水平力の値は、それぞれ鉛直力載荷用ジャッキおよび水平力載荷用のアクチュエータに配置したロードセルにより計測した。

2.3.2 供試体の変位

変位は供試体の各所に配置した変位計により計測した。変位計取り付け位置を図-2.3.1に示す。ラーメン構造全体としての水平変位を計測するため載荷点反対側の梁中心部に配置した他、供試体の変形モードを確認するために柱および梁のダイアフラムが存在する位置に配置した。変位計を載荷フレームとは別に床上に設置したスタンドに固定し、歪みゲージ式一般変位計とワイヤ巻き取り式変位計により計測した。

2.3.3 供試体のひずみ

供試体のひずみ量は、ひずみゲージ(ゲージ長5mmの塑性ゲージ)により計測した。ひずみゲージは、作用モーメントが大きくなる柱の基部および隅角部近傍を中心に配置した。また柱の曲率分布を得るために、柱高さ方向にもひずみゲージを配置した。なお、終局状態までひずみデータを得るために、ひずみゲージを縦方向補剛材上に貼付した。供試体のひずみゲージ貼付位置を図-2.3.2(1)~(6)に示す。

3. 実験結果

3.1 実験結果一覧

水平繰返し載荷実験の耐力と変形性能に関する実験結果を表-3.1.1に示す。表に示すように、最大荷重 P_u は、変位振幅 $3.01 \delta_y$ のときに生じ、 $P_u = 1.88 P_y$ である。これは、ほぼ同様な柱諸元を有する単柱の値である $1.2 \sim 1.5 \delta_y$ ⁴⁾に比較して大きい値である。これは、ラーメン構造は不静定構造物であるために、柱の一部に座屈が発生しても直ぐに載荷荷重が低下せず、柱基部と上部の複数箇所に座屈が発生するまで荷重が上昇することによるものと考えられる。

3.2 荷重－水平変位関係(ヒステリシスループ)

水平繰返し載荷実験の水平荷重 P と水平変位 δ の履歴曲線(ヒステリシスループ)を図-3.2.1に示す。この水平変位は、前述したように載荷点反対側の梁中心部に配置した変位計により計測したものである。図には降伏水平荷重 P_y と降伏水平変位 δ_y で基準化した曲線も示した。図に示すように、最大荷重 P_u (降伏荷重 P_y の約1.9倍)は、ほぼ変位振幅 $3 \delta_y$ のときに生じ、その後徐々に耐力が低下する。

3.3 包絡線

図-3.3.1に図-3.2.1のヒステリシスループに対する包絡線を正側載荷と負側載荷についてそれぞれ示す。両者は、ほぼ同一と考えられる。

3.4 水平変位の鉛直方向分布

図-3.4.1(1)～(4)に柱および梁のダイアフラム部分に配置した変位計により計測された変形モード図を示す。これらの図から柱の境界条件は、基部で完全固定であり、隅角部直下は完全固定よりは固定度が小さくなっていることが観察される。

3.5 エネルギー吸収量

図-3.5.1に各サイクルにおける正側と負側の水平変位の平均値(平均水平変位と呼ぶ)と1サイクルのエネルギー吸収量 ΔW の関係を示し、図-3.5.2に変位を δ_y で無次元化しエネルギー吸収量を $P_y \cdot \delta_y$ で無次元化した無次元化変位－無次元化エネルギー吸収量関係を示す。また、図-3.5.3に累積エネルギー吸収量 $\Sigma(\Delta W)$ を示す。エネルギー吸収量は以下の通り算出した。1サイクルのエネルギー吸収量は、ヒステリシスループと変位軸とで囲まれる面積で表すことができ、図-3.5.4の斜線部分のようになる。これを図-3.5.5のように台形積分して求めた。アクチュエータの変位は1サイクルの始点・終点で必ずしも同一とは限らないが始点から終点までを1サイクルとした。1サイクルのエネルギー吸収量 ΔW を式(3.1)に示す。

$$\Delta W = \frac{1}{2} \left\{ \sum_{i=1}^{n-1} (h_{i+1} + h_i)(d_{i+1} - d_i) \right\} \quad \cdots(3.1)$$

ここで、 h_i 、 d_i はそれぞれ計測した水平荷重および載荷点変位であり、 n は1サイクル内に含まれる計測数

(図-3.5.5の四角形で表した点の数)を表す。

これらの図に示すように最大荷重以降も大きなエネルギー吸収能力を有していることがわかる。このエネルギー吸収量が最大となる $\pm 6 \delta y$ においては、柱の基部において補剛板全体の座屈が発生し、柱上部(柱隅角部)にも発生した状態である。

3.6 等価減衰定数

図-3.6.1に各サイクルにおける平均水平変位と等価減衰定数 h_e の関係を示す。ここで、等価減衰定数は次式で与えられる。

$$h_e = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{\Delta W}{W} \quad \dots(3.2)$$

ここに、 W は図-3.6.2に示される三角形OACと三角形OBDの面積の和で表されるエネルギーである。ただし、この2つの三角形は以下の通りとした。1サイクルのループにおいて絶対変位が最大となる点Aと点Bの水平荷重の平均を求め、この平均水平荷重の値に対して載荷点変位軸に平行な直線 L を描く。点Aと点Bから直線 L に下ろした垂線の足をそれぞれ点C、点Dとし、点Aと点Bとを結んだ線分と直線 L との交点を点Oとした。また、図-3.6.2における点Aと点Bを結んだ直線の勾配を等価剛性と定義する。

3.7 ひずみ分布

図-3.7.1～図-3.7.16に水平変位がヒステリシスループにおける変位折り返し点(正負両側)において計測したときの柱軸方向のひずみ分布を示す。これらの図から、柱基部において約60cm、柱上部の隅角部近傍においては約70cmの領域において塑性化していることが判る。また、最大荷重($3 \delta y$)は柱の基部および柱上部(柱隅角部)が塑性状態に達していることが判る。

3.8 曲率分布

実験の曲率については、FEM解析結果とともに後述する。

3.9 フランジおよびウェブの面外変形

図-3.9.1～図-3.9.2に各変位振幅における供試体柱基部のフランジおよびウェブの面外変形の概要を、図-3.9.3～図-3.9.4に各変位振幅における供試体隅角部のフランジおよびウェブの面外変形の概要を示す。なお、これらはそれぞれの変位振幅のサイクルを載荷し、変位が零となった時点の観測結果である。また、それぞれの載荷サイクルにおける座屈などの発生状況を図-3.9.5に示す。最大荷重付近($3 \delta y$ 付近)では、柱1基部の圧縮側に局部座屈による面外変形が観察されるようになった。柱の縦リブ剛度が $\gamma_1/\gamma_{1,req}=2.19$ であるため、柱1基部の補剛板は変形の初期の段階ではリブ間の座屈モードとなっている。4 δy になると柱1基部の圧縮側の補剛板は、リブ間座屈モードから補剛板全体の座屈モードに徐々に移行し始め、柱2基部においても柱1基部と同様の局部座屈による面外変形が生じ始めた。また、柱1および柱2上部(柱2隅角部)においても局部座屈による面外変形が観察されるようになった。各載荷状態において大きさはそれぞれ異なるもの

の、これら2本の柱の基部および上部の計4箇所の補剛板の局部座屈による面外変形の発生が原因となって、次第に全体構造としての水平耐力が低下していったものと推測される。 $5\delta y$ 以降になると、局部座屈による面外変形の大きさが大きくなり、さらに耐力が低下した。

3.10 変形状況写真(外面と内面)

写真-3.10.1～写真-3.10.24に最大荷重を超えた点($3\delta y$)以降の各サイクル終了後の柱基部と柱上部(柱隅角部)の外面の変形状況、および実験終了時の内面の変形状況を示す。なお、ここに示す最大荷重を超えた点における写真は、そのサイクルの終点において撮影したものである。写真-3.10.3と写真-3.10.9は、 $\pm 5\delta y$ 終了時における柱基部の状態である。柱1では、上側ウェブ面に補剛材を節とした座屈が発生し、また、外側フランジ面では補剛板全体が座屈している様子がわかる。写真-3.10.16と写真-3.10.22は、 $\pm 6\delta y$ 終了時における柱隅角部の状態である。柱1の隅角部の内側フランジ面に補剛材を節とした座屈と補剛板全体の座屈が発生していることがわかる。また、柱2においては、上側ウェブ面および内側フランジ面に補剛板全体の座屈が生じていることがわかる。また、写真-3.10.6、写真-3.10.12、写真-3.10.18、および写真-3.10.24の実験終了後($\pm 7\delta y$ 載荷後)の写真より、それぞれの柱の基部と隅角部に座屈が発生していることがわかる。

3.11 まとめ

- ・最大荷重 P_u はほぼ変位振幅 $3\delta y$ のときに生じ、その後、徐々に荷重が低下した。最大荷重時には、柱の基部(図-3.9.1(1)、図-3.9.2(2))および隅角部近傍(図-3.9.3(3))において軽微な局部座屈が発生した。そして、柱基部にパネル全体の座屈が発生して、柱隅角部近傍に軽微な局部座屈が発生した時点で耐力は低下した。最大荷重 P_u と降伏荷重 P_y の比は約1.9倍である。この値は単柱構造の値である1.2～1.5倍に比較して大きい値である。これは、主に、本実験供試体のように柱部において局部座屈が生じるような構造諸元のラーメン橋脚の場合には、2本の柱基部および柱隅角部近傍の複数箇所が塑性化して局部座屈が生じるまで耐力が上昇するためと考えられる。
- ・変位 δ_m は $3.01\delta y$ 、変位 δ_{97} は $3.72\delta y$ 、および変位 δ_u は $6.05\delta y$ であった。これは、本供試体の柱諸元と同様な単柱供試体(土研No. 2、No. 20)の値である $\delta_m=2.4\sim 2.6\delta y$ 、 $\delta_{97}=2.6\sim 3.0\delta y$ 、 $\delta_u=3.9\sim 4.0\delta y$ より大きい値であった。一般的にラーメン橋脚では、複数箇所が順番に塑性化するように、段階的に進行する崩壊メカニズムであるためと考えられる。これらの変形能の値は、供試体断面が持つ構造パラメータにより変化する(例えば、幅厚比パラメータが大きいほど、変形性能が小さくなる)と考えられる。
- ・各サイクルのエネルギー吸収量が最大となるまで($6\delta y$ まで)の無次元化累積エネルギー吸収量 $\Sigma W/(P_y \cdot \delta y)$ は59.7であった。この値は本供試体の柱諸元と同様な単柱供試体(土研No. 2、No. 20)の無次元化累積エネルギー吸収量 $\Sigma W/(P_y \cdot \delta y)$ の値である17.4～23.5より大きい値である。また、各サイクルの無次元化エネルギー吸収量は荷重が最大耐力を超えて降伏荷重程度まで劣化した $\pm 6\delta y$ の載荷サイクルにおいて最大値 $\Delta W/(P_y \cdot \delta y)=18.2$ を示しており、最大耐力時の載荷サイクル($3\delta y$)の無次元化エネルギー吸収量 $\Delta W/(P_y \cdot \delta y)=7.3$ の約2.5倍のエネルギー吸収能力を持っている。

II. 数值解析

1. 矩形断面鋼製ラーメン橋脚の弾塑性有限変位解析

1.1 はじめに

大地震時における鋼製橋脚の弾塑性挙動を解明するには、実験だけでは限界が有り、実験に加えて数値解析的な検討が必要になってくる。また、費用および時間的にも解析的な手法は有効であると考えられる。単柱式橋脚に関しては、種々の非線形数値解析による水平繰返し載荷実験やハイブリッド地震応答実験のシミュレートが試みられ、それぞれの解析法の精度や適用限界などに関して有用な知見が得られている(例えば、文献[19、38])。しかし、ラーメン橋脚に関しては、未だ実験データおよび非線形数値解析の適用性に関する検討などが十分とは言い難いのが現状である。

ここでは、シェル要素を用いた有限要素解析により矩形断面ラーメン橋脚の水平繰返し載荷実験をシミュレートし、有限要素解析の適用性を検討した。解析条件の設定および、解析モデルの作成方法など解析結果に影響を与えると考えられる事項については、(社)日本橋梁建設協会の鋼製橋脚の弾塑性有限変位FEM解析マニュアル³⁸⁾を参照して決定した。なお、本解析はC社(日本鋼管(株)基盤技術研究所)が主に担当したものである。

1.2 解析仕様

有限要素法による解析は、弾塑性有限変形解析とし、汎用構造解析プログラムADINA³⁹⁾を使用した。解析対象とする供試体は片側のウェブ面において縦方向補剛材がダイアフラムを貫通していないため、厳密には水平荷重載荷方向を含む鉛直面に対して対称ではないが、ここでは、この面に対して対称とした全体の1/2モデルとし、3次元シェルで構成されるFEM解析モデルを設定した。解析条件を表-1.2.1に示す³⁸⁾。解析に使用した要素は4節点シェル要素で、局部座屈などの幾何学的非線形性を表現するためにTotal Lagrangianによる定式化の方法を適用した。また、構成則としては色々なモデルが考えられるが、今回は応力-ひずみ関係として図-1.2.1に示すような引張試験結果に基づき7点で結んだマルチリニアを用い、硬化則として移動硬化則を用いた。

1.3 解析モデル

有限要素分割図を図-1.3.1に示す。座屈が生じる可能性の有る柱基部および隅角部直下の分割は補剛材間の座屈を表現できるように、縦方向補剛材間を3分割とした。縦方向補剛材の高さ方向の分割は、幅方向に3分割とし、長手方向はフランジやウェブと同一とした。

1.4 解析諸元

水平力載荷は実験と同様に変位制御で行い、降伏水平変位 δ_y の整数倍の変位を片振幅として、各振幅における繰返し回数を1回とする両振りの漸増繰返し載荷を行った。ここで、載荷の基準となる δ_y は以下のように決定した。梁要素による解析から圧縮側の柱基部が降伏ひずみに達するときの降伏水平荷重 P_{yM} ($=547\text{kN}$) を求め、FEM解析において P_{yM} を作用したときの変位を降伏水平変位 δ_{yAM} ($=27.8\text{mm}$) とした。主な解析諸元を表-1.4.1に示す。

1.5 解析結果

有限要素解析により得られた変形図を図-1.5.1に示す。フレーム内部の図は、それぞれの柱基部と隅角部の拡大図である。なお、これらは変形を5倍に拡大して描いている。これらの図に示すように、変位 $3\delta_y$ では軽微な座屈が柱基部に発生し、 $4\delta_y$ では柱基部の座屈が大きくなり、 $5\delta_y$ では隅角部直下にも座屈が発生していることが判る。

図-1.5.2に解析から得られた水平荷重 P と水平変位 δ の関係を示す。この図には、実験値も併せて示した。最大耐力および荷重の低下に若干の相違が有るが、良い対応を示していると考えられる。図-1.5.3に解析から得られた最大荷重時の柱のフランジパネル部の平均ひずみの高さ方向の分布を示す。また、図-1.5.4には、これらのひずみから計算される曲率 ϕ の分布を示す。これらの図には、実験値も併せて示した。ひずみ分布および曲率 ϕ において良く対応していることが判る。これらの図から、解析においても柱基部に軽微な局部座屈が発生し、ひずみ分布に示すように、隅角部直下が塑性状態に達した $3\delta_y$ 時点で最大荷重が生じ、柱基部の座屈が大きくなり、隅角部直下に軽微な局部座屈が発生する $4\delta_y$ では荷重が低下することが判る。

1.6 まとめ

シェル要素を用いた有限要素解析により矩形断面ラーメン橋脚の水平繰返し載荷実験をシミュレートし、その適用性を検討した。有限変位解析により得られた水平荷重 P と水平変位 δ の関係は最大荷重、荷重の低下および座屈の発生順序に若干の相違があるが、実験値と良い対応を示す。また、最大荷重時の柱のフランジパネル部の平均ひずみおよび曲率の高さ方向分布においても実験値と解析値は一部を除き概ね良く対応する。

2. 骨組モデルによる非線形解析

2.1 M-φモデル

P-δ関係よりM-φ関係を求める方法として、単柱モデルを対象とした積分法から誘導した換算式を以下に示す。

骨組構造物では、荷重-変位(P-δ)関係で表現される復元力で部材の構造特性を表現することは一般的ではなく、曲げモーメント-曲率(M-φ)関係を用いることが多い(図-2.1.1参照)。M-φ関係の設定方法は色々提案されているが²²⁾⁻²³⁾、今回は、単柱供試体の水平繰返し載荷実験のP-δ関係を骨組部材に利用・適用することを考える。

図-2.1.2は、単柱における弾塑性変形を示す。ここで、弾性変形と塑性変形を分解し、曲率と曲げモーメント関係を式に示す⁴⁰⁾。

①弾性変形における曲率と曲げモーメントの関係は次式のようなものである。

$$\phi_e = \frac{1}{\rho} = -\frac{M}{EI} \quad \dots (2.1)$$

②弾塑性に対して曲率と曲げモーメントの関係は次式のようなものである。

$$\phi = \phi_e + \phi_p \quad \dots (2.2)$$

$$\phi_e = \frac{1}{\rho} = -\frac{M}{EI} \quad \dots (2.3)$$

$$\phi_p = \kappa \cdot (M - M_y) \quad \dots (2.4)$$

$$\kappa = \phi_{pm} / (M_m - M_y) \quad \dots (2.5)$$

ここで、κは図-2.1.3で定義する係数とする。

この単柱でのM-φ関係とP-δ関係は積分計算により式(2.5)のような関係を有し、図-2.1.4のようになる。

③柱頂部の塑性変位と弾性変位の比は次式のように計算できる。

$$\begin{aligned} \frac{\delta_{pm}}{\delta_{em}} &= \frac{\left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6} \frac{\alpha}{1+\alpha}\right) \frac{\alpha}{1+\alpha} h^2 \phi_{pm}}{\frac{1}{3} h^2 \phi_{em}} \quad \dots (2.6) \\ &= 3 \left(\frac{1}{2} - \frac{1}{6} \frac{\alpha}{1+\alpha}\right) \frac{\alpha}{1+\alpha} \frac{\phi_{pm}}{\phi_{em}} \end{aligned}$$

従って、 $P-\delta$ 関係から $M-\phi$ 関係を知ることができ、単柱供試体の水平繰返し載荷実験の変形性能を骨組部材に適用することが可能となる。図-2.1.5は、鋼製ラーメン供試体に適用して解析した例であり、ほぼ同じ幅厚比を有する単柱供試体の実験値を図-2.1.6のように単純化した硬化型バイリニアとし、表-2.1.1に示すように換算した。

2.2 解析結果

解析結果の評価として限界曲率を用いる場合、前項で換算方法の $M-\phi$ 関係を用いて解析すれば、その最終曲率 ϕ_m を検討断面ごとに照査することとなる。

門形ラーメン解析モデルの隅角部直下の部材における $M-\phi$ 関係履歴を図-2.2.1に、柱基部部材における $M-\phi$ 関係履歴を図-2.2.2に示す。ここで、単柱における許容変位を $\delta_a = \delta_{97}$ とした場合、これに対応する換算曲率は $\phi_m = 8.925 \phi_y$ であり、それぞれの図中における許容範囲として示している。この許容範囲を判定の基準として考えた場合、図-2.2.2に示す基部において、解析の履歴曲線では最終ループの一つ手前が許容範囲となる。図-2.2.1に示す隅角部直下においては、最終ループまで許容範囲と考えて良いと思われる。

解析結果の水平荷重－水平変位履歴曲線を実験結果と共に、図-2.2.3に示す。梁モデルを用いたFEM解析において降伏水平荷重 $P_y = 547.2 \text{ kN}$ が作用したときの水平変位 δ は $\delta = 23.86 \text{ mm}$ であり、解析結果をこの降伏水平変位 $\delta_y = 23.86 \text{ mm}$ で、実験結果を $\delta_y = 31.7 \text{ mm}$ で無次元化したものを図-2.2.4に示す。この差異は、部材のせん断変形などによるものであり、 $M-\phi$ の設定の基とした図-2.1.5においても同様な差異を含んだまま設定している。図-2.2.2に示すように、 $M-\phi$ 関係で評価した最終ループの一つ手前 ($4\delta_y$) が許容範囲と考えると、図-2.2.4において $4\delta_y$ では解析結果と実験結果はほぼ一致している。

なお、実験において終局変位 $\delta_{97} = 3.7 \delta_y$ であり、本解析結果 ($4\delta_y$ まで許容) は大きめの評価となっており、単柱における $P-\delta$ 関係にせん断変形を、 $M-\phi$ 関係に係数処理などの間接的な考慮をすることにより、より精度の良い解析が実施できるものと思われる。

参考文献

- 1)兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995年12月.
- 2)土木学会 鋼構造委員会 鋼構造新技術小委員会：鋼構造物の安全性の調査報告—阪神大震災における鋼構造物の被害報告と今後の耐震設計について—，1995年5月.
- 3)日本道路協会：兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係る仕様，1995年2月.
- 4)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)，1997年4月.
- 5)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(II)，1997年9月.
- 6)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(III)，1997年4月.
- 7)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(IV)，1997年12月.
- 8)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(V)，1997年4月.
- 9)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(VI)，1997年4月.
- 10)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(VII)，1997年4月.
- 11)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(VIII)，1998年9月.
- 12)建設省土木研究所他：道路橋の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(総括編)，1999年3月.
- 13)西川和廣・山本悟司・名取暢・寺尾圭史・安波博道・寺田昌弘：既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp.975-986，1996年3月.
- 14)建設省土木研究所：鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，土木研究所資料，第3583号，1999年3月.
- 15)田嶋仁志・半野久光・池田茂・奥守：矩形鋼製橋脚の変形性能に関する載荷実験，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1251-1258，1998年3月.
- 16)田嶋仁志・半野久光・久保田強・池田茂・寺尾圭史：縦リブを有する円形鋼製橋脚の繰返し実験，第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.195-198，1998年1月.
- 17)宇佐美勉・渡辺孝一・金田一智章・岡本隆・池田茂：ハイダクティリティ鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集，第591号/I-43，pp.207-218，1998年4月.
- 18)高久達将・安藤紘三・川井豊・山本学・松田宏：地震時の鋼製橋脚の弾塑性解析とベンチマークテスト，橋梁と基礎，1996年8月.
- 19)大田孝二・中村聖三・小林洋一・中川知和・水谷慎吾・野中哲也：鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性，橋梁と基礎，第31巻，第12号，1997年12月.
- 20)高久達将・池田茂・岡本隆・松田宏・能登有愿：鋼製橋脚のハイブリッド実験と非線形動的応答解析の比較，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.301-306，1997年5月.
- 21)田嶋仁志・半野久光・舩本浩二・松田宏・尾山靖史・矢部正明：鋼製橋脚に関する簡易非線形動的解析手法の検討，第1回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.199-202，1998年1月.
- 22)西川和廣・村越潤・小野潔・高橋実：実験結果に基づく鋼製橋脚の非線形動的解析モデル設定法，土木技

- 術資料, Vol.41, No.10, pp.34-39, 1999 年 10 月.
- 23) 田嶋仁志: 既設鋼製橋脚の耐震性向上策に関する研究, 東京大学学位論文, 1999 年 4 月.
- 24) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996 年 12 月.
- 25) 鈴木森晶・宇佐美勉・繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究, 土木学会論文集, 第 519 号/I-32, 1995 年 7 月.
- 26) 北田俊行・中井博・中西克佳・竹野晃司: 中空合成箱形断面を有する橋脚柱の耐震性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.225-236, 1997 年 3 月.
- 27) 葛漢彬・高聖彬・宇佐美勉・松村寿男: 鋼製パイプ断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集, 第 577 号/I-41, pp.181-190, 1997 年 10 月.
- 28) 王慶雲・後藤芳顯・高橋宣男・小畑誠: 繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析について, 第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集, 1997.1.
- 29) 金田一智章・宇佐美勉・Satish Kumar: Damage Index に基づく鋼製橋脚の復元力特性, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.667-678, 1998 年 3 月.
- 30) 宇佐美勉・戸谷和彦・鈴木森晶・是津文章: 繰り返し荷重を受ける鋼製門形ラーメンの強度と変形能に関するパイロット実験, 構造工学論文集, Vol.41A, 1995 年 3 月.
- 31) 酒造敏広, 事口寿男: 鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.37A, 1991 年 3 月.
- 32) 黄元燮: 鋼製ラーメン橋脚隅角部の弾塑性挙動と限界状態照査法に関する研究, 大阪大学学位論文, 1993 年 7 月.
- 33) 山田正人・市川篤司・池田学・安原真人: 鋼製ラーメン橋脚の耐震性能評価実験, 鉄道総研報告, Vol.13, No.4, 1999 年 4 月.
- 34) 中井博・河井章好・吉川紀・北田俊行・酒造敏広: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(上), 橋梁と基礎, 1982 年 6 月.
- 35) 中井博・河井章好・吉川紀・北田俊行・酒造敏広: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査(下), 橋梁と基礎, 1982 年 7 月.
- 36) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編, 1996 年 12 月.
- 37) 土木学会: 座屈設計ガイドライン, 1987 年 10 月.
- 38) 日本橋梁建設協会: 鋼製橋脚の弾塑性有限変位 FEM 解析マニュアル, 1998 年 2 月.
- 39) ADINA: A Finite Element Program for Automatic Dynamic Incremental Nonlinear Analysis, ADINA R&D Inc., Ver.6.16, 1996.8.
- 40) 日本橋梁建設協会: 鋼製橋脚の耐震設計マニュアル, 1998 年 11 月.

研究成果に関する文献

- 1) 西川和廣・村越潤・高橋実・岡本隆・池田茂・森下泰光: 鋼製ラーメン橋脚の耐力と変形性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.45A, pp.235-244, 1999 年 3 月.

- 2)西川和廣・村越潤・高橋実・岡本隆・安藤紘三・尾関一成：鋼製ラーメン橋脚の耐力・変形性能に関する
載荷実験，土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集 第 I 部門，pp.488-489，1998 年 10 月.
- 3)池田茂・広兼徹・奥守・石毛立也・黒川達雄：鋼製門形ラーメン橋脚の部材変形性能の設定に関する 1 考
察，土木学会第 53 回年次学術講演会講演概要集 第 I 部門，pp.486-487，1998 年 10 月.
- 4)Kazuhiro Nishikawa, Yasushi Josen, Minoru Takahashi, Tatsumasa Takaku, Takashi Okamoto,
Shingo Mizutani, Shigeru Ikeda and Yutaka Kawai: Experimental Study on Failure and Collapse of
Rigid-frame Piers of Higuway Bridges, Proceedings of the 14th US-Japan Bridge Engineering Workshop,
1998.11.

鋼製橋脚の耐震設計法に関する研究会の委員名簿

〔第1回研究会（平成7年8月1日）、第2回研究会（平成7年11月14日）時点〕

本研究を進めるにあたり、委員の方々から貴重なご意見を賜った。ここに記して謝意を表します。

座長	横山 功一	建設省土木研究所構造橋梁部長
委員	青木 徹彦	愛知工業大学工学部土木工学科教授
	家村 浩和	京都大学工学部土木工学科教授
	宇佐美 勉	名古屋大学工学部土木工学科教授
	北田 俊行	大阪市立大学工学部土木工学科助教授
	後藤 芳顕	名古屋工業大学工学部社会開発工学科教授
	崎元 達郎	熊本大学工学部土木環境工学科教授
	杉浦 邦征	京都大学工学部土木工学科助教授
	中井 博	大阪市立大学工学部土木工学科教授
	長井 正嗣	長岡技術科学大学工学部建設系助教授
	福本 晴士	大阪大学工学部土木工学科教授
	藤野 陽三	東京大学工学部土木工学科教授
	藤原 稔	東北大学工学部土木工学科教授
	増田 陳紀	武蔵工業大学工学部土木工学科教授
	三木 千寿	東京工業大学工学部土木工学科教授
	依田 照彦	早稲田大学理工学部土木工学科教授
	渡邊 英一	京都大学工学部土木工学科教授
	西川 和廣	建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室長
	大塚 久哲	〃 地震防災部耐震研究室長
	運上 茂樹	〃 地震防災部耐震研究室主任研究員
	寺山 徹	〃 地震防災部耐震研究室主任研究員
	村越 潤	〃 構造橋梁部橋梁研究室主任研究員
	山本 悟司	〃 構造橋梁部橋梁研究室研究員
	上仙 靖	〃 構造橋梁部橋梁研究室研究員
	岩城 達思	〃 構造橋梁部橋梁研究室交流研究員
	三百田健治	日本道路公団技術部構造技術課課長代理
	緒方 辰男	〃 技術部構造技術課
	柄川 伸一	首都高速道路公団工務部設計技術課課長補佐
	田嶋 仁志	〃 工務部設計技術課設計基準班長
	堀江 佳平	阪神高速道路公団工務部設計課設計係長
	乙黒 幸年	〃 保全施設部保全技術課
	大橋 治一	本州四国連絡橋公団設計第二課課長代理
	安波 博道	新日本製鐵㈱鉄鋼研究所鋼構造研究開発センター主任研究員
	名取 暢	㈱横河ブリッジ技術本部研究所研究課長
事務局	植野 芳彦	(財)国土開発技術研究センター研究第二部上席主任研究員
	大場 敦史	〃 研究第二部研究員

鋼製橋脚の耐震設計法に関する研究体制

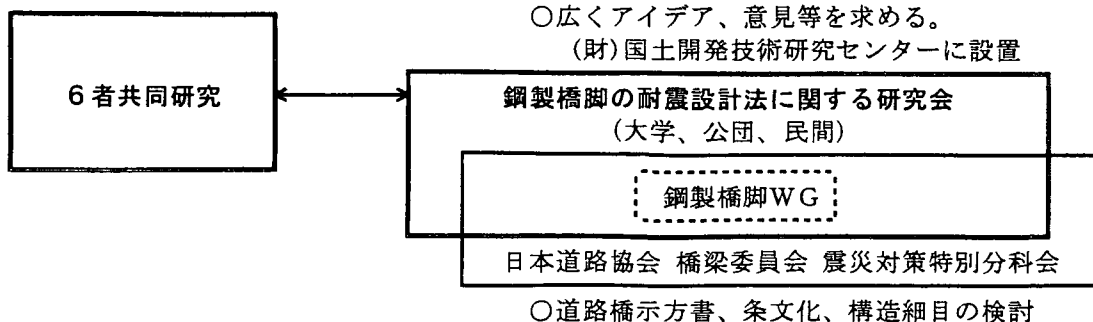


图 表

I. 矩形断面鋼製ラーメン橋脚の正負交番繰返し載荷実験

ラーメン供試体図

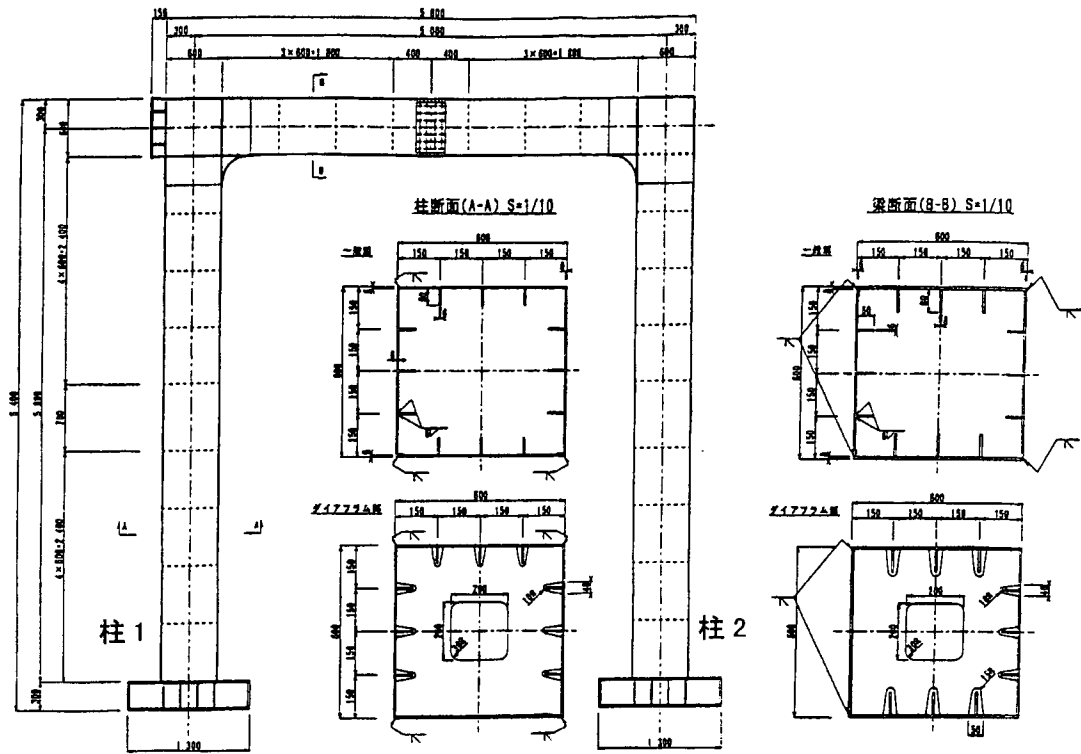


図-2.1.1 供試体形状

表-2.1.1 既設の鋼製ラーメン橋脚の調査結果

構造諸元	既設橋脚の値
面外フランジ幅Dと面内フランジ幅(ウェブ幅)Bの比: B/D	2/3~1/2
梁部材のスパンLと面外フランジ幅(ウェブ幅)Dbの比: Db/L	1/15~1/5
ラーメン骨組み高さHと柱部材のフランジ幅(フランジ・ウェブ幅)Dc・Bcの関係: Bc/H、Dc/H	1/15~2/5
梁部材と柱部材の曲げ剛比k	0.50~2.0
柱部材の細長比パラメータ: $\bar{\lambda}$	0.2~0.4
フランジ幅と縦補剛材本数の関係 フランジ幅: 1.8~2.4m	縦補剛材本数: 3~4
板パネルの板厚(柱部材)および鋼種	板厚: 10~25mm 鋼種: SM490Y、SS400、SM490
縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ R_R	0.2~0.7
縦補剛材の幅厚比パラメータ R_h および鋼種	R_h : 0.6~0.75 鋼種: SS400
補剛材の剛比 $r/r_{l,req}$	0.5~2.0

(備考)k: 梁部材と柱部材の曲げ剛比, $k = \frac{I_b/L_b}{I_c/L_c}$

I_b : 梁の断面二次モーメント

L_b : 柱間隔

I_c : 柱の断面二次モーメント

L_c : 柱高さ

$\bar{\lambda}$: 柱の細長比パラメータ, $\bar{\lambda} = \frac{h}{r} \cdot \frac{1}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}$

h: 柱の有効座屈長

R_R : 補剛材間の板パネルの幅厚比パラメータ, $R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\mu^2)}{E \cdot 4\pi^2 n^2}}$

R_F : 補剛板全体パネルの幅厚比パラメータ, $R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1-\mu^2)}{E \cdot \pi^2 k_F}}$

k_F : 座屈係数, $k_F = \frac{(1+\alpha^2)^2 + n\gamma_1}{\alpha^2(1+n\delta_1)} \quad (\alpha \leq \alpha_o)$

$k_F = \frac{2(1+\sqrt{1+n\gamma_1})}{1+n\delta_1} \quad (\alpha > \alpha_o)$

$$\gamma_I: \text{縦方向補剛材の剛比}, \gamma_I = \frac{I_I}{\frac{bt^3}{11}}$$

δ_I : 補剛材断面積比

$$R_h: \text{縦方向補剛材の幅厚比パラメータ}, R_h = \frac{b_s}{t_s} \sqrt{\frac{\sigma_y \cdot 12(1 - \mu^2)}{E \cdot 0.425 \pi^2}}$$

$\gamma_{I\text{-req}}$: 縦方向補剛材の必要剛比,

$$\gamma_{I\text{-req}} = \begin{cases} 4\alpha^2 n \left(\frac{t_o}{t} \right)^2 (1 + n\delta_I) - \frac{(1 + \alpha^2)^2}{n} & (t \geq t_o) \\ 4\alpha^2 n (1 + n\delta_I) - \frac{(1 + \alpha^2)^2}{n} & (t < t_o) \end{cases}$$

表-2.1.2 供試体の諸元

	柱部	梁部
外形寸法 $b \times d$ (mm)	600 × 600	600 × 600
板厚 t (mm)	5.94	7.87
補剛材寸法 $b_s \times d_s$ (mm)	60 × 5.94	80 × 7.87
ダイヤフラム間隔 a (mm)	600	600
縦方向補剛材で区切られる パネル数	4	4
鋼種	SS400	SS400
鋼材降伏点 σ_{yM} (N/mm ²)	292	306
断面積 A (mm ²)	18576	21328
断面二次モーメント $I \times 10^9$	1.022	1.237
断面二次半径 r (mm)	235	—
長さ L (mm)	5800	5000
有効座屈長 l ($\approx 1.46L$) (mm)	8468	—
細長比パラメータ λ	0.344	—
幅厚比パラメータ R_R	0.49	0.50
幅厚比パラメータ R_F	0.38	—
補剛材剛度 $\gamma_I / \gamma_{I\text{-req}}$	2.193	4.045
鉛直力 N (kN)	655	—
N/N_{yN}	0.15	—
N/N_{yM}	0.12	—

(備考) N_{yN} : 公称降伏軸力(kN)

N_{yM} : 材料試験結果に基づく降伏軸力(kN)

ラーメン供試体図

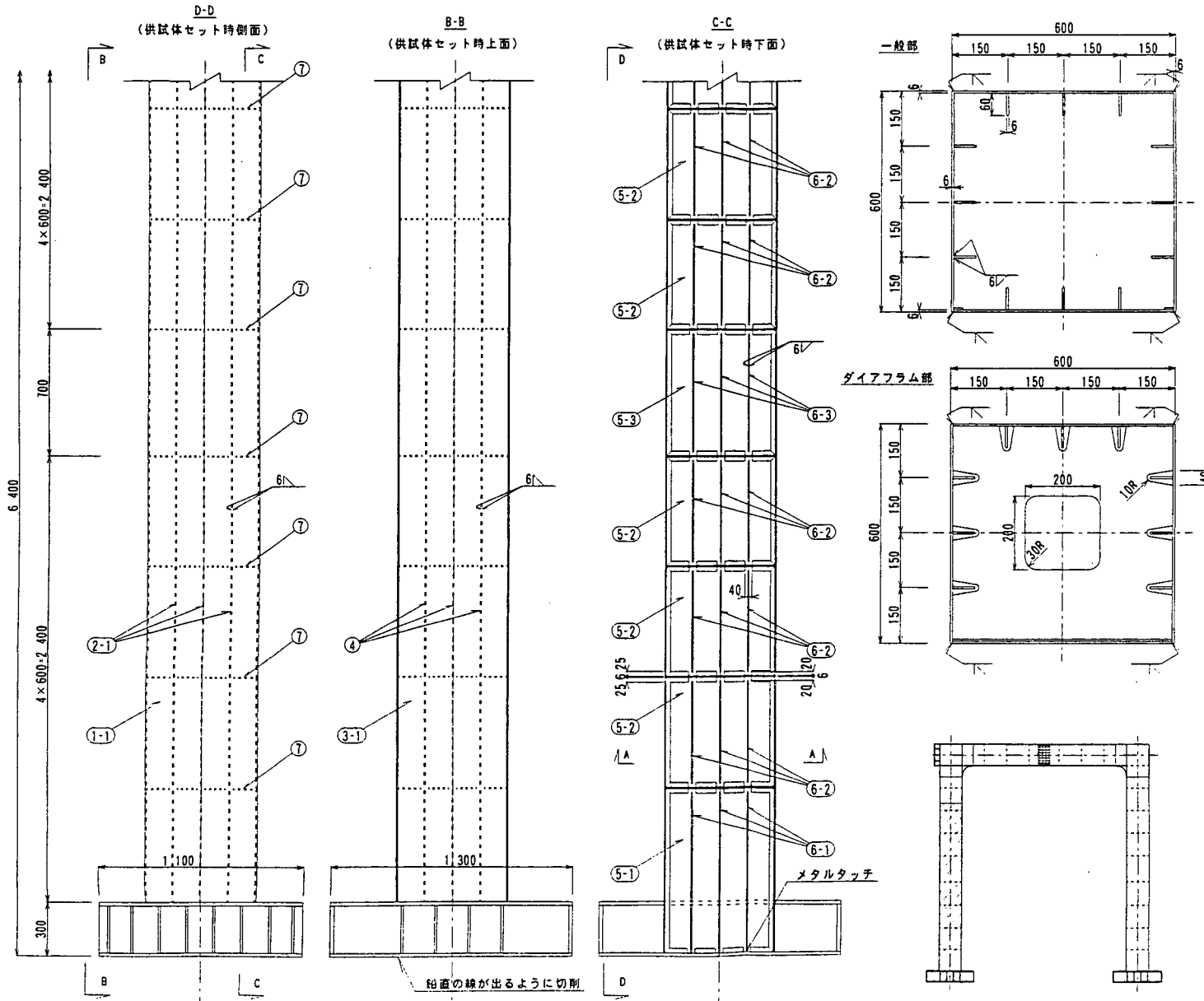


図-2.1.2(1) 供試体の形状・寸法(その1)

- | | | |
|-----|------------------|-----|
| ①-① | 4-FLG PL 600×6×5 | 431 |
| ①-② | 2-FLG PL 612×12× | 942 |
| ②-① | 12-RIB PL 60×6×5 | 757 |
| ②-② | 6-RIB PL 60×6× | 484 |
| ③-① | 2-WEB PL 588×6×5 | 481 |
| ③-② | 1-WEB PL 588×12× | 892 |
| ④ | 6-RIB PL 60×6×5 | 757 |
| ⑤-① | 2-WEB PL 588×6× | 878 |
| ⑤-② | 12-WEB PL 588×6× | 594 |
| ⑤-③ | 2-WEB PL 588×6× | 694 |
| ⑤-④ | 2-WEB PL 588×6× | 297 |
| ⑤-⑤ | 3-WEB PL 588×12× | 296 |
| ⑤-⑥ | 3-WEB PL 588×12× | 584 |
| ⑥-① | 6-RIB PL 60×6× | 858 |
| ⑥-② | 36-RIB PL 60×6× | 554 |
| ⑥-③ | 6-RIB PL 60×6× | 654 |
| ⑥-④ | 6-RIB PL 60×6× | 553 |
| ⑦ | 16-DIA PL 588×6× | 594 |
| ⑧ | 1-DIA PL 588×12× | 600 |
| ⑨-① | 3-FLG PL 612×12× | 956 |
| ⑨-② | 1-FLG PL 612×12× | 344 |
| ⑨-③ | 4-FLG PL 600×8×1 | 850 |
| ⑩-① | 6-RIB PL 80×8× | 548 |
| ⑩-② | 2-RIB PL 80×8×1 | 751 |
| ⑩-③ | 4-RIB PL 80×8×2 | 179 |
| ⑪-① | 2-WEB PL 584×12× | 294 |
| ⑪-② | 2-WEB PL 584×6×1 | 400 |
| ⑪-③ | 2-WEB PL 584×12× | 500 |
| ⑫ | 6-RIB PL 60×6×1 | 989 |
| ⑬-① | 2-WEB PL 584×12× | 294 |
| ⑬-② | 2-WEB PL 584×6× | 297 |
| ⑬-③ | 4-WEB PL 584×6× | 594 |
| ⑬-④ | 2-WEB PL 584×12× | 397 |
| ⑭-① | 6-RIB PL 60×6× | 551 |
| ⑭-② | 12-RIB PL 60×6× | 554 |
| ⑭-③ | 6-RIB PL 60×6× | 192 |
| ⑮-① | 4-DIA PL 584×6× | 594 |
| ⑮-② | 2-DIA PL 584×6× | 588 |
| ⑯-① | 2-FLG PL 612×12× | 393 |
| ⑯-② | 7-RIB PL 200×12× | 200 |
| ⑰ | 12-RIB PL 60×6× | 544 |

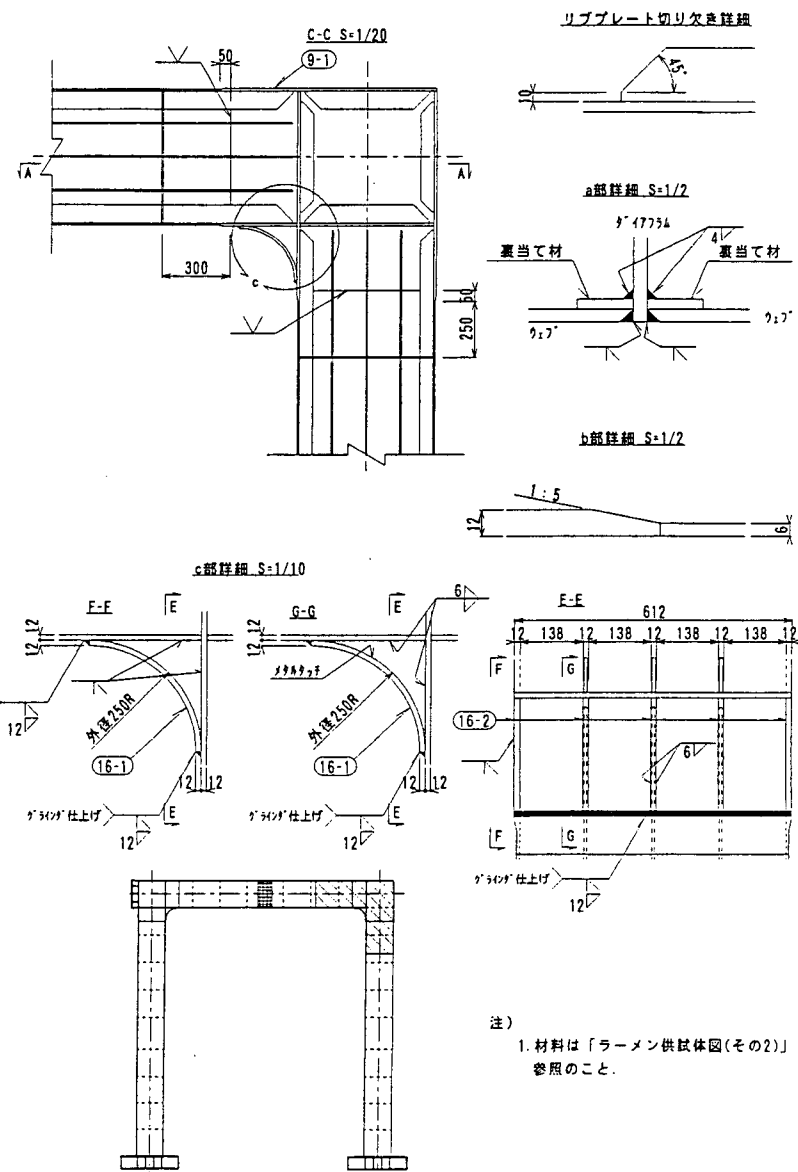
裏当て材

- | | |
|------------------|------------------|
| 72-PL 25×4.5×124 | 72-PL 25×4.5×110 |
| 4-PL 25×4.5×878 | 24-PL 25×4.5×594 |
| 4-PL 25×4.5×593 | 4-PL 25×4.5×694 |
| 8-PL 25×4.5×584 | 12-PL 25×4.5×124 |
| 4-PL 25×4.5×600 | 12-PL 25×4.5×110 |
| 24-PL 25×4.5×122 | 24-PL 25×4.5×110 |
| 4-PL 25×4.5×591 | 8-PL 25×4.5×594 |

注)

1. 特記なき材質はSS400とする。
2. 裏当て材の材質はSS400相当品とする。

ラーメン供試体図



注)
1. 材料は「ラーメン供試体図(その2)」
参照のこと。

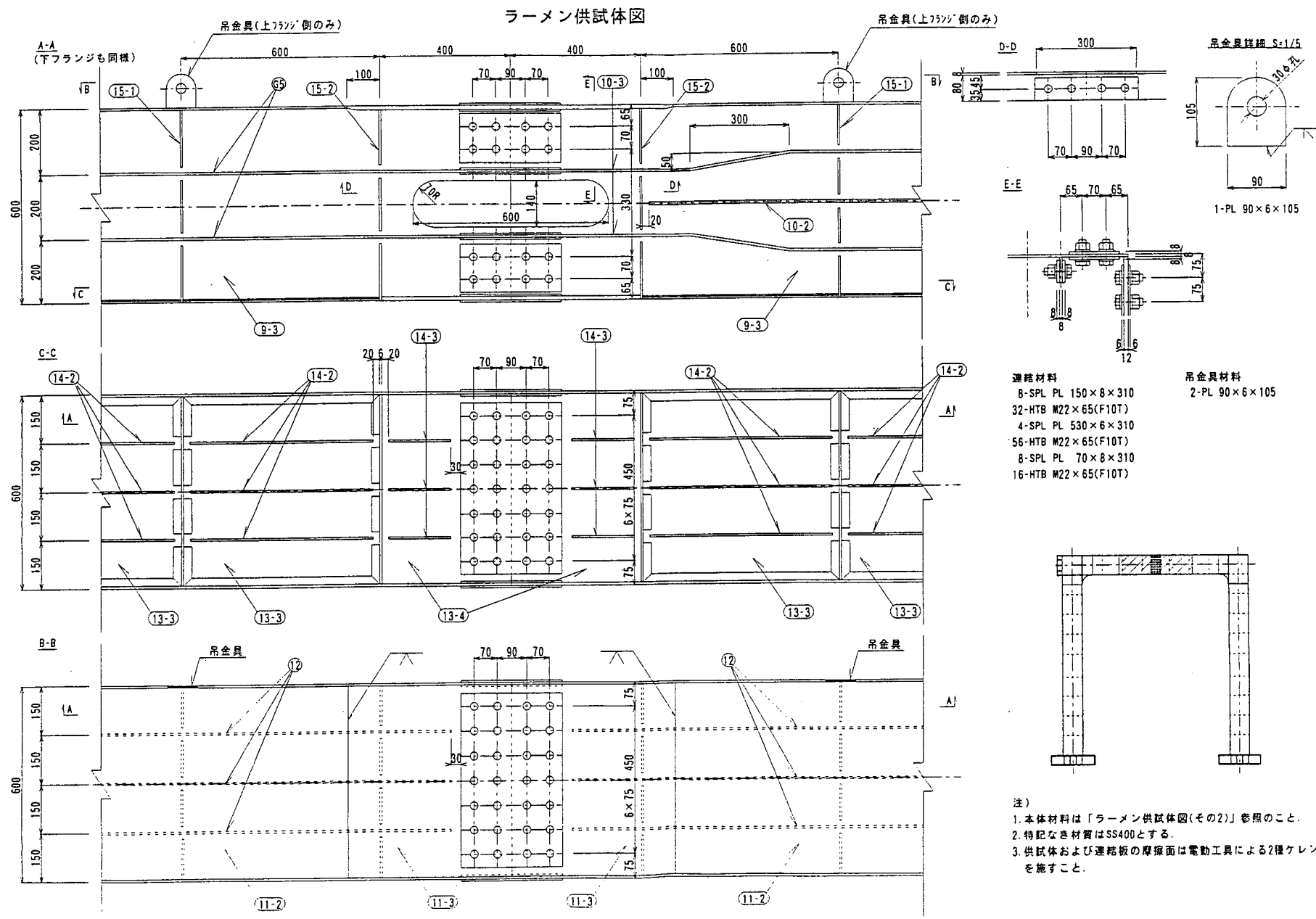


図-2.1.2(4) 供試体の形状・寸法(その4)

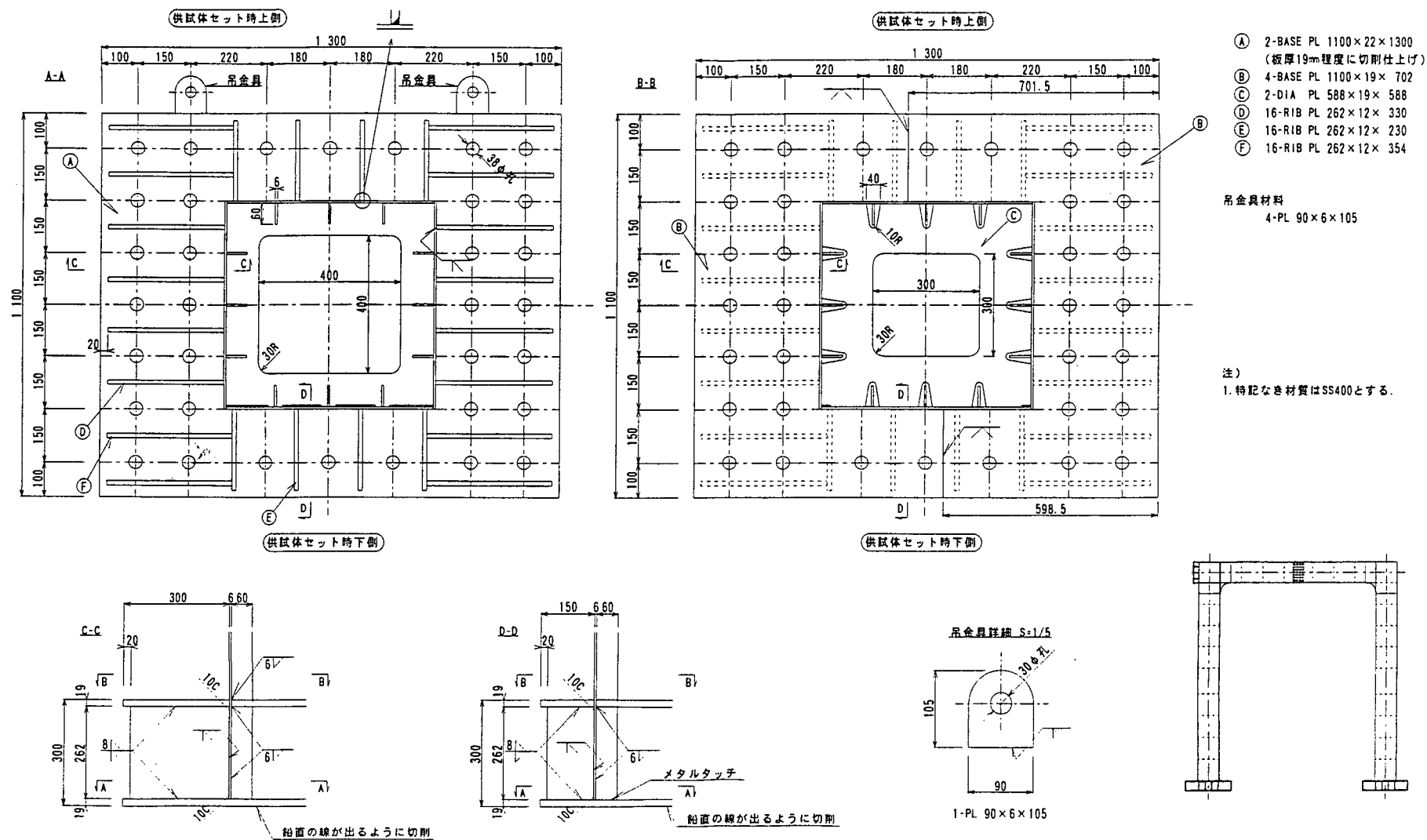
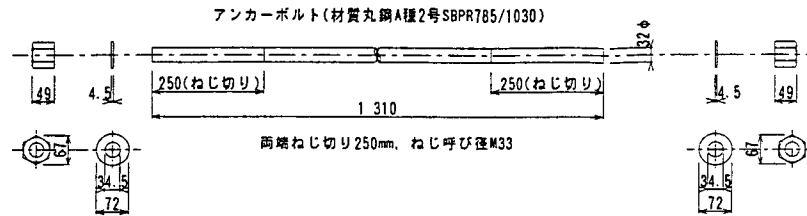


図-2.1.2(5) 供試体の形状・寸法(その5)

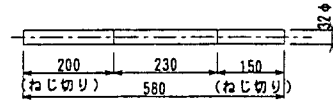
ラーメン供試体図

供試体取付用アンカーボルトのセット詳細図
(34セット製作)

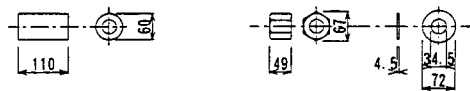


挿付け用エクステンション詳細図

(2セット製作)
テンションバー(材質丸鋼A種2号SBPR785/1030)
(両端ねじ切り150mm, ねじ呼び径M33)

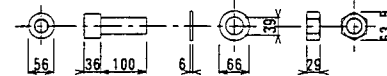


カブラー



水平力載荷装置取付ボルトのセット詳細図

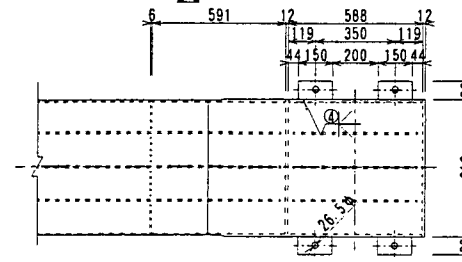
(8セット製作)



(M36六角頭付きボルト1本, ナット1個, ワッシャ2個で1セット)

載荷治具取付用金具詳細

E-E (2セット製作)



8-PL 80×12×150

受台受け部詳細図

(2組製作)

D-D S=1/10

A-A S=1/20

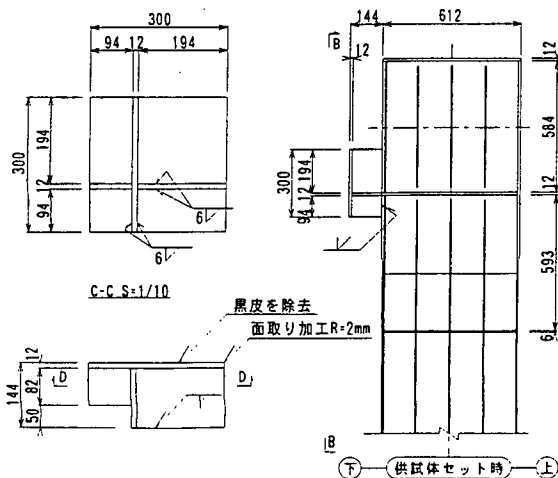


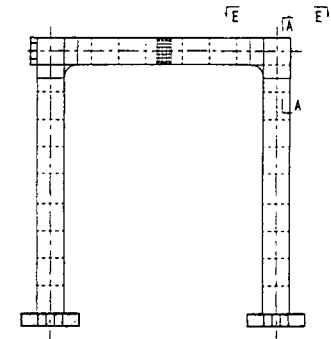
図-2.1.2(6) 供試体の形状・寸法(その 6)

34-RB 32φ×1310 (SBPR785/1030)
68-NUT M33 (S45C, 1ワッシャ付)

2-RB 32φ×580 (SBPR785/1030)
2-NUT M33×110 (S45C)
2-NUT M33 (S45C, 1ワッシャ付)
8-BN M36×100(SCM435)
(強度区分10.9, 六角孔付ボルトナット)

注)

1. 特記なき材質はSS400とする。



ラーメン供試体図

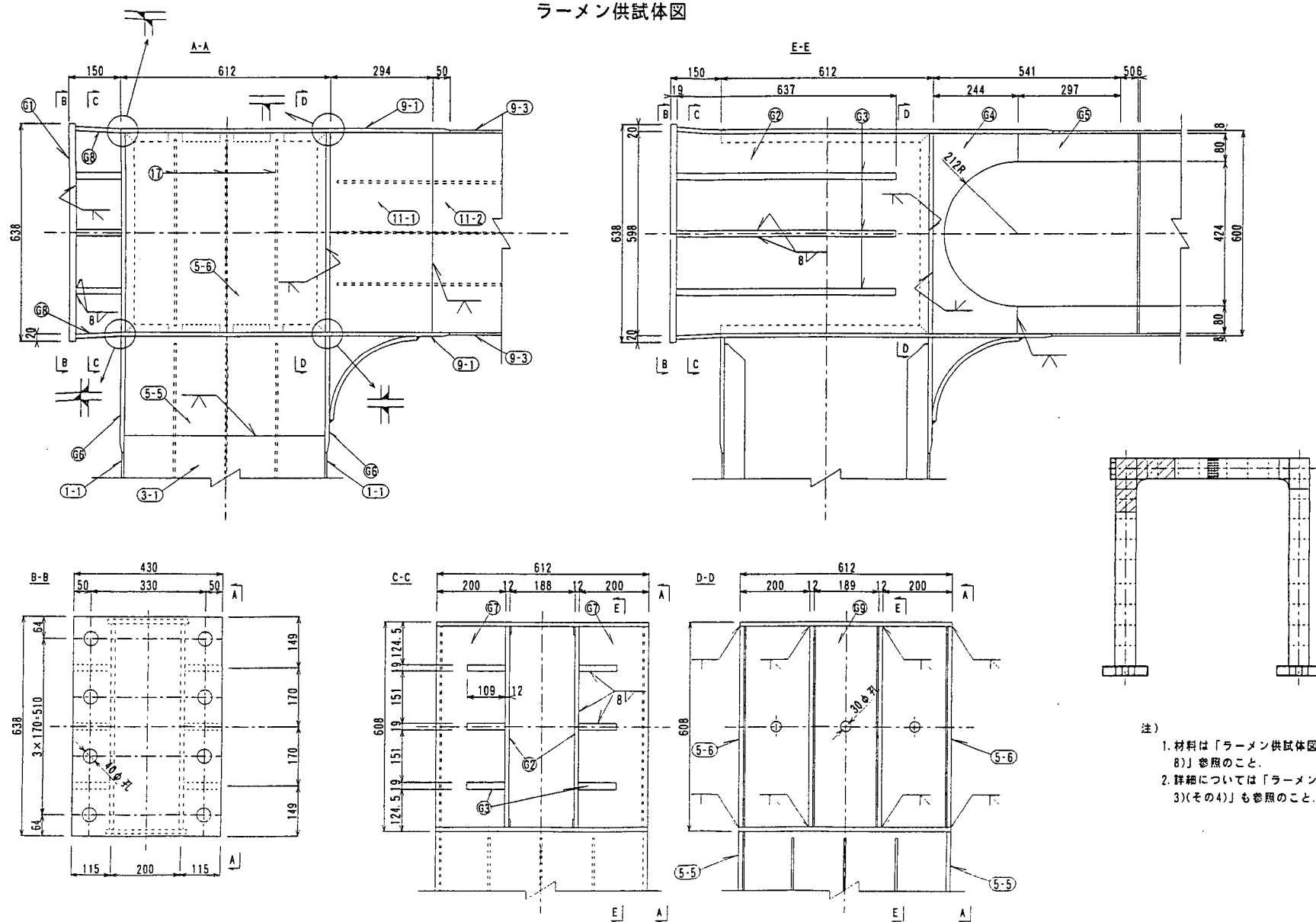


図-2.1.2(7) 供試体の形状・寸法(その7)

ラーメン供試体図

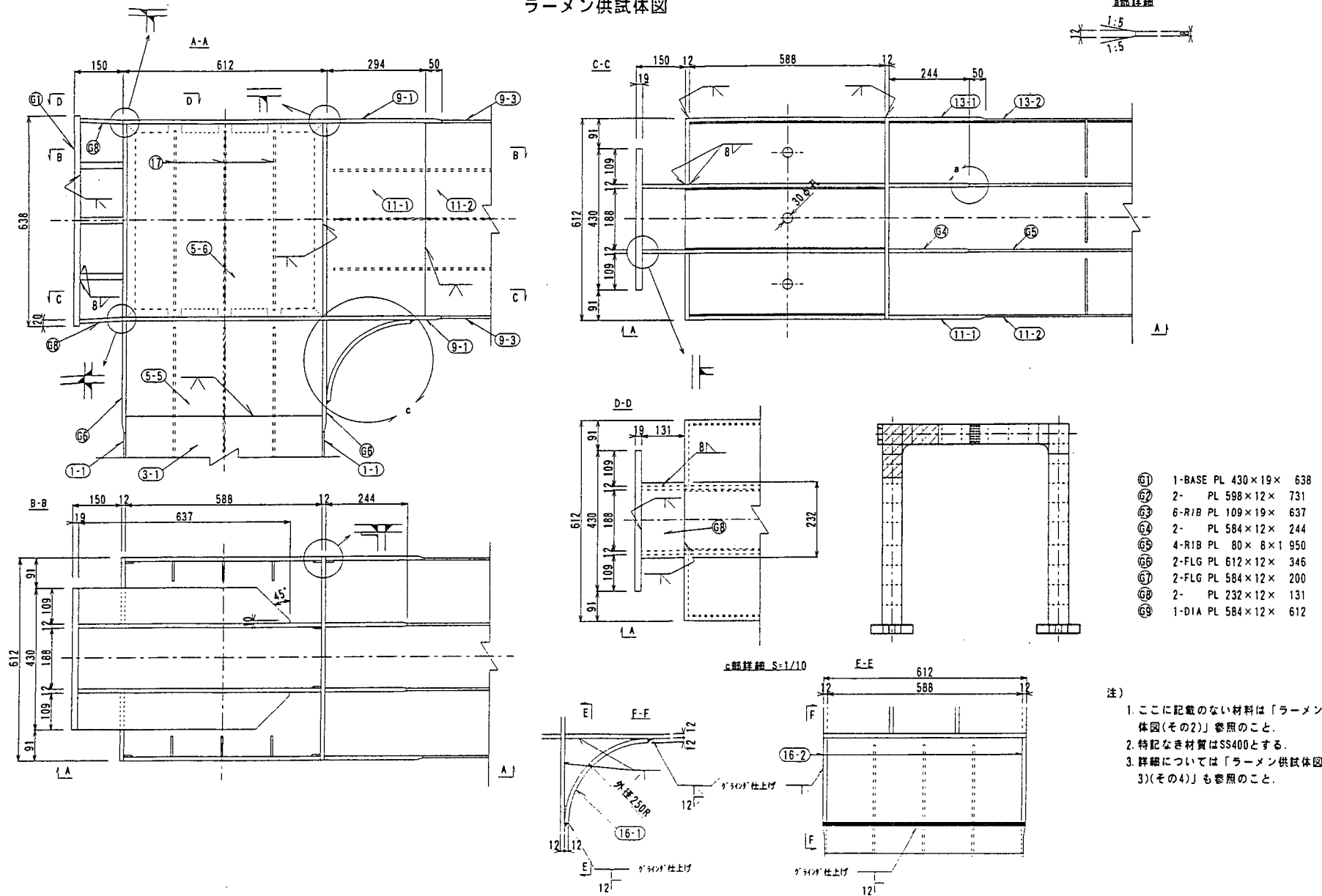


図-2.1.2(8) 供試体の形状・寸法(その8)

表-2.1.3 材料試験結果

供試体に使用する 部位	試験片の採 取方向	公称板厚 (mm)		板厚 (mm)	幅 (mm)	断面積 (mm ²)	上降伏点 (N/mm ²)	下降伏点 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	破断伸び (%)	材質
柱部、梁部ウェブ	ロール方向	6	No.1	5.95	25.19	149.88	319.0	287.2	436.8	38.7	SS400
			No.2	5.94	25.16	149.45	312.3	293.3	437.3	38.7	
			No.3	5.94	25.13	149.27	325.1	300.8	439.8	39.8	
			平均	5.94	25.16	149.53	318.8	293.8	438.0	39.1	
柱部、梁部ウェブ	ロール直角 方向	6	No.1	5.91	25.22	149.05	311.1	298.7	442.7	36.8	SS400
			No.2	5.96	25.16	149.95	-	283.2	438.4	34.5	
			No.3	5.91	25.21	148.99	311.7	292.9	443.9	38.5	
			平均	5.93	25.20	149.33	311.4	291.6	441.7	36.6	
梁部フランジ	ロール方向	8	No.1	7.84	25.16	197.25	313.7	299.8	436.0	43.5	SS400
			No.2	7.93	25.12	199.20	304.7	297.8	432.2	45.4	
			No.3	7.83	25.11	196.61	318.7	300.3	432.0	44.2	
			平均	7.87	25.13	197.69	312.4	299.3	433.4	44.4	
梁部フランジ	ロール直角 方向	8	No.1	7.76	25.19	195.47	329.1	311.0	446.5	41.7	SS400
			No.2	7.75	25.14	194.84	326.1	313.6	457.4	41.2	
			No.3	7.76	25.11	194.85	331.1	312.0	444.9	41.1	
			平均	7.76	25.15	195.05	328.8	312.2	449.6	41.3	
隅角部 梁接合部	ロール方向	12	No.1	11.65	25.16	293.11	260.6	253.6	424.9	44.8	SS400
			No.2	11.71	25.20	295.09	265.2	248.3	417.3	45.3	
			No.3	11.61	25.14	291.88	253.6	248.2	419.5	45.4	
			平均	11.66	25.17	293.36	259.8	250.0	420.6	45.2	
隅角部 梁接合部	ロール直角 方向	12	No.1	11.63	25.12	292.15	270.5	252.1	422.2	45.6	SS400
			No.2	11.62	25.21	292.94	274.9	252.7	421.1	42.9	
			No.3	11.67	25.13	293.27	273.9	250.7	420.7	45.9	
			平均	11.64	25.15	292.78	273.1	251.8	421.3	44.8	

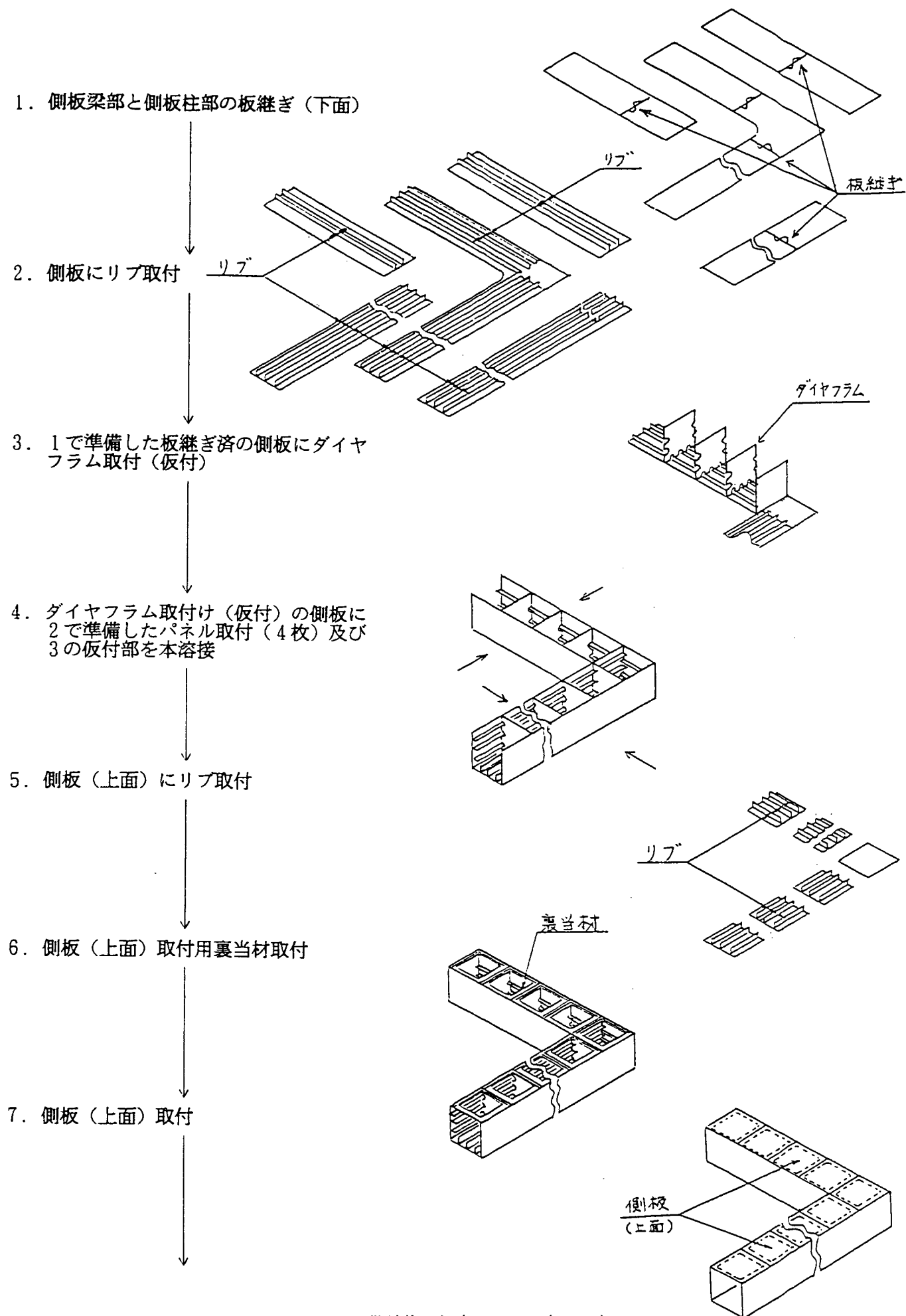
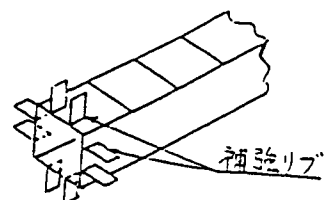
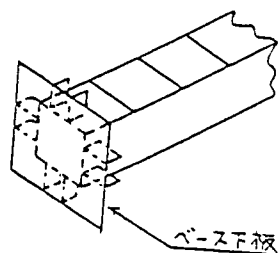


図-2.1.3(1) 供試体の組立てフロー（その1）

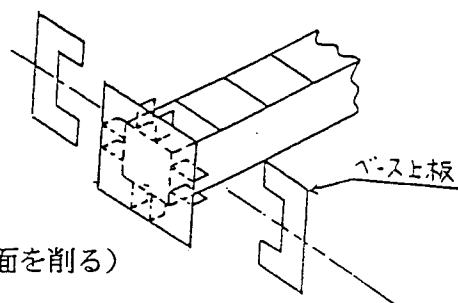
8. ベース部補強リブ取り付け



9. ベース下板取付



10. ベース上板取付（2つ割）

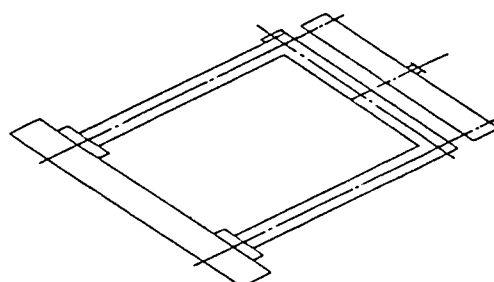


11. 仕上げ

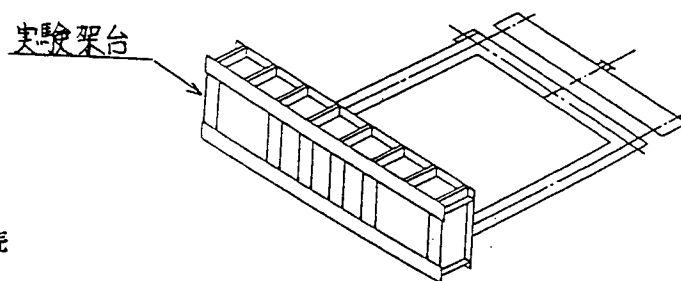
12. 機械加工（脚とベース板の鉛直度を出すためベース板下面を削る）

13. 仮組立

(1) 定盤に原寸マーキング



(2) マーキングに合わせて実験架台をセット



(3) 実験架台に試験体①を仮ボルトにて接続

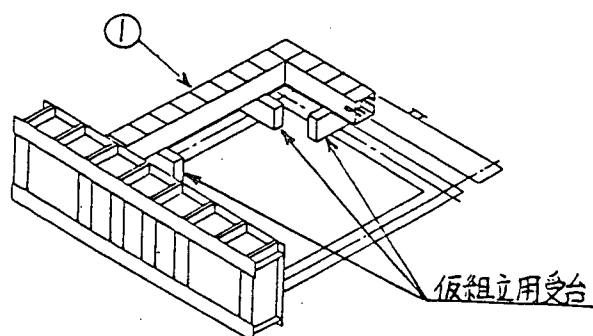
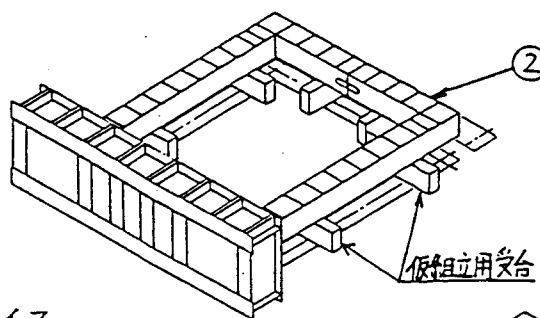
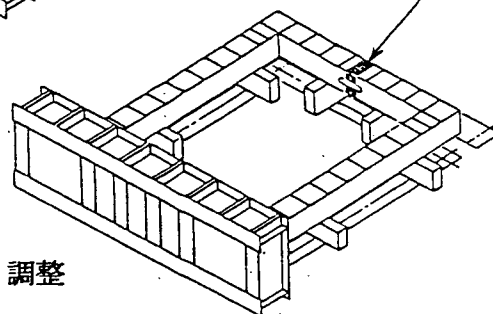


図-2.1.3(2) 供試体の組立てフロー（その2）

(4) 実験架台に試験体②を仮ボルトにて接続



(5) 試験体締結部内側リブ及び側板のスプライス
仮ボルトにて接続 (仮締め)

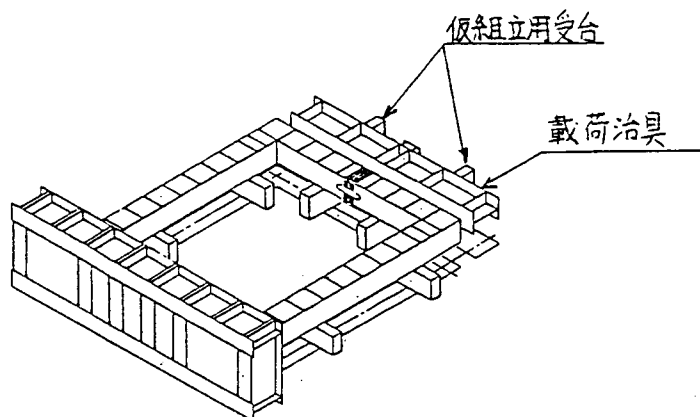


(6) 試験体の通り芯及び各角部に下げ振りを下ろし位置の確認・調整

(7) 試験体内側リブ及び側板リブのスプライスを本締め

(8) 支承を試験体へ接続

(9) 載荷治具を試験体へ接続と支承を接続



(10) 試験体各部の外観寸法検査

(11) 接続部解体

(12) 運搬・搬入

(13) 現地据え付け

注： ウェーブ・フランジ接続部のスプライス取付面及びスプライス
接合面は2種ケレンのこと。

図-2.1.3(3) 供試体の組立てフロー(その3)

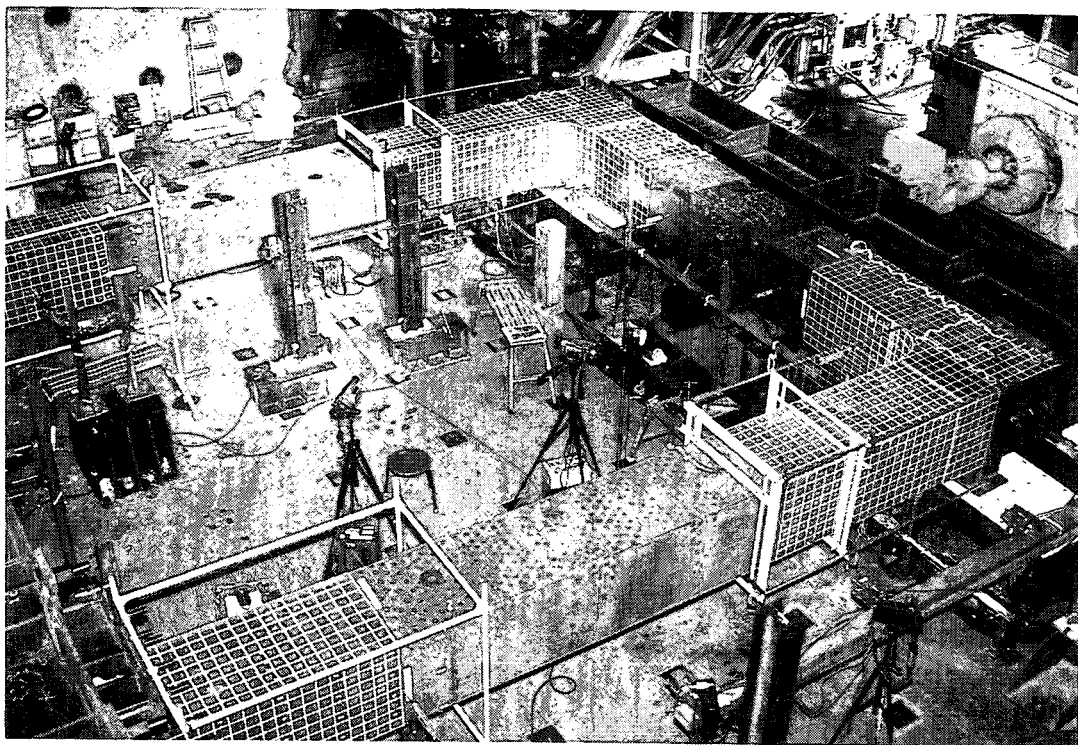


写真-2.2.1 実験状況

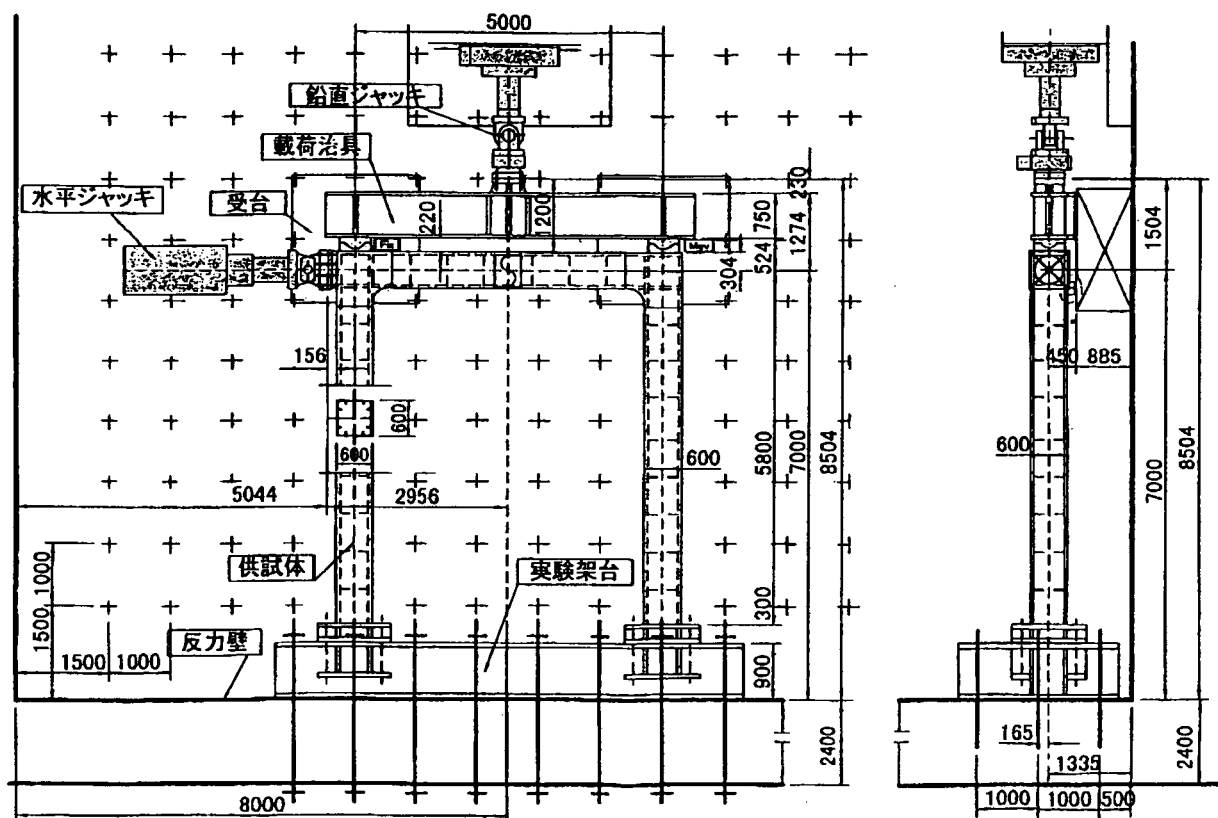


図-2.2.1 実験概要

表-2.2 載荷装置の能力

水平力載荷用アクチュエータ	
最大載荷力	±1250kN(動的)、±1500kN(静的)
最大載荷変位	±500mm
最大載荷速度	±1m/sec
振動数範囲	DC~30Hz
試験機長さ	5m
試験機重量	40kN
一定鉛直力載荷用装置	
最大載荷力	2000kN(圧縮)、500kN(引張)
最大載荷変位	300mm
最大水平移動量	±500mm
最大回転量	±5°

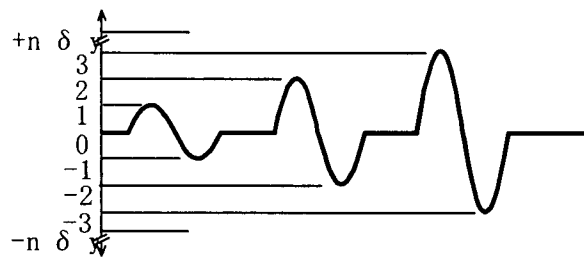
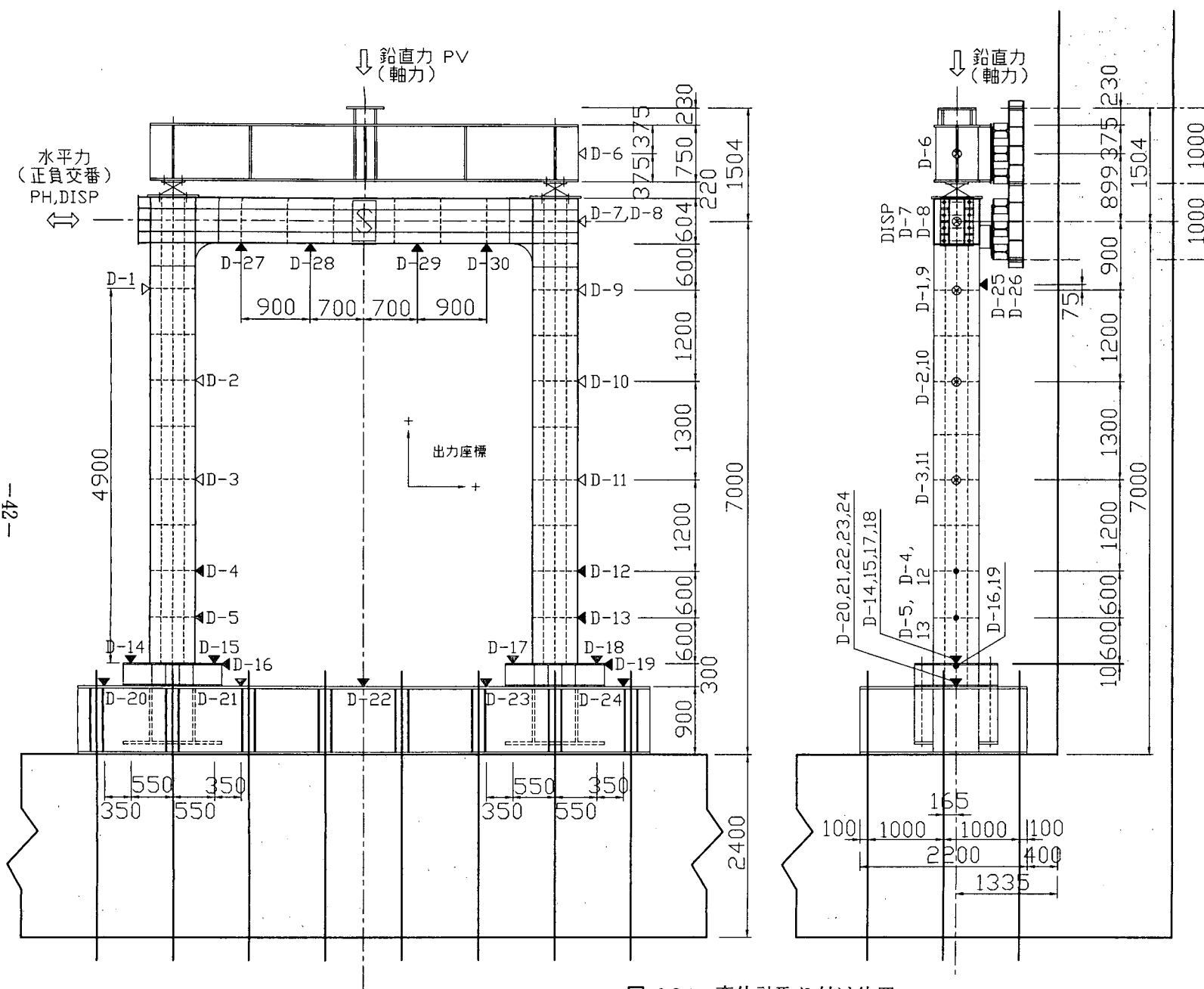


図-2.2.2 載荷サイクル



センサー表

ch	センサー名	センサー位置, 型番
1	PH	水平荷重
2	DISP	水平変位
3	PV	鉛直荷重
4	D-1	脚1, 水平, DP-500D
5	D-2	"
6	D-3	"
7	D-4	脚1, 水平, SDP-200D
8	D-5	脚1, 水平, SDP-100R
9	D-6	脚2, 水平, DP-500D
10	D-7	脚2, 水平, DP-1000D
11	D-8	脚2, 水平, インダクタンス
12	D-9	脚2, 水平, DP-500D
13	D-10	"
14	D-11	"
15	D-12	脚2, 水平, SDP-200D
16	D-13	脚2, 水平, SDP-100R
17	D-14	脚1, 鉛直, CDP-50
18	D-15	"
19	D-16	脚1, 水平, CDP-50
20	D-17	脚2, 鉛直, CDP-50
21	D-18	"
22	D-19	脚2, 水平, CDP-50
23	D-20	架台, 鉛直, CDP-50
24	D-21	"
25	D-22	"
26	D-23	"
27	D-24	"
28	D-25	脚1, 上下, SDP-100R
29	D-26	脚2, 上下, SDP-100R
30	D-27	梁, 鉛直, SDP-200R
31	D-28	梁, 鉛直, SDP-100R
32	D-29	梁, 鉛直, SDP-100R
33	D-30	梁, 鉛直, SDP-200R

注) D-25, 26は上向きを正とする。

図-2.3.1 変位計取り付け位置

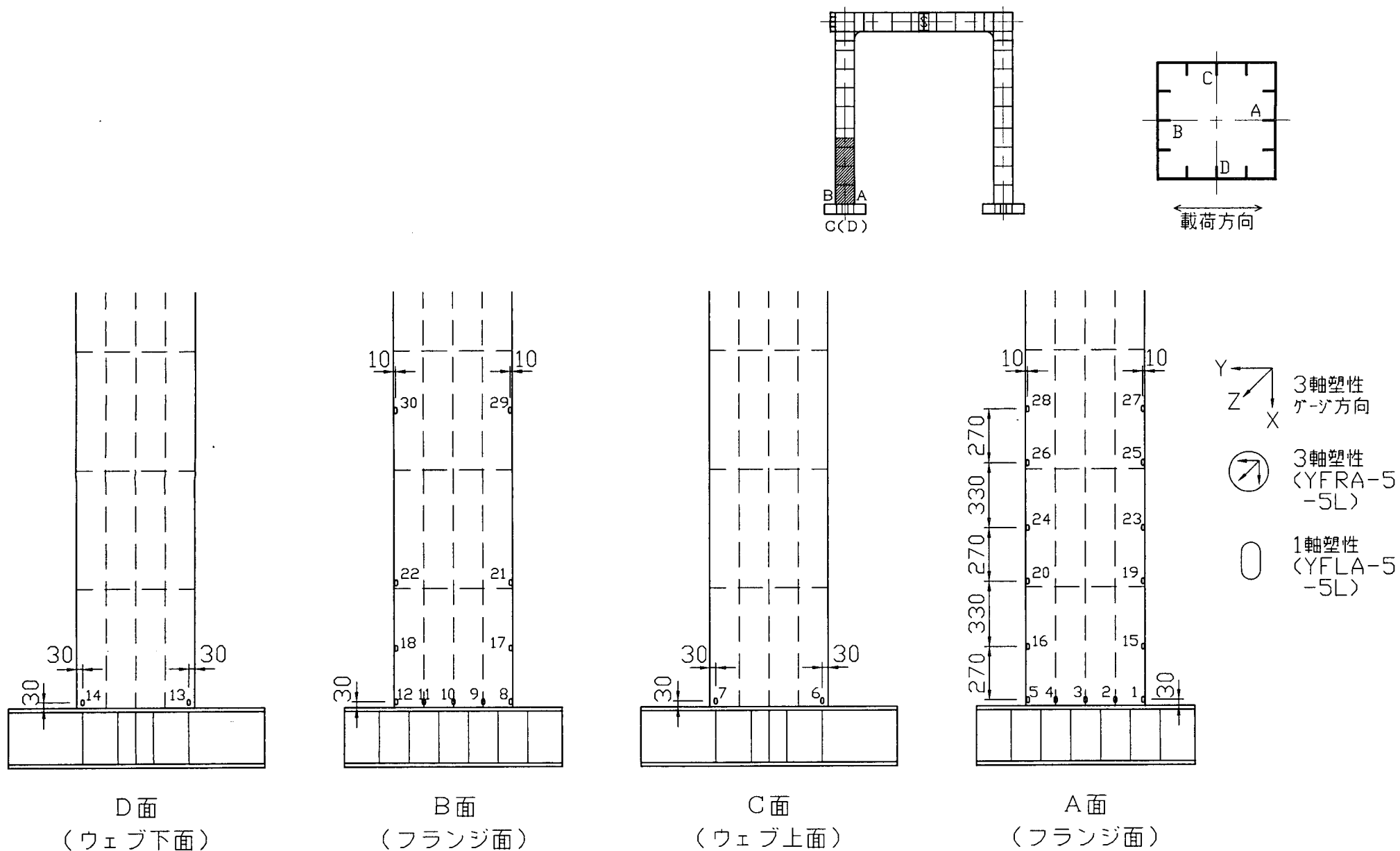


図-2.3.2(1) ひずみゲージ貼付位置(脚1 基部)

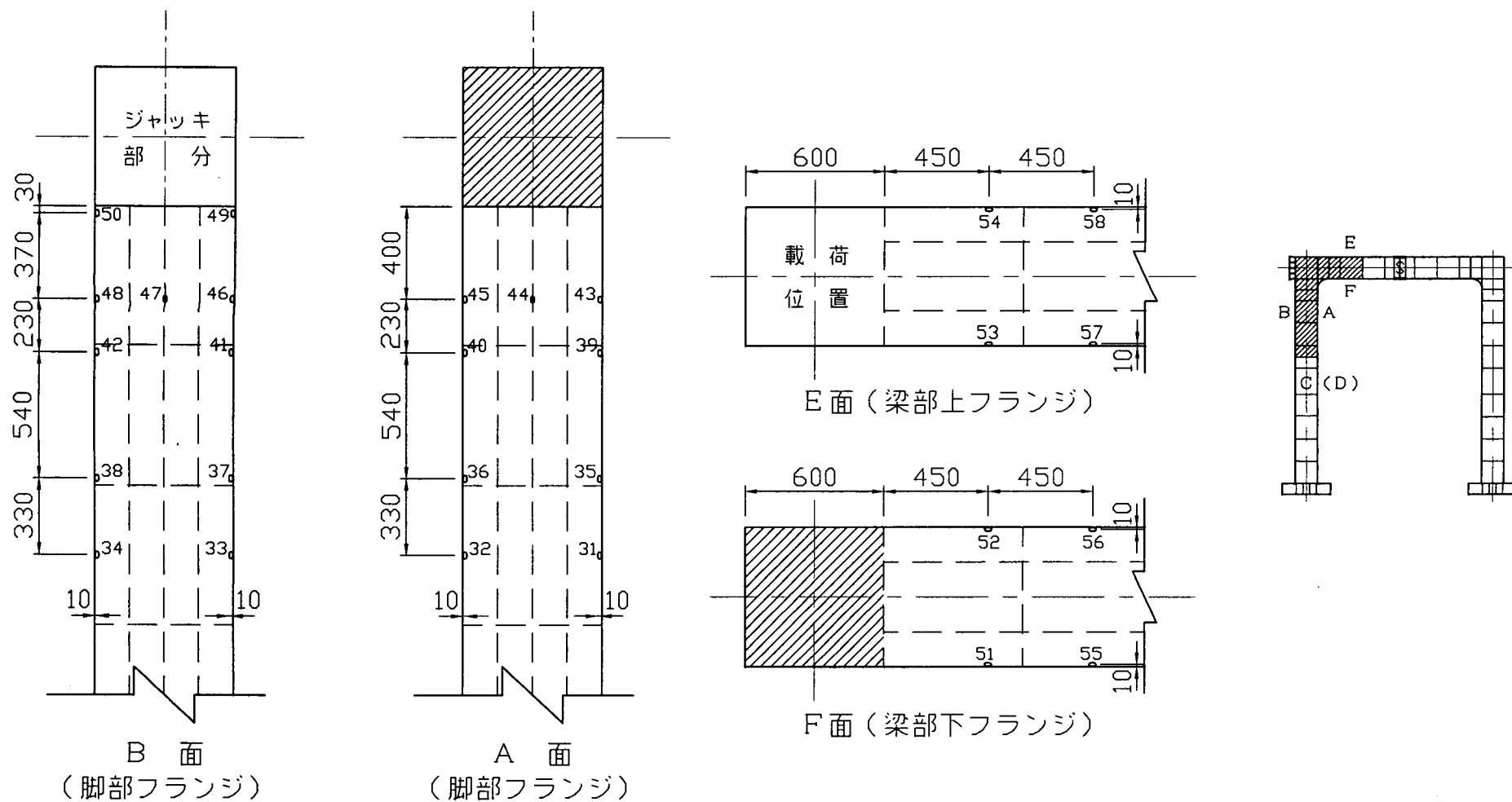
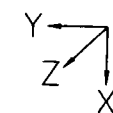
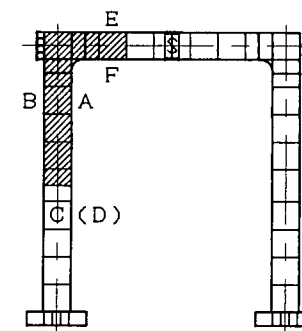
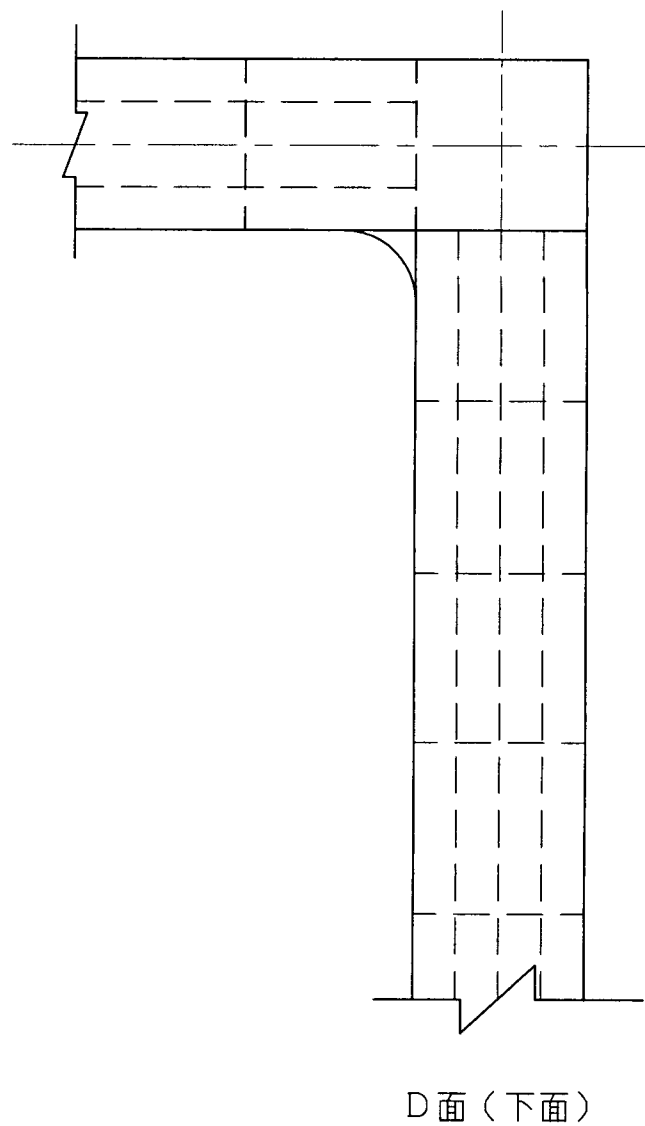
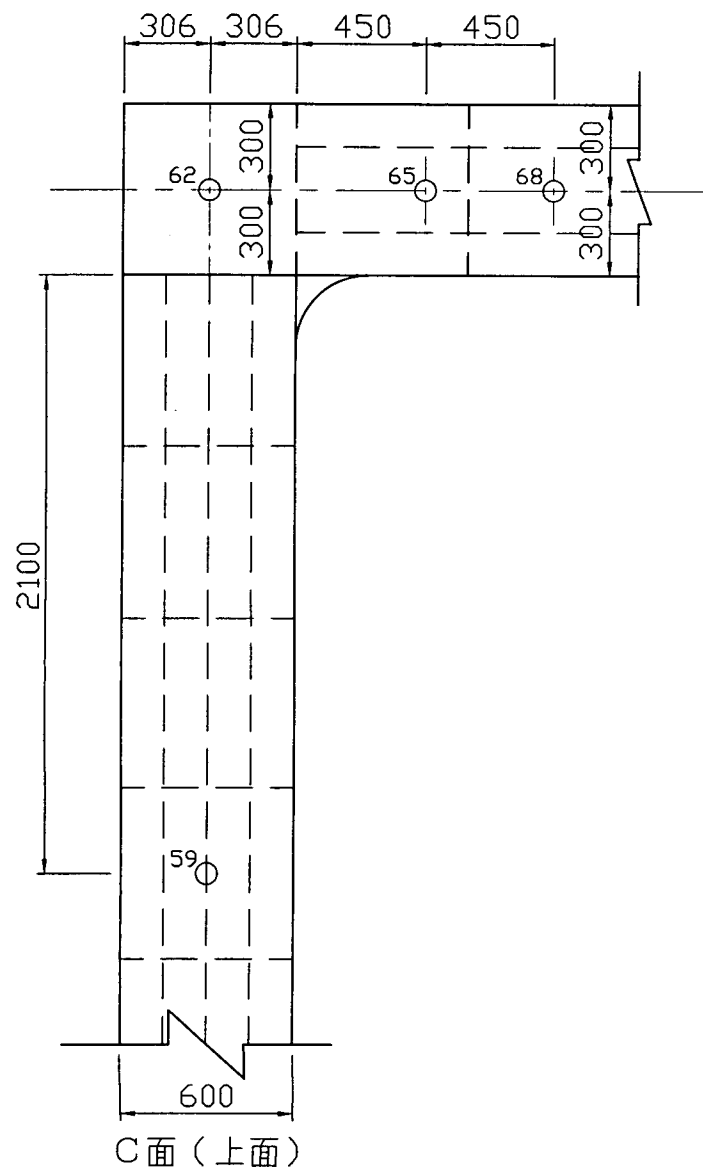


図-2.3.2(2) ひずみゲージ貼付位置(脚1隅角部)



3軸塑性
ゲージ方向



3軸塑性
(YFRA-5-5L)



1軸塑性
(YFLA-5-5L)

図-2.3.2(3) ひずみゲージ貼付位置(脚1隅角部)

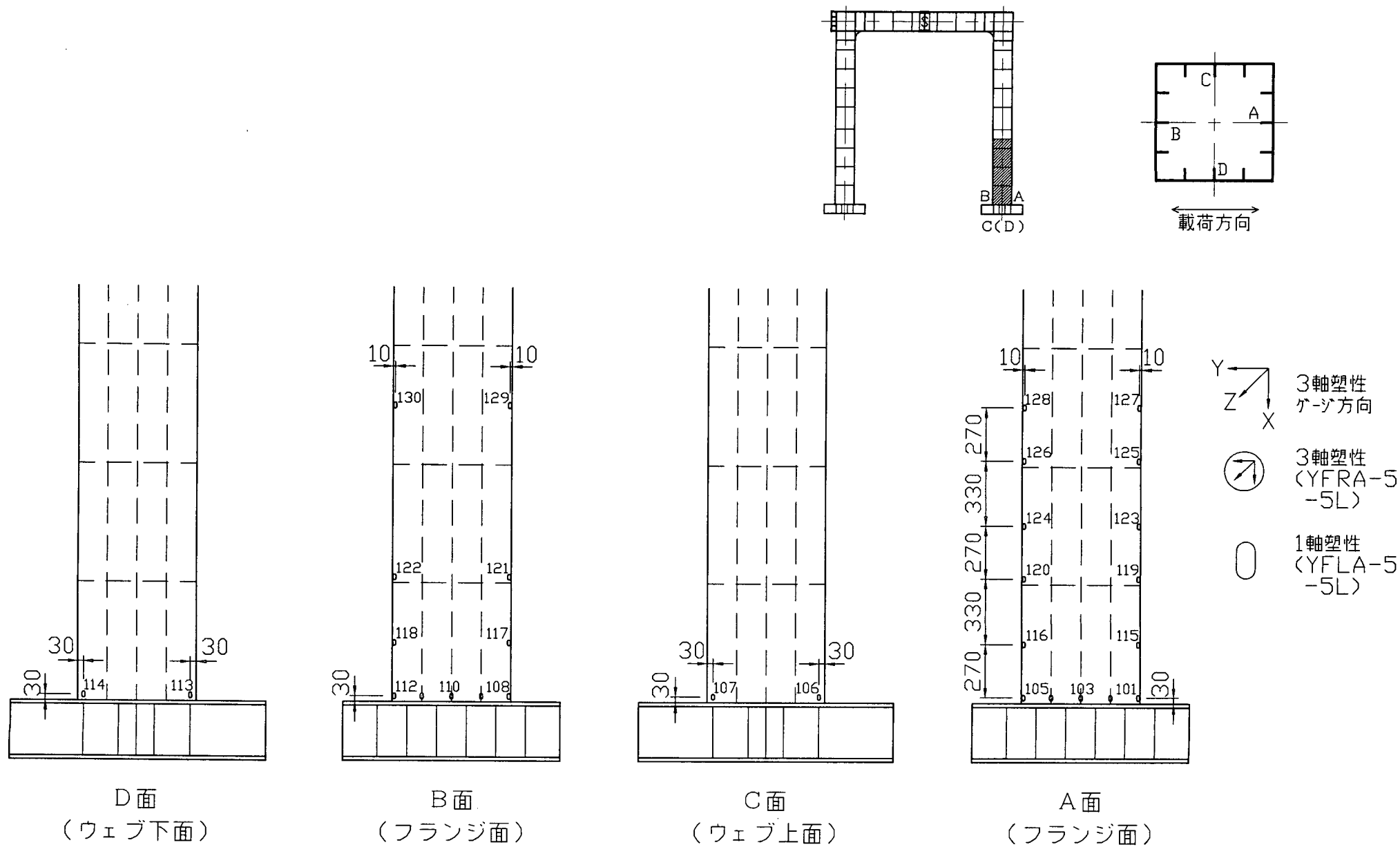


図-2.3.2(4) ひずみゲージ貼付位置(脚2基部)

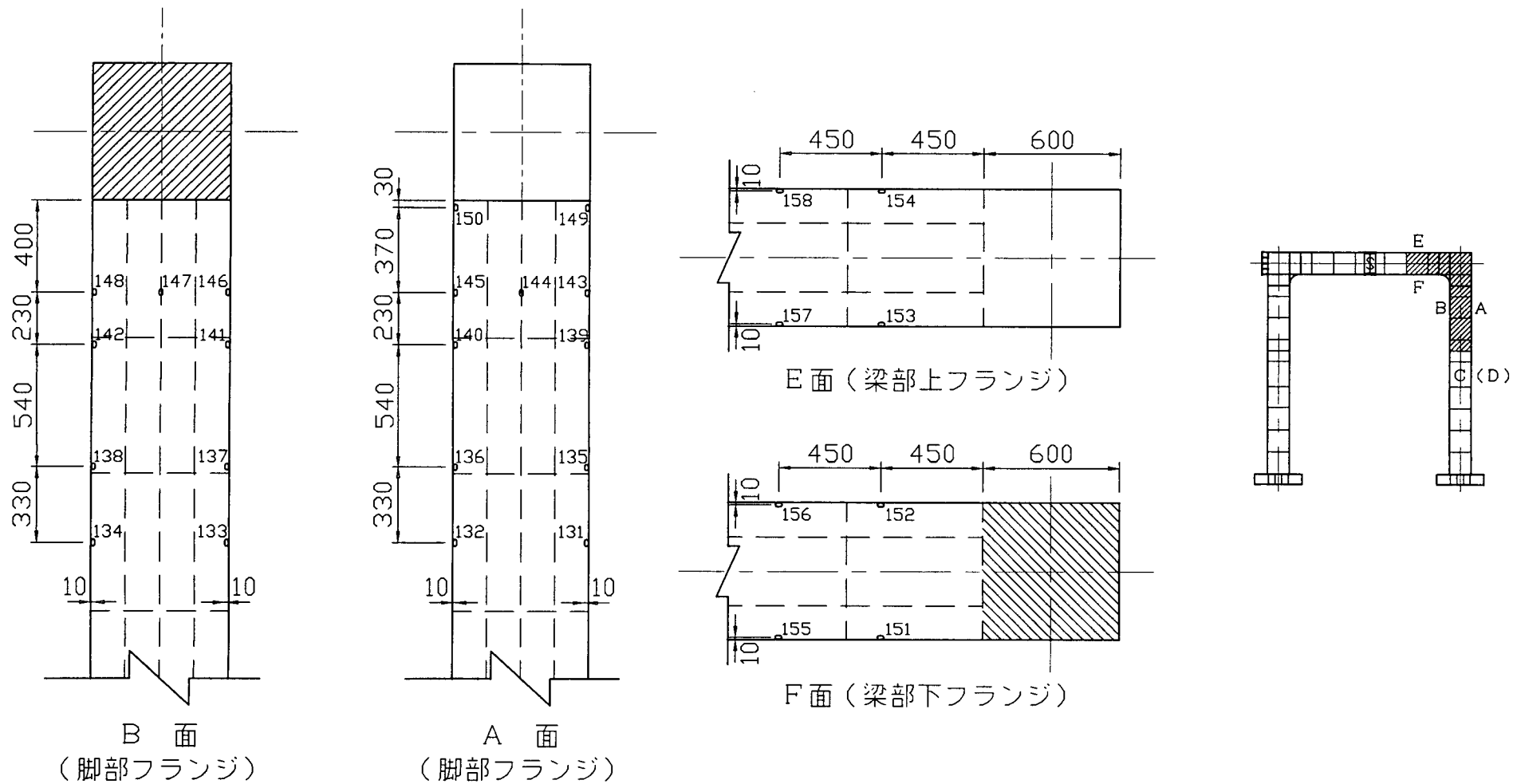
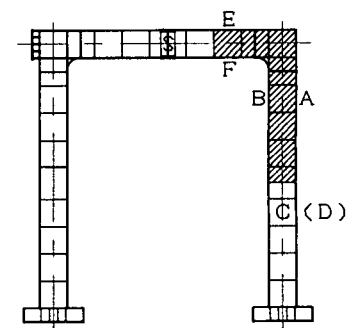
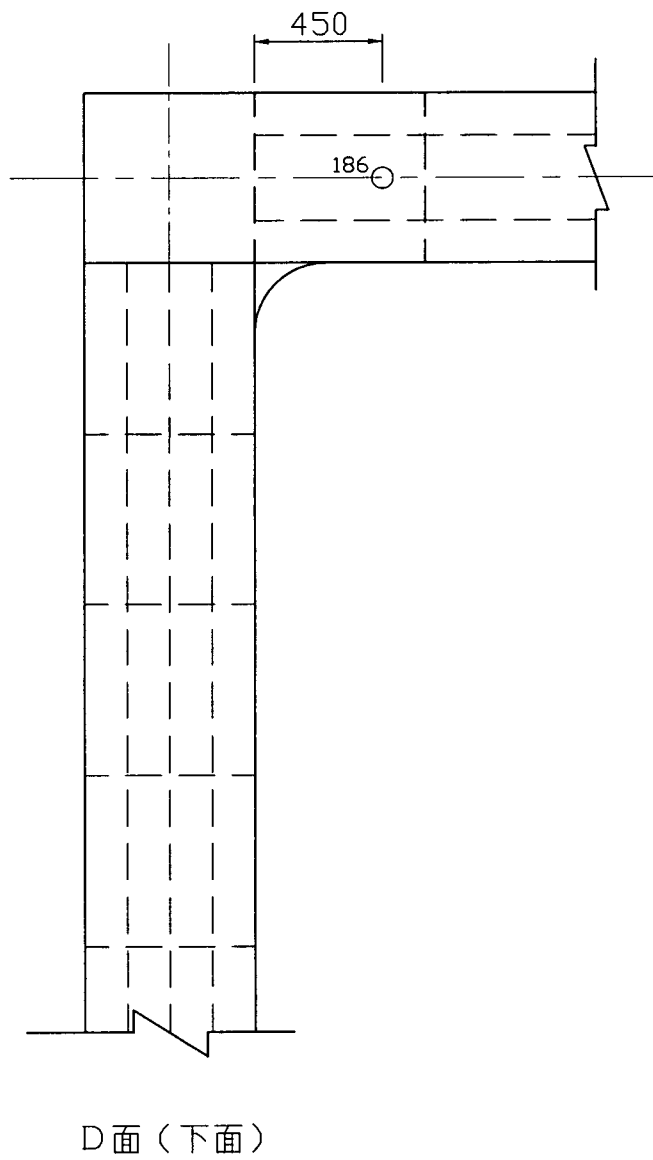
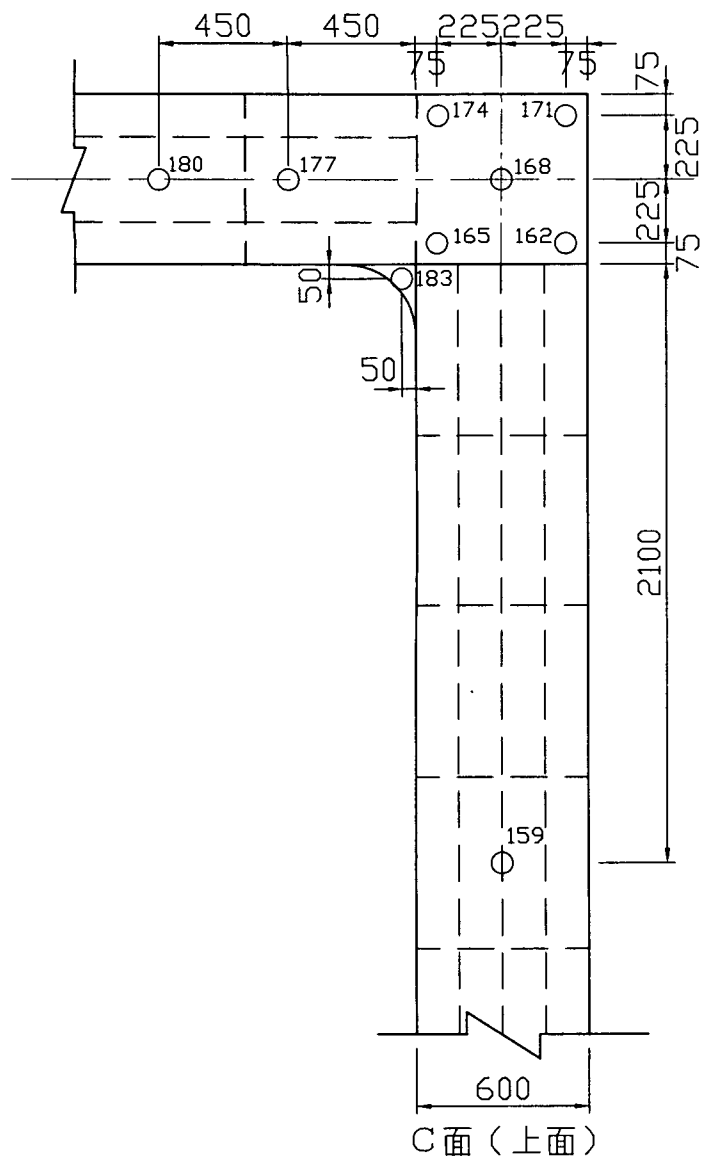


図-2.3.2(5) ひずみゲージ貼付位置(脚2隅角部)



- 
 3軸塑性
ゲージ方向
- 
 3軸塑性
(YFRA-5-5L)
- 
 1軸塑性
(YFLA-5-5L)

図-2.3.2(6) ひずみゲージ貼付位置(脚2隅角部)

実 験 結 果

表-3.1.1 実験結果一覧表

降伏荷重 P_{yM} (kN)	最大荷重 P_u (kN)	P_u/P_{yM}	降伏変位 δ_{yEM} (mm)	最大荷重時変位 δ_m (mm)	δ_{97} (mm)	δ_{95} (mm)	δ_u (mm)
547.2	1028	1.88	31.7	95.3	117.9	125.6	191.8

δ_m/δ_{yEM}	δ_{97}/δ_{yEM}	δ_{95}/δ_{yEM}	δ_u/δ_{yEM}
3.01	3.72	3.96	6.05

P_{yM} ：梁要素による解析から圧縮側脚の基部が降伏ひずみに達したときの降伏水平荷重

P_u ：最大荷重

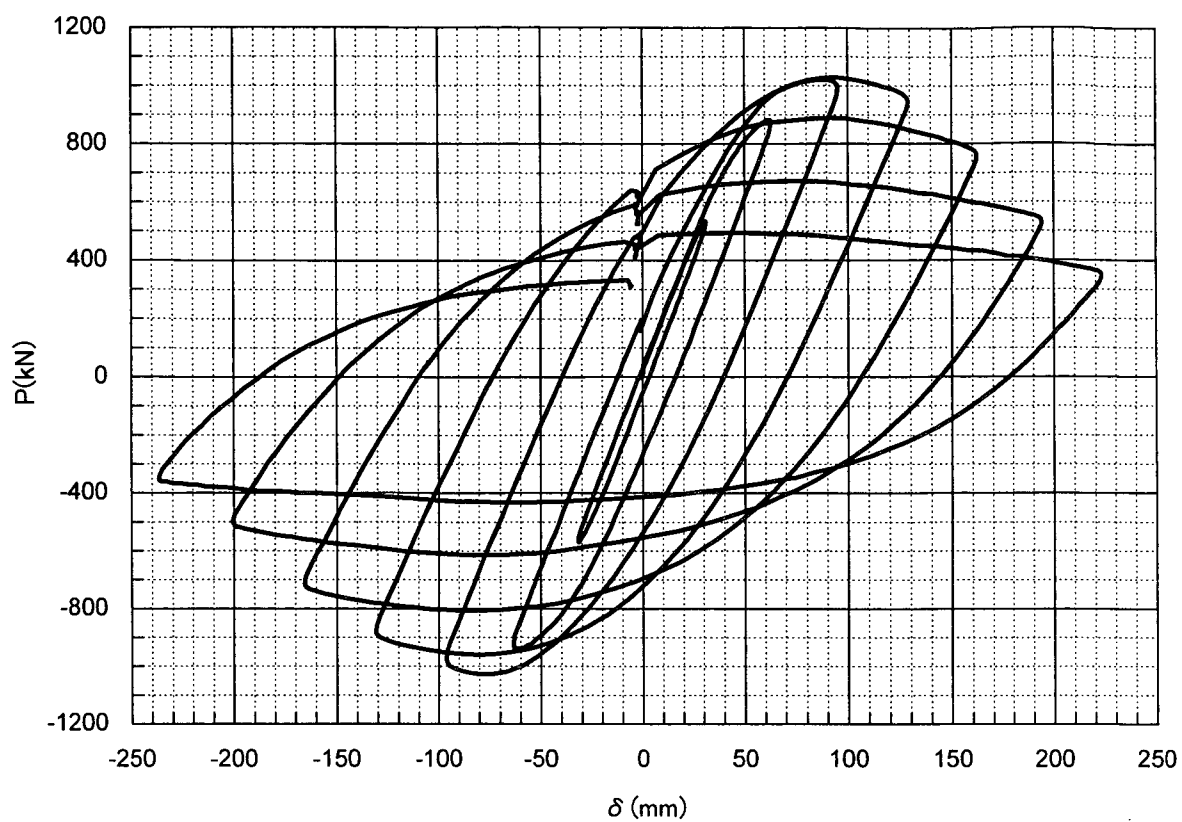
δ_{yEM} ：~~実験初期均配~~において水平荷重が P_{yM} のときの水平変位

δ_m ：包絡線において水平荷重が P_u のときの水平変位

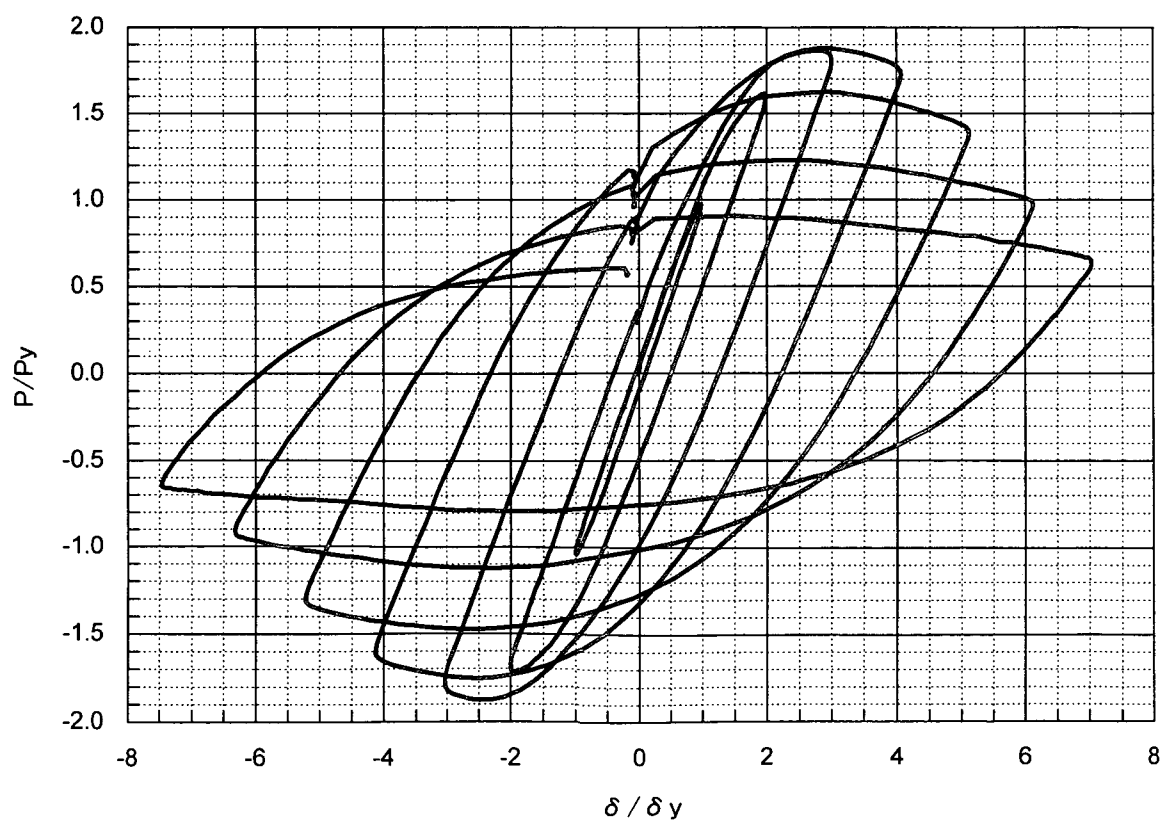
δ_{97} ：包絡線において水平荷重が P_{97} (P_u の 97% の荷重) のときの水平変位

δ_{95} ：包絡線において水平荷重が P_{95} (P_u の 95% の荷重) のときの水平変位

δ_u ：包絡線において水平荷重が P_{yM} のときの水平変位

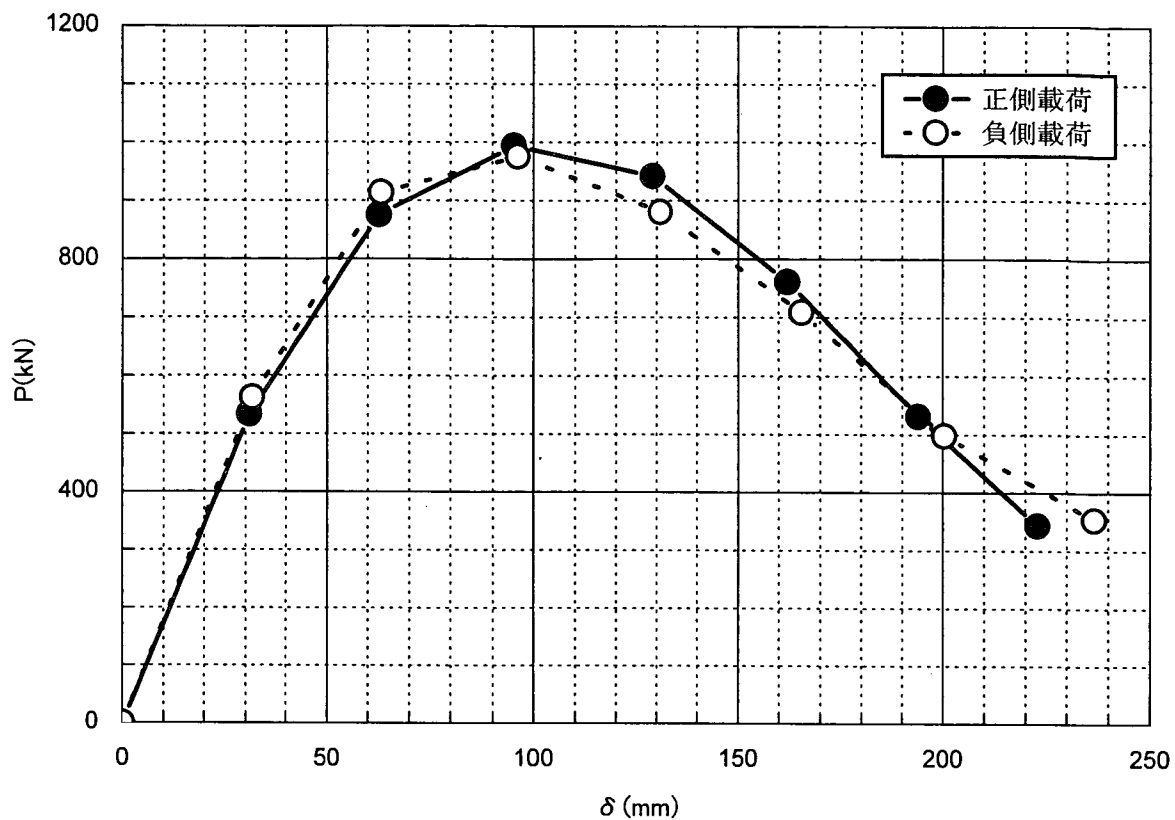


(1) 荷重－変位履歴曲線

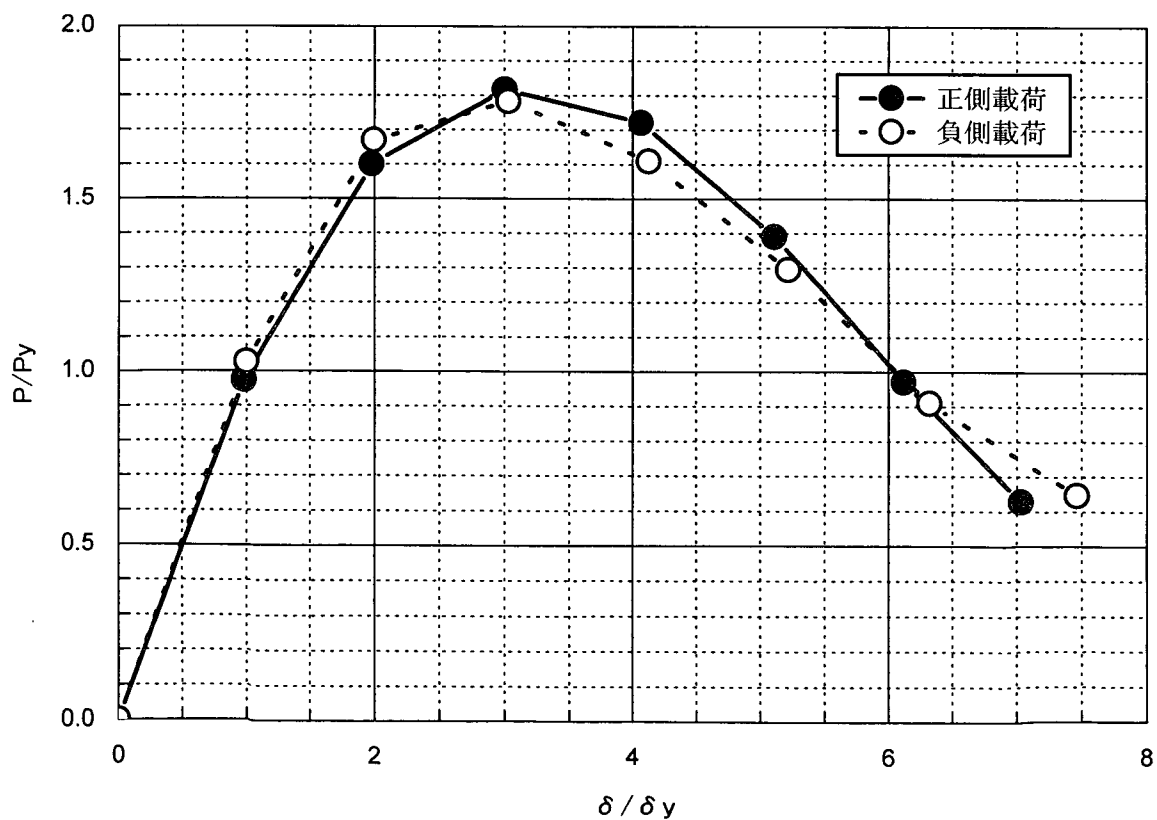


(2) 無次元化した荷重－変位履歴曲線

図-3.2.1 荷重－変位履歴曲線



(1) 荷重－変位履歴曲線の包絡線



(2) 無次元化した荷重－変位履歴曲線の包絡線

図-3.3.1 荷重－変位履歴曲線の包絡線

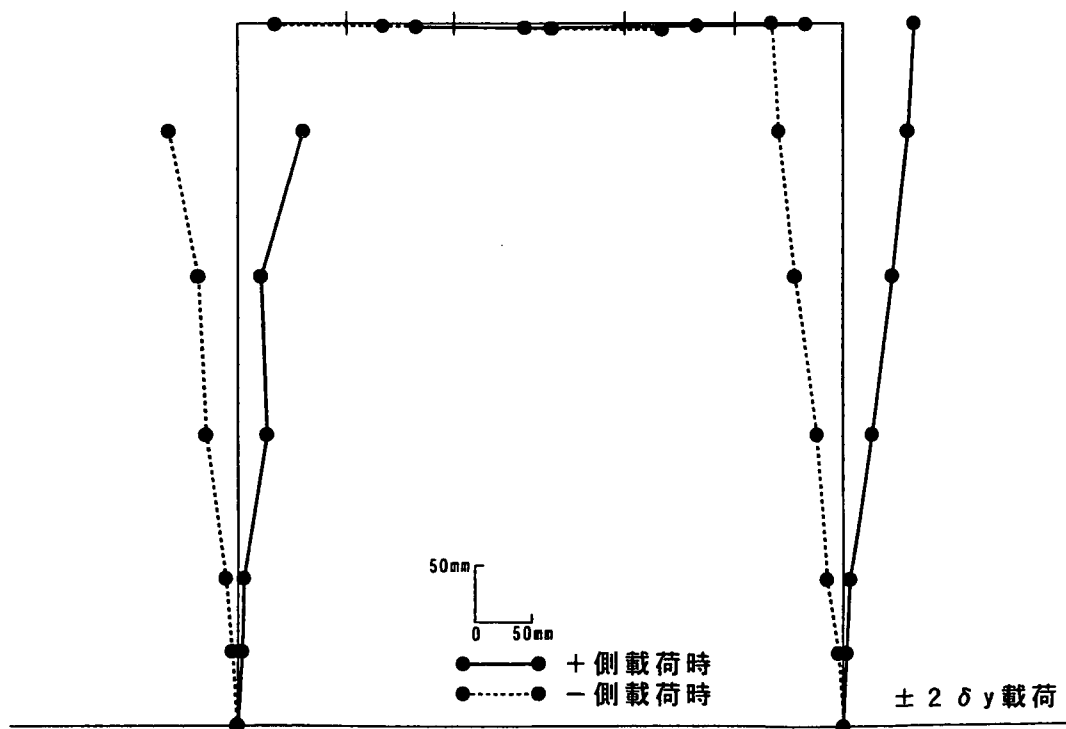
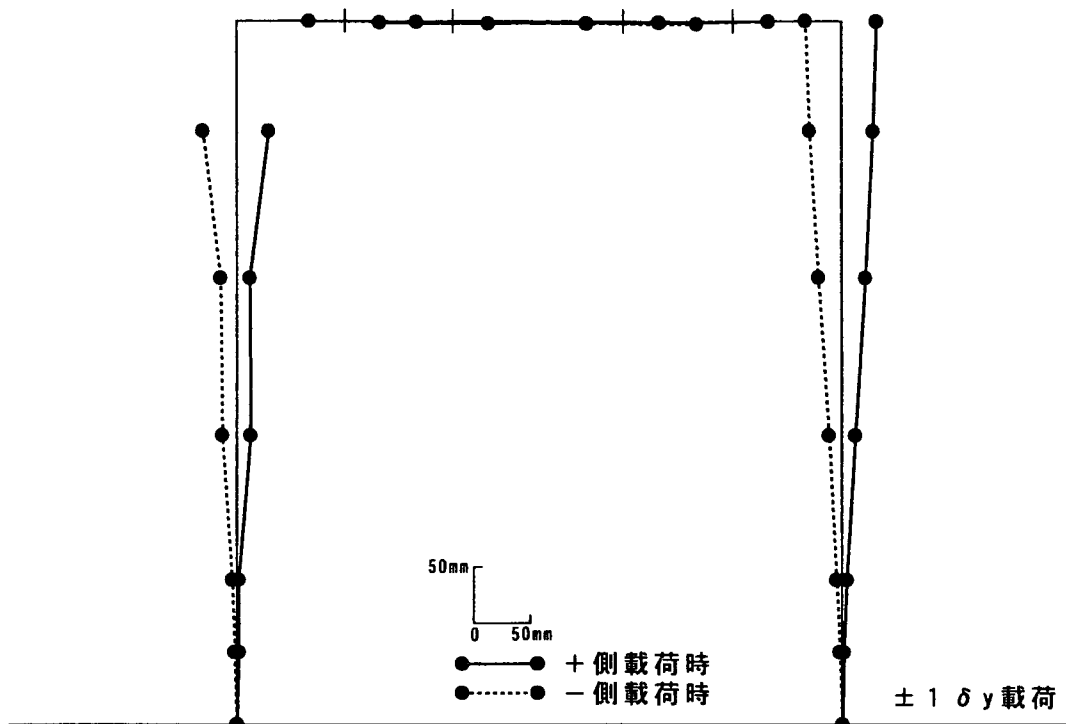


図-3.4.1(1) 変形モード($\pm 1 \delta y$ 、 $\pm 2 \delta y$)

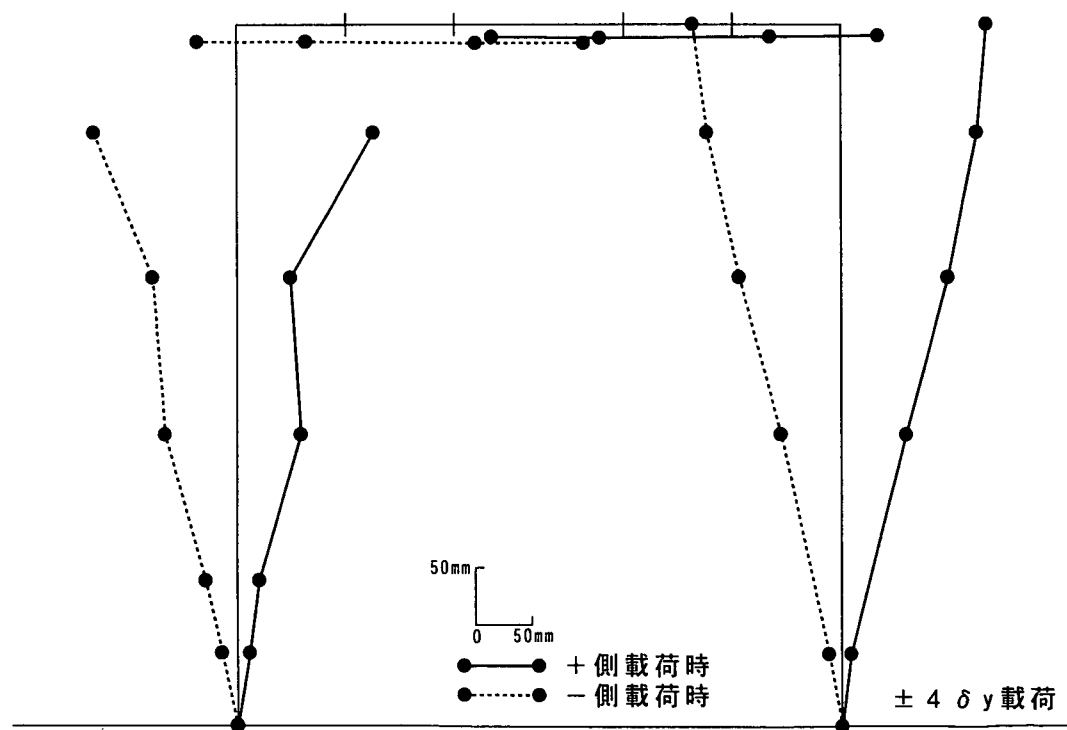
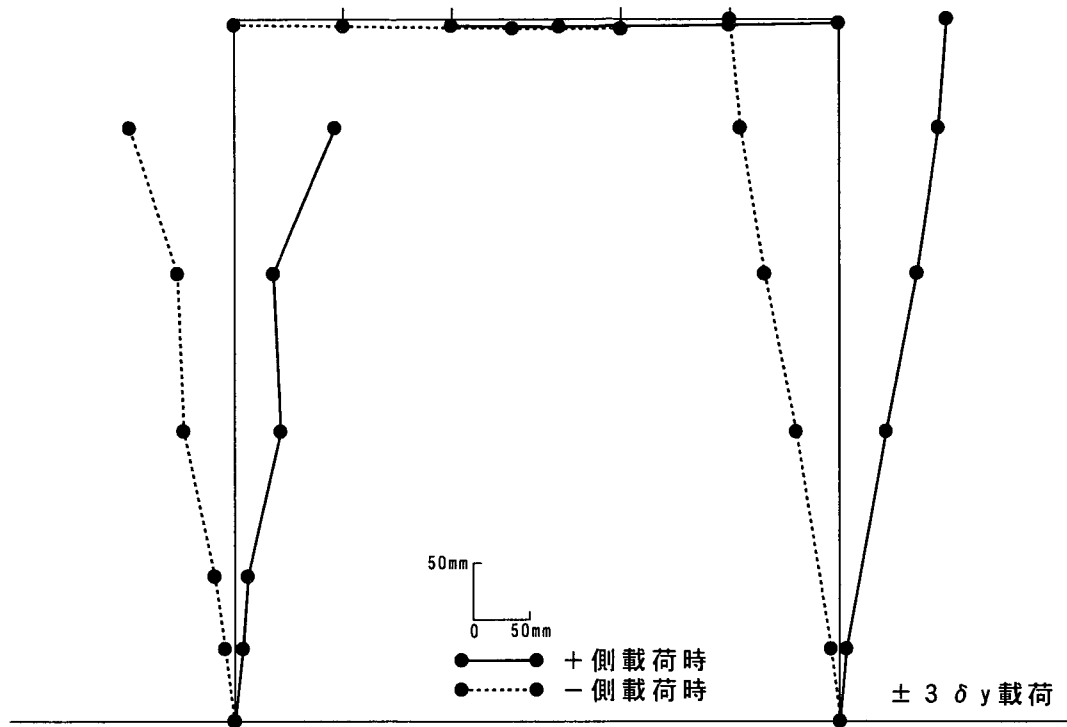


図-3.4.1(2) 変形モード($\pm 3 \delta y$ 、 $\pm 4 \delta y$)

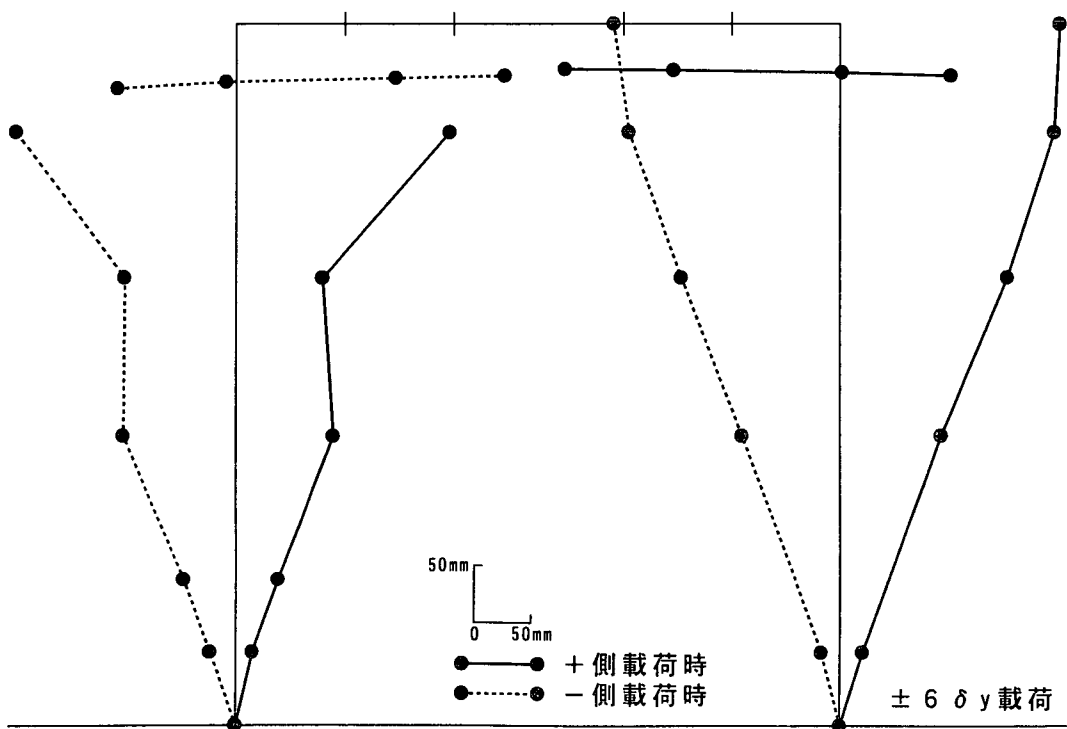
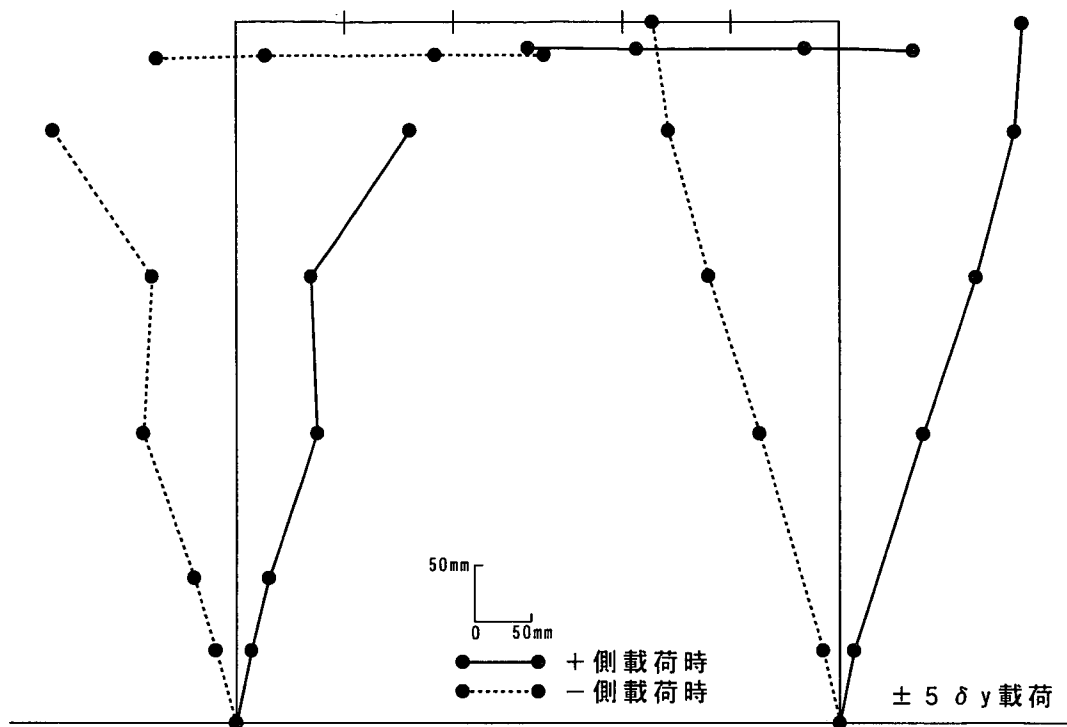


図-3.4.1(3) 変形モード(±5 δy 、±6 δy)

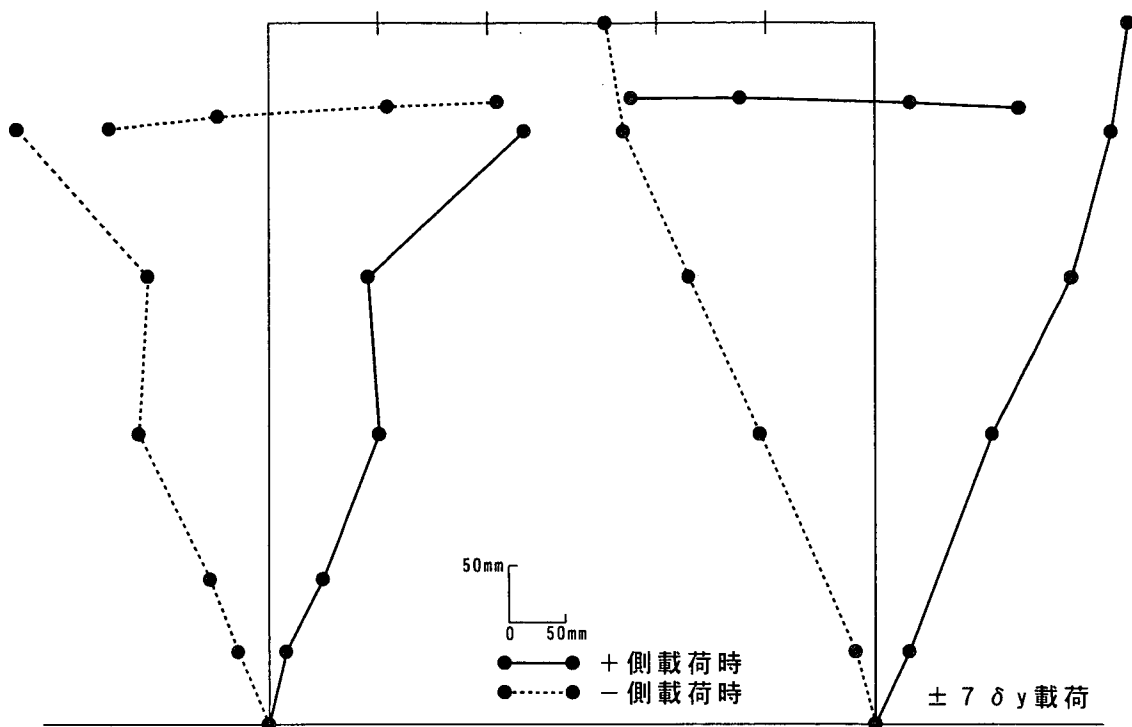


図-3.4.1(4) 変形モード(±7 δ y)

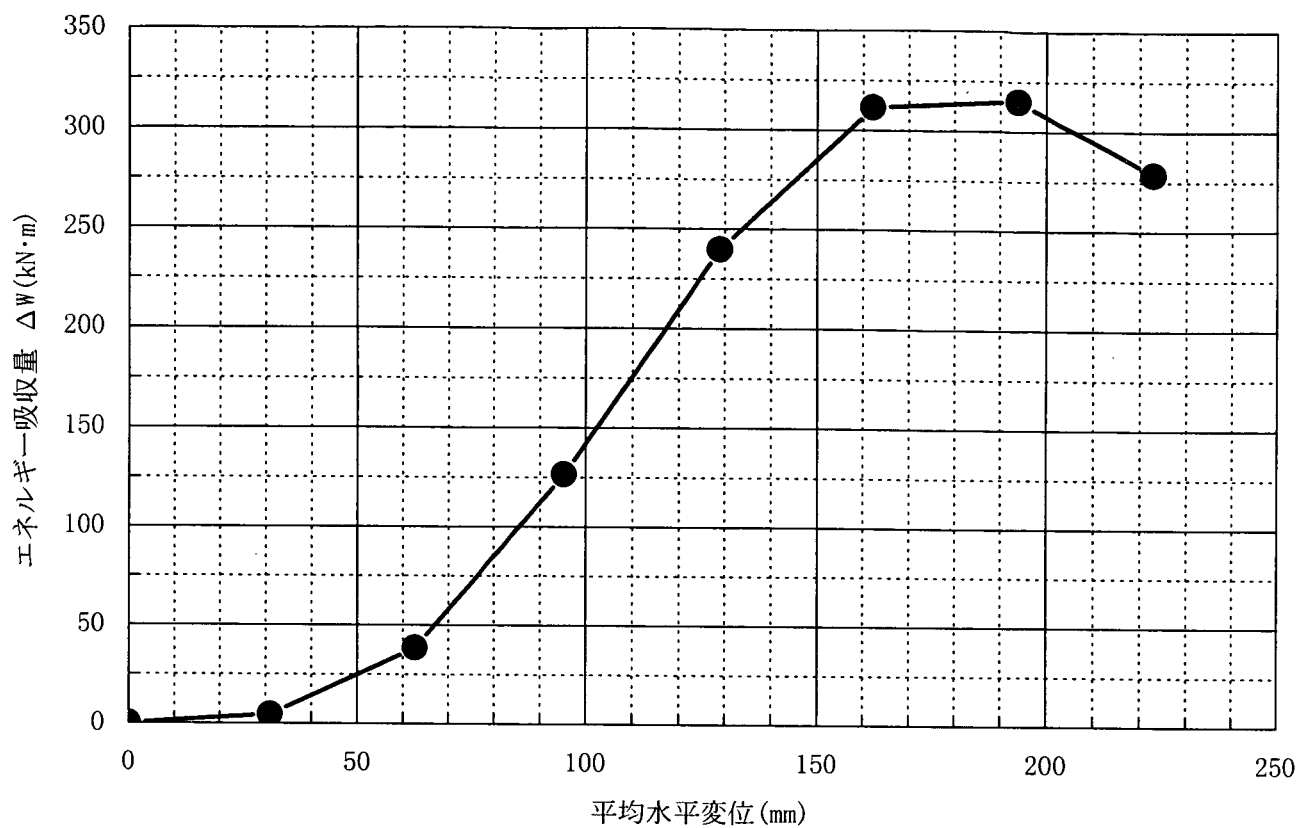


図-3.5.1 エネルギー吸収量

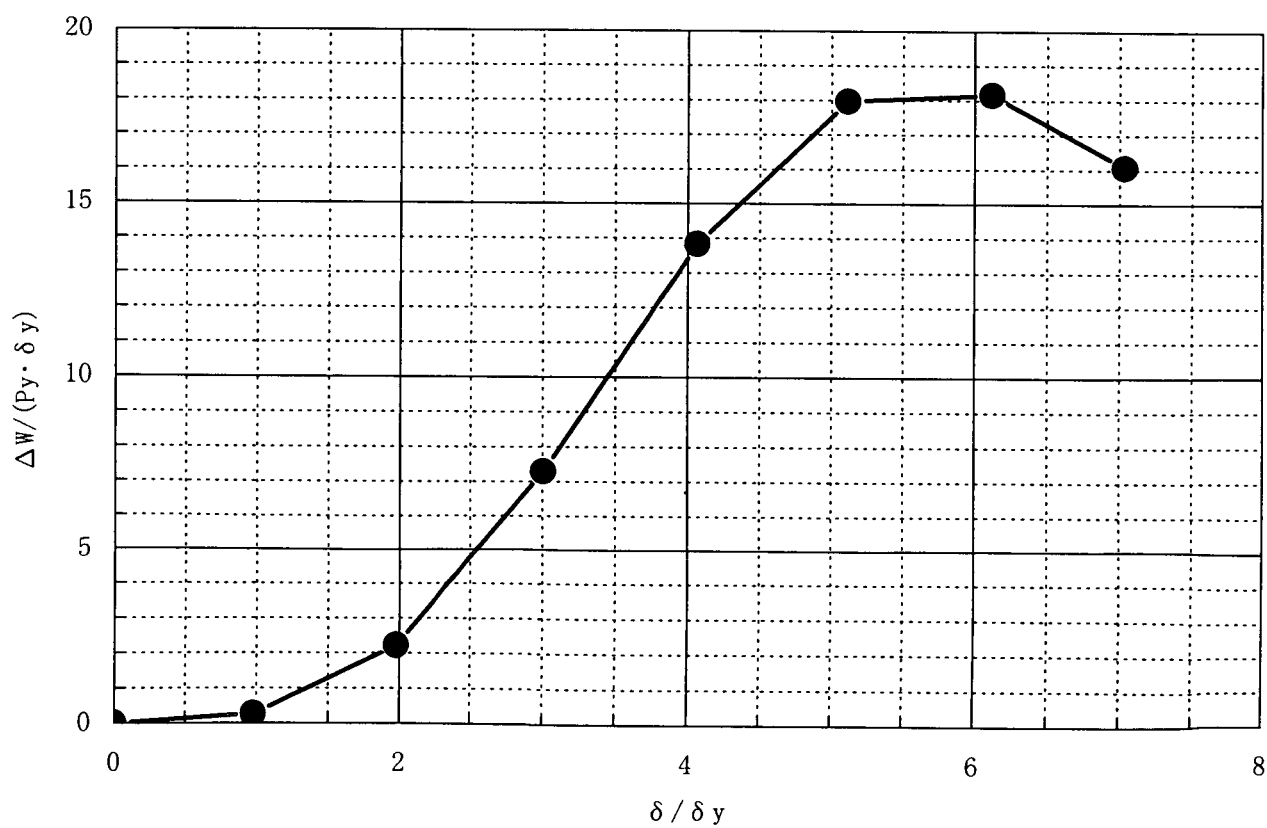


図-3.5.2 エネルギー吸収量

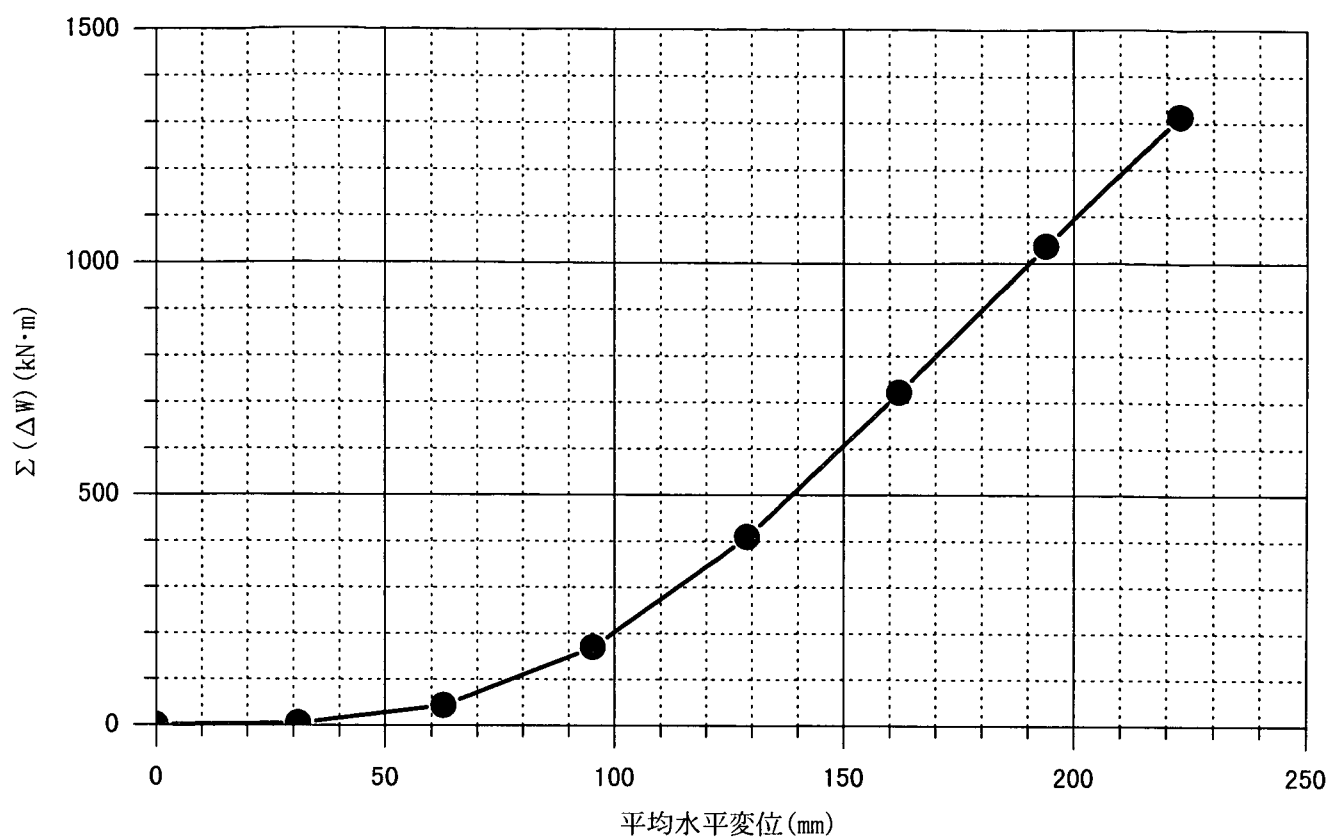


図-3.5.3 累積吸収エネルギー量

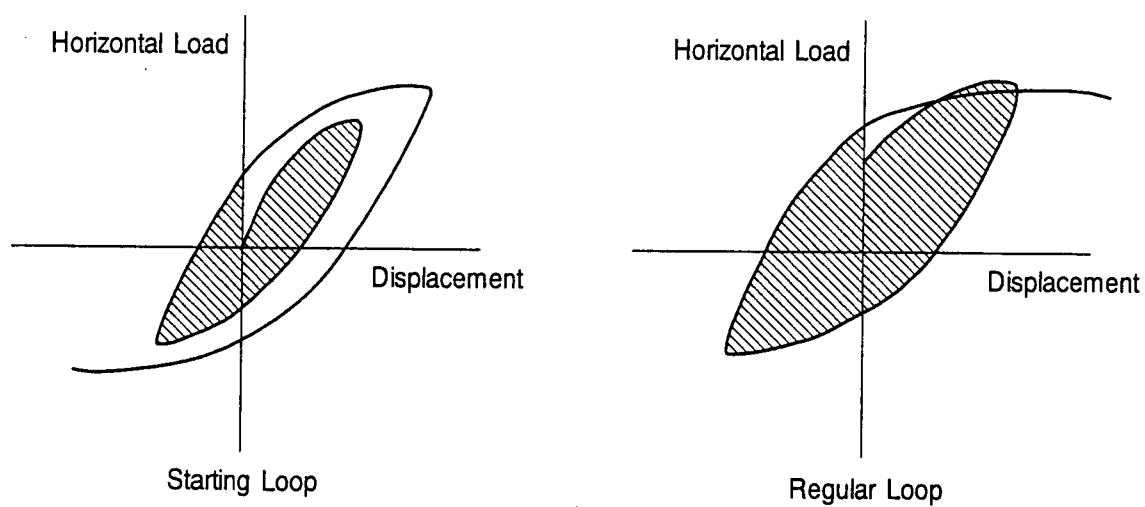


図-3.5.4 1サイクルでのエネルギー吸収量

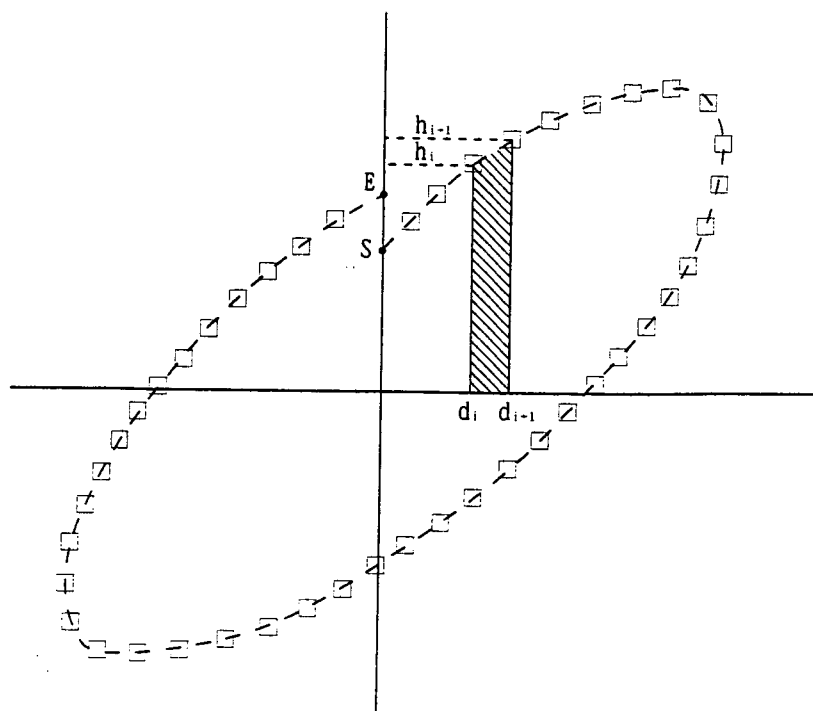


図-3.5.5 エネルギー吸収量の計算方法

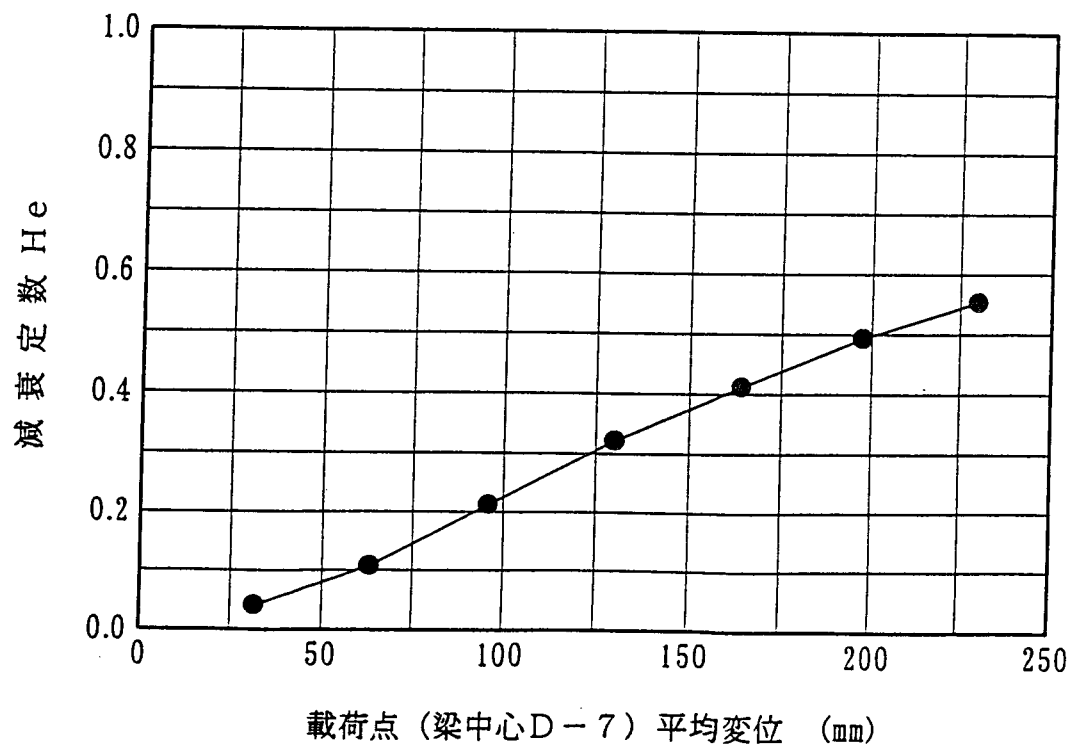


図-3.6.1 各 δy の等価減衰定数

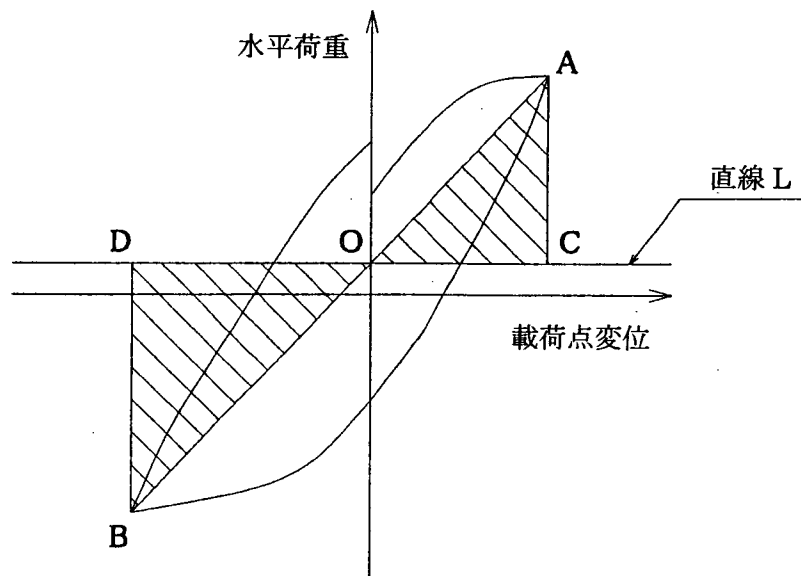


図-3.6.2 等価減衰定数と等価剛性の定義

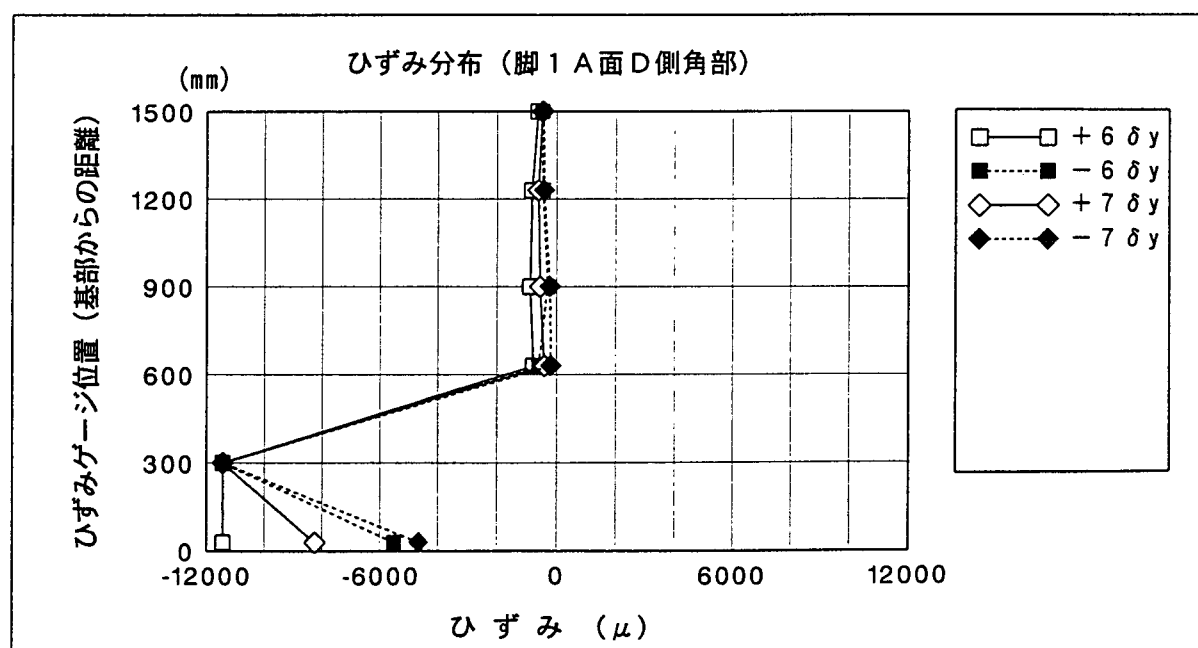
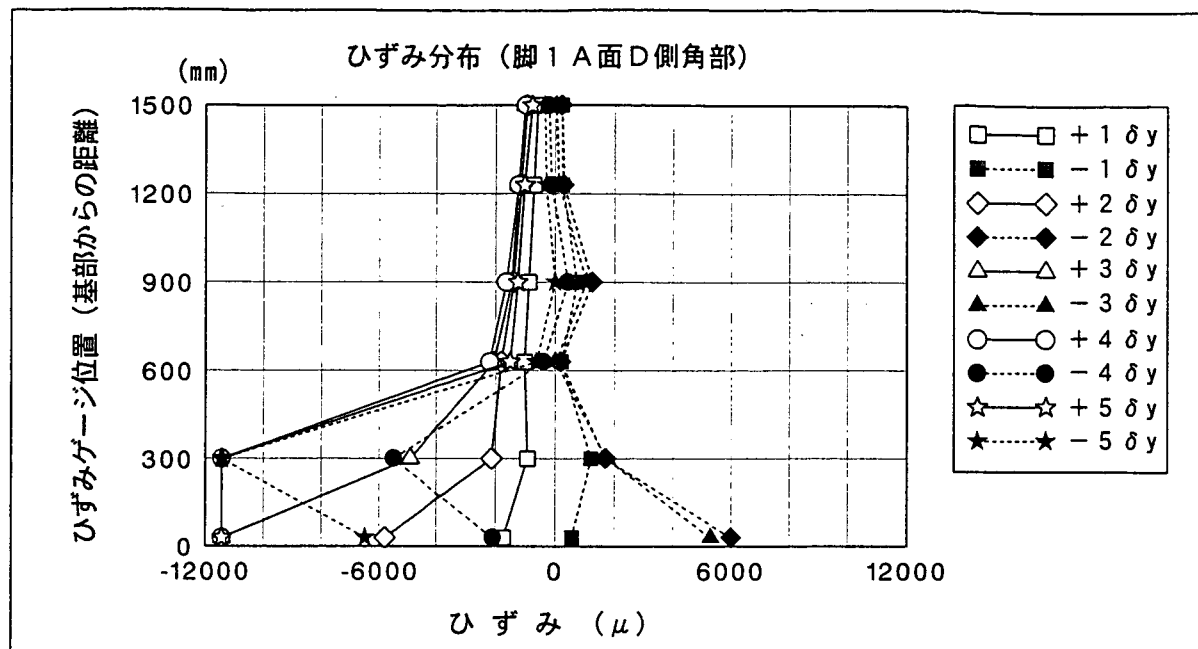


図-3.7.1 脚 1 基部 A 面 D 側角部軸方向ひずみ分布

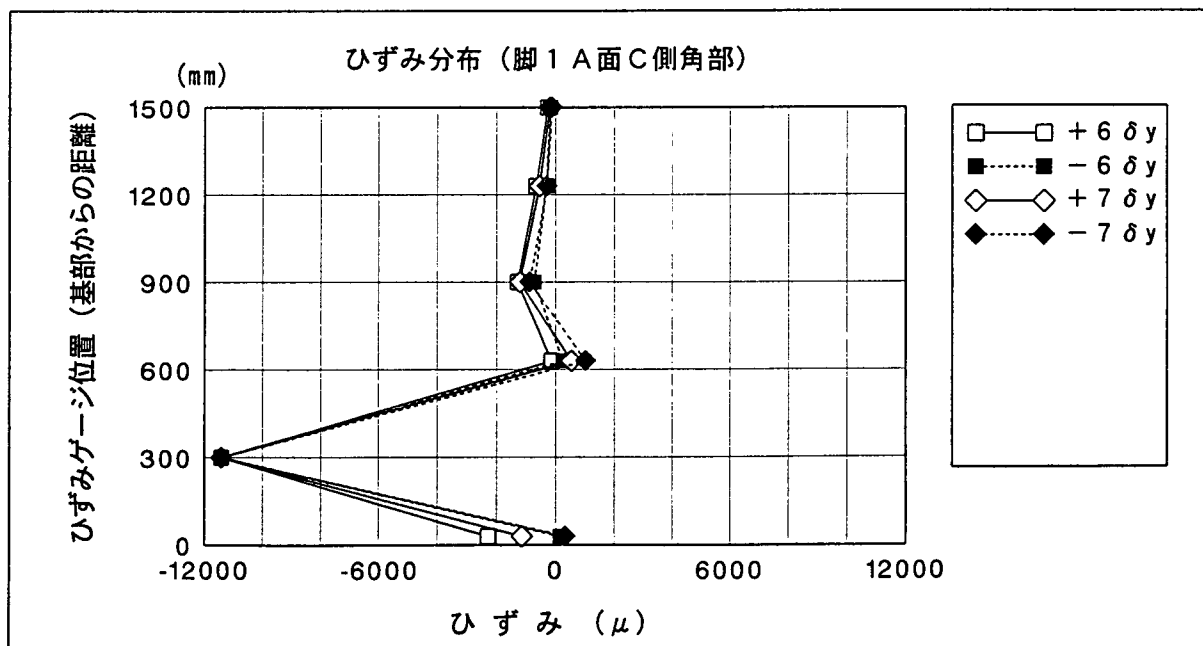
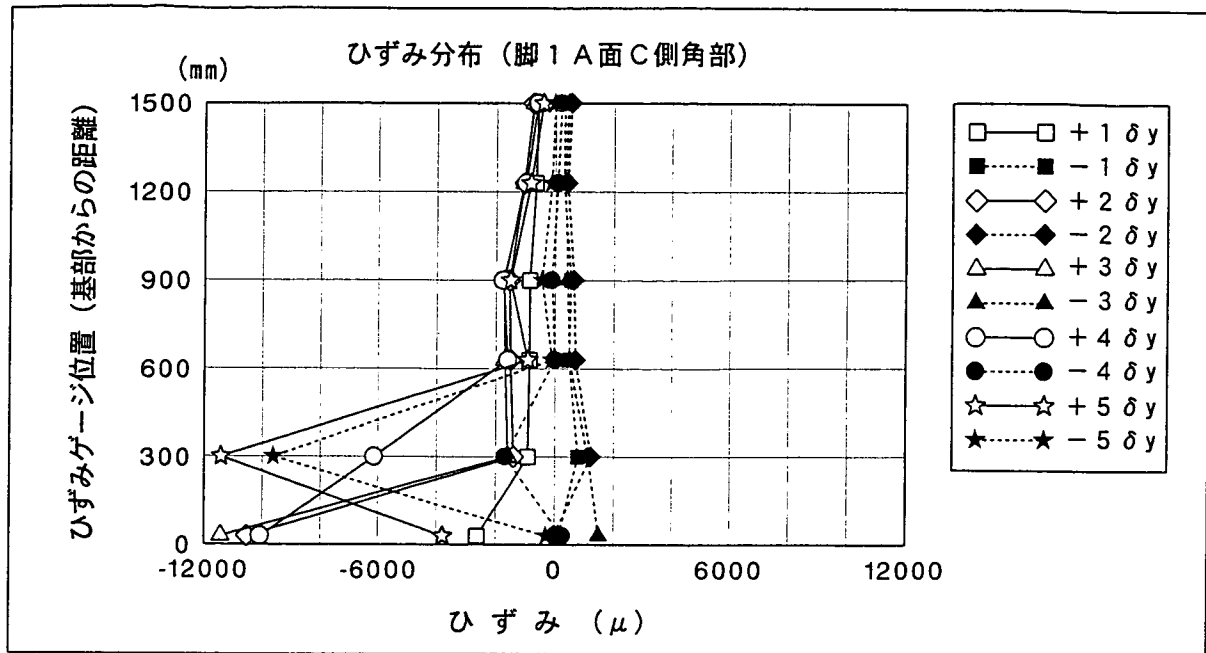


図-3.7.2 脚1 基部A面C側角部軸方向ひずみ分布

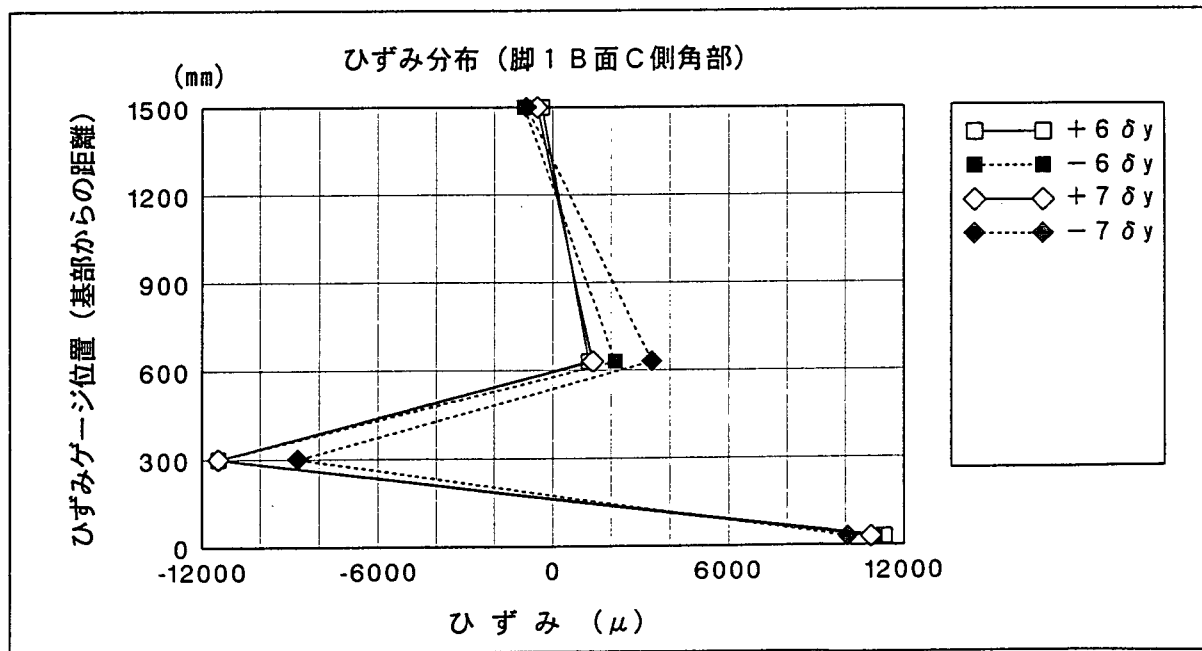
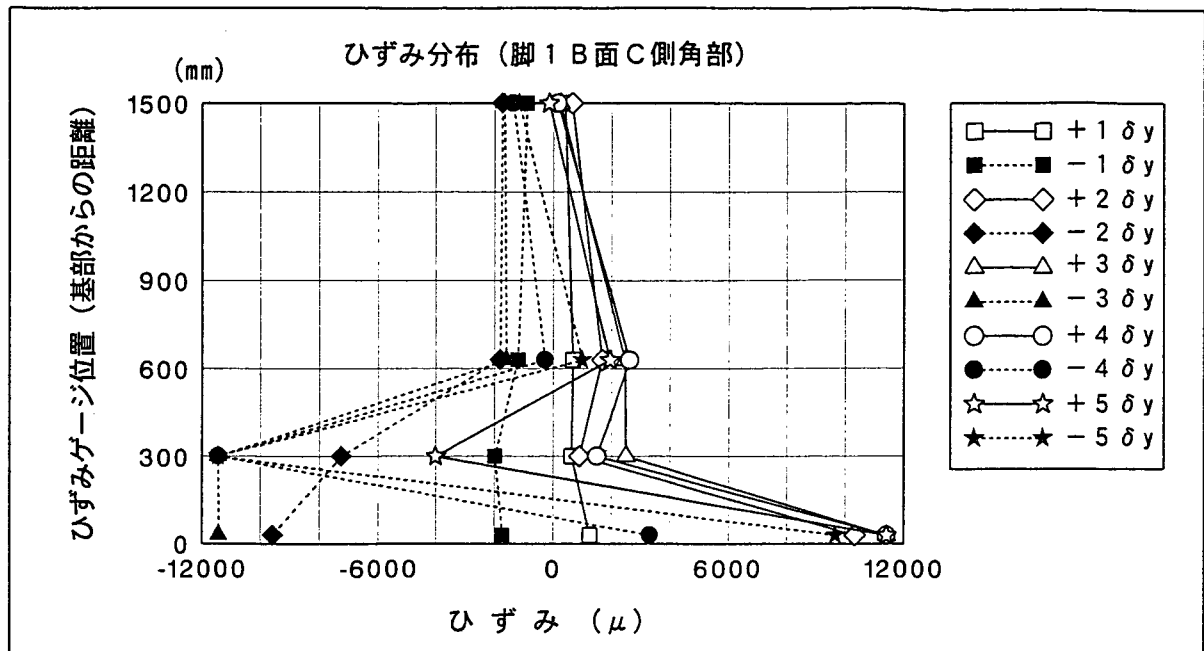


図-3.7.3 脚1 基部B面C側角部軸方向ひずみ分布

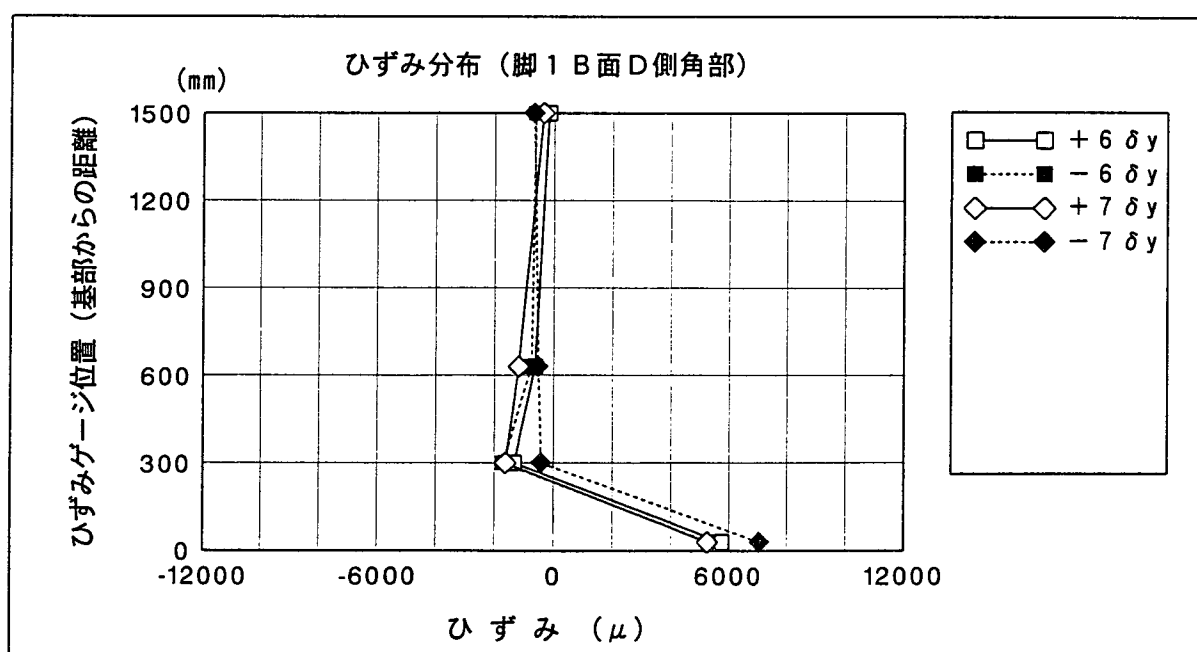
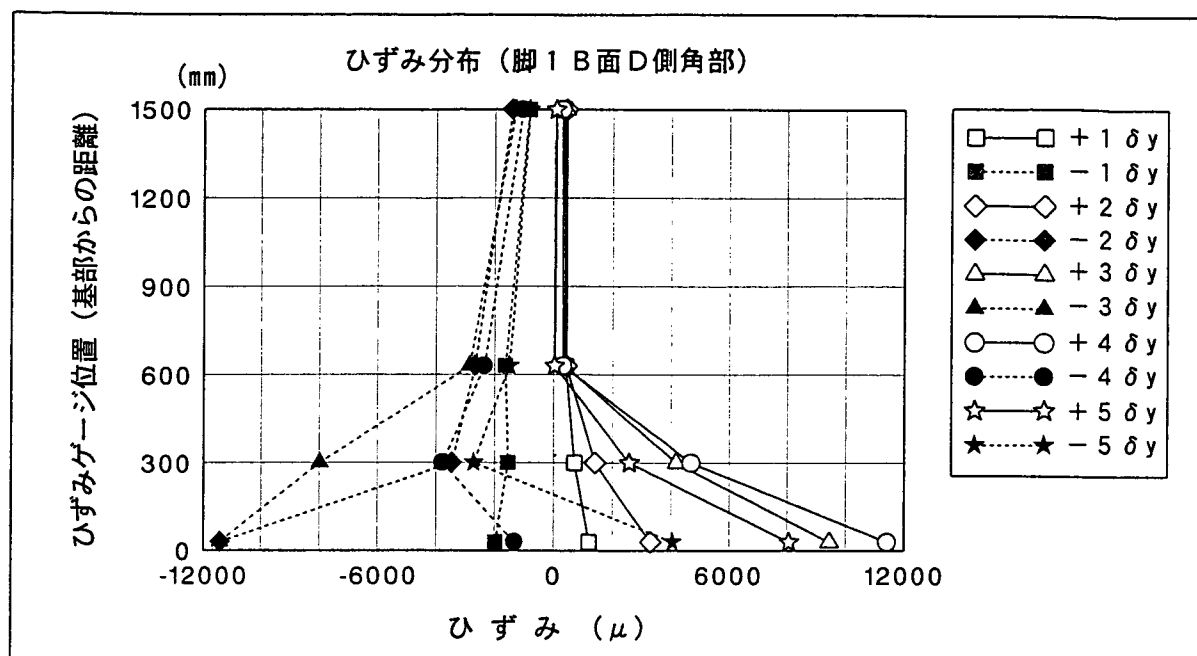


図-3.7.4 脚1 基部B面D側角部軸方向ひずみ分布

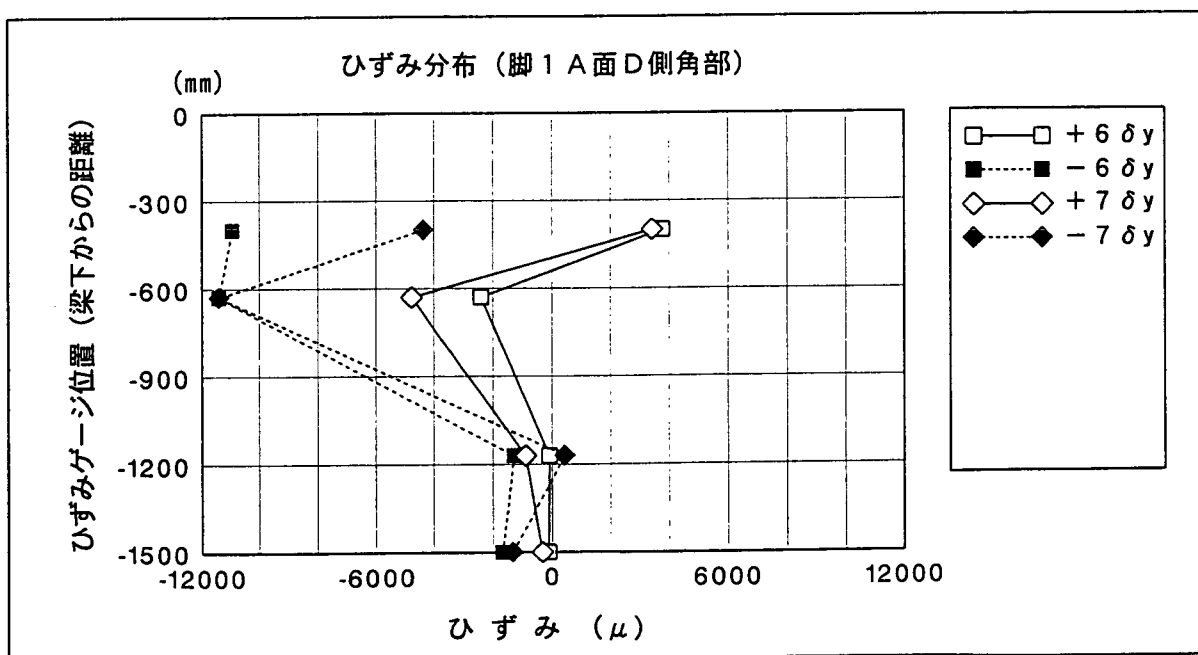
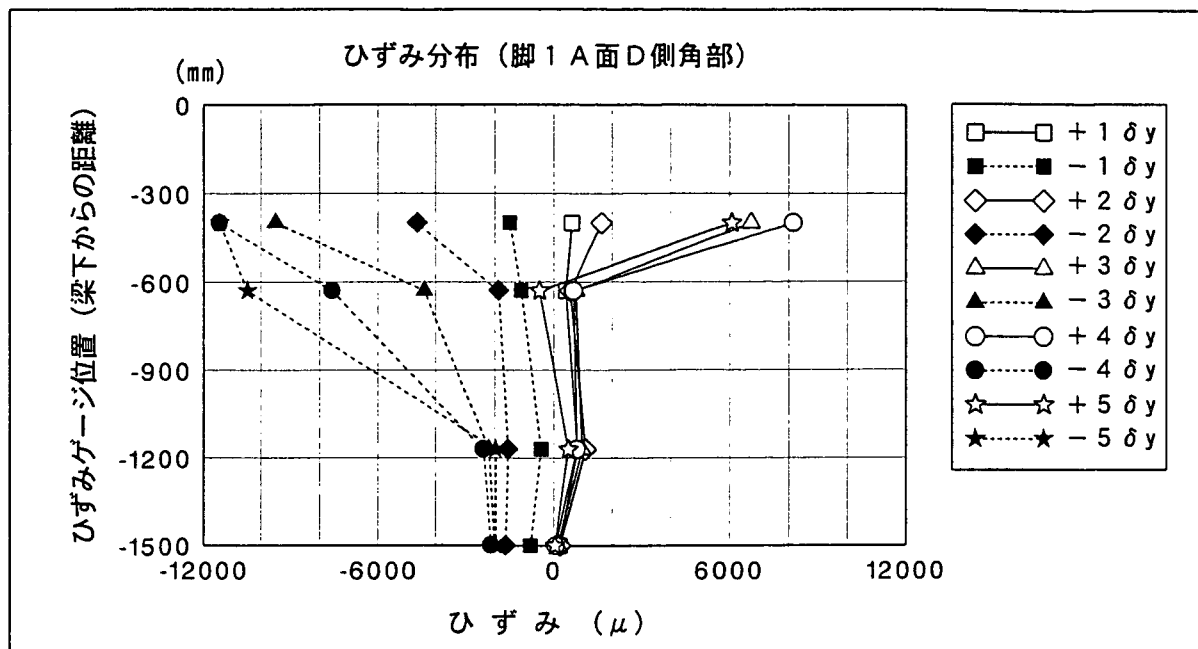


図-3.7.5 脚1隅角部A面D側角部軸方向ひずみ分布

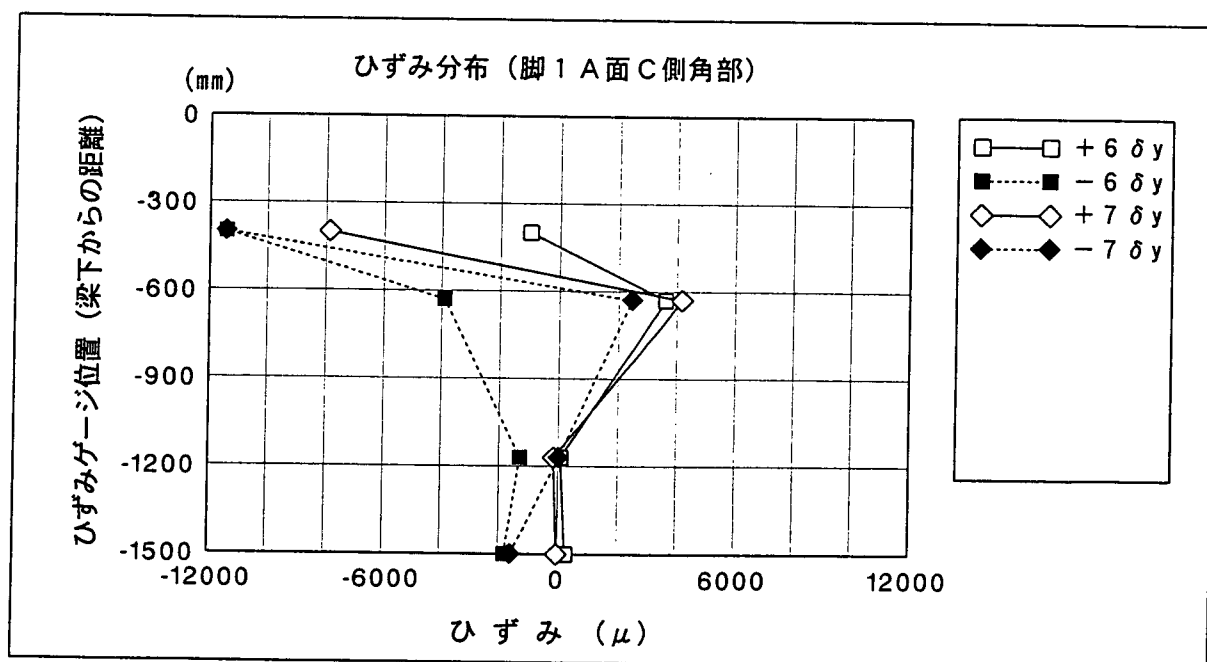
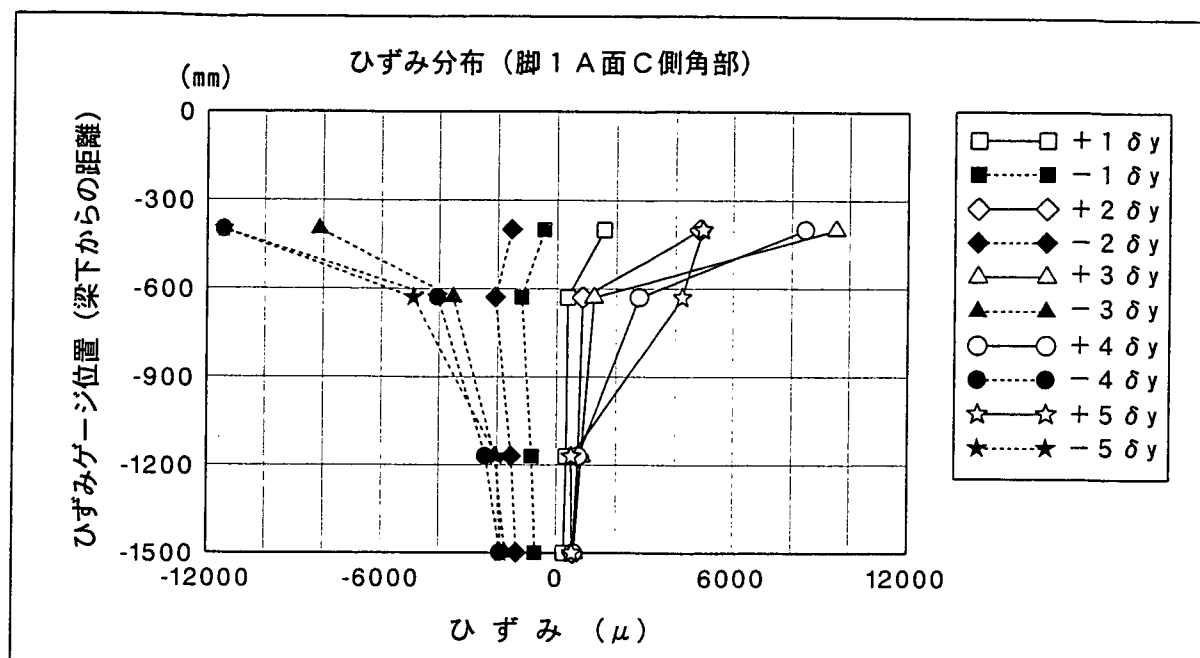


図-3.7.6 脚1隅角部 A面 C側角部軸方向ひずみ分布

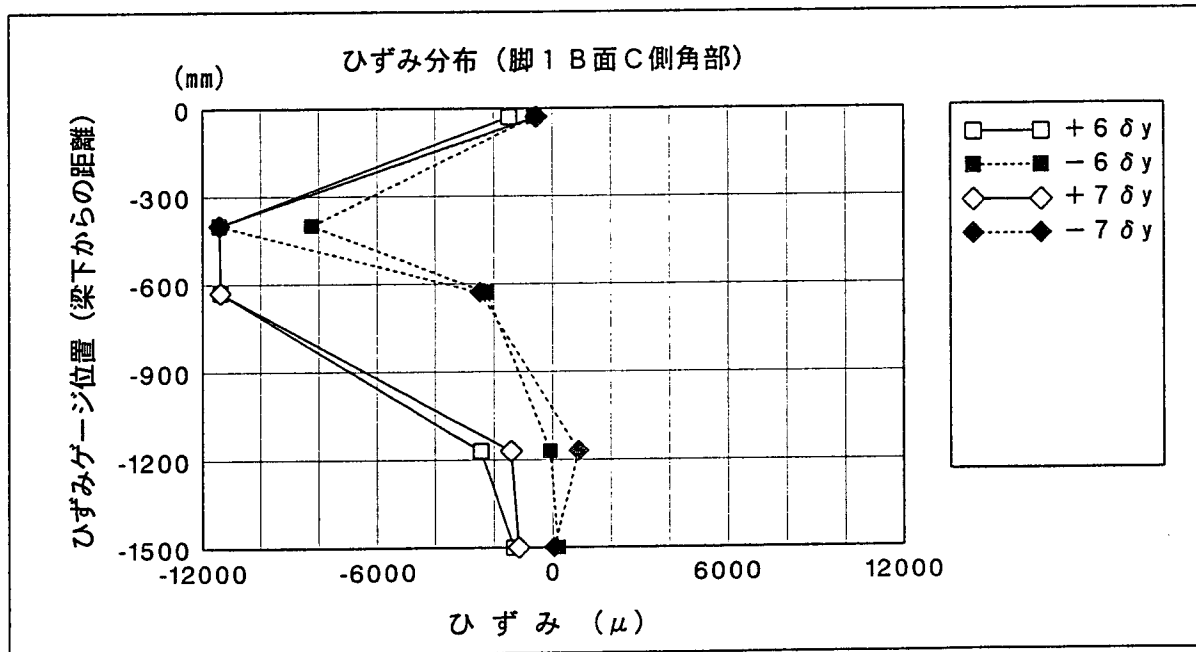
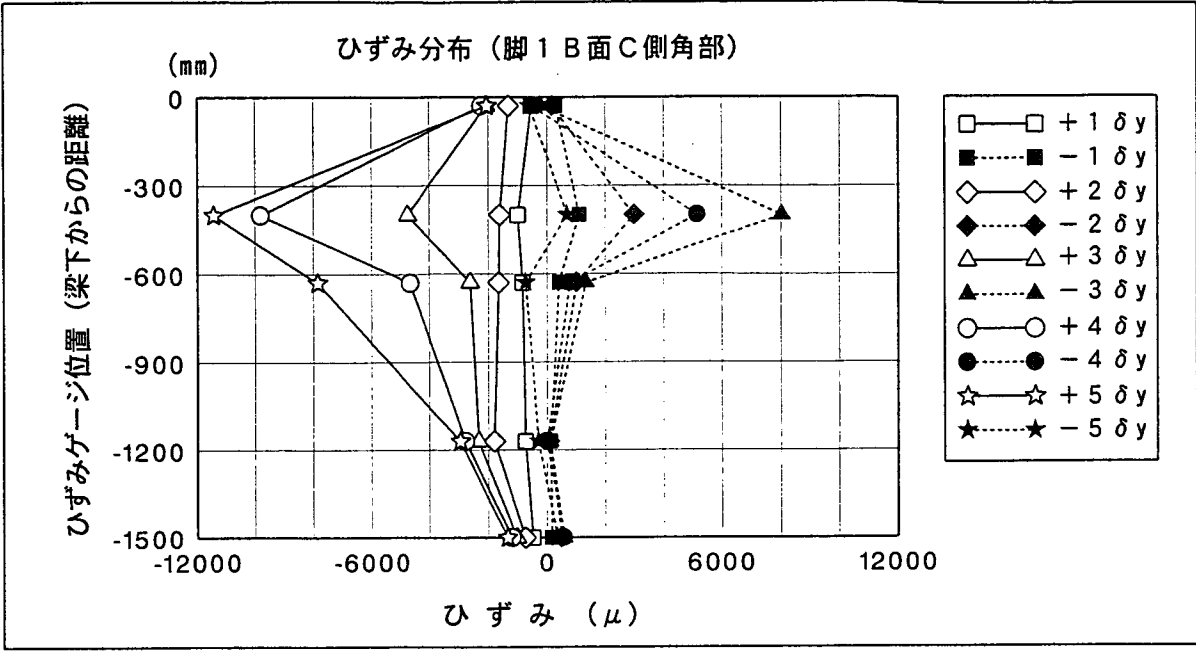


図-3.7.7 脚 1 隅角部 B 面 C 側角部軸方向ひずみ分布

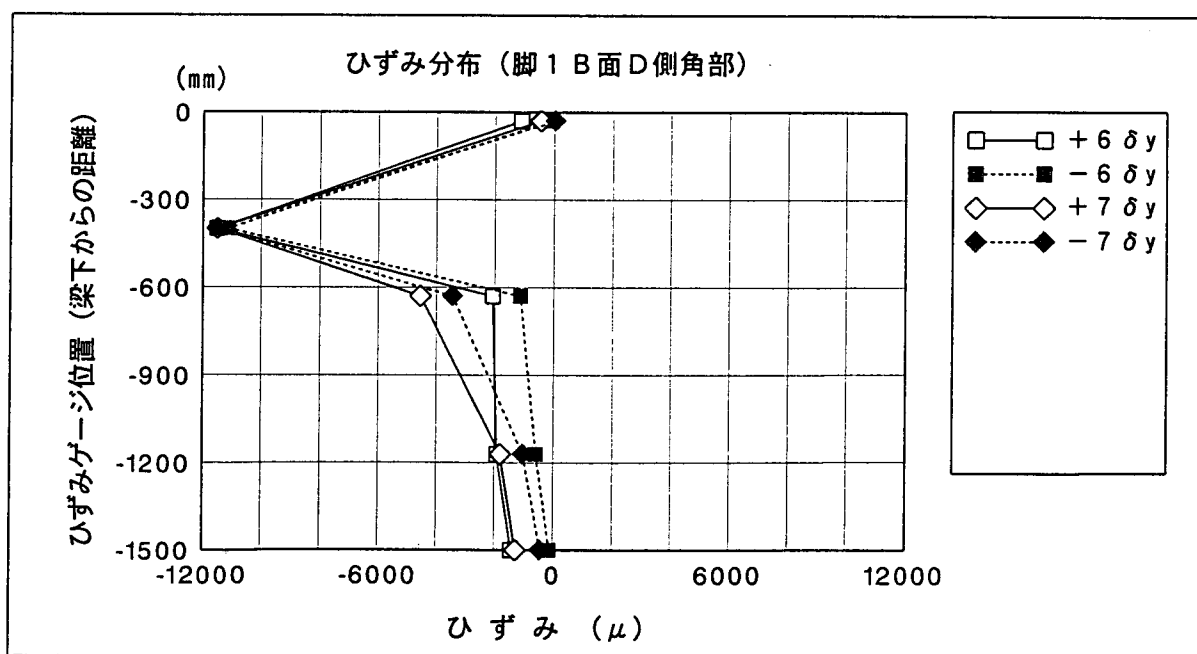
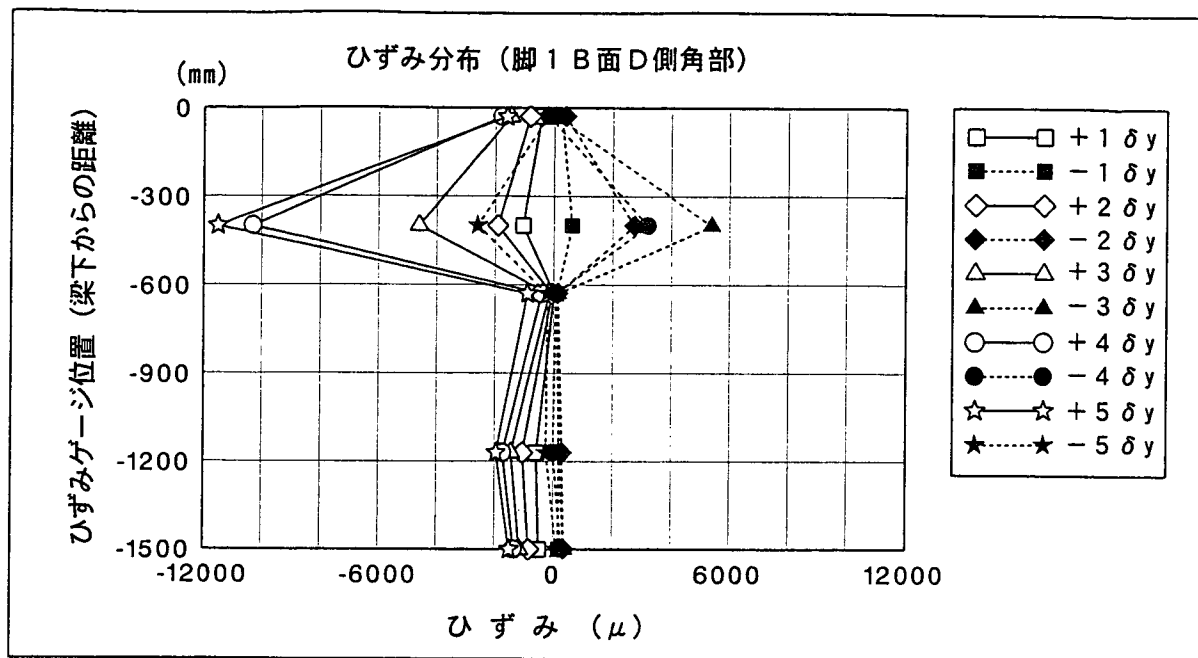


図-3.7.8 脚 1 隅角部 B 面 D 側角部軸方向ひずみ分布

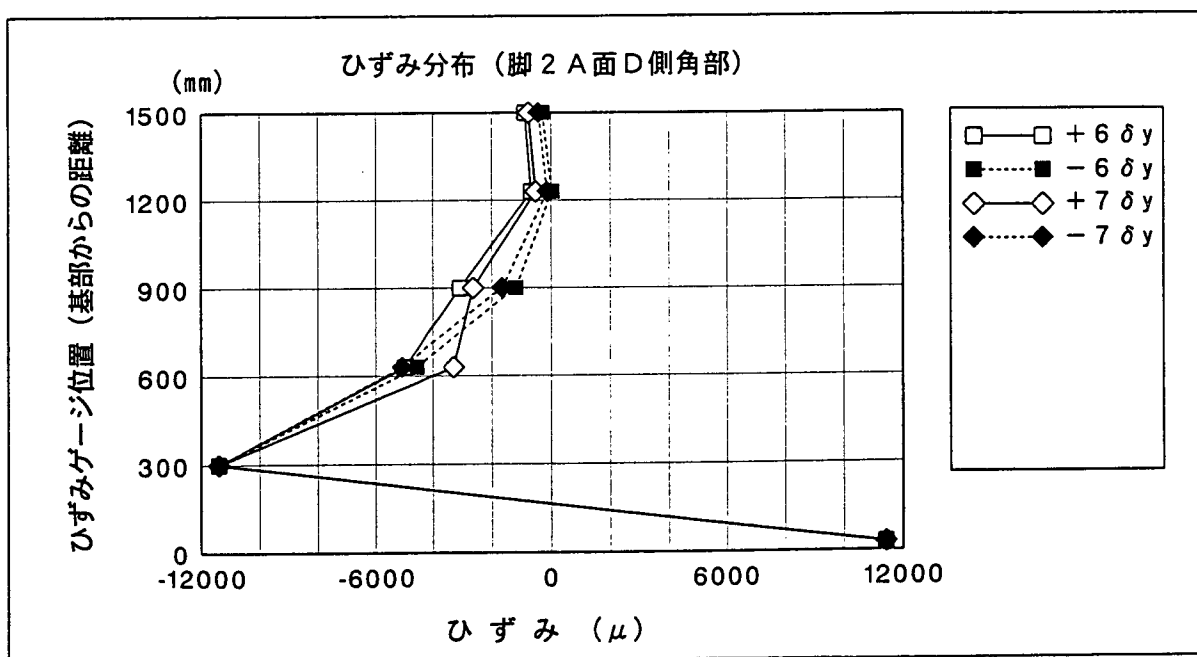
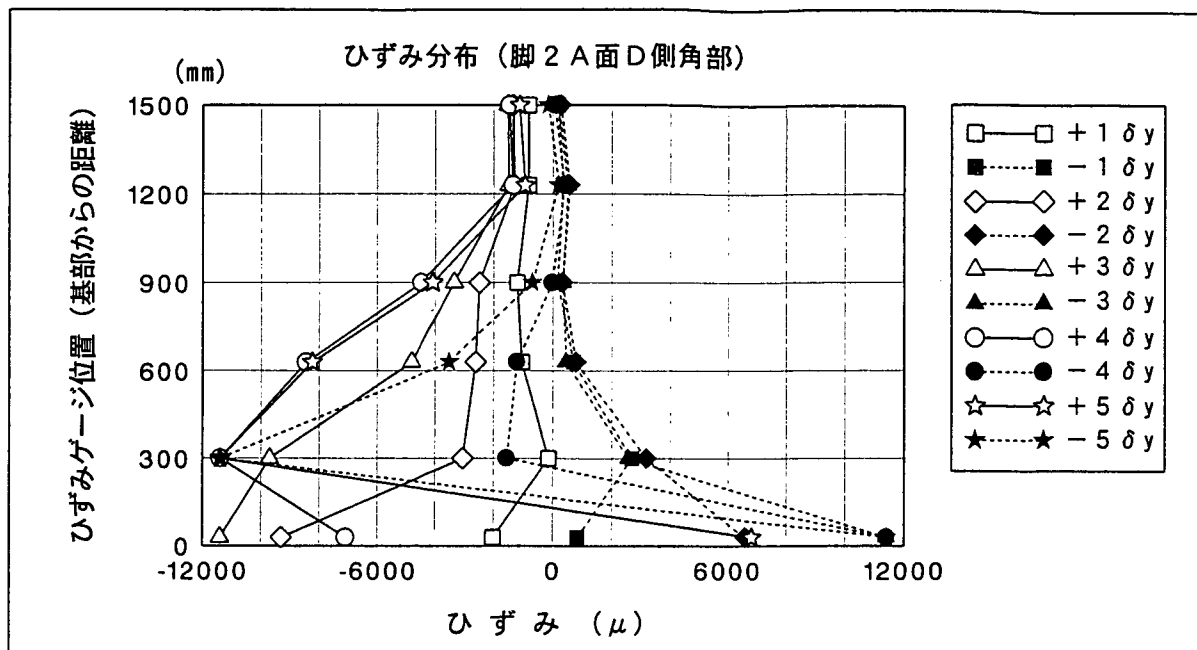


図-3.7.9 脚 2 基部 A 面 D 側角部軸方向ひずみ分布

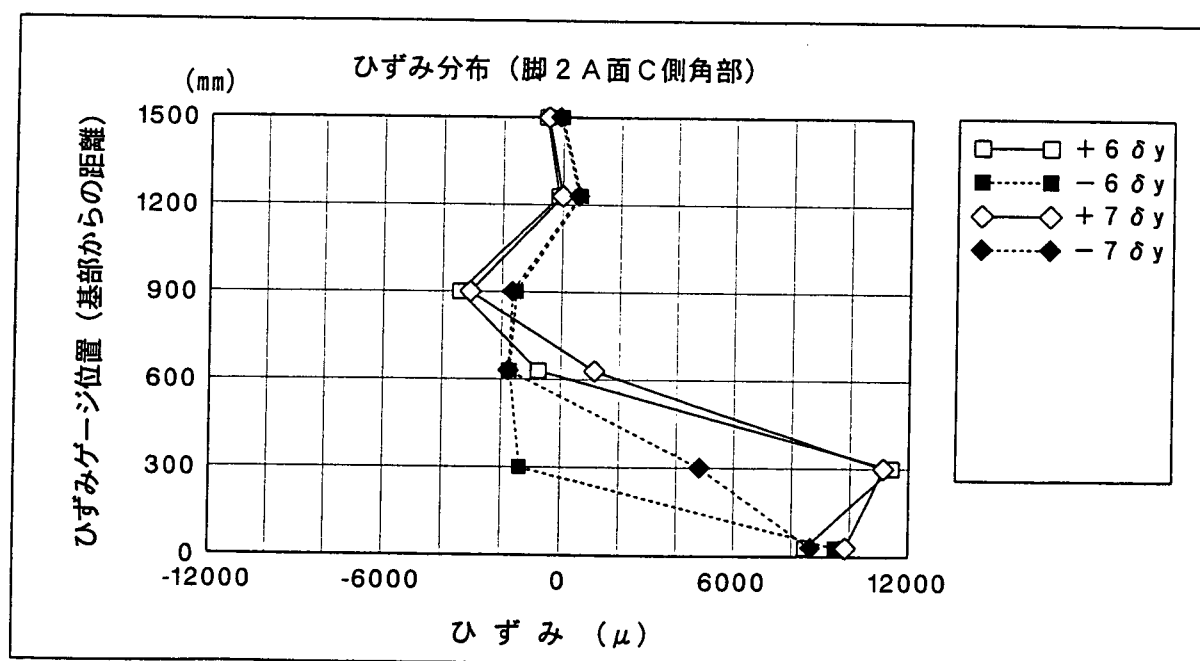
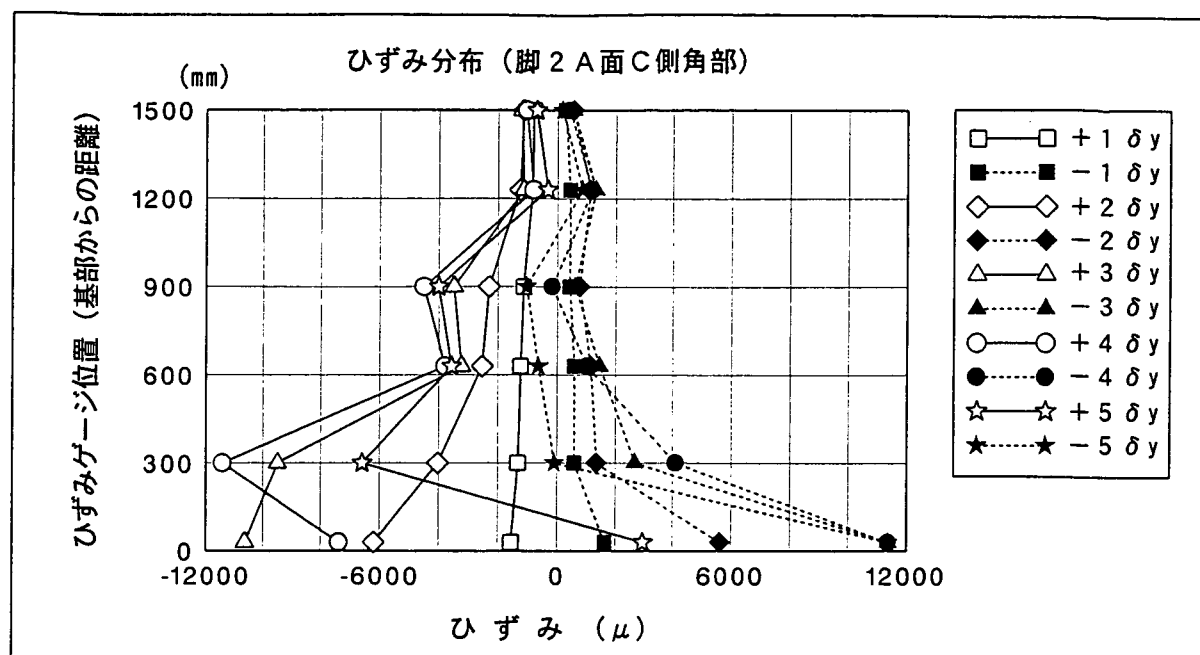


図-3.7.10 脚 2 基部 A 面 C 側角部軸方向ひずみ分布

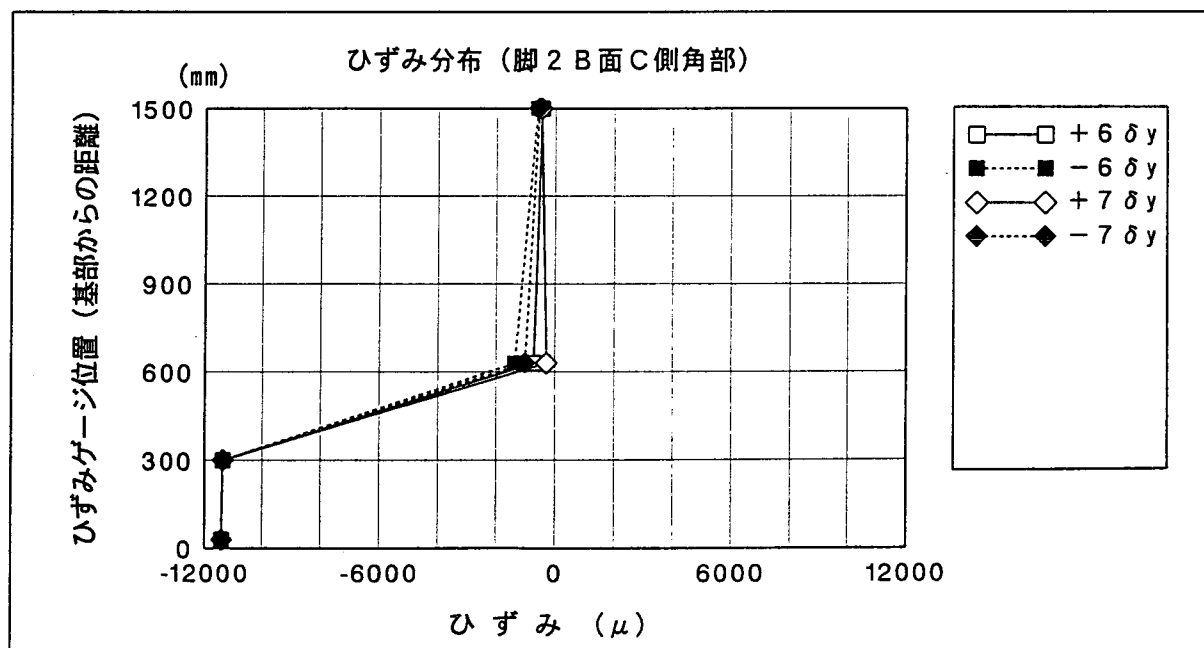
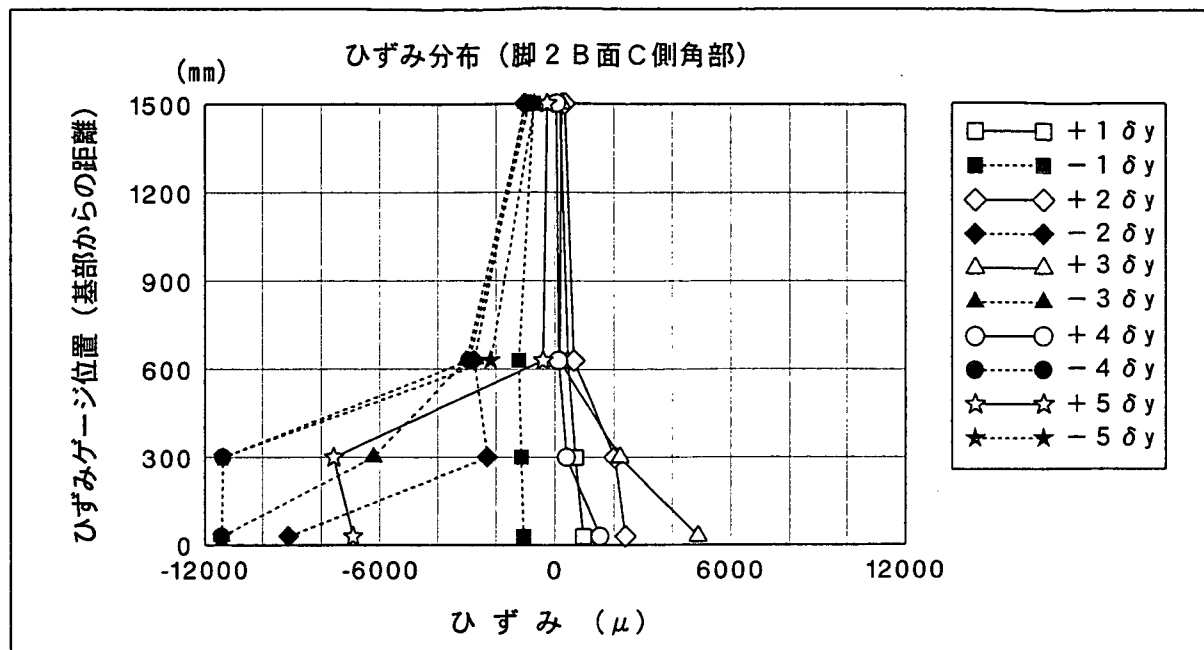


図-3.7.11 脚2 基部B面C側角部軸方向ひずみ分布

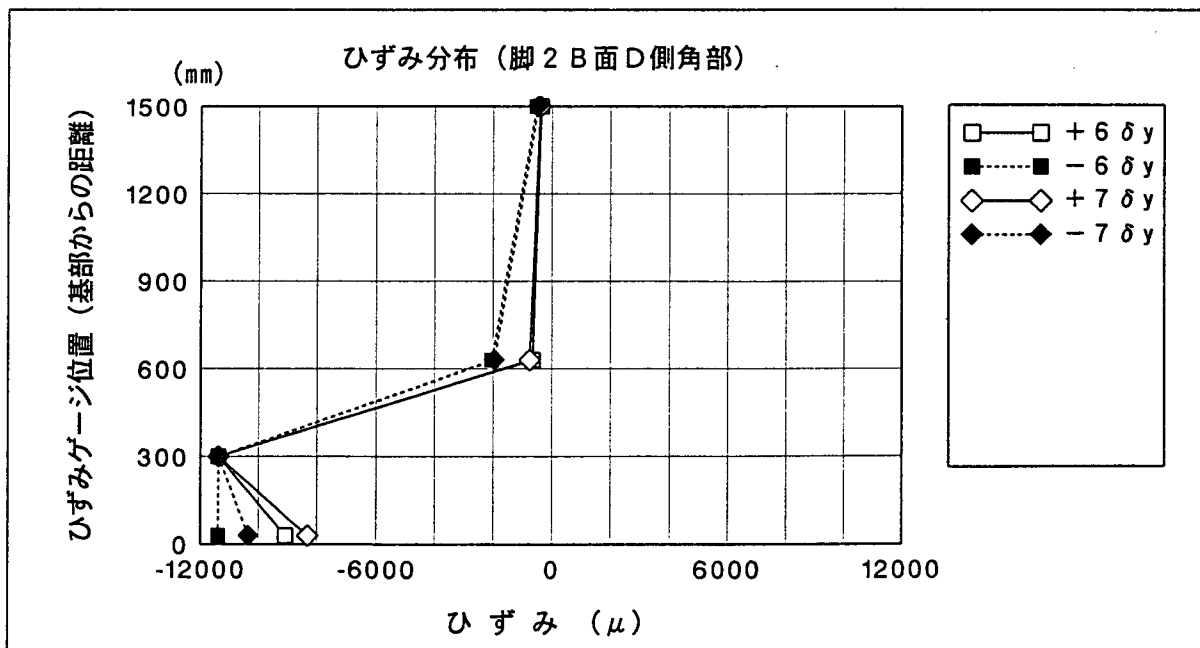
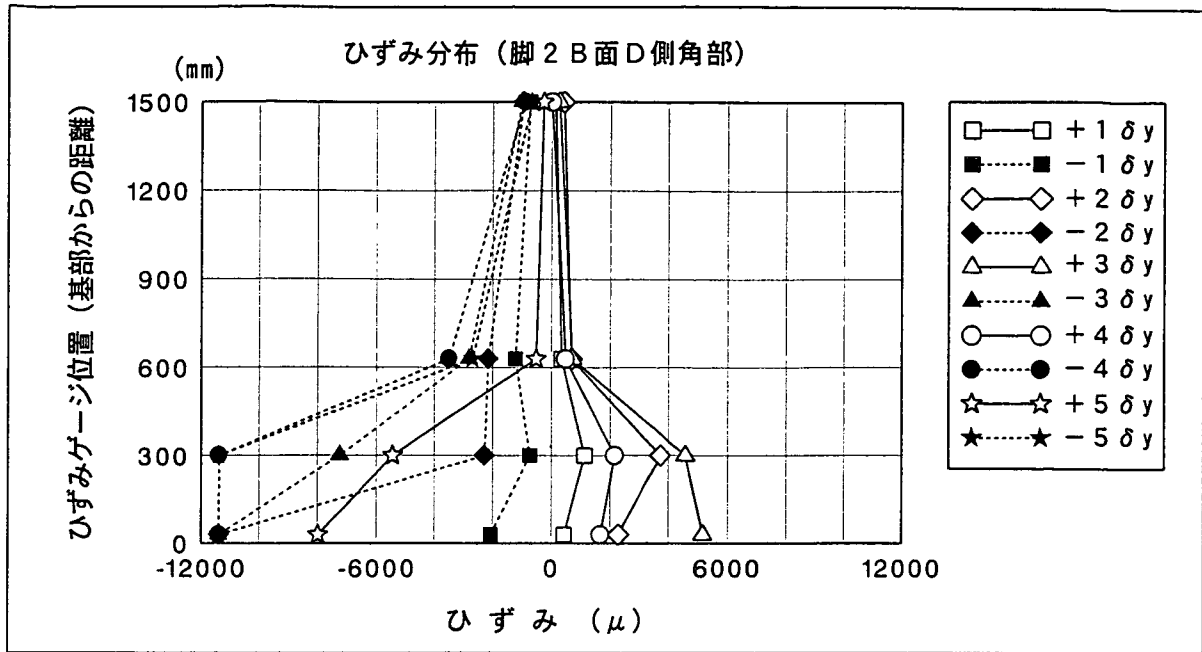


図-3.7.12 脚2 基部B面D側角部軸方向ひずみ分布

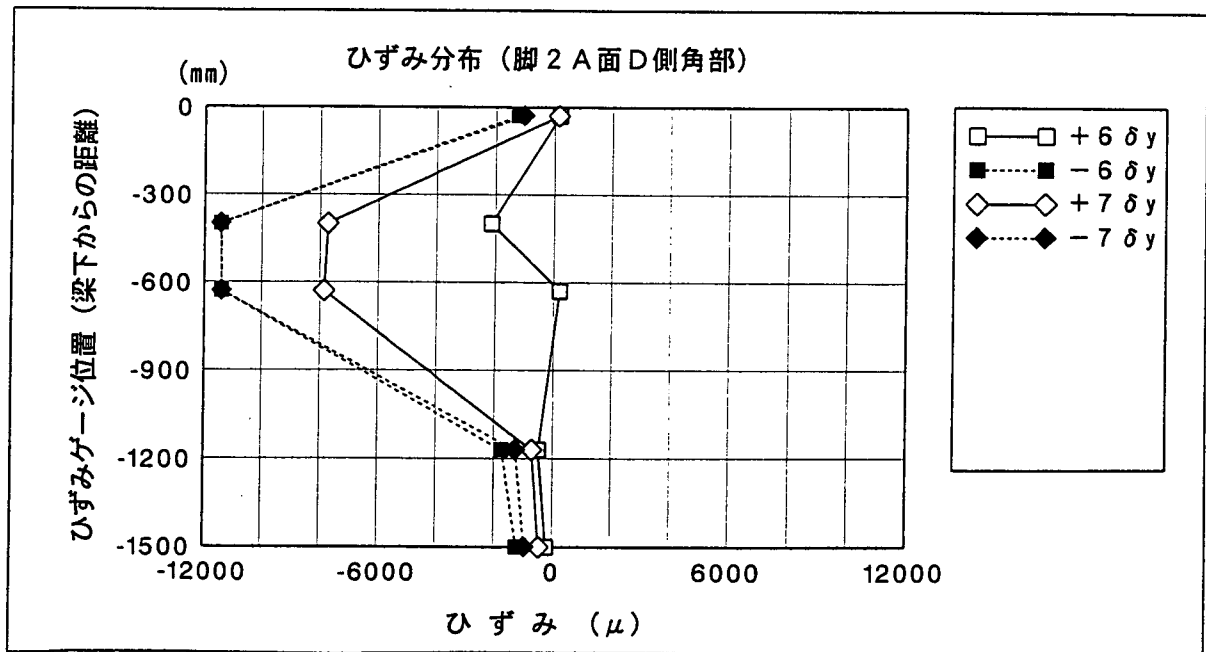
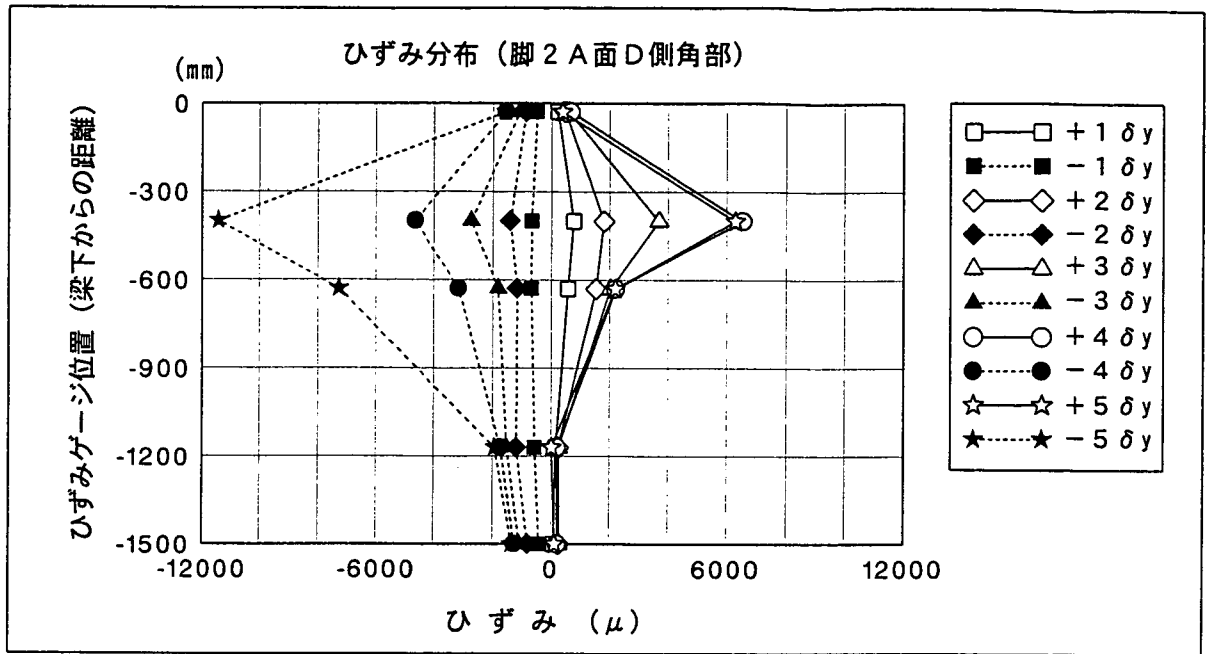


図-3.7.13 脚 2 隅角部 A 面 D 側角部軸方向ひずみ分布

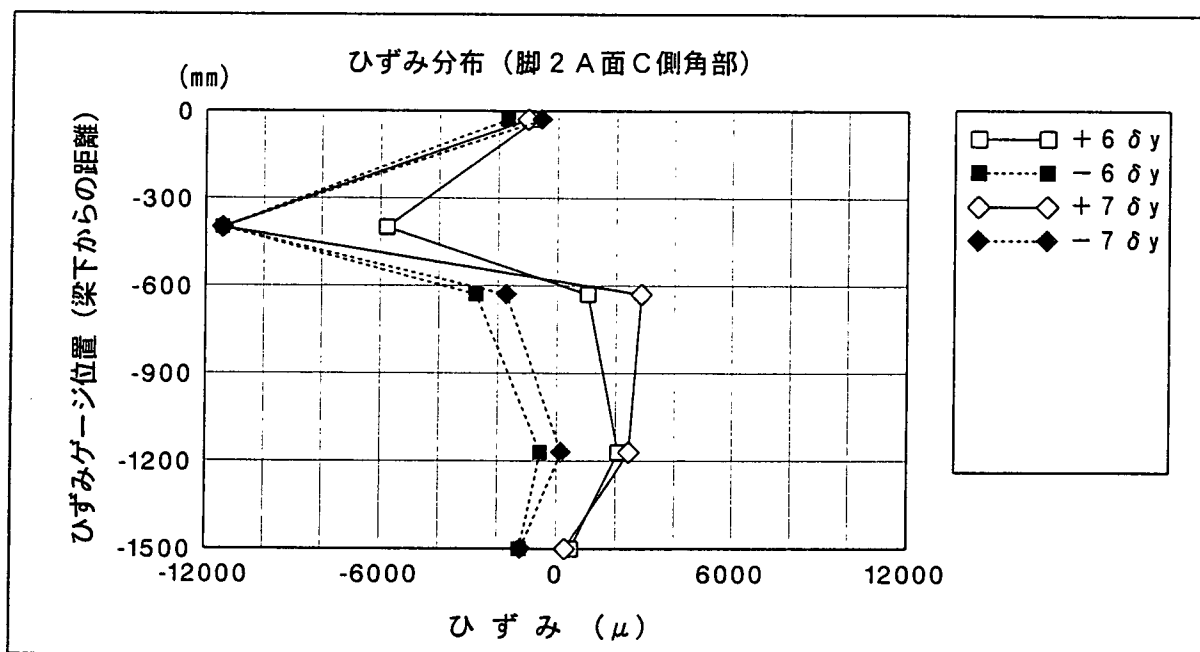
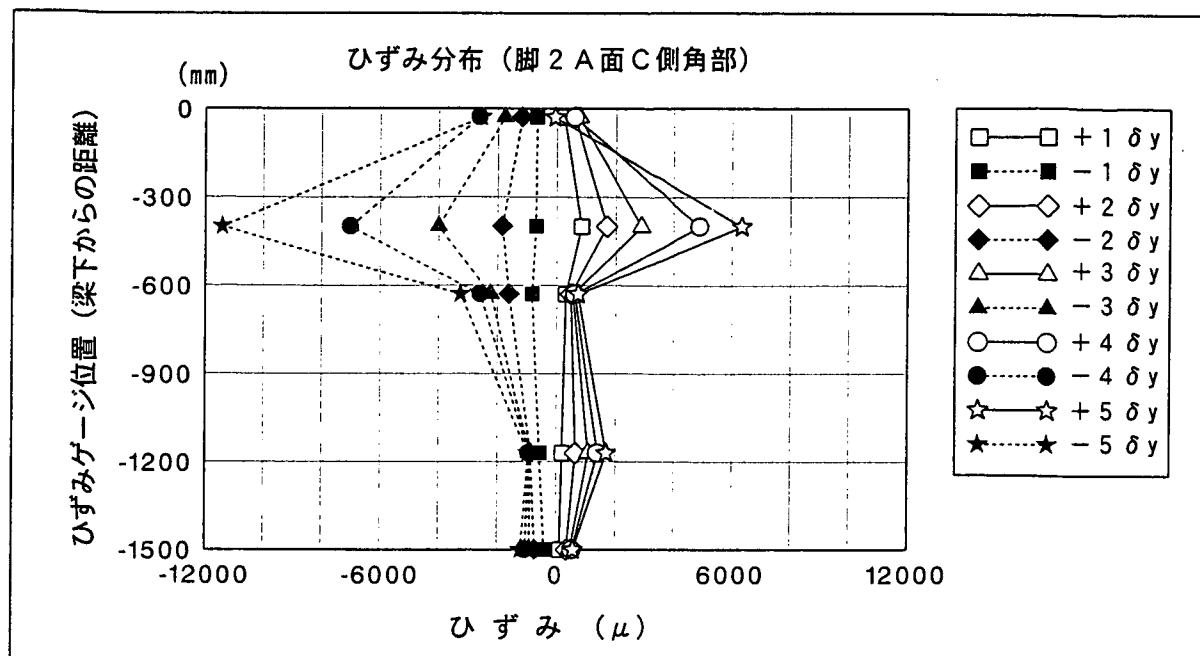


図-3.7.14 脚 2 隅角部 A 面 C 側角部軸方向ひずみ分布

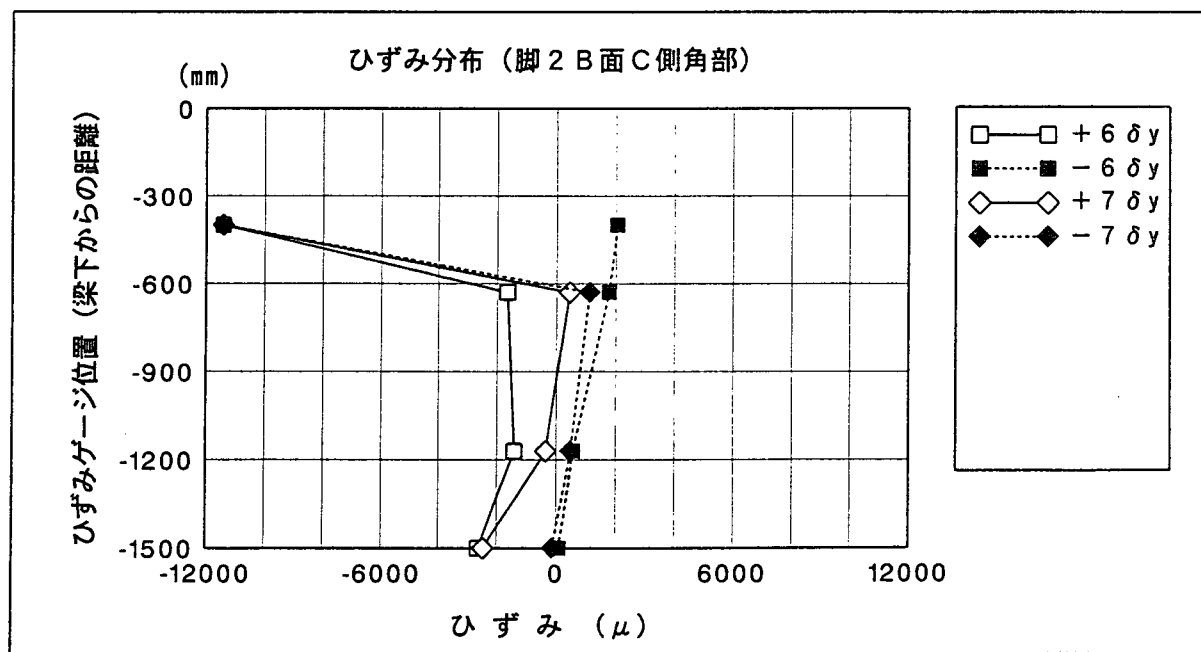
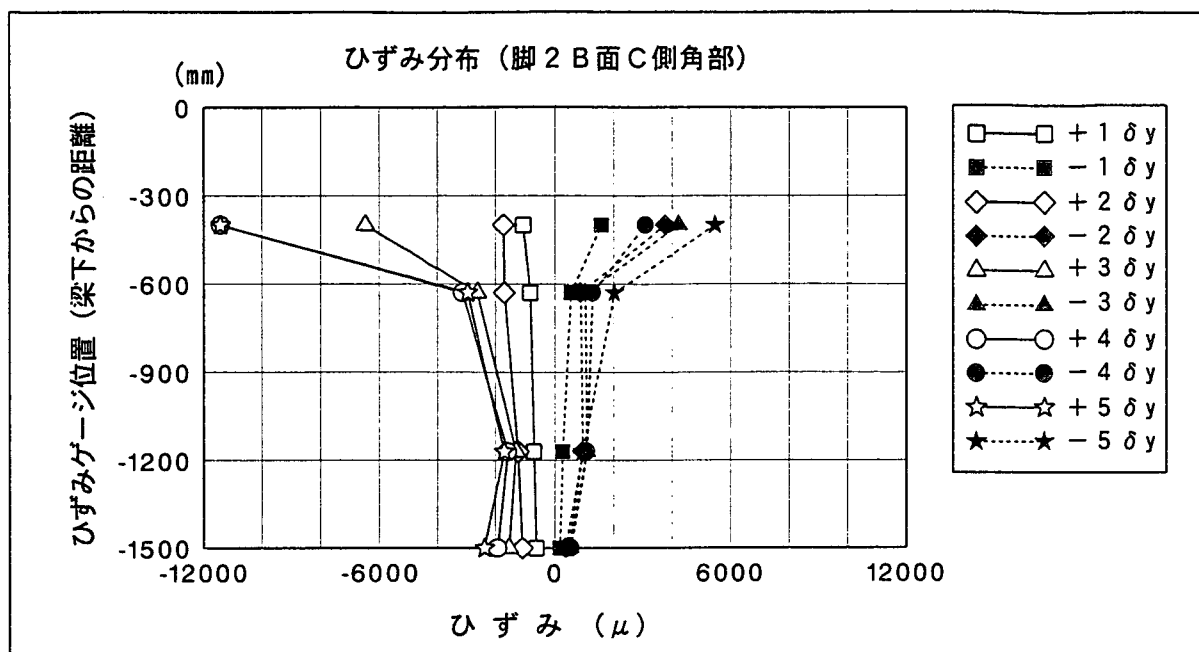


図-3.7.15 脚2隅角部B面C側角部軸方向ひずみ分布

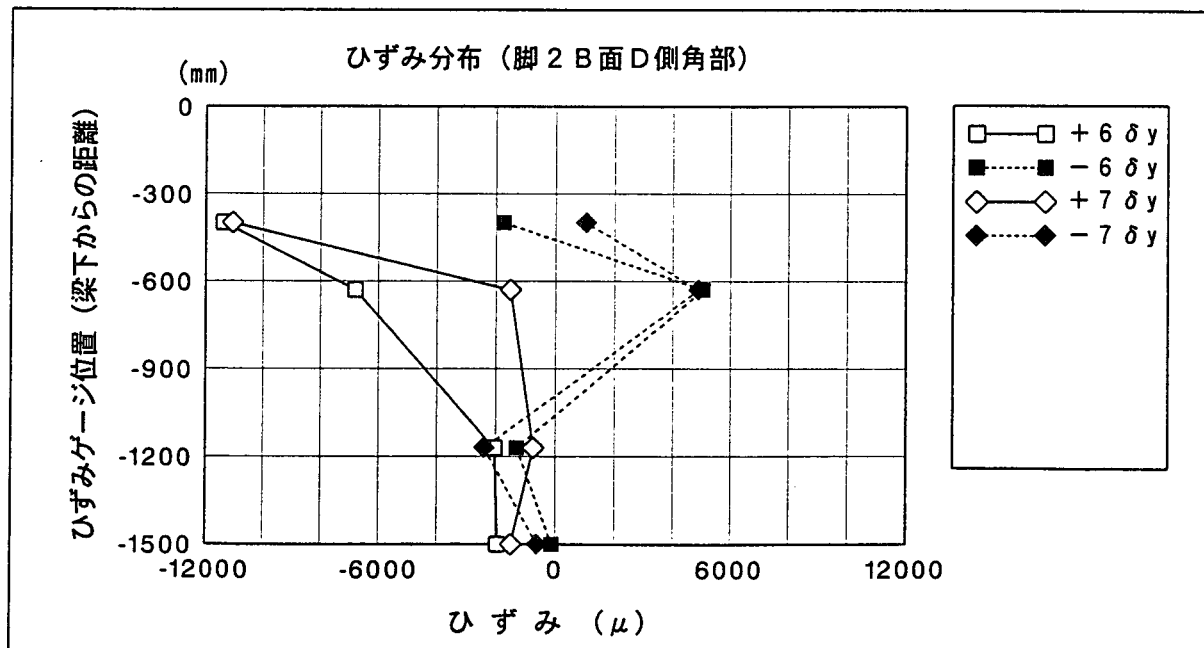
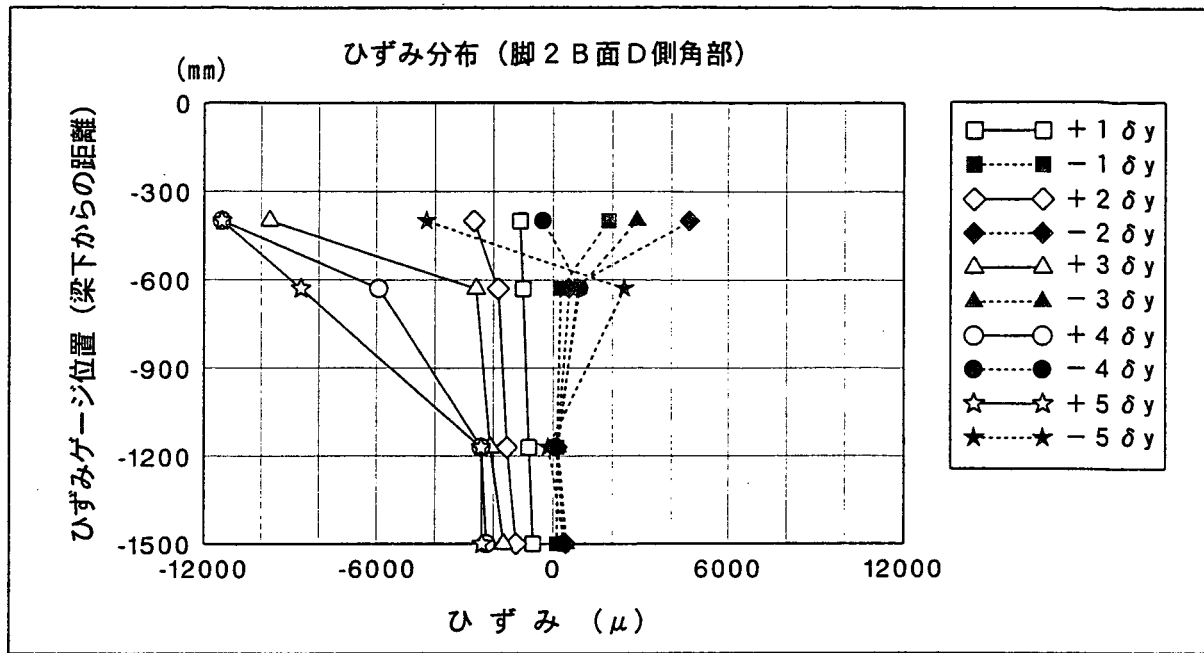
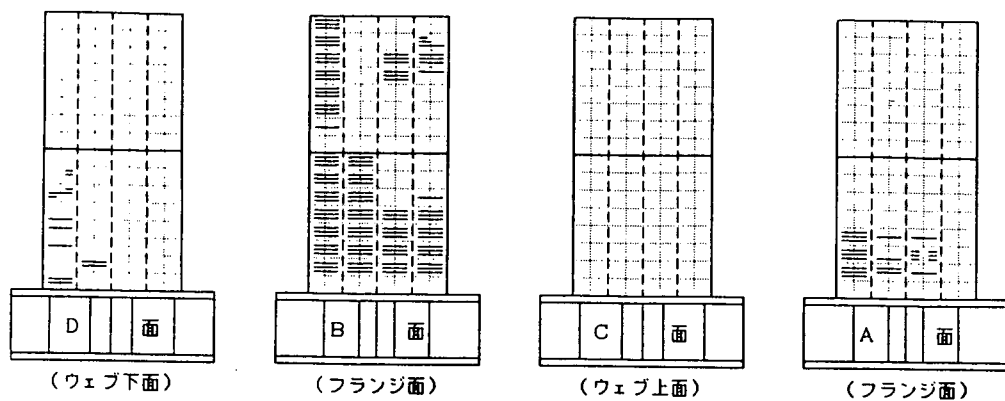
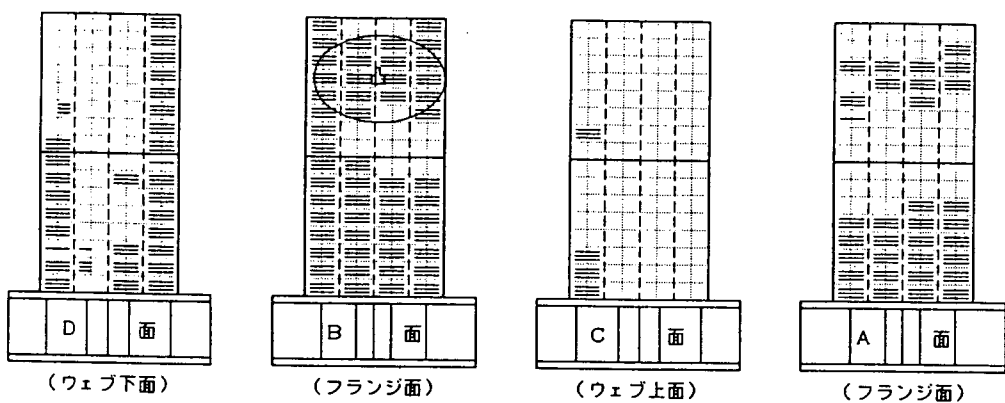


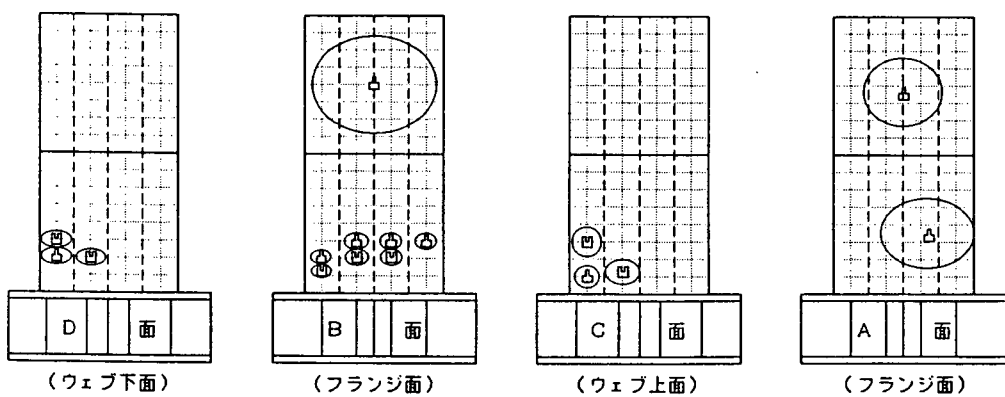
図-3.7.16 脚2隅角部B面D側角部軸方向ひずみ分布



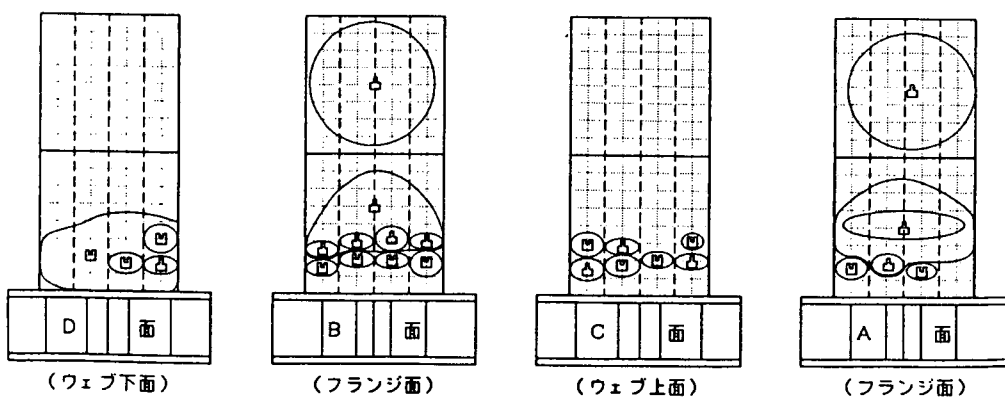
1 δ_y 載荷後(脚1)



2 δ_y 載荷後(脚1)

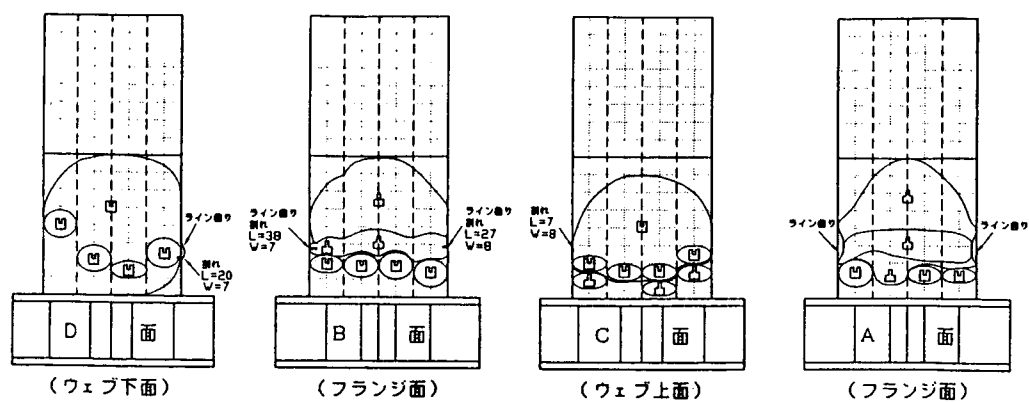


3 δ_y 載荷後(脚1)

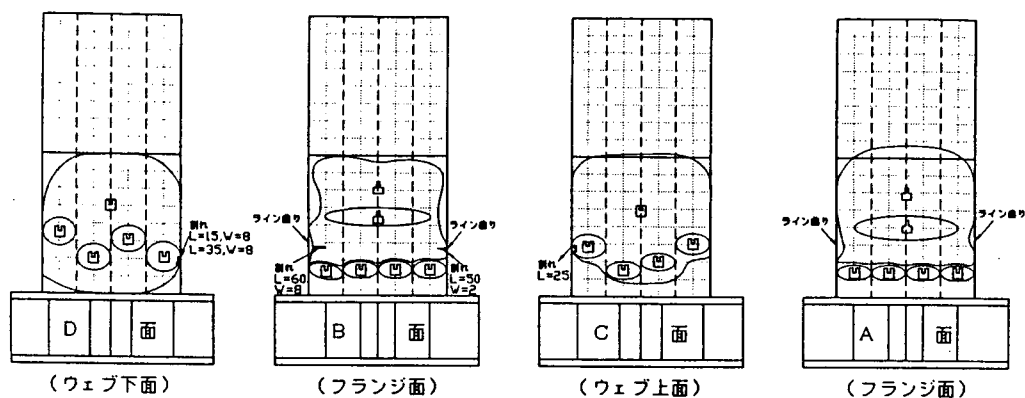


4 δ_y 載荷後(脚1)

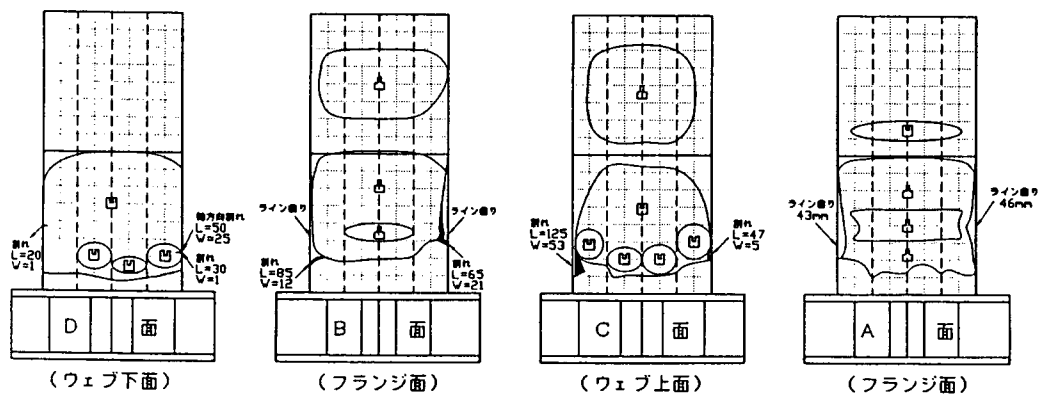
図-3.9.1(1) 脚1基部の面外変形状況($\delta_y \sim 4 \delta_y$)



5 δ_y 載荷後(脚1)



6 δ_y 載荷後(脚1)



7 δ_y 載荷後(脚1)

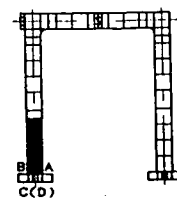
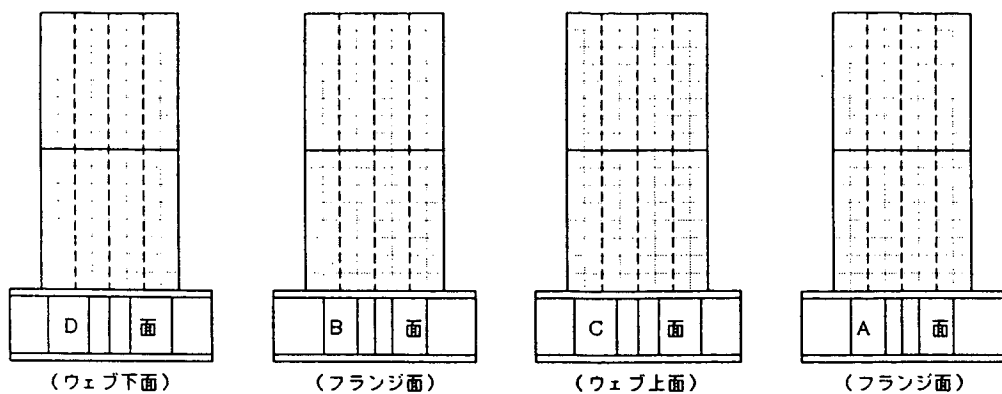
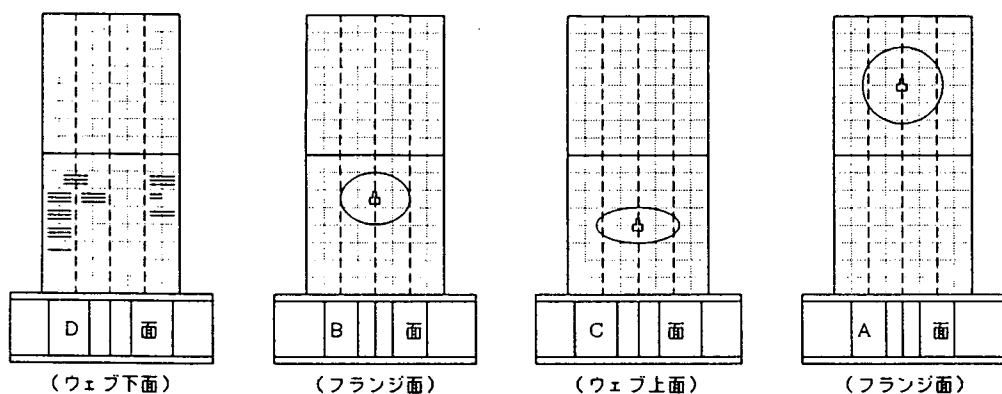


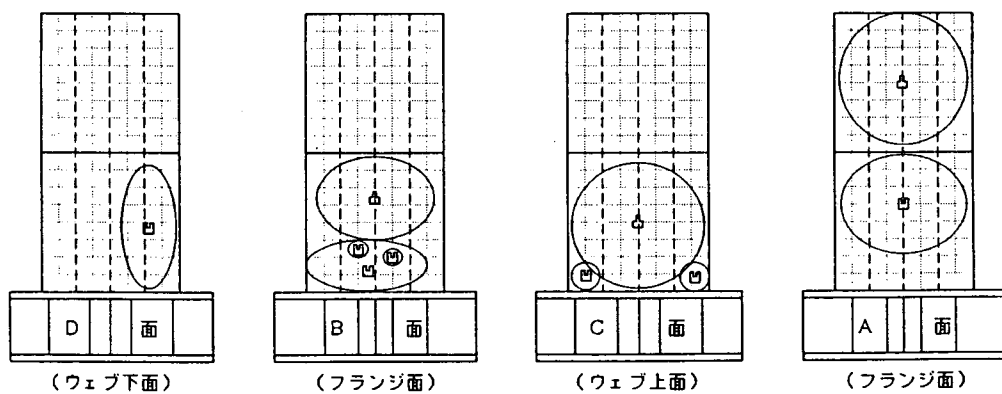
図-3.9.1(2) 脚1基部の面外変形状況(5 δ_y ~ 7 δ_y)



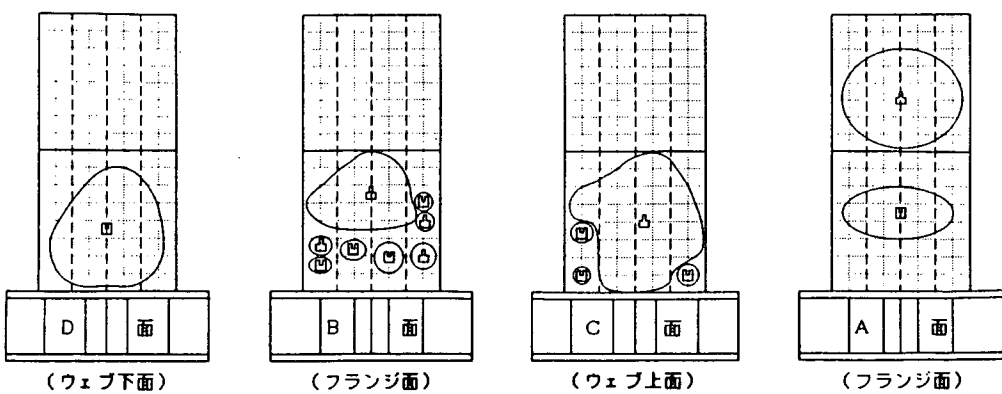
1 δ_y 載荷後 (脚2)



2 δ_y 載荷後 (脚2)

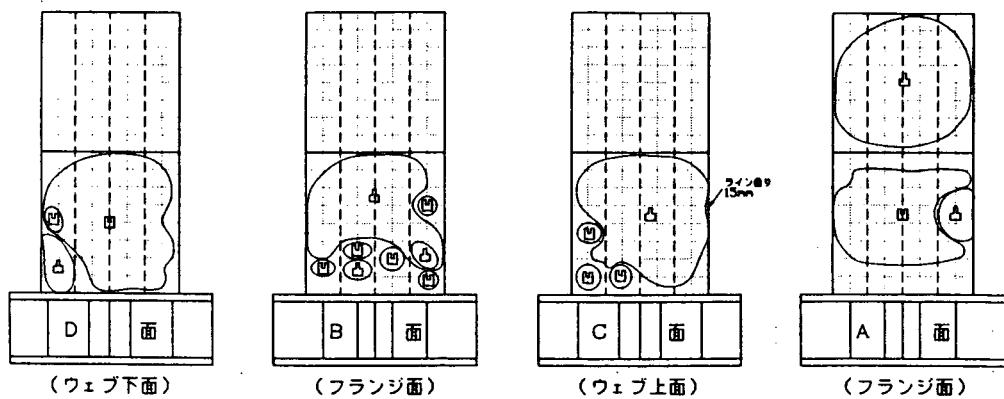


3 δ_y 載荷後 (脚2)

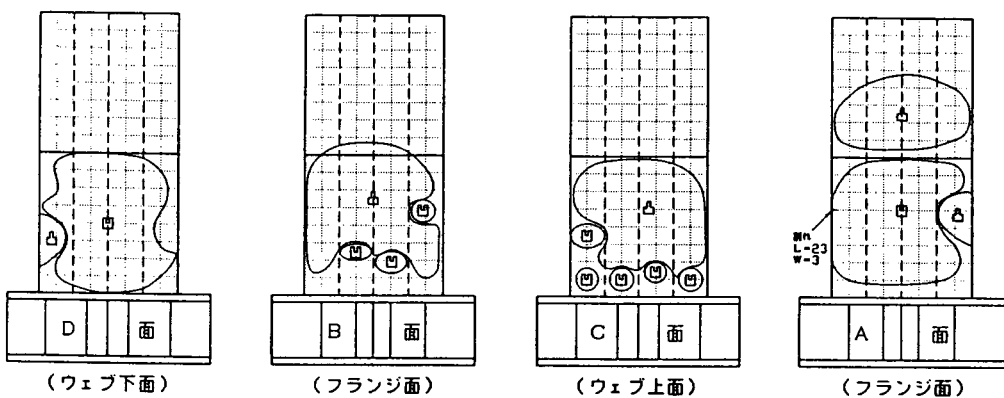


4 δ_y 載荷後 (脚2)

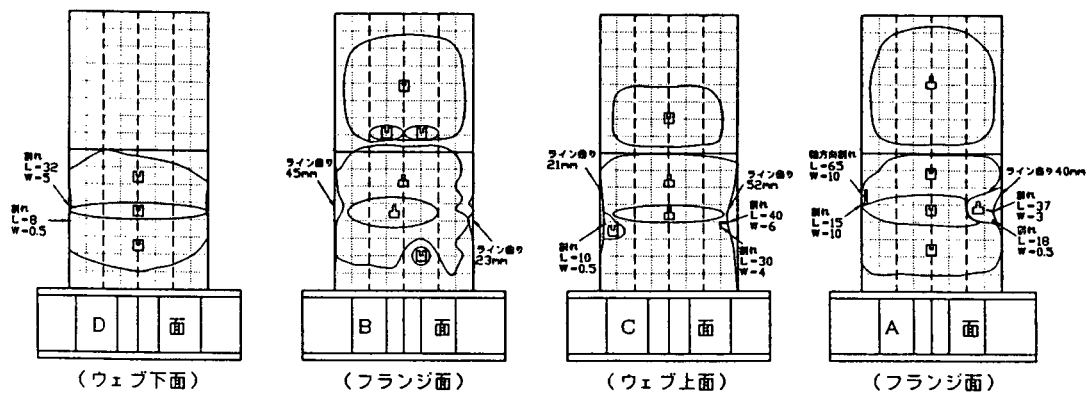
図-3.9.2(1) 脚2 基部の面外変形状況 ($\delta_y \sim 4 \delta_y$)



5 δ_y 載荷後(脚2)



6 δ_y 載荷後(脚2)



7 δ_y 載荷後(脚2)

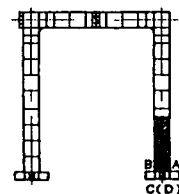
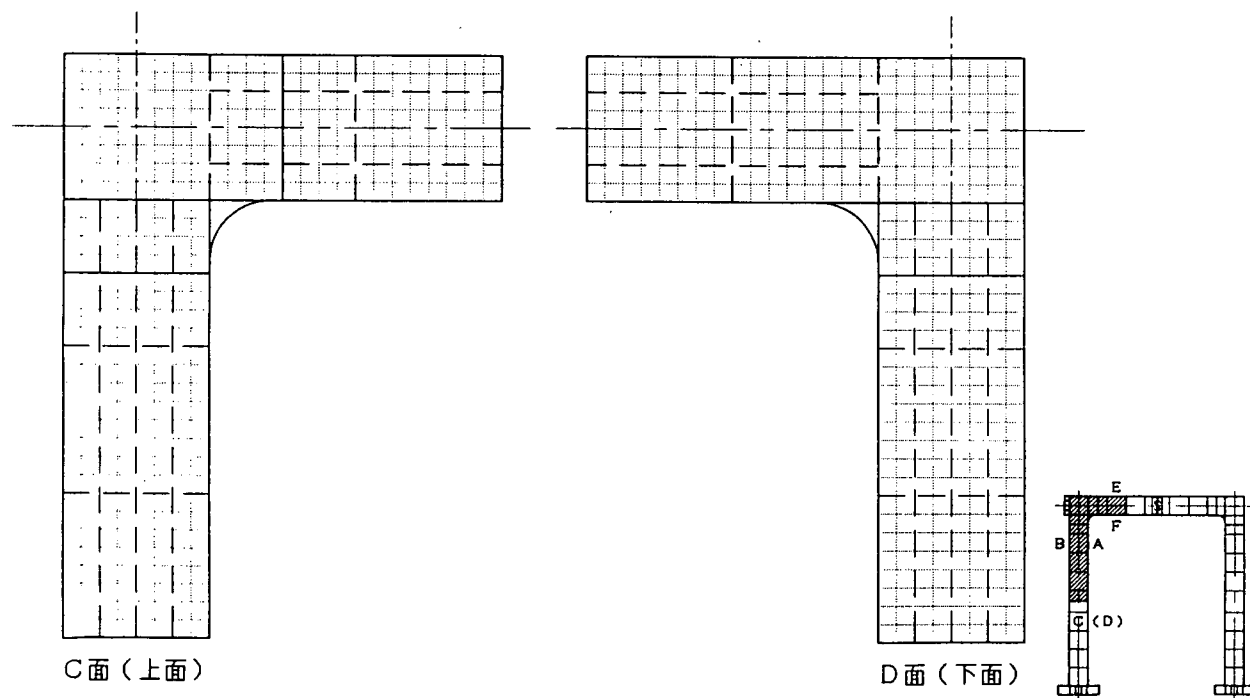
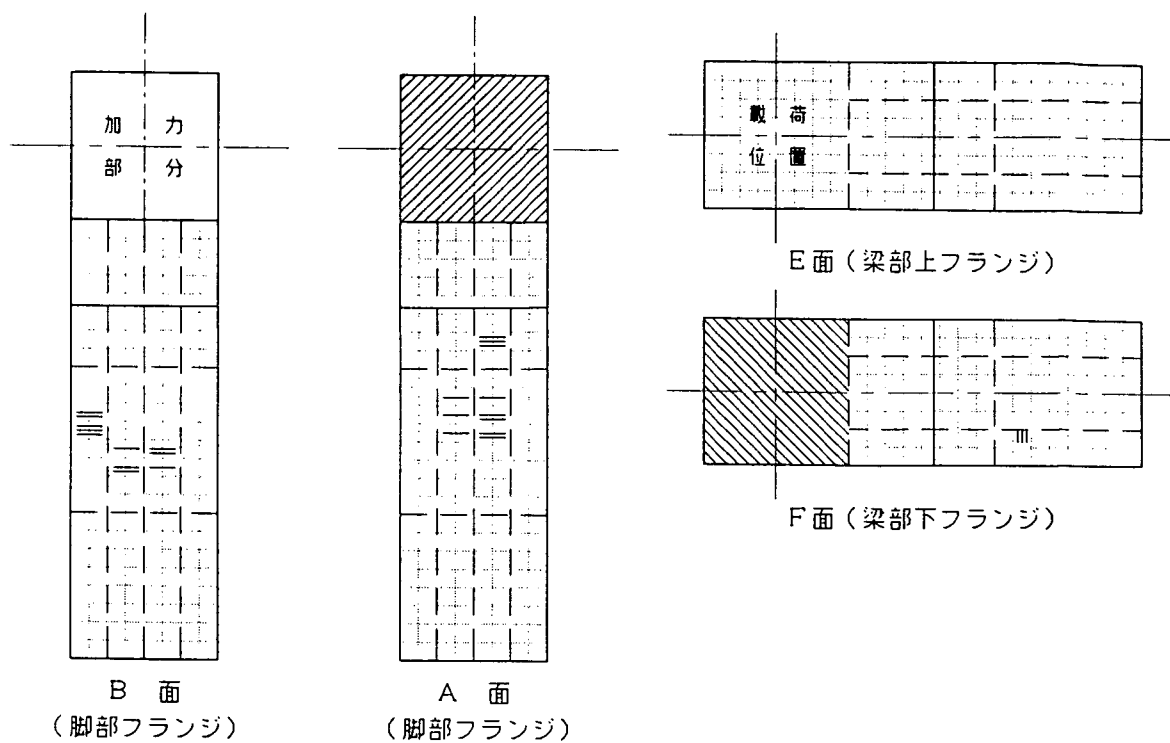
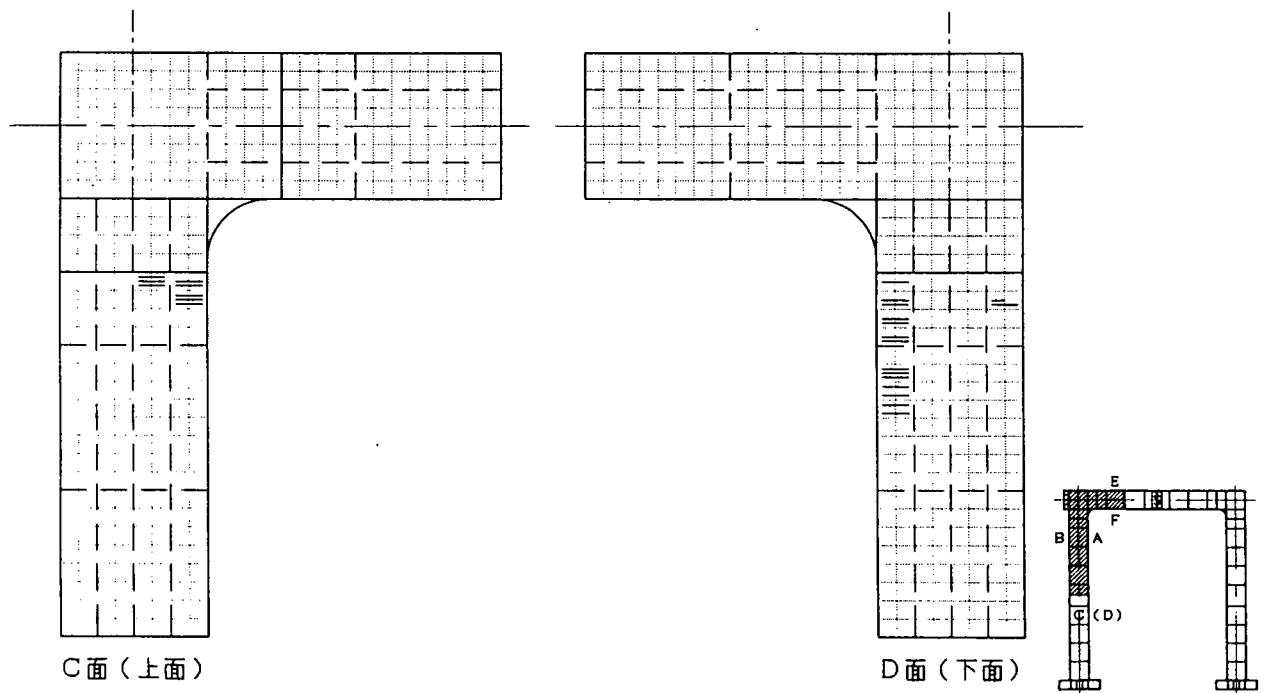
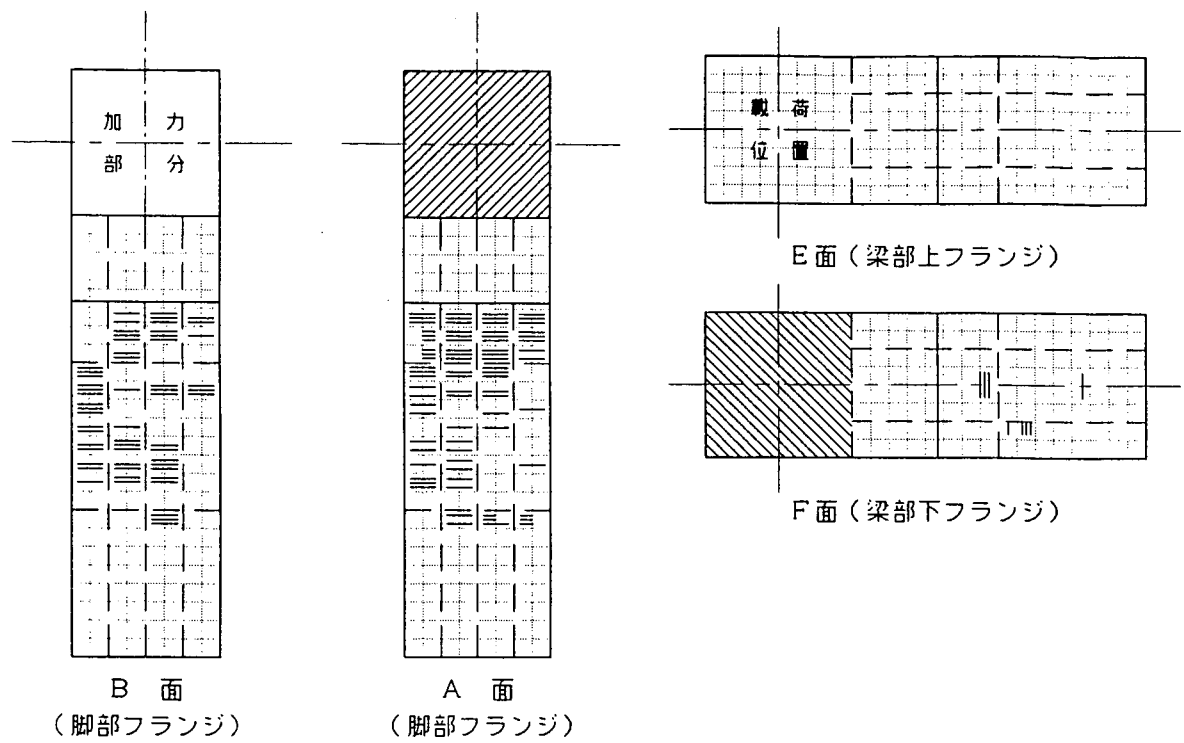


図-3.9.2(2) 脚2 基部の面外変形状況(5 δ_y ~ 7 δ_y)



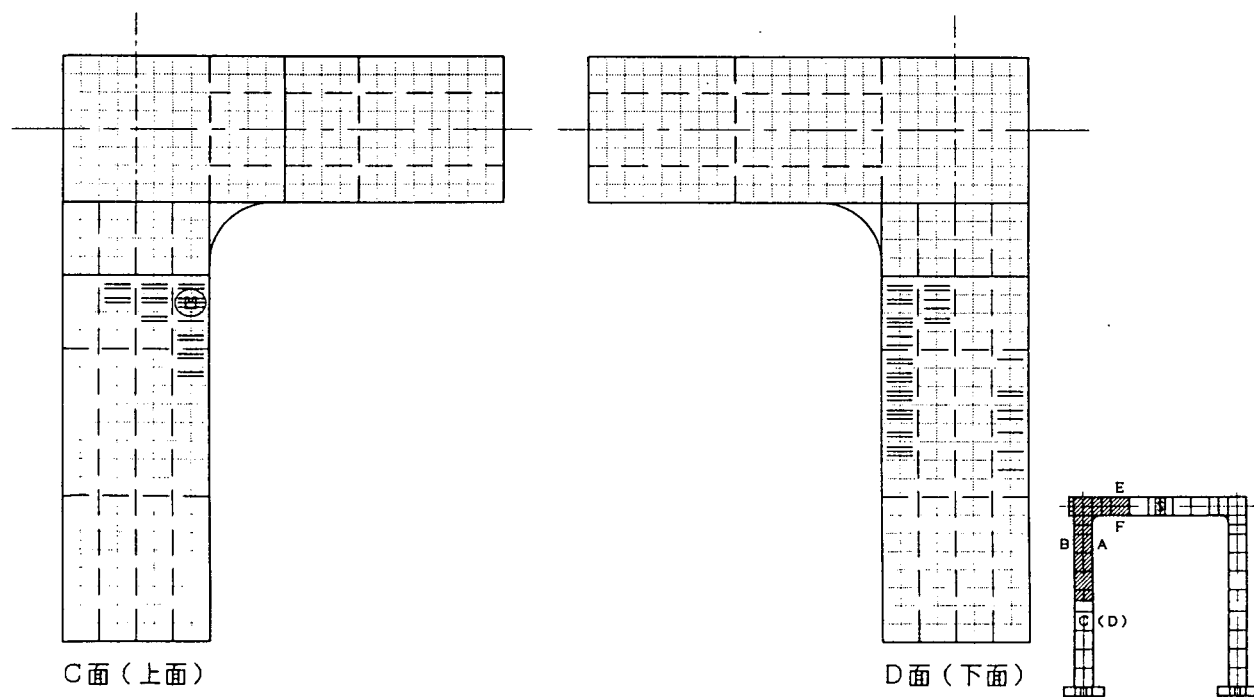
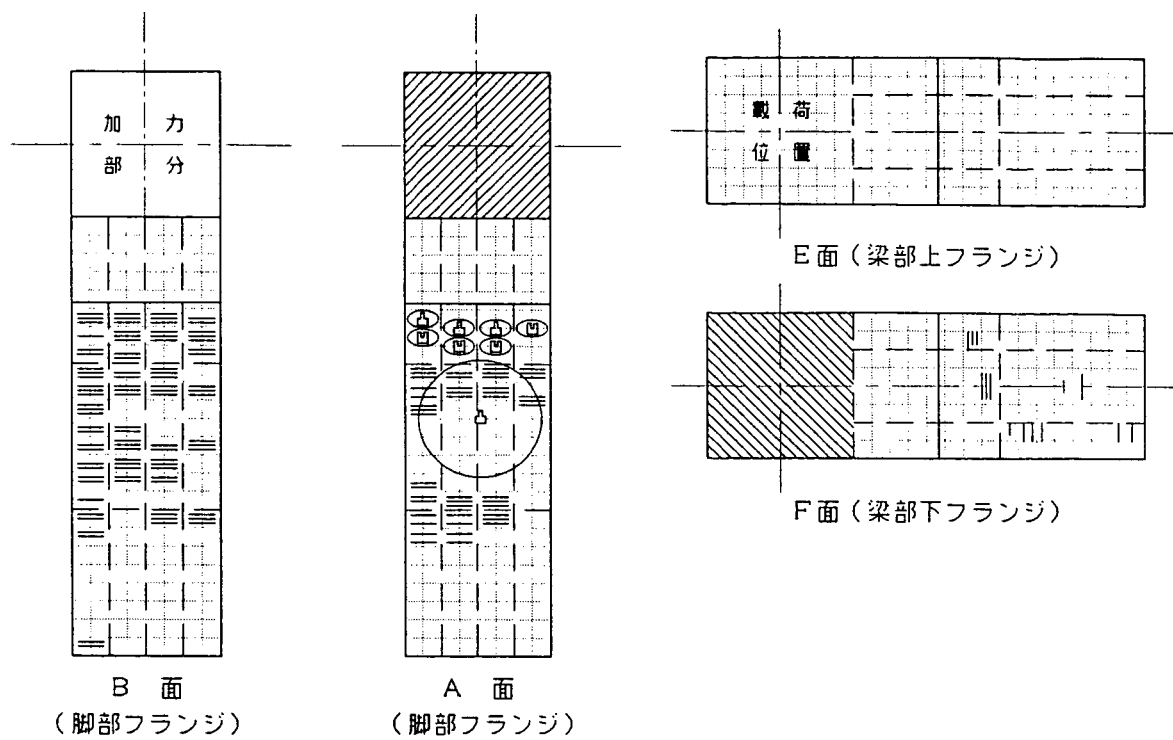
1 δ_y 載荷後 (脚 1)

図-3.9.3(1) 脚 1 隅角部の面外変形状況 (δ_y)



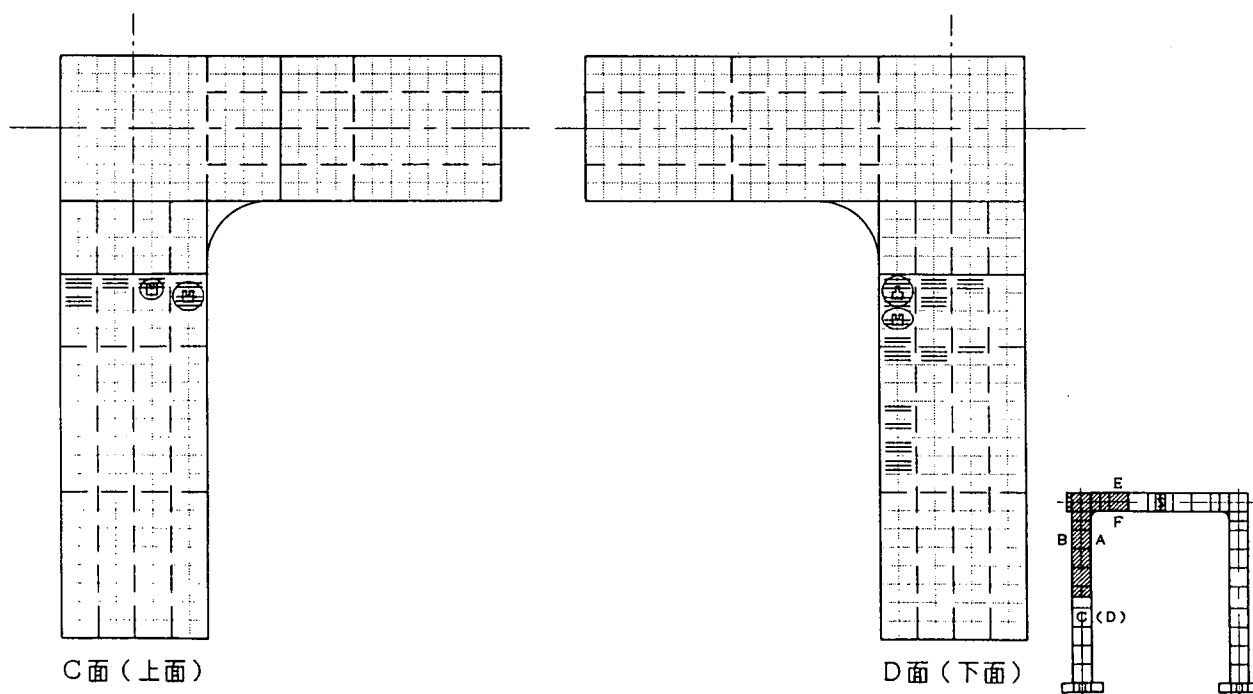
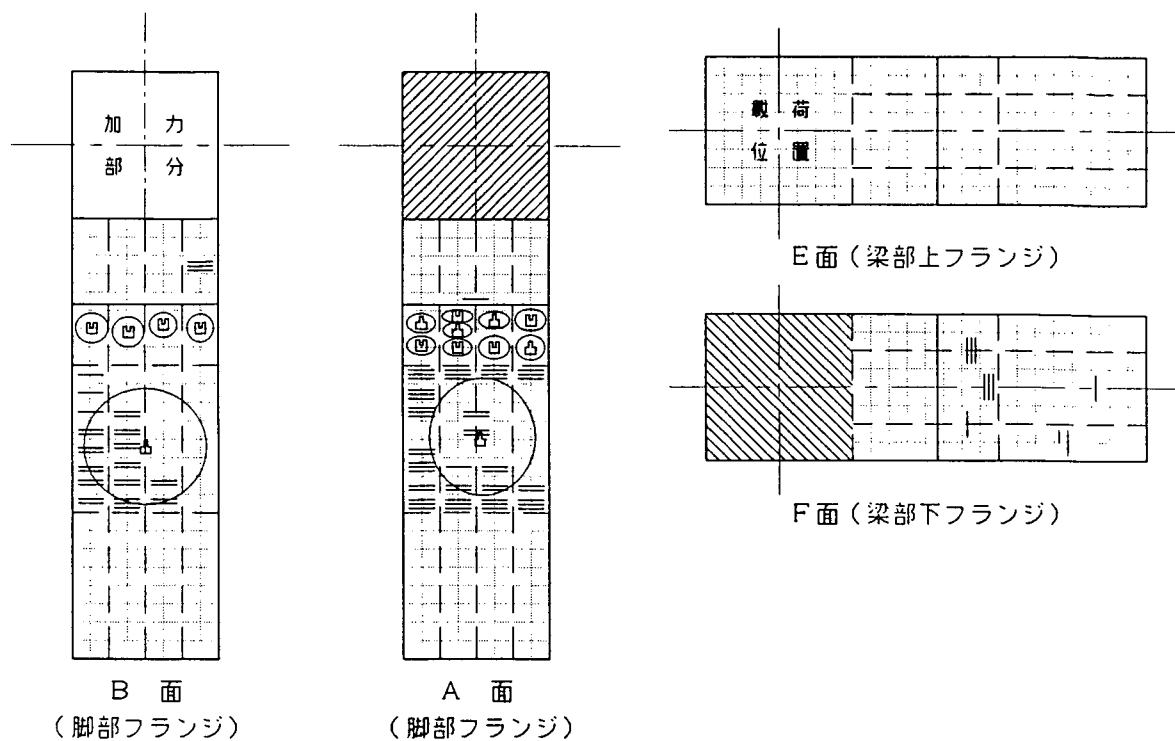
$2\delta_y$ 載荷後 (脚1)

図-3.9.3(2) 脚1隅角部の面外変形状況 ($2\delta_y$)



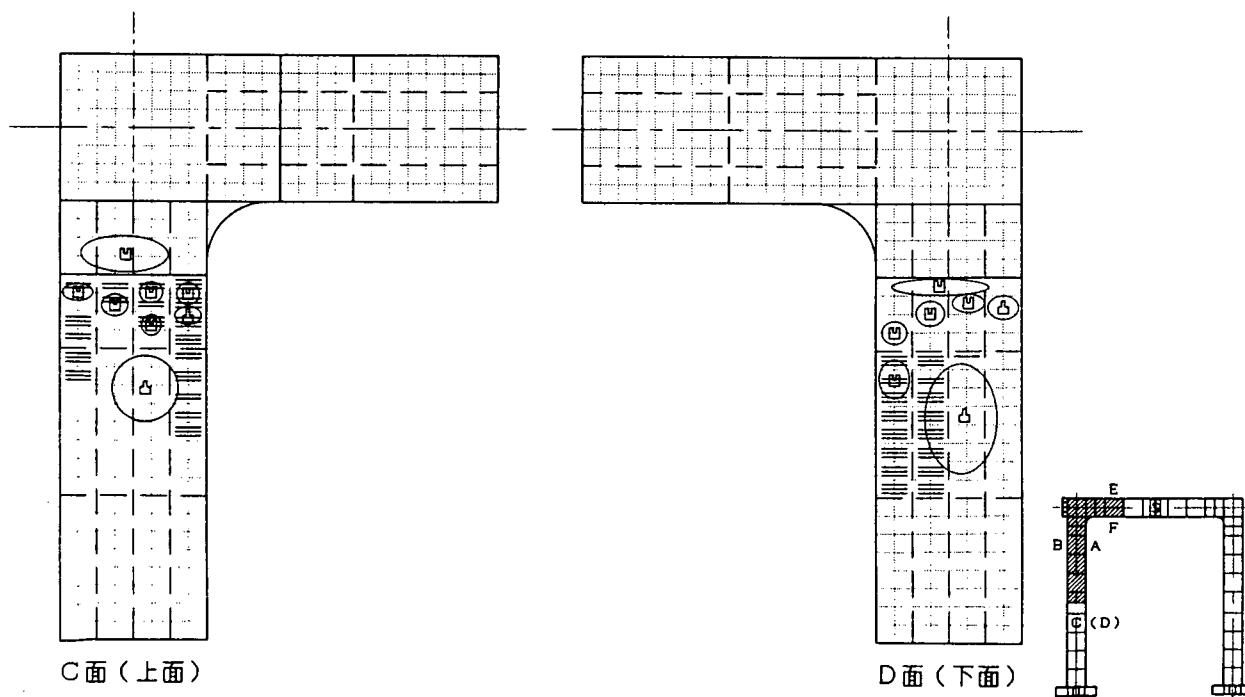
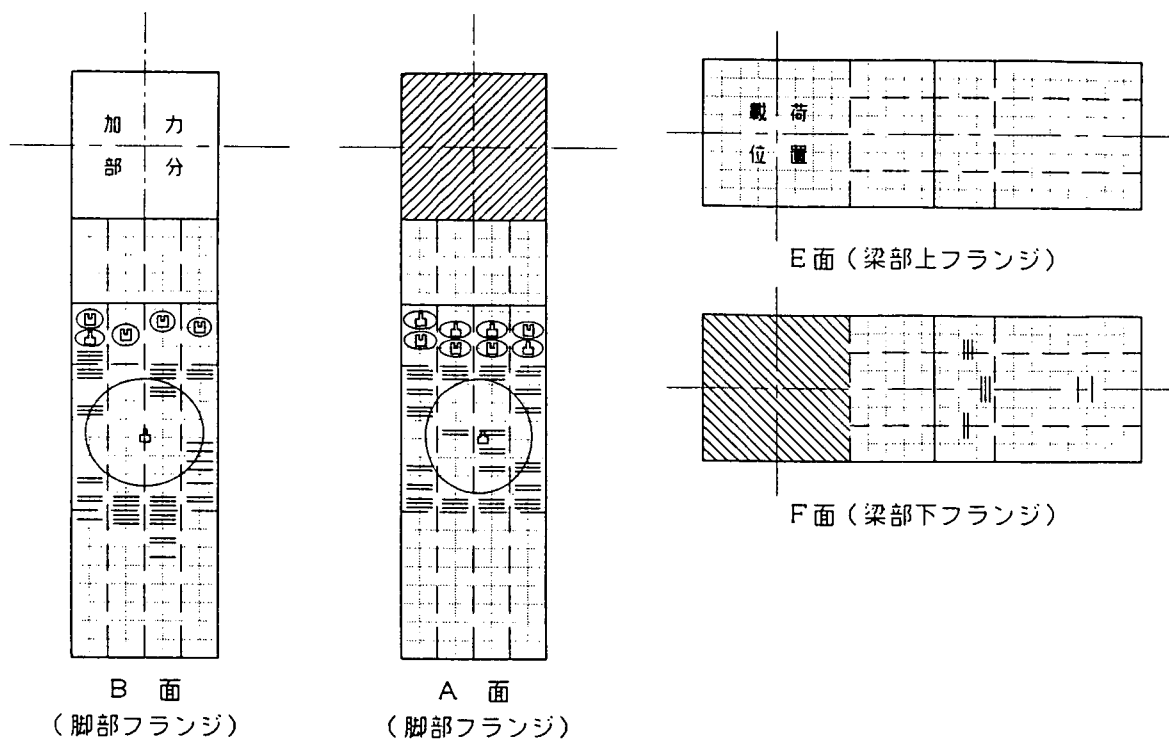
3 δ_y 載 荷 後 (脚 1)

図-3.9.3(3) 脚 1 隅角部の面外変形状況 (3 δ_y)



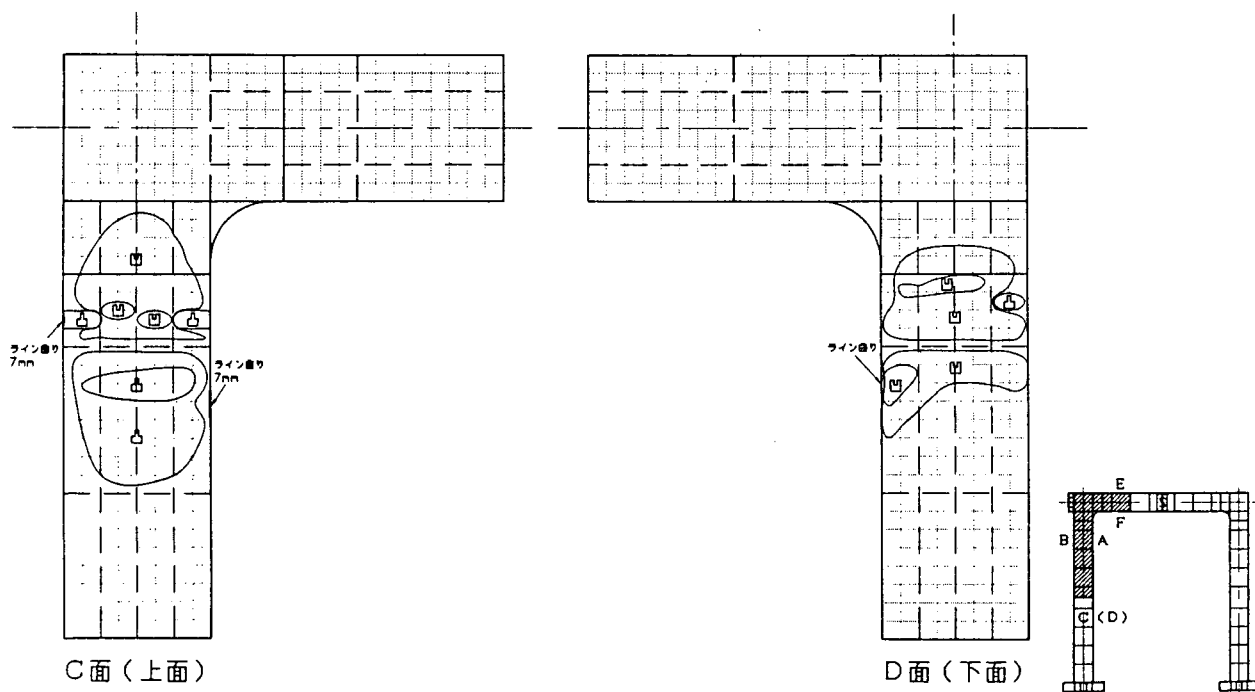
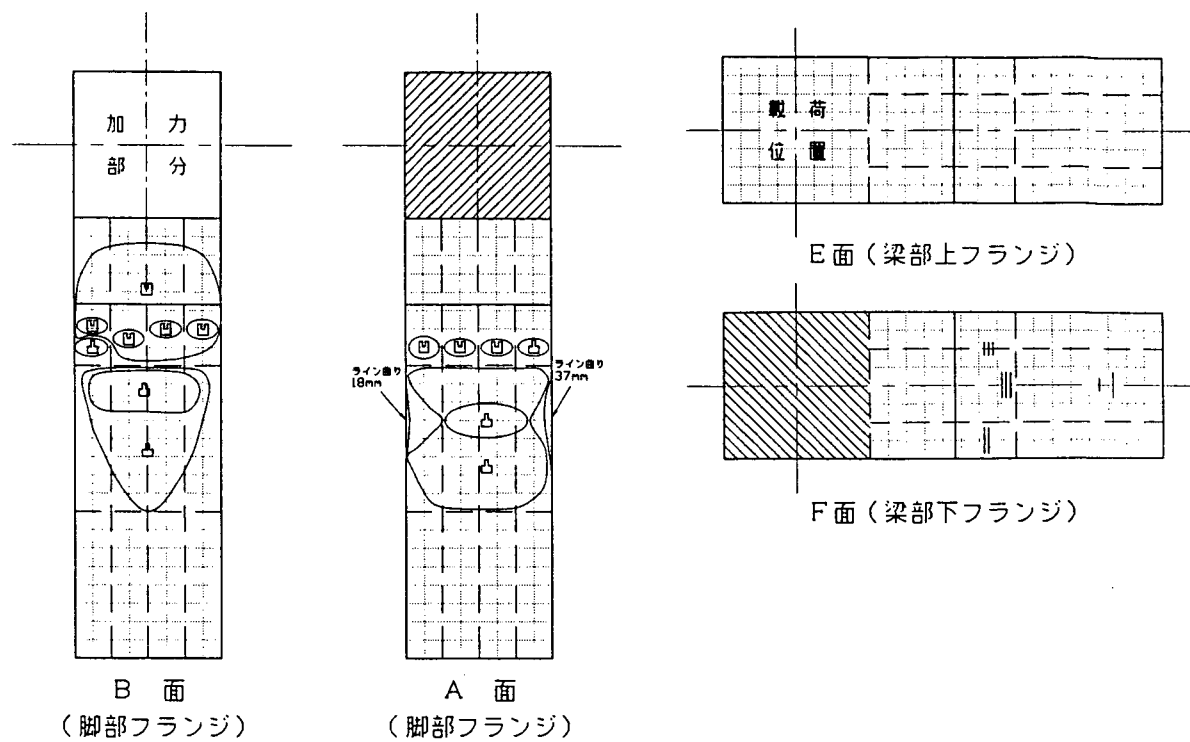
4 δ_y 載荷後 (脚1)

図-3.9.3(4) 脚1隅角部の面外変形状況 (4 δ_y)



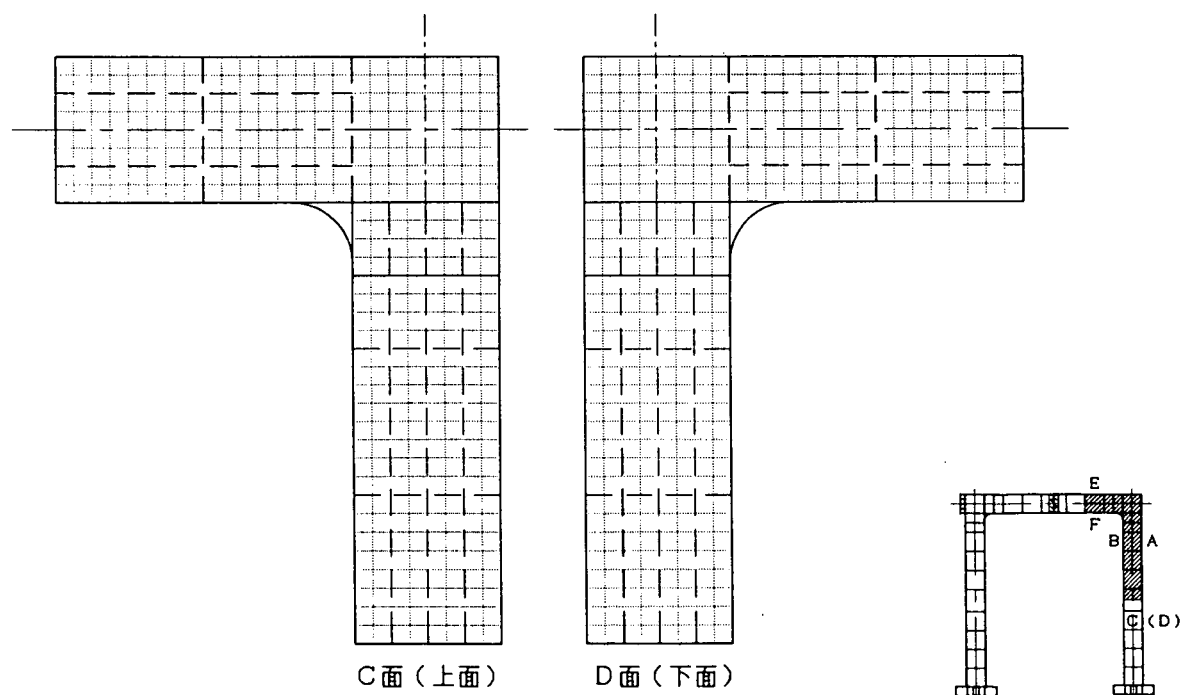
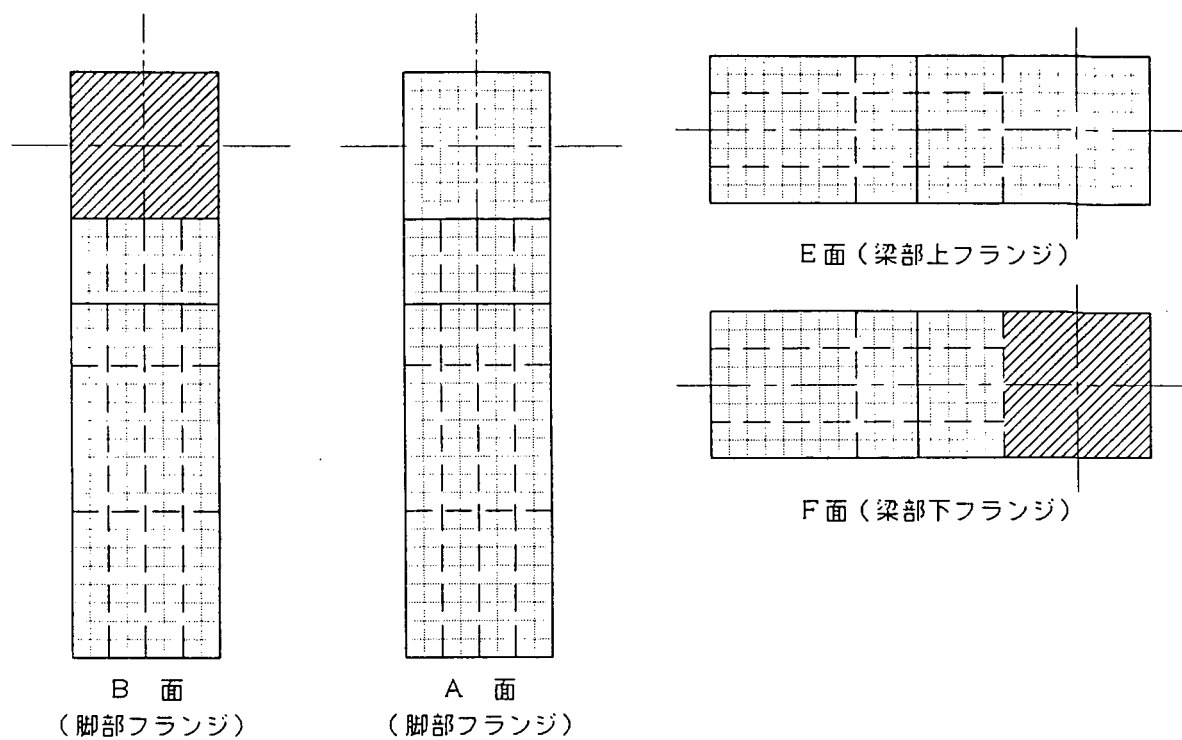
5 δ_y 載荷後 (脚1)

図-3.9.3(5) 脚1隅角部の面外変形状況 (5 δ_y)



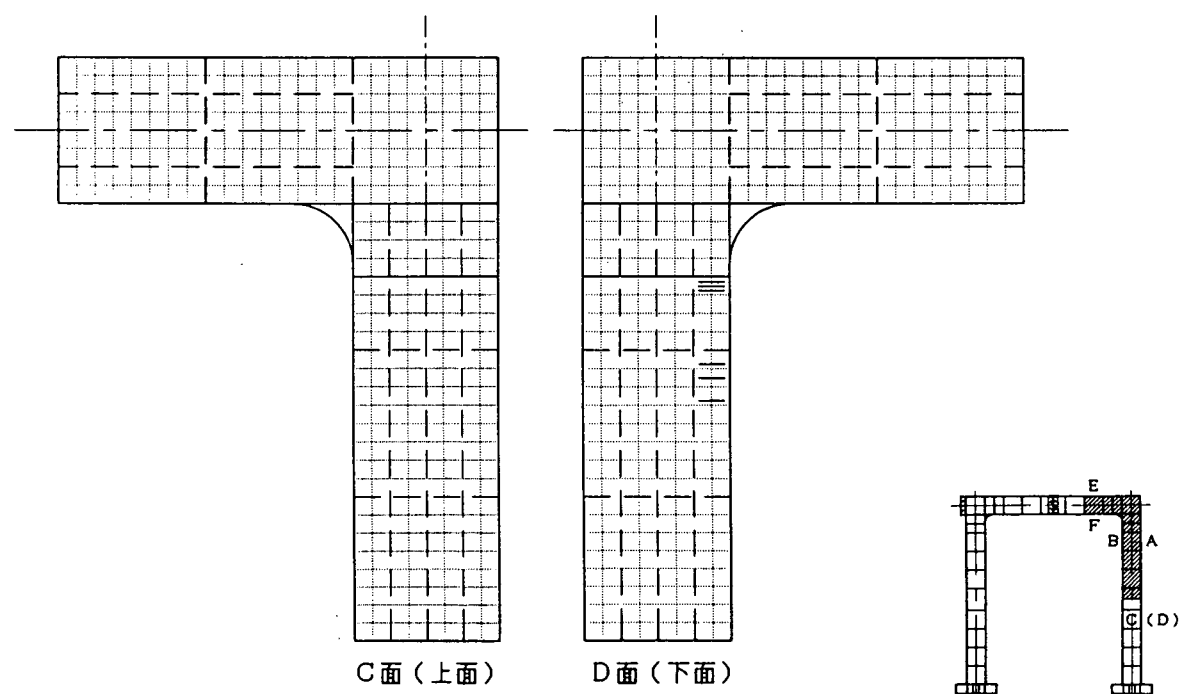
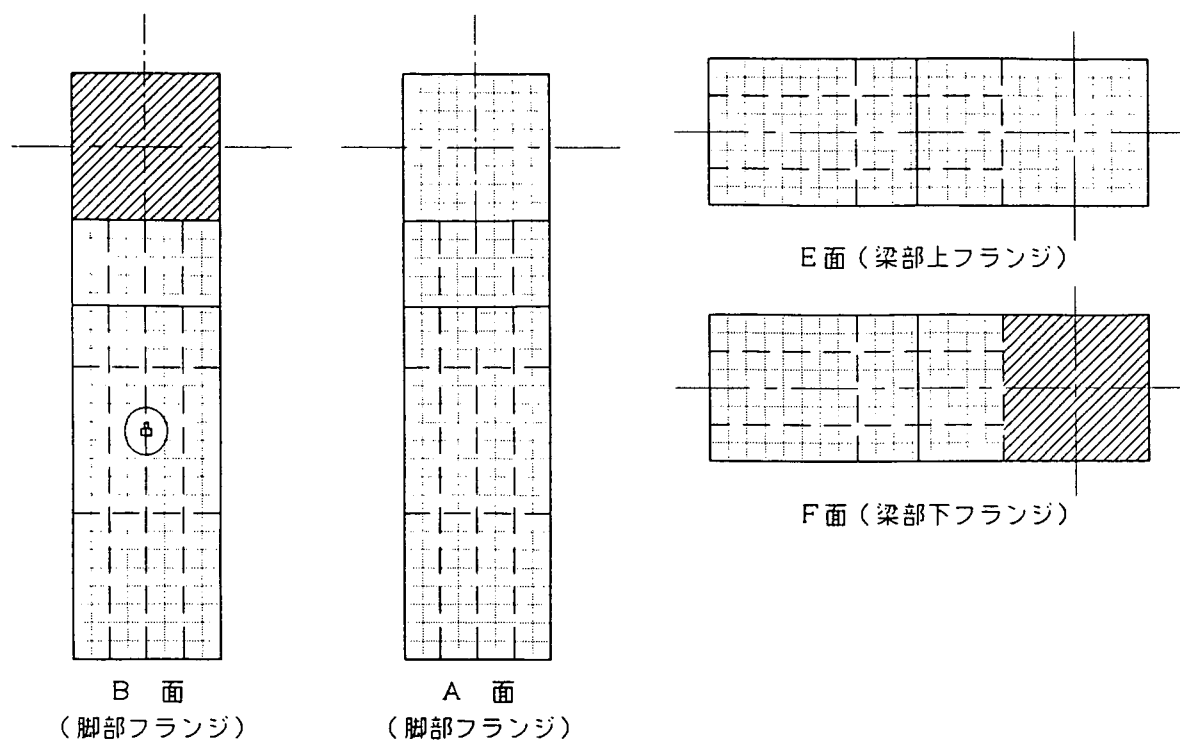
$7\delta_y$ 載荷後 (脚1)

図-3.9.3(7) 脚1隅角部の面外変形状況 ($7\delta_y$)



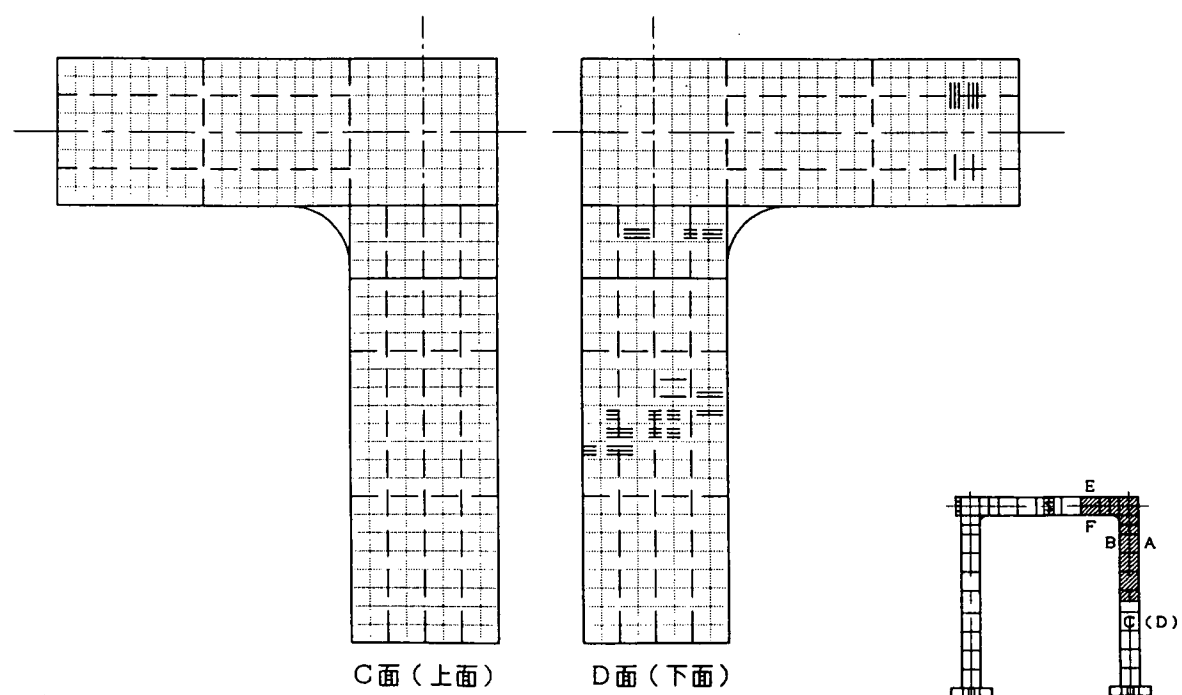
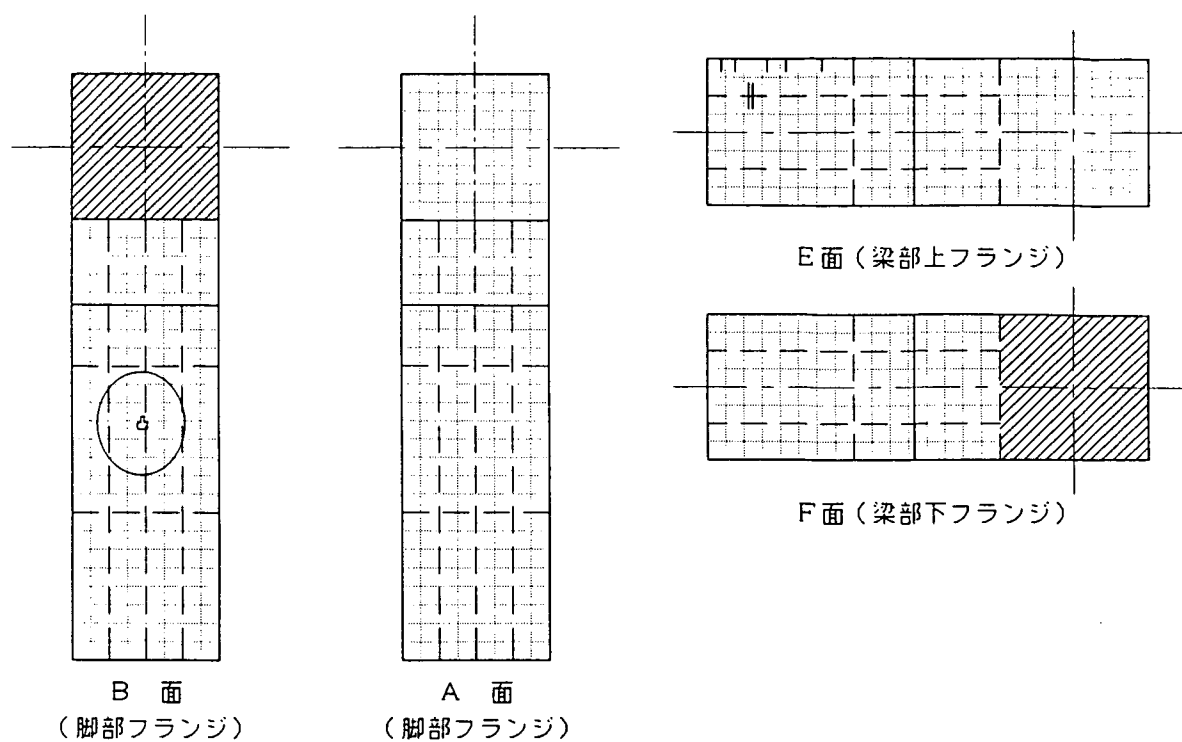
1 δ_y 載荷後 (脚2)

図-3.9.4(1) 脚2隅角部の面外変形状況 (δ_y)



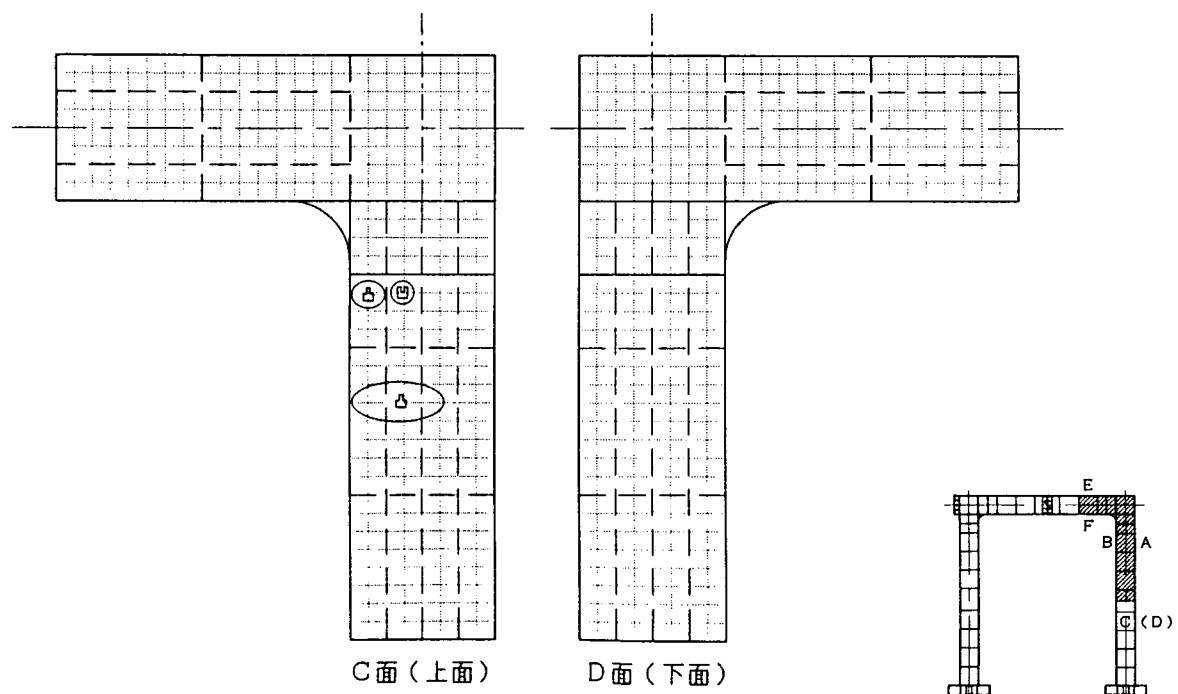
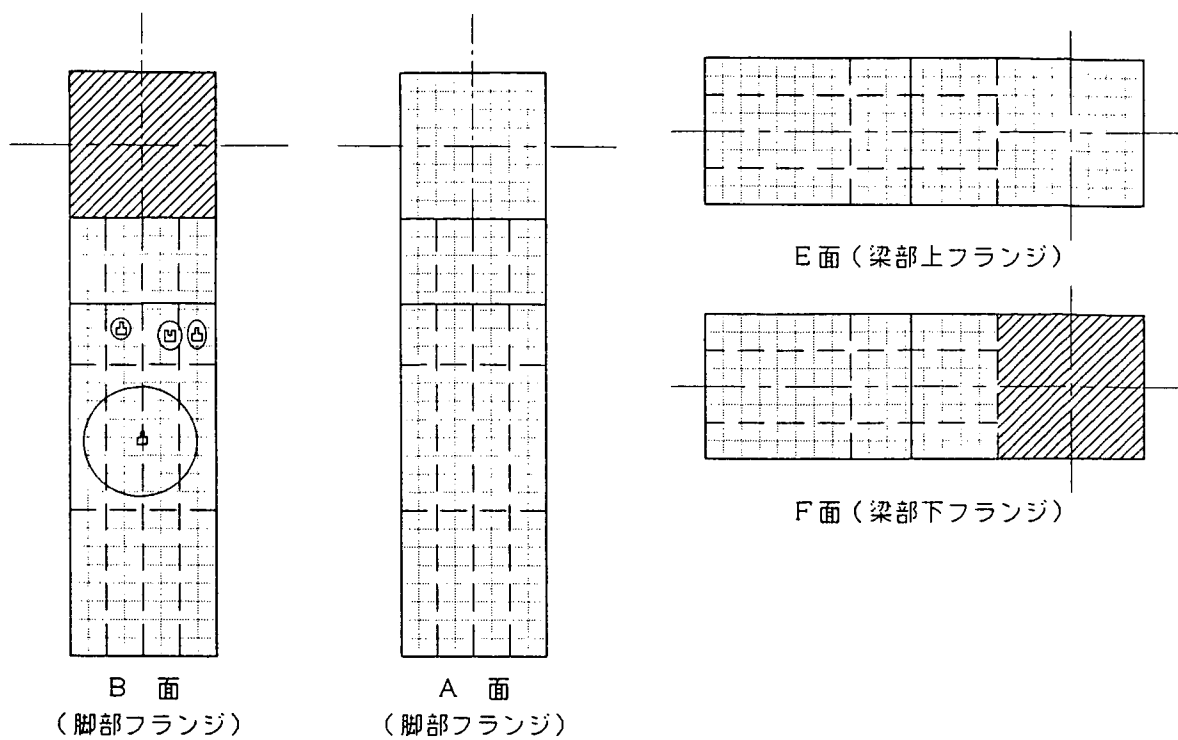
$2 \delta_y$ 載 荷 後 (脚 2)

図-3.9.4(2) 脚 2 隅角部の面外変形状況 ($2 \delta_y$)



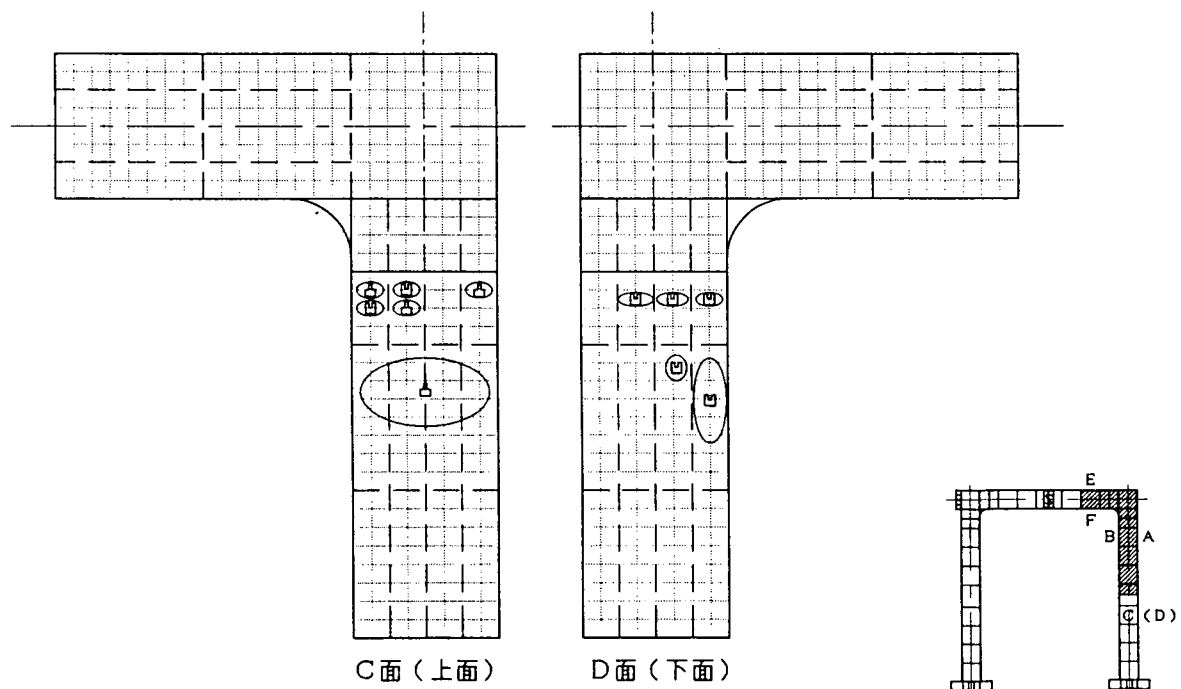
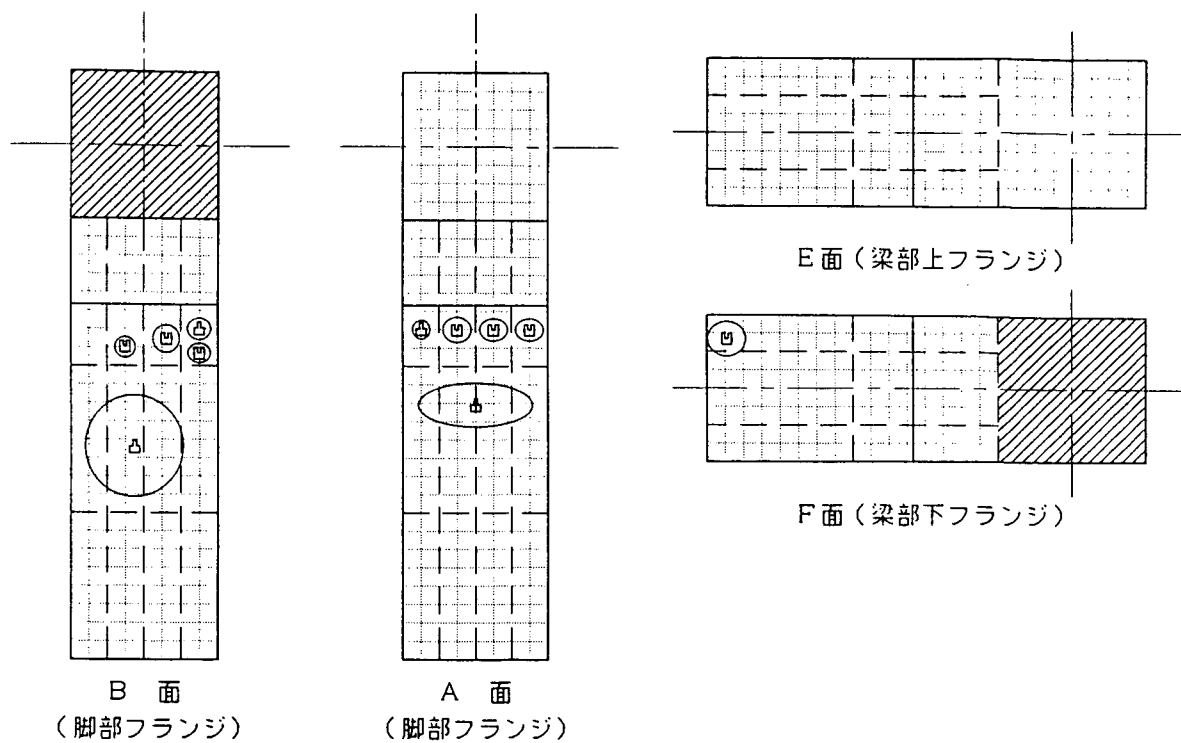
3 δ_y 載荷後 (脚2)

図-3.9.4(3) 脚2隅角部の面外変形状況 (3 δ_y)



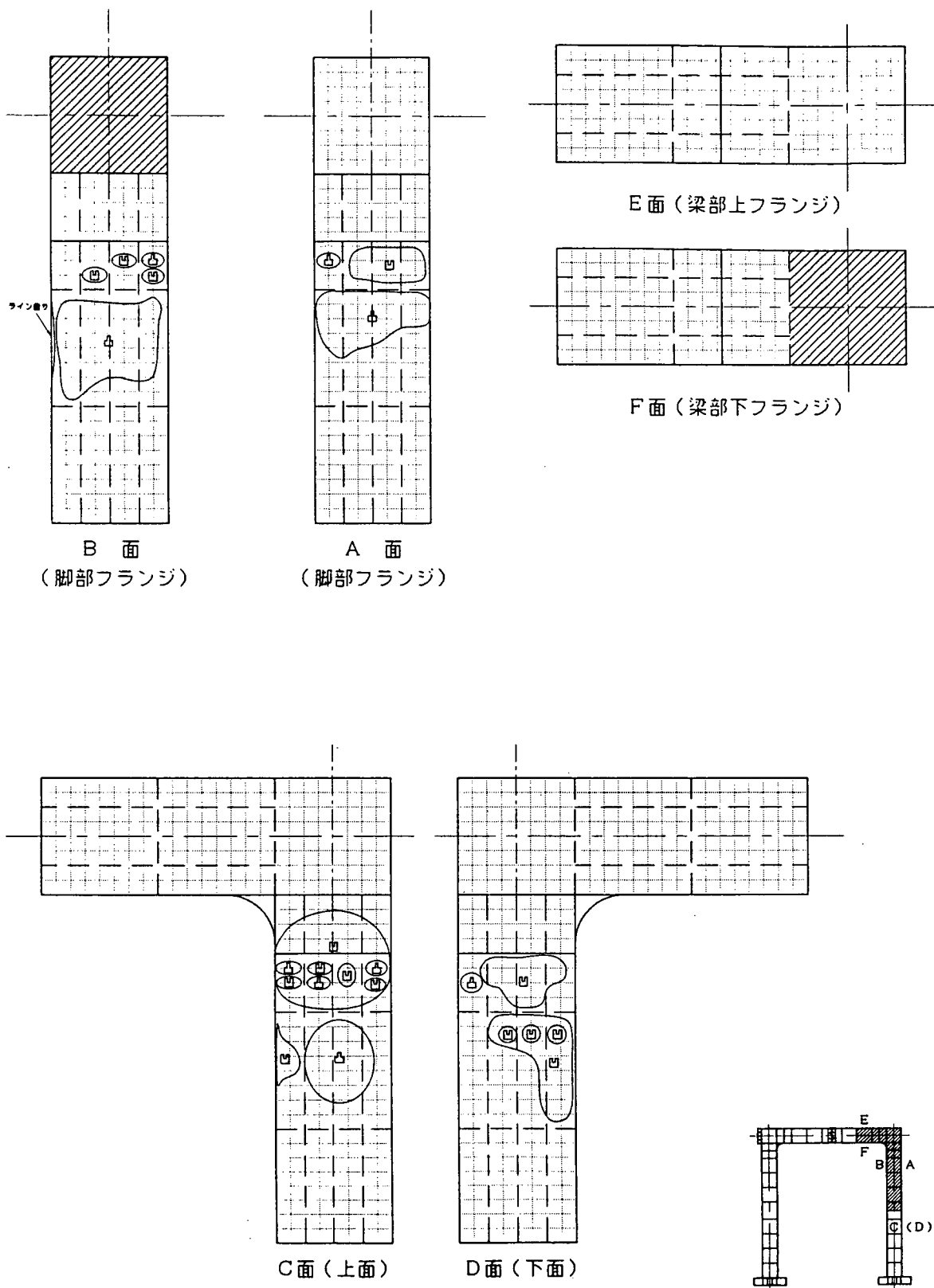
4 δ_y 載荷後 (脚2)

図-3.9.4(4) 脚2隅角部の面外変形状況 (4 δ_y)



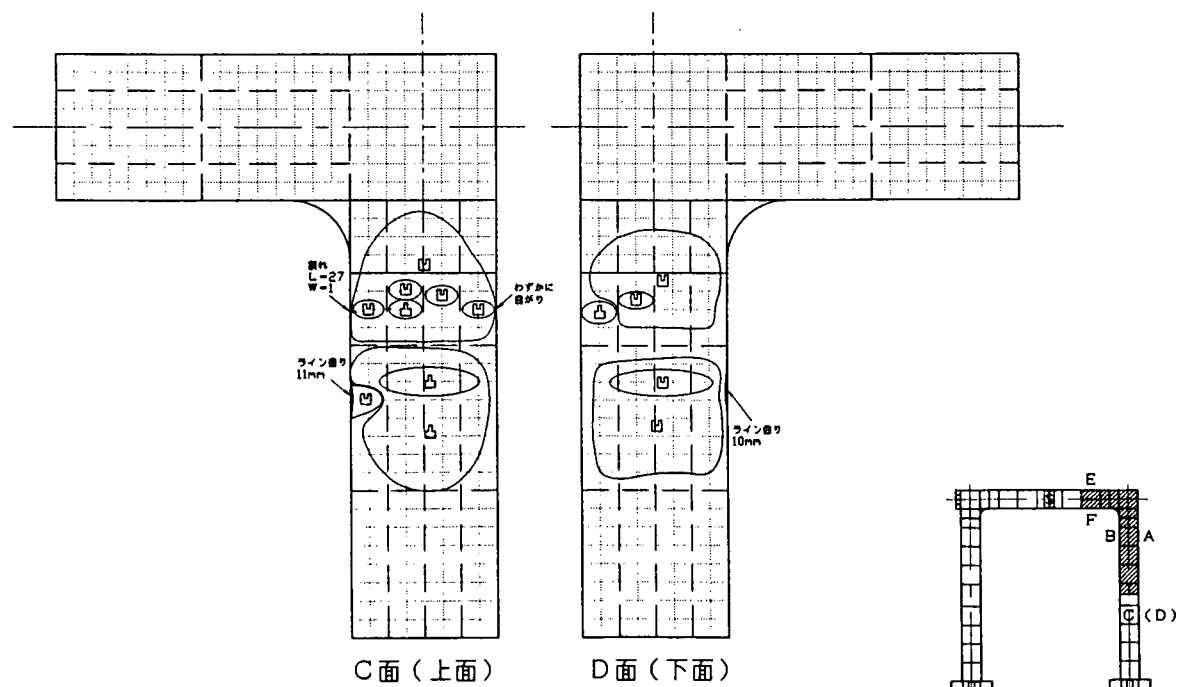
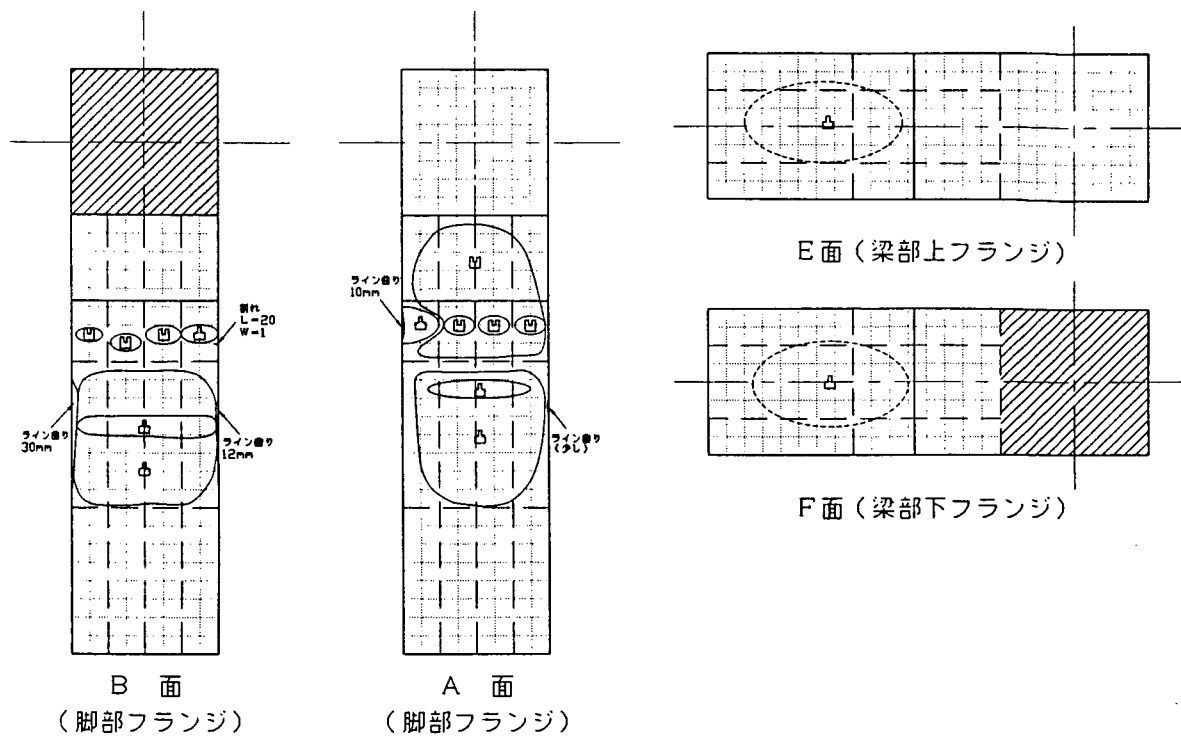
5 δ_y 載荷後 (脚2)

図-3.9.4(5) 脚2隅角部の面外変形状況 (5 δ_y)



$6\delta_y$ 載荷後 (脚2)

図-3.9.4(6) 脚2隅角部の面外変形状況 ($6\delta_y$)



7 δ_y 載 荷 後 (脚2)

図-3.9.4(7) 脚2隅角部の面外変形状況(7 δ_y)

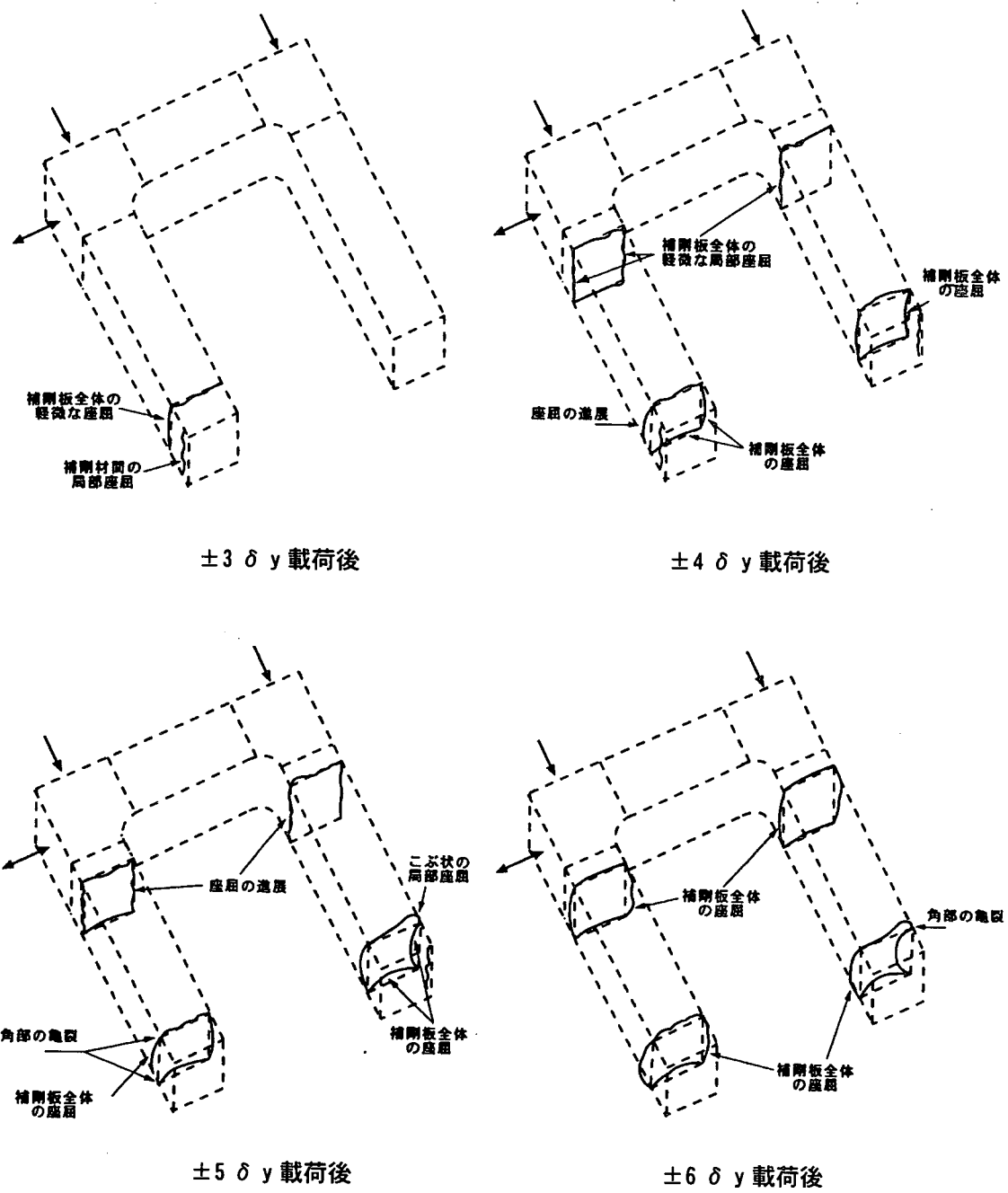


図-3.9.5 各サイクルにおける座屈などの発生状況



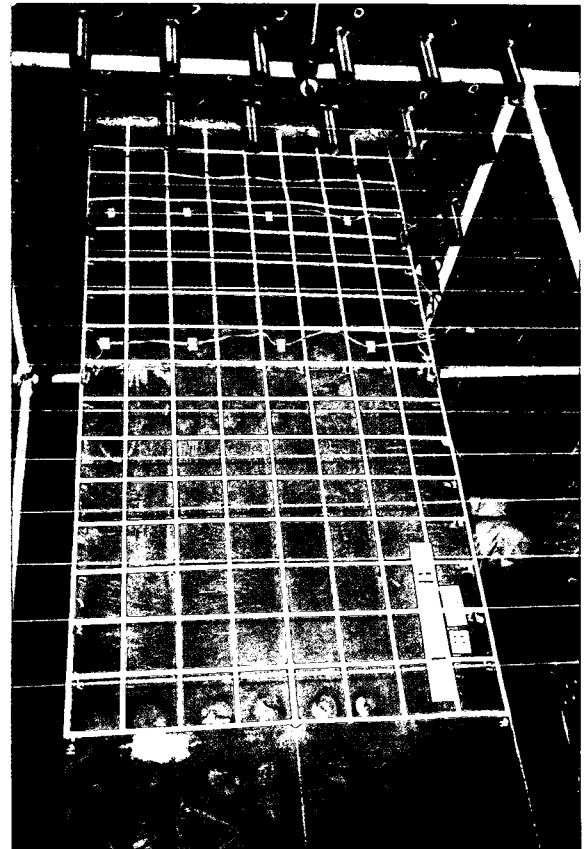
C 面



D 面

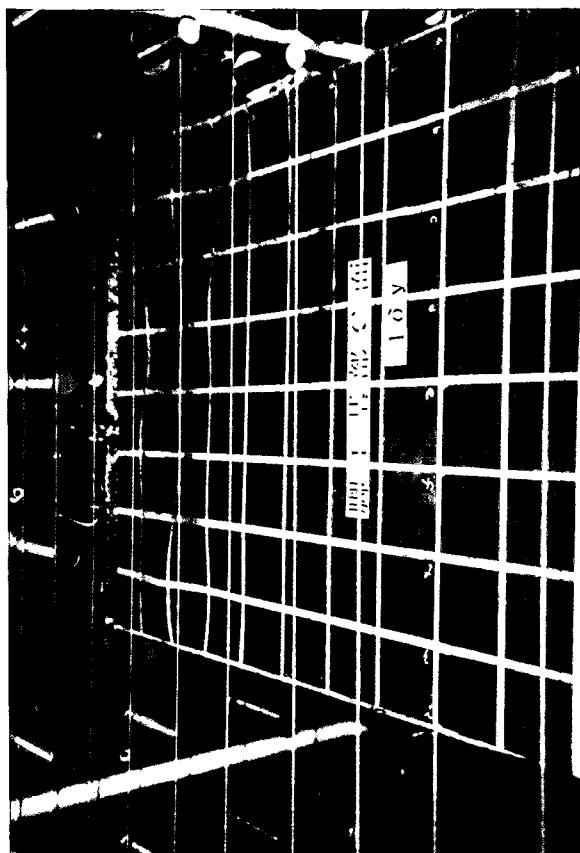


A 面



B 面

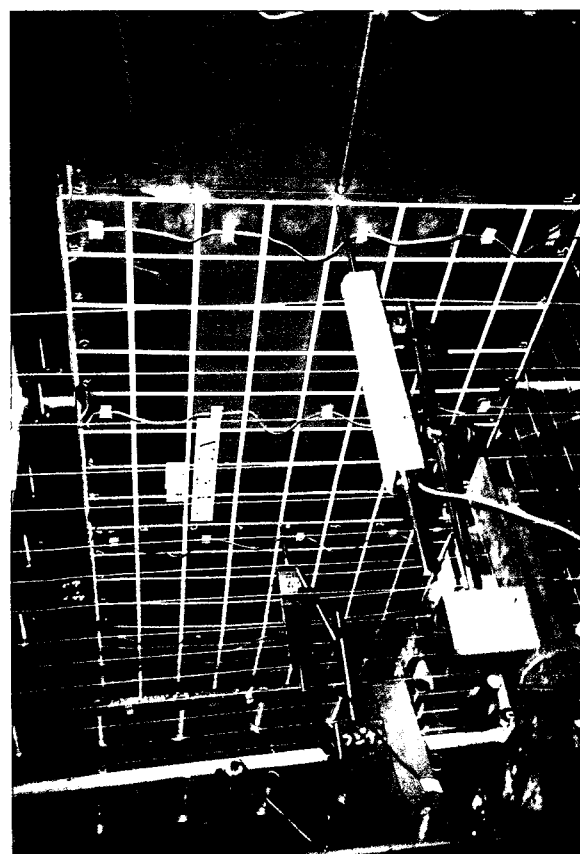
写真-3.10.1 脚1基部 3 δ y 載荷後



C 面



D 面



A 面



B 面

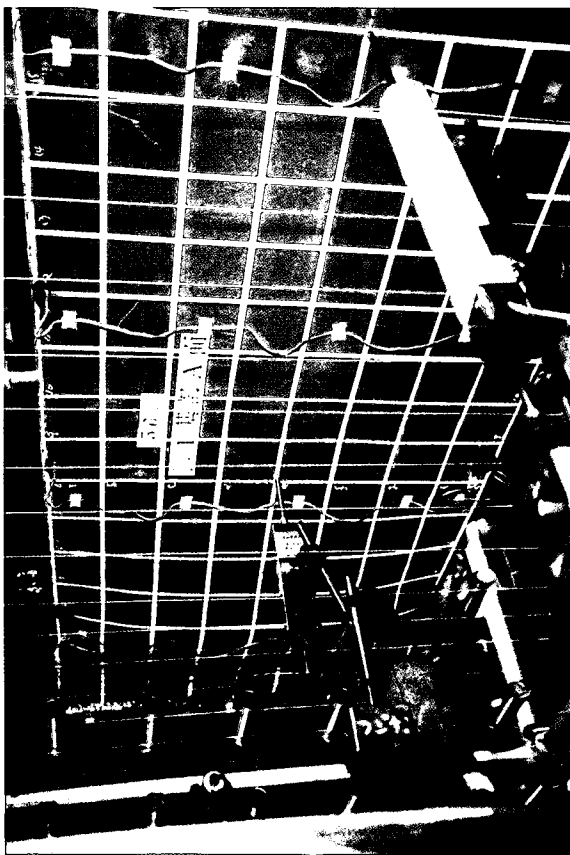
写真-3.10.2 脚1 基部4 δy 載荷後



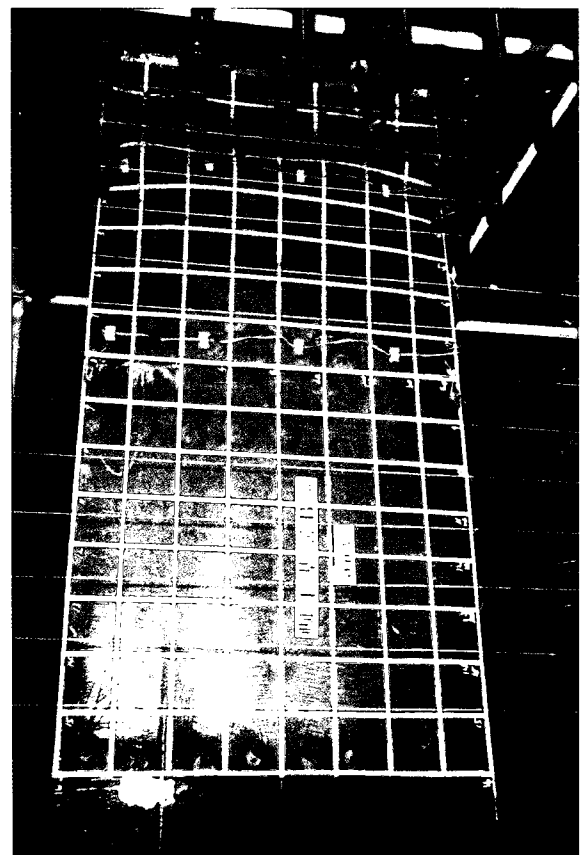
C 面



D 面

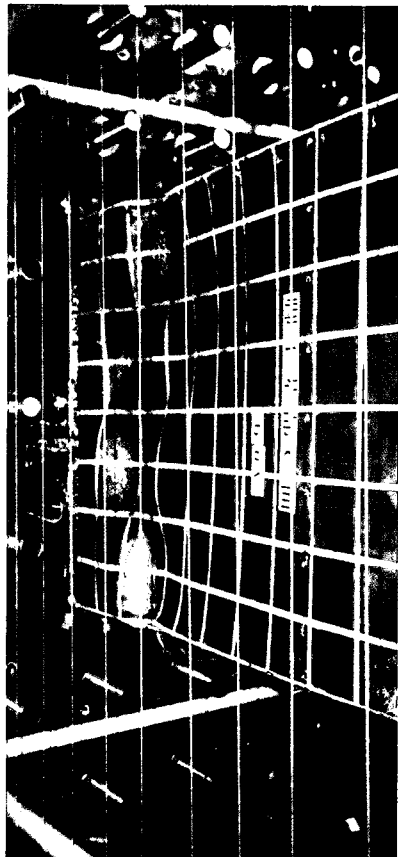


A 面



B 面

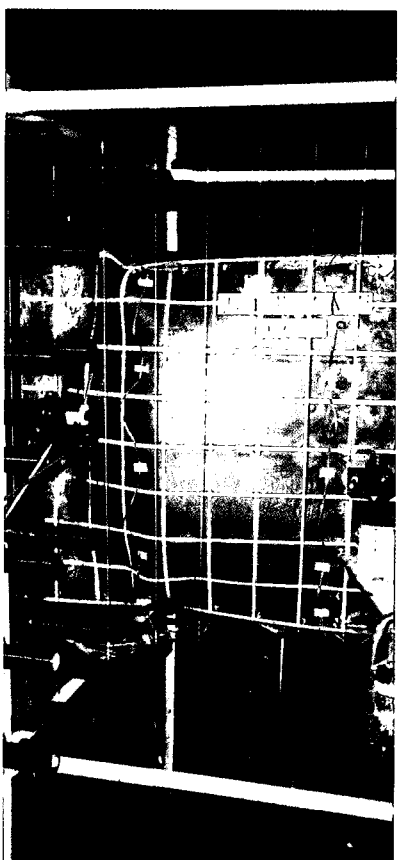
写真-3.10.3 脚 1 基部 5 δy 载荷後



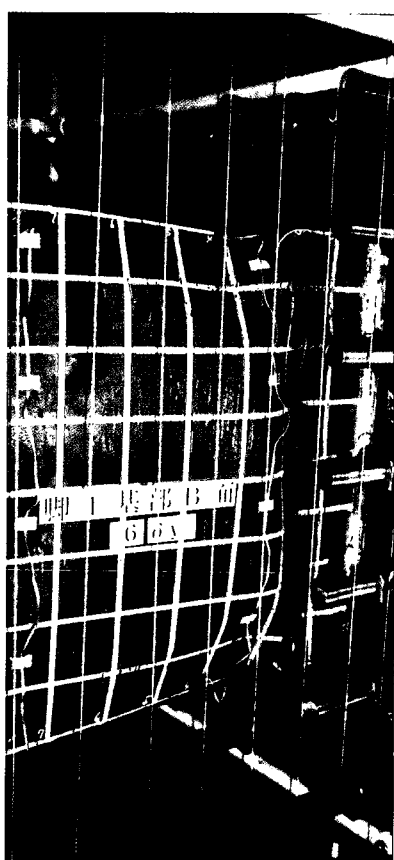
C 面



D 面



A 面



B 面

写真-3.10.4(1) 脚 1 基部 $6 \delta y$ 載荷後



A-D角



C面



B-C角



B-D角

写真-3.10.4(2) 脚1基部6 δ y 載荷後

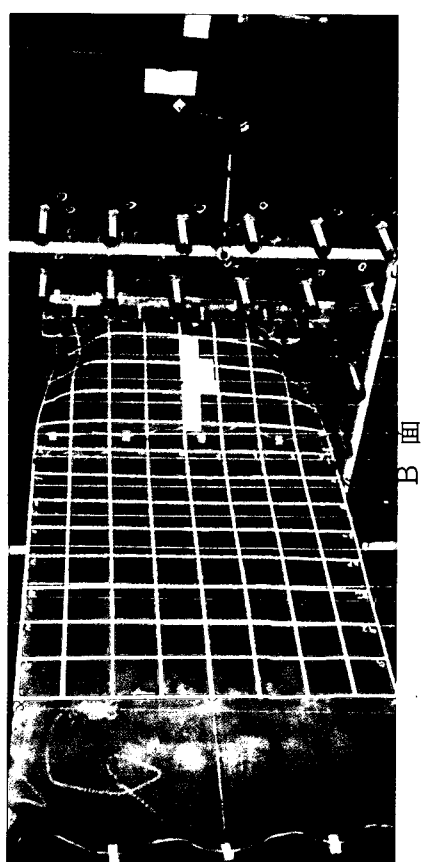
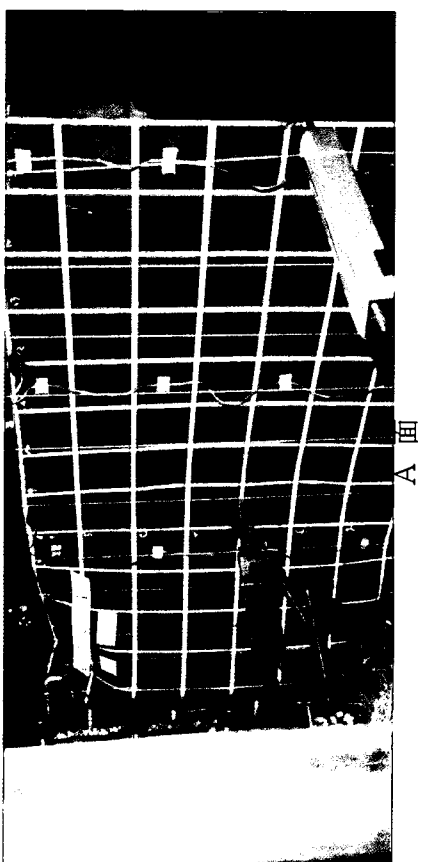
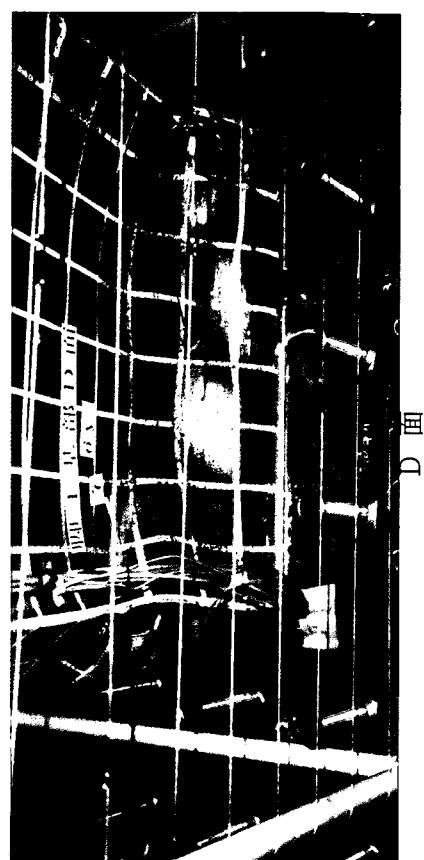
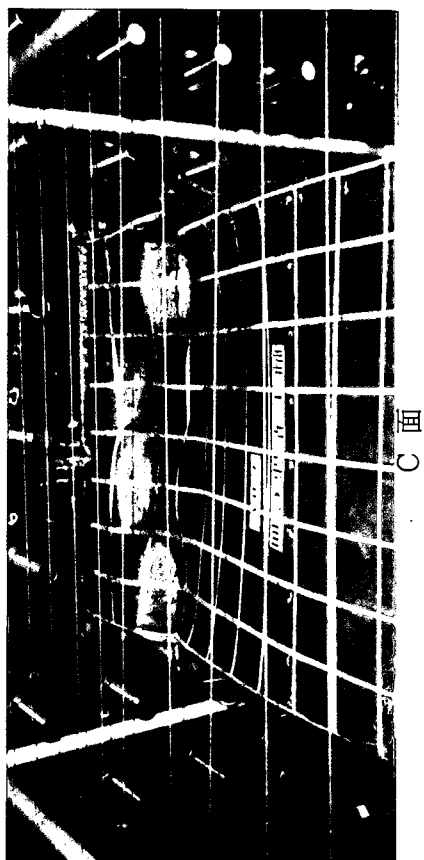
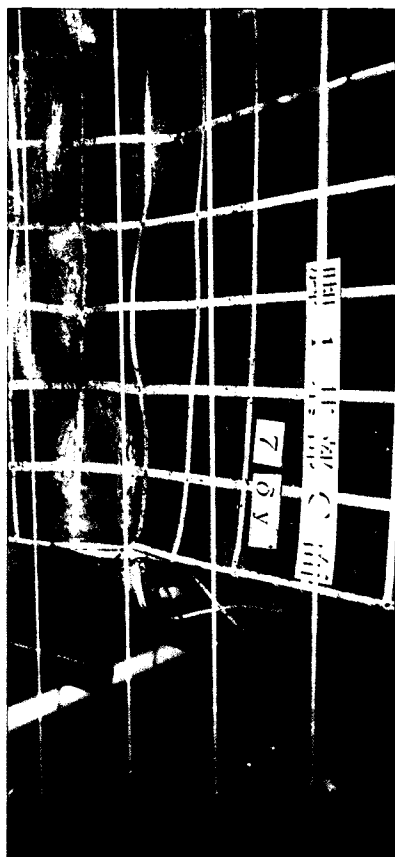
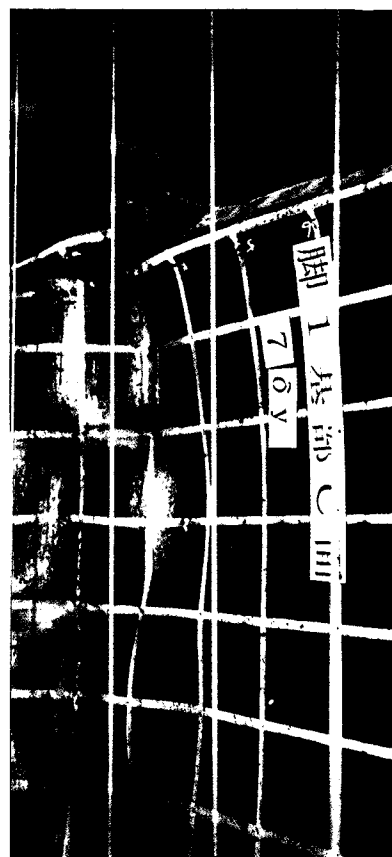


写真-3.10.5(1) 脚1基部7 δy 載荷後



A-C角



B-C角

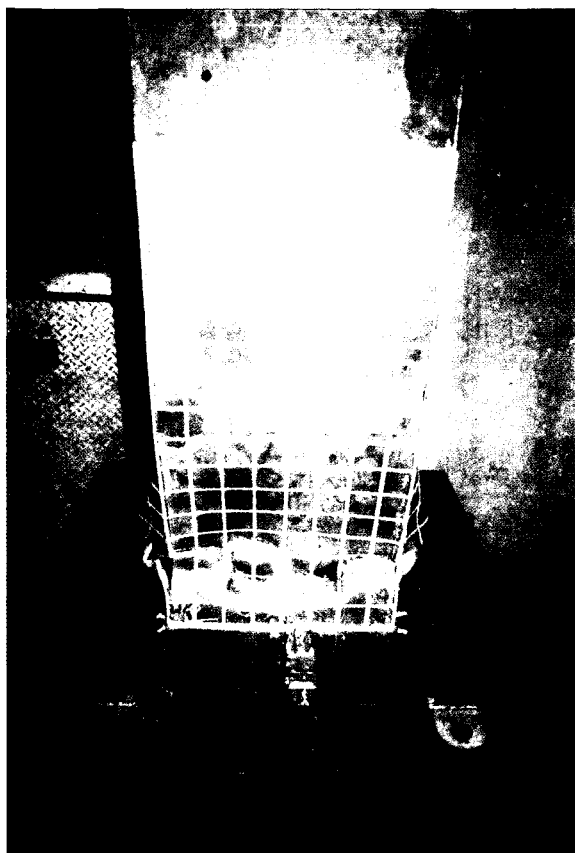


A-C角

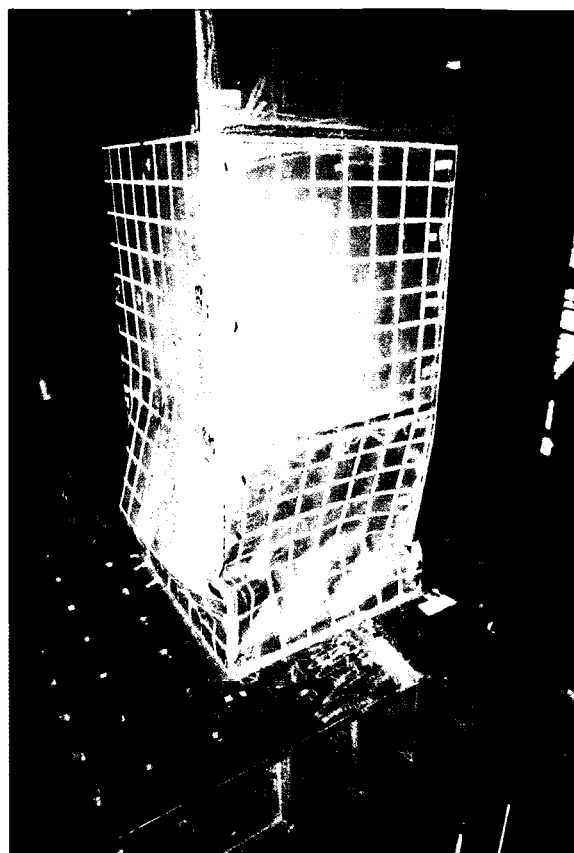


A-D角

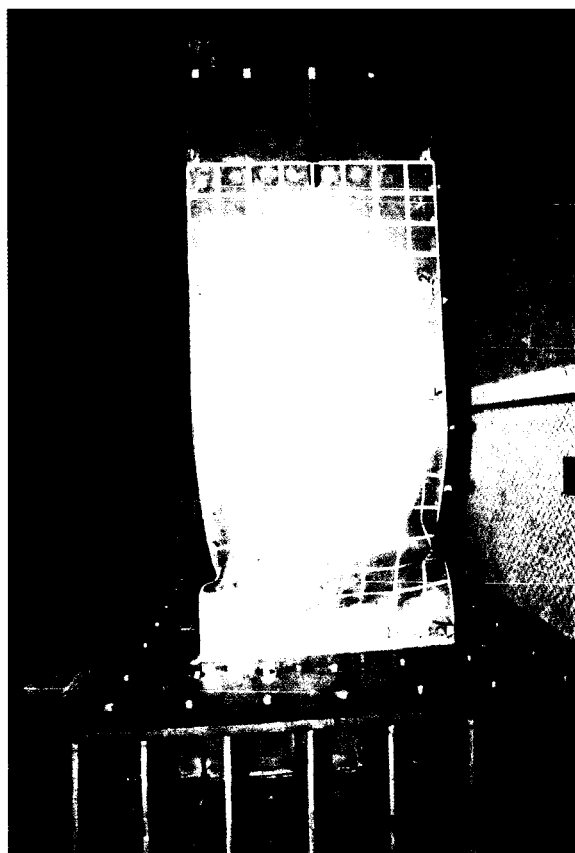
写真-3.10.5(2) 脚 1 基部 7 δ y 載荷後



C 面



D 面

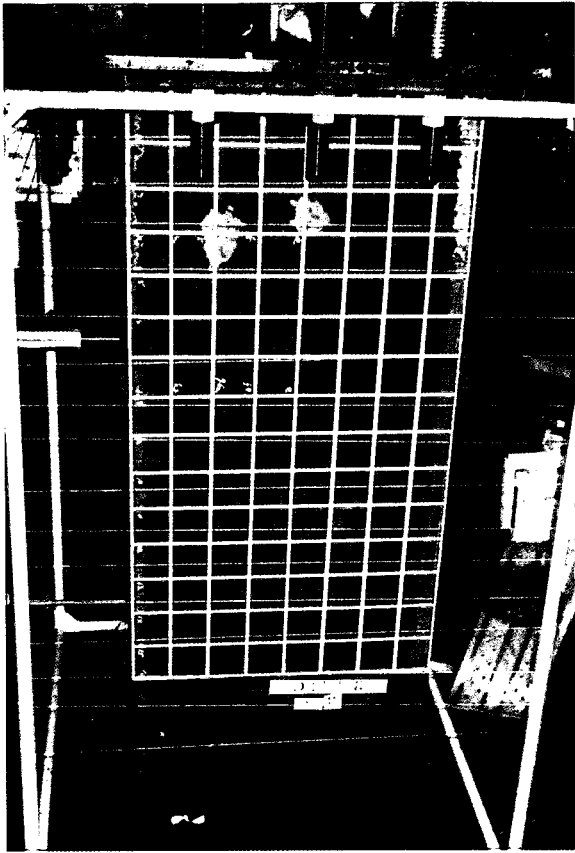


A 面



B 面

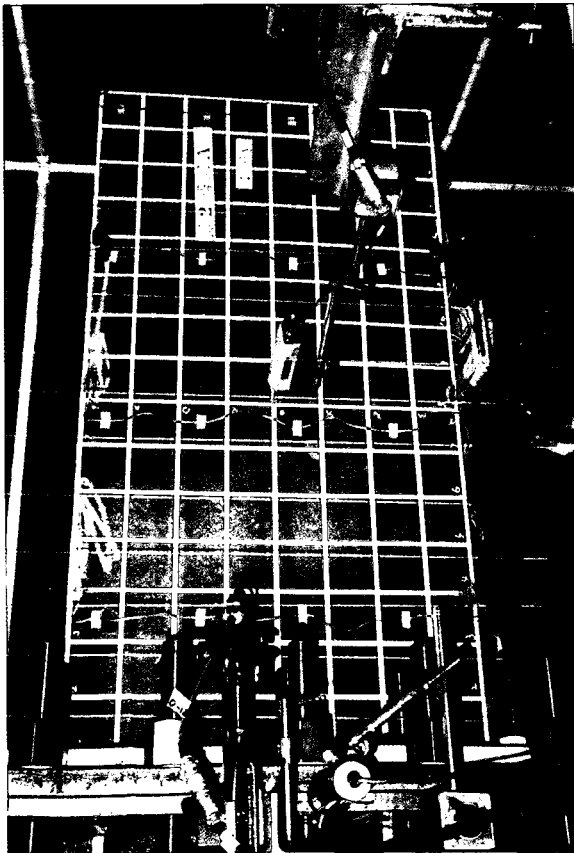
写真-3.10.6 脚 1 基部最終



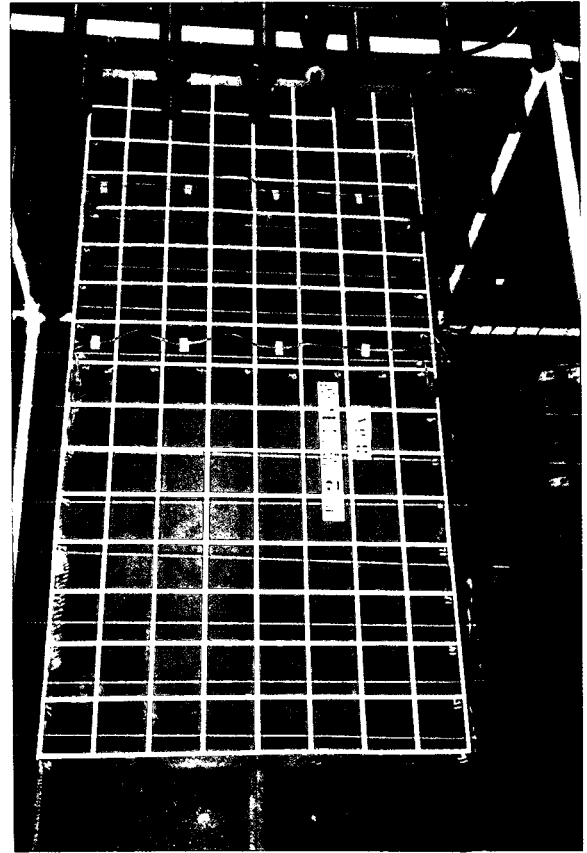
C 面



D 面



A 面

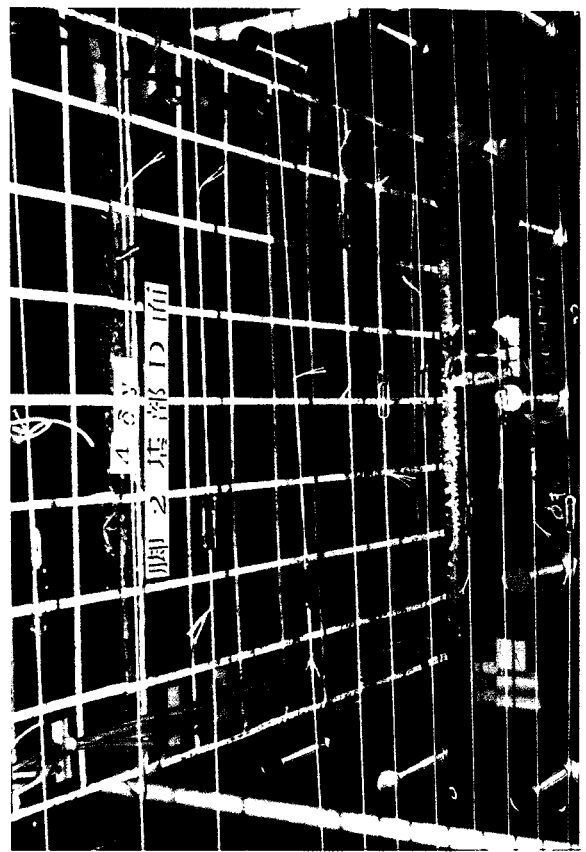


B 面

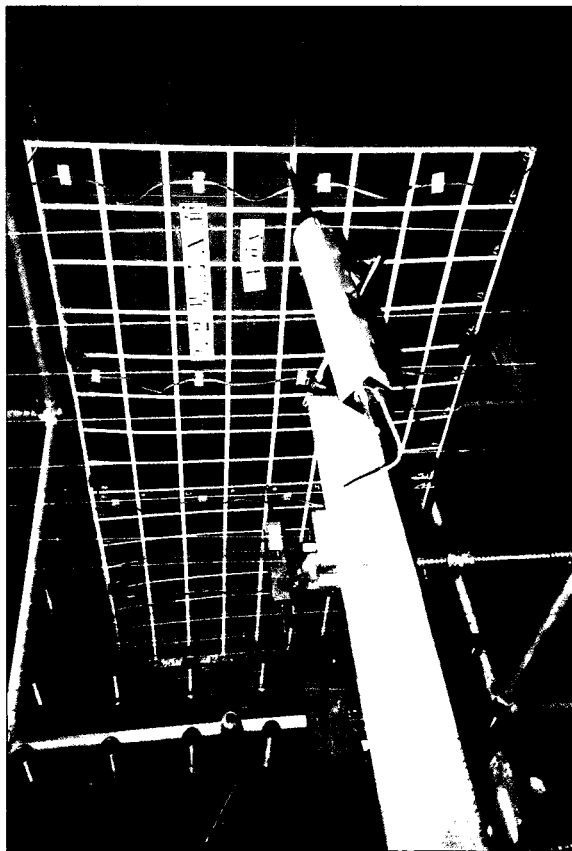
写真-3.10.7 脚2基部3 δy 載荷後



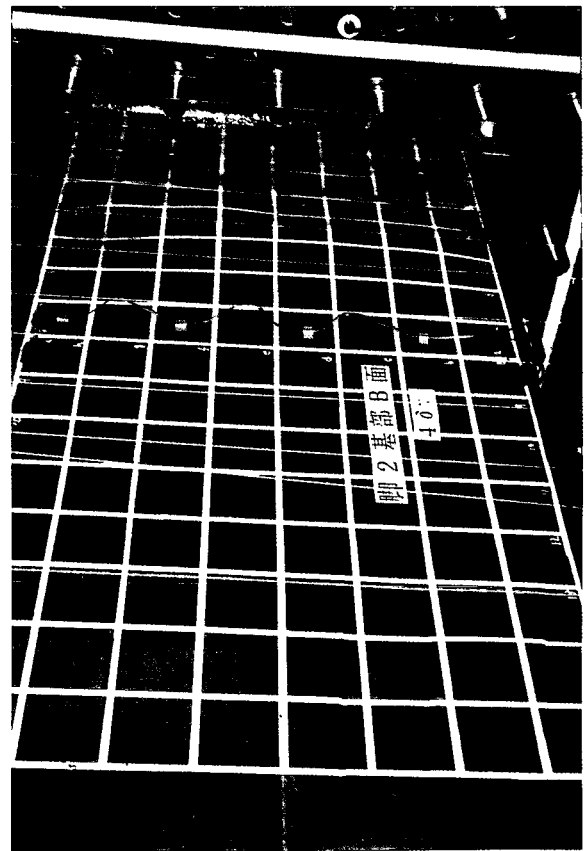
C 面



D 面

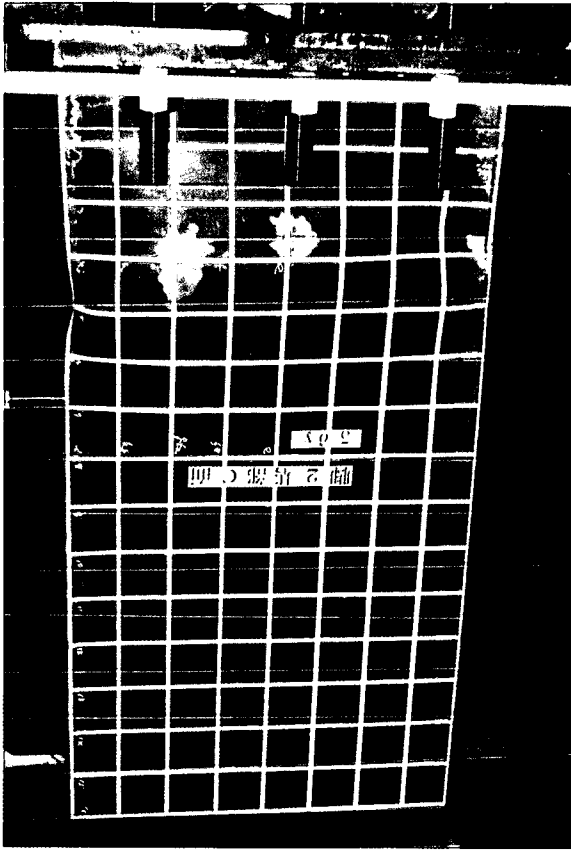


A 面

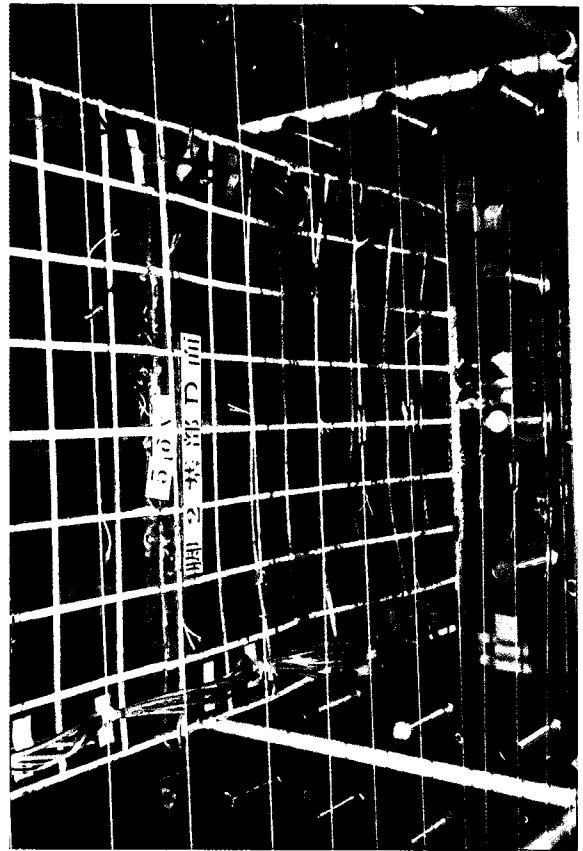


B 面

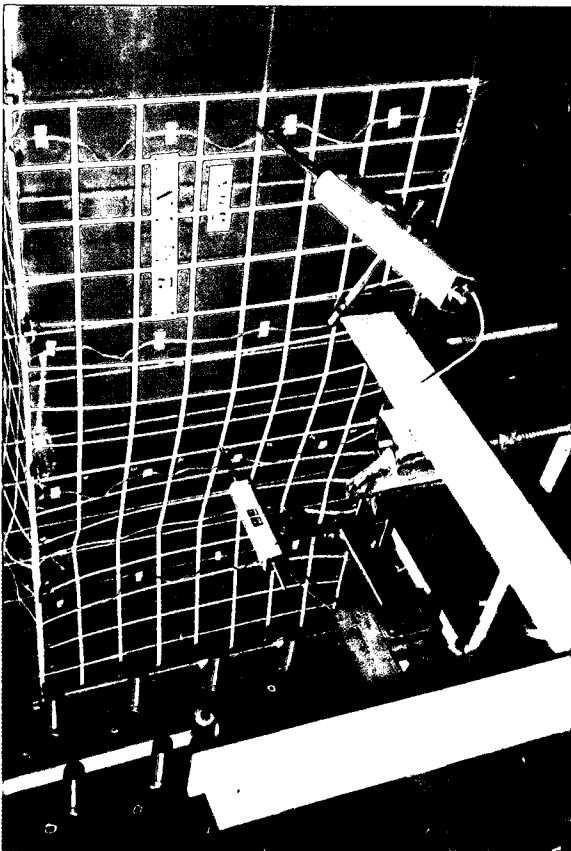
写真-3.10.8 脚2基部4δy 載荷後



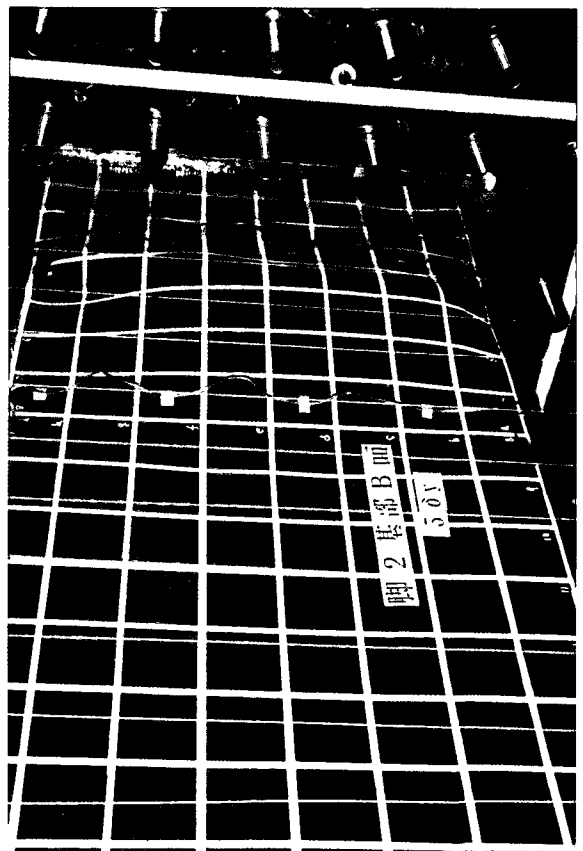
C 面



D 面

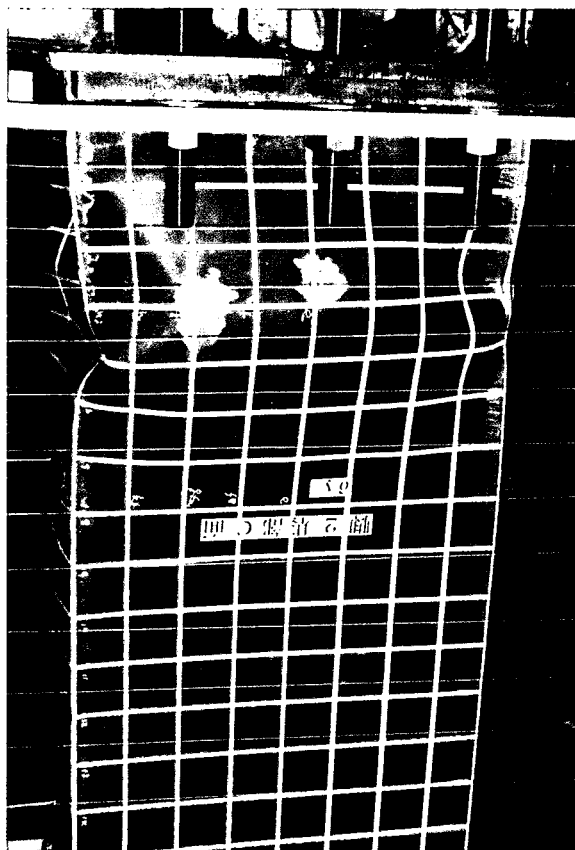


A 面



B 面

写真-3.10.9 脚2基部5 δ y 載荷後



C 面



D 面



A 面

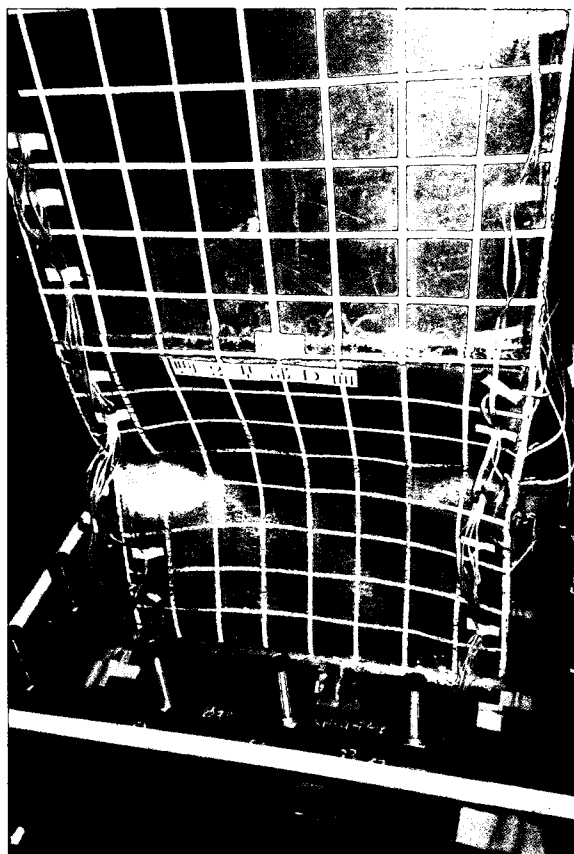


B 面

写真-3.10.10 脚2基部6δy 载荷後



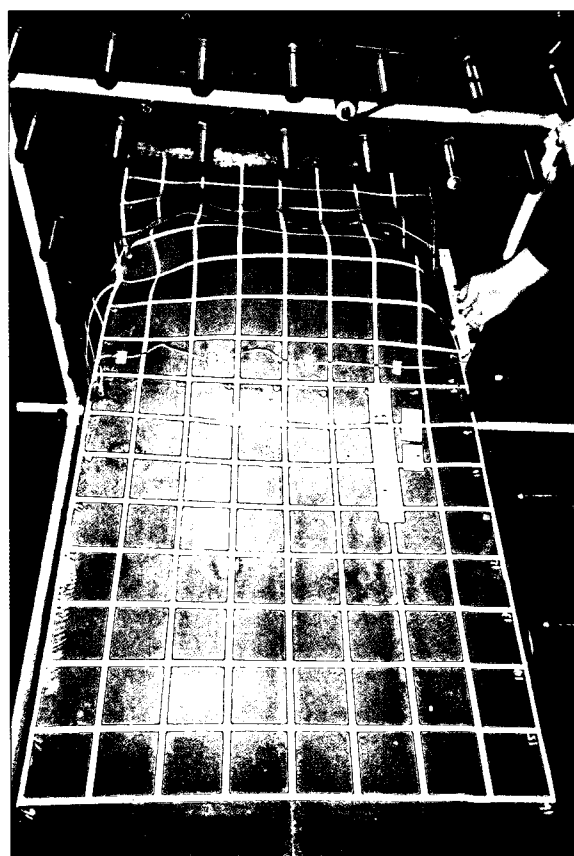
C 面



D 面



A 面

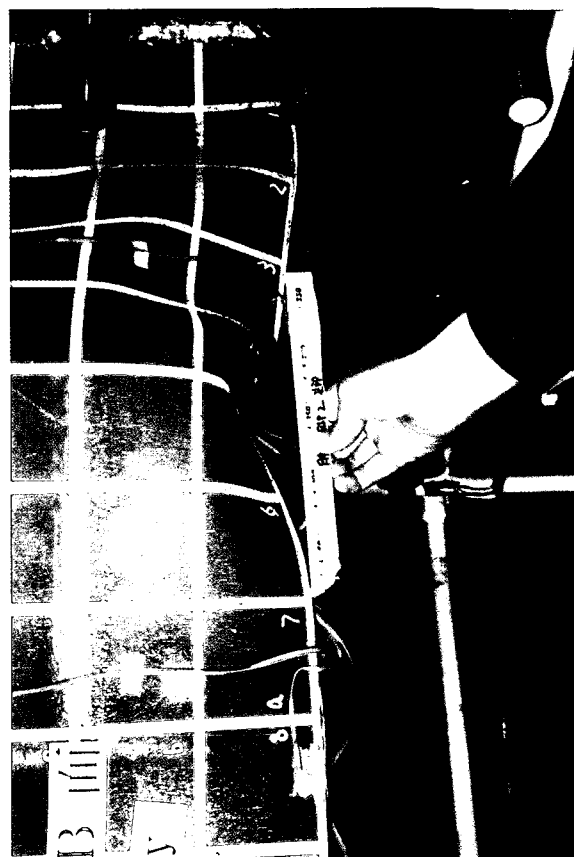


B 面

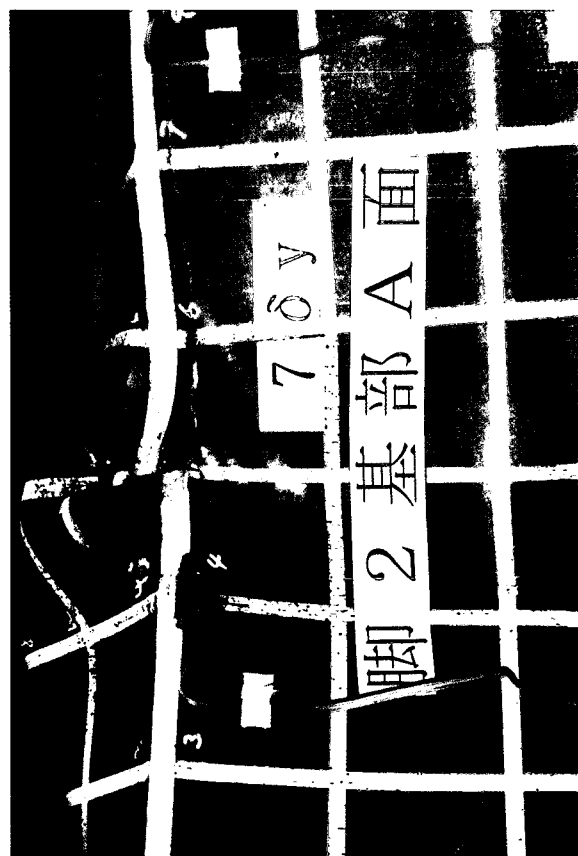
写真-3.10.11(1) 脚 2 基部 $7\delta y$ 載荷後



B-C角



B-D角



A-C角

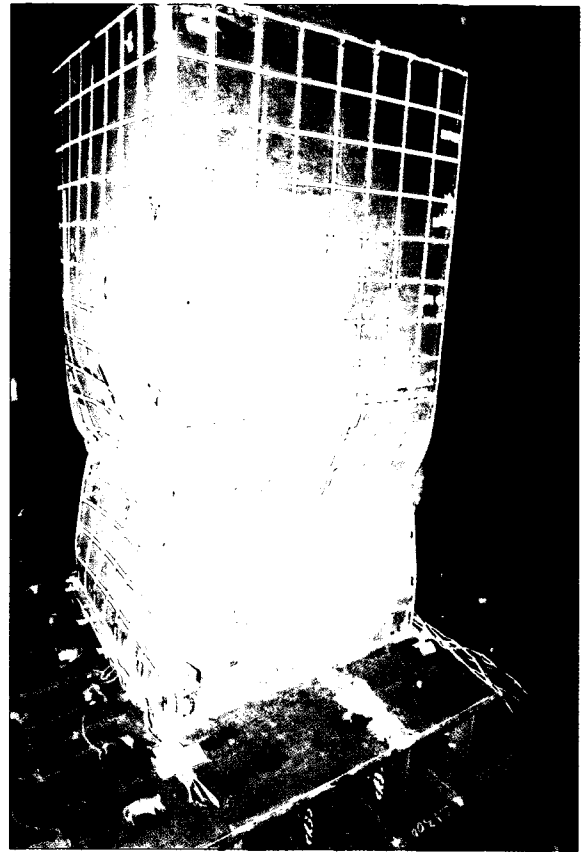


A-D角

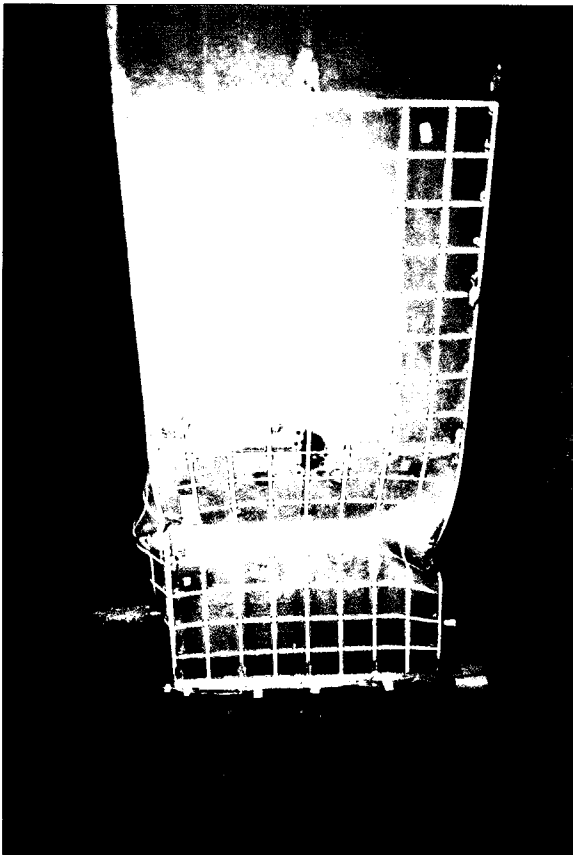
写真-3.10.11(2) 脚 2 基部 $7\delta y$ 載荷後



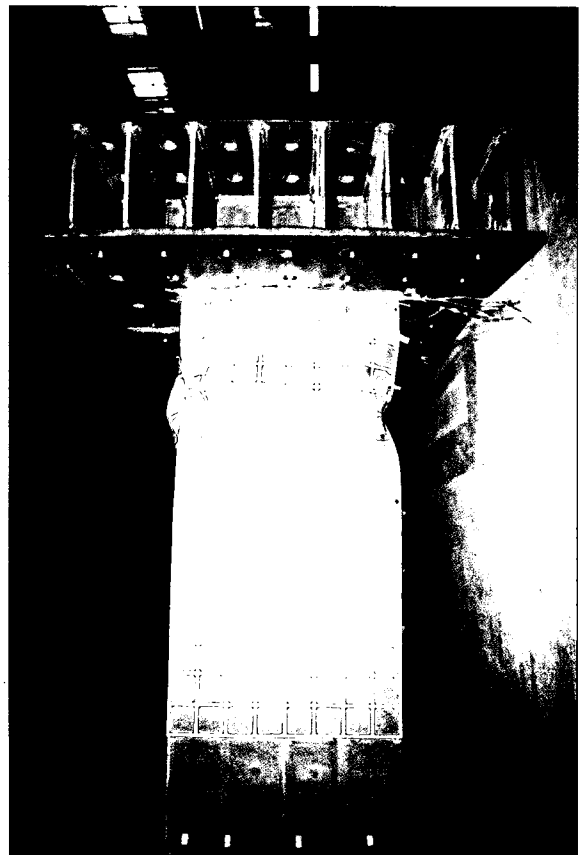
C 面



D 面

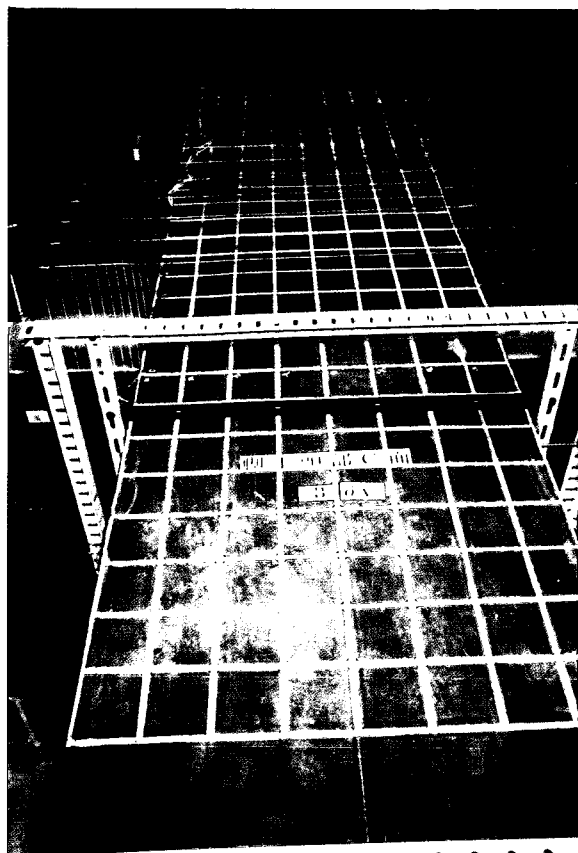


A 面

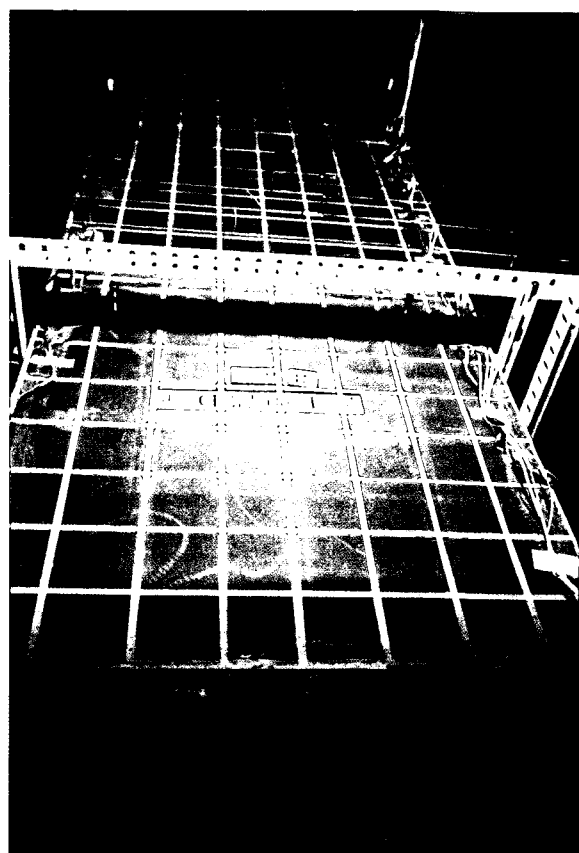


B 面

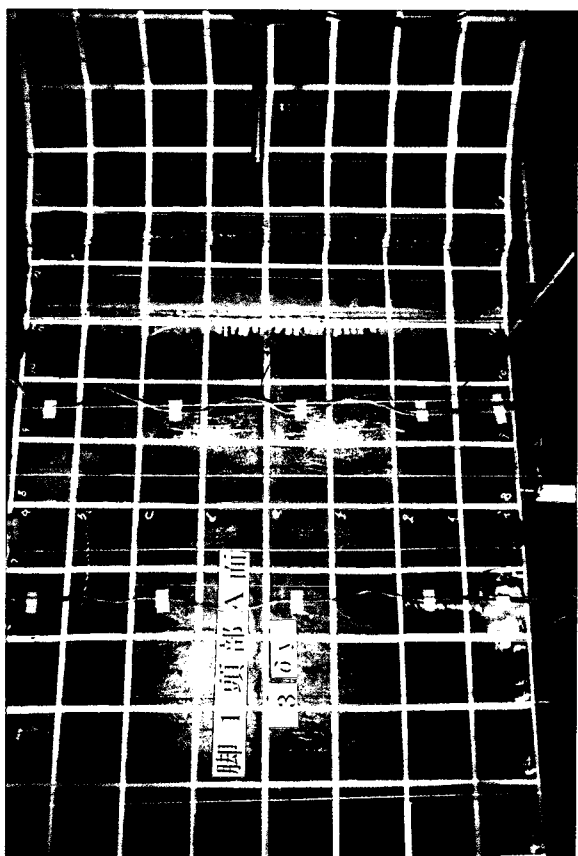
写真-3.10.12 脚 2 基部最終



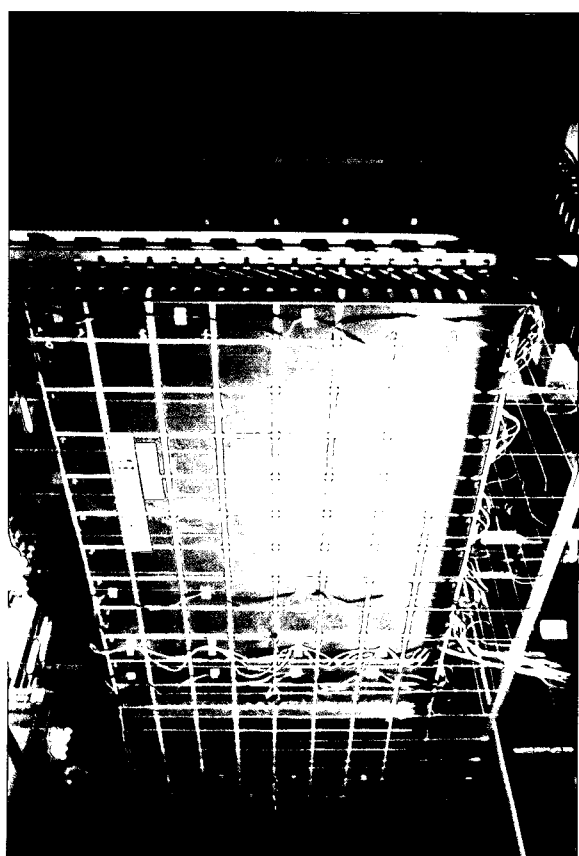
C 面



D 面

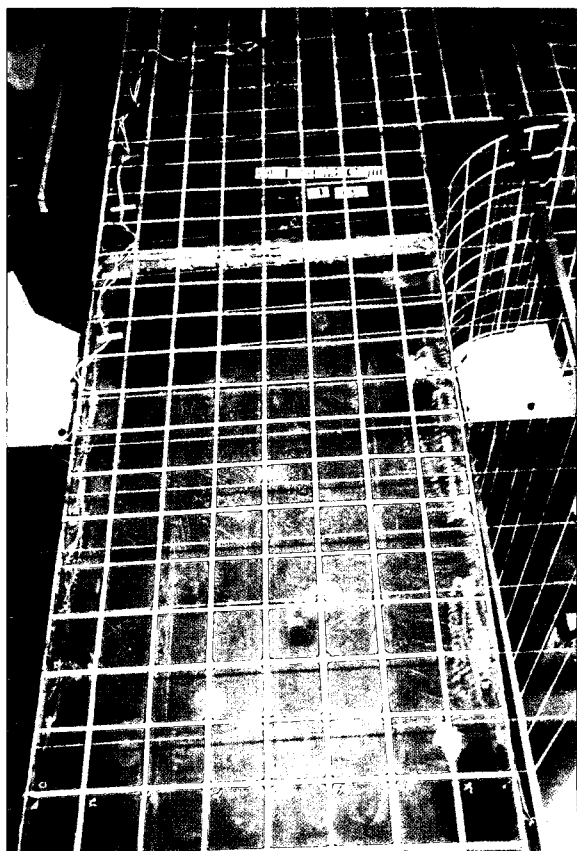


A 面



B 面

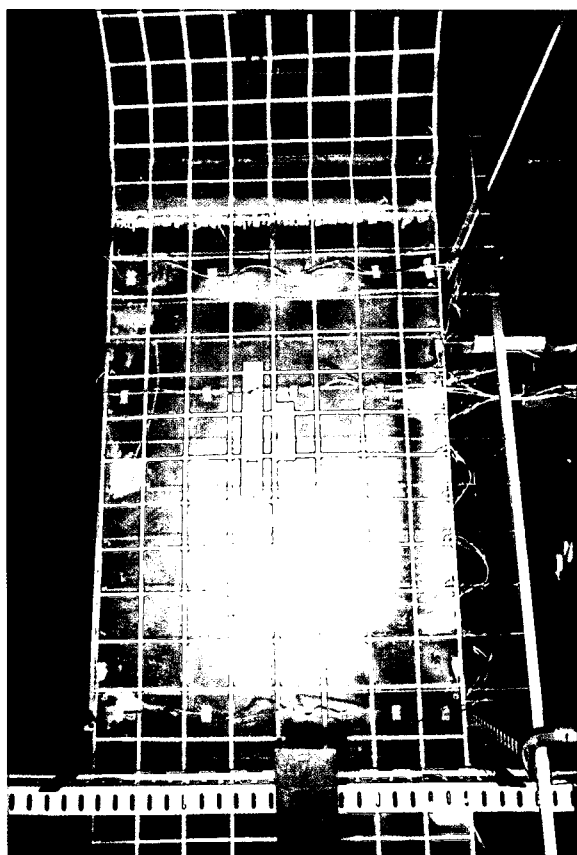
写真-3.10.13 脚1隅角部 $3\delta y$ 載荷後



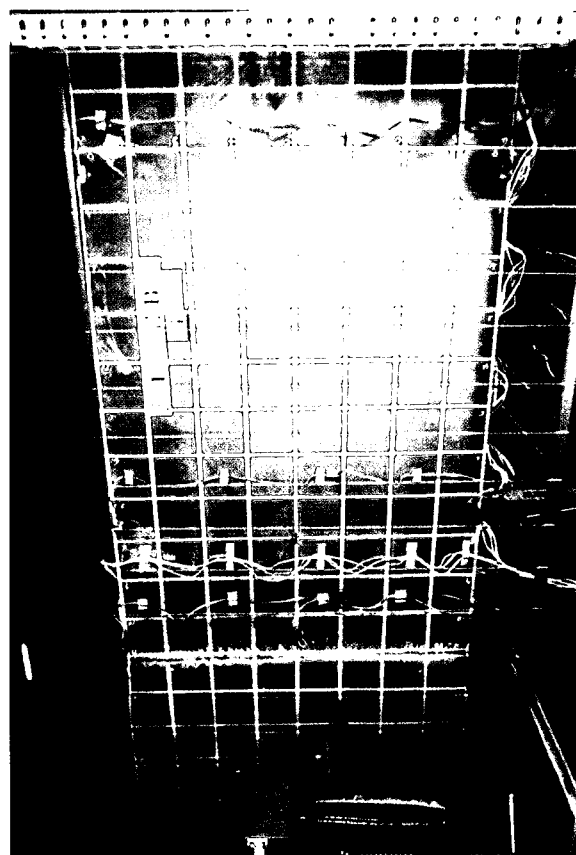
C 面



D 面

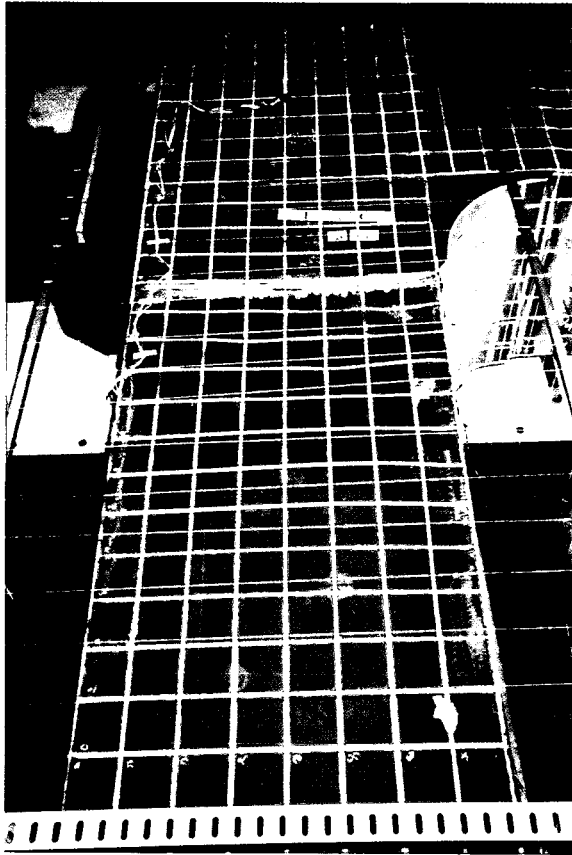


A 面

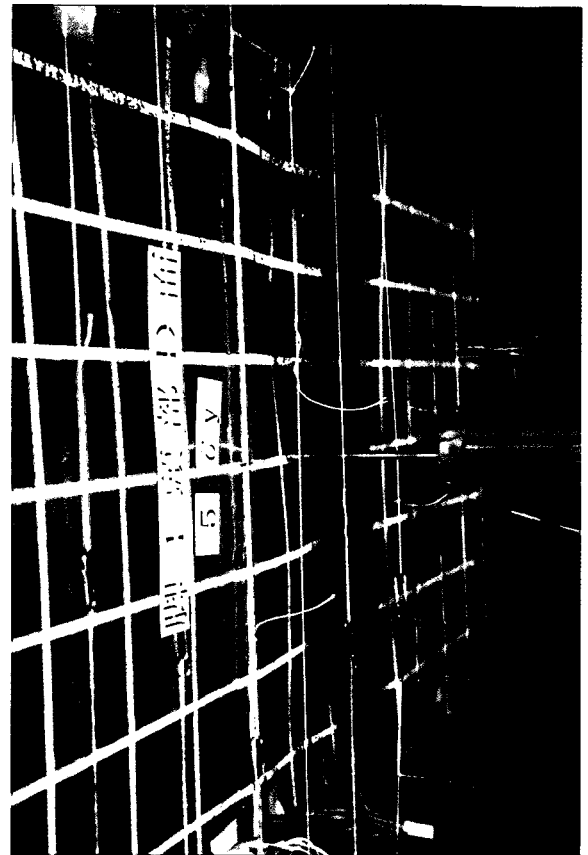


B 面

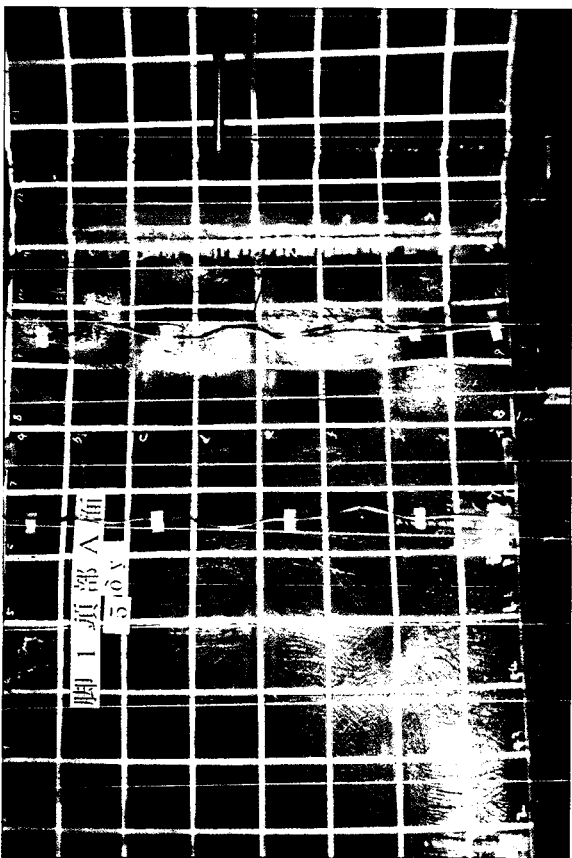
写真-3.10.14 脚1隅角部 $4\delta y$ 載荷後



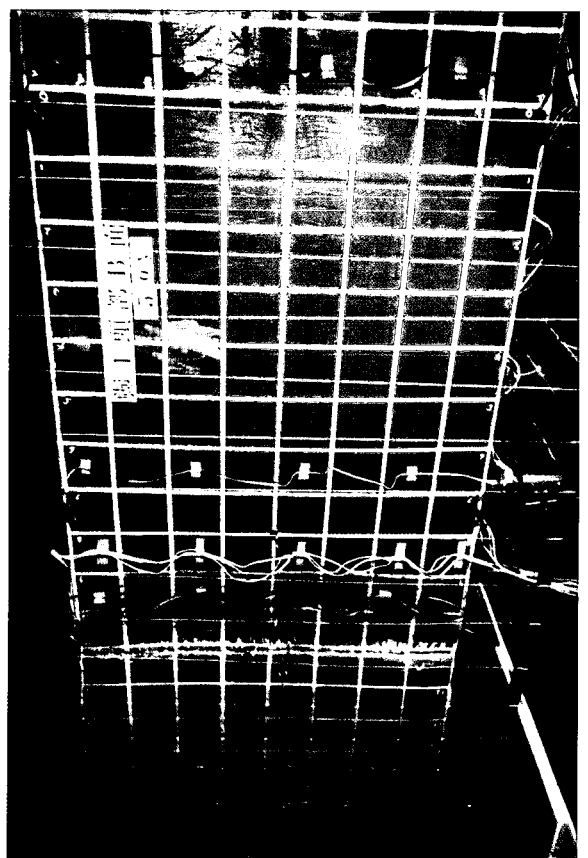
C 面



D 面

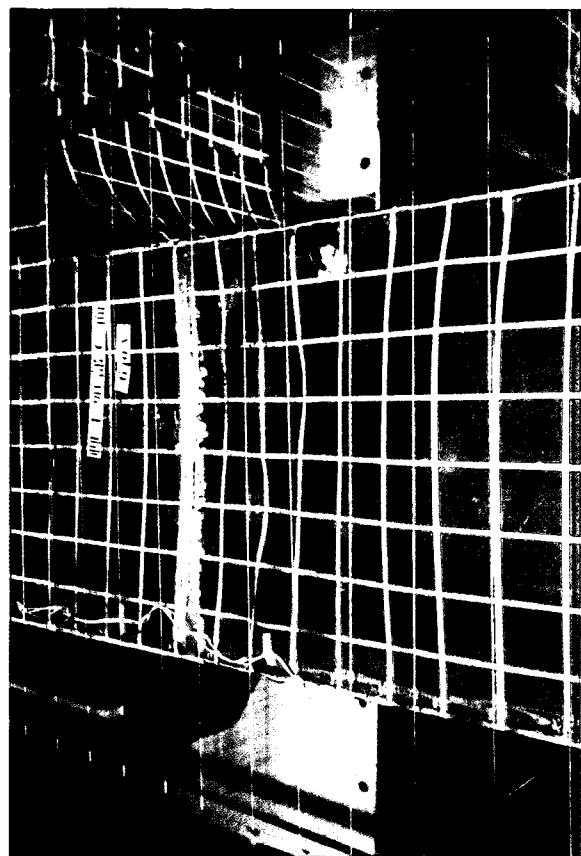


A 面



B 面

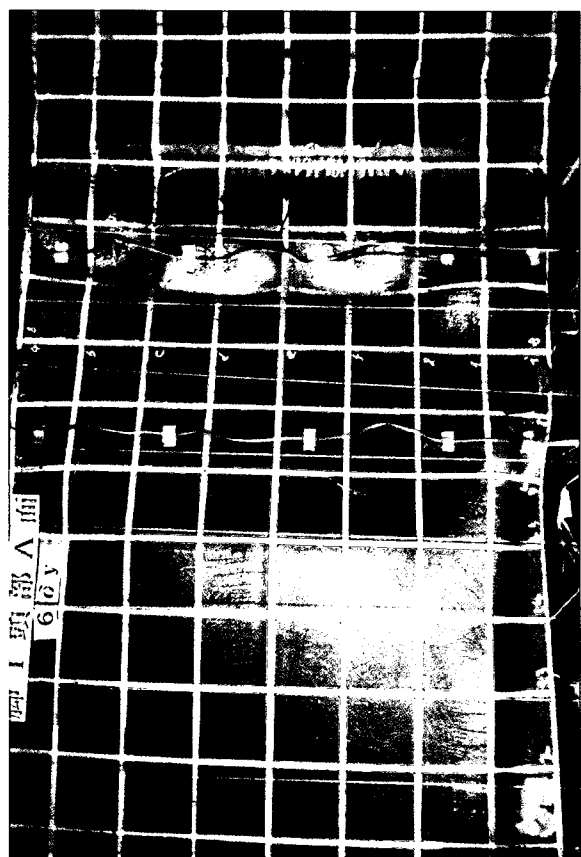
写真-3.10.15 脚1隅角部 $5\delta y$ 載荷後



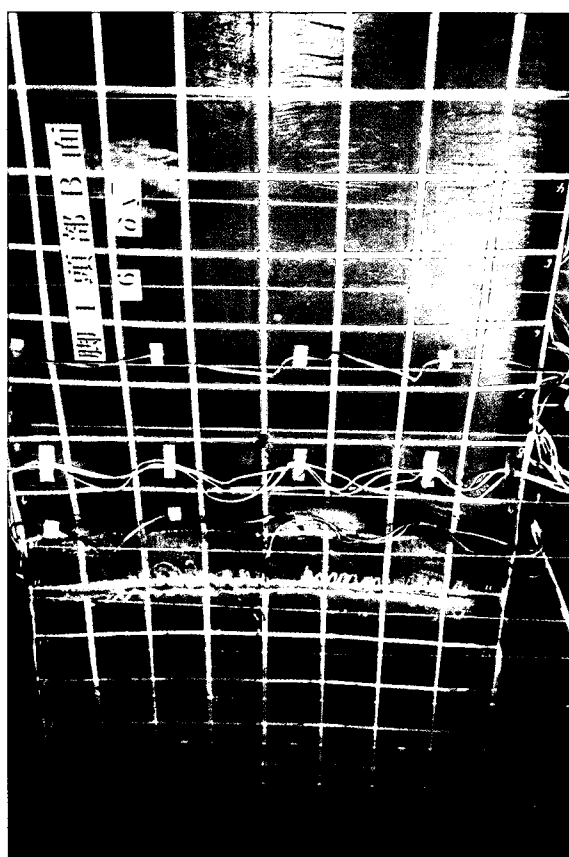
C 面



D 面

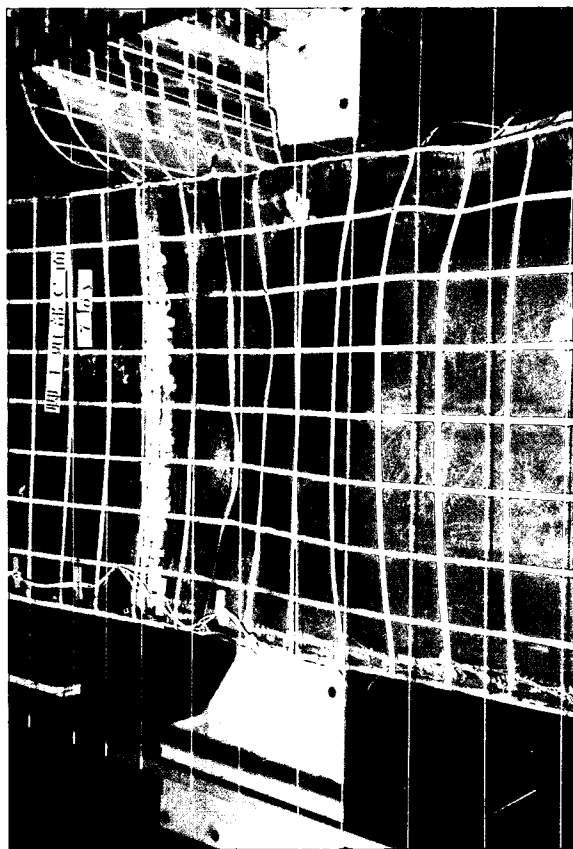


A 面

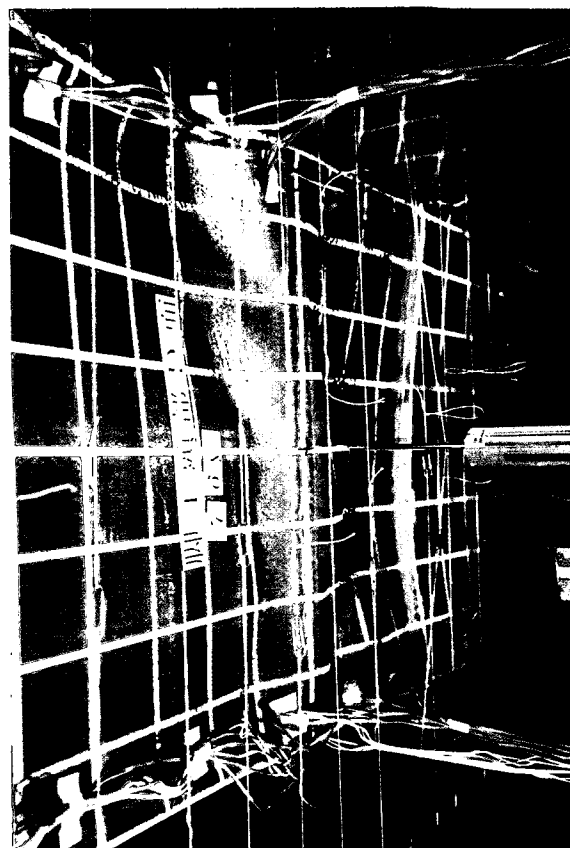


B 面

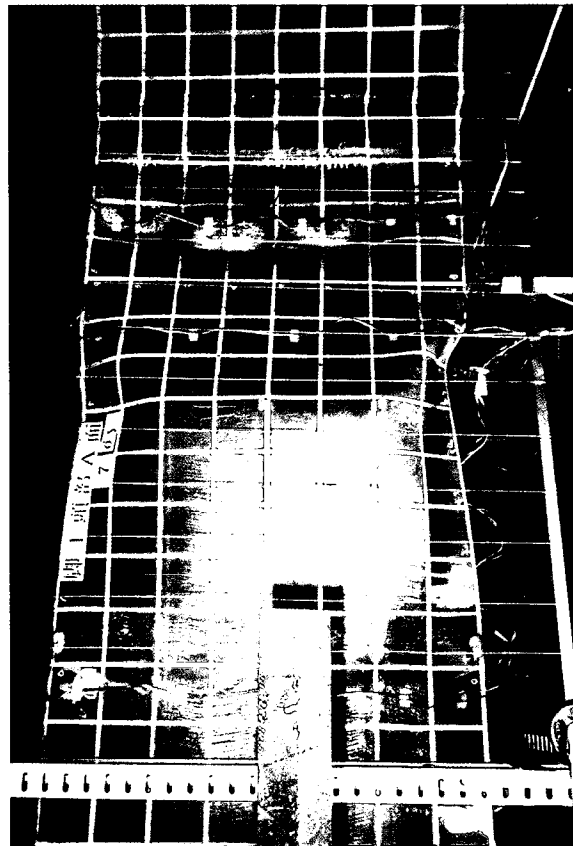
写真-3.10.16 脚 1 隅角部 $6\delta y$ 載荷後



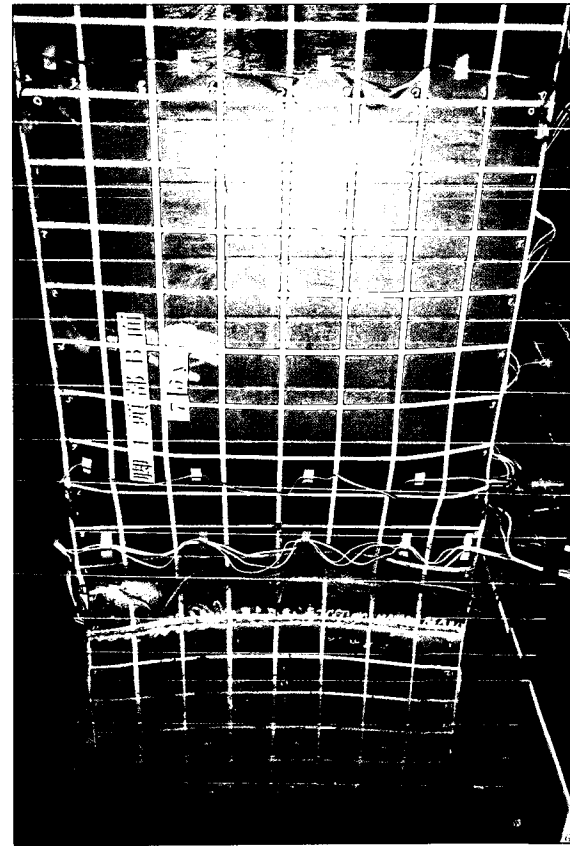
C 面



D 面

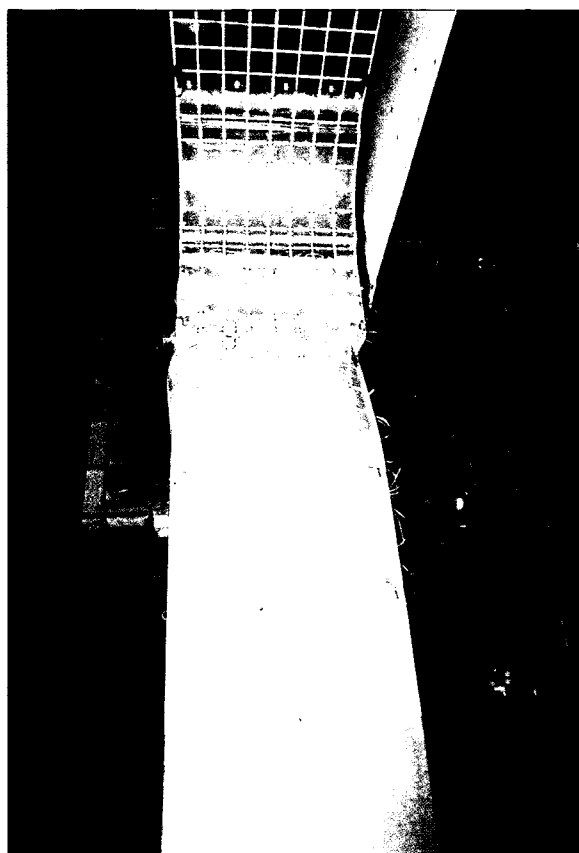


A 面

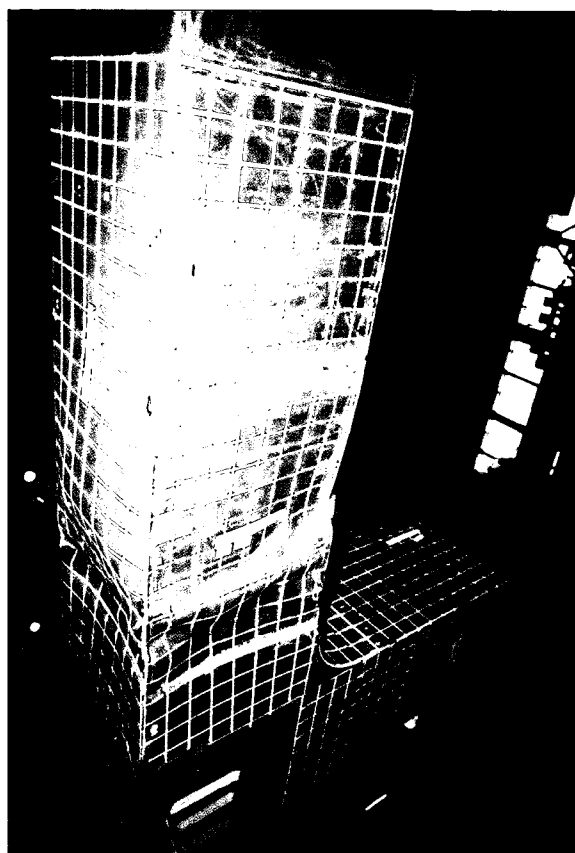


B 面

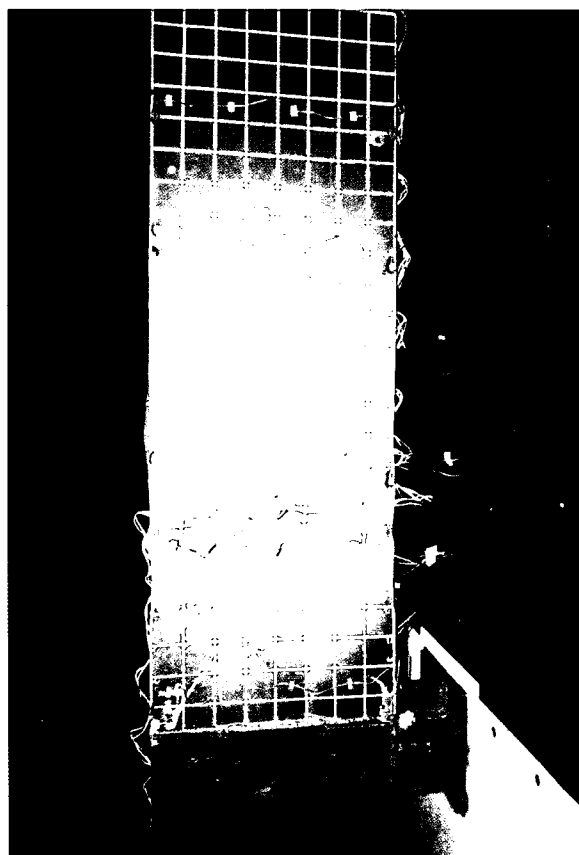
写真-3.10.17 脚1隅角部 $7\delta y$ 载荷後



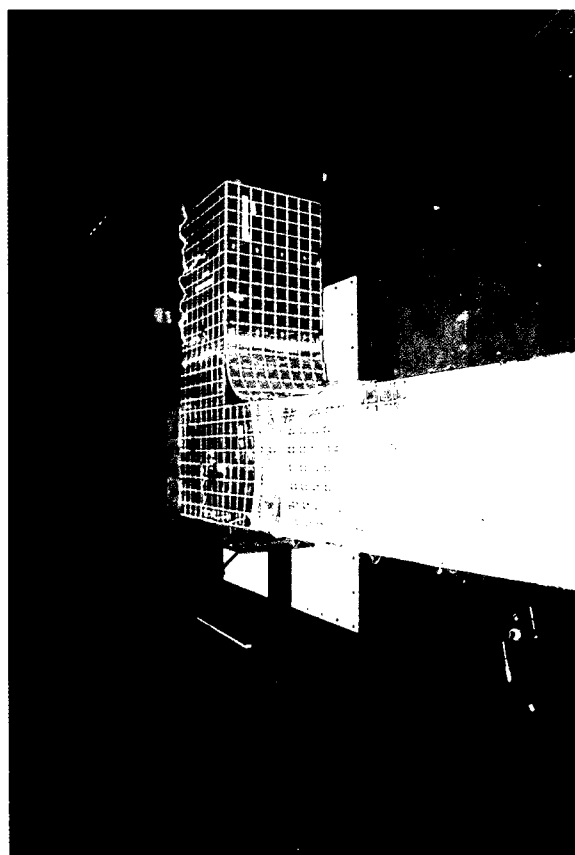
A 面



D 面



B 面

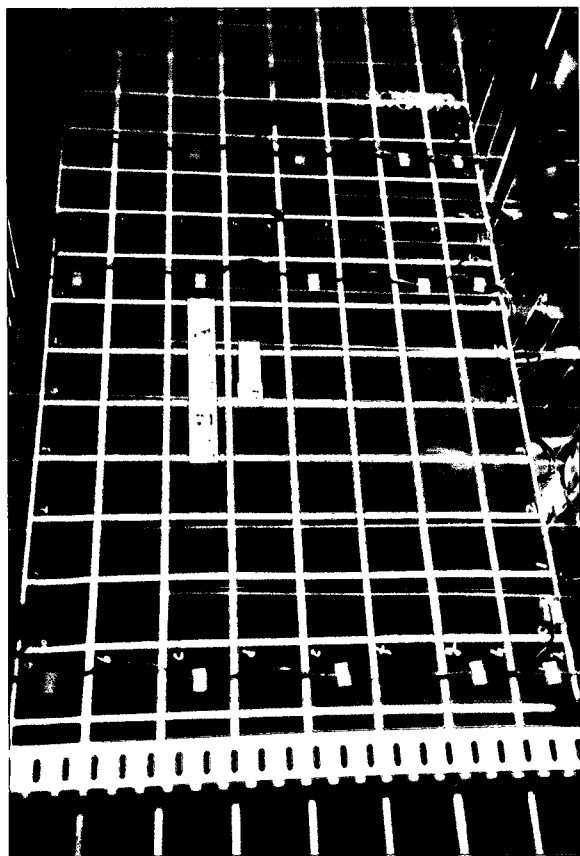


C 面

写真-3.10.18 脚 1 隅角部最終



C 面



A 面

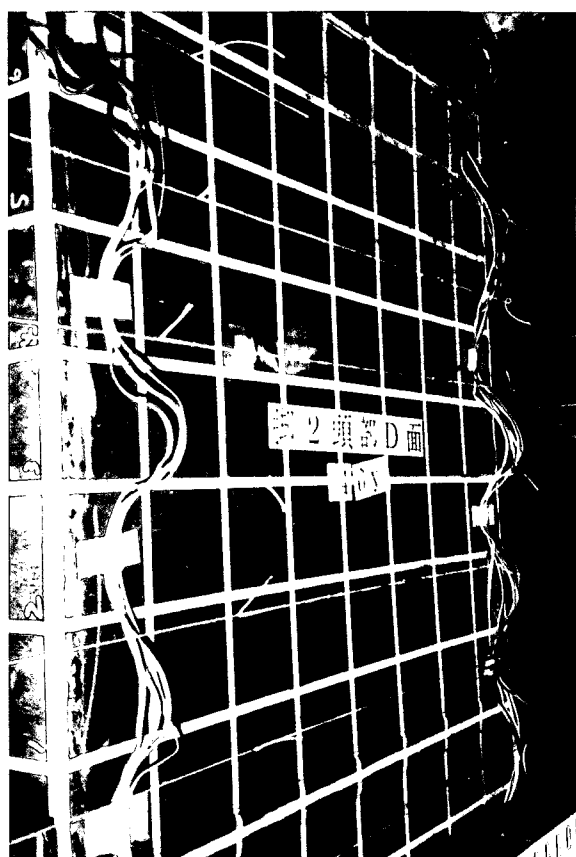


B 面

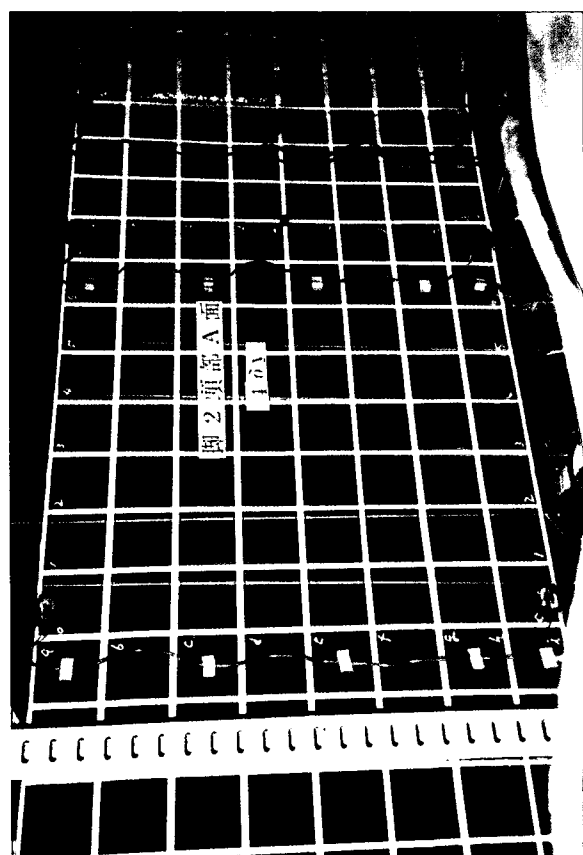
写真-3.10.19 脚 2 隅角部 $3\delta y$ 載荷後



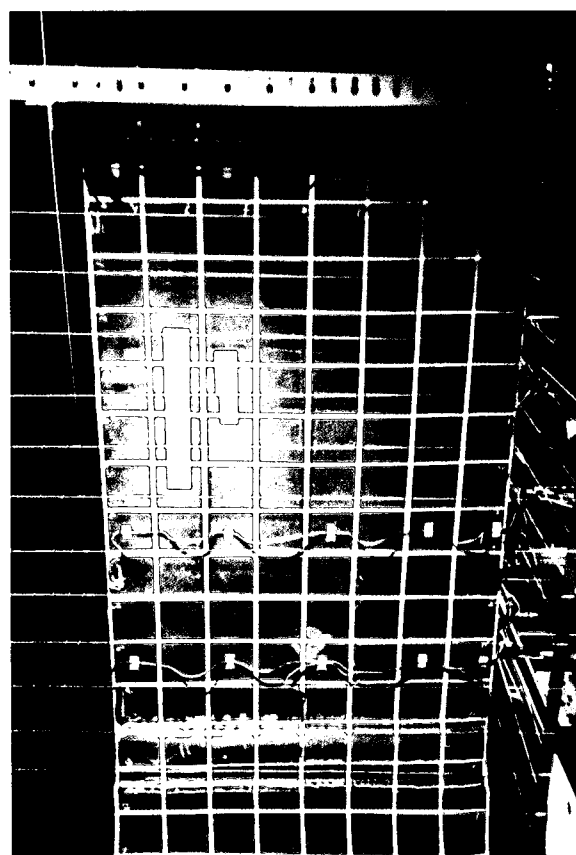
C 面



D 面



A 面



B 面

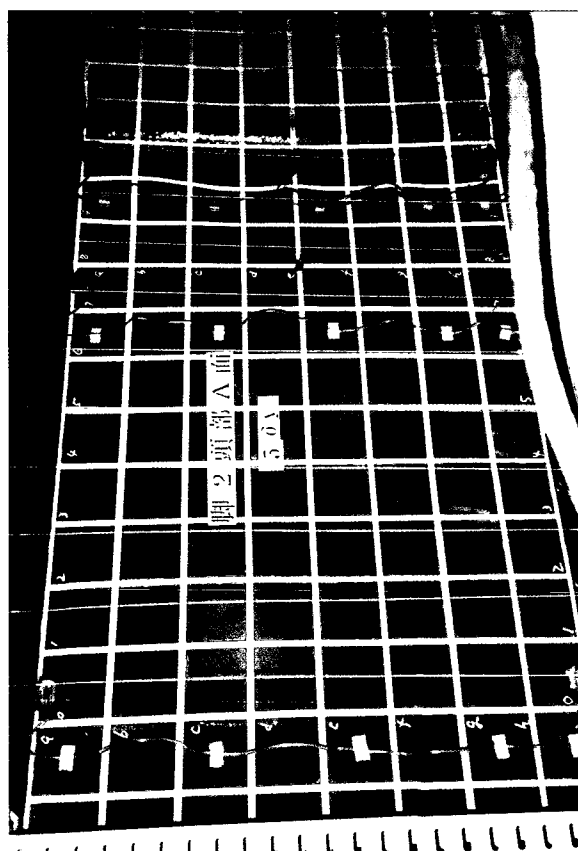
写真-3.10.20 脚2隅角部 $4\delta y$ 载荷後



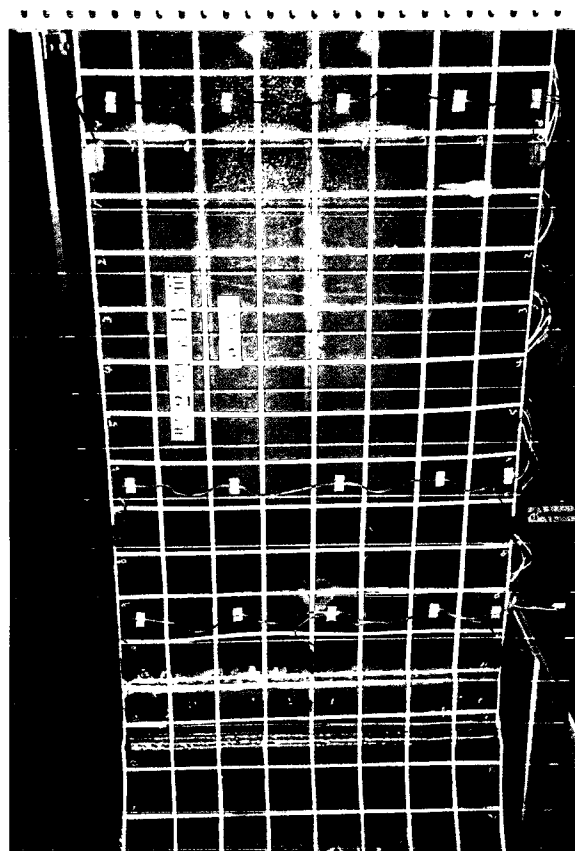
C 面



D 面

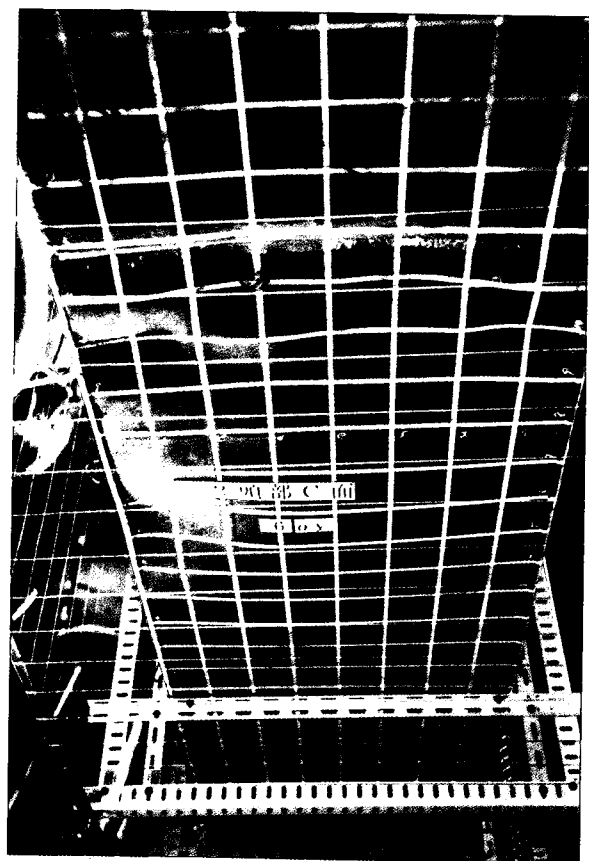


A 面



B 面

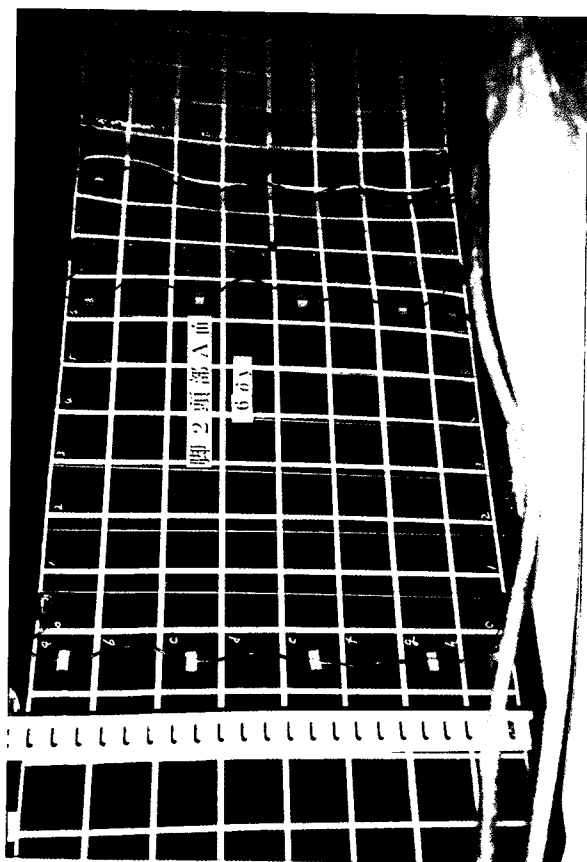
写真-3.10.21 脚2隅角部 $5\delta y$ 載荷後



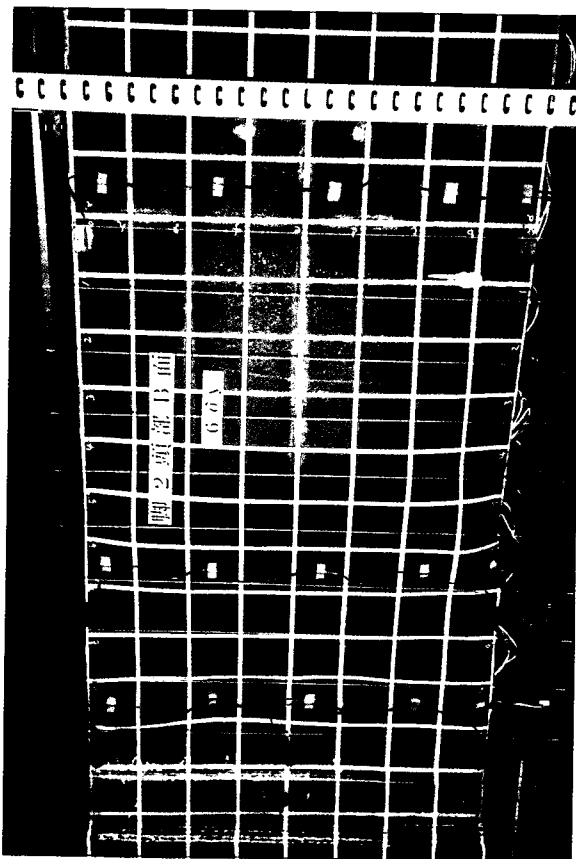
C 面



D 面



A 面



B 面

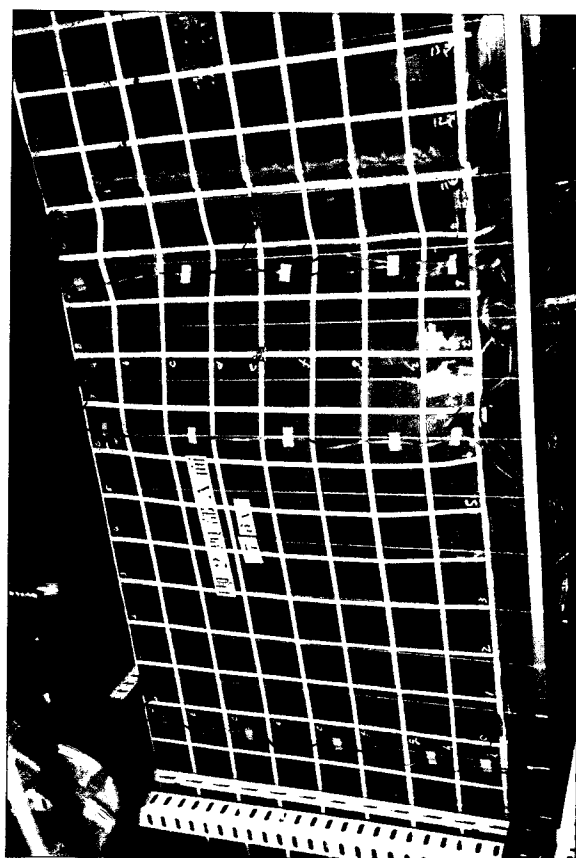
写真-3.10.22 脚2隅部 $6\delta y$ 载荷後



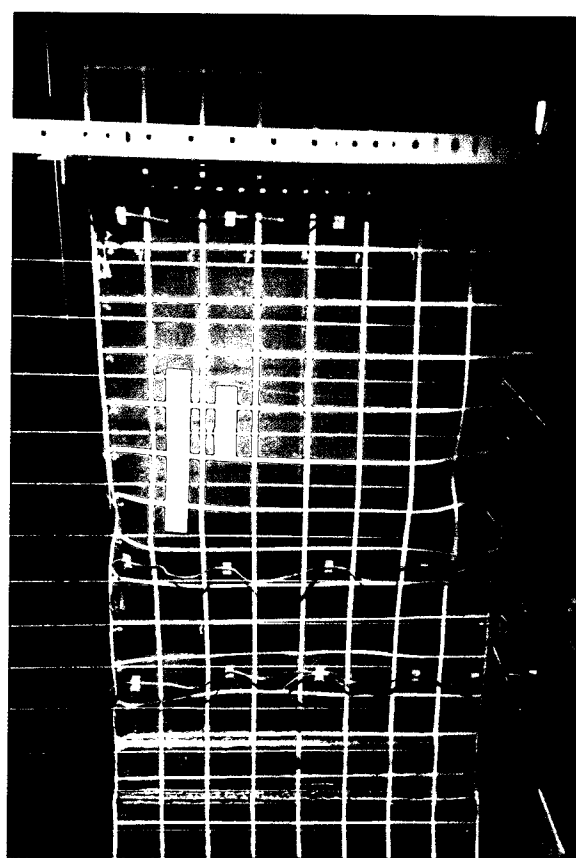
C 面



D 面

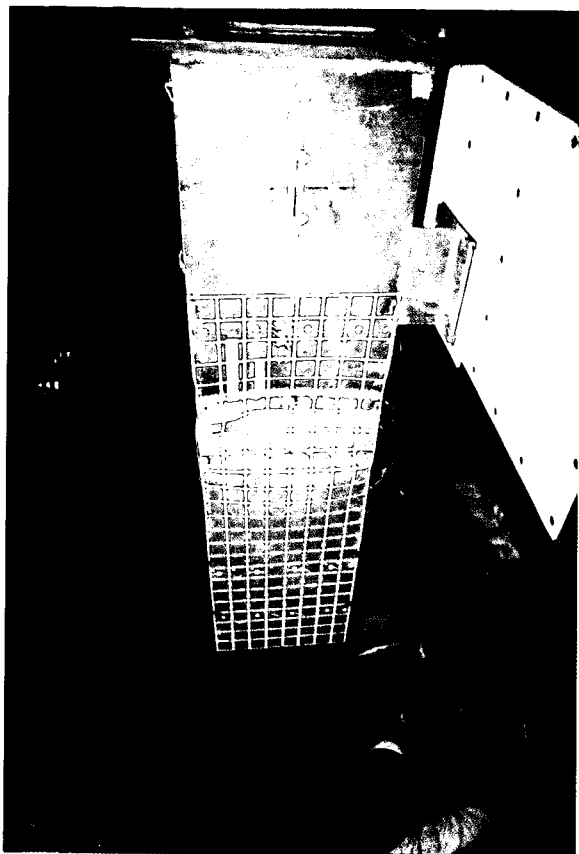


A 面

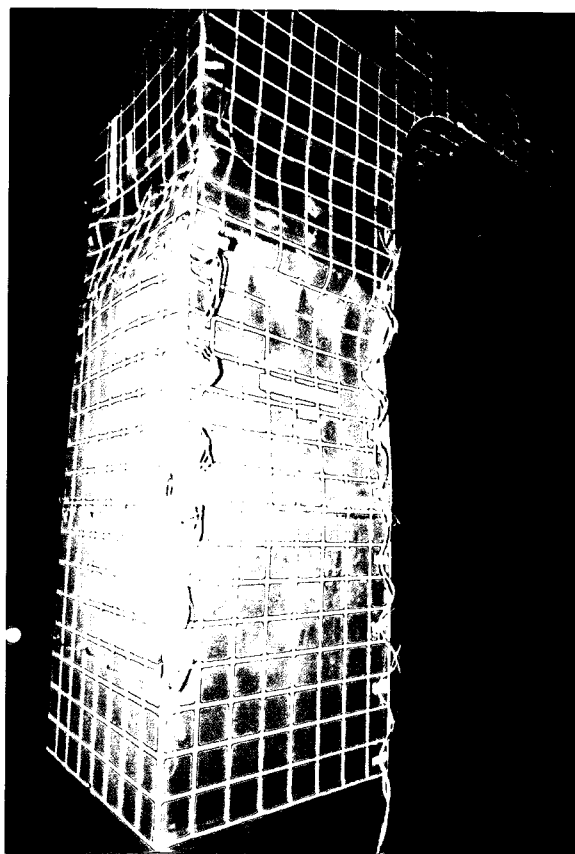


B 面

写真-3.10.23 脚2隅角部7 δy 載荷後



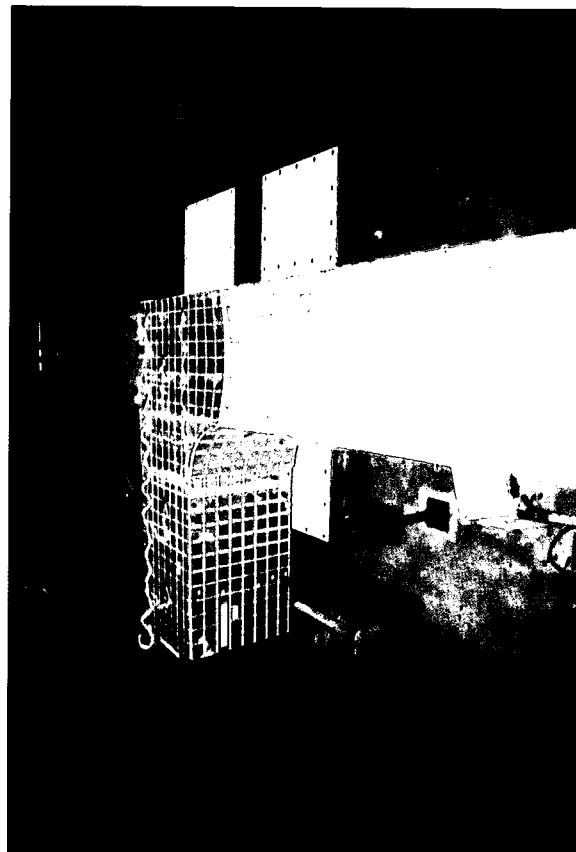
A 面



D 面



B 面



C 面

写真-3.10.24 脚 2 隅角部最終

II. 数值解析

—

表-1.2.1 解析仕様

項目	解析仕様
解析プログラム名	ADINA(Ver.6.16)
解析モデル	水平荷重载荷方向を含む鉛直面を対象とした全体の1/2モデルの3次元シェルモデル
使用要素	4節点曲面シェル要素
積分点	面内方向2×2(ガウス)、板厚方向2点(ガウス)
応力評価点	積分点
応力度-ひずみ曲線	材料試験データに基づくマルチリニア(図-1.1参照)
降伏条件	Von Mises
硬化則	移動硬化則
幾何学的非線形性	①応力表示: Cauchyの応力 ②定式化: Total Lagrangian
初期条件	初期不整、初期応力(残留応力)なし
収束法	ニュートンラプソン法
収束条件	エネルギーの収束公差0.001(残差が0.1%以内) 力とモーメントの収束公差0.01(残差が1%以内)

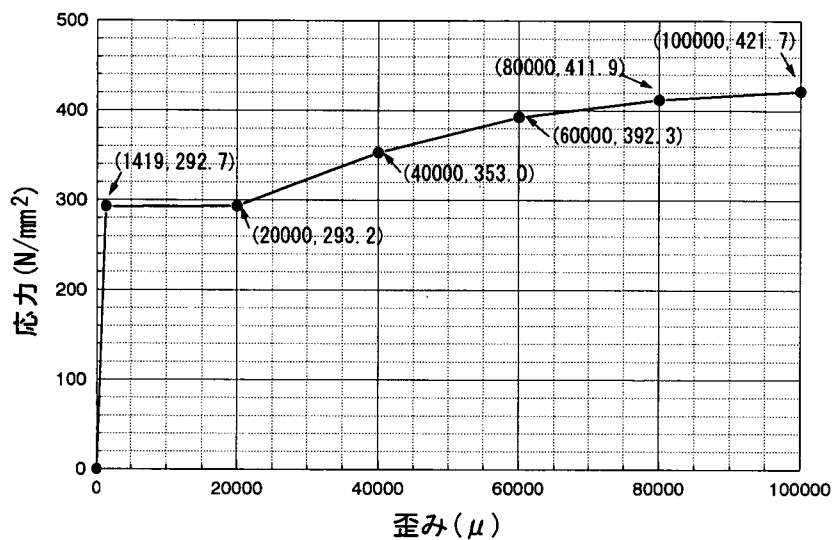


図-1.2.1 マルチリニアの応力-歪み関係

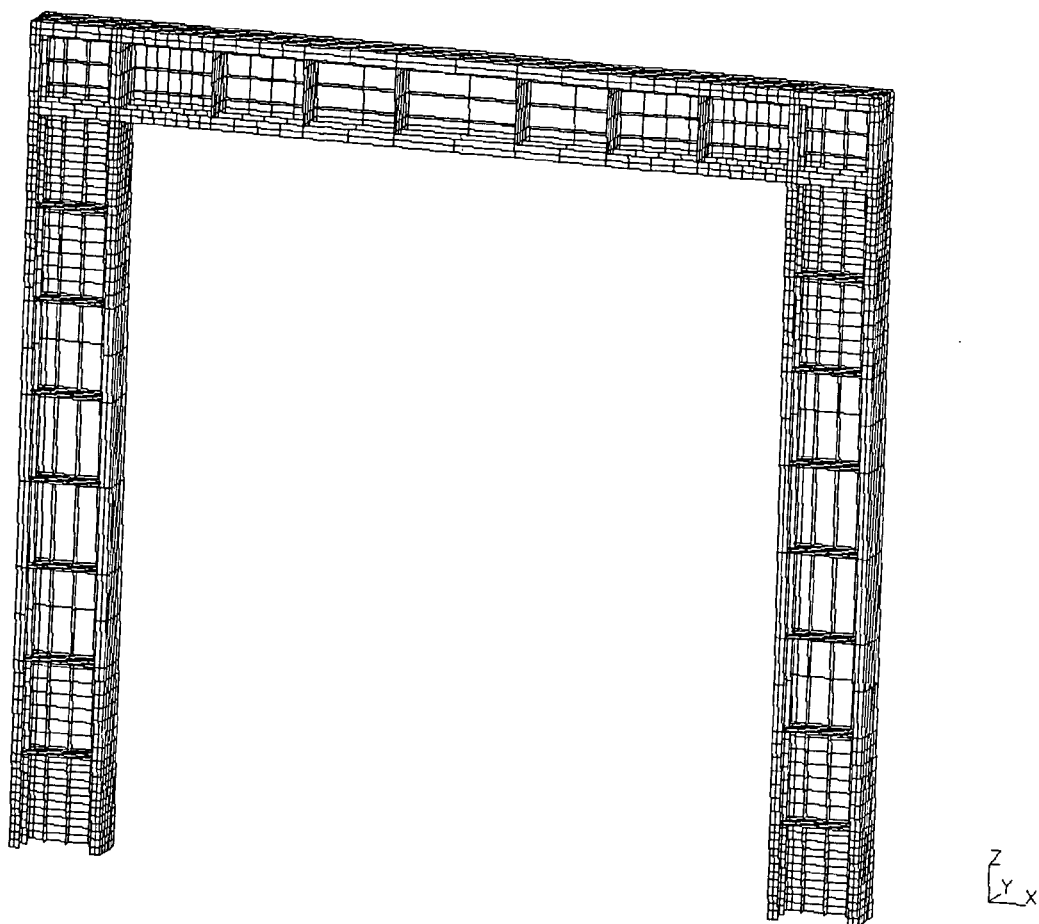


図-1.3.1 有限要素分割図

表-1.4.1 解析諸元

項目	諸元
鋼材	SS400
降伏応力; $\sigma_y(N/mm^2)$	292.2
ヤング係数; $E(N/mm^2)$	205000
断面積; $A(mm^2)$	18576
全断面降伏鉛直力; $N_yN(kN)$	4372 (公称降伏応力により算出)
鉛直力; $N(kN)$	1312
水平降伏荷重 $P_{ym}(kN)$	547.2
水平降伏変位 $\delta y_{AM}(mm)$	27.8
載荷パターン	$\pm \delta y_{AM}$ 、 $\pm 2 \delta y_{AM}$ 、 $\pm 3 \delta y_{AM}$ 、 $\pm 4 \delta y_{AM}$ 、 $\pm 5 \delta y_{AM}$ 、 $\pm 6 \delta y_{AM}$ 、 $\pm 7 \delta y_{AM}$ (各 1 サイクル)
供試体高さ(mm)	6100(ベースプレート上面から梁フランジ上面)
載荷点高さ(mm)	5800(ベースプレート上面からの高さ)
境界条件	反力支持点: ベース上板位置で完全拘束 対称面: 鉛直方向と載荷方向、および対称面内の回転を自由、他を拘束 載荷点: 鉛直方向と載荷方向、および対称面内の回転を自由、他を拘束

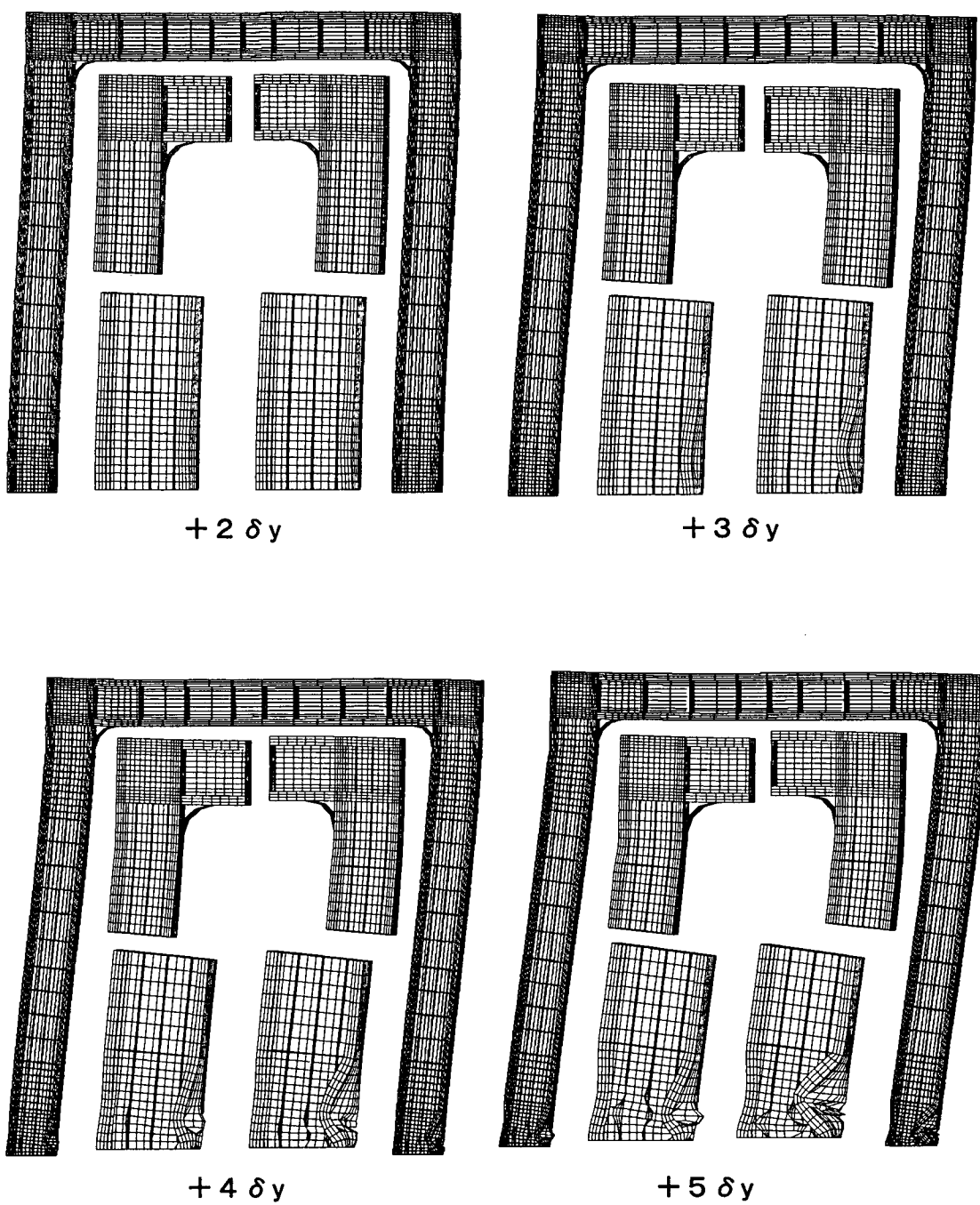
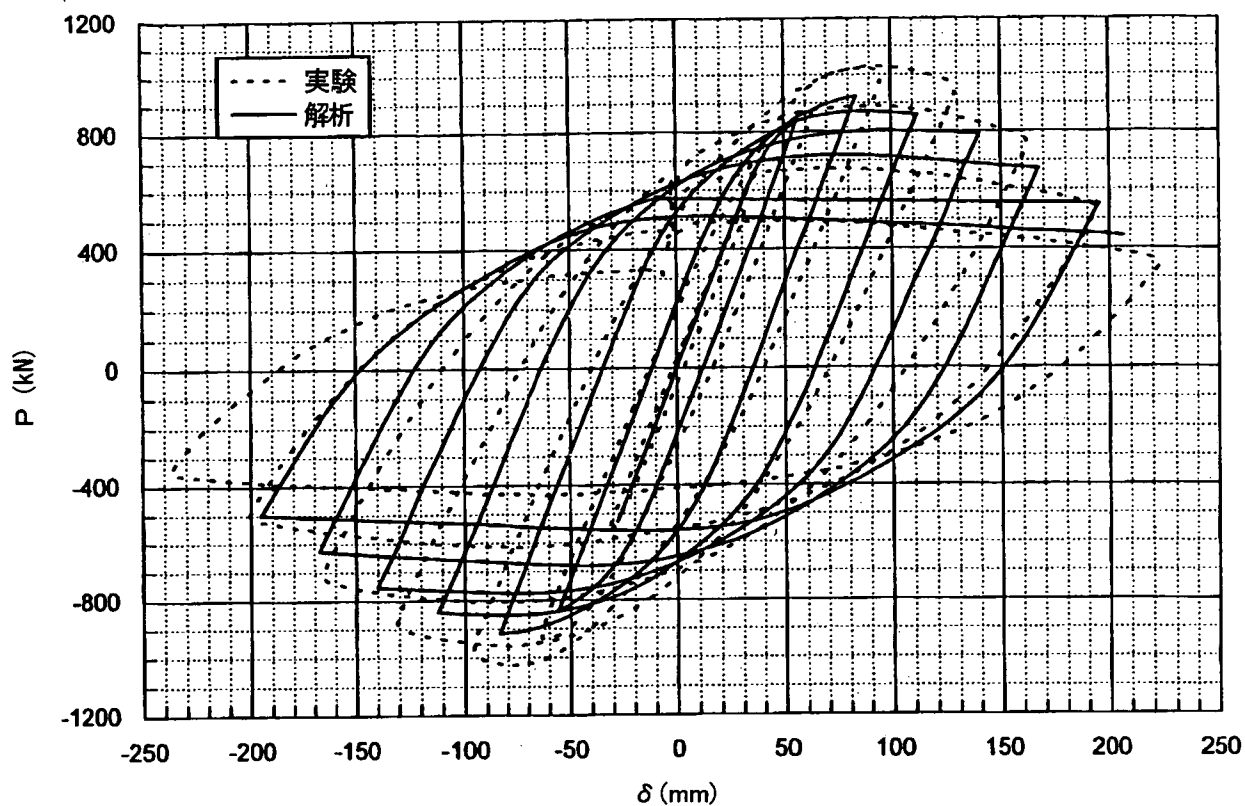
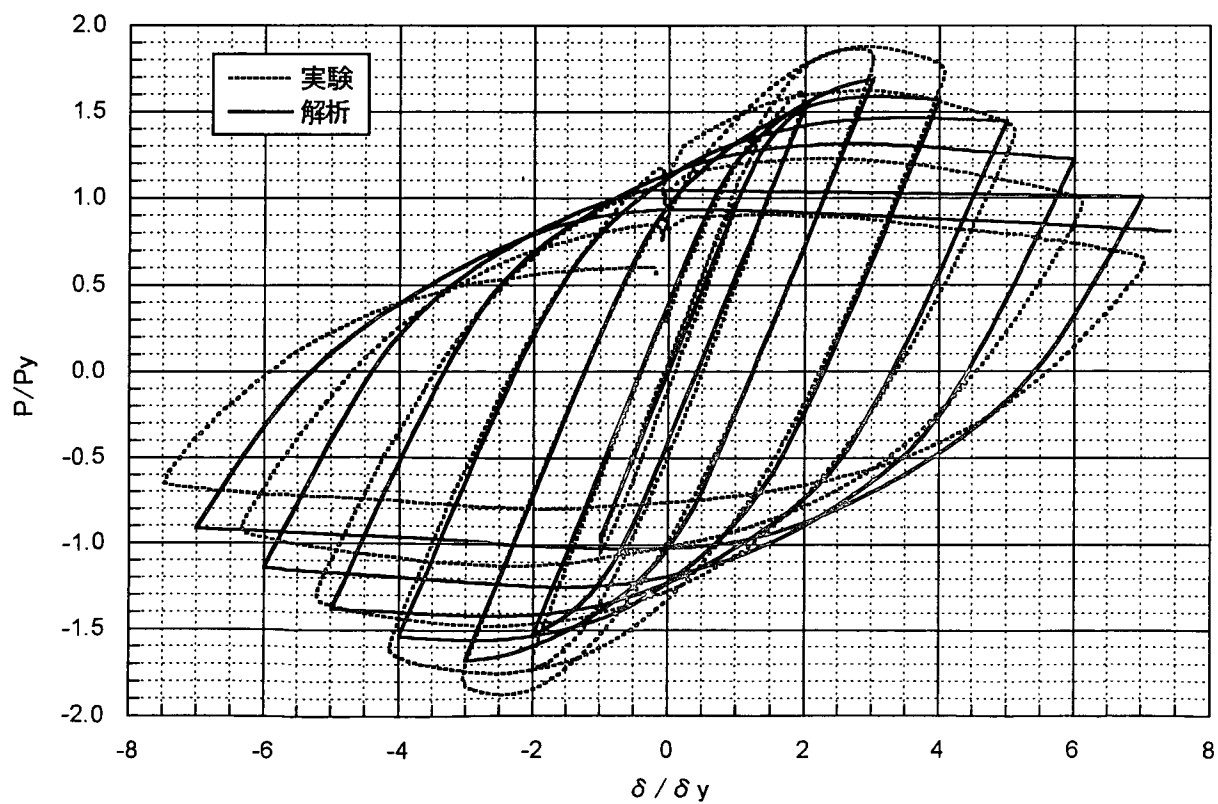


图-1.5.1 变形图



(1) P - δ 関係



(2) P/P_y - δ/δ_y 関係

図-1.5.2 荷重—変位履歴曲線

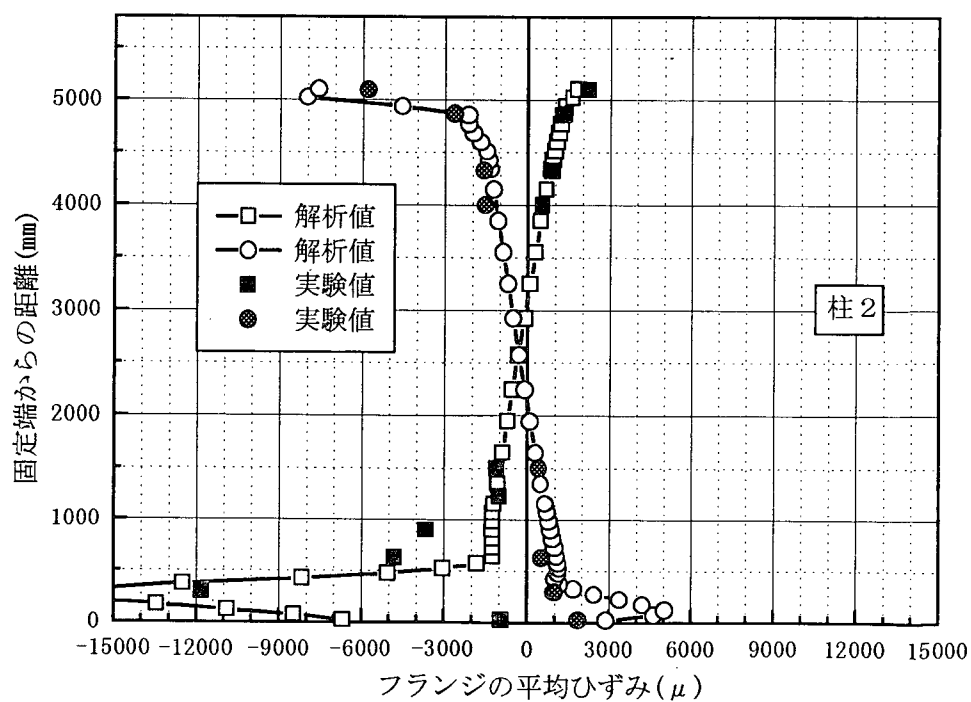
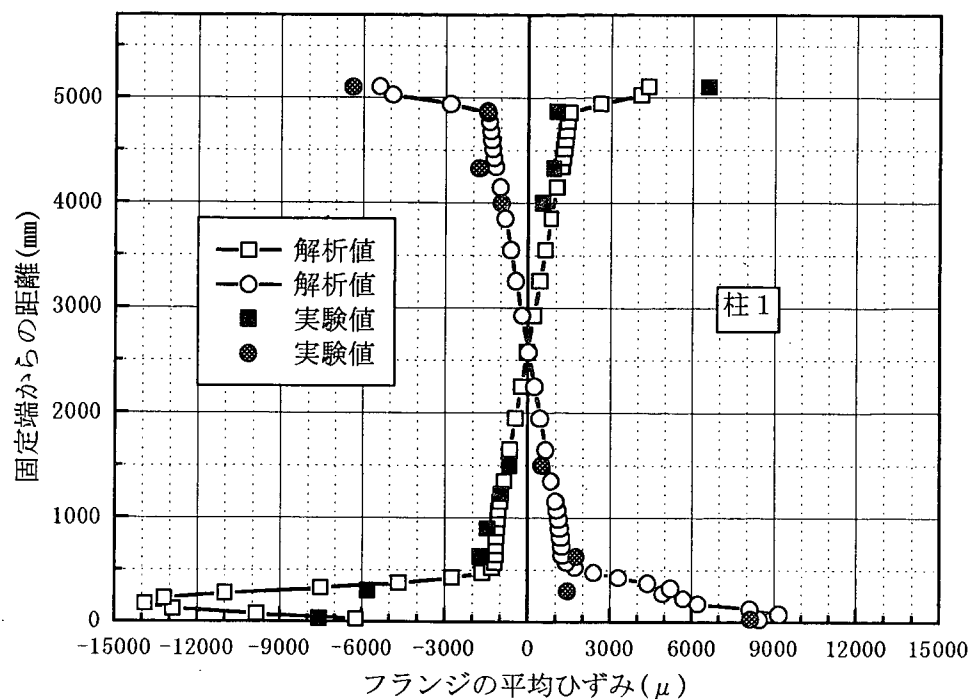


図-1.5.3 最大荷重時の平均ひずみの高さ方向分布

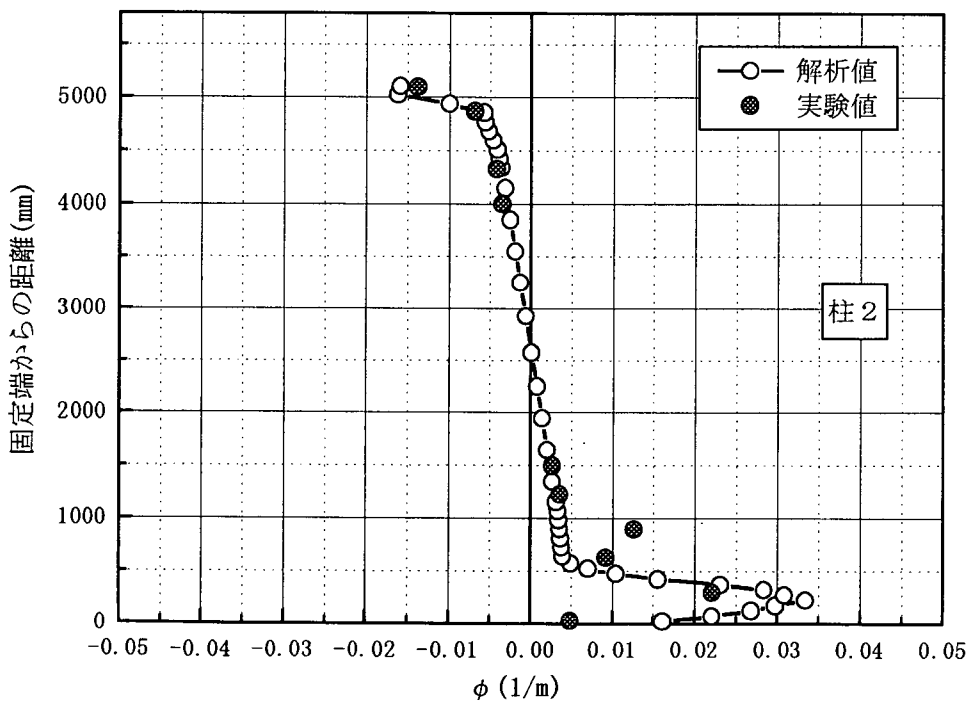
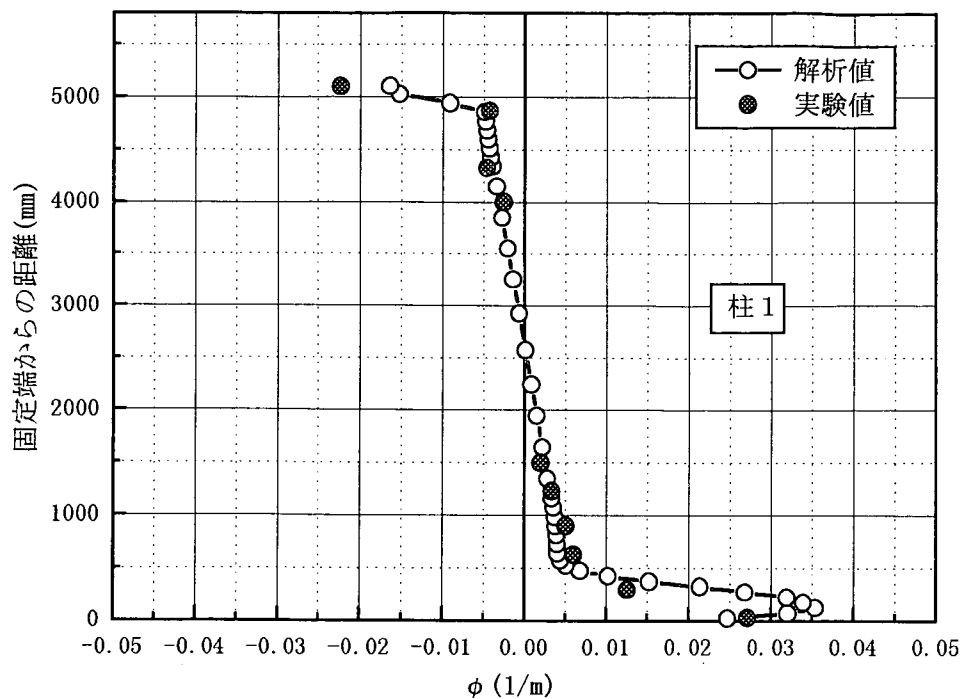


図-1.5.4 最大荷重時の曲率 ϕ の分布

$$\phi_i = \frac{\epsilon_{\infty}}{x_o}$$

ϕ_i : 上部構造の慣性力の作用位置から数えて i 番目の断面の曲率(1/m)

ϵ_{∞} : コンクリートの圧縮縁ひずみ

x_o : コンクリートの圧縮縁から中立軸までの距離(m)

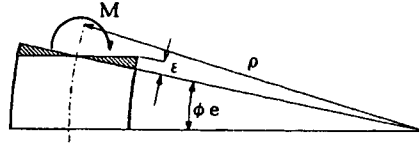


図-2.1.1 ひずみと曲率

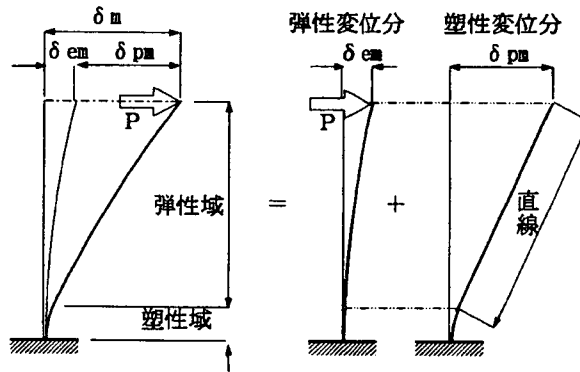


図-2.1.2 弾性変位分と塑性変位分の分解

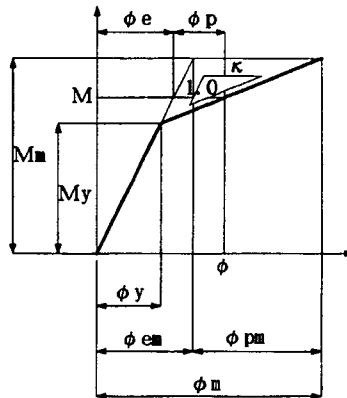


図-2.1.3 M-φ 関係

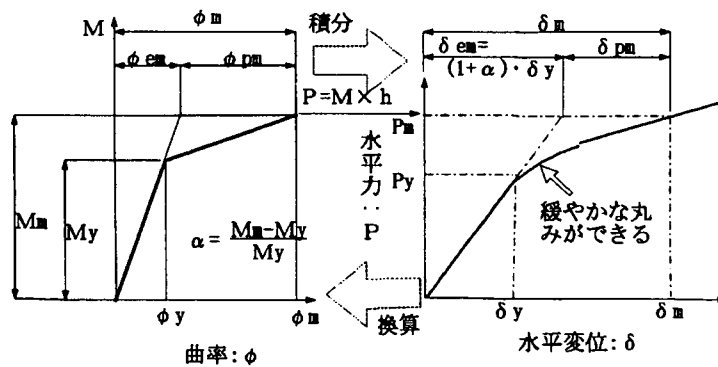


図-2.1.4 M-φ 関係と P-δ 関係の変換

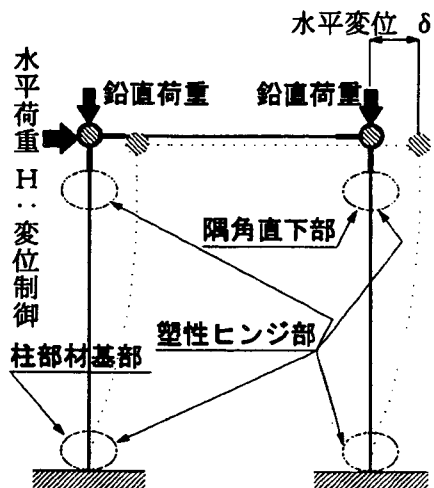


図-2.1.5 門形ラーメン橋脚の構造モデル

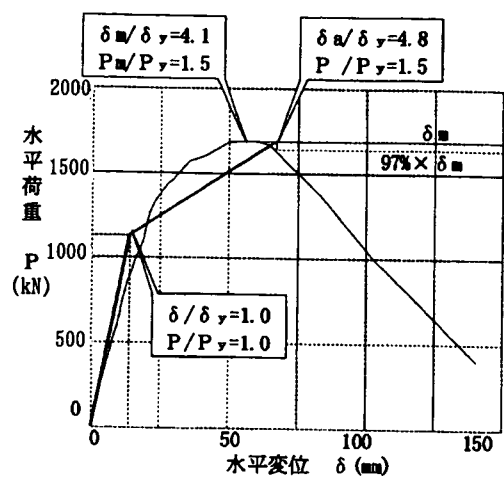


図-2.1.6 同等な補剛断面単柱の骨格曲線

表-2.1.1 部材の M-φ 関係への換算

		α	0.5
縦軸		P_m	$1.5P_y$
		M_m	$1.5M_y$
横軸	単柱 $P-\delta$	δ_m	$4.8\delta_y$
		δ_{em}	$1.5\delta_y$
		δ_{pm}	$3.3\delta_y$
		δ_{pm}/δ_{em}	2.2
	部材 $M-\phi$	ϕ_{pm}/ϕ_{em}	4.95
		ϕ_{em}	$1.5\phi_y$
		ϕ_{pm}/ϕ_{em}	$7.425\phi_y$
		ϕ_m	$8.925\phi_y$

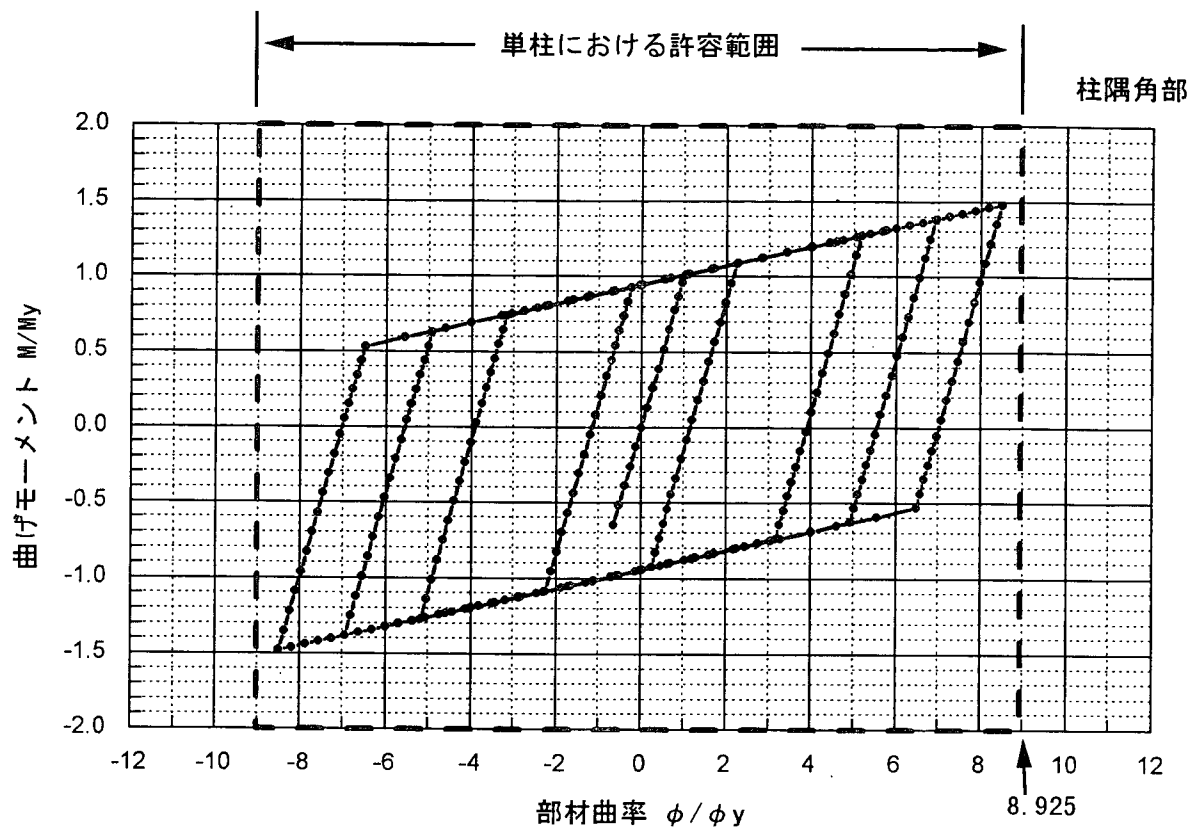


図-2.2.1 柱部材隅角部直下の曲げモーメントー曲率関係履歴図

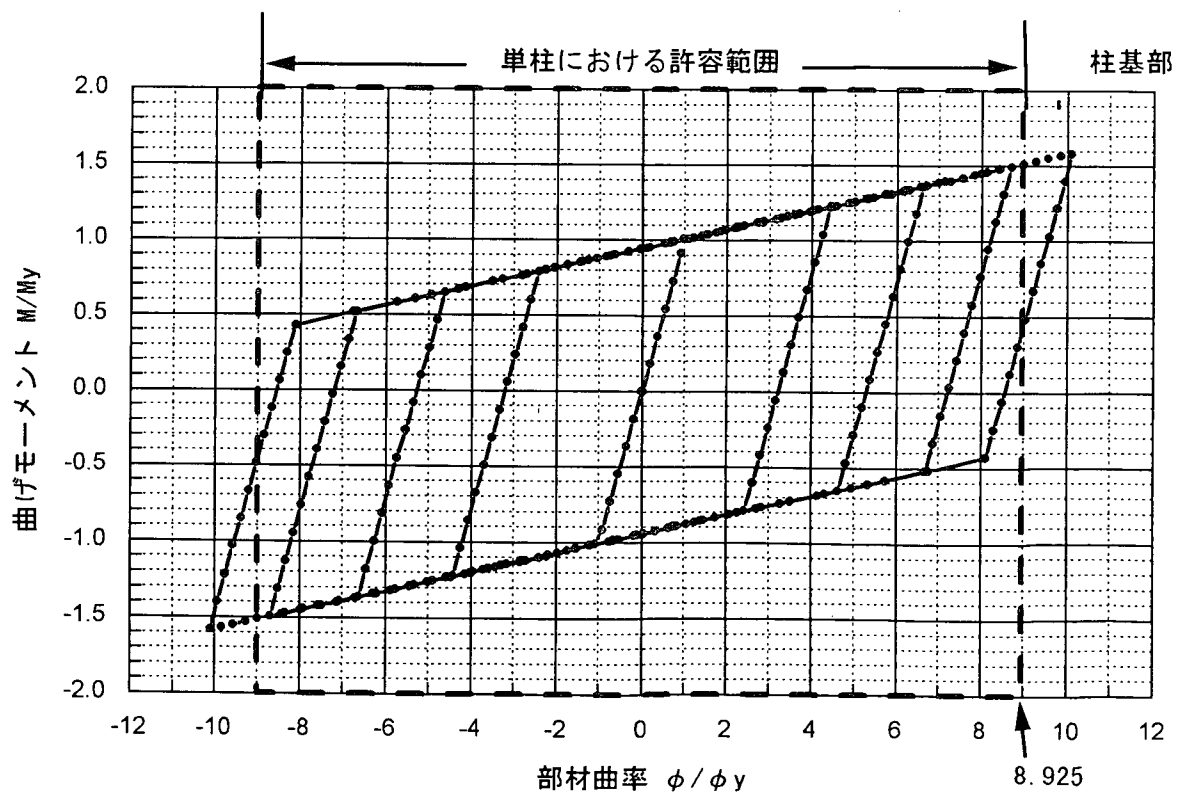


図-2.2.2 柱部材基部の曲げモーメントー曲率関係履歴図

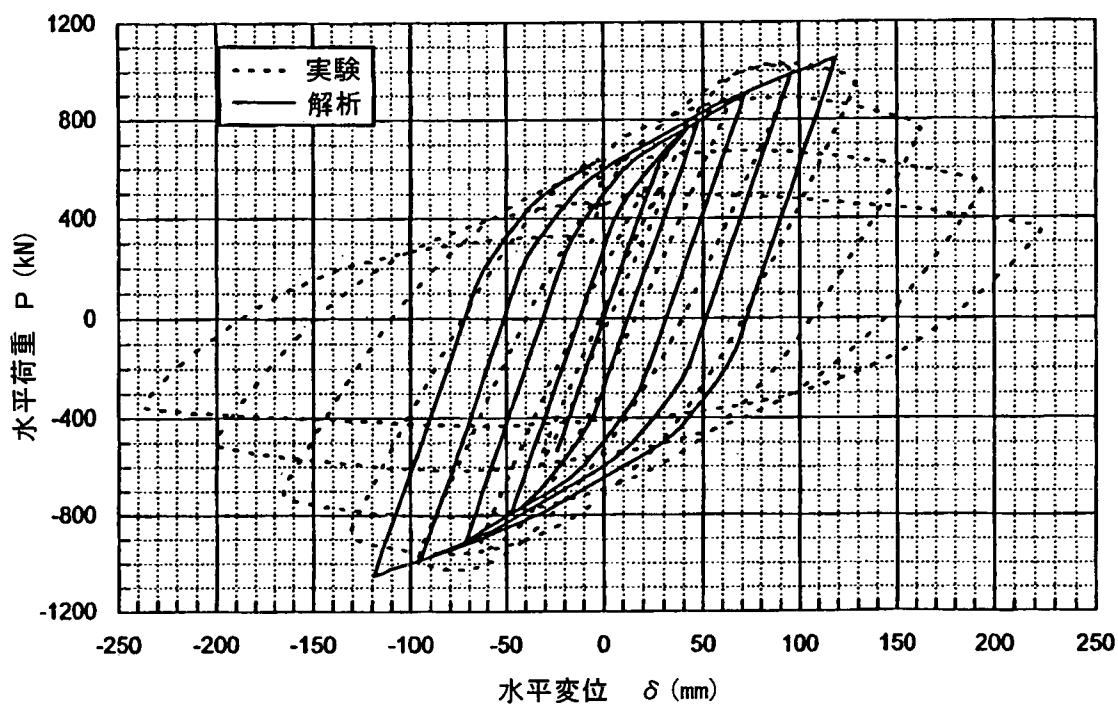


図-2.2.3 荷重—変位履歴曲線

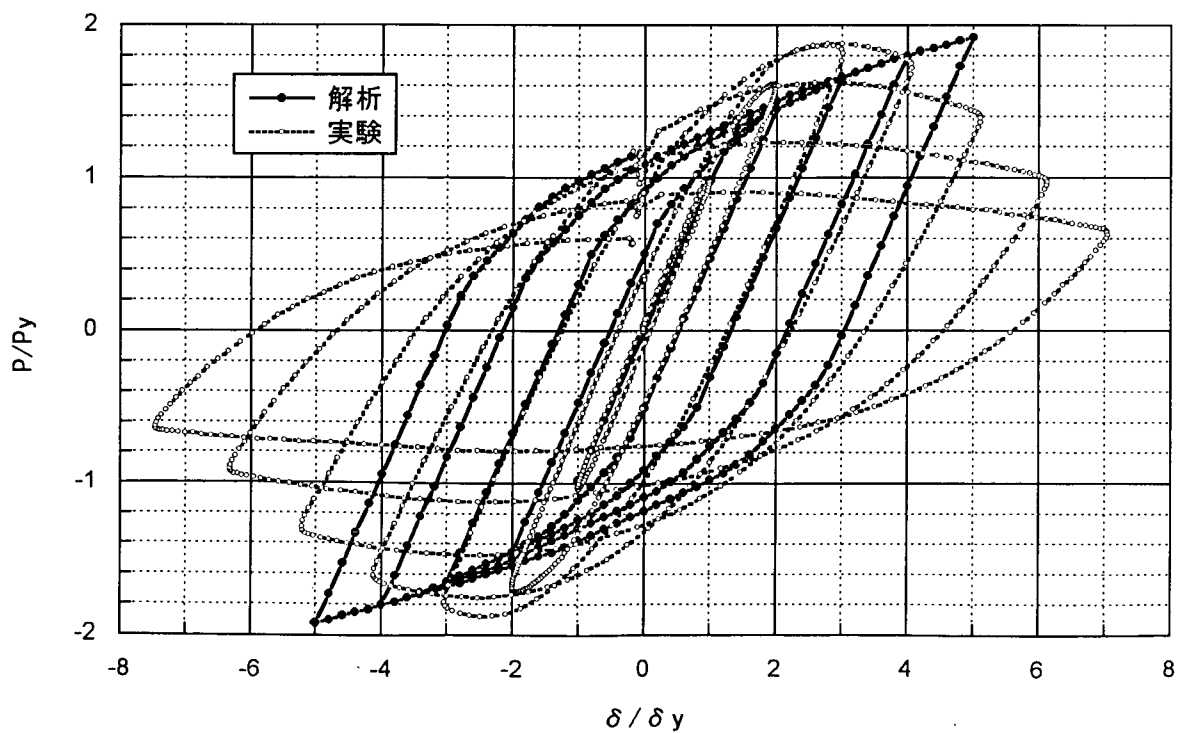


図-2.2.4 荷重—変位履歴曲線

参 考 資 料

表-参考-1.1 包絡線データ

水平荷重(kN)	水平変位(mm)
0.0	0.0
533.1	31.2
875.3	62.8
993.5	95.3
941.3	129.1
760.7	162.1
530.7	194.1
343.2	223.0

表-参考-1.2 供試体の変形状況

載荷サイクル $n \delta y$	変形進行状況
1	目立った変化はない。黒皮のひび割れが見える程度。
2	柱1のB面、基部から2パネル目に補剛板全体の軽微な座屈を確認。
3	確認。
4	柱1の基部から1パネル目、補剛板全体の座屈モードに移行。 柱2基部に、補剛板全体の座屈確認。 柱の隅角部直下に、補剛板全体の軽微な座屈確認。
5	柱1の基部に角部の割れを確認。 柱2のC面にこぶ状の局部座屈確認。 柱の隅角部直下の座屈が進展。
6	柱2の基部に角部の割れを確認。
7	変形がさらに進み供試体上に描いたラインの曲がりが大きくなる

道路橋橋脚の地震時限界状態設計
法に関する共同研究報告書 (XI)

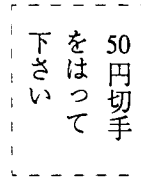
共同研究報告書第 242 号
平成 12 年 3 月 (2000)

建設省土木研究所、首都高速道路公団、阪神高速道路公団、
名古屋高速道路公社、(社) 鋼材倶楽部、(社) 日本橋梁建設協会

要 旨 平成 7 年 1 月 17 日に発生した兵庫県南部地震では、都市内高速道路橋における多数の鋼製橋脚に座屈、変形、われ等の被害が生じた。こうした被災状況を踏まえ、地震以降既設橋脚の補強方法および新設橋脚の耐震設計法に関する調査研究を進めているところであるが、その検討の一環として鋼製橋脚の耐力および変形性能を確認するために大型供試体を用いた二軸正負交番繰返し載荷実験を行っている。本報告書は、平成 9 年度に行った鋼製ラーメン橋脚供試体 1 体の実験結果についてとりまとめたものである。

キーワード：鋼製橋脚、変形性能、じん性、耐力、繰返し載荷実験、ラーメン構造、耐震設計法

郵便はがき



3 0 5 - □ □

茨城県つくば市旭一番地

建設省土木研究所
構造橋梁部橋梁研究室
御中

No. 026

No. 026

配布先氏名

配布先住所





共同研究報告書 第242号 部

上記のとおり受領しました。

所 属（住所）

氏 名 印

共同研究報告書第242号

