

土 木 研 究 所 資 料

橋梁基礎のフーチングおよび頂版の 耐力に関する実験的研究

平成9年3月

建 設 省 土 木 研 究 所
構 造 橋 梁 部 基 礎 研 究 室

Copyright ©(1997) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, 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。

橋梁基礎のフーチングおよび頂版の 耐力に関する実験的研究

基礎研究室 室 長 福 井 次 郎

研 究 員 七 澤 利 明

〃 加 藤 秀 章

交流研究員 南 澤 聡*

要 旨

橋梁基礎におけるフーチングやケーソン基礎頂版は、上部構造や橋台、橋脚からの荷重を基礎に伝達するため、その支間に比べ部材厚の大きな版構造部材、いわゆるディープスラブとなっているが、現在の設計法ではこれらを計算が簡単なはり部材と同様に扱っており、版構造のもつ2方向性が考慮されていない。また、大地震を想定した設計法を考えた場合、部材の終局耐力算定法の精度が重要なポイントとなるが、ディープスラブの耐力算定法は未だ確立されておらず、終局時の破壊機構や支持条件の違いによる影響等も明らかにされていない。そこで、ケーソン基礎頂版やフーチングの模型載荷実験を行い、ディープスラブの破壊機構や耐力等を明らかにするとともに耐力算定法の提案を行い、実験結果との比較考察を行った。

キーワード：ディープスラブ，ケーソン基礎頂版，フーチング，耐力算定法，降伏線理論，
2方向ばり，ディープビーム

* 交流研究員在職期間（平成7年4月～平成8年9月まで）

目 次

1. まえがき	1
2. フーチングおよび頂版の模型載荷実験	2
2.1 平成6年度ケーソン基礎頂版模型載荷実験	2
2.2 平成7年度ケーソン基礎頂版模型載荷実験	22
2.3 平成7年度杭基礎フーチング模型載荷実験	30
3. ディープスラブの耐力算定方法	47
3.1 曲げ耐力	47
3.1.1 降伏線理論	47
3.1.2 2方向ばり	50
3.1.3 修正道示式	51
3.2 せん断耐力	52
3.2.1 ディープビーム修正式	52
3.2.2 修正道示式	55
4. 耐力算定法と実験結果の比較	56
4.1 平成6年度ケーソン基礎頂版模型載荷実験	56
4.2 平成7年度ケーソン基礎頂版模型載荷実験	67
4.3 平成7年度杭基礎フーチング模型載荷実験	75
5. 各基礎形式への適用	86
5.1 ケーソン基礎頂版	86
5.2 杭基礎フーチング	86
6. あとがき	87
参考資料 実験データ集	89

1. まえがき

現在、橋梁基礎のフーチングやケーソン基礎の頂版は、部材として必要な厚さを確保するとともに、剛体とみなせる厚さを有するように設計されており、一般に断面の大きな部材となっている。また、近年における橋梁の長大化や車両の大型化によって基礎部材の大断面化が進んでいる。このようにフーチングや頂版は、厚みのあるスラブ（ディープスラブ）となっているが、現行の設計基準¹⁾では設計の簡略化のため、通常のはり部材と同様に扱っている。しかし、面的な広がりを持つスラブの破壊機構は、載荷条件や支持条件など種々の要因の影響ではり部材の破壊機構に比べて複雑であり異なった面を有する。はり部材の破壊機構や耐力算定式については、ある程度解明されてきているが、スラブについては未だ不明な点が多い。そこで、ディープスラブの合理的な設計法の確立のために破壊機構や耐力確認のための実験および解析を行い、耐力算定式の提案をして検討を行った。

この試験調査は、平成4年度より4年間にわたり研究されてきた課題であり、いままでの研究の概略をまとめると以下になる。

平成4年度と5年度は、FEM解析によるケーソン基礎頂版の変形特性や内部応力の分布、断面力を解析し現行設計法との比較を行った。

平成6年度は、ケーソン基礎頂版をモデル化した供試体で鉛直載荷実験を行い、耐力や破壊機構を確認し、耐力算定式の提案を行い実験値との比較検討を行った。また、実験結果をもとに弾塑性FEM解析を行い破壊機構の解明を試みた。

平成7年度は、地震時における荷重状態を想定し、鉛直荷重だけでなく曲げモーメントも考慮できるように耐力算定式を修正し、その妥当性の確認のため、ケーソン基礎頂版と杭基礎フーチングをモデル化した供試体で鉛直載荷実験と2軸載荷実験を行い、せん断耐力や破壊機構を確認し、耐力算定式との比較検討を行った。

本報告は、主に平成6年度と7年度に行われた載荷実験結果および耐力算定式に関する検討結果をまとめたものである。

2. フーチングおよび頂版の模型載荷実験

2.1 平成6年度ケーソン基礎頂版模型載荷実験

2.1.1 実験方法

本実験は、ケーソン基礎頂版をモデル化した供試体を用いて鉛直載荷を行い、その破壊機構や耐力を確認したものである。供試体は、せん断スパン比 a/d (a : せん断スパン、 d : 有効高さ) を0.5、1.0、2.0と変化させた3種類に下側主鉄筋比を0.4%、0.8%、1.2%と変化させた3種類の合計9体を用いた。鉄筋はSD345を使用し、上側鉄筋量は下側鉄筋量の約1/2とした。支承条件は四辺単純支承とし、支承と供試体の間には、水平方向の拘束の影響を取り除くためテフロンシートを挿入した。供試体形状および諸元を図-2.1.1、表-2.1.1に示す。ここでのせん断スパン a は、載荷版の前面から支承前面までの距離とする。

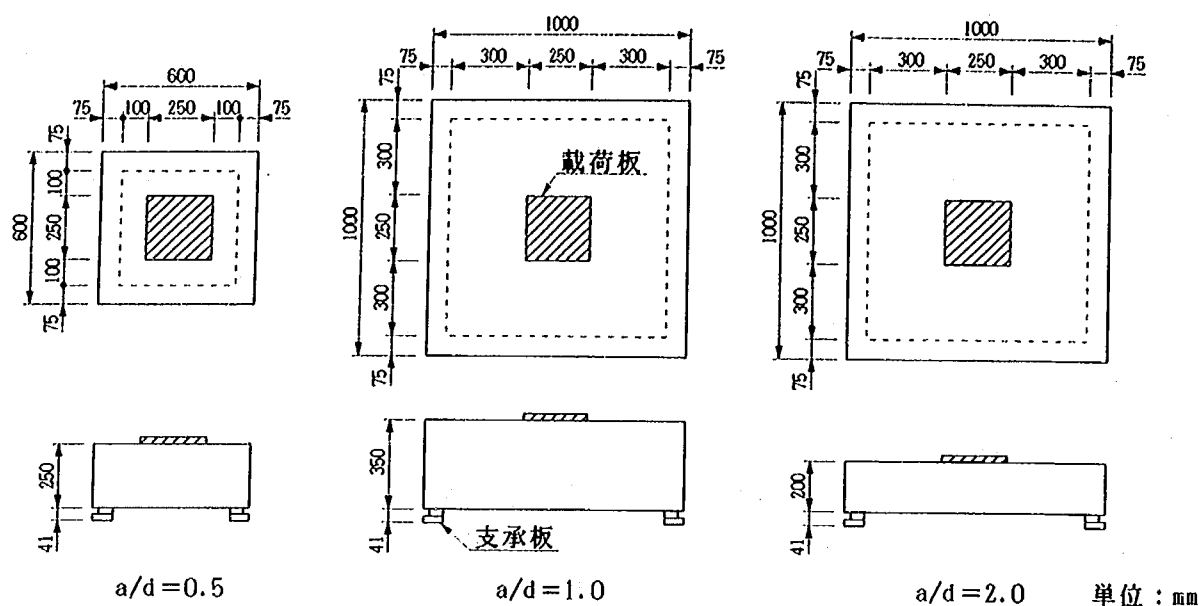


図-2.1.1 供試体形状

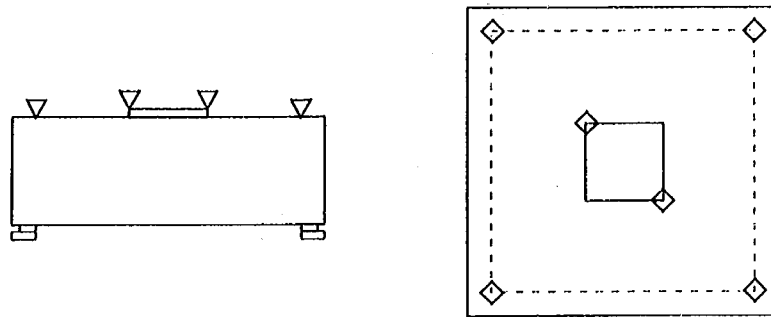
表-2.1.1 供試体諸元

CASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
せん断スパン比 a/d	0.5			1.0			2.0		
せん断スパン a (cm)	10.0			30.0			30.0		
有効高さ d (cm)	20.0			30.0			15.0		
設計鉄筋比 p_t	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2
下側鉄筋 A_s (cm ²)	3.96	7.94	11.46	10.14	19.40	30.97	5.71	10.14	15.88
	D10-2 D13-2 (@100)	D16-4 (@100)	D19-4 (@100)	D13-8 (@100)	D16-4 D19-4 (@100)	D22-8 (@100)	D10-8 (@100)	D13-8 (@100)	D16-8 (@100)
鉄筋比 p_t (%)	0.40	0.79	1.15	0.38	0.72	1.15	0.42	0.75	1.18
コンクリート圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	294.2	244.9	282.7	284.3	244.3	271.8	260.5	226.6	256.8
鉄筋降伏強度 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3733	3946	3951	3791	3949	4056	3631	3791	3946

※ 鉄筋量と鉄筋比は、支承前面区間内にあるもの。

載荷は、岩石力学実験室 500t 万能試験機を使用し、載荷板を介した荷重制御による静的一方向単調載荷とした。

計測については、載荷荷重および供試体の各点の鉛直変位と鉄筋のひずみの計測を行った。変位計設置位置を図-2.1.2に、ひずみゲージの設置位置を図-2.1.3に示す。ひずみゲージは、平面図の位置における上側と下側の直交する2方向の水平鉄筋と鉛直鉄筋に貼付した。



側面図

平面図

図-2.1.2 変位計設置位置

平面図 ($a/d=0.5$)

平面図 ($a/d=1.0, 2.0$)

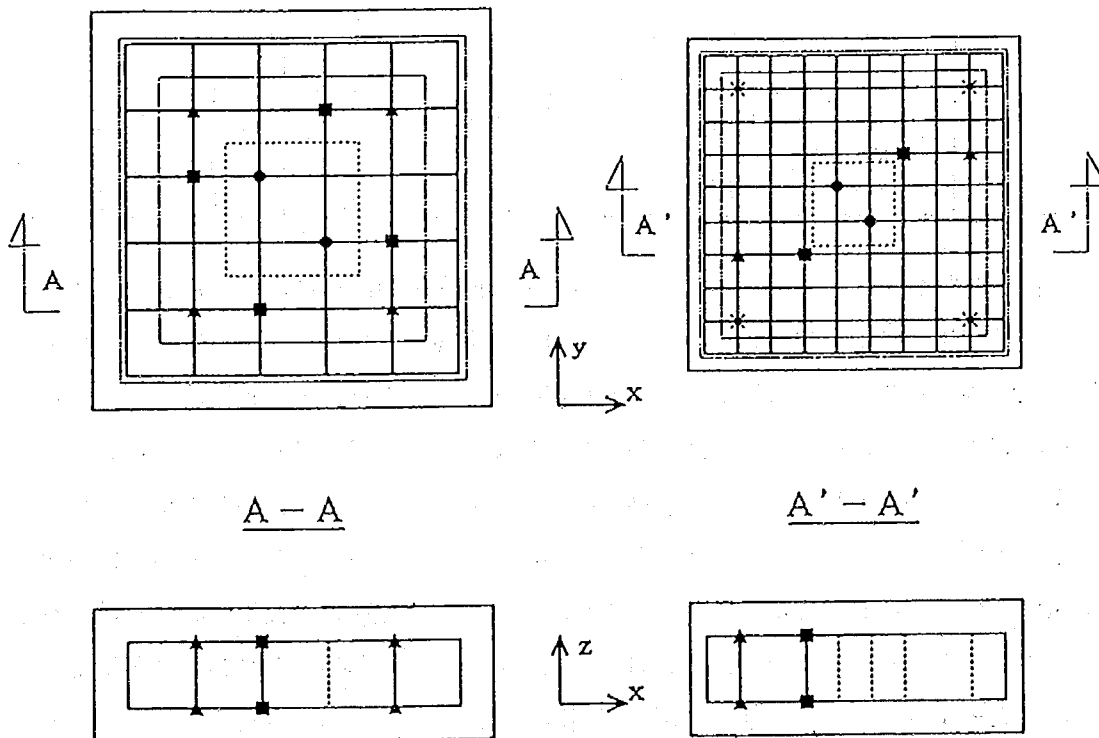


図-2.1.3 ひずみゲージ設置位置

2. 1. 2 実験結果

実験時の最大荷重を表-2・1・2に示す。

表-2・1・2 実験時の最大荷重

せん断スパン比 a/d	0.5			1.0			2.0		
設計鉄筋比 ρ_t	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2
最大荷重 P_{max} (tf)	106.3	143.5	164.6	124.2	146.8	166.0	45.3	49.0	48.2

最初に鉄筋が降伏した荷重を降伏荷重として最大荷重との比を表-2・1・3に示す。

鉄筋比の小さい0.4%のものは、降伏後最大荷重までに荷重に余裕があるが、その他の鉄筋比のものは、降伏荷重と最大荷重の差が小さく、ぜい性的なせん断破壊となった。

表-2・1・3 最大荷重と降伏荷重

せん断スパン比 a/d	0.5			1.0			2.0		
設計鉄筋比 ρ_t	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2
降伏荷重 P_y (tf)	46.0	124.0	142.0	82.0	144.0	156.0	24.0	41.0	48.2
最大荷重 P_{max} (tf)	106.3	143.5	164.6	124.2	146.8	166.0	45.3	49.0	48.2
P_{max}/P_y	2.31	1.16	1.16	1.51	1.02	1.06	1.89	1.20	1.00

供試体上面中央鉛直変位についても同様に降伏荷重時と最大荷重時との比を表-2・1・4に示す。

鉄筋比の小さい0.4%のものは、降伏後最大荷重までに変位に余裕があり、ある程度の変形性能を有しているといえるが、その他の鉄筋比のものは、あまり余裕がない。

表-2・1・4 最大荷重時変位と降伏時の変位

せん断スパン比 a/d	0.5			1.0			2.0		
設計鉄筋比 ρ_t	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2
降伏変位 δ_y (mm)	1.0	2.1	2.2	1.6	3.5	3.4	1.6	3.0	3.2
最大変位 δ_{max} (mm)	3.9	3.1	3.2	3.7	3.9	4.8	4.9	3.8	3.2
δ_{max}/δ_y	3.9	1.5	1.5	2.3	1.1	1.4	3.1	1.3	1.0

各せん断スパン比と各鉄筋比による荷重と供試体上面中央鉛直変位の関係を図-2・1・4~2・1・9に示す。

各ケースの荷重と供試体下側中央付近の鉄筋のひずみの関係を図-2・1・10~2・1・18に示す。せん断スパン比に関係なく鉄筋比0.8%、1.2%のケースは最大ひずみが2000 μ 程度であり、下側鉄筋の降伏前にせん断破壊している。鉄筋比0.4%のケースはほぼ全域で降伏し、ひずみが曲げ破壊時のひずみとほぼ同等である。

ひびわれ状況を図-2・1・19~2・1・27に示す。鉄筋比0.4%のものは、供試体下面に亀甲状にひびわれが入っており、供試体下面中央部の残留ひびわれ幅が最大で1mm以上の大きなものとなっている。鉄筋比0.8%、1.2%のものは、供試体下面のひびわれ幅はそれほど大きくならないが、載荷終了後に供試体をはつったところ、載荷板縁端から支承部への斜めひびわれが確認された。全てのケースにおいてひびわれは荷重増加とともに側面にも進展し、最大荷重到達時には上面の側部まで到達した。

以上の結果より、鉄筋比が0.4%のケースは全て曲げ破壊、それ以外のケースについては、せん断破壊したものと推定される。

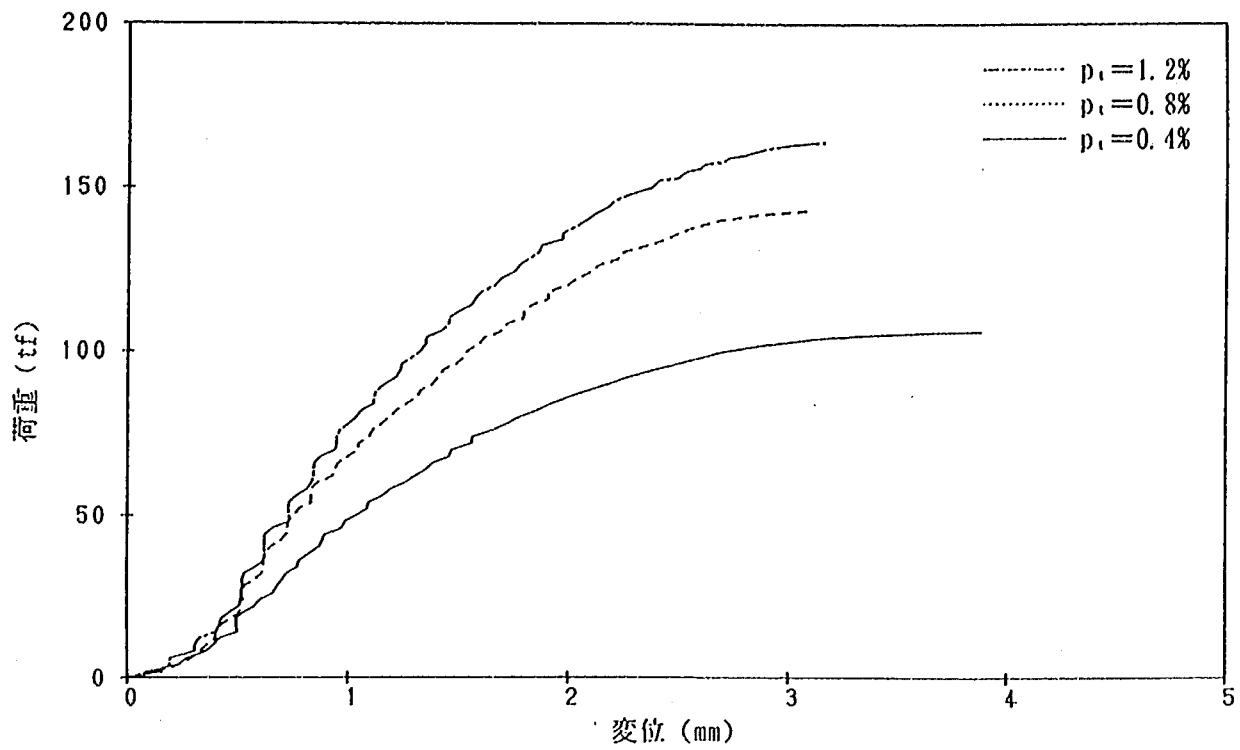


図-2.1.4 鉛直荷重-上面鉛直変位関係 ($a/d=0.5$)
[中心部の平均]

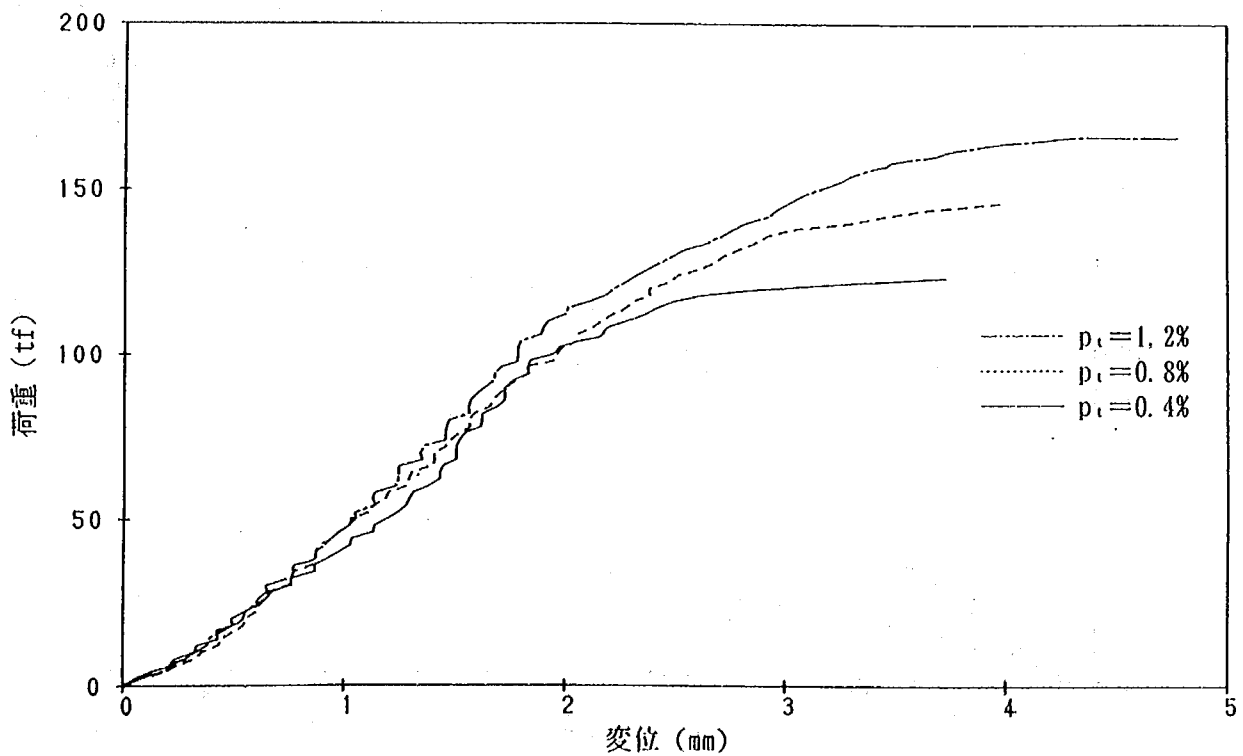


図-2.1.5 鉛直荷重-上面鉛直変位関係 ($a/d=1.0$)
[中心部の平均]

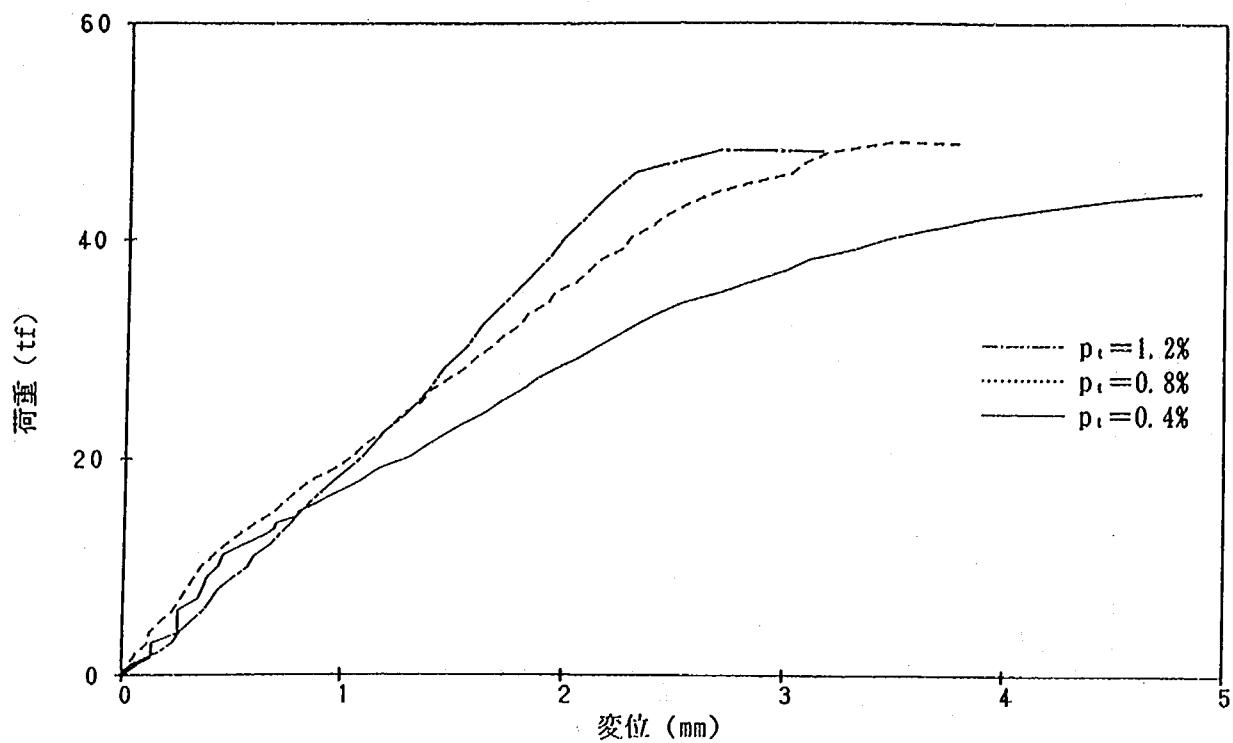


図-2.1.6 鉛直荷重-上面鉛直変位関係 ($a/d=2.0$)
[中心部の平均]

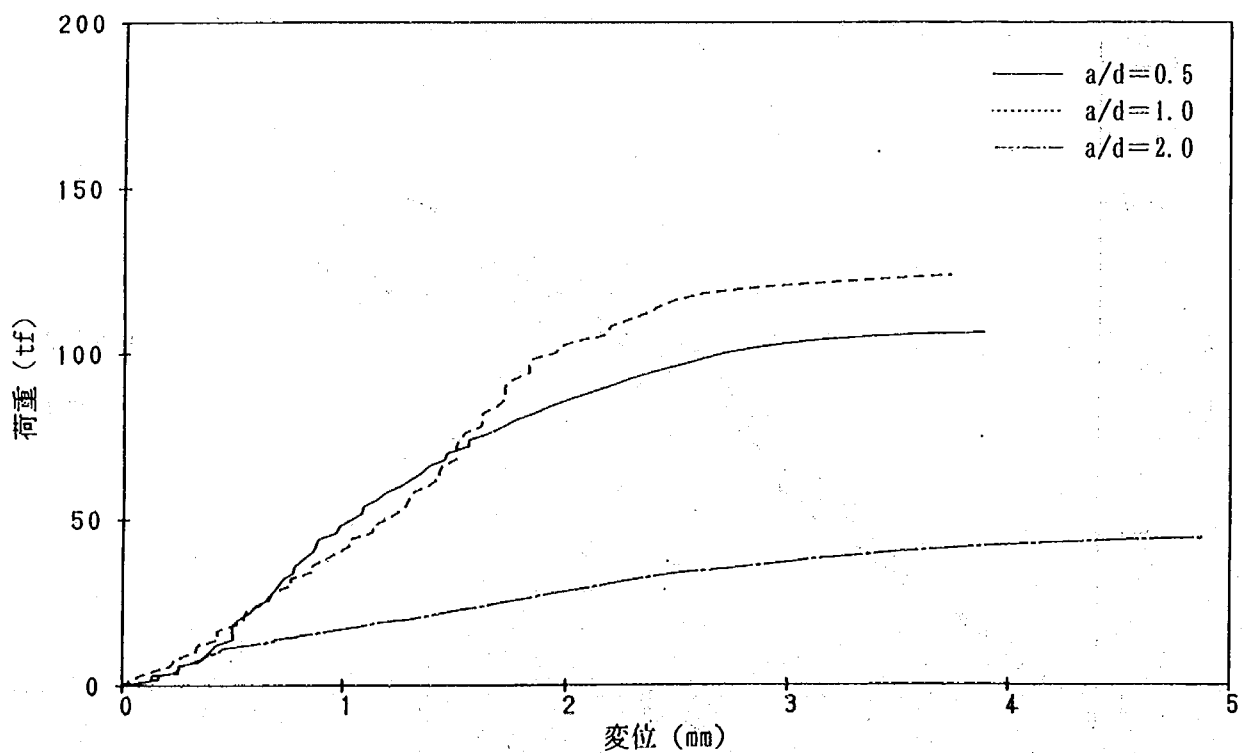


図-2.1.7 鉛直荷重-上面鉛直変位関係 ($p_t=0.4\%$)
[中心部の平均]

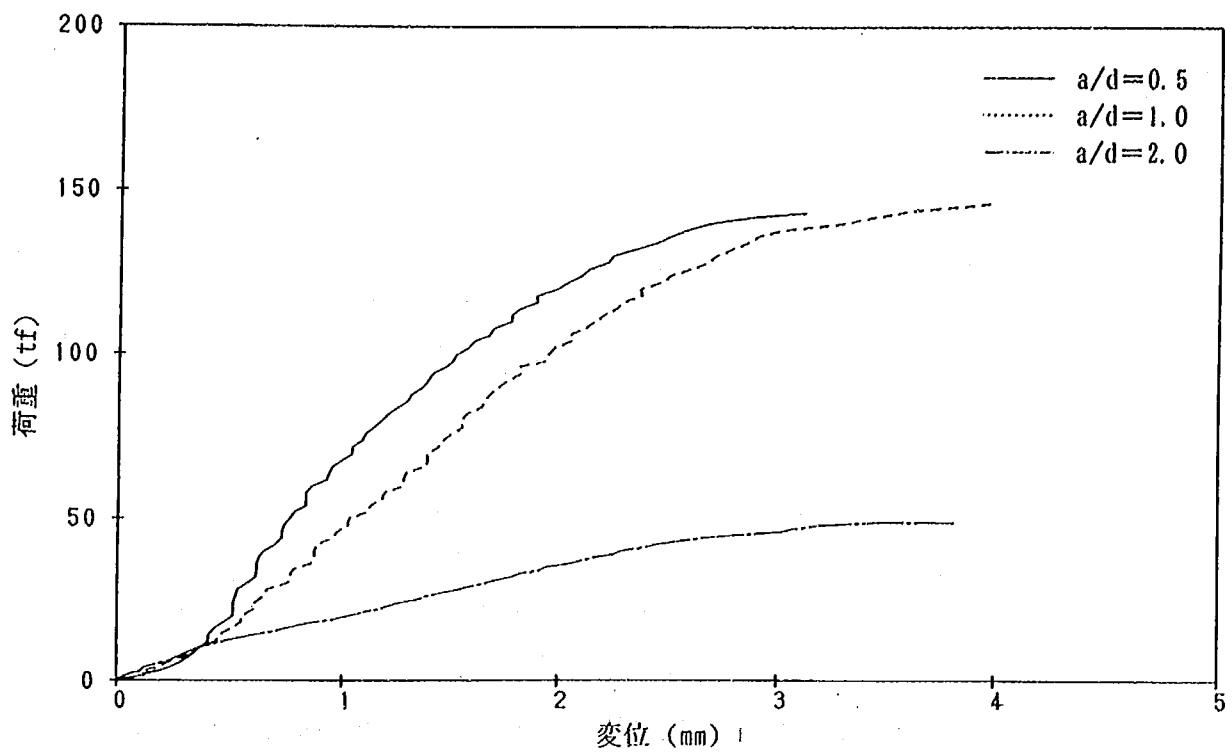


図-2.1.8 鉛直荷重-上面鉛直変位関係 ($p_t=0.8\%$)
[中心部の平均]

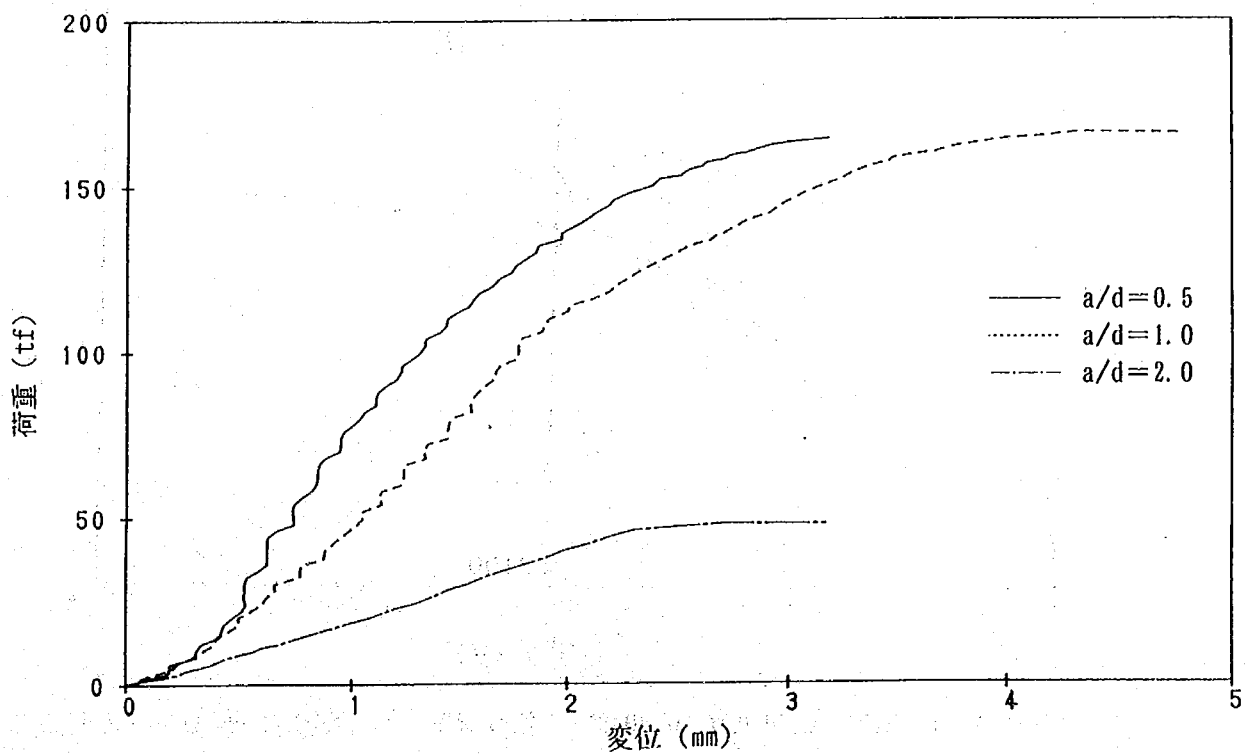


図-2.1.9 鉛直荷重-上面鉛直変位関係 ($p_t=1.2\%$)
[中心部の平均]

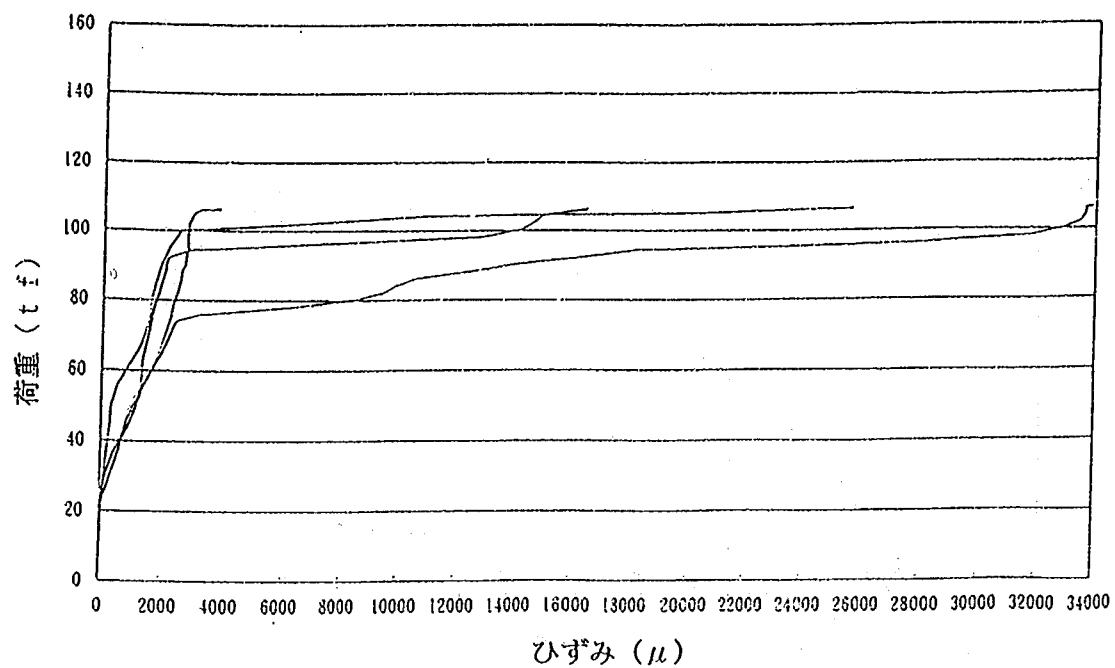


図-2.1.10 CASE1 ($a/d=0.5$, $p_t=0.4\%$) 鉛直荷重—下側鉄筋(中央部)ひずみ関係

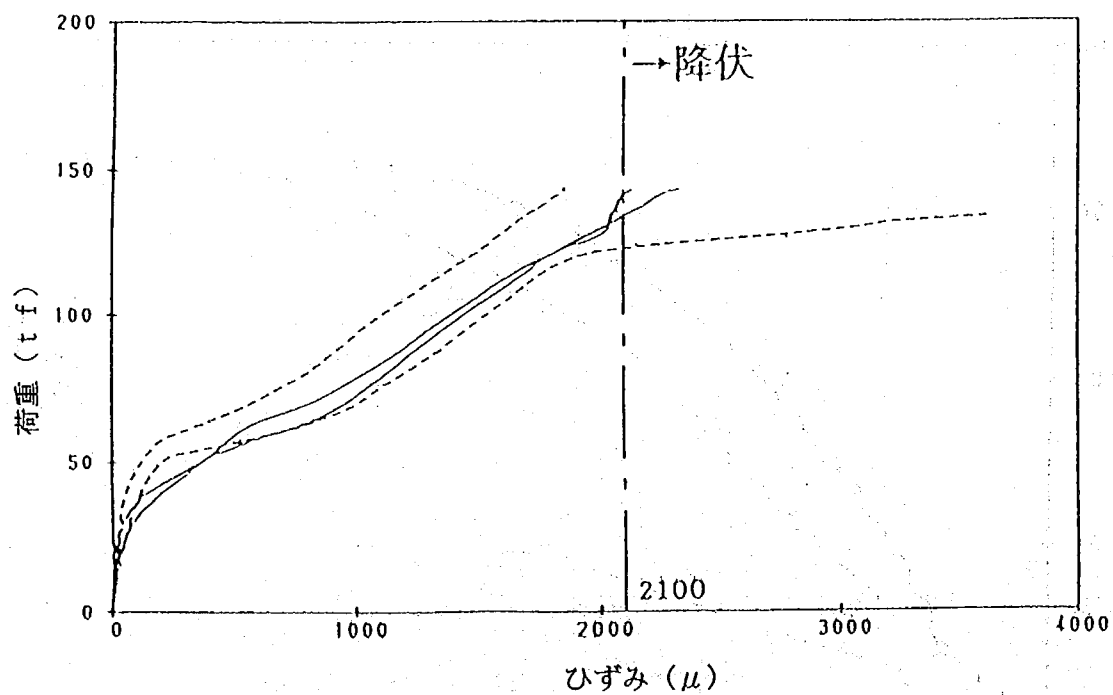


図-2.1.11 CASE2 ($a/d=0.5$, $p_t=0.8\%$) 鉛直荷重—下側鉄筋(中央部)ひずみ関係

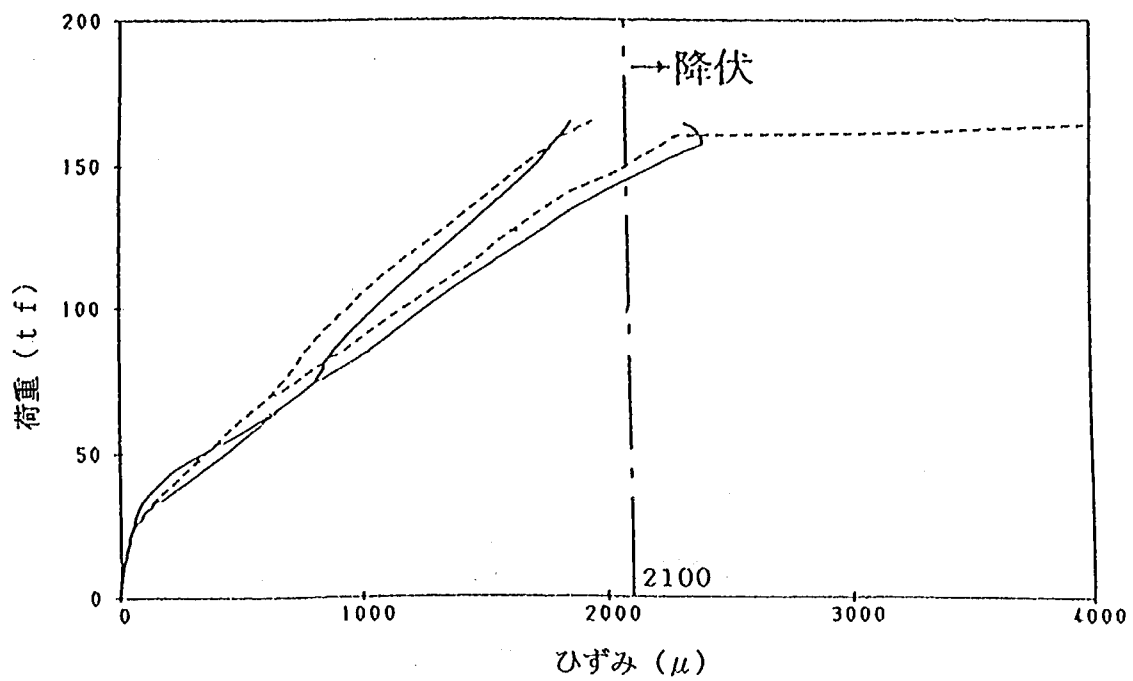


図-2.1.12 CASE3 ($a/d=0.5$, $p_t=1.2\%$) 鉛直荷重—下側鉄筋(中央部)ひずみ関係

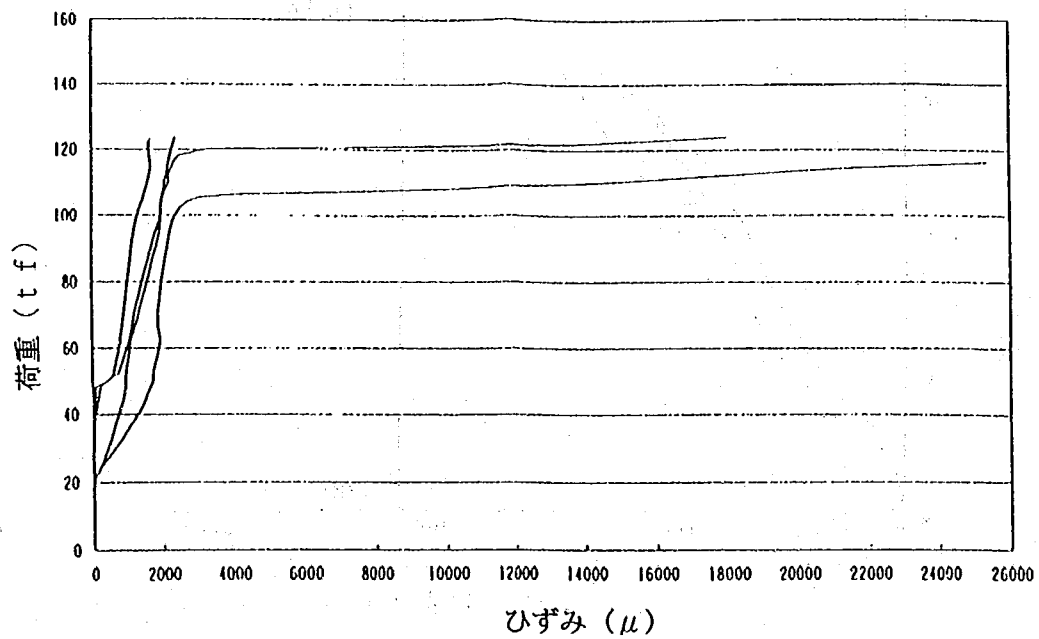


図-2.1.13 CASE4 ($a/d=1.0$, $p_t=0.4\%$) 鉛直荷重—下側鉄筋(中央部)ひずみ関係

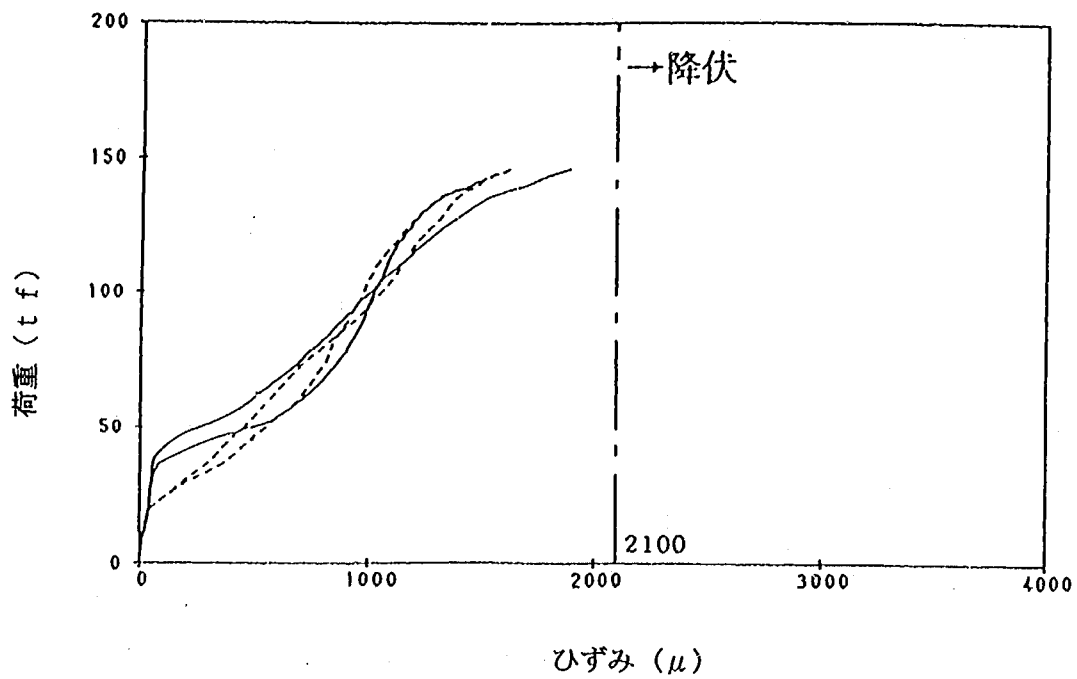


図-2.1.14 CASE5 ($a/d=1.0$, $p_t=0.8\%$) 鉛直荷重-下側鉄筋(中央部)ひずみ関係

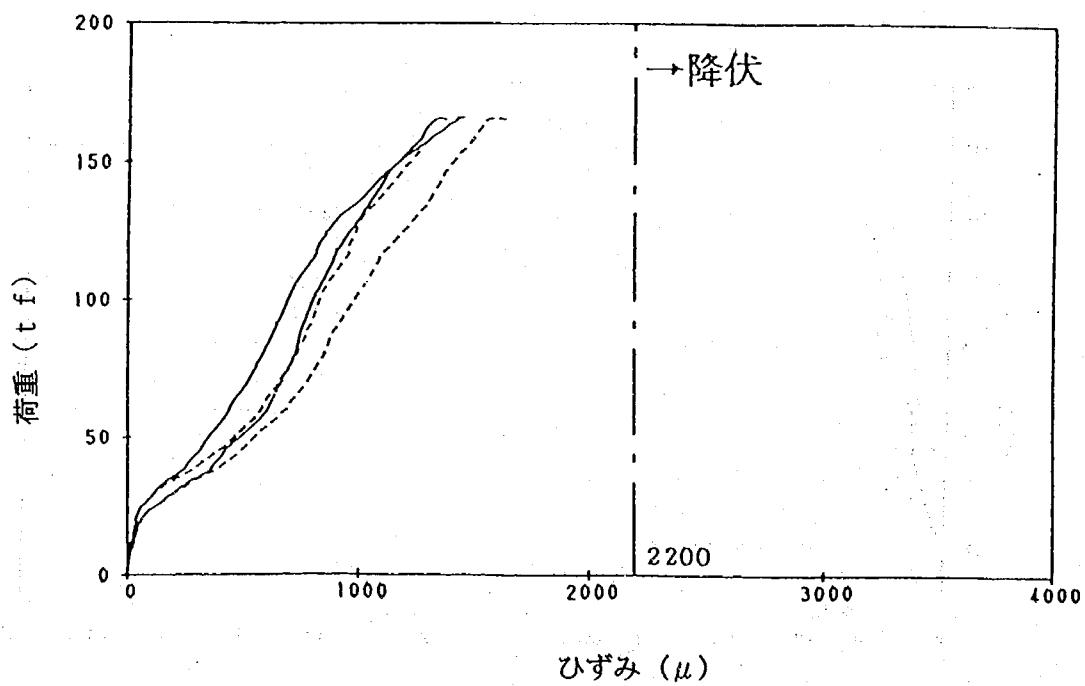


図-2.1.15 CASE6 ($a/d=1.0$, $p_t=1.2\%$) 鉛直荷重-下側鉄筋(中央部)ひずみ関係

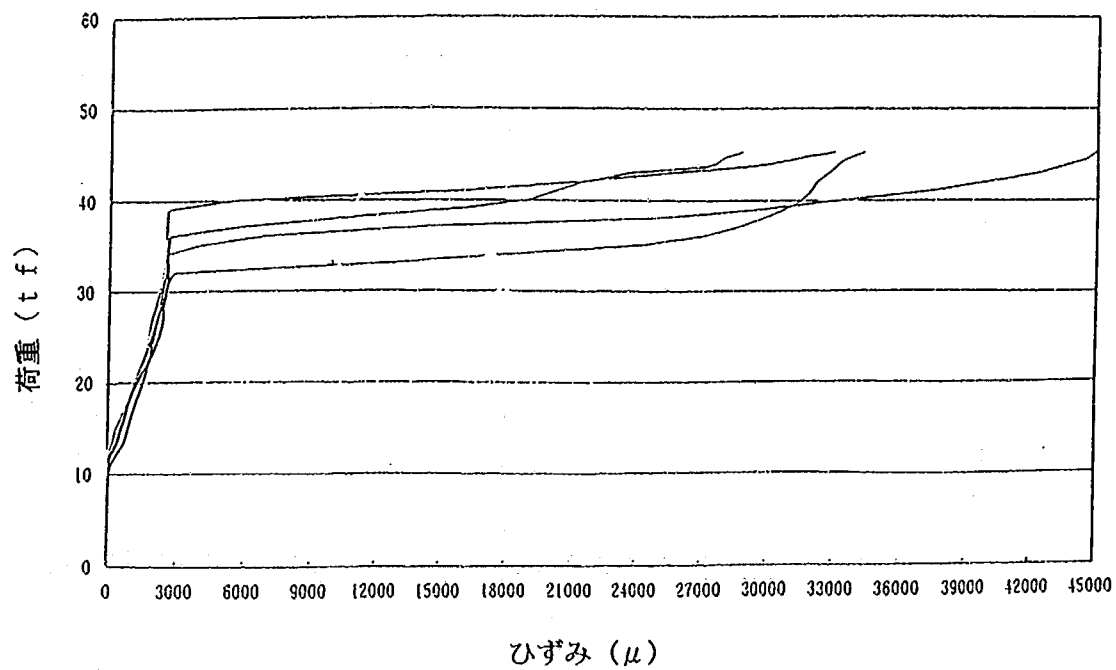


図-2.1.16 CASE7 ($a/d=2.0$, $p_t=0.4\%$) 鉛直荷重-下側鉄筋(中央部)ひずみ関係

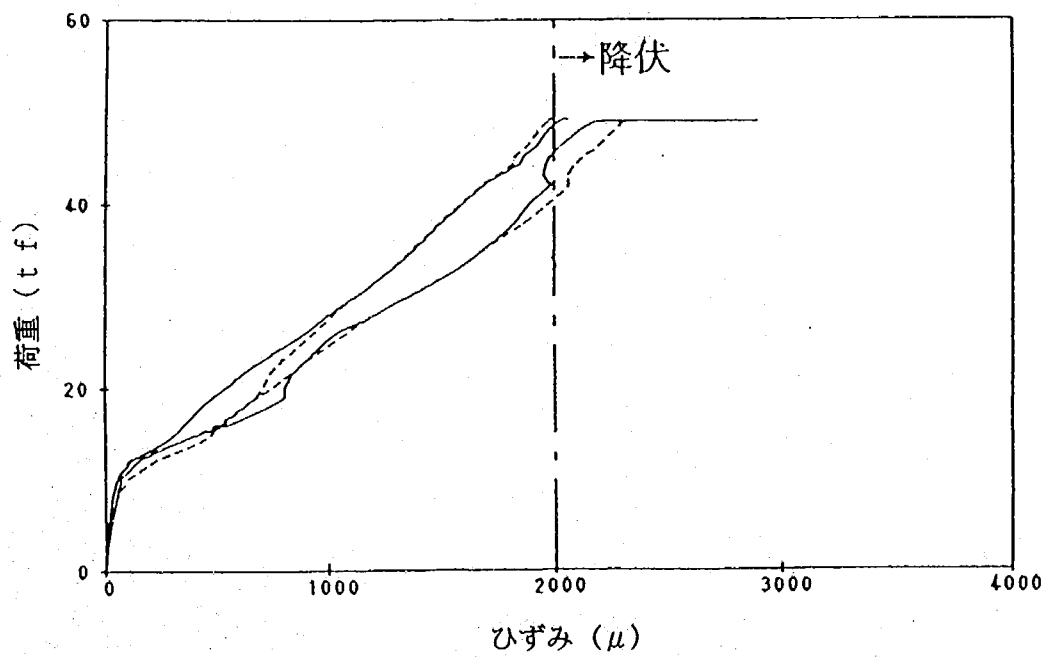


図-2.1.17 CASE8 ($a/d=2.0$, $p_t=0.8\%$) 鉛直荷重-下側鉄筋(中央部)ひずみ関係

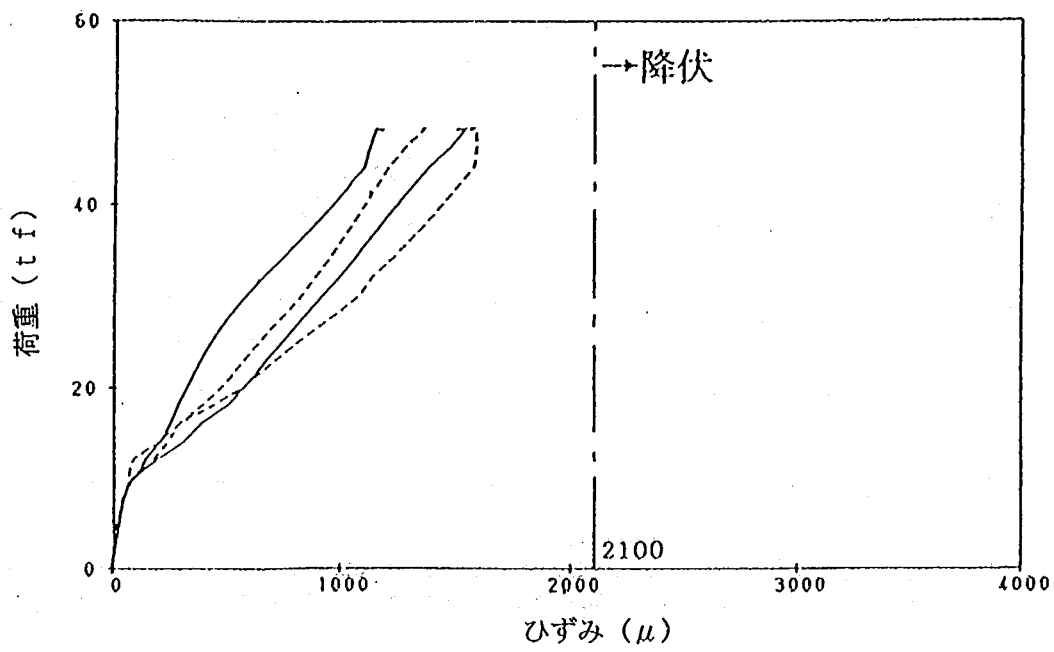
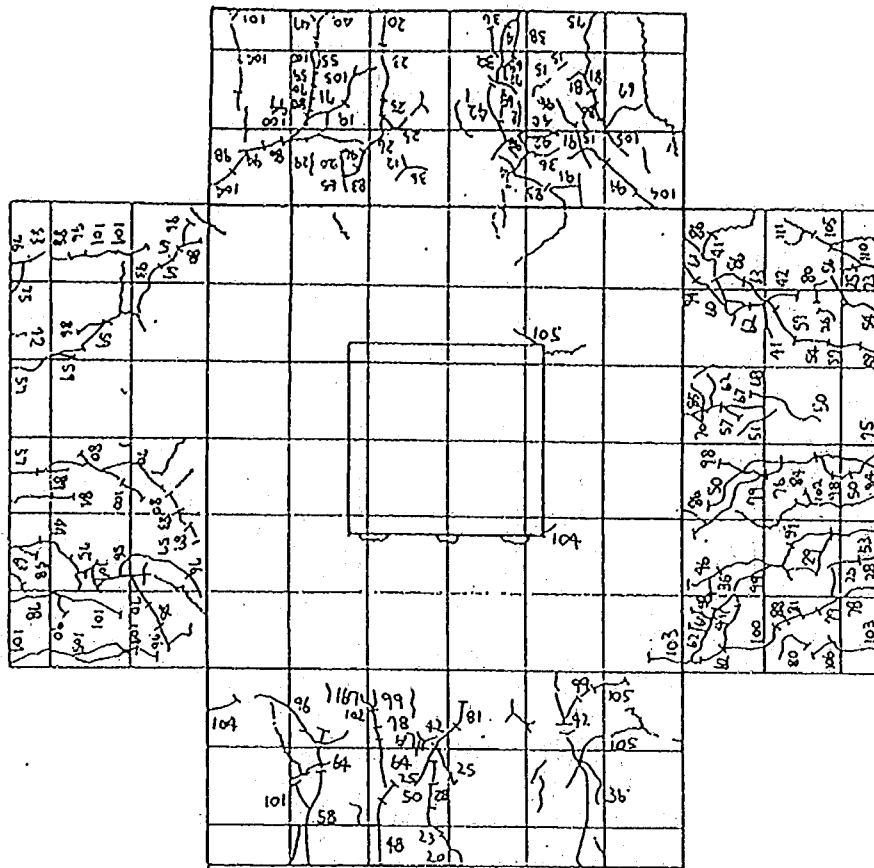
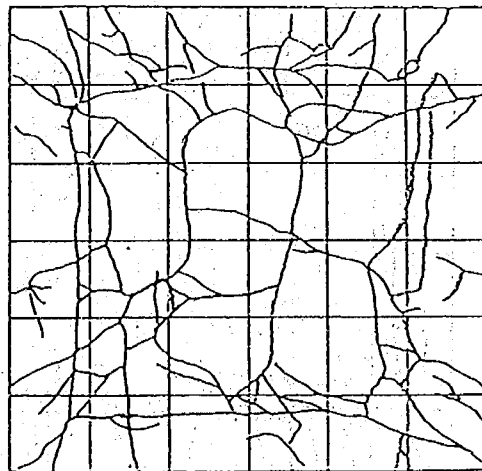


図-2・1・18 CASE9 ($a/d=2.0$, $p_t=1.2\%$) 鉛直荷重—下側鉄筋(中央部)ひずみ関係

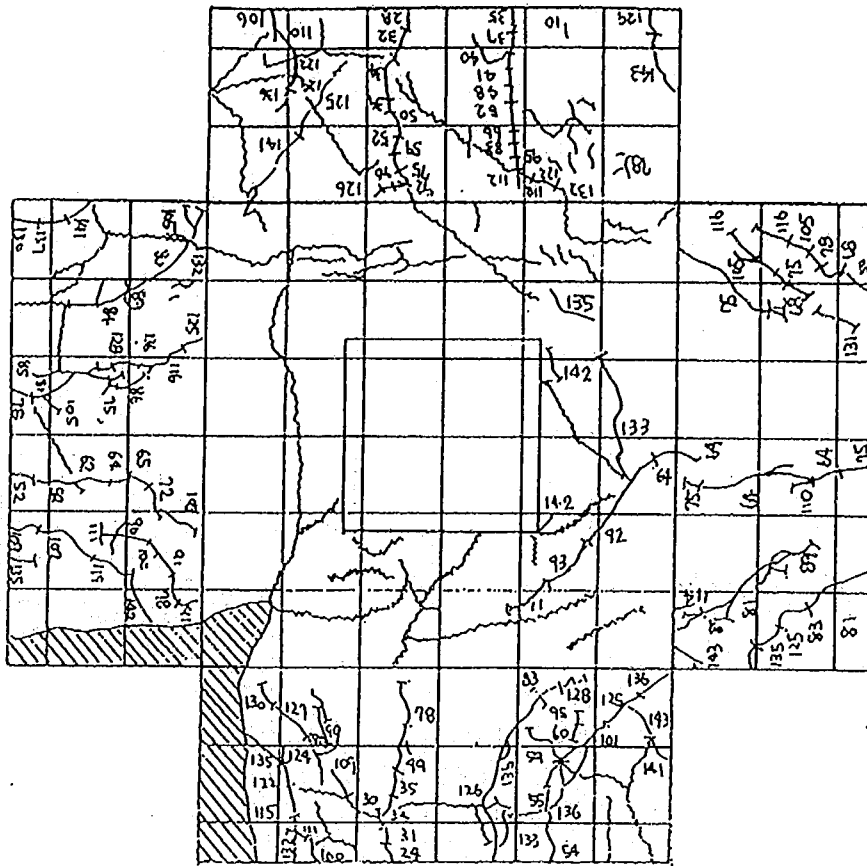


供試体上面・側面

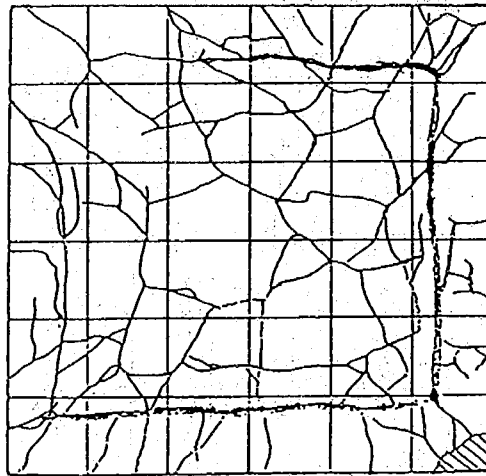


供試体下面

図-2.1.19 CASE1 ($a/d=0.5$, $p_t=0.4\%$) ひびわれ状況

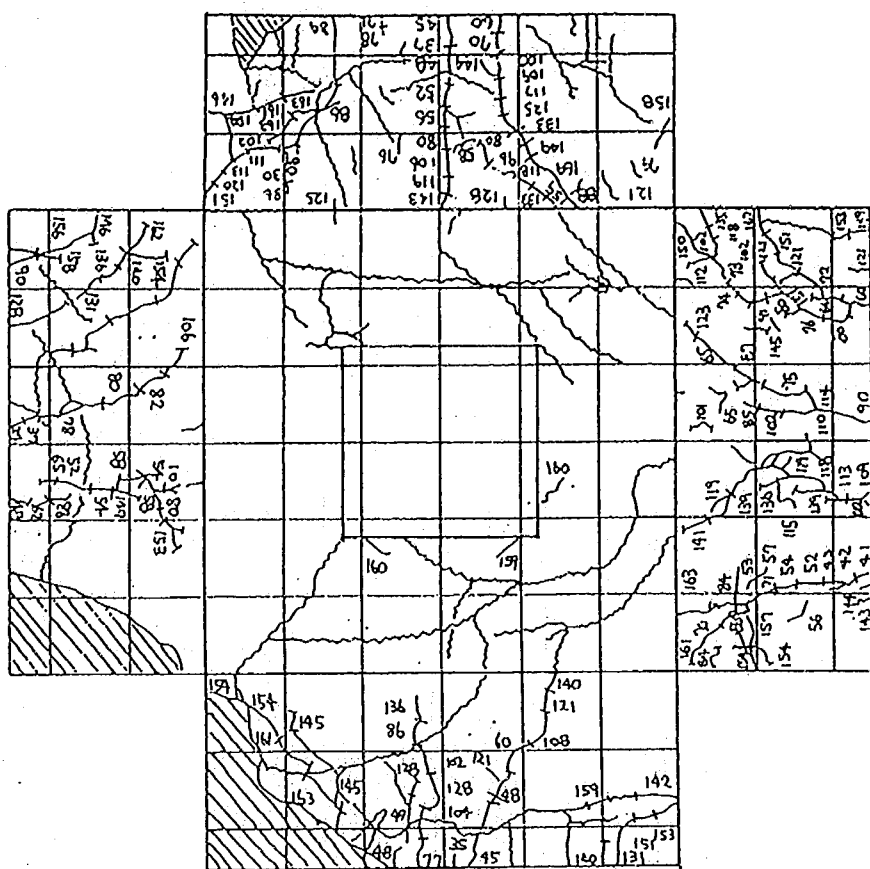


供試体上面・側面

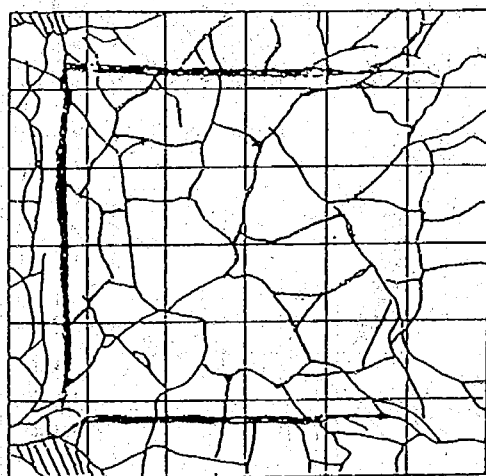


供試体下面

図-2.1.20 CASE2 ($a/d=0.5$, $p_t=0.8\%$) ひびわれ状況

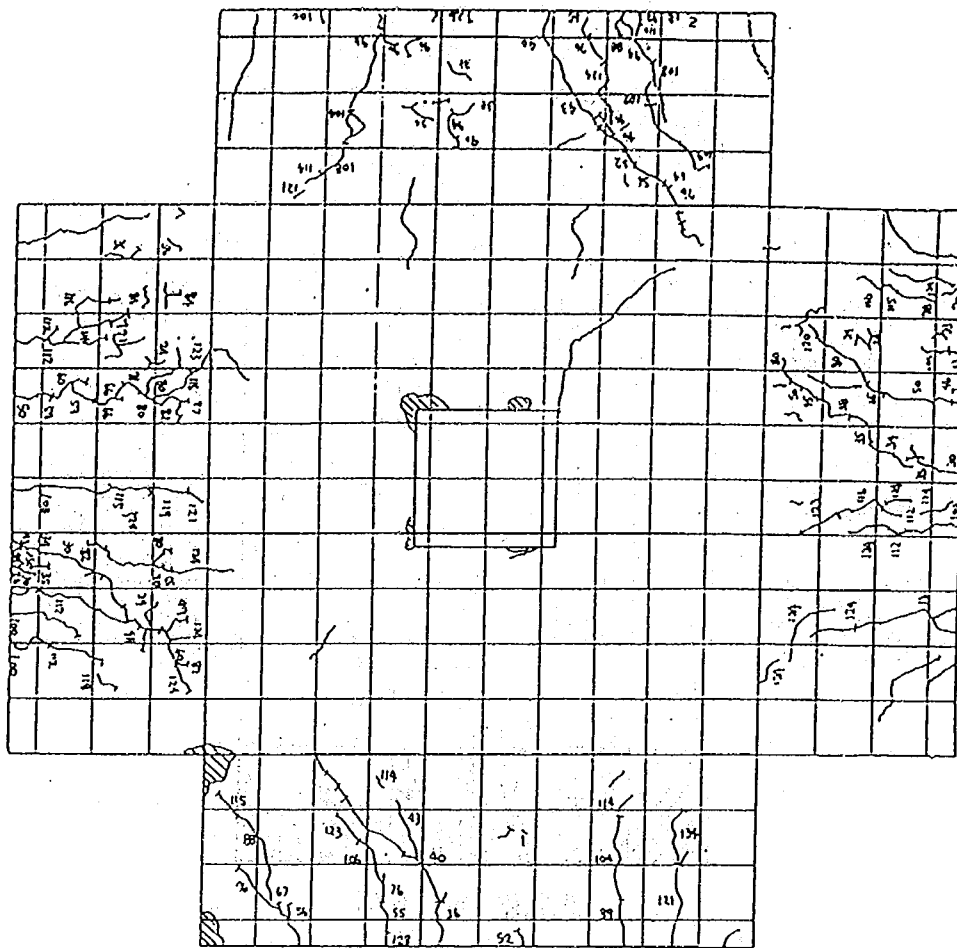


供試体上面・側面

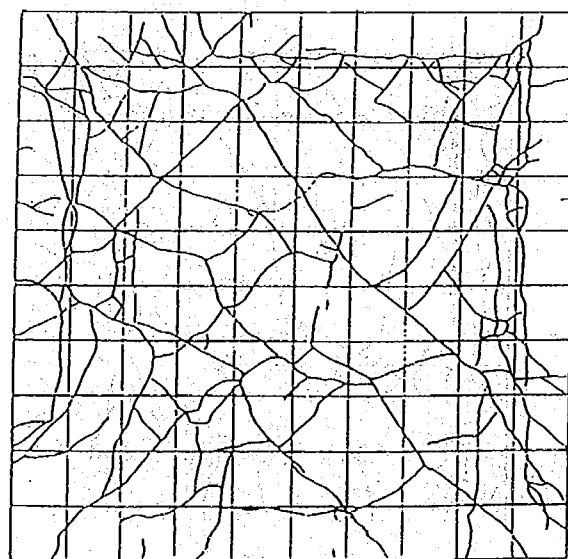


供試体下面

図-2.1.21 CASE3 ($a/d=0.5$, $p_t=1.2\%$) ひびわれ状況

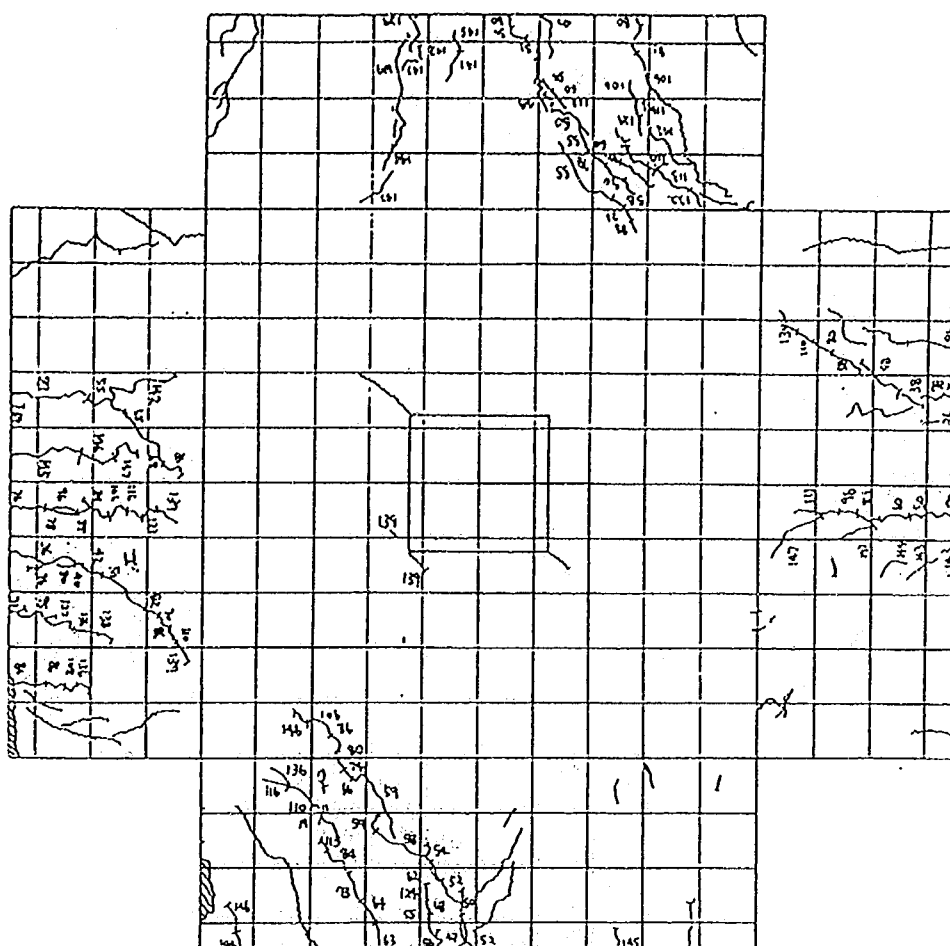


供試体上面・側面

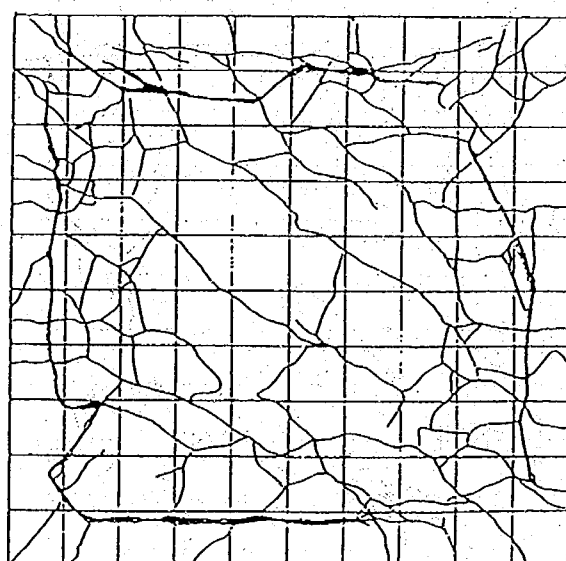


供試体下面

図-2.1.22 CASE4 ($a/d=1.0$, $p_t=0.4\%$) ひびわれ状況

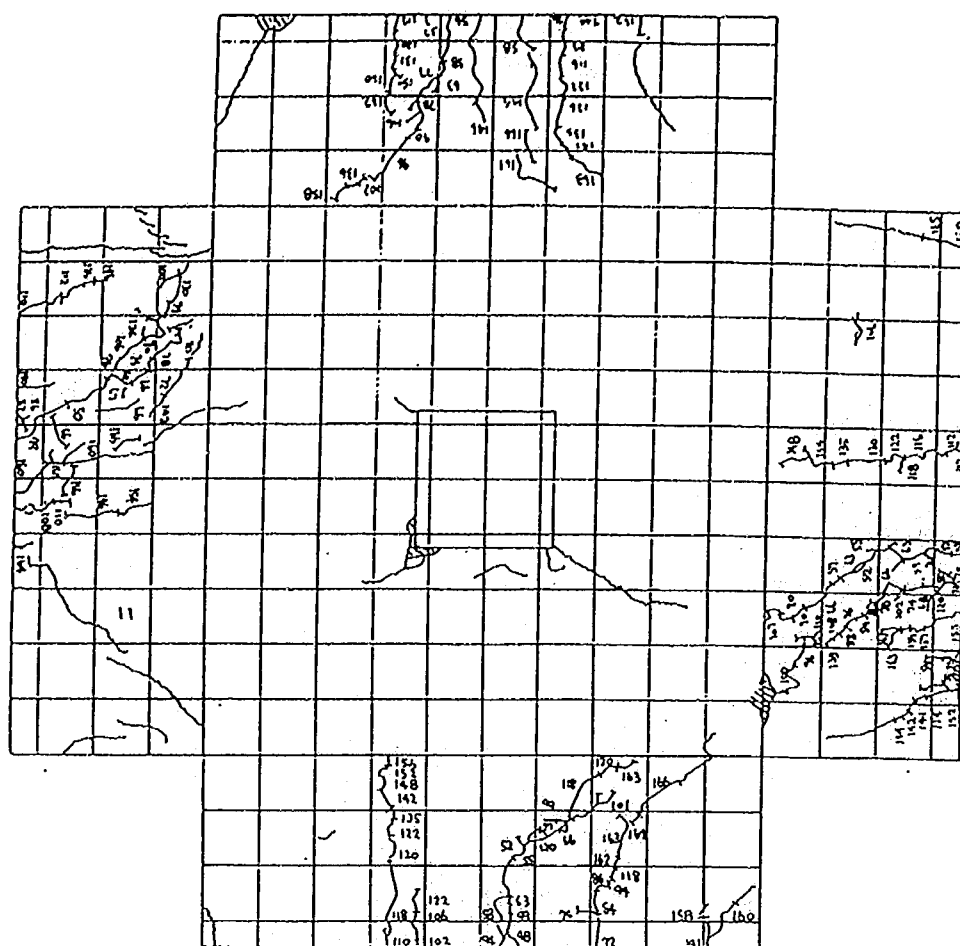


供試体上面・側面

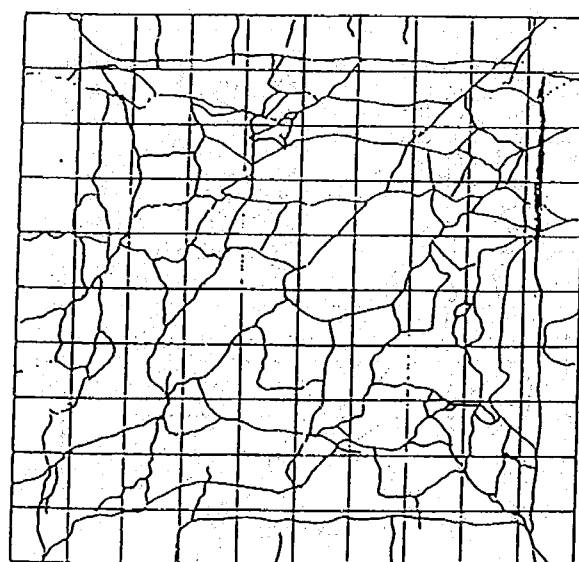


供試体下面

図-2.1.23 CASE5 ($a/d=1.0$, $p_1=0.8\%$) ひびわれ状況

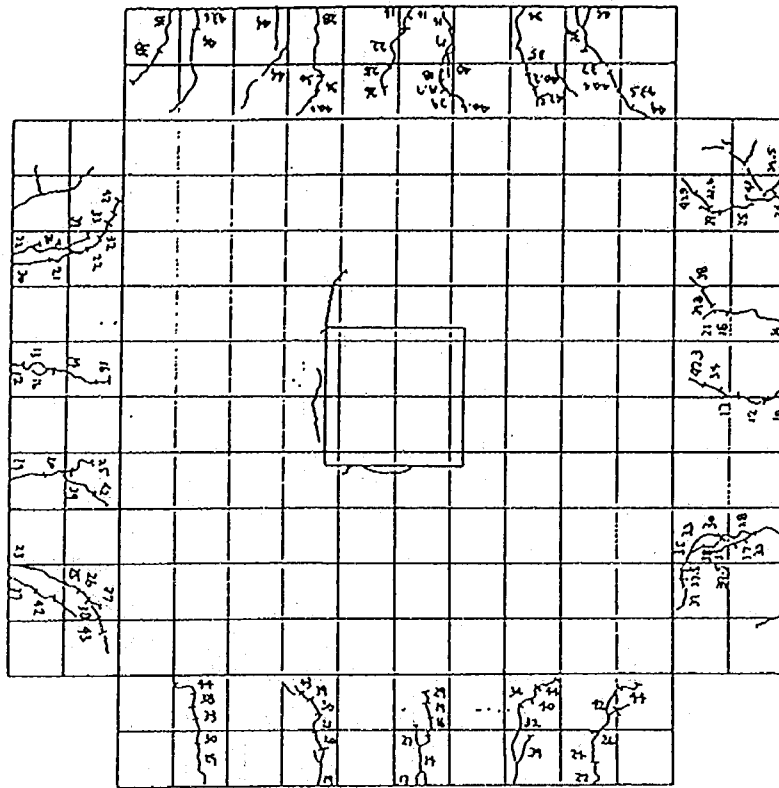


供試体上面・側面

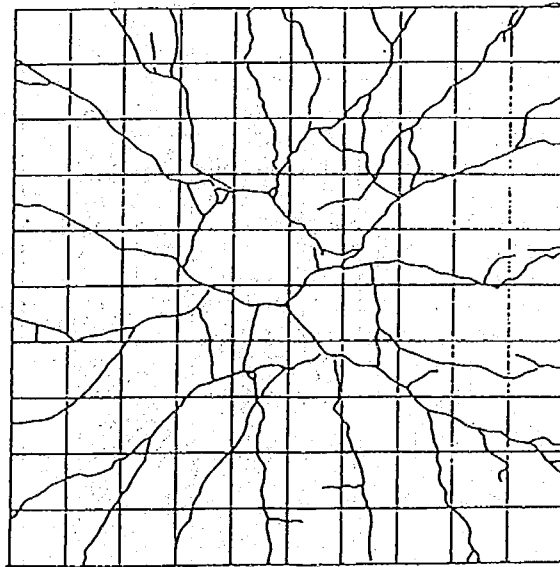


供試体下面

図-2.1.24 CASE6 ($a/d=1.0$, $p_c=1.2\%$) ひびわれ状況

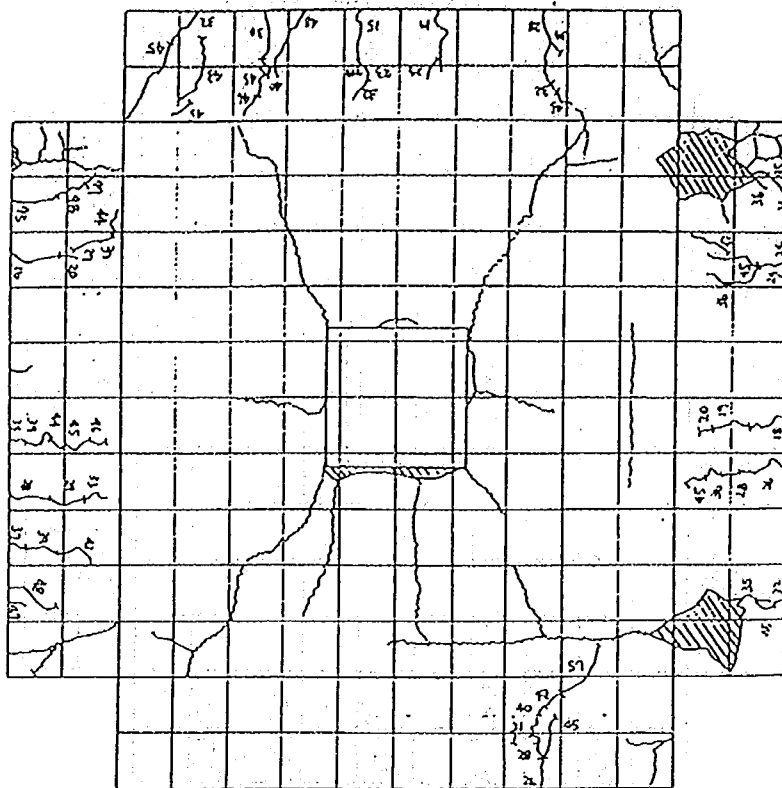


供試体上面・側面

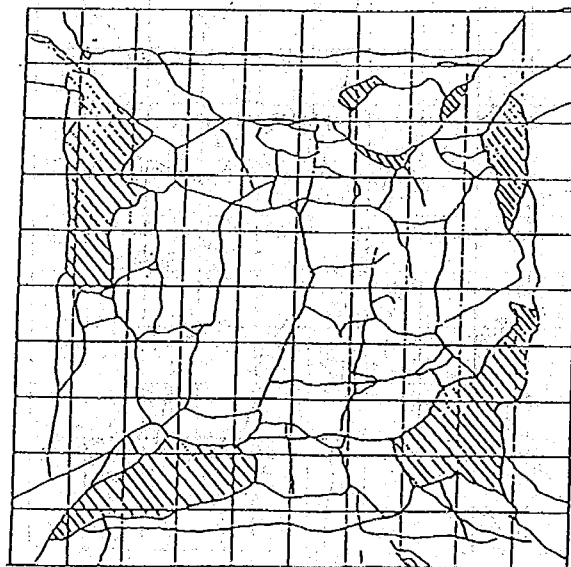


供試体下面

図-2.1.25 CASE7 ($a/d=2.0$, $p_t=0.4\%$) ひびわれ状況

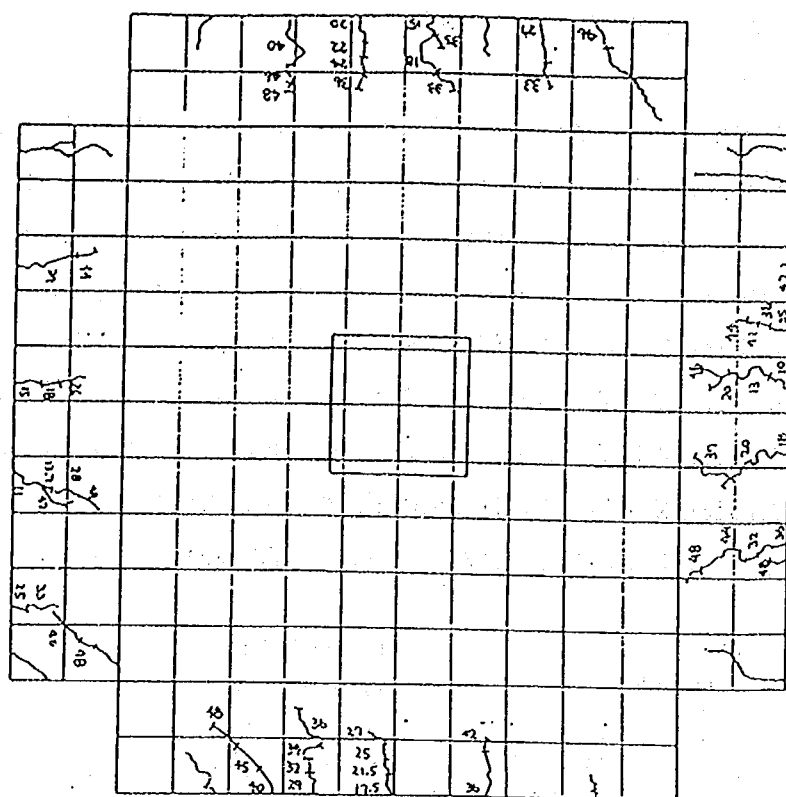


供試体上面・側面

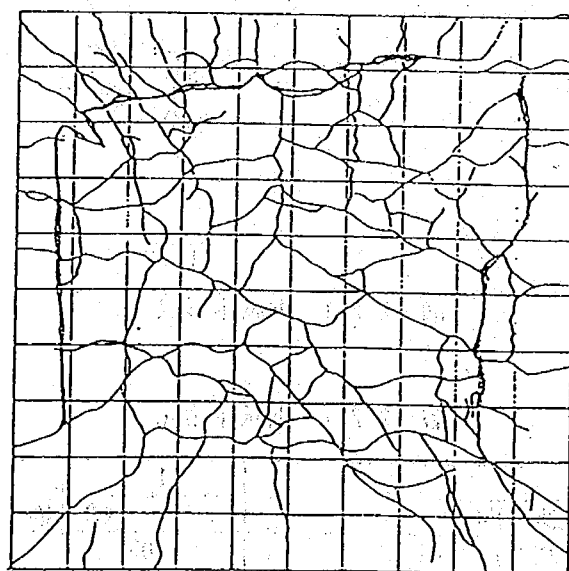


供試体下面

図-2.1.26 CASE8 ($a/d=2.0$, $p_t=0.8\%$) ひびわれ状況



供試体上面・側面



供試体下面

図-2.1.27 CASE9 ($a/d=2.0$, $p_t=1.2\%$) ひびわれ状況

2.2 平成7年度ケーソン基礎頂版模型載荷実験

2.2.1 実験方法

本実験は、ケーソン基礎頂版と橋脚をモデル化した供試体を用いて頂版に鉛直荷重と曲げモーメントを同時に作用させる2軸載荷を行い、その破壊機構や耐力を確認したものである。供試体の形状は、昭和63年に土木研究所で行われた橋梁基礎形式の調査²⁾において、ケーソン基礎頂版の形状として最も施工事例の多かった円形とし、橋脚は小判形とした。同じ形状の供試体を2体製作し、水平力を橋軸方向に載荷した実験と橋軸直角方向に載荷した実験を行った。支承部は、実際の頂版と同様の条件となるよう頂版受け部をイメージした鋼製の支承板に供試体内部に埋め込んだ鉄筋をナットで固定した。また、供試体の下側主鉄筋比は、供試体をせん断破壊させることを目的としていたため、実際の頂版(0.2~0.4%程度)よりも鉄筋比を大きくして0.68とした。鉄筋はSD345を使用し、上側鉄筋量は下側鉄筋量の約1/2とした。供試体形状および諸元を図-2.2.1、表-2.2.1に示す。ここでのせん断スパン a は、橋脚の前面から支承中心までの距離とする。

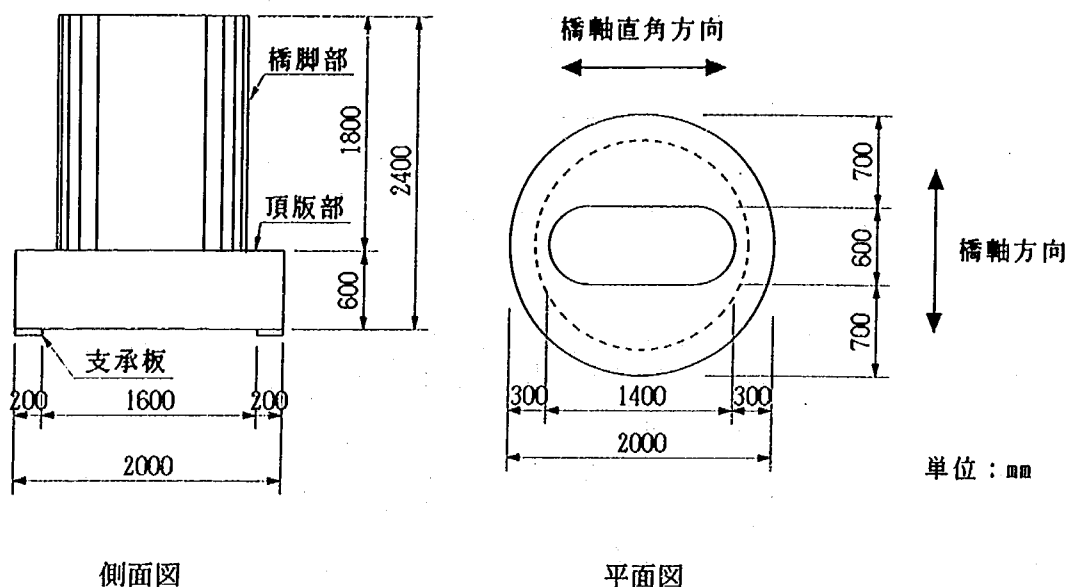


図-2.2.1 供試体形状

表-2.2.1 供試体諸元

CASE	1	2
水平力載荷方向	橋 軸	橋 軸 直 角
せん断スパン比 a/d	1.05	0.35
せん断スパン a (cm)	60.0	20.0
有効高さ d (cm)	57.0	57.0
下側鉄筋 A_s (cm ²)	65.81	65.81
	D22-17 (@100)	D22-17 (@100)
鉄筋比 ρ_t (%)	0.68	0.68
コンクリート圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	402.0	414.0
鉄筋降伏強度 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3772	3772

※ 鉄筋量と鉄筋比は、支承前面区間にあるもの。

載荷は、基礎特殊実験施設の大型材料実験場において架台を組み、橋脚上部に鉛直ジャッキ、橋脚付け根より1.5mの位置に水平ジャッキをそれぞれ設置し、荷重制御で行った。まず、所定の鉛直荷重を載荷し保持した状態で橋脚に水平荷重を片押しで3サイクル繰り返し載荷し、頂版がせん断破壊するまで水平荷重を増加させる計画であったが、後述のようにこの載荷方法では破壊に至らなかったため、鉛直方向単調載荷であらためて実験を行った。

計測については、載荷荷重および供試体の各点の変位と鉄筋のひずみの計測を行った。変位計設置位置を図-2.2.2と図-2.2.3に示す。ひずみゲージは、図-2.2.4と図-2.2.5の平面図に示す各点に、図-2.2.4と図-2.2.5の側面図に示すように鉛直方向に4箇所設置した。その4点のうち、最上段と最下段は直交する2方向の水平鉄筋と鉛直鉄筋に、中央の2点は鉛直鉄筋にゲージを貼付した。

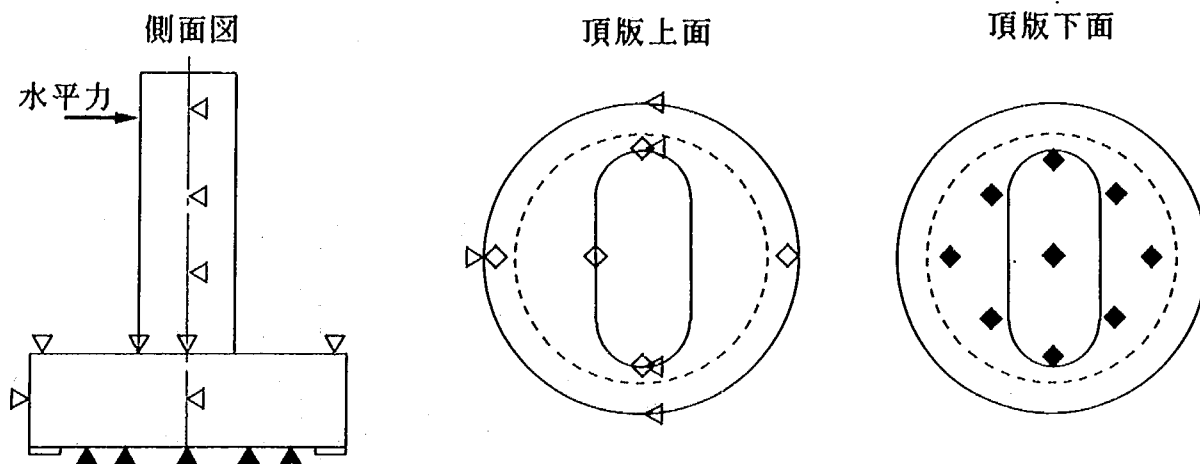


図-2.2.2 変位計設置位置（橋軸方向載荷供試体）

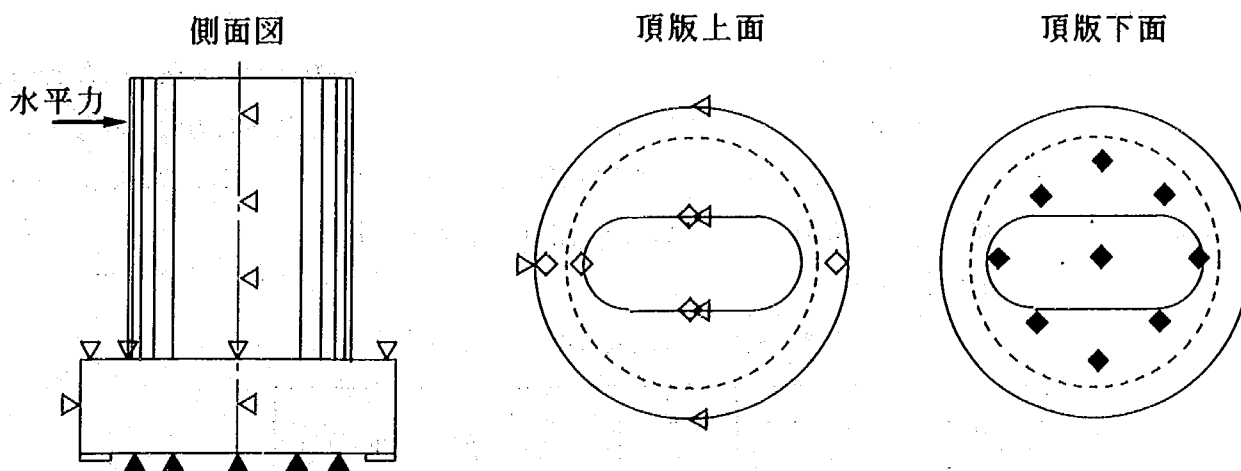
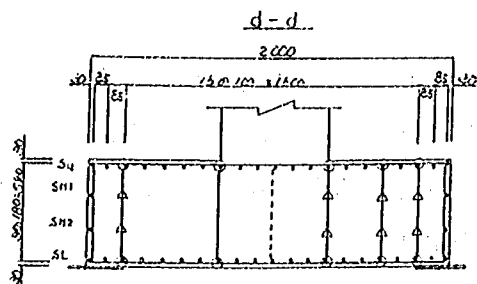
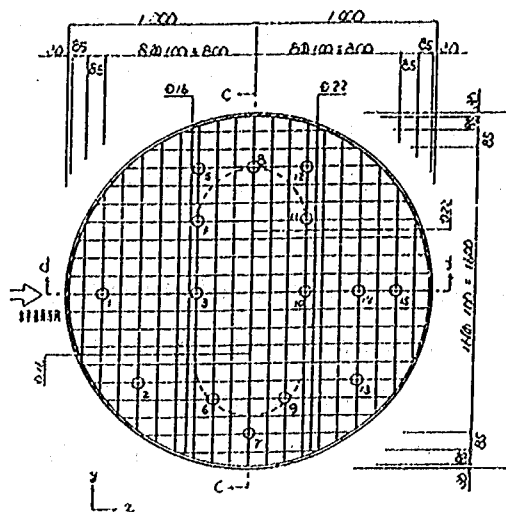


図-2.2.3 変位計設置位置（橋軸直角方向載荷供試体）

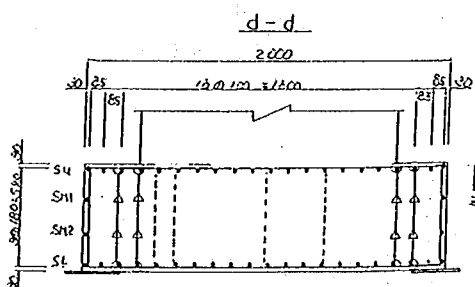


側面図

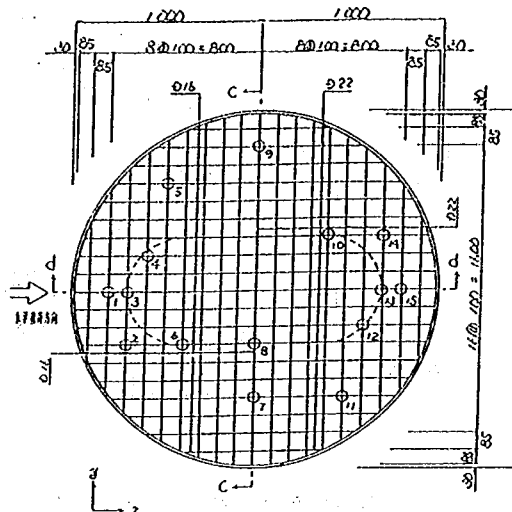


平面図

図-2.2.4 ひずみゲージ設置位置（橋軸方向载荷供試体）



側面図



平面図

図-2.2.5 ひずみゲージ設置位置（橋軸直角方向载荷供試体）

2.2.2 実験結果

両供試体ともコンクリート強度が、当初計画していた値よりかなり大きくなったため、頂版の耐力が予測以上に大きくなりジャッキの能力の限界等により破壊に至らなかった。そこで、橋軸直角方向载荷供試体については、载荷能力の大きな構造物実験施設3000tf大型構造部材万能試験機に移して、変位制御による鉛直方向単調载荷で供試体を破壊し、鉛直载荷のみの破壊機構や耐力の確認を行った。

実験時の最大荷重を表-2.2.2に示す。

表-2.2.2 実験時の最大荷重

CASE	1	2	2'
载荷方法	2軸载荷	2軸载荷	鉛直载荷
水平力载荷方向	橋 軸	橋軸直角	—
最大鉛直荷重 P_{Vmax} (tf)	400.0	590.0	1626.0
最大水平荷重 P_{Hmax} (tf)	184.0	240.0	—
偏心距離 e (cm)	69.1	61.0	—

以下、鉛直荷重のみの実験結果について記述するが、2軸荷重実験の実験データは巻末参考資料にある。

2軸荷重したケースにおいても鉛直方向に配置した鉄筋が降伏している箇所もあり、ある程度のせん断応力が生じていたことがうかがえる。

荷重と橋脚頂部鉛直変位の関係を図-2.2.6に示す。図に示すように若干の偏心荷重となったが、鉛直荷重の増加に伴い、鉛直変位は単調的に増加し、1626tfでピークとなりその後荷重は減少した。荷重の増減を変位制御としたため急激な破壊は見られなかったが、ピーク後荷重は一貫して減少しており、ねばりのない破壊であることがうかがえる。

荷重と頂版内の鉄筋のひずみとの関係を図-2.2.7~2.2.10に示す。頂版下側鉄筋の水平ひずみが、 2000μ 以下となっており鉄筋の降伏には達していないため、曲げによる損傷は進展していないことが推測できる。

また、鉛直鉄筋のひずみは、 2000μ を大きく越えており、せん断ひびわれの形成が推定される。

ひびわれ状況を図-2.2.11に示す。ひびわれは、橋脚の直下と支承に沿って発生している。橋脚直下のひびわれは、曲げひびわれであり、支承に沿ったひびわれは、せん断破壊時に頂版が支承板縁に沿って押し抜ける際に発生したものと思われる。支承板縁での供試体下面の押し抜け量は、2~8mmであった。

また、頂版内部の状態を確認するため頂版の2箇所でコア抜きした結果、橋脚付け根端部より支承板への斜めひびわれが確認された。その状況を図-2.2.12に示す。

以上の結果より、供試体は頂版部のせん断により破壊したものと推定される。

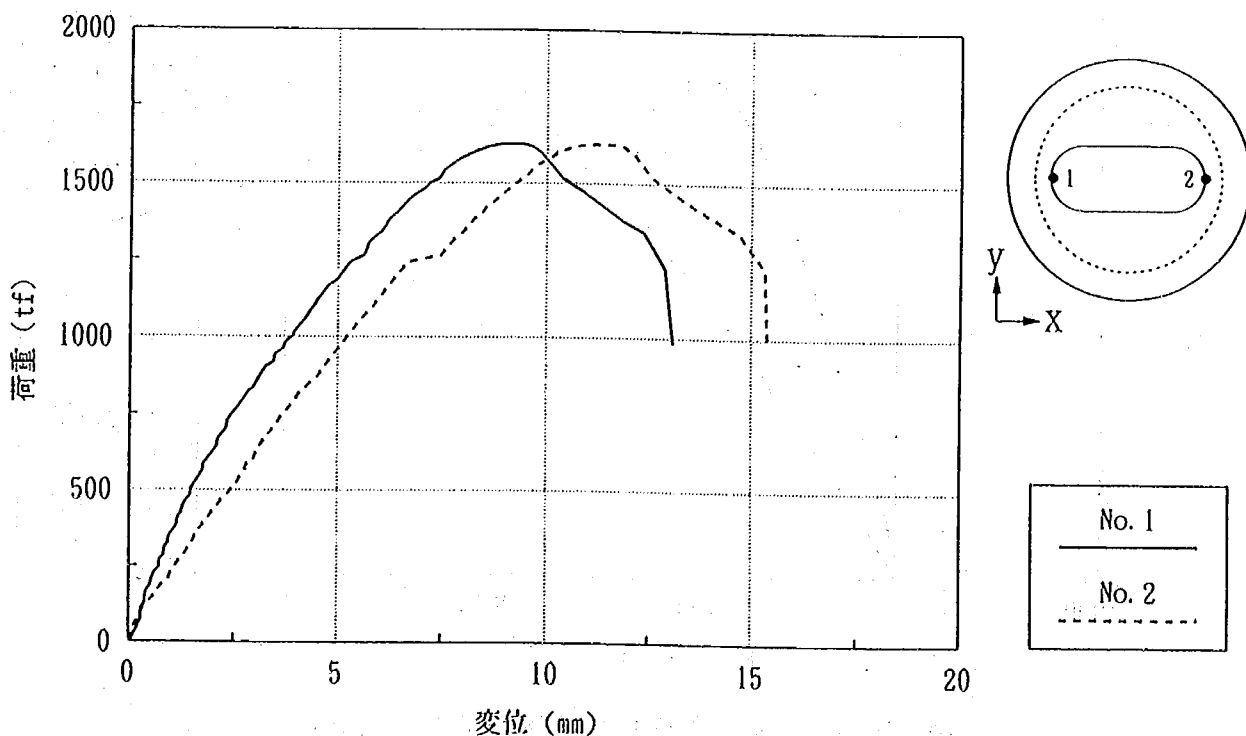


図-2.2.6 CASE2' 鉛直荷重-橋脚頂部鉛直変位関係

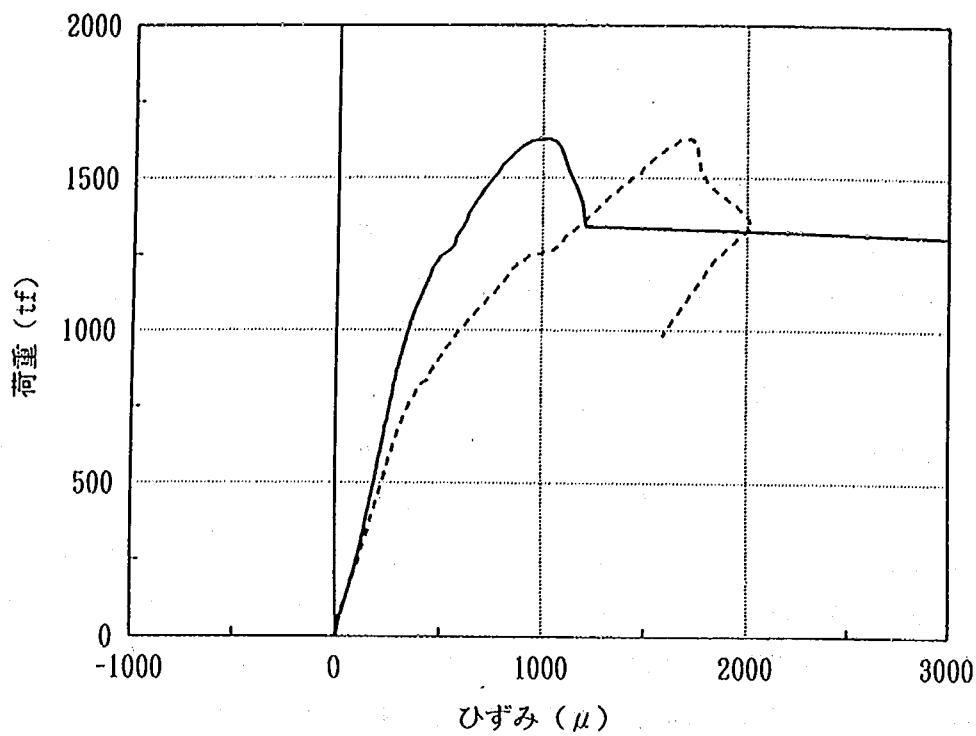


図-2.2.7 CASE2' 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

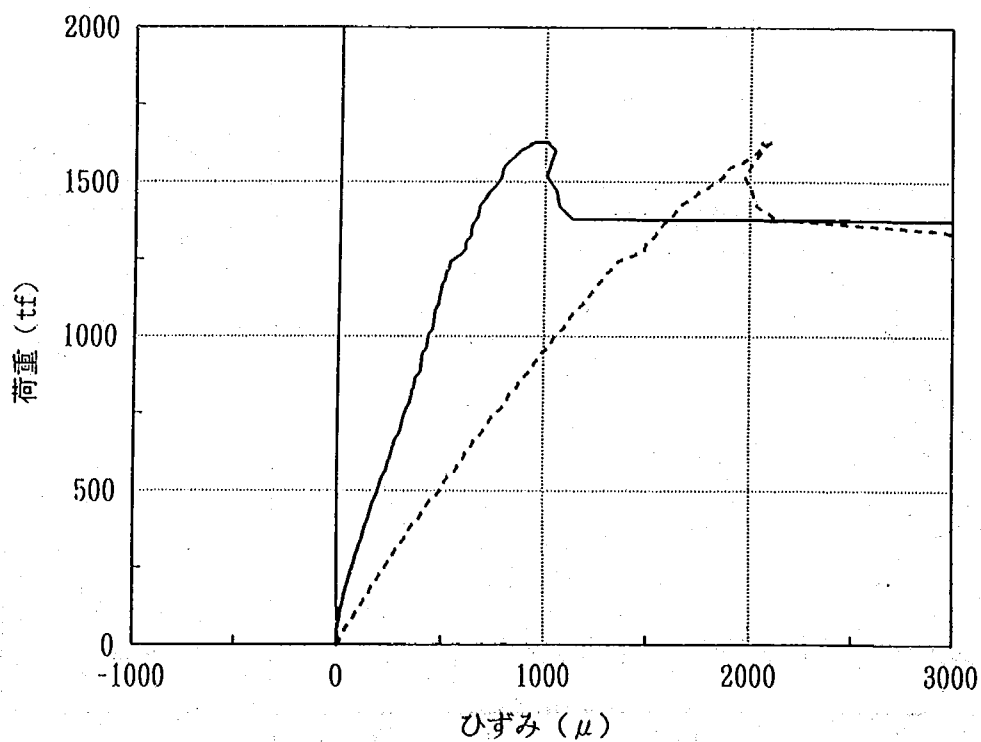


図-2.2.8 CASE2' 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

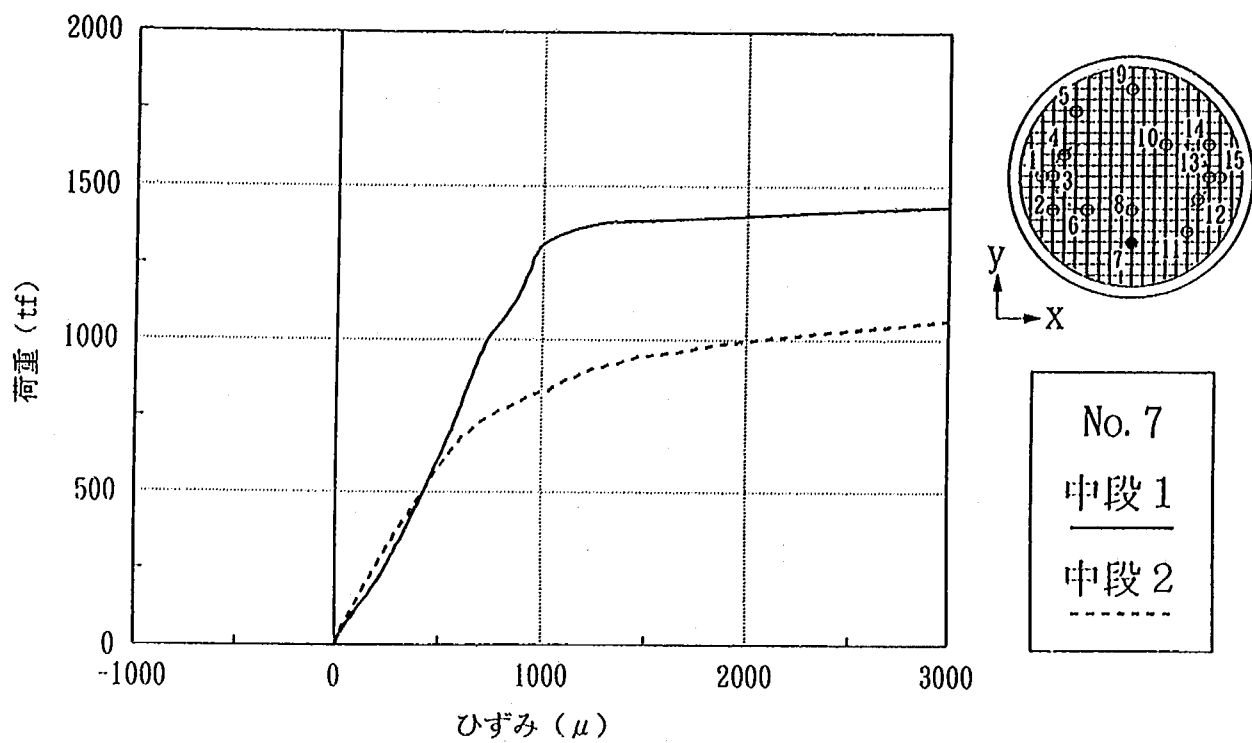


図-2.2.9 CASE2' 鉛直荷重-鉛直鉄筋ひずみ関係

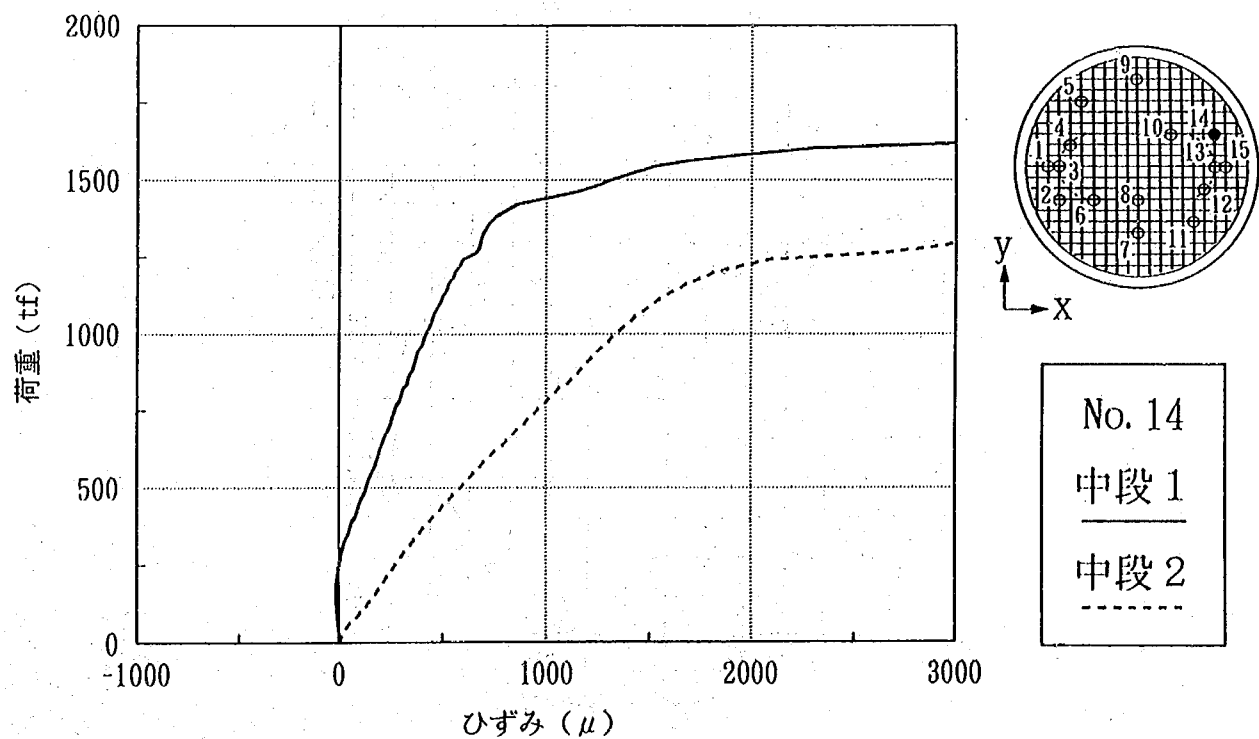
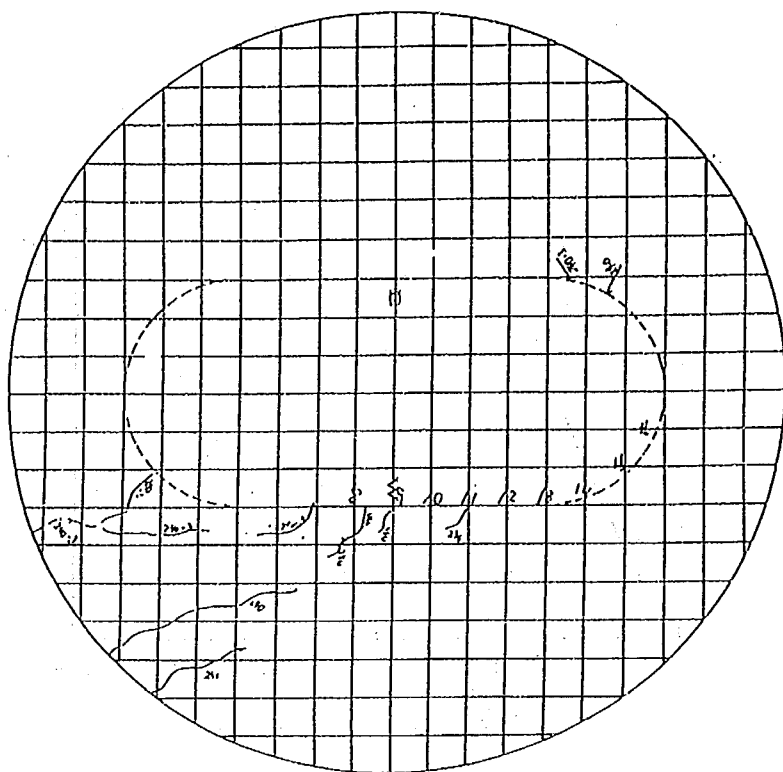
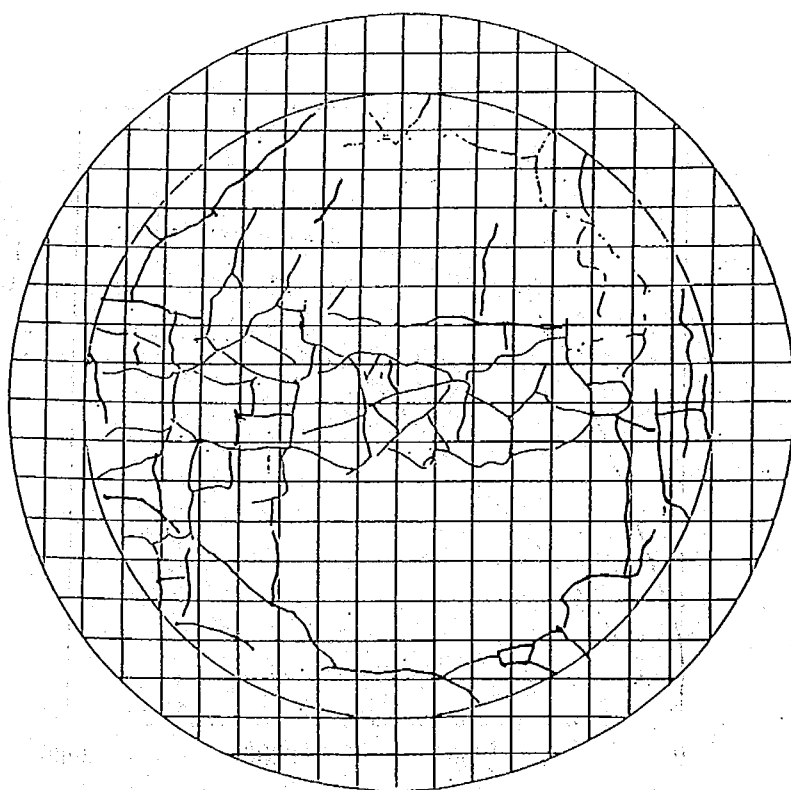


図-2.2.10 CASE2' 鉛直荷重-鉛直鉄筋ひずみ関係



頂版上面



頂版下面

図-2.2.11 CASE2' ひびわれ状況

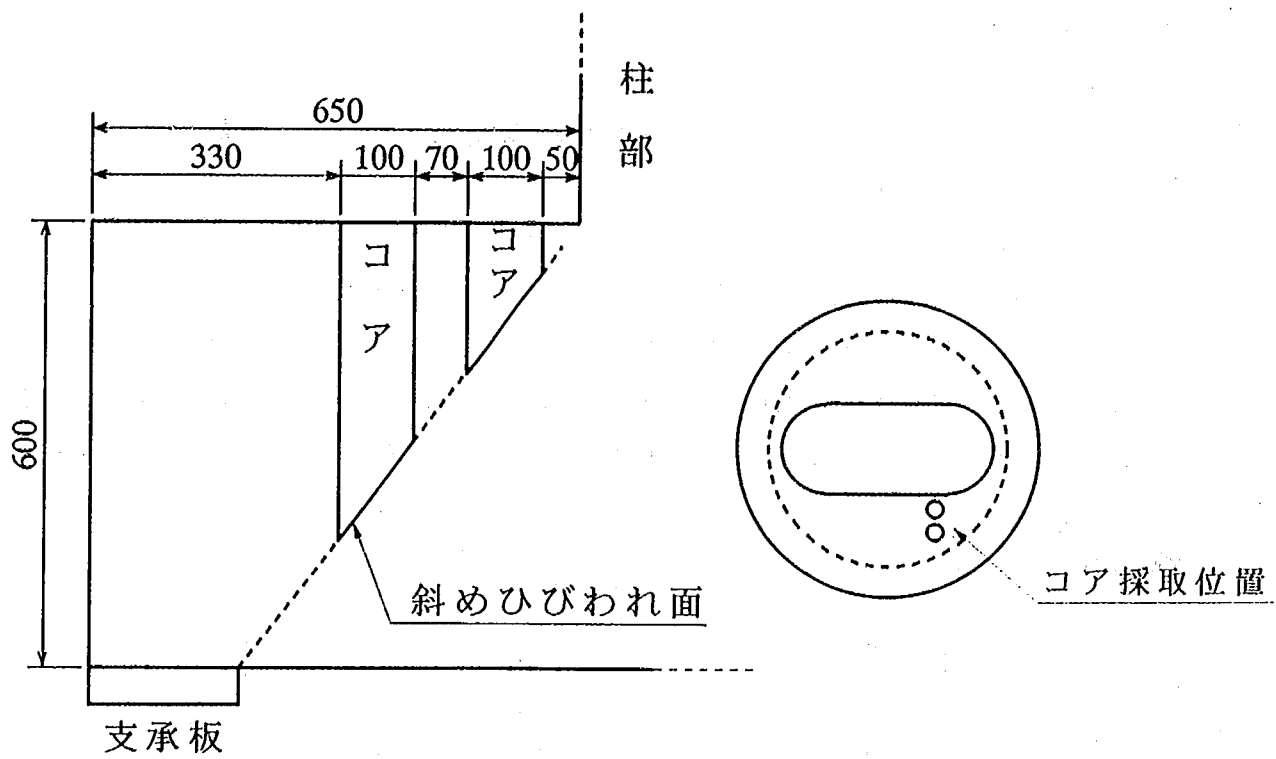


図-2・2・12 CASE2' コア採取位置とひびわれ面 (単位: mm)

2.3 平成7年度杭基礎フーチング模型載荷実験

2.3.1 実験方法

本実験は、ケーソン基礎頂版と同じディープスラブであるが支持条件の異なる杭基礎フーチングをモデル化した供試体を用いてその破壊機構や耐力を確認したものである。

供試体は、せん断スパン比 a/d を1.0、2.0の2種類とし、それぞれについて鉛直載荷実験と2軸載荷実験を行った。支承部は、8本の杭基礎をイメージした鋼製の円形板とし、載荷柱も鋼製のものとした。供試体をせん断破壊させることを目的としたため、鉄筋比を通常フーチングで使われている下側主鉄筋比(0.2~0.4%程度)より大きくした。鉄筋はSD345を使用し、上側鉄筋量は下側鉄筋量の約1/2とした。供試体形状および諸元を図-2.3.1、表-2.3.1に示す。ここでのせん断スパン a は、載荷柱前面から杭中心までの距離とする。

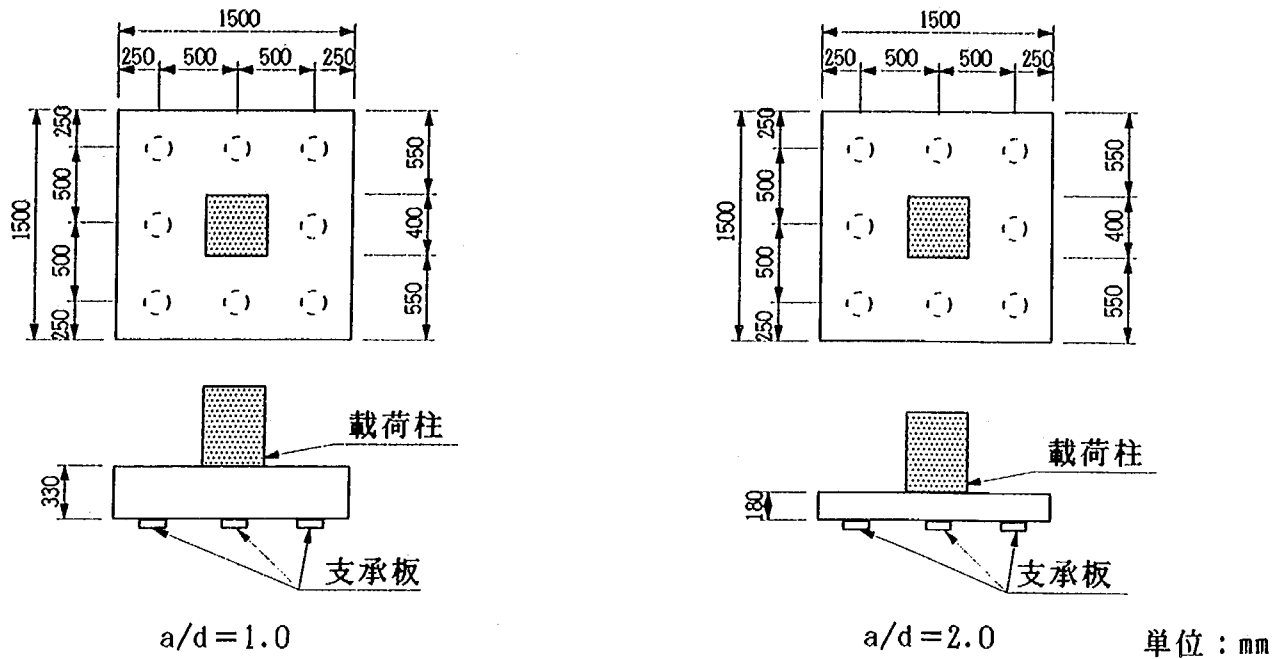


図-2.3.1 供試体形状

表-2.3.1 供試体諸元

CASE	1	2	3	4
載荷方法	鉛直載荷	鉛直載荷	2軸載荷	2軸載荷
せん断スパン比 a/d	1.0	2.0	1.0	2.0
せん断スパン a (cm)	30.0	30.0	30.0	30.0
有効高さ d (cm)	30.0	15.0	30.0	15.0
下側鉄筋 A_s (cm ²)	28.65	28.65	28.65	28.65
	D19-10 (@100)	D19-10 (@100)	D19-10 (@100)	D19-10 (@100)
鉄筋比 ρ_t (%)	0.88	1.62	0.88	1.62
コンクリート圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	233.0	240.0	269.0	280.0
鉄筋降伏強度 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3774	3774	3774	3774

※ 鉄筋量と鉄筋比は、支承前面区間内にあるもの。

鉛直載荷実験は、構造物実験施設 3000tf大型構造部材万能試験機を用いて、鋼製柱を介した変位制御による静的一方向単調載荷で行った。

また、2軸載荷実験は、基礎特殊実験施設大型材料実験場において鉛直、水平ジャッキおよび架台を設置し、荷重制御で行った。載荷は鋼製柱を介し、所定の鉛直荷重のもとで、水平交番繰り返し載荷とした。水平荷重は、1ステップあたり3サイクル繰り返し、各ステップ毎に鉛直荷重の1/40ずつ荷重を増加させた。2軸載荷実験の実験状況を図-2.3.2に示す。

鉛直荷重は、鋼製柱が供試体から離れない限界の偏心量でのせん断破壊荷重を提案式を用いて計算することにより設定した。しかし、計算上の誤差や鉛直荷重の偏心の影響等が予想されたため、実際には鉛直載荷のみの実験の破壊荷重や実験時の変位、鉄筋ひずみ等を考慮して決めた。

計測については、載荷荷重および供試体の各点の変位と鉄筋のひずみの計測を行った。変位計設置位置を図-2.3.3と図-2.3.4に示す。ひずみゲージは、図-2.3.5の平面図の位置における上側と下側の直交する2方向の水平鉄筋と鉛直鉄筋にゲージを貼付した。

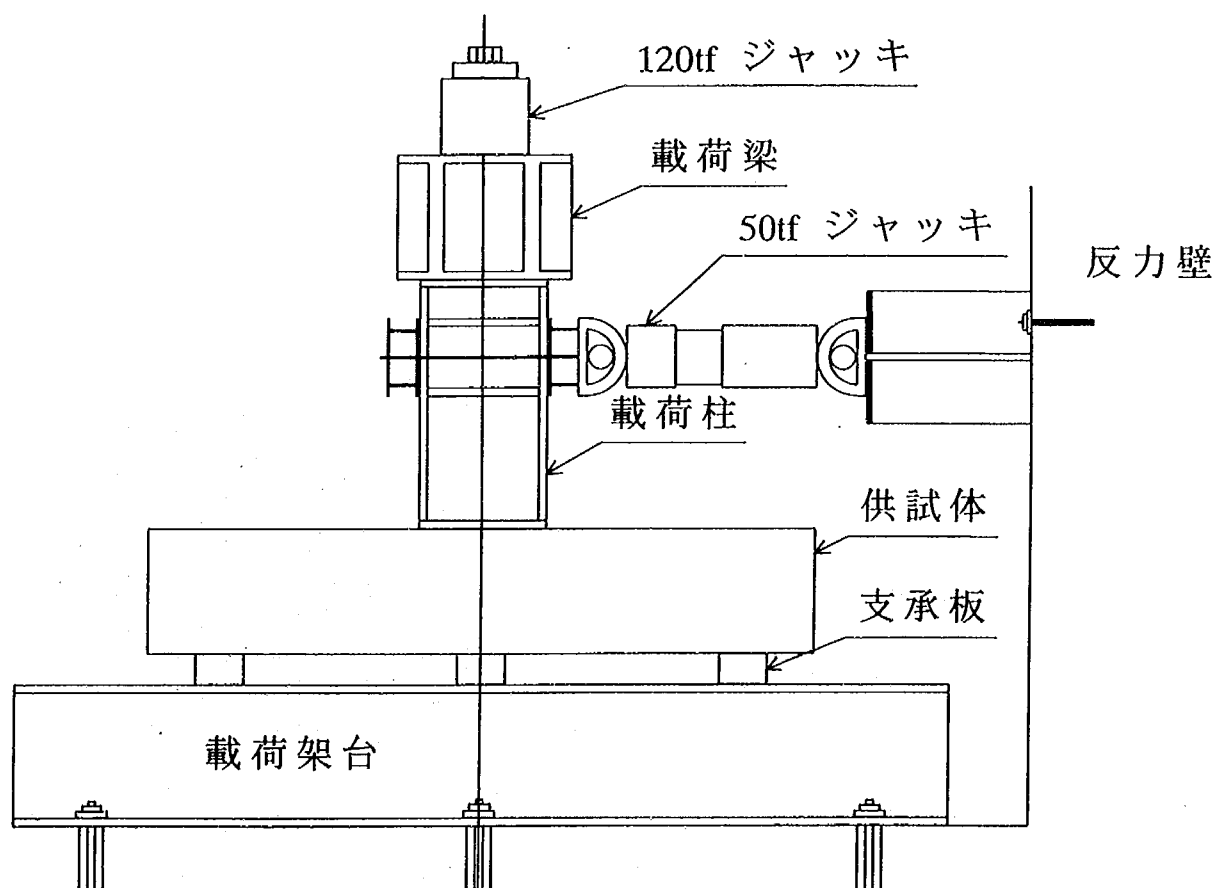


図-2.3.2 2軸載荷実験状況

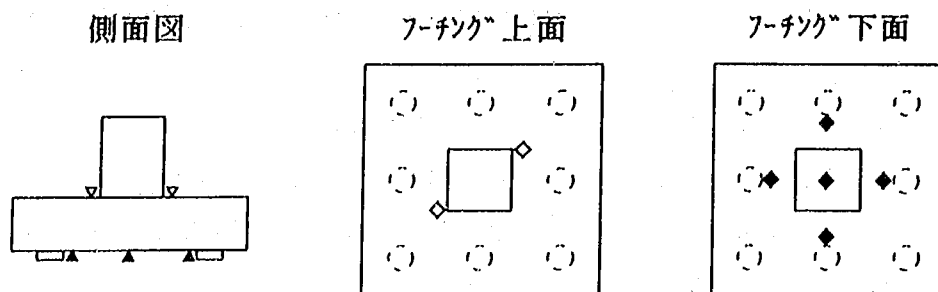


図-2.3.3 変位計設置位置（鉛直载荷実験）

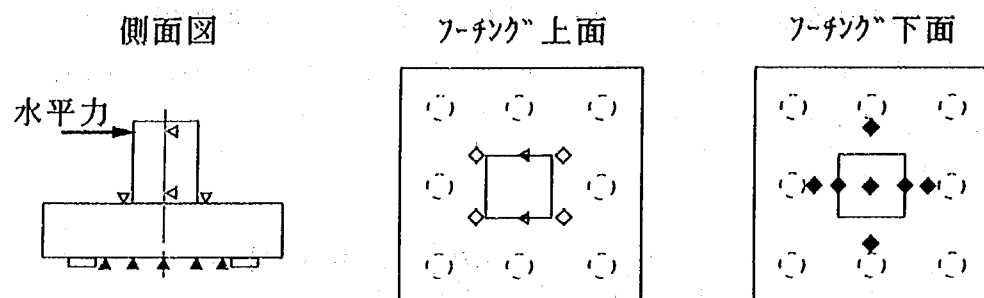


図-2.3.4 変位計設置位置（2軸载荷実験）

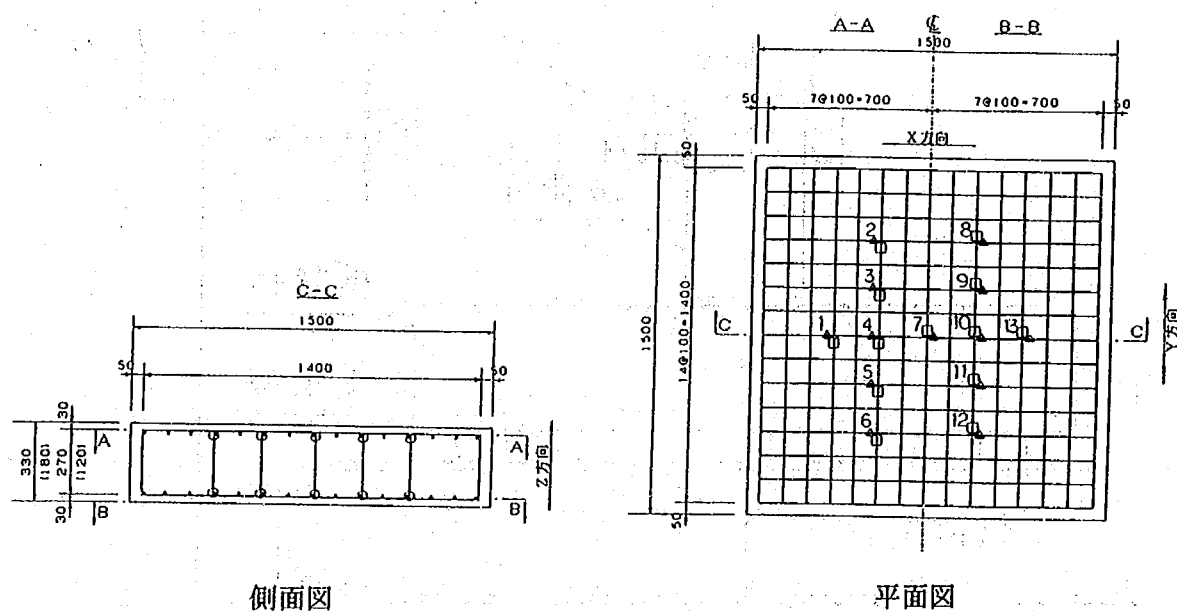


図-2.3.5 ひずみゲージ設置位置

2.3.2 実験結果

実験時の最大荷重を表-2.3.2に示す。

表-2.3.2 実験時の最大荷重

CASE	1	2	3	4
載荷方法	鉛直載荷	鉛直載荷	2軸載荷	2軸載荷
せん断スパン比 a/d	1.0	2.0	1.0	2.0
最大鉛直荷重 P_{Vmax} (tf)	195.0	75.9	170.0	70.0
最大水平荷重 P_{Hmax} (tf)	-	-	15.8	3.3
偏心距離 e (cm)	-	-	8.6	4.3

鉛直載荷実験 (CASE1、2) における鉛直荷重とフーチング上面中央鉛直変位の関係を図-2.3.6~2.3.7に示す。両ケース共、変位制御で載荷を行ったため急激な破壊は見られなかったが、ピーク後荷重は一貫して減少しており、ねばりのない破壊であることがうかがわれる。2軸載荷実験 (CASE3、4) における水平荷重と水平荷重載荷位置での水平変位の関係を図-2.3.8~2.3.9に示す。CASE3については、3ステップ1サイクル目の押しの時に最大荷重に達し、水平変位が大きく増加した後、急激に破壊した。CASE4については、柱が若干偏心したが、2ステップ1サイクル目の引きの時に最大荷重に達し、水平変位が大きく増加した後、急激に破壊した。

荷重とフーチング内の鉄筋のひずみとの関係を図-2.3.10~2.3.17に示す。また、各荷重ステップにおけるフーチング下側鉄筋のひずみ分布を図-2.3.18~2.3.21に示す。CASE1、2の鉛直載荷実験では、どの点においてもひずみが 2000μ 以下となっている。CASE3、4の2軸載荷実験では、破壊時の偏心側 (CASE3では押し側、CASE4では引き側) の支承近傍でひずみが大きくなっている。また、載荷柱直下のひずみは 2000μ 以下であり、鉄筋の降伏には達していないため、曲げによる損傷は進展していないことが推測できる。

ひびわれ状況を図-2.3.22~2.3.25に示す。全てのケースにおいて支承板中心を結ぶ線に沿ったひびわれが発生していた。偏心量が小さい上に正負交番載荷であったため、破壊時の偏心側へのひびわれの偏在は見られなかった。また、載荷柱直下での曲げによるひびわれも見られなかった。フーチング内部の状態を確認するためフーチングの2箇所コア抜きをした結果、全てのケースにおいて載荷柱より支承板への斜めひびわれが確認された。CASE2の斜めひびわれの状況を図-2.3.26に示す。

以上の結果より、供試体はフーチングのせん断により破壊したものと推定される。

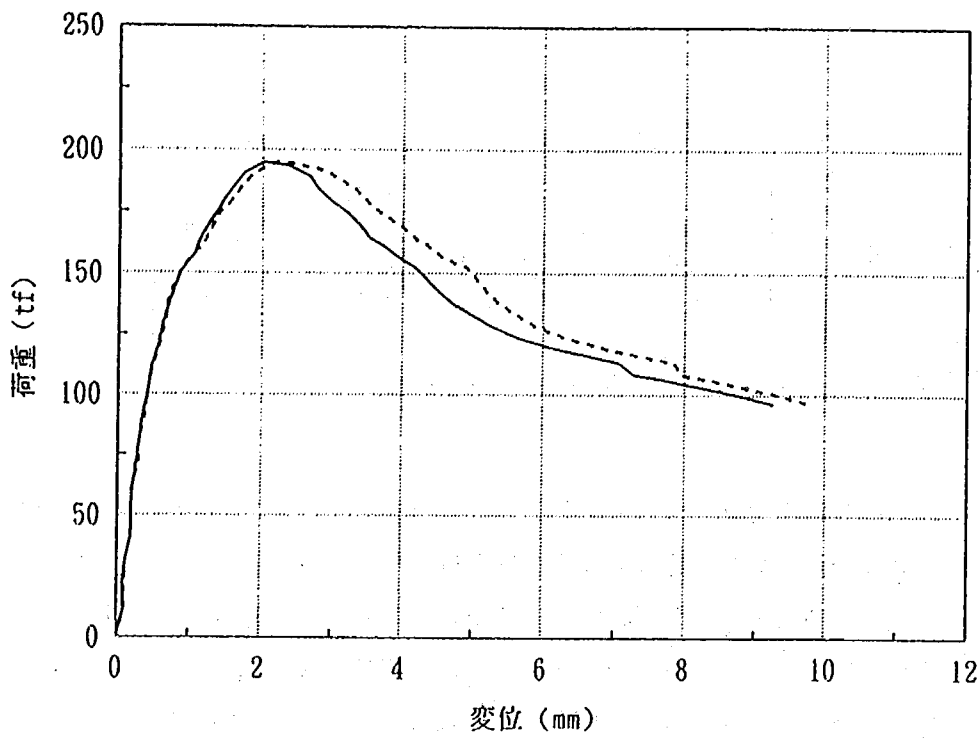


図-2・3・6 CASE1 ($a/d=1.0$) 鉛直荷重—上面鉛直変位関係

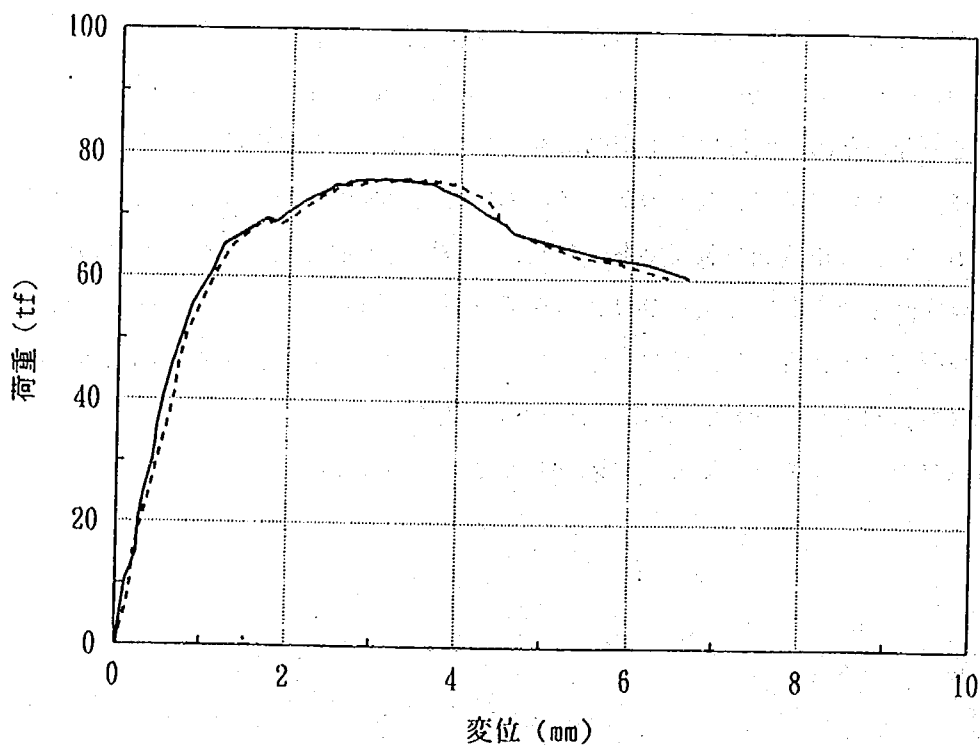


図-2・3・7 CASE2 ($a/d=2.0$) 鉛直荷重—上面鉛直変位関係

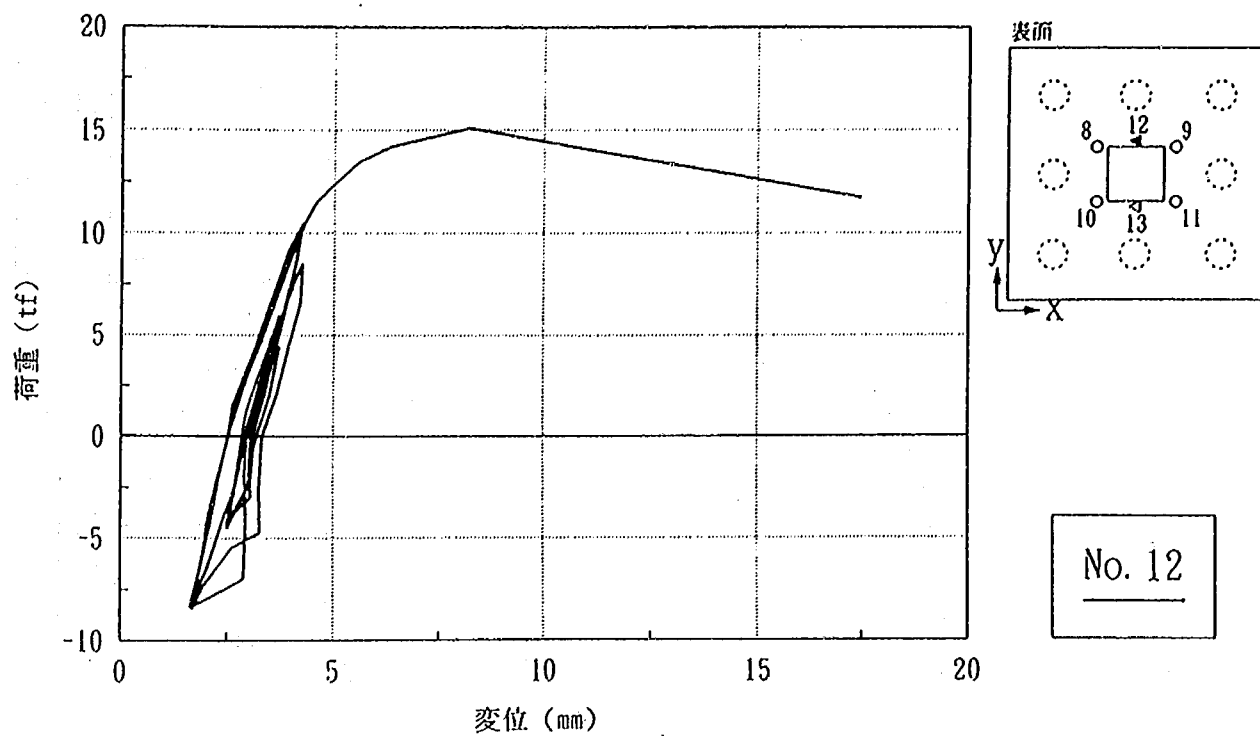


図-2.3.8 CASE3 ($a/d=1.0$) 水平荷重-載荷点水平変位関係

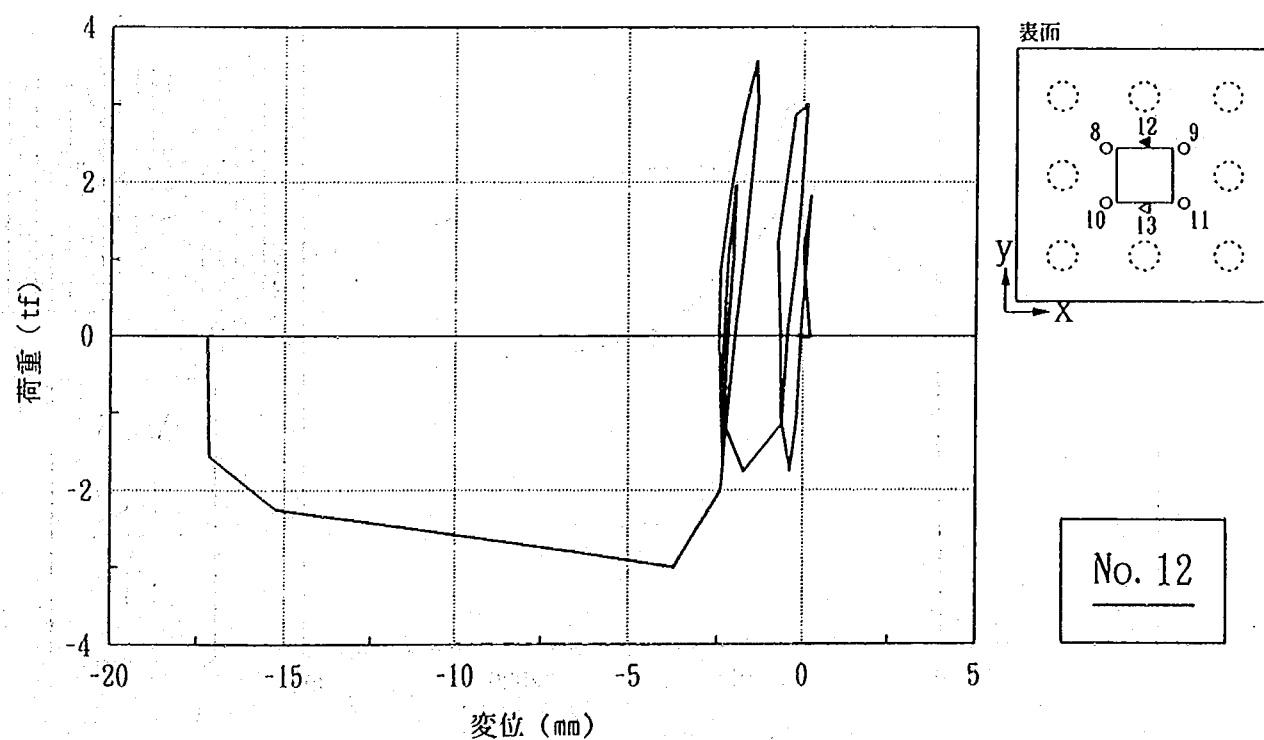


図-2.3.9 CASE4 ($a/d=2.0$) 水平荷重-載荷点水平変位関係

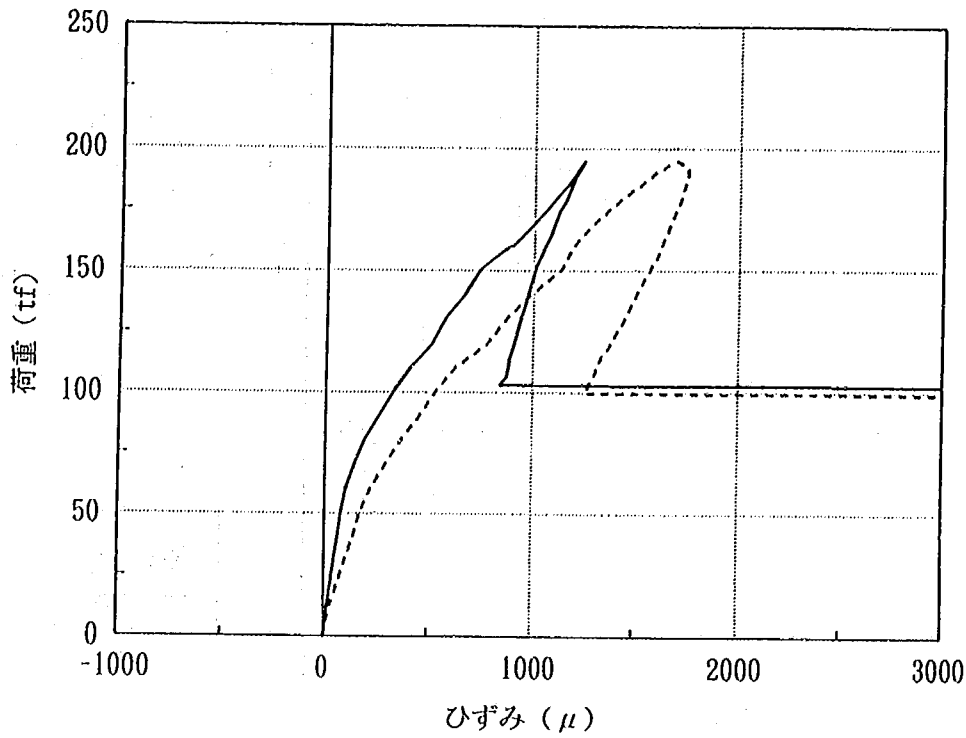


図-2.3.10 CASE1 ($a/d=1.0$) 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

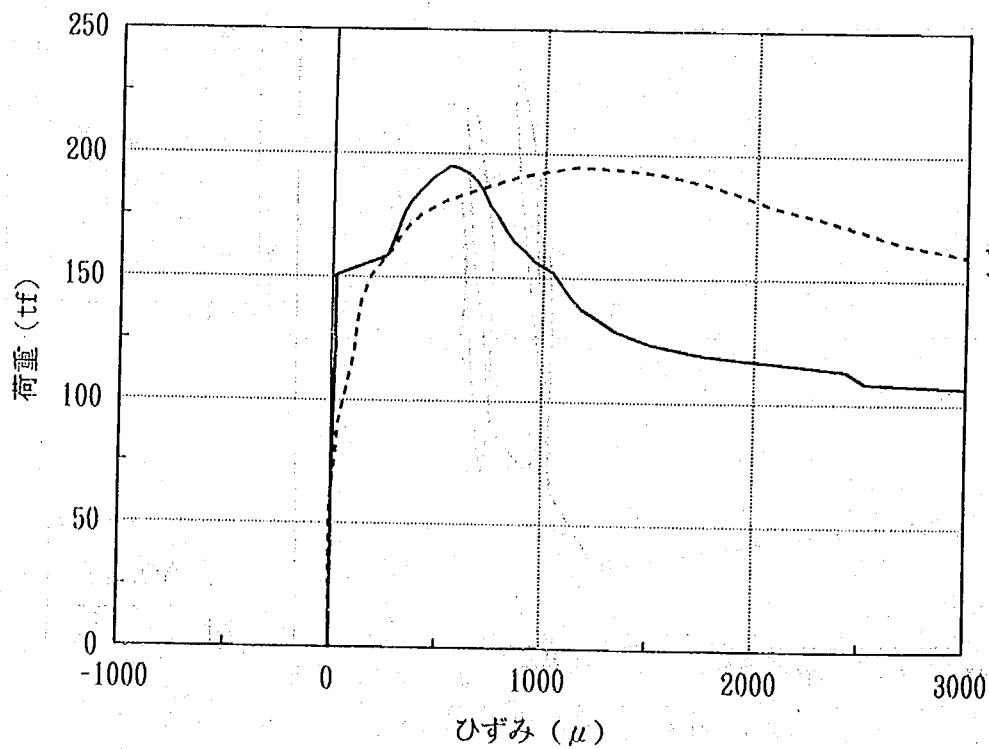


図-2.3.11 CASE1 ($a/d=1.0$) 鉛直荷重—鉛直鉄筋ひずみ関係

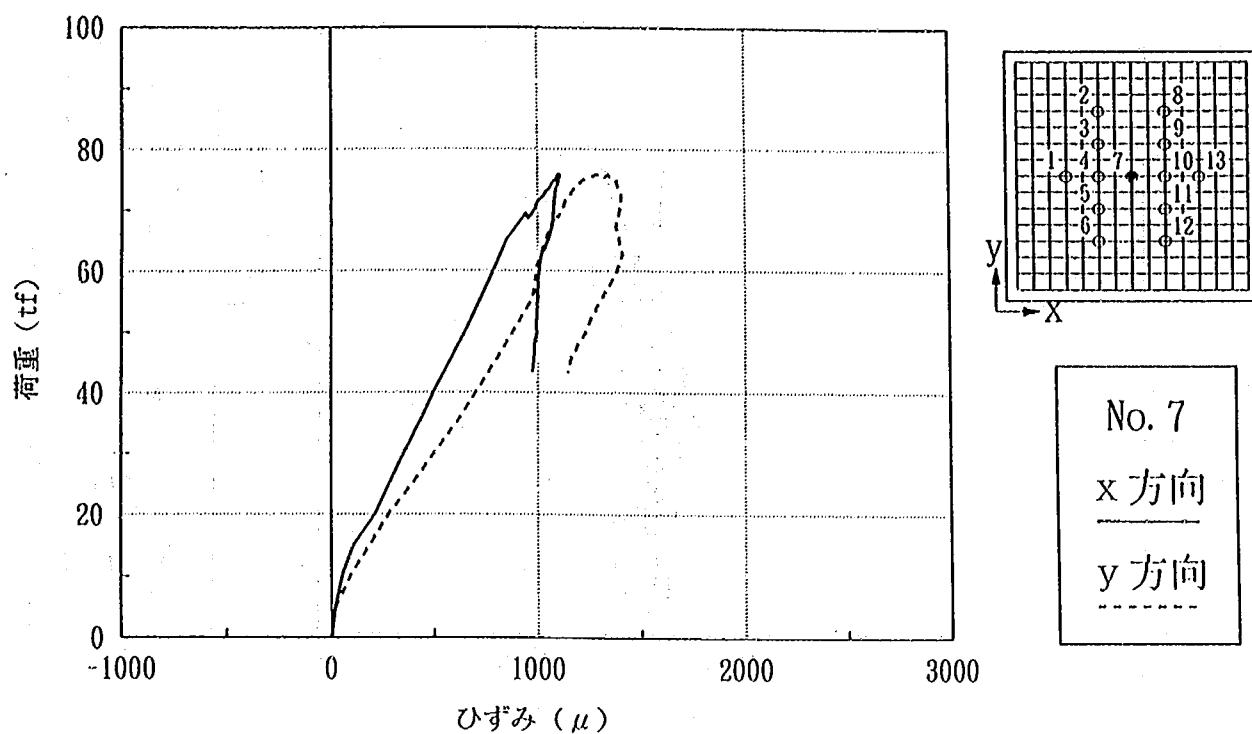


図-2.3.12 CASE2 ($a/d=2.0$) 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

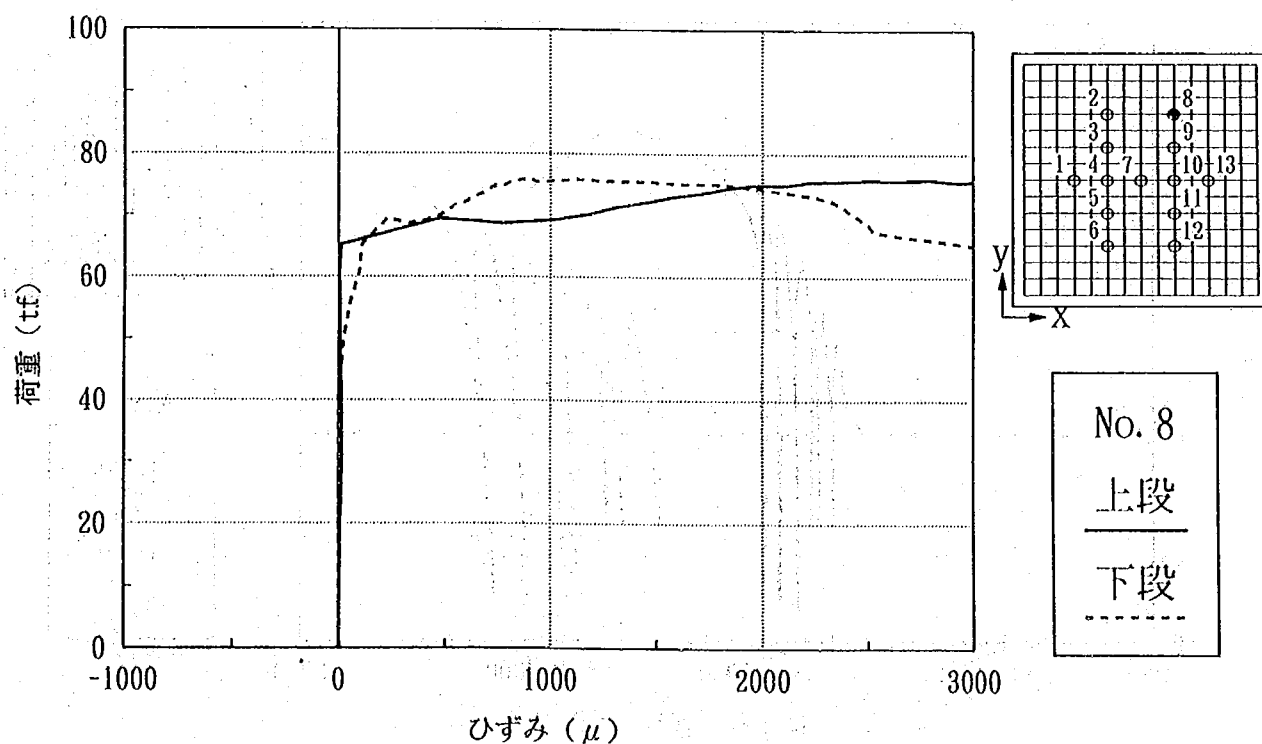


図-2.3.13 CASE2 ($a/d=2.0$) 鉛直荷重—鉛直鉄筋ひずみ関係

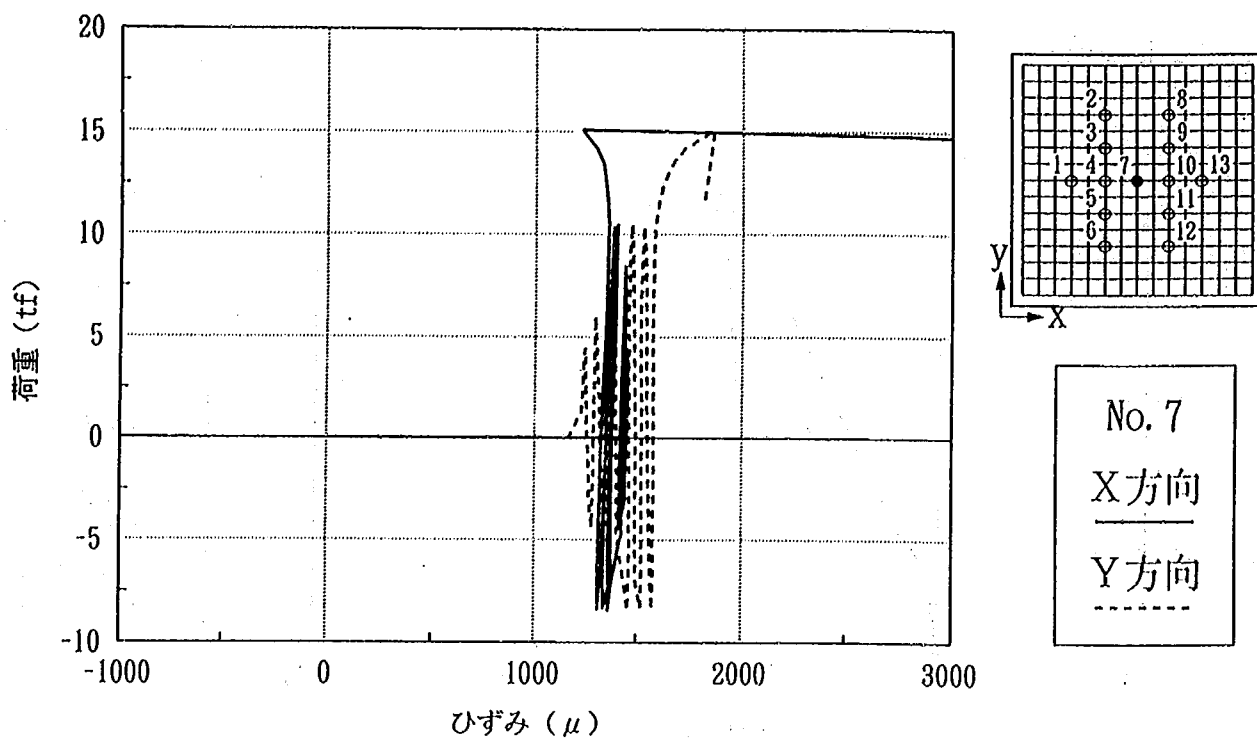


図-2.3.14 CASE3 ($a/d=1.0$) 水平荷重—下側鉄筋ひずみ関係

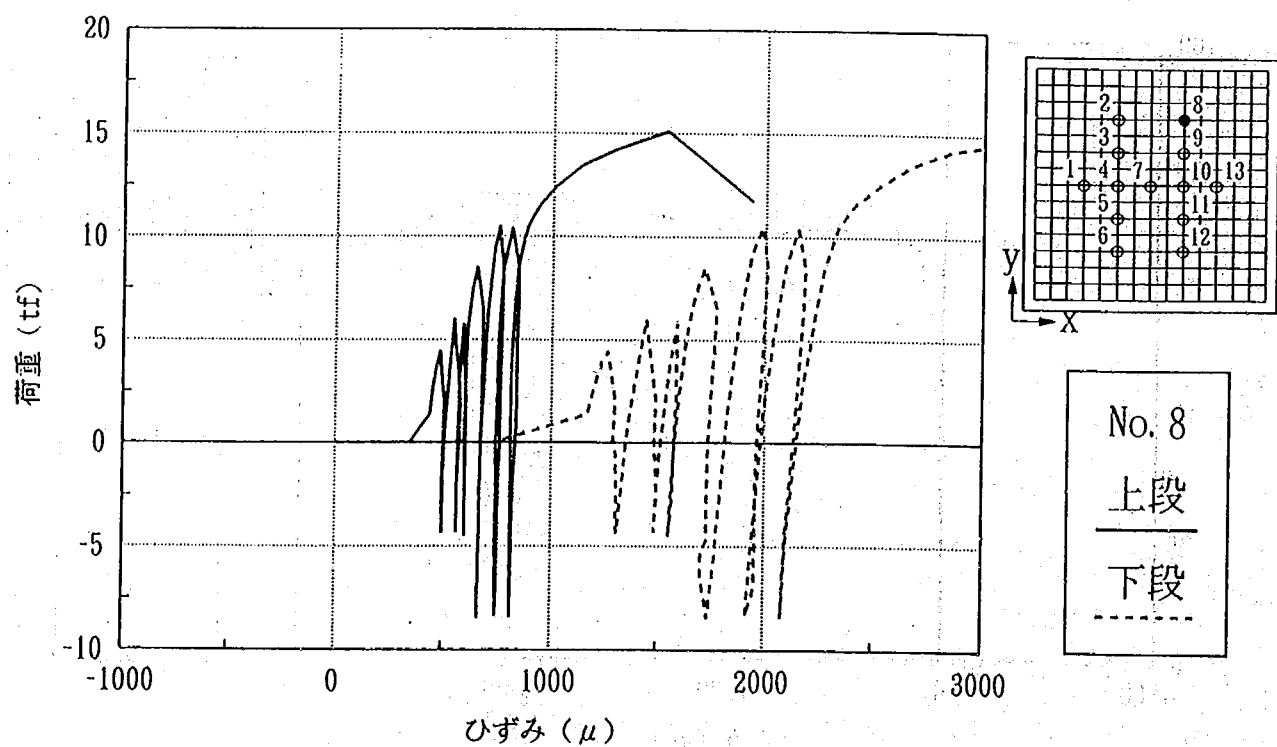


図-2.3.15 CASE3 ($a/d=1.0$) 水平荷重—鉛直鉄筋ひずみ関係

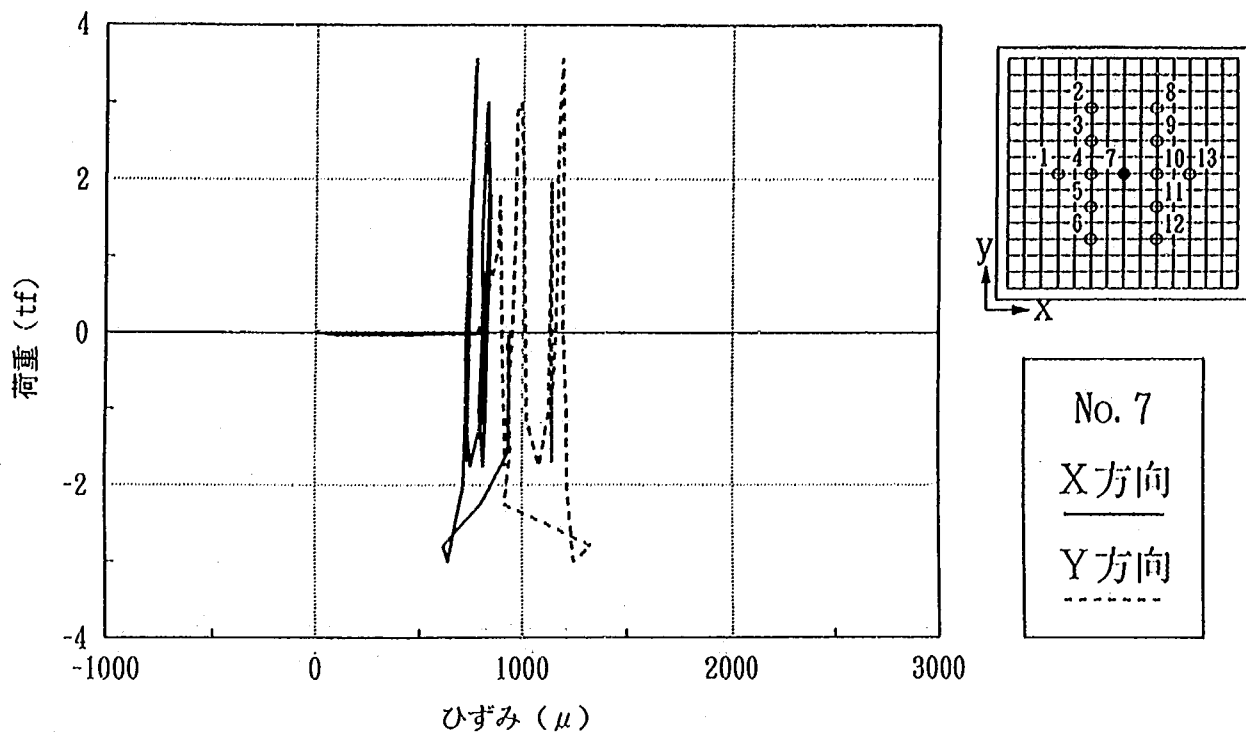


図-2.3.16 CASE4 ($a/d=2.0$) 水平荷重—下側鉄筋ひずみ関係

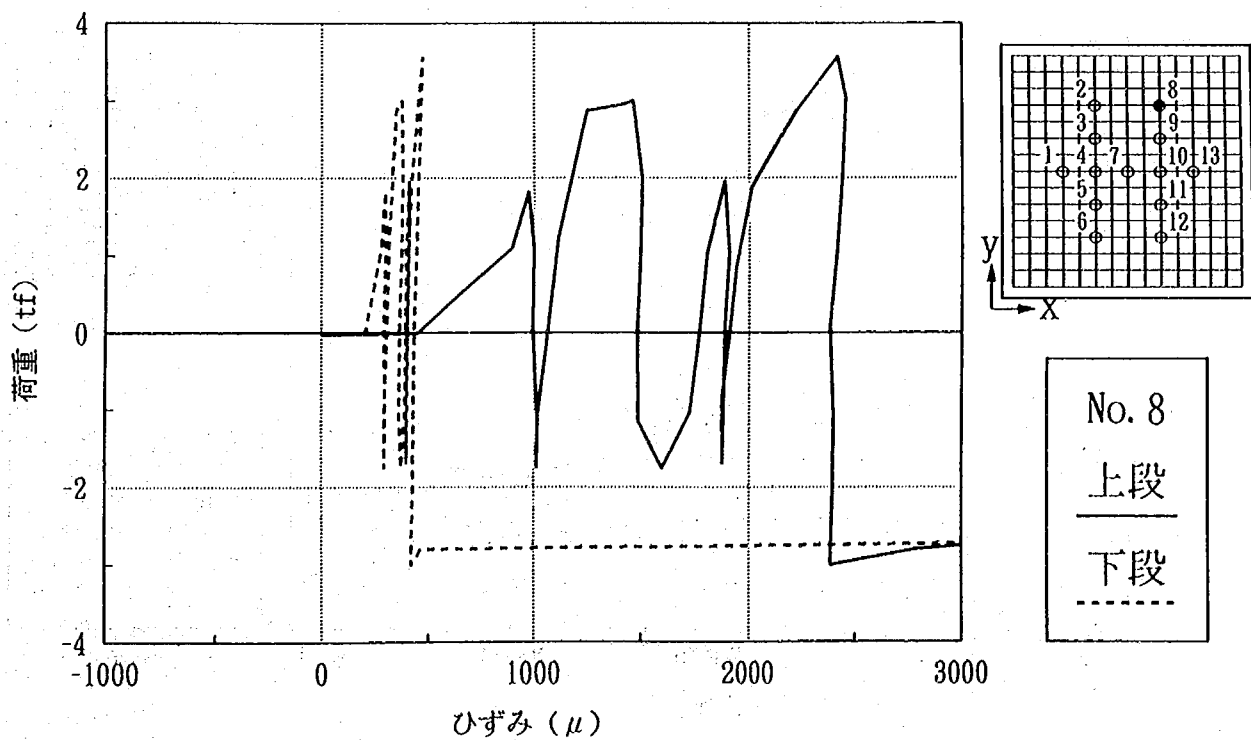


図-2.3.17 CASE4 ($a/d=2.0$) 水平荷重—鉛直鉄筋ひずみ関係

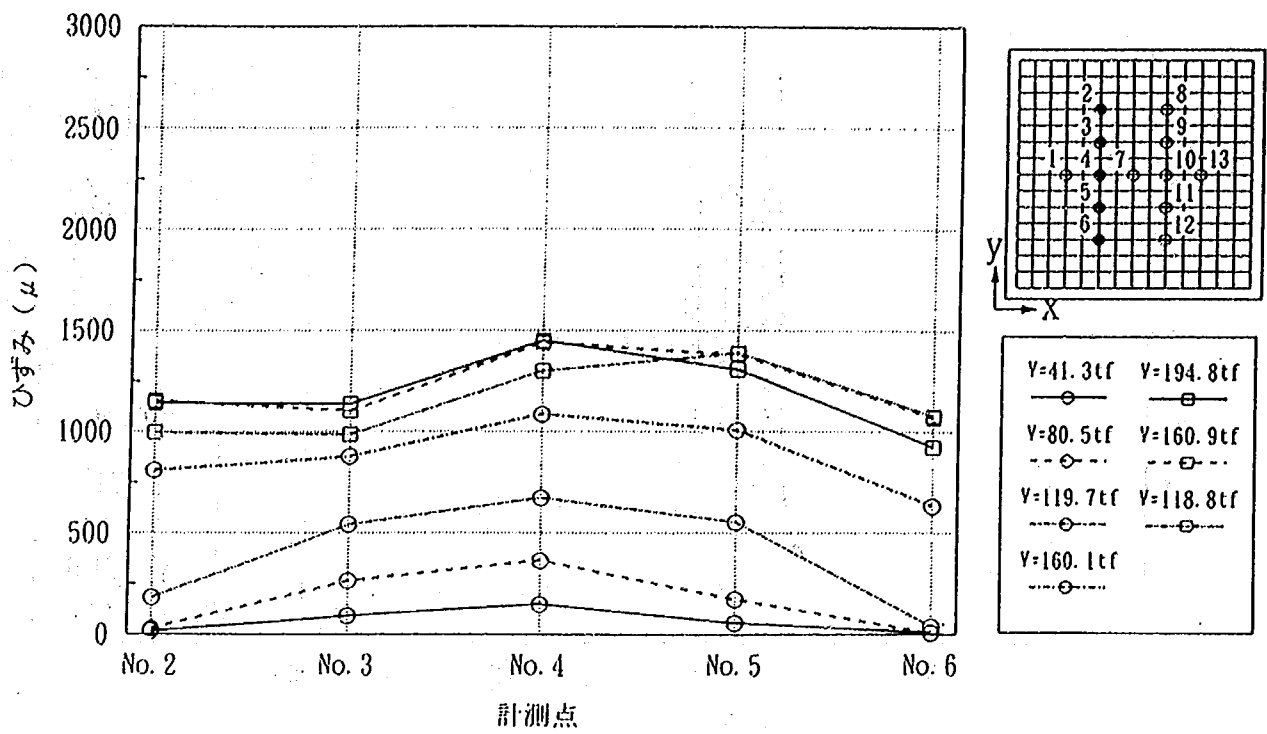


図-2・3・18 CASE1 (a/d=1.0) 下側鉄筋のひずみ分布

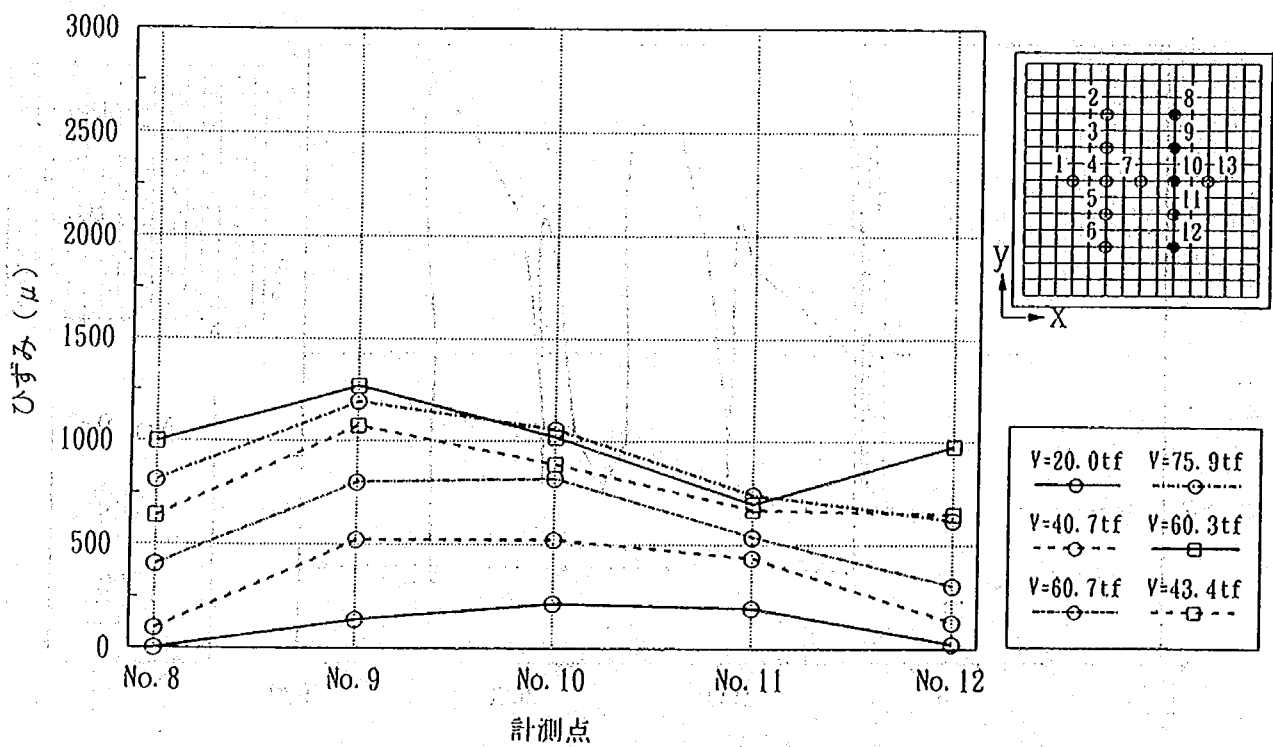


図-2・3・19 CASE2 (a/d=2.0) 下側鉄筋のひずみ分布

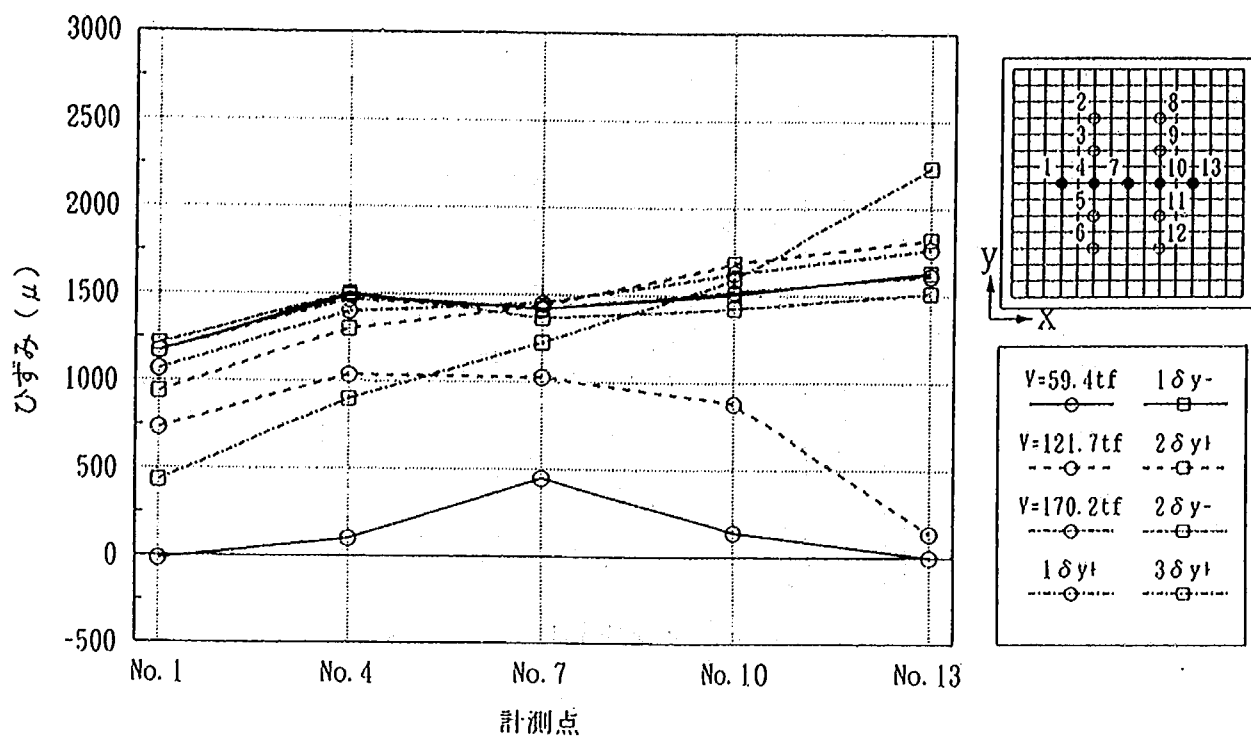


図-2.3.20 CASE3 ($a/d=1.0$) 下側鉄筋のひずみ分布

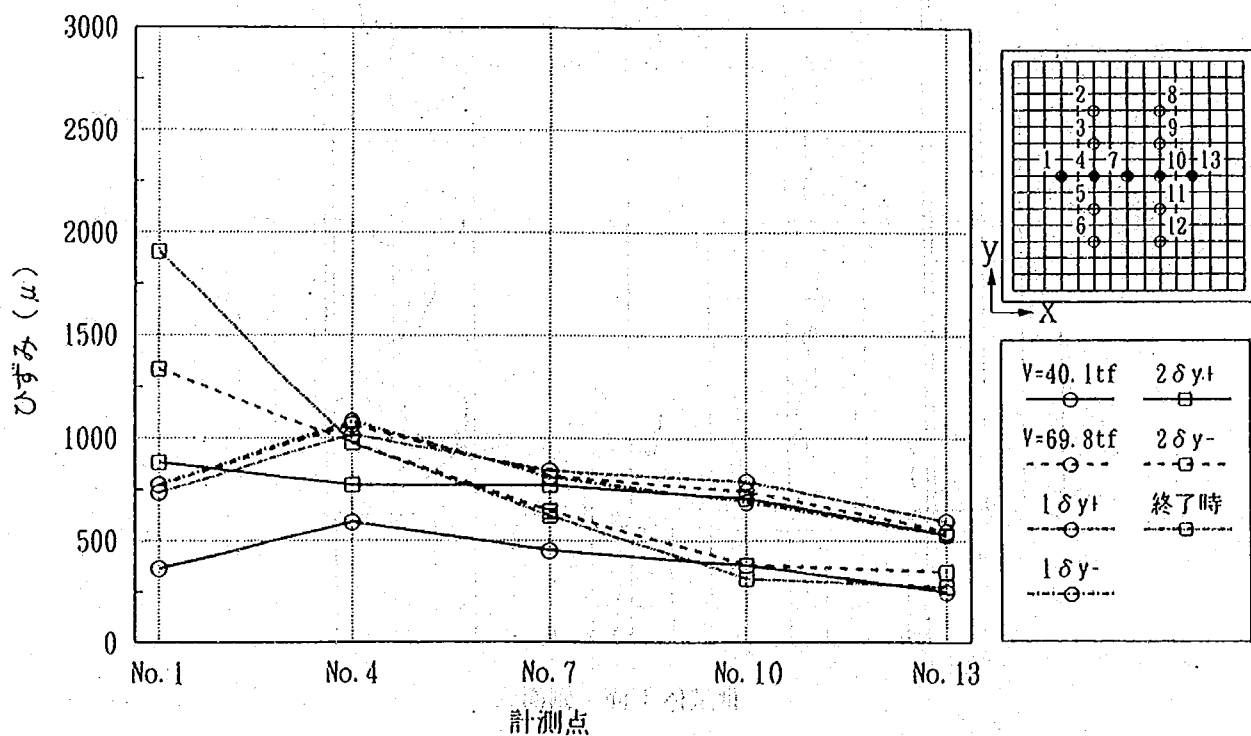
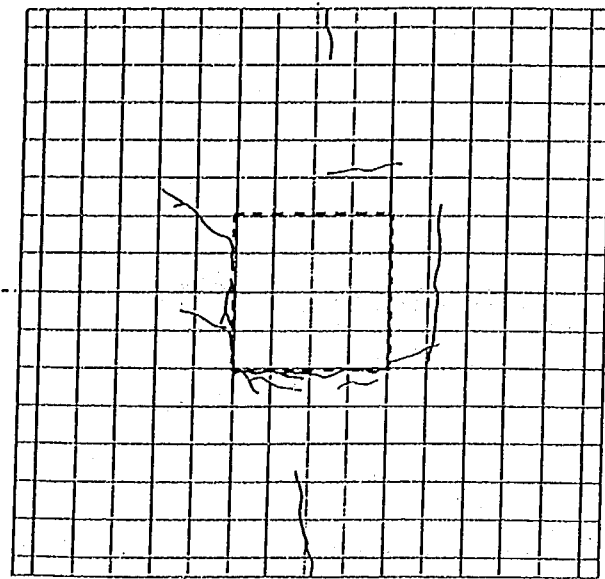
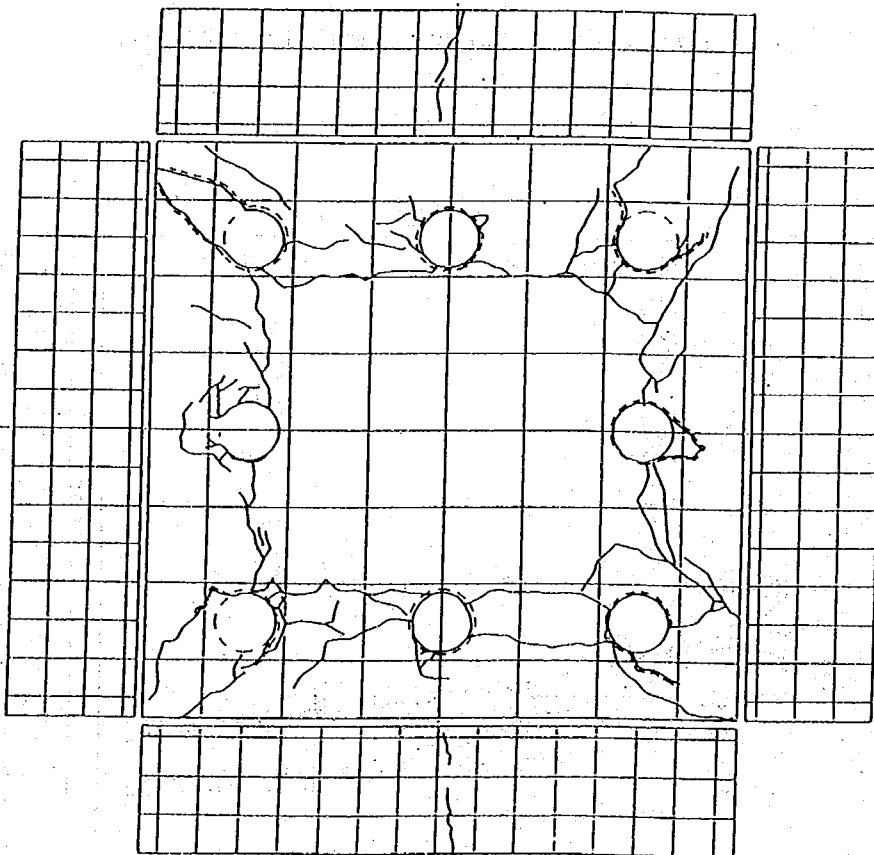


図-2.3.21 CASE4 ($a/d=2.0$) 下側鉄筋のひずみ分布



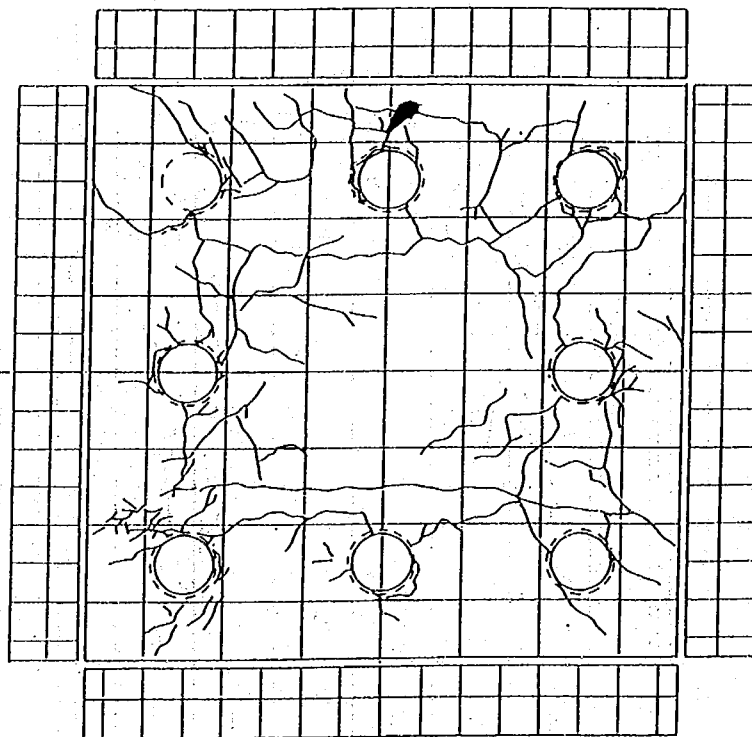
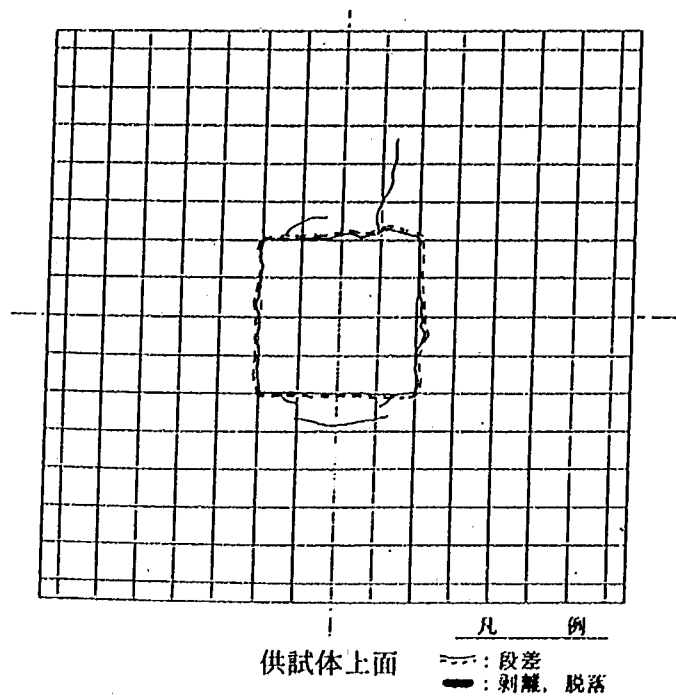
供試体上面

凡 例
---: 段差



供試体下面・側面

図-2.3.22 CASE1 ($a/d=1.0$) ひびわれ状況



供試体下面・側面

図-2.3.23 CASE2 ($a/d=2.0$) ひびわれ状況

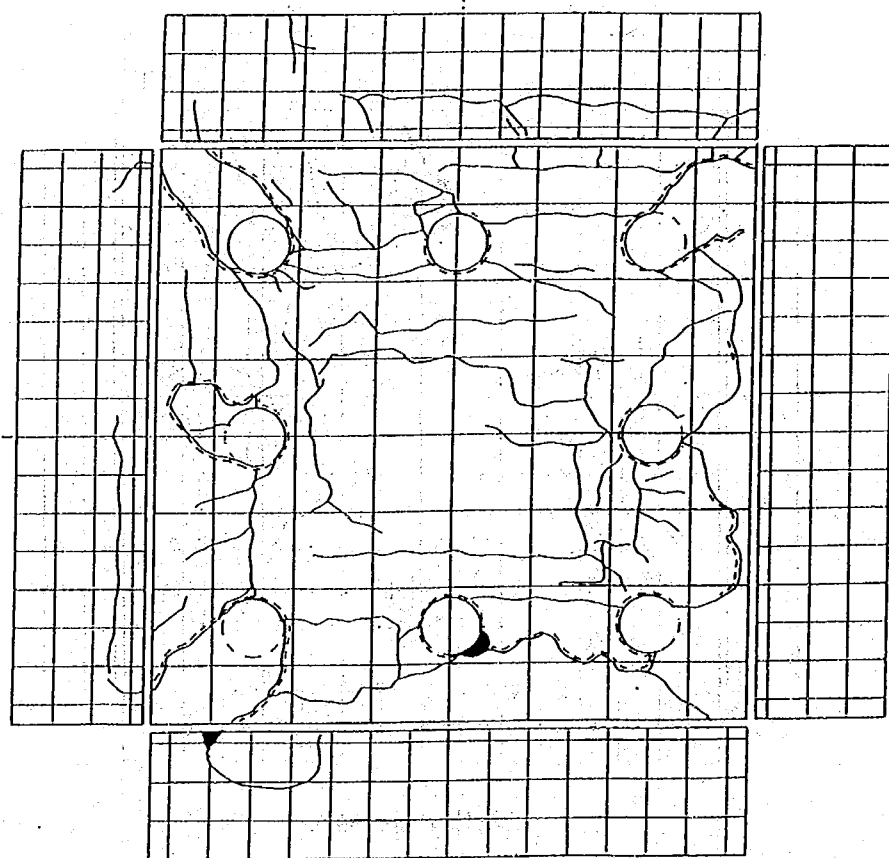
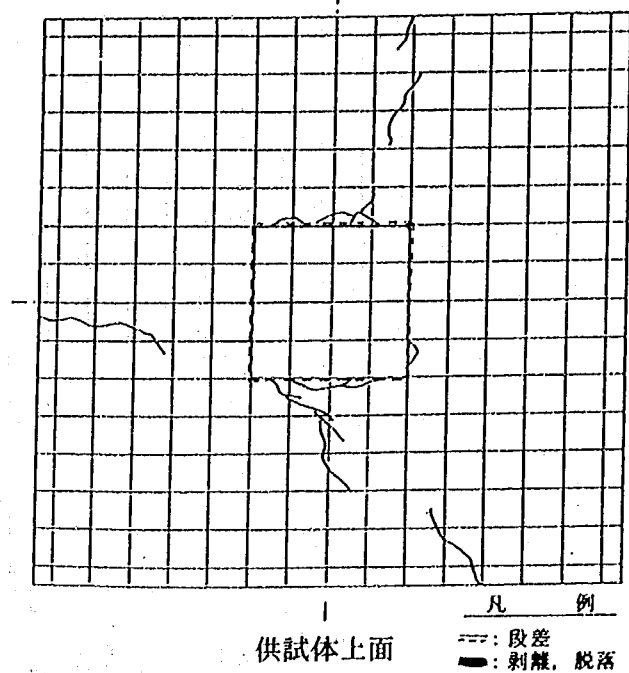
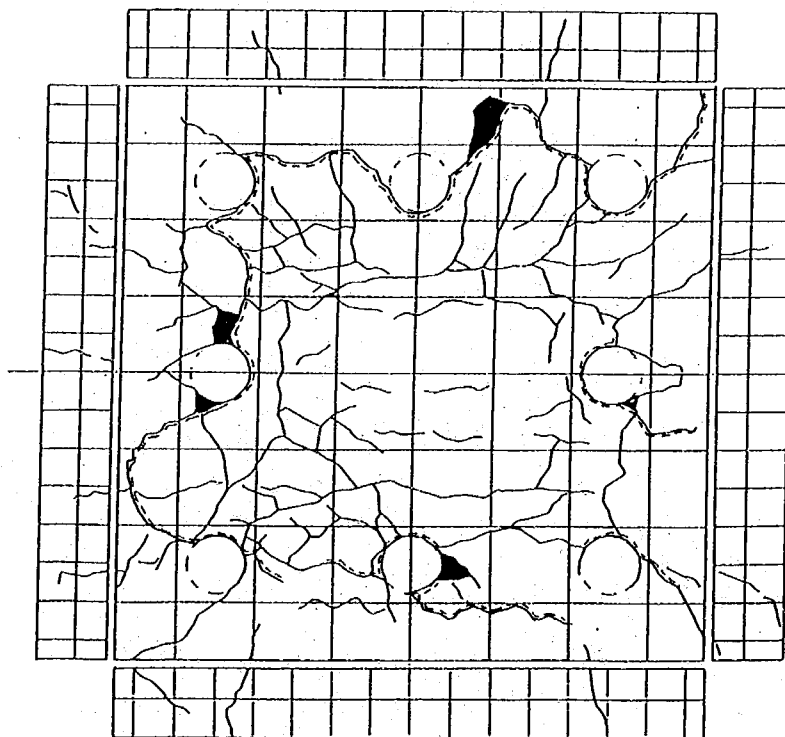
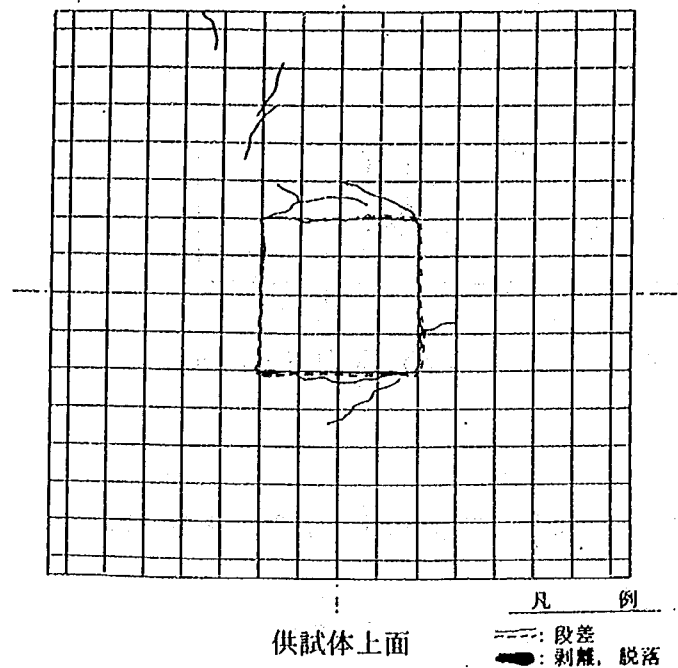


図-2.3.24 CASE3 ($a/d=1.0$) ひびわれ状況



供試体下面・側面

図-2.3.25 CASE4 ($a/d=2.0$) ひびわれ状況

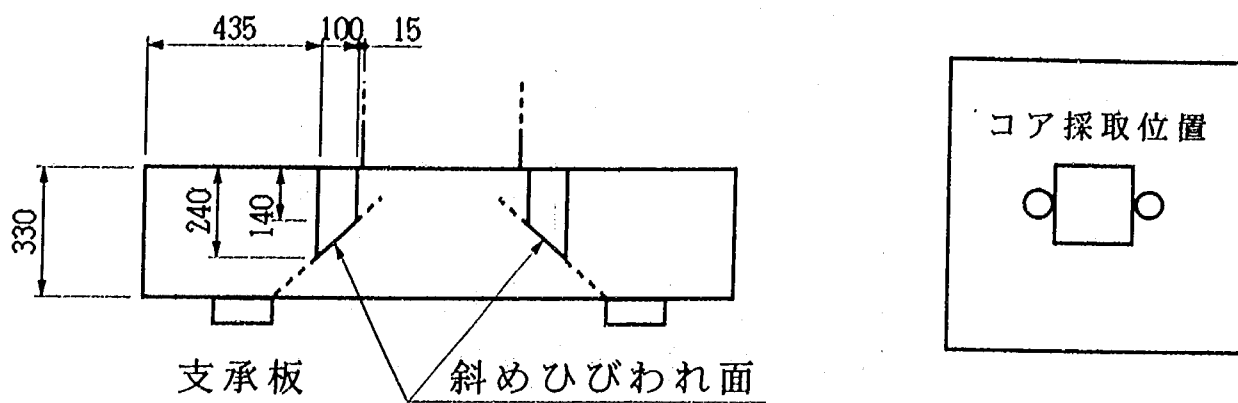


図-2・3・26 CASE2 コア採取位置とひびわれ面 (単位: mm)

3. ディープスラブの耐力算定方法

既往の曲げ耐力およびせん断耐力算定式を準用して、ディープスラブに適用させた算定方法について以下に示す。

3.1 曲げ耐力

3.1.1 降伏線理論（部材厚さ方向の荷重分散の影響を考慮）

一般に部分載荷を受ける薄いスラブの場合は、部材厚さ方向への荷重の分散が小さいため、実際に作用している領域を載荷幅としてよいが、ディープスラブの場合は、部材の厚さ方向に荷重が分散するため、この影響を考慮する必要がある。そこで従来の降伏線理論に荷重分散の影響を考慮して、曲げ耐力を算定することとした。なお、降伏線理論は、鉄筋コンクリートスラブの終局曲げ耐力を求める半経験的な方法であり、Johansenによって提案されたものである。この理論では、スラブを剛塑性体と考えて、終局時の破壊機構、力の釣り合い条件、変形の適合条件を下記のように仮定し、仮想仕事法をもとにスラブの終局耐力を計算する。

- ・スラブの破壊形態を仮定し、降伏線によっていくつかの要素に分割する。
- ・分割された要素は変形しない剛体であるものと仮定し、平面を保持したまま回転軸の周りを回転する。
- ・降伏線は直線と仮定し、必ず回転軸の交点を通る。
- ・降伏線に沿う回転に伴う塑性変形のみを考える。
- ・回転軸は支持辺または固定点と一致させる。

なお、降伏線理論は等分布鉛直荷重のみが作用し、直交2方向に均等な配筋がなされた版についてのみ、耐力を算定することができる。降伏線理論による算出手順を以下に示す。

1) 載荷幅は、スラブ上面に作用している荷重を 45° に分散させ、有効高さの $1/2$ の位置での幅とする。

載荷幅＝上面載荷幅＋有効高さ

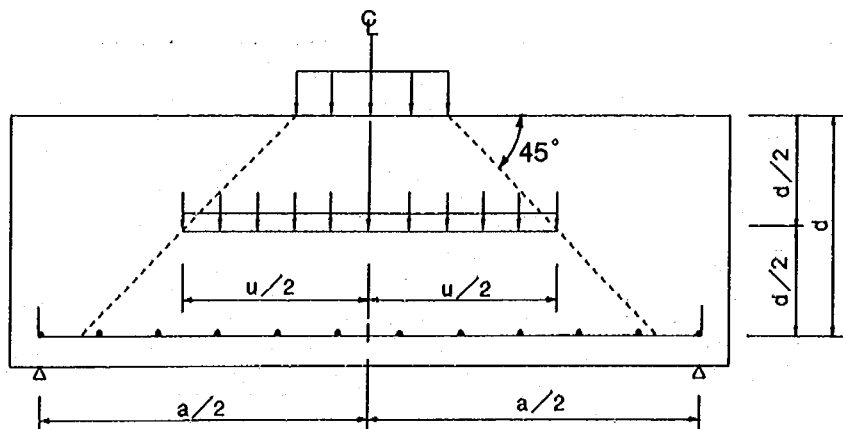


図-3.1.1 載荷幅

- 2) 単位幅当たりの終局曲げモーメント M_{uo} を求める。 M_{uo} の計算は、道路橋示方書 Ⅲ コンクリート橋編³⁾ 2.2.4 に示される部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの計算法に準じて計算する。

$$M_{uo} = \left\{ A_s \cdot \sigma_{sy} \left[d - \frac{1}{2} \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \sigma_{ck} \cdot b} \right] \right\} / b \quad \dots\dots\dots (3.1)$$

ここに、 M_{uo} : 単位幅当たりの終局曲げモーメント (kgf・cm/cm)

A_s : 引張鉄筋量 (cm²)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点強度 (kgf/cm²)

d : 有効高さ (cm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

b : 有効幅 (上面載荷幅 + 2 × 有効高さ) (cm)

- 3) 正方形スラブ全面に等分布荷重が作用した時の終局荷重 P_1 を降伏線理論より以下のように求める。

内力仕事 : $2M_{uo} \times 2\sqrt{2}L \times \sqrt{2}\delta / L = 8M_{uo} \times \delta$

外力仕事 : $\delta / 3 \times W \times L^2$

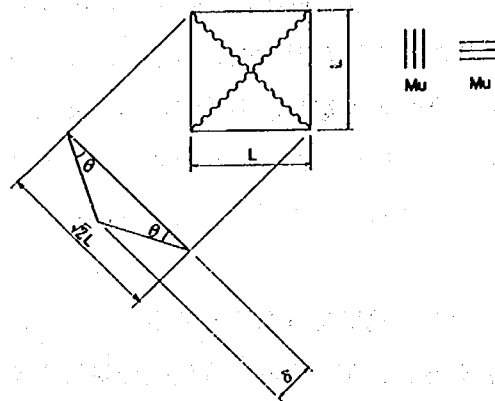
内力仕事と外力仕事等しくなるため

$$W = 24M_{uo} / L^2 \quad \dots\dots\dots (3.2)$$

ここに、 W : 分布荷重 (kgf/cm²)

L : スパン長 (cm)

M_{uo} : 単位幅当たりの終局曲げ
モーメント (kgf・cm/cm)



したがって、スラブ全面載荷時の終局荷重 P_1

(kgf) は、 $P_1 = W \times L^2$ より

図-3.1.2 等分布荷重作用時の正方形版の降伏線

$$P_1 = 24M_{uo} \quad \dots\dots\dots (3.3)$$

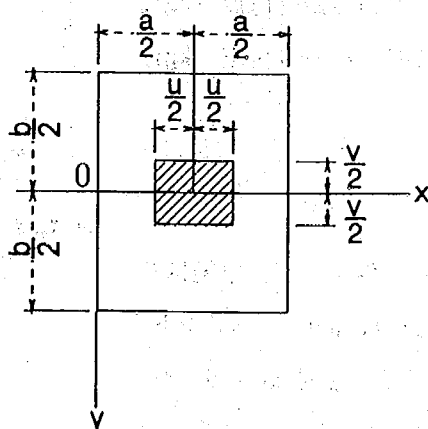
4) Timoshenkoらの理論⁴⁾を用いて全面載荷時の終局荷重 P_1 が作用した時の最大曲げモーメントと等しい曲げモーメントを生じる部分載荷時の終局荷重 P_2 を表-3.1.1の関係から求める。この時の部分載荷の載荷幅は、1)で計算された載荷幅であり、これによりディープスラブが曲げ破壊する時の鉛直荷重(P_2)が算定される。

表-3.1.1 四辺単純支持された部分荷重をうける正方形スラブの最大曲げモーメントを算出する際の係数 β

$u/a=$	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
v/a											
0	∞	0.321	0.251	0.209	0.180	0.158	0.141	0.125	0.112	0.102	0.092
0.1	0.378	0.284	0.232	0.197	0.170	0.150	0.134	0.120	0.108	0.098	0.088
0.2	0.308	0.254	0.214	0.184	0.161	0.142	0.127	0.114	0.103	0.093	0.084
0.3	0.262	0.225	0.195	0.168	0.151	0.134	0.120	0.108	0.098	0.088	0.080
0.4	0.232	0.203	0.179	0.158	0.141	0.126	0.113	0.102	0.092	0.084	0.076
0.5	0.208	0.185	0.164	0.146	0.131	0.116	0.106	0.096	0.087	0.079	0.071
0.6	0.188	0.168	0.150	0.135	0.121	0.109	0.099	0.090	0.081	0.074	0.067
0.7	0.170	0.153	0.137	0.124	0.112	0.101	0.091	0.083	0.076	0.069	0.062
0.8	0.155	0.140	0.126	0.114	0.103	0.094	0.085	0.077	0.070	0.063	0.057
0.9	0.141	0.127	0.115	0.104	0.094	0.086	0.078	0.070	0.064	0.058	0.053
1.0	0.127	0.115	0.105	0.095	0.086	0.078	0.071	0.064	0.058	0.053	0.048

鉛直荷重 P 、係数 β 、最大曲げモーメント M_{max} の間には、次の関係式が成り立つ。

$$M_{max} = \beta P$$



3.1.2 2方向ばり

ディープスラブを直交する交差ばりと考え、鉛直荷重を2方向に分配し、各方向での鉛直荷重と曲げモーメントによって部材に生ずる曲げモーメントを求め、終局曲げモーメントと比較する。

算出手順を以下に示す。

- 1) 終局曲げモーメント M_u を求める。 M_u の計算は、道路橋示方書 Ⅲ コンクリート橋編³⁾ 2.2.4に示される部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの計算法に準じて計算する。

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \left(d - \frac{1}{2} \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \sigma_{ck} \cdot b} \right) \dots\dots\dots (3.4)$$

ここに、 M_u : 終局曲げモーメント (kgf・cm)

A_s : 引張鉄筋量 (cm²)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点強度 (kgf/cm²)

d : 有効高さ (cm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

b : 有効幅 (上面載荷幅 + 2 × 有効高さ) (cm)

- 2) 鉛直荷重を長短辺の比を考慮し、2方向に分配する。

$$\left. \begin{aligned} P_1 &= 1/2 \cdot P \\ P_2 &= L_1 / (L_1 + L_2) P \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (3.5)$$

ここに、 P : 鉛直荷重 (kgf)

P_1 : 長辺方向の照査に用いる鉛直荷重 (kgf)

P_2 : 短辺方向の照査に用いる鉛直荷重 (kgf)

L_1 : 長辺の長さ (cm)

L_2 : 短辺の長さ (cm)

- 3) 各方向について、支承中心間距離をスパンとした単純ばりを仮定し、2)で計算された鉛直荷重(w_4)、曲げモーメントによる荷重(w_3)および部材の自重(w_0)を考慮する(図-3.1.3参照)。図のように、鉛直荷重(w_4)と曲げモーメントによる荷重(w_3)は、[上面載荷幅 + 有効高さ]の幅の分布荷重とする。これにより、部材に発生する最大モーメント M_{max} が終局曲げモーメント M_u と一致する鉛直荷重または作用曲げモーメントを逆算する。

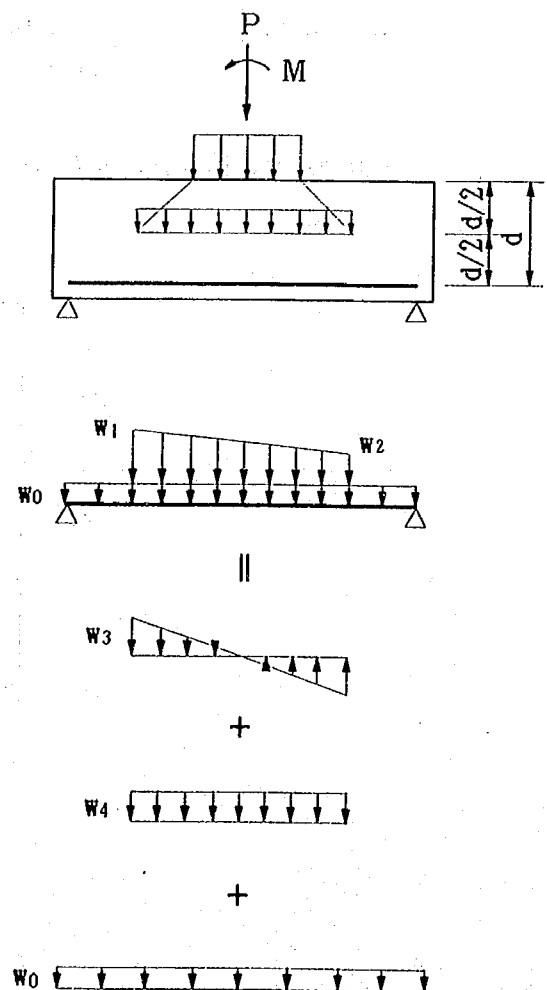


図-3.1.3

3.1.3 修正道示式

基本的に道路橋示方書 IV 下部構造編¹⁾ 6.5.3に示されるフーチングの曲げモーメントの計算法に準じる。
杭基礎模型供試体の場合の算出手順を以下に示す。

- 1) 終局曲げモーメント M_u を求める。 M_u の計算は、道路橋示方書 III コンクリート橋編³⁾ 2.2.4に示される部材断面の破壊抵抗曲げモーメントの計算法に準じて計算する。

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} \left(d - \frac{1}{2} \frac{A_s \cdot \sigma_{sy}}{0.85 \sigma_{ck} \cdot b} \right)$$

ここに、 M_u : 終局曲げモーメント (kgf・cm)

A_s : 引張鉄筋量 (cm²)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点強度 (kgf/cm²)

d : 有効高さ (cm)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

b : 有効幅 (上面載荷幅 + 2 × 有効高さ) (cm)

- 2) 載荷部前面側の供試体全面積に作用する荷重によって生じる曲げモーメントを求め、これが 1) の M_u と等しくなるとして、載荷部に作用する鉛直力および作用曲げモーメントを逆算する。

$$M_a = R L - W \ell - H (h/2) - M \cdots \cdots (3.6)$$

ここに、

M_a : 載荷部前面側での曲げモーメントの総和 (kgf・cm)

R : 支承位置での鉛直反力 (kgf)

W : 供試体の自重 (kgf)

H : 支承位置での水平反力 (kgf)

M : 支承位置での曲げモーメント (kgf・cm)

L : 照査断面から支承中心までの距離 (cm)

ℓ : 照査断面から供試体の自重の
作用点までの距離 (cm)

h : 供試体の厚さ (cm)

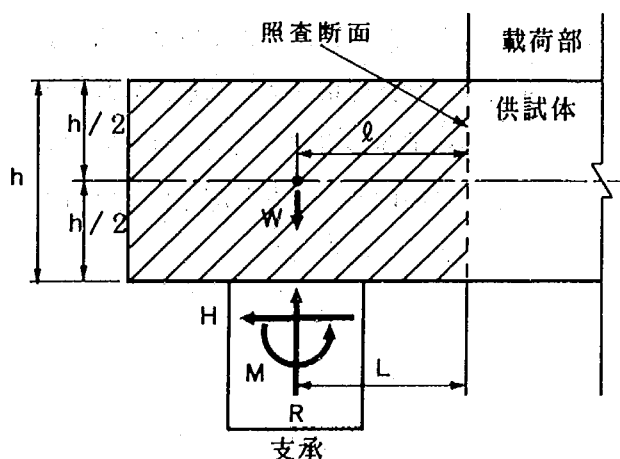


図-3.1.4 作用荷重

3.2 せん断耐力

3.2.1 ディープビーム修正式

コンクリート標準示方書⁵⁾のディープビームのせん断耐力算定式に2方向性を考慮した式
ディープスラブのせん断耐力は、次式より求めるものとする。

$$V_{Ds} = \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot u \cdot d \quad \dots\dots\dots (3.7)$$

ここに、

$$f_{dd} = 0.6 \sqrt{\sigma_{ck}}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{100/d} \quad (\leq 1.5)$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100 p_t} \quad (\leq 1.5)$$

$$\beta_a = \frac{5}{1 + (a/d)^2}$$

a : せん断スパン (cm)

d : 有効高さ (cm)

p_t : 引張鉄筋比

σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

u : せん断抵抗幅 (cm)

コンクリート標準示方書に示されるように、ディープビームの場合には腹部の幅がせん断抵抗幅となるが、ディープスラブの場合には版全体で抵抗するため、各方向でのせん断抵抗幅を足し合わせる。

すなわち、ディープスラブのせん断耐力は、各方向でのせん断耐力の合計となる。なお、せん断抵抗幅については後述する。

ディープビームのせん断耐力式は、集中荷重が作用した場合に適用されるものである。そこで、分布荷重の場合には、集中荷重への変換が必要となる。分布荷重から集中荷重への変換は、図-3.2.1に示すように載荷面積を4分割し、分割片の重心位置に集中荷重が作用するとし、分布荷重の時と中央位置での曲げモーメントが等しくなるように集中荷重の大きさを定めた。

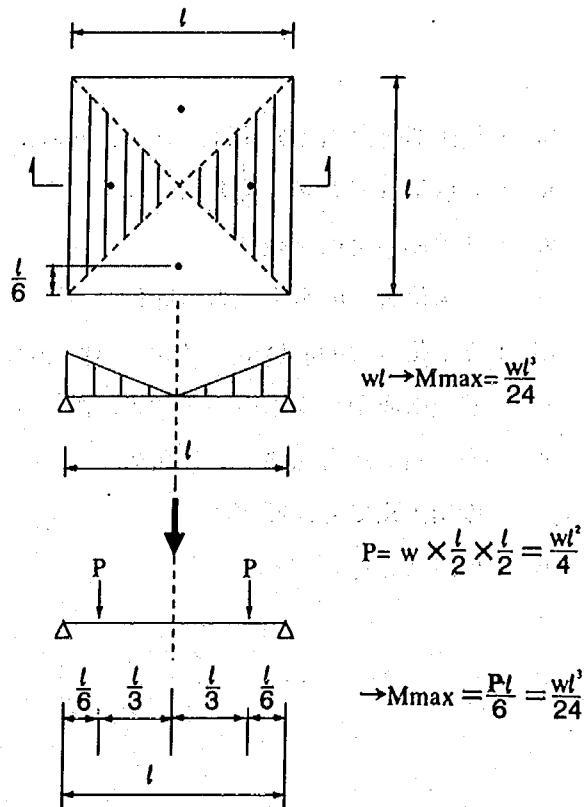


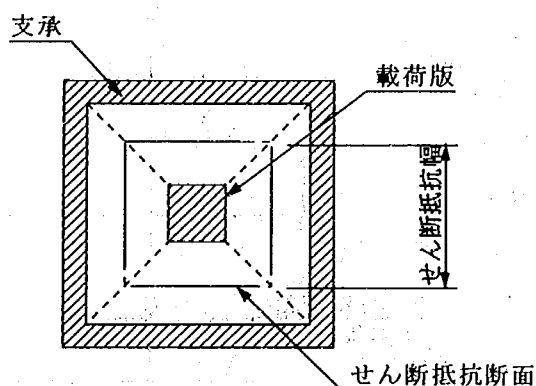
図-3.2.1 分布荷重から集中荷重への変換

1) せん断抵抗幅

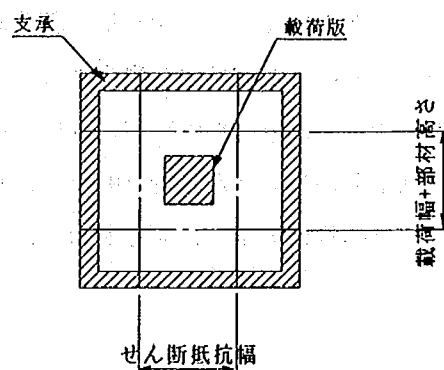
ディープスラブは、部材の厚さ方向および平面的に荷重が分散する。この時の分散幅、すなわちせん断抵抗幅は、せん断スパンや部材高さが大きく影響する。平面的な分散を考慮すると、載荷領域中央より荷重が左右に 45° で分散するとみなすことができるため、せん断スパンの半分の位置での幅がせん断抵抗幅と考えられる（図-3.2.2(a)参照）。この方法は、部材高さを考慮していないため、薄い版のように部材高さがせん断スパンに比べかなり小さい場合、せん断抵抗幅を過大に評価することがある。

また、部材の厚さ方向の分散を考慮し、荷重が載荷領域より各方向下方に 45° で分散すると仮定した場合には、載荷領域端部から部材高さの半分の位置がせん断抵抗幅となる（図-3.2.2(b)参照）。厚い版のように部材高さがせん断スパンよりも大きい場合、せん断抵抗幅を過大に評価することとなる。また、せん断スパンが部材高さの半分以下となる箇所では、せん断抵抗幅が支承位置より外側に出るという矛盾が生じる。このようにどちらのせん断スパンが最適であるか部材形状等によっても影響があるので、両手法により計算し、比較検討を行う。

なお、載荷領域が円形や小判形の場合には、等価面積の矩形に置き換えることとする。



(a) せん断抵抗幅 I



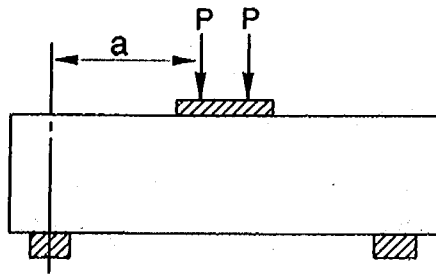
(b) せん断抵抗幅 II

図-3.2.2 せん断抵抗幅

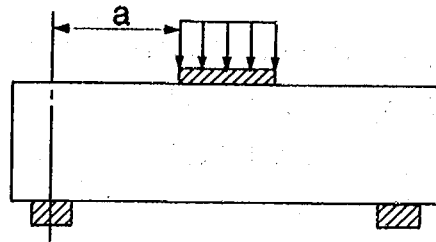
2) せん断スパン

せん断スパンとは、荷重作用点から支承点までの距離であるが、分布荷重の場合や支承が幅を有する場合の定義が明確化されていない。ここでは、前述のとおり分布荷重から変換した集中荷重の荷重作用点から支承中心までの距離をせん断スパン（図-3.2.3(a)参照）とすることを基本とするが、載荷領域前面から支承中心までの距離をせん断スパンとした場合（図-3.2.3(b)参照）についても試算を行うこととする。

なお、杭基礎フーチング模型の場合には、杭中心までの距離となる。



(a) せん断スパン I



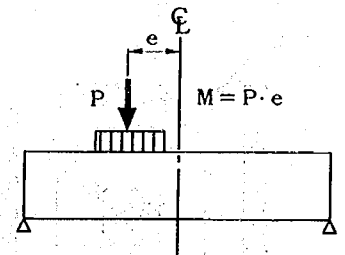
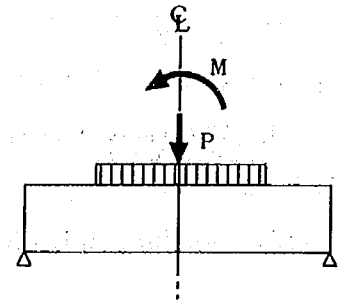
(b) せん断スパン II

図-3.2.3 せん断スパン

3) [鉛直荷重+曲げモーメント]作用時の耐力算定法

鉛直荷重と曲げモーメントが同時に作用する場合は、図-3.2.4に示すように曲げモーメントによる偏心量だけ鉛直荷重が偏心して作用すると考える。有効載荷面積は、偏心位置を重心とする矩形断面として減少させ、それによりせん断抵抗幅やせん断スパンが変化し、せん断耐力を低下させるものとする。

偏心が大きくなり、偏心量が載荷領域の外側となる場合や曲げモーメントのみが作用する場合には、図-3.2.5に示すように載荷領域の片側半分のみで鉛直荷重に抵抗すると考える。すなわち、部材の片側半分のためのせん断抵抗幅とし、せん断耐力を偏心のない鉛直荷重のみの場合の半分とするものである。



有効載荷面積
(斜線部)

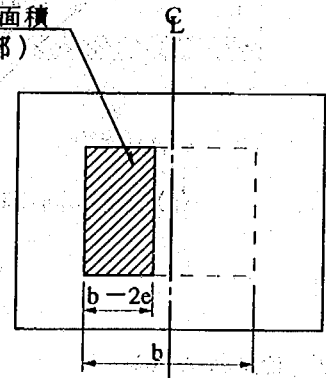


図-3.2.4 偏心載荷時の考え方

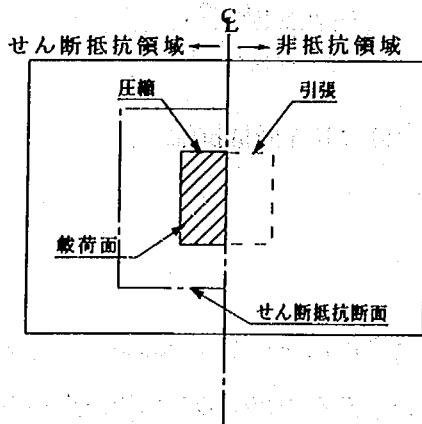


図-3.2.5 偏心量が多い場合

3.2.2 修正道示式

コンクリートのみでせん断力を負担する場合のせん断応力度を引張鉄筋比や有効高を考慮して算出する。

せん断耐力は、次式より求めるものとする。

$$S_c = 10 \tau_c \cdot b \cdot d \cdots \cdots (3.8)$$

$$\tau_c = 0.82 c_d \cdot p_t^{1/3} \cdot d^{-1/3} \cdot \sigma_{ck}^{1/3}$$

$$c_d = \frac{6.3}{1.3 + 0.8(a/d)^2} \geq 1.0$$

ここで、

S_c : せん断耐力 (lf)

τ_c : コンクリートの負担できる平均せん断応力度 (kgf/cm²)

b : せん断抵抗幅 (m)

d : 有効高さ (m)

c_d : せん断スパン比による割増し係数

p_t : 引張主鉄筋比 (%)

σ_{ck} : コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm²)

a : せん断スパン (m)

1) せん断抵抗幅

橋脚前面からフーチング厚の半分 ($h/2$) 離れた位置でのはり (図-3.2.6(a)) および版 (図-3.2.6(b)) としてのせん断抵抗断面とする。

2) 作用せん断力

せん断抵抗断面より外側に作用する反力を作用せん断力として照査する。(図-3.2.6斜線部)

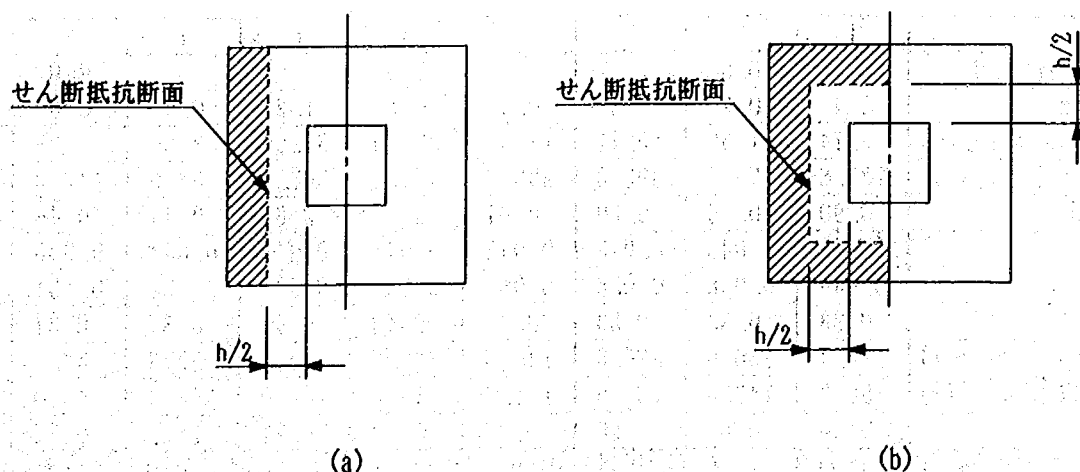


図-3.2.6 せん断抵抗幅

4. 耐力算定法と実験結果の比較

4.1 平成6年度ケーソン基礎頂版模型実験

4.1.1 曲げ耐力

① 部材厚さ方向の荷重分散の影響を考慮した降伏線理論を用いて試算を行う。

[算定例]

CASE1 ($a/d=0.5$, $p_t=0.4\%$) の場合についての曲げ破壊荷重の算定を行う。

図-4.1.1に示すようにスラブ厚さ方向への荷重分散を考慮すると、検討に用いる載荷面積は、 450×450 となる。

表-3.1.1の $u/a=450/500=0.9$ より、

全面載荷時・・・ $M_{1max}=0.048P_1$

部分載荷時・・・ $M_{2max}=0.058P_2$

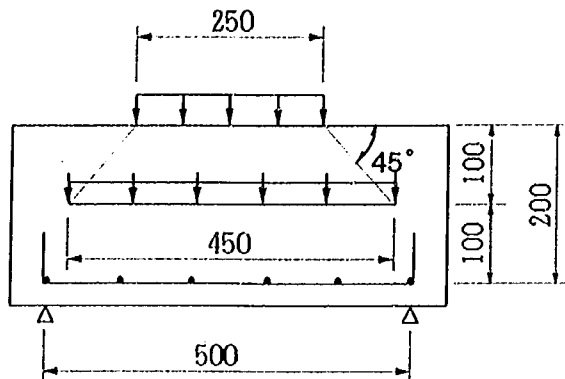
ここに、 P_1 ：全面載荷時の終局荷重

P_2 ：部分載荷時の終局荷重

$M_{1max}=M_{2max}$ より、

$$P_2=0.048P_1/0.058$$

$$=0.83P_1$$



単位幅当たりの終局曲げモーメント M_{uo} を求める。

図-4.1.1

諸値は、表-2.1.1による。

$$\begin{aligned} M_{uo} &= [A_s \cdot \sigma_{sy} (d - A_s \cdot \sigma_{sy} / (1.7 \cdot \sigma_{ck} \cdot b))] / b \\ &= [3.96 \times 3733 \times (20 - 3.96 \times 3733 / (1.7 \times 294.2 \times 50))] / 50 \\ &= 5738.3 \text{ kgf} \cdot \text{cm/cm} = 5.74 \text{ tf} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$P_1 = 24M_{uo} \text{ より } P_1 = 24 \times 5.74 = 137.8 \text{ tf}$$

$$P_2 = 0.83P_1 \text{ より } P_2 = 0.83 \times 137.8 = 114.4 \text{ tf} \text{ この } P_2 \text{ が計算上の曲げ破壊荷重となる。}$$

同様にして算出した各供試体の終局荷重および実験時最大荷重を表-4.1.1に示す。

表-4.1.1 終局荷重(計算値)および実験時最大荷重

CASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
せん断スパン比 a/d	0.5			1.0			2.0		
設計鉄筋比 p_t	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2
終局モーメント M_{uo} (tf・m/m)	5.74	11.59	16.41	12.44	23.79	37.66	3.69	5.93	9.33
終局荷重(全面) P_1 (tf)	137.8	278.2	393.8	298.6	571.0	903.8	88.6	142.3	223.9
載荷幅の比率	0.90	0.90	0.90	0.61	0.61	0.61	0.44	0.44	0.44
β (全面)	0.048	0.048	0.048	0.048	0.048	0.048	0.048	0.048	0.048
β (部分)	0.058	0.058	0.058	0.097	0.097	0.097	0.131	0.131	0.131
P_2/P_1	0.83	0.83	0.83	0.49	0.49	0.49	0.37	0.37	0.37
終局荷重(部分) P_2 (tf)	114.4	230.9	326.8	146.3	279.8	442.9	32.8	52.7	82.8
実験時最大荷重 P_v (tf)	106.3	143.5	164.6	124.2	146.8	166.0	45.3	49.0	48.2
P_v/P_2		0.62	0.50		0.52	0.37		0.93	0.58

曲げ破壊した主鉄筋比が0.4%の3ケース(網掛け)の内、CASE1とCASE4の算定値が過大評価となっている。

② 2方向ばりとして試算を行う。

[算定例]

CASE1 (a/d=0.5、 $p_t=0.4\%$) の場合についての曲げ破壊荷重の算定を行う。

図-4.1.2に示すようにスラブ厚さ方向への荷重分散を考慮すると、検討に用いる載荷面積は、 450×450 となる。

終局曲げモーメント M_u を求める。諸値は、表-2.1.1による。

曲げ有効幅 $b=250+2 \times 200=650 > 500$ (支承中心間距離)

よって、 $b=500$ (=50cm)

$$\begin{aligned} M_u &= A_s \cdot \sigma_{sy} (d - A_s \cdot \sigma_{sy} / (1.7 \cdot \sigma_{ck} \cdot b)) \\ &= 3.96 \times 3733 \times (20 - 3.96 \times 3733 / (1.7 \times 294.2 \times 50)) \\ &= 286914.9 \text{ kgf} \cdot \text{cm} = 2.87 \text{ tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

鉛直荷重の分配

正方形スラブより、両方向とも $P/2$ となる。

奥行き1m当たりの力の釣り合い条件より、

$$P/2 = w_1 \times 0.45$$

$$\therefore w_1 = 1.11P$$

$$w_0 = 0.25 \times 1.0 \times 2.5 = 0.625 \text{ tf/m}$$

以上より、曲げ耐力 M_u と等しい最大曲げモーメント M_{max} を発生させる鉛直力 P を求める。

$$P = 83.3 \text{ tf}$$

この P が計算上の曲げ破壊荷重となる。

同様にして算出した各供試体の終局荷重および実験時最大荷重を表-4.1.2に示す。

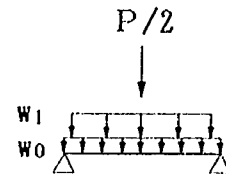
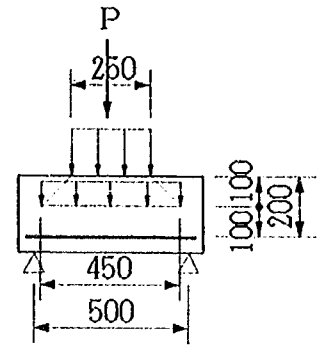


図-4.1.2

表-4.1.2 終局荷重(計算値)および実験時最大荷重

CASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
せん断スパン比 a/d	0.5			1.0			2.0		
設計鉄筋比 p_t	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2
曲げ有効幅 b (cm)	50.0	50.0	50.0	85.0	85.0	85.0	55.0	55.0	55.0
終局曲げモーメント M_u (tf·m)	2.87	5.79	8.20	11.17	21.32	33.67	2.93	5.07	7.76
終局荷重 P (tf)	83.3	168.8	238.5	142.0	272.0	429.1	33.2	57.6	88.4
実験時最大荷重 P_v (tf)	106.3	143.5	164.6	124.2	146.8	166.0	45.3	49.0	48.2
P_v/P		0.85	0.69		0.54	0.39		0.85	0.56

曲げ破壊した主鉄筋比が0.4%の3ケース(網掛け)の内、CASE4の算定値が多少過大評価となっている。

③ 修正道示式を用いて試算を行う。

[算定例]

CASE1 ($a/d=0.5$, $p_t=0.4\%$) の場合についての曲げ破壊荷重の算定を行う。

単位幅当たりの終局曲げモーメント M_u を求める。

諸値は、表-2.1.1による。

$$\begin{aligned} M_{uo} &= [A_s \cdot \sigma_{sy} (d - A_s \cdot \sigma_{sy} / (1.7 \cdot \sigma_{ck} \cdot b))] / b \\ &= [3.96 \times 3733 \times (20 - 3.96 \times 3733 / (1.7 \times 294.2 \times 50))] / 50 \\ &= 5738.3 \text{ kgf} \cdot \text{cm/cm} = 5.74 \text{ tf} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

照査断面前面の単位幅当たりの頂版自重によるモーメント M_{wo} を求める。

$$\begin{aligned} M_{wo} &= (1.0 \times 0.175 \times 0.25) \times 2.5 \times 0.0875 \\ &= 0.0096 \text{ tf} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

曲げ耐力 M_{uo} と等しい最大曲げモーメント M_{max} を発生させる鉛直力 P を求める。

$$\begin{aligned} P &= \frac{M_{uo} + M_{wo}}{L} U \\ &= \frac{5.74 + 0.0096}{0.125} \times 2.0 \\ &= 92.0 \text{ tf} \end{aligned}$$

U : 支承部全長 (m)

L : 照査断面と支承の距離 (m)

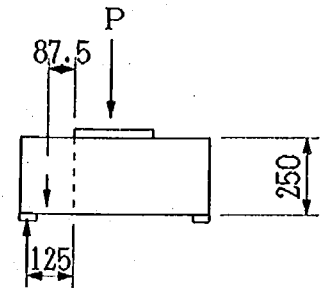


図-4.1.3

この P が計算上の曲げ破壊荷重となる。

同様に算出した各供試体の終局荷重および実験時最大荷重を表-4.1.3に示す。

表-4.1.3 終局荷重(計算値)および実験時最大荷重

CASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
せん断スパン比 a/d	0.5			1.0			2.0		
設計鉄筋比 p_t	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2
終局モーメント M_{uo} (tf・m/m)	5.74	11.59	16.41	12.44	23.79	37.66	3.69	5.93	9.33
自重モーメント M_{wo} (tf・m/m)	0.01	0.01	0.01	0.06	0.06	0.06	0.03	0.03	0.03
支承部全長 U (m)	2.0	2.0	2.0	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
照査断面と支承の距離 L	0.125	0.125	0.125	0.325	0.325	0.325	0.325	0.325	0.325
終局荷重 P (tf)	92.0	185.6	262.7	138.5	264.2	417.8	41.3	66.1	103.7
実験時最大荷重 P_v (tf)	106.3	143.5	164.6	124.2	146.8	166.0	45.3	49.0	48.2
P_v/P_2		0.77	0.63		0.56	0.40		0.74	0.46

曲げ破壊した主鉄筋比が0.4%の3ケース(網掛け)の内、CASE4の算定値が多少過大評価となっている。

4. 1. 2 セン断耐力

1) コンクリート標準示方書のディープビームのせん断耐力算定式に2方向性を考慮した式を用いて試算を行う。

[算定例]

CASE5 ($a/d=1.0$ 、 $p_t=0.8\%$) の場合についてのせん断破壊荷重の算定を行う。

① セン断抵抗幅をせん断スパンの半分の位置($a/2$)とした場合

図-4.1.4よりせん断抵抗幅 u は535mm、

せん断スパン a は365mmとなり、4方向とも同じである。

よって、

$$\begin{aligned} V_{Ds} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{cd} \cdot u \cdot d \\ &= \sqrt[4]{100/30} \times \sqrt[3]{0.72 \times 5 / (1 + (36.5/30)^2)} \times 0.6 \sqrt{244.3} \\ &\quad \times 53.5 \times 4 \times 30 \\ &= 146987.9 \text{ kgf} \\ &= 147.0 \text{ tf} \end{aligned}$$

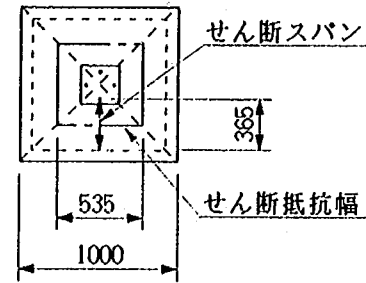


図-4.1.4

同様に算出した各供試体のせん断破壊荷重および実験時最大荷重を表-4.1.4に示す。

表-4.1.4 セン断破壊荷重(計算値)および実験時最大荷重

CASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
せん断スパン比 a/d	0.5			1.0			2.0		
設計鉄筋比 p_t	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2
有効高さ d (cm)	20.0	20.0	20.0	30.0	30.0	30.0	15.0	15.0	15.0
せん断スパン a (cm)	16.5	16.5	16.5	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5
せん断抵抗幅 u (cm)	33.5	33.5	33.5	53.5	53.5	53.5	53.5	53.5	53.5
鉄筋比 p_t (%)	0.40	0.79	1.15	0.38	0.72	1.15	0.42	0.75	1.18
コンクリート圧縮強度 σ_{ck}	294.2	244.9	282.7	284.3	244.3	271.8	260.5	226.6	256.8
せん断破壊荷重 V_{Ds} (tf)	90.4	103.5	126.0	128.1	147.0	181.2	25.2	28.5	35.3
実験時最大荷重 P_v (tf)	106.3	143.5	164.6	124.2	146.8	166.0	45.3	49.0	48.2
P_v/V_{Ds}	1.18			0.97			1.80		

網掛けは、せん断破壊したケースである。

せん断スパン比が2.0のケースで過小評価となっている。

② せん断抵抗幅を載荷領域から部材高さの半分の位置 (h/2) とした場合

図-4.1.5よりせん断抵抗幅 u は、 $(250+350)=600\text{mm}$ 、
せん断スパン a は 365mm となり、4方向とも同じである。

よって、

$$\begin{aligned} V_{Ds} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot u \cdot d \\ &= \sqrt[4]{100/30} \times \sqrt[3]{0.72} \times 5 / (1 + (36.5/30)^2) \times 0.6 \sqrt{244.3} \\ &\quad \times 60 \times 4 \times 30 \\ &= 164846.2 \text{ kgf} \\ &= 164.8 \text{ tf} \end{aligned}$$

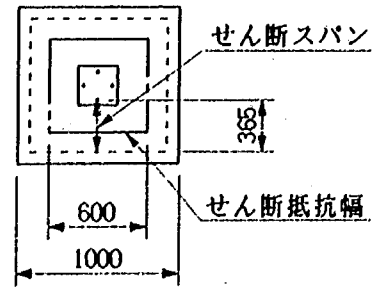


図-4.1.5

同様にして算出した各供試体のせん断破壊荷重および実験時最大荷重を表-4.1.5に示す。
せん断抵抗幅が支承位置を越える場合、支承中心間距離をせん断抵抗幅とした。

表-4.1.5 せん断破壊荷重(計算値)および実験時最大荷重

CASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
せん断スパン比 a/d	0.5			1.0			2.0		
設計鉄筋比 p_t	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2
有効高さ d (cm)	20.0	20.0	20.0	30.0	30.0	30.0	15.0	15.0	15.0
せん断スパン a (cm)	16.5	16.5	16.5	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5	36.5
せん断抵抗幅 u (cm)	50.0	50.0	50.0	60.0	60.0	60.0	45.0	45.0	45.0
鉄筋比 p_t (%)	0.40	0.79	1.15	0.38	0.72	1.15	0.42	0.75	1.18
コンクリート圧縮強度 σ_{ck}	294.2	244.9	282.7	284.3	244.3	271.8	260.5	226.6	256.8
せん断破壊荷重 V_{Ds} (tf)	134.9	154.5	188.1	143.7	164.8	203.3	21.2	24.0	29.7
実験時最大荷重 P_v (tf)	106.3	143.5	164.6	124.2	146.8	166.0	45.3	49.0	48.2
P_v/V_{Ds}	0.79			0.86			2.14		

網掛けは、せん断破壊したケースである。

せん断スパン比が0.5と1.0のケースで多少過大評価、2.0のケースで過小評価となっている。

- ③ せん断抵抗幅をせん断スパンの半分の位置(a/2)とし、せん断スパンを載荷版の前面より支承部中心までとした場合

図-4.1.6よりせん断抵抗幅uは、575mm、
せん断スパンaは325mmとなり、4方向とも同じである。

よって、

$$\begin{aligned}
 V_{Ds} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot u \cdot d \\
 &= 1 \sqrt{100/30} \times 3 \sqrt{0.72} \times 5 / (1 + (32.5/30)^2) \times 0.6 \sqrt{244.3} \\
 &\quad \times 57.5 \times 4 \times 30 \\
 &= 180266.1 \text{ kgf} \\
 &= 180.3 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

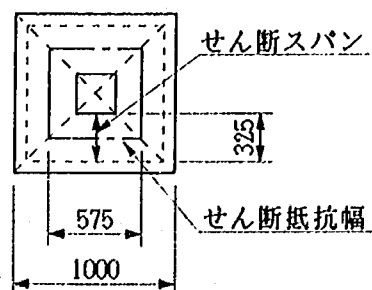


図-4.1.6

同様にして算出した各供試体のせん断破壊荷重および実験時最大荷重を表-4.1.6に示す。

表-4.1.6 せん断破壊荷重(計算値)および実験時最大荷重

CASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
せん断スパン比 a/d	0.5			1.0			2.0		
設計鉄筋比 p_t	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2
有効高さ d (cm)	20.0	20.0	20.0	30.0	30.0	30.0	15.0	15.0	15.0
せん断スパン a (cm)	12.5	12.5	12.5	32.5	32.5	32.5	32.5	32.5	32.5
せん断抵抗幅 u (cm)	37.5	37.5	37.5	57.5	57.5	57.5	57.5	57.5	57.5
鉄筋比 p_t (%)	0.40	0.79	1.15	0.38	0.72	1.15	0.42	0.75	1.18
コンクリート圧縮強度 σ_{ck}	294.2	244.9	282.7	284.3	244.3	271.8	260.5	226.6	256.8
せん断破壊荷重 V_{Ds} (tf)	122.3	140.0	170.5	157.1	180.3	222.3	33.0	37.3	46.2
実験時最大荷重 P_v (tf)	106.3	143.5	164.6	124.2	146.8	166.0	45.3	49.0	48.2
P_v/V_{Ds}	0.87			0.79			1.37		

網掛けは、せん断破壊したケースである。

せん断スパン比が1.0のケースについて多少過大評価となっている。

- ④ せん断抵抗幅を載荷領域から部材高さの半分の位置 ($h/2$) の位置とし、せん断スパンを載荷版の前面より支承部中心までとした場合

図-4.1.7よりせん断抵抗幅 u は、 $(250+350)=600\text{mm}$ 、
せん断スパン a は 325mm となり、4方向とも同じである。

よって、

$$\begin{aligned} V_{Ds} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot f_{dd} \cdot u \cdot d \\ &= \sqrt[4]{100/30} \times \sqrt[3]{0.72 \times 5 / (1 + (32.5/30)^2)} \\ &\quad \times 0.6 \sqrt{244.3 \times 60 \times 4 \times 30} \\ &= 188103.8 \text{ kgf} \\ &= 188.1 \text{ tf} \end{aligned}$$

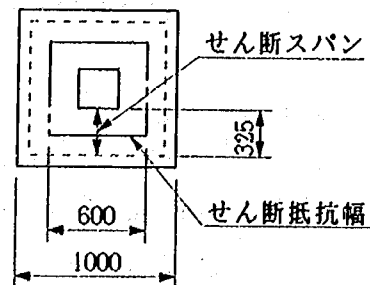


図-4.1.7

同様にして算出した各供試体のせん断破壊荷重および実験時最大荷重を表-4.1.7に示す。

せん断抵抗幅が支承位置を越える場合、支承中心間距離をせん断抵抗幅とした。

表-4.1.7 せん断破壊荷重(計算値)および実験時最大荷重

CASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
せん断スパン比 a/d	0.5			1.0			2.0		
設計鉄筋比 p_t	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2
有効高さ d (cm)	20.0	20.0	20.0	30.0	30.0	30.0	15.0	15.0	15.0
せん断スパン a (cm)	12.5	12.5	12.5	32.5	32.5	32.5	32.5	32.5	32.5
せん断抵抗幅 u (cm)	50.0	50.0	50.0	60.0	60.0	60.0	45.0	45.0	45.0
鉄筋比 p_t (%)	0.40	0.79	1.15	0.38	0.72	1.15	0.42	0.75	1.18
コンクリート圧縮強度 σ_{ck}	294.2	244.9	282.7	284.3	244.3	271.8	260.6	226.6	256.8
せん断破壊荷重 V_{Ds} (tf)	163.1	186.7	227.3	164.0	188.1	231.7	25.8	29.2	36.1
実験時最大荷重 P_v (tf)	106.3	143.5	164.6	124.2	146.8	166.0	45.3	49.0	48.2
P_v/V_{Ds}	0.65			0.76			1.76		

網掛けは、せん断破壊したケースである。

せん断スパン比が0.5と1.0のケースについて多少過大評価、2.0のケースで過小評価となっている。

2) 修正道式を用いて試算を行う。

[算定例]

CASE5 ($a/d=1.0$, $p_t=0.8\%$) の場合についてのせん断破壊荷重の算定を行う。

鉛直荷重のみであるので、版としてのせん断で試算する。

⑤ せん断抵抗断面を載荷領域から部材高さの半分の位置 ($h/2$) での全周とした場合

図-4.1.8よりせん断抵抗幅 b は、 $(250+350)=600\text{mm}$ 、

せん断スパン a は 325mm となり、4方向とも同じである。

よって、

$$c_d = \frac{6.3}{1.3 + 0.8(a/d)^2}$$

$$= \frac{6.3}{1.3 + 0.8(0.325/0.3)^2}$$

$$= 2.81$$

$$\tau_c = 0.82 c_d \cdot p_t^{1/3} \cdot d^{-1/3} \cdot \sigma_{ck}^{1/3}$$

$$= 0.82 \times 2.81 \times 0.72^{1/3} \times 0.3^{-1/3} \times 244.3^{1/3}$$

$$= 19.3 \text{ kgf/cm}^2$$

$$S_c = 10 \tau_c \cdot b \cdot d$$

$$= 10 \times 19.3 \times 0.6 \times 4 \times 0.3$$

$$= 139.0 \text{ tf}$$

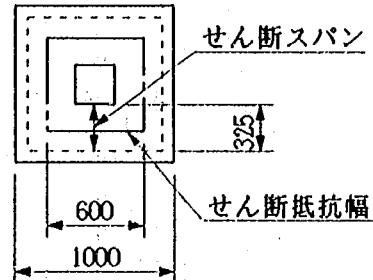


図-4.1.8

同様にして算出した各供試体のせん断破壊荷重および実験時最大荷重を表-4.1.8に示す。

表-4.1.8 せん断破壊荷重(計算値)および実験時最大荷重

CASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
せん断スパン比 a/d	0.5			1.0			2.0		
設計鉄筋比 p_t	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2
有効高さ d (cm)	20.0	20.0	20.0	30.0	30.0	30.0	15.0	15.0	15.0
せん断スパン a (cm)	12.5	12.5	12.5	32.5	32.5	32.5	32.5	32.5	32.5
割増し係数 c_d	3.91	3.91	3.91	2.81	2.81	2.81	1.25	1.25	1.25
鉄筋比 p_t (%)	0.40	0.79	1.15	0.38	0.72	1.15	0.42	0.75	1.18
コンクリート圧縮強度 σ_{ck}	294.2	244.9	282.7	284.3	244.3	271.8	260.5	226.6	256.8
せん断応力度 τ_c	26.9	31.7	37.7	16.4	19.3	23.4	9.2	10.7	13.0
せん断抵抗幅 b (cm)	50.0	50.0	50.0	60.0	60.0	60.0	45.0	45.0	45.0
せん断破壊荷重 S_c (tf)	107.6	126.8	150.8	118.1	139.0	168.5	24.8	28.9	35.1
実験時最大荷重 P_v (tf)	106.3	143.5	164.6	124.2	146.8	166.0	45.3	49.0	48.2
P_v/S_c	0.99			1.05			1.83		

網掛けは、せん断破壊したケースである。

せん断スパン比が0.5と1.0のケースで比較的实验値に近い値となっている。せん断スパン比が2.0のケースは、計算値が实验値よりも小さな値となっているが、これは仮定したせん断抵抗幅に問題があるものと考えられる。

4. 1. 4 各算定値の比較

表-4.1.9 各式における算定値と実験値の比較

CASE	1	2	3	4	5	6	7	8	9
せん断スパン比 a/d	0.5			1.0			2.0		
設計鉄筋比 ρ_t	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2	0.4	0.8	1.2
曲げ破壊荷重 ① (tf)	114.4 (0.93)	230.9 (0.62)	326.8 (0.50)	146.3 (0.85)	279.8 (0.52)	442.9 (0.37)	32.8 (1.38)	52.7 (0.93)	82.8 (0.58)
曲げ破壊荷重 ② (tf)	83.3 (1.28)	168.8 (0.85)	238.5 (0.69)	142.0 (0.87)	272.0 (0.54)	429.1 (0.39)	33.2 (1.36)	57.6 (0.85)	88.4 (0.56)
曲げ破壊荷重 ③ (tf)	87.6 (1.16)	176.9 (0.77)	250.6 (0.63)	135.6 (0.90)	259.8 (0.56)	411.7 (0.40)	40.1 (1.10)	64.6 (0.74)	101.7 (0.46)
せん断破壊荷重 ① (tf)	90.4 (1.18)	103.5 (1.39)	126.0 (1.31)	128.1 (0.97)	147.0 (1.00)	181.2 (0.82)	25.2 (1.80)	28.5 (1.72)	35.3 (1.37)
せん断破壊荷重 ② (tf)	134.9 (0.79)	154.5 (0.93)	188.1 (0.88)	143.7 (0.86)	164.8 (0.89)	203.3 (0.82)	21.2 (2.14)	24.0 (2.04)	29.7 (1.62)
せん断破壊荷重 ③ (tf)	122.3 (0.87)	140.0 (1.03)	170.5 (0.97)	157.1 (0.79)	180.3 (0.81)	222.3 (0.75)	33.0 (1.37)	37.3 (1.31)	46.2 (1.04)
せん断破壊荷重 ④ (tf)	163.1 (0.65)	186.7 (0.77)	227.3 (0.72)	164.0 (0.76)	188.1 (0.78)	231.9 (0.72)	25.8 (1.76)	29.2 (1.68)	36.1 (1.34)
せん断破壊荷重 ⑤ (tf)	125.6 (0.99)	148.4 (1.13)	176.4 (1.09)	129.6 (1.05)	152.6 (1.06)	185.0 (0.99)	25.1 (1.83)	29.2 (1.70)	35.4 (1.37)
実験時最大荷重 P_v (tf)	106.3	143.5	164.6	124.2	146.8	166.0	45.3	49.0	48.2
破壊形態	曲げ	せん断	せん断	曲げ	せん断	せん断	曲げ	せん断	せん断

※ ()内は、実験値／計算値を示している。

曲げ耐力は、せん断スパン比が1.0のケースで全ての算定式において実験値を上回った計算値となった。全体的に見ると③の算定式が比較的近い値となっている。

ディープビーム式のせん断耐力は、せん断スパン比が0.5と2.0のケースで③の算定式、せん断スパン比が1.0のケースで①の算定式が比較的近い値となっている。どちらの式もせん断抵抗幅をせん断スパンの半分の位置($a/2$)としたものである。

修正道示式のせん断耐力は、せん断スパン比が2.0のケース以外で比較的近い値となっている。

せん断耐力においては、せん断スパン比が2.0のケースで全ての算定式が実験値を下回った計算値となった。

曲げ破壊したケースおよびせん断破壊したケースのそれぞれの実験値／計算値～せん断スパン比の関係を図-4.1.9～4.1.10に、せん断破壊したケースの実験値／計算値～主鉄筋比の関係を図-4.1.11に示す。

実験値／計算値

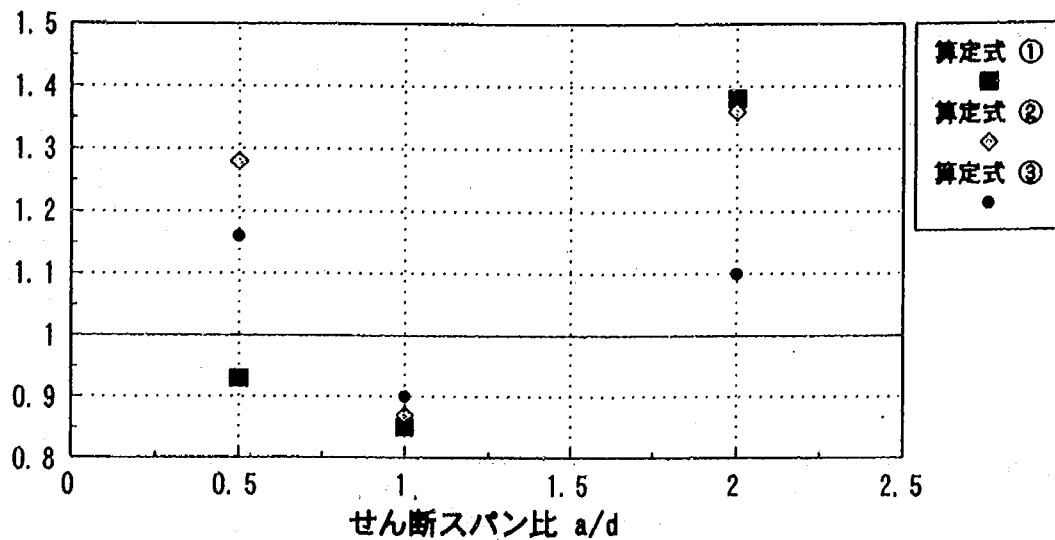


図-4.1.9 実験値／計算値～せん断スパン比の関係（曲げ耐力）

実験値／計算値

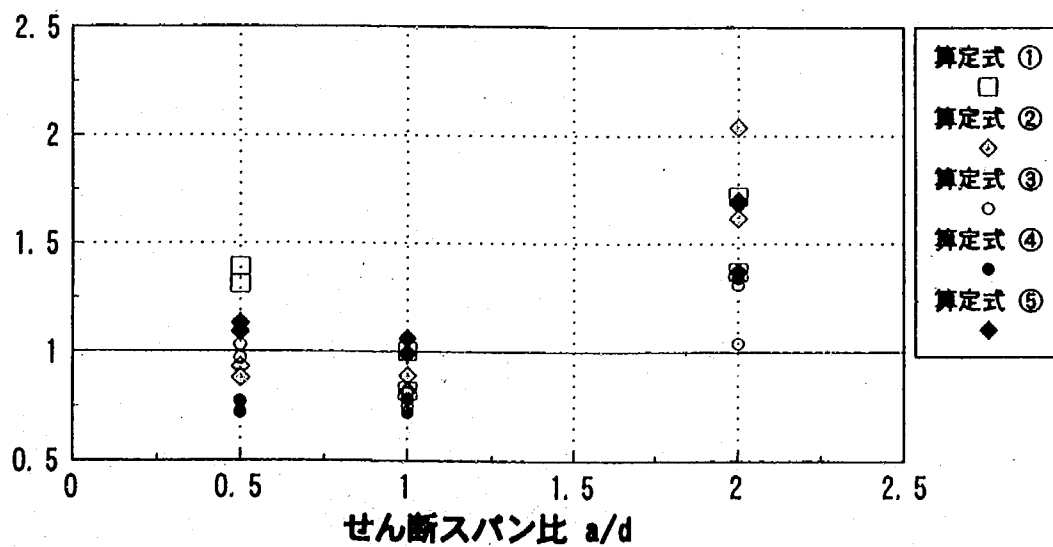


図-4.1.10 実験値／計算値～せん断スパン比の関係（せん断耐力）

実験値／計算値

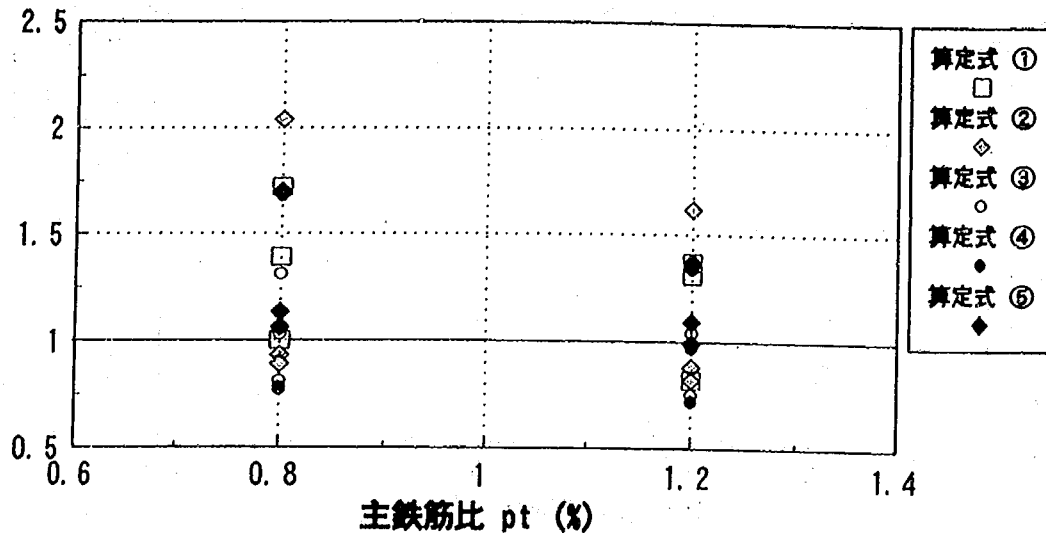


図-4.1.11 実験値／計算値～主鉄筋比の関係（せん断耐力）

4.2 平成7年度ケーソン基礎頂版模型実験

4.2.1 曲げ耐力

小判型の柱を面積が等しくなるような長方形の柱に換算する。

$$\text{長辺の長さ} = (\pi \cdot 300^2 + 800 \times 600) / 600 = 1271$$

① 降伏線理論

平成6年度の実験の場合、全面載荷を部分載荷に置き換えて終局荷重を求めたが、ここでは頂版が円形であるため、全面載荷から部分載荷への置き換えができないので降伏線理論による耐力の試算は行わない。

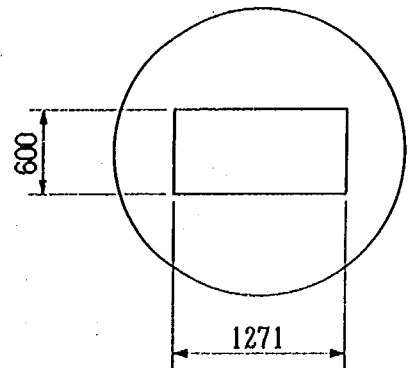


図-4.2.1

② 2方向ばりとしての試算を行う。

鉛直荷重の分配、式(3.5)より

$$\begin{cases} \text{短辺側 } P_1 = 1.271 / (1.271 + 0.6) \cdot P \\ \text{長辺側 } P_2 = 1/2 \cdot P \end{cases}$$

[算定例]

CASE2' (鉛直載荷のみ) についての曲げ破壊荷重の算定を行う。

i) 橋軸方向

図-4.2.2に示すようにスラブ厚さ方向への荷重分散を考慮すると、橋軸方向での検討に用いる載荷幅は、1170mmとなる。

終局曲げモーメント M_u を求める。諸値は、表-2.2.1による。

曲げ有効幅 $b = 1271 + 2 \times 570 = 2411 > 1800$ (支承中心間距離)

よって、 $b = 1800$ (=180cm)

$$\begin{aligned} M_u &= A_s \cdot \sigma_{sy} (d - A_s \cdot \sigma_{sy} / (1.7 \cdot \sigma_{ck} \cdot b)) \\ &= 73.5 \times 3772 \times (57 - 73.5 \times 3772 / (1.7 \times 414 \times 180)) \\ &= 15196062.9 \text{ kgf} \cdot \text{cm} = 152.0 \text{ tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

鉛直荷重の分配

$$\text{短辺側 } P_1 = 1.271 / (1.271 + 0.6) \cdot P = 0.679 P$$

奥行き 1 mあたりの力の釣り合い条件より、

$$0.679 P = w_1 \times 1.17$$

$$\therefore w_1 = 0.58 P$$

$$w_0 = 0.6 \times 1 \times 2.5 = 1.5 \text{ tf/m}$$

以上より、曲げ耐力 M_u と等しい最大曲げモーメント

$M_{\max}$ を発生させる鉛直力 P を求める。

$$\therefore P = 730.8 \text{ tf}$$

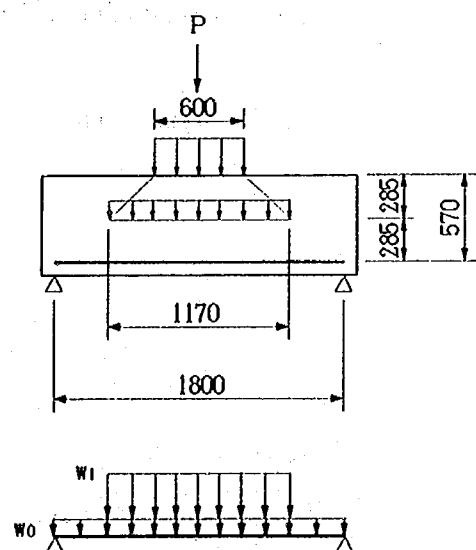


図-4.2.2

ii) 橋軸直角方向

図-4.2.3に示すようにスラブ厚さ方向への荷重分散を考慮すると、橋軸直角方向での検討に用いる載荷幅は、 $1841 > 1800$ (支承中心間距離)より 1800mm とする。

終局曲げモーメント M_u を求める。諸値は、表-2.2.1による。

$$\text{曲げ有効幅 } b = 600 + 2 \times 570 = 1740 \text{ (=174cm)}$$

$$M_u = A_s \cdot \sigma_{sy} (d - A_s \cdot \sigma_{sy} / (1.7 \cdot \sigma_{ck} \cdot b))$$

$$= 65.8 \times 3772 \times (57 - 65.8 \times 3772$$

$$/ (1.7 \times 414 \times 174))$$

$$= 13644230 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$$

$$= 136.4 \text{ tf} \cdot \text{m}$$

鉛直荷重の分配

$$\text{長辺側 } P_2 = 1/2 \cdot P$$

奥行き1mあたりの力の釣り合い条件より、

$$0.5P = w_1 \times 1.8$$

$$\therefore w_1 = 0.44P$$

$$w_0 = 0.6 \times 1 \times 2.5 = 1.5 \text{ tf/m}$$

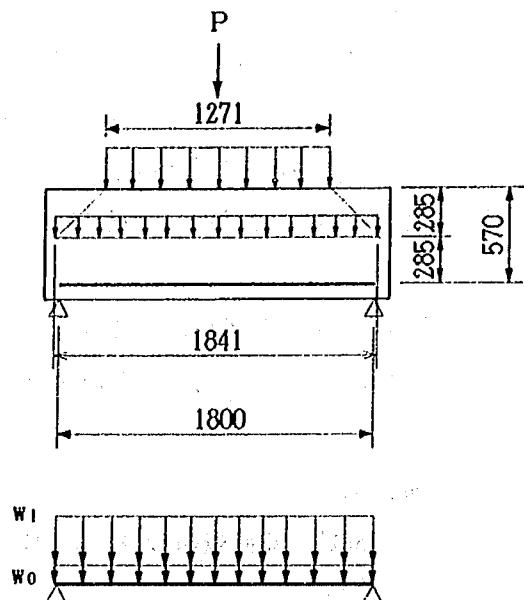


図-4.2.3

以上より、曲げ耐力 M_u と等しい最大曲げモーメント M_{max} を発生させる鉛直力 P を求める。

$$\therefore P = 765.2 \text{ tf}$$

③ 修正道式を用いて試算を行う。

[算定例]

CASE2' (鉛直载荷のみ) についての曲げ破壊荷重の算定を行う。

i) 橋軸方向

単位幅当たりの終局曲げモーメント M_{uo} を求める。諸値は、表-2.2.1による。

曲げ有効幅 $b = 1271 + 2 \times 570 = 2411 > 1800$ (支承中心間距離) よって、 $b = 1800$

$$\begin{aligned} M_{uo} &= [A_s \cdot \sigma_{sy} (d - A_s \cdot \sigma_{sy} / (1.7 \cdot \sigma_{ck} \cdot b))] / b \\ &= [73.5 \times 3772 \times (57 - 73.5 \times 3772 / (1.7 \times 414 \times 180))] / 180 \\ &= 84422.6 \text{ kgf} \cdot \text{cm/cm} = 84.4 \text{ tf} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

照査断面前面の単位幅当たりの頂版自重によるモーメント M_{wo} を求める。

$$\begin{aligned} M_{wo} &= 0.394 \times 2.5 \times 0.35 \\ &= 0.345 \text{ tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

曲げ耐力 M_{uo} と等しい最大曲げモーメント M_{max}

を発生させる鉛直力 P を求める。

$$\begin{aligned} P &= \frac{M_{uo} + M_{wo}}{L} U \quad \begin{array}{l} U: \text{支承部全長 (m)} \\ L: \text{照査断面と支承の} \\ \text{距離 (m)} \end{array} \\ &= \frac{84.4 + 0.345}{0.6} \times 5.65 \\ &= 798.0 \text{ tf} \end{aligned}$$

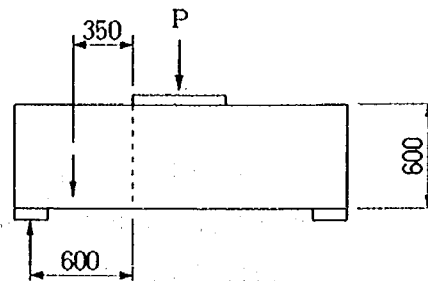


図-4.2.4

ii) 橋軸直角方向

単位幅当たりの終局曲げモーメント M_{uo} を求める。諸値は、表-2.2.1による。

曲げ有効幅 $b = 600 + 2 \times 570 = 1740$

$$\begin{aligned} M_{uo} &= [A_s \cdot \sigma_{sy} (d - A_s \cdot \sigma_{sy} / (1.7 \cdot \sigma_{ck} \cdot b))] / b \\ &= [65.8 \times 3772 \times (57 - 65.8 \times 3772 / (1.7 \times 414 \times 174))] / 174 \\ &= 78415.1 \text{ kgf} \cdot \text{cm/cm} = 78.4 \text{ tf} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

照査断面前面の単位幅当たりの頂版自重によるモーメント M_{wo} を求める。

$$\begin{aligned} M_{wo} &= 0.190 \times 2.5 \times 0.1825 \\ &= 0.087 \text{ tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

曲げ耐力 M_u と等しい最大曲げモーメント M_{max}

を発生させる鉛直力 P を求める。

$$\begin{aligned} P &= \frac{M_{uo} + M_{wo}}{L} U \\ &= \frac{78.4 + 0.087}{0.265} \times 5.65 \\ &= 1673.4 \text{ tf} \end{aligned}$$

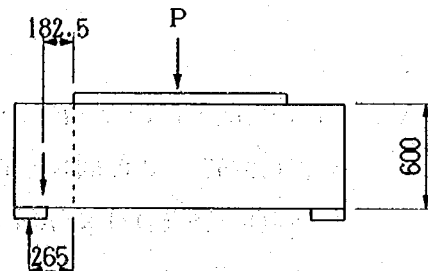


図-4.2.5

4.2.2 セン断耐力

- 1) コンクリート標準示方書のディープビームのせん断耐力算定式に2方向性を考慮した式を用いて試算を行う。CASE1、2（2軸載荷）は、偏心量が大きいことより鉛直載荷のみの場合の半分の値を耐力とした。

〔算定例〕

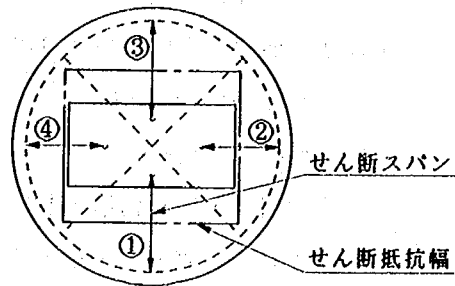
CASE2'（鉛直載荷のみ）についてのせん断破壊荷重の算定を行う。

せん断抵抗幅が支承位置を越える場合、支承中心間距離をせん断抵抗幅とした。

- ① セン断抵抗幅をせん断スパンの半分の位置($a/2$)とした場合

この時の各方向のせん断スパン a_i とせん断抵抗幅 u_i は、図-4.2.6より、

	①	②	③	④
a_i (cm)	70.0	51.5	70.0	51.5
u_i (cm)	110.0	125.0	110.0	125.0



よって、

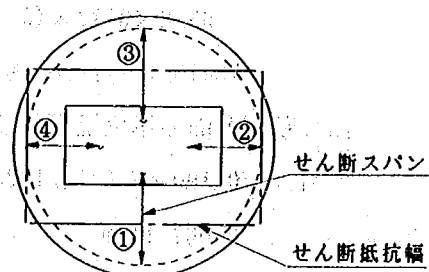
$$\begin{aligned}
 V_{DS} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{dd} \cdot \sum (\beta_{a_i} \cdot u_i) \cdot d \\
 &= \sqrt[4]{100/57} \times \sqrt[3]{0.68} \times 0.6 \sqrt{414} \times \{5/(1+(70/57)^2) \times 110 + 5/(1+(51.5/57)^2) \times 125 \\
 &\quad + 5/(1+(70/57)^2) \times 110 + 5/(1+(51.5/57)^2) \times 125\} \times 57 \\
 &= 793529.0 \text{ kgf} \\
 &= 793.5 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

図-4.2.6

- ② セン断抵抗幅を載荷領域から部材高さの半分の位置($h/2$)とした場合

この時の各方向のせん断スパン a_i とせん断抵抗幅 u_i は、図-4.2.7より、

	①	②	③	④
a_i (cm)	70.0	51.5	70.0	51.5
u_i (cm)	170.0	120.0	170.0	120.0



よって、

$$\begin{aligned}
 V_{DS} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{dd} \cdot \sum (\beta_{a_i} \cdot u_i) \cdot d \\
 &= \sqrt[4]{100/57} \times \sqrt[3]{0.68} \times 0.6 \sqrt{414} \times \{5/(1+(70/57)^2) \times 170 + 5/(1+(51.5/57)^2) \times 120 \\
 &\quad + 5/(1+(70/57)^2) \times 170 + 5/(1+(51.5/57)^2) \times 120\} \times 57 \\
 &= 942612.8 \text{ kgf} \\
 &= 942.6 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

図-4.2.7

- ③ せん断抵抗幅をせん断スパンの半分の位置($a/2$)とし、せん断スパンを載荷版の前面より支承部中心までとした場合

この時の各方向のせん断スパン a_i とせん断抵抗幅 u_i は、図-4.2.8より、

	①	②	③	④
a_i (cm)	60.0	26.5	60.0	26.5
u_i (cm)	120.0	80.0	120.0	80.0

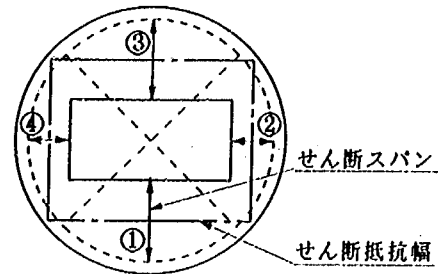


図-4.2.8

よって、

$$\begin{aligned}
 V_{Ds} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{dd} \cdot \sum (\beta_{a_i} \cdot u_i) \cdot d \\
 &= {}^4\sqrt{100/57} \times {}^3\sqrt{0.68} \times 0.6 \sqrt{414} \times \{5/(1+(60/57)^2) \times 120 + 5/(1+(26.5/57)^2) \times 80 \\
 &\quad + 5/(1+(60/57)^2) \times 120 + 5/(1+(26.5/57)^2) \times 80\} \times 57 \\
 &= 864163.4 \text{ kgf} \\
 &= 864.2 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

- ④ せん断抵抗幅を載荷領域から部材高さの半分の位置($h/2$)とし、せん断スパンを載荷版の前面より支承部中心までとした場合

この時の各方向のせん断スパン a_i とせん断抵抗幅 u_i は、図-4.2.9より、

	①	②	③	④
a_i (cm)	60.0	26.5	60.0	26.5
u_i (cm)	170.0	120.0	170.0	120.0

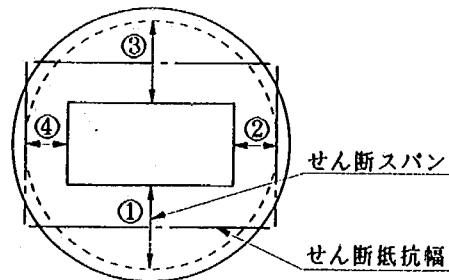


図-4.2.9

よって、

$$\begin{aligned}
 V_{Ds} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{dd} \cdot \sum (\beta_{a_i} \cdot u_i) \cdot d \\
 &= {}^4\sqrt{100/57} \times {}^3\sqrt{0.68} \times 0.6 \sqrt{414} \times \{5/(1+(60/57)^2) \times 170 + 5/(1+(26.5/57)^2) \times 120 \\
 &\quad + 5/(1+(60/57)^2) \times 170 + 5/(1+(26.5/57)^2) \times 120\} \times 57 \\
 &= 1262837.2 \text{ kgf} \\
 &= 1262.8 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

③' 【参考】

せん断抵抗幅をせん断スパンの半分の位置(a/2)で楕円と仮定し、せん断スパンを載荷版の前面より支承部中心までとした場合

この時の各方向のせん断スパン a_i とせん断抵抗幅 u_i は、図-4.2.10より、

	①	②	③	④
a_i (cm)	60.0	26.5	60.0	26.5
u_i (cm)	94.0	123.0	94.0	123.0

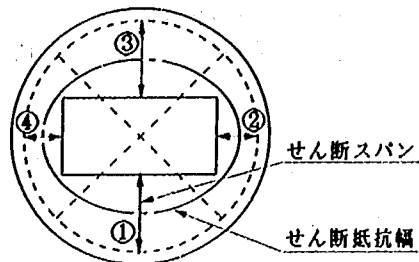


図-4.2.10

よって、

$$\begin{aligned}
 V_{Ds} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{dd} \cdot \sum (\beta_{ai} \cdot u_i) \cdot d \\
 &= \sqrt[4]{100/57} \times \sqrt[3]{0.68} \times 0.6 \sqrt{414} \times \{5/(1+(60/57)^2) \times 94 + 5/(1+(26.5/57)^2) \times 123 \\
 &\quad + 5/(1+(60/57)^2) \times 94 + 5/(1+(26.5/57)^2) \times 123\} \times 57 \\
 &= 1026309.4 \text{ kgf} \\
 &= 1026.3 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

2) 修正道示式を用いて試算を行う。

[算定例]

CASE2' (鉛直荷重のみ) についてのせん断破壊荷重の算定を行う。

鉛直荷重のみであるので、版としてのせん断として試算する。

せん断抵抗幅が支承位置を越える場合、支承中心間距離をせん断抵抗幅とした。

⑤ せん断抵抗断面を載荷領域から部材高さの半分の位置(h/2)での全周とした場合

この時の各方向のせん断スパン a_i (平均値) とせん断抵抗幅 b_i は、図-4.2.11より

	①	②	③	④
a_i (cm)	46.0	24.0	46.0	24.0
b_i (cm)	170.0	120.0	170.0	120.0

橋軸方向のせん断応力度は、

$$\begin{aligned}
 c_{dL} &= \frac{6.3}{1.3 + 0.8(a/d)^2} \\
 &= \frac{6.3}{1.3 + 0.8(0.46/0.57)^2} \\
 &= 3.46
 \end{aligned}$$

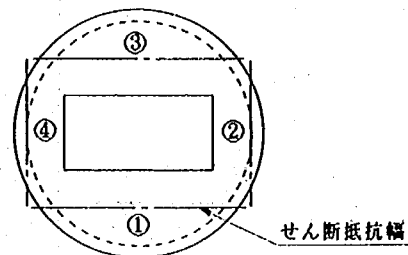


図-4.2.11

$$\begin{aligned}
 \tau_{cL} &= 0.82 c_{dL} \cdot p_i^{1/3} \cdot d^{-1/3} \cdot \sigma_{ck}^{1/3} \\
 &= 0.82 \times 3.46 \times 0.68^{1/3} \times 0.57^{-1/3} \times 414^{1/3} \\
 &= 22.4 \text{ kgf/cm}^2
 \end{aligned}$$

橋軸直角方向のせん断応力度は、

$$\begin{aligned}
 c_{dT} &= \frac{6.3}{1.3 + 0.8(a/d)^2} \\
 &= \frac{6.3}{1.3 + 0.8(0.24/0.57)^2} \\
 &= 4.37
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \tau_{cT} &= 0.82 c_{dL} \cdot p_i^{1/3} \cdot d^{-1/3} \cdot \sigma_{ck}^{1/3} \\
 &= 0.82 \times 4.37 \times 0.68^{1/3} \times 0.57^{-1/3} \times 414^{1/3} \\
 &= 28.3 \text{ kgf/cm}^2
 \end{aligned}$$

よって、

$$\begin{aligned}
 S_c &= 10 \tau_{cL} \cdot (b_1 + b_3) \cdot d + 10 \tau_{cT} \cdot (b_2 + b_4) \cdot d \\
 &= 10 \times 22.4 \times (1.7 + 1.7) \times 0.57 + 10 \times 28.3 \times (1.2 + 1.2) \times 0.57 \\
 &= 821.3 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

4.2.3 各算定値の比較

表-4.2.1 各式における算定値と実験値の比較

CASE	1	2	2'	
水平力載荷方向	橋 軸	橋 軸 直 角	橋 軸	橋 軸 直 角
偏心距離 e (cm)	69.1	61.0	—	—
曲げ破壊荷重 ② (tf)	487.8 [0.82]	666.9 [0.82]	730.8 [2.22]	765.2 [2.12]
曲げ破壊荷重 ③ (tf)	396.1 [1.01]	1147.5 [0.51]	798.0 [2.04]	1673.4 [0.97]
せん断破壊荷重 ① (tf)	391.0 [1.02]	396.8 [1.49]	793.5 [2.05]	
せん断破壊荷重 ② (tf)	464.4 [0.86]	471.3 [1.25]	942.6 [1.73]	
せん断破壊荷重 ③ (tf)	425.8 [0.94]	432.1 [1.37]	864.2 [1.88]	
せん断破壊荷重 ④ (tf)	622.2 [0.64]	631.4 [0.93]	1262.8 [1.29]	
せん断破壊荷重 ③' (tf)	505.6 [0.79]	513.2 [1.15]	1026.3 [1.58]	
せん断破壊荷重 ⑤ (tf)	406.6 [1.01]	410.7 [1.40]	821.3 [1.98]	
実験時最大荷重 P_{max} (tf)	400.0 (184.0)	590.0 (240.0)	1626.0	
計算上の片側反力 R (tf)	413.9	574.0	—	
破壊形態	—	—	せん断	

※ []内は、実験値／計算値を示し、{ }は、計算上の片側反力／計算値を示す。

また、()内は、最大水平荷重を示す。

曲げ耐力は、2軸載荷のケースではほぼ実験値を越える計算値となっているが、鉛直載荷のケースでは、③の提案式の橋軸直角方向以外は実験値の半分以下となっている。

せん断耐力は、鉛直載荷のケースで④の提案式の算定値がより実験値に近い値となっているが、この供試体は、せん断スパンが極めて小さいうえに頂版が円形で橋脚が小判形であるため、せん断抵抗断面を多く換算している傾向がある。そのため、③'の提案式で用いている抵抗断面の仮定がより現実に近いと思われるが、実験値が計算値の1.5倍となっており、計算値が過小評価となっている。

4.3 平成7年度杭基礎フーチング模型実験

4.3.1 曲げ耐力

① 部材厚さ方向の荷重分散の影響を考慮した降伏線理論を用いて試算を行う。

2軸荷重は降伏線理論の仮定が成立しないため、鉛直荷重の試算を行う。

[算定例]

CASE1 (a/d=1.0、鉛直荷重) の場合についての曲げ破壊荷重の算定を行う。

図-4.3.1に示すようにスラブ厚さ方向への荷重分散を考慮すると、検討に用いる載荷面積は、700×700となる。

表-3.1.1のu/a=700/1000=0.7より、

全面載荷時・・・ $M_{1max}=0.048P_1$

部分載荷時・・・ $M_{2max}=0.083P_2$

ここに、 P_1 ：全面載荷時の終局荷重

P_2 ：部分載荷時の終局荷重

$M_{1max}=M_{2max}$ より、

$$P_2=0.048P_1/0.083$$

$$=0.58P_1$$

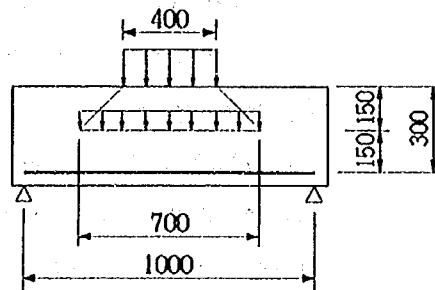


図-4.3.1

単位幅当たりの終局曲げモーメント M_{uo} を求める。

諸値は、表-2.3.1による。

$$\begin{aligned} M_{uo} &= [A_s \cdot \sigma_{sy} (d - A_s \cdot \sigma_{sy} / (1.7 \cdot \sigma_{ck} \cdot b))] / b \\ &= [28.65 \times 3774 \times (30 - 28.65 \times 3774 / (1.7 \times 233 \times 100))] / 100 \\ &= 29486.0 \text{ kgf} \cdot \text{cm/cm} = 29.49 \text{ tf} \cdot \text{m/m} \end{aligned}$$

$$P_1 = 24M_{uo} \text{ より } P_1 = 24 \times 29.49 = 707.8 \text{ tf}$$

$$P_2 = 0.58P_1 \text{ より } P_2 = 0.58 \times 707.8 = 410.5 \text{ tf} \text{ この } P_2 \text{ が計算上の曲げ破壊荷重となる。}$$

同様に算出した各供試体の終局荷重および実験時最大荷重を表-4.3.1に示す。

表-4.3.1 終局荷重(計算値)および実験時最大荷重

CASE	1	2
せん断スパン比 a/d	1.0	2.0
終局曲げモーメント M_{uo} (tf・m/m)	29.49	13.27
終局荷重(全面) P_1 (tf)	707.8	318.5
載荷幅の比率	0.70	0.55
β (全面)	0.048	0.048
β (部分)	0.083	0.108
P_2/P_1	0.58	0.44
終局荷重(部分) P_2 (tf)	410.5	140.1
実験時最大荷重 P_{vmax} (tf)	195.0	75.9
P_{vmax}/P_2	0.48	0.54

計算結果からも曲げ破壊でなかったことが推測できる。

② 2方向ばりとして試算を行う。

[算定例]

CASE3 (a/d=1.0、2軸載荷) の場合についての曲げ破壊荷重の算定を行う。

図-4.3.2に示すようにスラブ厚さ方向への荷重分散を考慮すると、検討に用いる載荷面積は、700×700となる。

終局曲げモーメント M_u を求める。諸値は、表-2.3.1による。

曲げ有効幅 $b=400+2\times 300=1000$ (=100cm)

$$\begin{aligned} M_u &= A_s \cdot \sigma_{sy} (d - A_s \cdot \sigma_{sy} / (1.7 \cdot \sigma_{ck} \cdot b)) \\ &= 28.65 \times 3774 \times (30 - 28.65 \times 3774 / (1.7 \times 269 \times 100)) \\ &= 2988099.4 \text{ kgf}\cdot\text{cm} = 29.88 \text{ tf}\cdot\text{m} \end{aligned}$$

鉛直荷重の分配

正方形スラブより、両方向とも $P/2$ となる。

偏心量が8.6cmより $M=0.086P$

奥行き1m当たりの力の釣り合い条件より、

$$M = (w_3 \times 0.35 \times 1/2) \times (0.35 \times 2/3) \times 2$$

$$\therefore w_3 = 12.24M = 1.05P$$

$$P/2 = w_4 \times 0.7$$

$$\therefore w_4 = 0.71P$$

よって、

$$w_0 = 0.33 \times 1.0 \times 2.5 = 0.825 \text{ tf/m}$$

$$w_1 = w_4 + w_3 = 0.71P + 1.05P = 1.76P$$

$$w_2 = w_4 - w_3 = 0.71P - 1.05P = -0.34P$$

以上より、曲げ耐力 M_u と等しい最大曲げモーメント M_{max} を発生させる鉛直力 P を求める。

$$\therefore P = 344.4 \text{ tf}$$

同様にして算出した各供試体の終局荷重および実験時最大荷重を表-4.3.2に示す。

表-4.3.2 終局荷重(計算値)および実験時最大荷重

CASE	1	2	3	4
せん断スパン比 a/d	1.0	2.0	1.0	2.0
偏心距離 e (cm)	-	-	8.6	4.3
曲げ有効幅 b (cm)	100.0	70.0	100.0	70.0
終局曲げモーメント M_u (tf·m)	29.49	9.29	29.88	9.64
終局荷重 P (tf)	364.0	102.3	344.4	102.8
実験時最大荷重 P_{vmax} (tf)	195.0	75.9	170.0	70.0
P_{vmax}/P	0.54	0.74	0.49	0.68

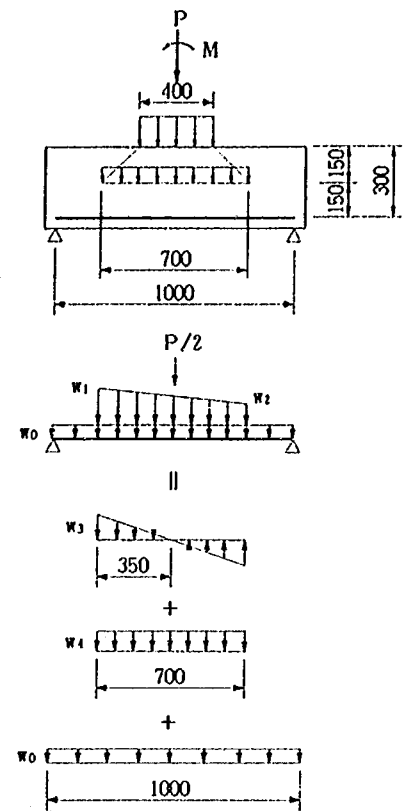


図-4.3.2

計算結果からも曲げ破壊でなかったことが推測できる。

③ 修正道示式を用いて試算を行う。

[算定例]

CASE3 (a/d=1.0、2軸載荷) の場合についての曲げ破壊荷重の算定を行う。

終局曲げモーメント M_u を求める。諸値は、表-2.3.1による。

曲げ有効幅 $b=400+2\times300=1000$ (=100cm)

$$\begin{aligned} M_u &= A_s \cdot \sigma_{sy} (d - A_s \cdot \sigma_{sy} / (1.7 \cdot \sigma_{ck} \cdot b)) \\ &= 28.65 \times 3774 \times (30 - 28.65 \times 3774 / (1.7 \times 269 \times 100)) \\ &= 2988099.4 \text{ kgf} \cdot \text{cm} = 29.88 \text{ tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

照査断面前面の頂版自重によるモーメント M_w を求める。

$$\begin{aligned} M_w &= (1.5 \times 0.55 \times 0.33) \times 2.5 \times 0.275 \\ &= 0.187 \text{ tf} \cdot \text{m} \end{aligned}$$

曲げ耐力 M_u と等しい最大曲げモーメント M_{max}

を発生させる鉛直力 P を求める。

杭頭反力を求める際には、杭頭はヒンジ結合と仮定して変位法の簡略式を用いた。

$$\begin{aligned} P &= \left[\frac{M_u + M_w}{L \cdot n} - \frac{M_o}{\sum x^2} x \right] n_o \\ &= \left[\frac{29.88 + 0.187}{0.3 \times 3} - \frac{15.8 \times 1.25}{3 \times 0.5^2 + 3 \times (-0.5)^2} \times 0.5 \right] \times 8 \\ &= 214.6 \text{ tf} \end{aligned}$$

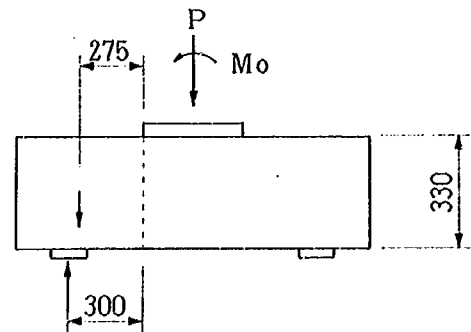


図-4.3.3

ここで、 n_o ：杭全本数、 n ：反力として考慮する杭本数、 M_o ：外力によるモーメント (tf・m)

L ：照査断面と支承の距離 (m)、 x ：回転中心と杭中心の距離 (m)

同様にして算出した各供試体の終局荷重および実験時最大荷重を表-4.1.3に示す。

表-4.3.3 終局荷重(計算値)および実験時最大荷重

CASE	1	2	3	4
せん断スパン比 a/d	1.0	2.0	1.0	2.0
偏心距離 e (cm)	-	-	8.6	4.3
終局曲げモーメント M_u (tf・m)	29.49	9.29	29.88	9.64
自重モーメント M_w (tf・m)	0.19	0.10	0.19	0.10
外力によるモーメント M_o (tf・m)	-	-	19.75	4.13
照査断面と支承の距離 L (m)	0.3	0.3	0.3	0.3
回転中心と杭中心の距離 x (m)	-	-	0.5	0.5
終局荷重 P (tf)	263.8	83.5	214.6	75.6
実験時最大荷重 P_{Vmax} (tf)	195.0	75.9	170.0	70.0
P_{Vmax}/P	0.74	0.91	0.79	0.93

せん断スパン比が2.0のケースが曲げ破壊に近い値となっている。

4.3.2 セン断耐力

1) コンクリート標準示方書のディープビームのせん断耐力算定式に2方向性を考慮した式を用いて試算を行う。

[算定例]

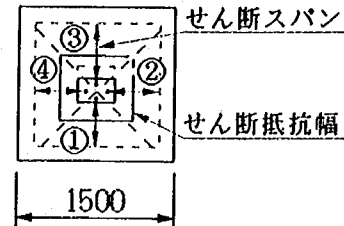
CASE3 ($a/d=1.0$ 、2軸載荷) の場合についてのせん断破壊荷重の算定を行う。

支承位置は、各杭中心とした。

① セン断抵抗幅をせん断スパンの半分の位置 ($a/2$) とした場合

この時の各方向のせん断スパン a_i とせん断抵抗幅 u_i は、図-4.3.4より、

	①	②	③	④
a_i (cm)	33.8	37.5	51.0	37.5
u_i (cm)	49.0	62.5	66.2	62.5



よって、

図-4.3.4

$$\begin{aligned}
 V_{DS} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{dd} \cdot \sum (\beta_{a_i} \cdot u_i) \cdot d \\
 &= \sqrt{100/30} \times \sqrt{0.88} \times 0.6 \sqrt{269} \times \{5/(1+(33.8/30)^2) \times 49.0 + 5/(1+(37.5/30)^2) \times 62.5 \\
 &\quad + 5/(1+(51.0/30)^2) \times 66.2 + 5/(1+(37.5/30)^2) \times 62.5\} \times 30 \\
 &= 167030.5 \text{ kgf} = 167.0 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

同様に算出した各供試体のせん断破壊荷重および実験時最大荷重を表-4.3.4に示す。

表-4.3.4 終局荷重(計算値)および実験時最大荷重

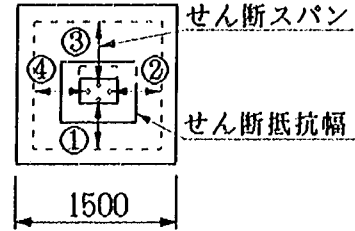
CASE	1	2	3	4
せん断スパン比 a/d	1.0	2.0	1.0	2.0
偏心距離 e (cm)	-	-	8.6	4.3
有効高さ d (cm)	30.0	15.0	30.0	15.0
せん断スパン a_1 (cm)	36.7	36.7	33.8	35.2
せん断スパン a_2 (cm)	36.7	36.7	37.5	36.9
せん断スパン a_3 (cm)	36.7	36.7	51.0	43.8
せん断スパン a_4 (cm)	36.7	36.7	37.5	36.9
せん断抵抗幅 u_1 (cm)	63.3	63.3	49.0	56.2
せん断抵抗幅 u_2 (cm)	63.3	63.3	62.5	63.1
せん断抵抗幅 u_3 (cm)	63.3	63.3	66.2	64.8
せん断抵抗幅 u_4 (cm)	63.3	63.3	62.5	63.1
鉄筋比 p_i (%)	0.88	1.62	0.88	1.62
コンクリート圧縮強度 σ_{ck}	233.0	240.0	269.0	280.0
せん断破壊荷重 V_{DS} (tf)	180.4	44.5	167.0	44.2
実験時最大荷重 P_{vmax} (tf)	195.0	75.9	170.0	70.0
P_{vmax}/V_{DS}	1.08	1.71	1.02	1.58

せん断スパン比が1.0のケースで実験値に近い値となっている。

② せん断抵抗幅を載荷領域から部材高さの半分に位置 ($h/2$) とした場合

この時の各方向のせん断スパン a_i とせん断抵抗幅 u_i は、図-4.3.5より、

	①	②	③	④
a_i (cm)	33.8	37.5	51.0	37.5
u_i (cm)	73.0	55.8	73.0	55.8



よって、

図-4.3.5

$$\begin{aligned}
 V_{DS} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{dd} \cdot \sum (\beta_{a_i} \cdot u_i) \cdot d \\
 &= \sqrt[4]{100/30} \times \sqrt[3]{0.88} \times 0.6 \sqrt{269} \times \{5/(1+(33.8/30)^2) \times 73 + 5/(1+(37.5/30)^2) \times 55.8 \\
 &\quad + 5/(1+(51.0/30)^2) \times 73 + 5/(1+(37.5/30)^2) \times 55.8\} \times 30 \\
 &= 180590.1 \text{ kgf} \\
 &= 180.6 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

同様にして算出した各供試体のせん断破壊荷重および実験時最大荷重を表-4.3.5に示す。

表-4.3.5 終局荷重(計算値)および実験時最大荷重

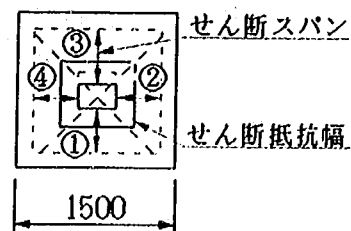
CASE	1	2	3	4
せん断スパン比 a/d	1.0	2.0	1.0	2.0
偏心距離 e (cm)	-	-	8.6	4.3
有効高さ d (cm)	30.0	15.0	30.0	15.0
せん断スパン a_1 (cm)	36.7	36.7	33.8	35.2
せん断スパン a_2 (cm)	36.7	36.7	37.5	36.9
せん断スパン a_3 (cm)	36.7	36.7	51.0	43.8
せん断スパン a_4 (cm)	36.7	36.7	37.5	36.9
せん断抵抗幅 u_1 (cm)	73.0	58.0	73.0	58.0
せん断抵抗幅 u_2 (cm)	73.0	58.0	55.8	49.4
せん断抵抗幅 u_3 (cm)	73.0	58.0	73.0	58.0
せん断抵抗幅 u_4 (cm)	73.0	58.0	55.8	49.4
鉄筋比 p_t (%)	0.88	1.62	0.88	1.62
コンクリート圧縮強度 σ_{ck}	233.0	240.0	269.0	280.0
せん断破壊荷重 V_{DS} (tf)	208.1	40.8	180.6	38.5
実験時最大荷重 P_{vmax} (tf)	195.0	75.9	170.0	70.0
P_{vmax}/V_{DS}	0.94	1.86	0.94	1.82

せん断スパン比が1.0のケースで実験値に近い値となっている。

- ③ せん断抵抗幅をせん断スパンの半分の位置 ($a/2$) とし、せん断スパンを載荷版の前面より支承部中心までとした場合

この時の各方向のせん断スパン a_i とせん断抵抗幅 u_i は、図-4.3.6より、

	①	②	③	④
a_i (cm)	30.0	30.0	47.2	30.0
u_i (cm)	52.8	70.0	70.0	70.0



よって、

図-4.3.6

$$\begin{aligned}
 V_{Ds} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{dd} \cdot \sum (\beta_{a_i} \cdot u_i) \cdot d \\
 &= \sqrt[4]{100/30} \times \sqrt[3]{0.88} \times 0.6 \sqrt{269} \times \{5/(1+(30/30)^2) \times 52.8 + 5/(1+(30/30)^2) \times 70 \\
 &\quad + 5/(1+(47.2/30)^2) \times 70 + 5/(1+(30/30)^2) \times 70\} \times 30 \\
 &= 222748.0 \text{ kgf} \\
 &= 222.7 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

同様に算出した各供試体のせん断破壊荷重および実験時最大荷重を表-4.3.6に示す。

表-4.3.6 終局荷重(計算値)および実験時最大荷重

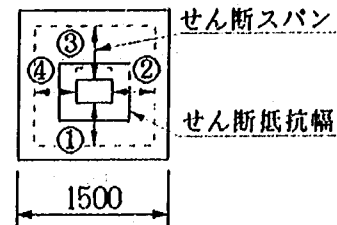
CASE	1	2	3	4
せん断スパン比 a/d	1.0	2.0	1.0	2.0
偏心距離 e (cm)	-	-	8.6	4.3
有効高さ d (cm)	30.0	15.0	30.0	15.0
せん断スパン a_1 (cm)	30.0	30.0	30.0	30.0
せん断スパン a_2 (cm)	30.0	30.0	30.0	30.0
せん断スパン a_3 (cm)	30.0	30.0	47.2	38.6
せん断スパン a_4 (cm)	30.0	30.0	30.0	30.0
せん断抵抗幅 u_1 (cm)	70.0	70.0	52.8	61.4
せん断抵抗幅 u_2 (cm)	70.0	70.0	70.0	70.0
せん断抵抗幅 u_3 (cm)	70.0	70.0	70.0	70.0
せん断抵抗幅 u_4 (cm)	70.0	70.0	70.0	70.0
鉄筋比 p_t (%)	0.88	1.62	0.88	1.62
コンクリート圧縮強度 σ_{ck}	233.0	240.0	269.0	280.0
せん断破壊荷重 V_{Ds} (tf)	249.0	68.8	222.7	65.6
実験時最大荷重 P_{vmax} (tf)	195.0	75.9	170.0	70.0
P_{vmax}/V_{Ds}	0.78	1.10	0.76	1.07

せん断スパン比が1.0のケースで過大評価となっている。せん断スパン比が2.0のケースで実験値に近い値となっている。

- ④ せん断抵抗幅を載荷領域から部材高さの半分の位置 ($h/2$) とし、せん断スパンを載荷版の前面より支承部中心までとした場合

この時の各方向のせん断スパン a_i とせん断抵抗幅 u_i は、図-4.3.7より、

	①	②	③	④
a_i (cm)	30.0	30.0	47.2	30.0
u_i (cm)	73.0	55.8	73.0	55.8



よって、

図-4.3.7

$$\begin{aligned}
 V_{Ds} &= \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{dd} \cdot \sum (\beta_{a_i} \cdot u_i) \cdot d \\
 &= \sqrt[4]{100/30} \times \sqrt[3]{0.88} \times 0.6 \sqrt{269} \times \{5/(1+(30/30)^2) \times 73 + 5/(1+(30/30)^2) \times 55.8 \\
 &\quad + 5/(1+(47.2/30)^2) \times 73 + 5/(1+(30/30)^2) \times 55.8\} \times 30 \\
 &= 216561.5 \text{ kgf} \\
 &= 216.6 \text{ tf}
 \end{aligned}$$

同様に算出した各供試体のせん断破壊荷重および実験時最大荷重を表-4.3.7に示す。

表-4.3.7 終局荷重(計算値)および実験時最大荷重

CASE	1	2	3	4
せん断スパン比 a/d	1.0	2.0	1.0	2.0
偏心距離 e (cm)	-	-	8.6	4.3
有効高さ d (cm)	30.0	15.0	30.0	15.0
せん断スパン a_1 (cm)	30.0	30.0	30.0	30.0
せん断スパン a_2 (cm)	30.0	30.0	30.0	30.0
せん断スパン a_3 (cm)	30.0	30.0	47.2	38.6
せん断スパン a_4 (cm)	30.0	30.0	30.0	30.0
せん断抵抗幅 u_1 (cm)	73.0	58.0	73.0	58.0
せん断抵抗幅 u_2 (cm)	73.0	58.0	55.8	49.4
せん断抵抗幅 u_3 (cm)	73.0	58.0	73.0	58.0
せん断抵抗幅 u_4 (cm)	73.0	58.0	55.8	49.4
鉄筋比 p_t (%)	0.88	1.62	0.88	1.62
コンクリート圧縮強度 σ_{ck}	233.0	240.0	269.0	280.0
せん断破壊荷重 V_{Ds} (tf)	259.7	57.0	216.6	51.7
実験時最大荷重 P_{vmax} (tf)	195.0	75.9	170.0	70.0
P_{vmax}/V_{Ds}	0.75	1.33	0.78	1.35

せん断スパン比が1.0のケースで過大評価となっている。

2) 修正道示式を用いて試算を行う。

[算定例]

CASE3 (a/d=1.0、2軸載荷) の場合についてのせん断破壊荷重の算定を行う。

せん断抵抗断面を版としてのせん断と仮定した場合とはりとしてのせん断と仮定した場合の両方について試算を行う。

⑤ せん断抵抗断面を載荷領域から部材高さの半分の位置(h/2)での半周とした場合(版としてのせん断)

この時のせん断抵抗幅bは、図-4.3.8より $b=730+365 \times 2=1460$ (=146cm)である。

よって、

$$c_d = \frac{6.3}{1.3 + 0.8(a/d)^2}$$

$$= \frac{6.3}{1.3 + 0.8(0.3/0.3)^2}$$

$$= 3.0$$

$$\tau_c = 0.82 c_d \cdot p_t^{1/3} \cdot d^{-1/3} \cdot \sigma_{ck}^{1/3}$$

$$= 0.82 \times 3.0 \times 0.88^{1/3} \times 0.3^{-1/3} \times 269^{1/3}$$

$$= 22.7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$S_c = 10 \tau_c \cdot b \cdot d$$

$$= 10 \times 22.7 \times 1.46 \times 0.3$$

$$= 99.4 \text{ tf}$$

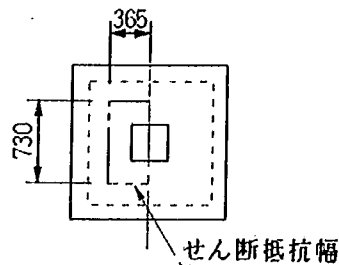


図-4.3.8

同様にして算出した各供試体のせん断破壊荷重および実験時最大荷重を表-4.3.8に示す。

杭頭反力を求める際には、杭頭はヒンジと仮定して変位法の簡略式を用いた。

表-4.3.8 終局荷重(計算値)および実験時最大荷重

CASE	1	2	3	4
せん断スパン比 a/d	1.0	2.0	1.0	2.0
偏心距離 e (cm)	-	-	8.6	4.3
有効高さ d (cm)	30.0	15.0	30.0	15.0
せん断スパン a (cm)	30.0	30.0	30.0	30.0
割増し係数 c_d	3.0	1.4	3.0	1.4
鉄筋比 p_t (%)	0.88	1.62	0.88	1.62
コンクリート圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	233.0	240.0	269.0	280.0
せん断応力度 τ_c (kgf/cm ²)	21.7	15.8	22.7	16.6
せん断抵抗幅 b (cm)	146.0	116.0	146.0	116.0
せん断破壊荷重 S_c (tf)	95.0	27.5	99.4	28.9
実験時最大荷重 P_{vmax} (tf)	195.0	75.9	170.0	70.0
計算上の片側反力 R (tf)	97.5	38.0	104.7	39.1
R/ S_c	1.03	1.38	1.05	1.35

せん断スパン比が1.0のケースで実験値に近い値となっている。

⑥ せん断抵抗断面を載荷領域から部材高さの半分の位置(h/2)での一面とした場合（はりとしてのせん断）

この時のせん断抵抗幅bは、図-4.3.9より $b=1500$ (=150cm)である。

よって、

$$c_d = \frac{6.3}{1.3 + 0.8(a/d)^2}$$

$$= \frac{6.3}{1.3 + 0.8(0.3/0.3)^2}$$

$$= 3.0$$

$$\tau_c = 0.82 c_d \cdot p_t^{1/3} \cdot d^{-1/3} \cdot \sigma_{ck}^{1/3}$$

$$= 0.82 \times 3.33 \times 0.88^{1/3} \times 0.3^{-1/3} \times 269^{1/3}$$

$$= 22.7 \text{ kgf/cm}^2$$

$$S_c = 10 \tau_c \cdot b \cdot d$$

$$= 10 \times 22.7 \times 1.5 \times 0.3$$

$$= 102.2 \text{ tf}$$

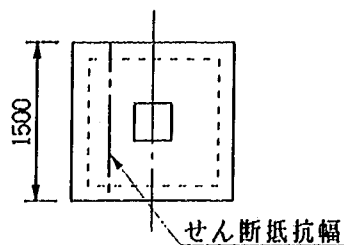


図-4.3.9

同様にして算出した各供試体のせん断破壊荷重および実験時最大荷重を表-4.3.9に示す。

杭頭反力を求める際には、杭頭はヒンジと仮定して変位法の簡略式を用いた。

表-4.3.9 終局荷重(計算値)および実験時最大荷重

CASE	1	2	3	4
せん断スパン比 a/d	1.0	2.0	1.0	2.0
偏心距離 e (cm)	-	-	8.6	4.3
有効高さ d (cm)	30.0	15.0	30.0	15.0
せん断スパン a (cm)	30.0	30.0	30.0	30.0
割増し係数 c_d	3.0	1.4	3.0	1.4
鉄筋比 p_t (%)	0.88	1.62	0.88	1.62
コンクリート圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	233.0	240.0	269.0	280.0
せん断応力度 τ_c (kgf/cm ²)	21.7	15.8	22.7	16.6
せん断抵抗幅 b (cm)	150.0	150.0	150.0	150.0
せん断破壊荷重 S_c (tf)	97.7	35.6	102.2	37.4
実験時最大荷重 P_{vmax} (tf)	195.0	75.9	170.0	70.0
計算上の片側反力 R (tf)	73.1	28.5	83.4	30.3
R/S_c	0.75	0.80	0.82	0.81

全てのケースにおいて過大評価となっている。

4.3.3 各算定値の比較

表-4.3.10 各式における算定値と実験値の比較

CASE	1	2	3	4
せん断スパン比 a/d	1.0	2.0	1.0	2.0
鉄筋比 ρ_t (%)	0.88	1.62	0.88	1.62
偏心距離 e (cm)	-	-	8.6	4.3
曲げ破壊荷重 ① (tf)	410.5 (0.48)	140.1 (0.54)	- -	- -
曲げ破壊荷重 ② (tf)	364.0 (0.54)	102.3 (0.74)	344.4 (0.49)	102.8 (0.68)
曲げ破壊荷重 ③ (tf)	263.8 (0.74)	83.5 (0.91)	214.6 (0.79)	75.6 (0.93)
せん断破壊荷重 ① (tf)	180.4 (1.08)	44.5 (1.71)	167.0 (1.02)	44.2 (1.58)
せん断破壊荷重 ② (tf)	208.1 (0.94)	40.8 (1.86)	180.6 (0.94)	38.5 (1.82)
せん断破壊荷重 ③ (tf)	249.0 (0.78)	68.8 (1.10)	222.7 (0.76)	65.6 (1.07)
せん断破壊荷重 ④ (tf)	259.7 (0.75)	57.0 (1.33)	216.6 (0.78)	51.7 (1.35)
せん断破壊荷重 ⑤ (tf)	105.6 (1.03)	28.0 (1.38)	110.4 (1.05)	29.6 (1.35)
せん断破壊荷重 ⑥ (tf)	108.5 (0.75)	36.2 (0.80)	113.4 (0.82)	38.3 (0.81)
実験時最大荷重 P_{vmax} (tf)	195.0	75.9	170.0 (15.9)	70.0 (3.3)
片側反力 (版) R (tf)	97.5	38.0	104.7	39.1
片側反力 (はり) R (tf)	73.1	28.5	83.4	30.3
破壊形態	せん断	せん断	せん断	せん断

※ ()内は、最大水平荷重を示す。

曲げ耐力の計算値は、全てにおいて実験値を上回っており、せん断による破壊とみるのが妥当と思われる。

ディープビーム式のせん断耐力は、せん断スパン比が1.0のケースで①の算定式、せん断スパン比が2.0のケースで③の算定式が実験値に近い値となっている。これらは全てせん断抵抗断面がせん断スパンの半分の位置($a/2$)とした場合であり、平成6年度のケーソン基礎頂版の実験と同じ傾向を示している。これは、せん断スパン比が小さい供試体 (a/d が1程度以下) では、せん断ひびわれが支承から載荷板に到達しており、せん断抵抗幅をせん断スパンの半分の位置($a/2$)とした仮定が妥当となるのに対し、せん断スパン比が大きい供試体 (a/d が1程度以上) では、支承より内側に発生したせん断ひびわれが載荷板に到達しているものと予想され、せん断抵抗幅を部材高さの半分の位置($h/2$)とした仮定が妥当であると考えられる。

修正道示式のせん断耐力は、はりとしてのせん断よりも版としてのせん断での計算値の方が実験値に近い値となっている。破壊形態が押抜き型のせん断破壊であったので、より破壊形態に則した計算値と思われる。

せん断破壊の実験値/計算値～せん断スパン比の関係を図-4.10～4.11に示す。

実験値／計算値

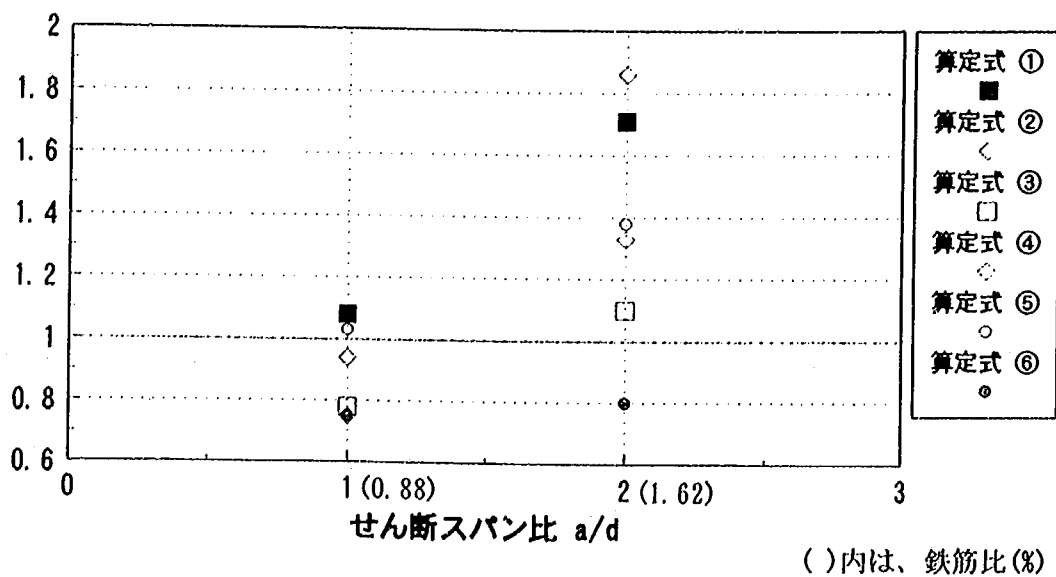


図-4.3.10 実験値／計算値～せん断スパン比の関係（せん断耐力・鉛直載荷）

実験値／計算値

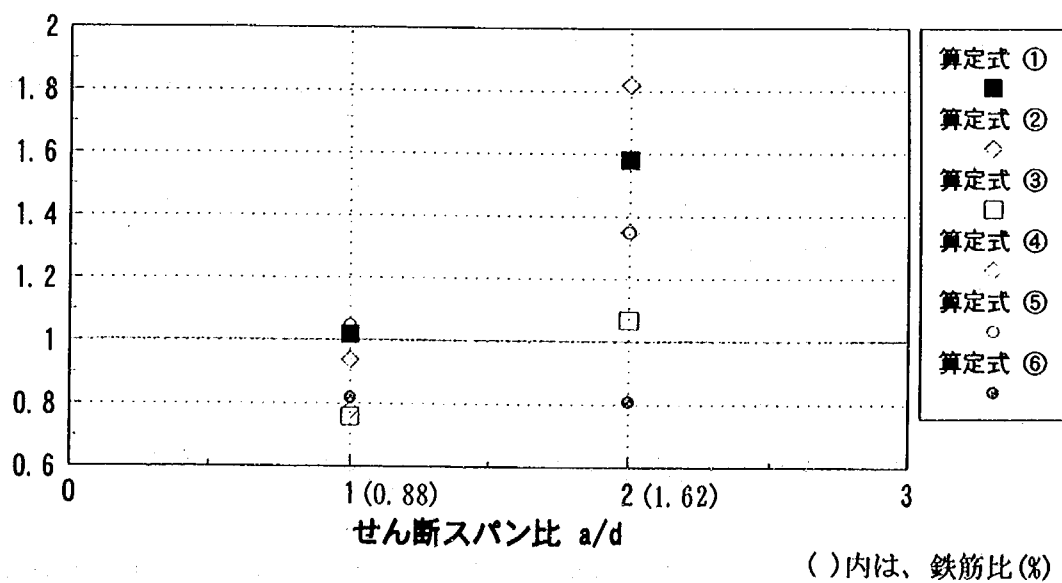


図-4.3.11 実験値／計算値～せん断スパン比の関係（せん断耐力・2軸載荷）

5. 各基礎形式への適用

今回の実験値と算定値との比較による曲げ耐力およびせん断耐力の算定式の妥当性について、各基礎形式による算定式の最適条件についてまとめた。

5.1 ケーソン基礎頂版

平成6年度および平成7年度のケーソン基礎頂版の実験より

1) 曲げ耐力

曲げ破壊のデータが少ないため明確な傾向はつかめないが、提案の3式による違いは、せん断スパン比0.5のケースで多少見られるが、せん断スパン比1.0と2.0ではほとんどない。実験値との比較においては、最も簡略化された式である修正道示式が比較的实验値に近い値となっているが、今後データ数を増やして算定式の精度を上げていく必要がある。

2) せん断耐力

せん断抵抗幅については、全体的な傾向から見てせん断スパンの半分の位置($a/2$)と仮定すると比較的实验値に近い値となっている。しかし、せん断スパン比が1.0より小さい場合、せん断耐力を過小に評価する可能性がある。また、せん断スパン比が2.0の場合、全てのケースで計算値が実験値を下回っており、せん断耐力を過小に評価している。

せん断スパンについては、明確な傾向はつかめなかった。

ディープビームの算定式では、せん断スパン比が1.0以下の場合せん断スパンを荷重作用点からとしたものが、せん断スパン比が2.0の場合せん断スパンを載荷版の前面からとしたものが実験値に近い値となっている。また、修正道示式では、せん断スパン比が1.0以下の場合に実験値に近い値となっている。

ケーソン基礎頂版や橋脚の形状によっては、平成7年度の実験のようにせん断抵抗断面の位置の算出が複雑になると思われる。

実際のケーソン基礎は、断面が小判形の場合や隔壁を有する場合等、形状が複雑なケースがあるためその照査のためのモデル化が重要となってくる。

5.2 杭基礎フーチング

平成7年度杭基礎フーチングの実験より

全てのケースにおいてせん断破壊であったため、曲げ耐力に関する考察を省略する。

1) せん断耐力

せん断抵抗幅については、ケーソン基礎頂版実験と同様にせん断スパンの半分の位置($a/2$)と仮定すると比較的实验値に近い値となっている。また、鉛直載荷、2軸載荷のどちらにおいてもせん断スパン比が2.0の場合、全てのケースで計算値が実験値を下回っており、せん断耐力を過小に評価している。

耐力算定式もケーソン基礎頂版実験と同様の傾向が見られた。また、鉛直載荷と2軸載荷による算定値の傾向の違いは見られなかった。

6. あとがき

ディープスラブの2方向性を考慮した合理的な設計法の確立のために、ディープスラブの模型載荷実験を行い、破壊状況を確認するとともに耐力算定式との比較検討を行った。

曲げ耐力算定式の降伏線理論を用いた方法は、式の適用に制約があるため実構造物の設計への適用は難しいと思われる。供試体実験レベルでは、従来より使用されてきた点からいっても信頼性があると思われるが今回はあまりよい結果が得られなかった。

2方向はりとしての算定法は、実験データが少ないこともあるが、部材の応力度が弾性域を越えた場合の水平2方向の荷重分担割合が不明確であり、現在は安全側の仮定をしている。また、ケーソン基礎で隔壁がある場合、杭基礎の多点支持の場合、直接基礎など複雑な支持条件となった場合に支承をどのように定義するか明確化されていないことから、今後これらの条件の明確化や算定式の改良等が必要である。

ディープビームのせん断耐力算定式に2方向性を考慮した式は、供試体実験レベルでのせん断抵抗断面についてある程度傾向がつかめたが、曲げ耐力同様、実設計における各基礎形式の支承位置やせん断抵抗断面の定義の明確化が必要である。

修正道示せん断耐力式は、比較的实验値に近い値を算出したが、抵抗断面を部材高さの半分としているため、せん断スパン比が小さくなるとせん断耐力を過大に評価することになる。

提案式を実設計に適用するためには、未検討となっている条件下での実験解析が必要となるが、特に直接基礎におけるフーチングについては、ここで仮定している支承による支持条件ではモデル化できないと思われるので早急なる検討が望まれる。

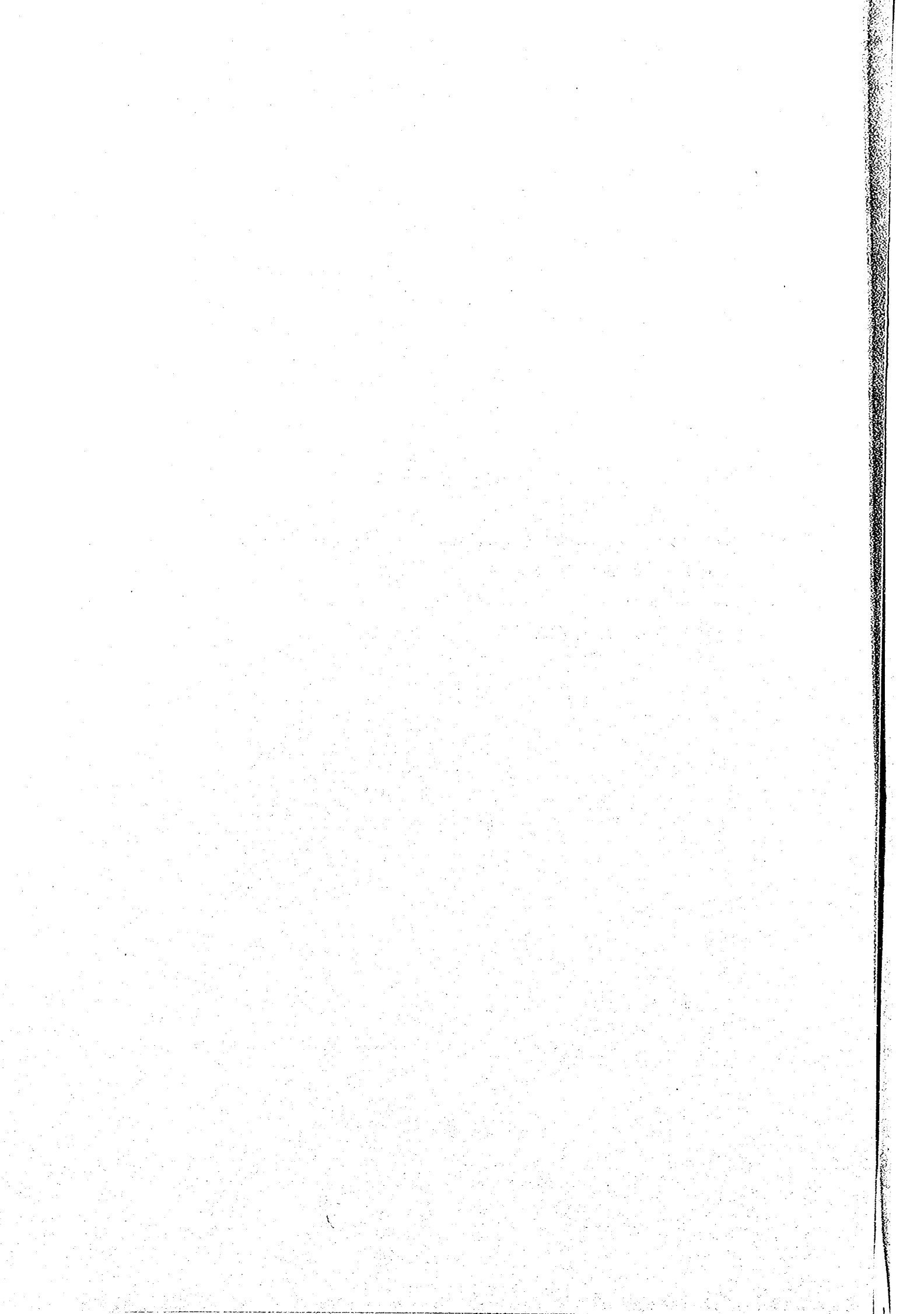
参考文献

- 1) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編 1996.12
- 2) 建設省 土木研究所 : 構造物基礎形式の選定手法調査 土木研究所資料 第2528号 1988.1
- 3) (社)日本道路協会 : 道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編 1996.12
- 4) S. TIMOSHENKO, S. WOINOWSKY-KRIEGER : THEORY OF PLATES AND SHELLS
- 5) 土木学会 : コンクリート標準示方書 設計編 1996.3
- 6) 七澤、中野、加藤、増井、岡田 : ケーソン基礎頂版の耐力に関する実験的研究 ; 土木学会第50会年次学術講演会概要集, 1995.9

参 考 資 料

－実験データ集－

1. 平成6年度ケーソン基礎頂版模型載荷実験	91
荷重－変位・荷重－鉄筋ひずみ	
2. 平成7年度ケーソン基礎頂版模型載荷実験	139
荷重－変位・荷重－鉄筋ひずみ	
3. 平成7年度杭基礎フーチング模型載荷実験	195
荷重－変位・荷重－鉄筋ひずみ	



参考資料 1

平成6年度ケーソン基礎頂版模型載荷実験

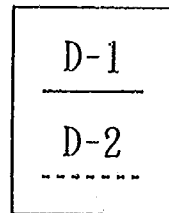
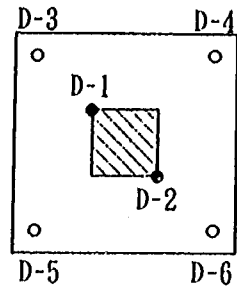
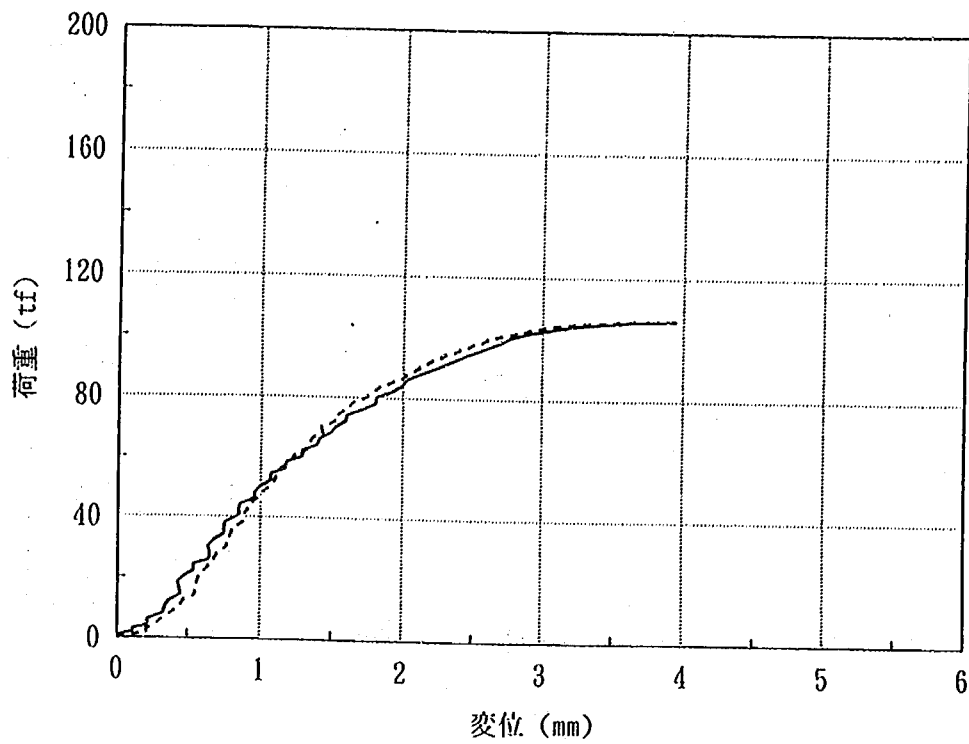


圖-參 1.1.1 鉛直荷重—上面鉛直變位關係

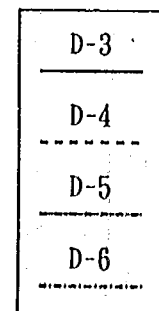
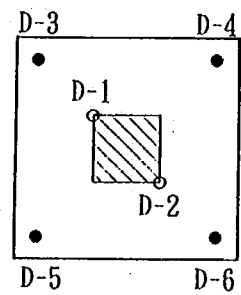
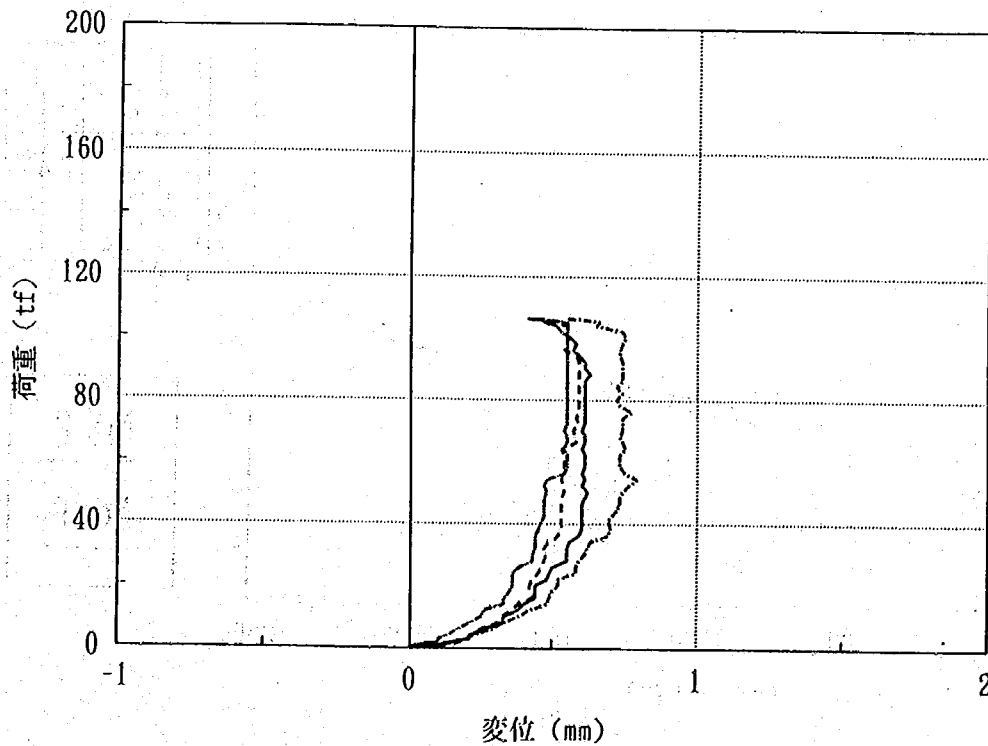


圖-參 1.1.2 鉛直荷重—上面鉛直變位關係

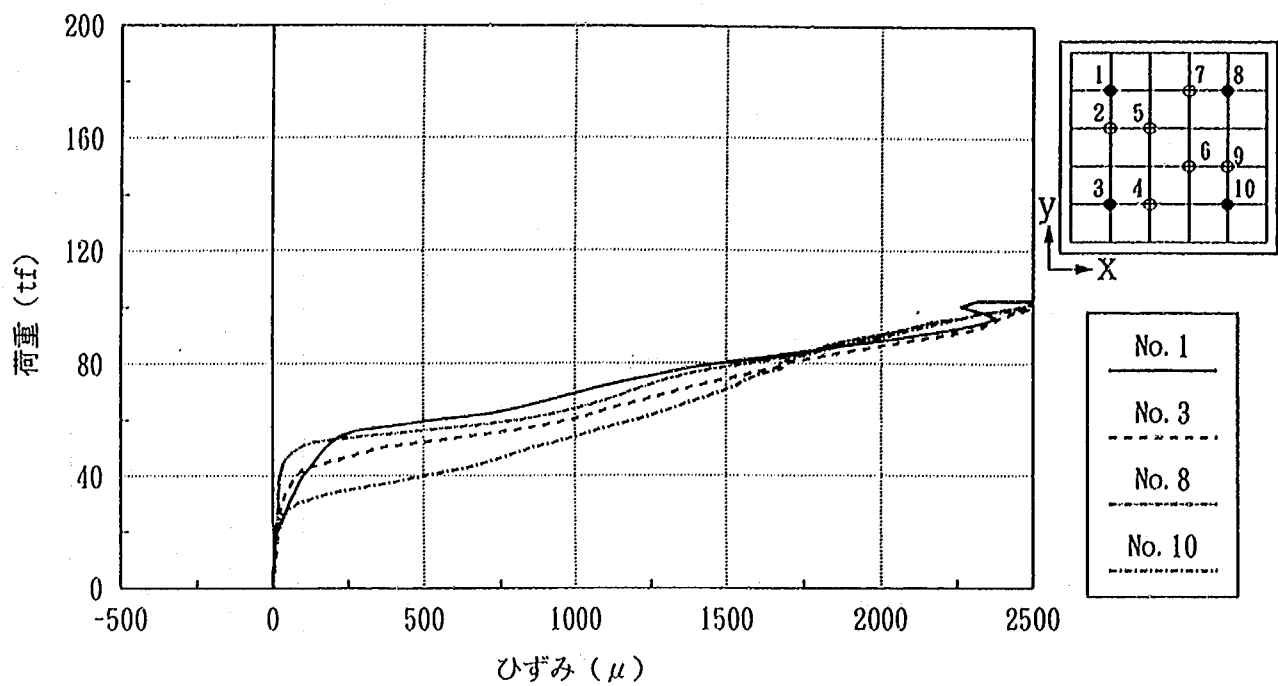


図-参 1.1.3 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

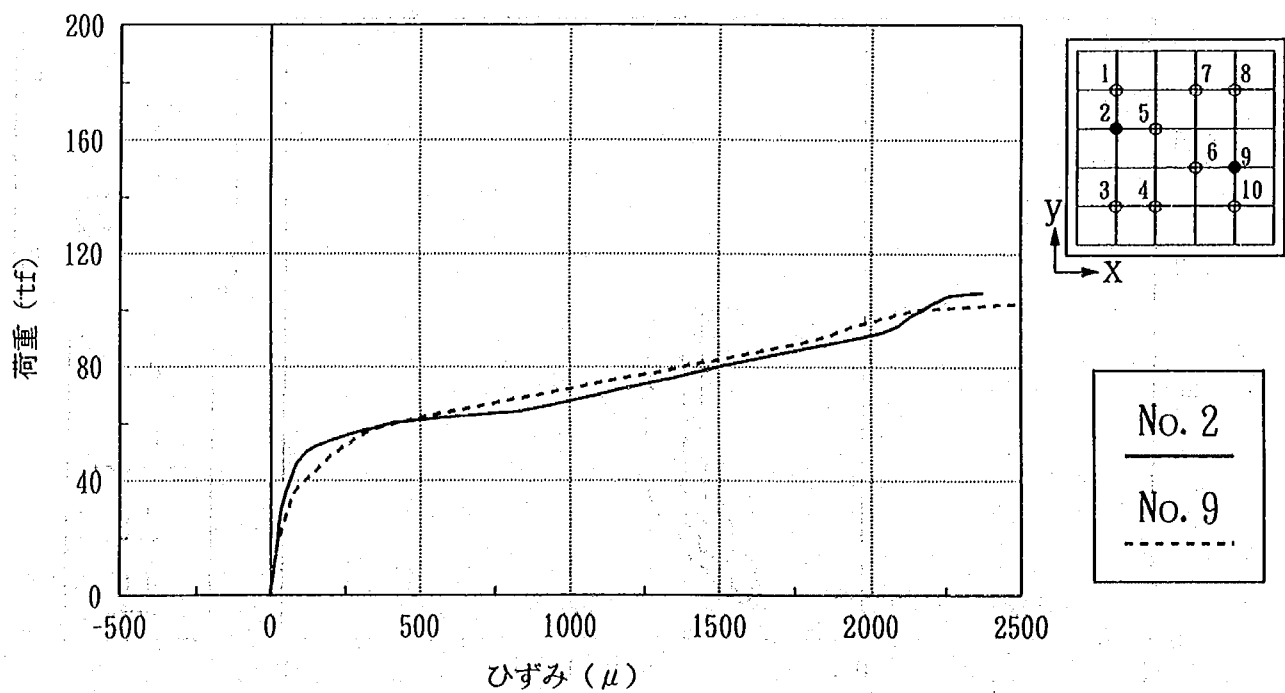


図-参 1.1.4 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

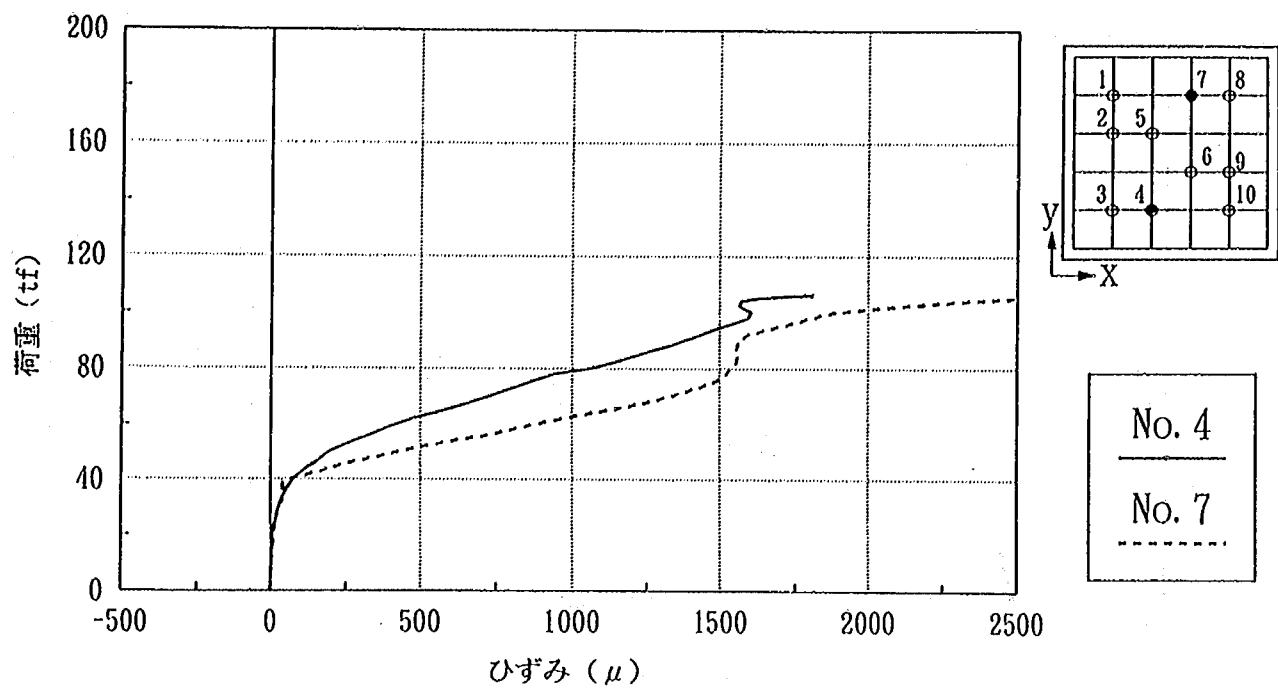


図-参 1.1.5 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

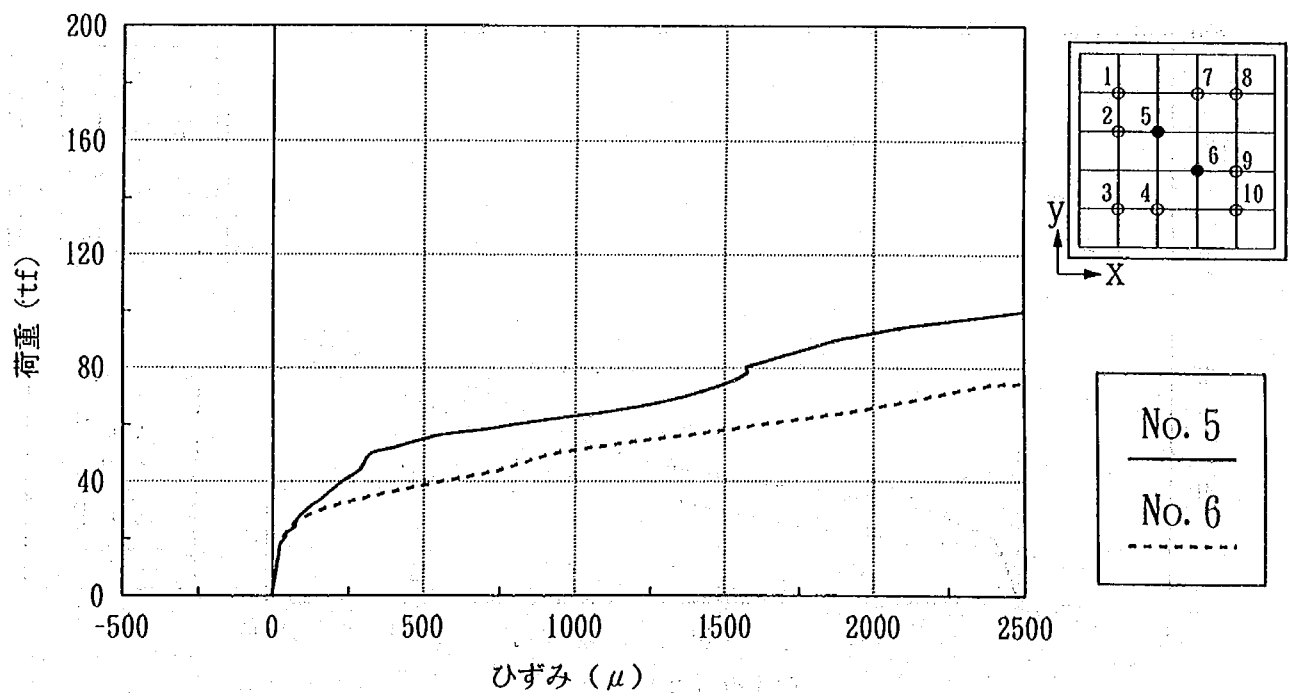


図-参 1.1.6 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

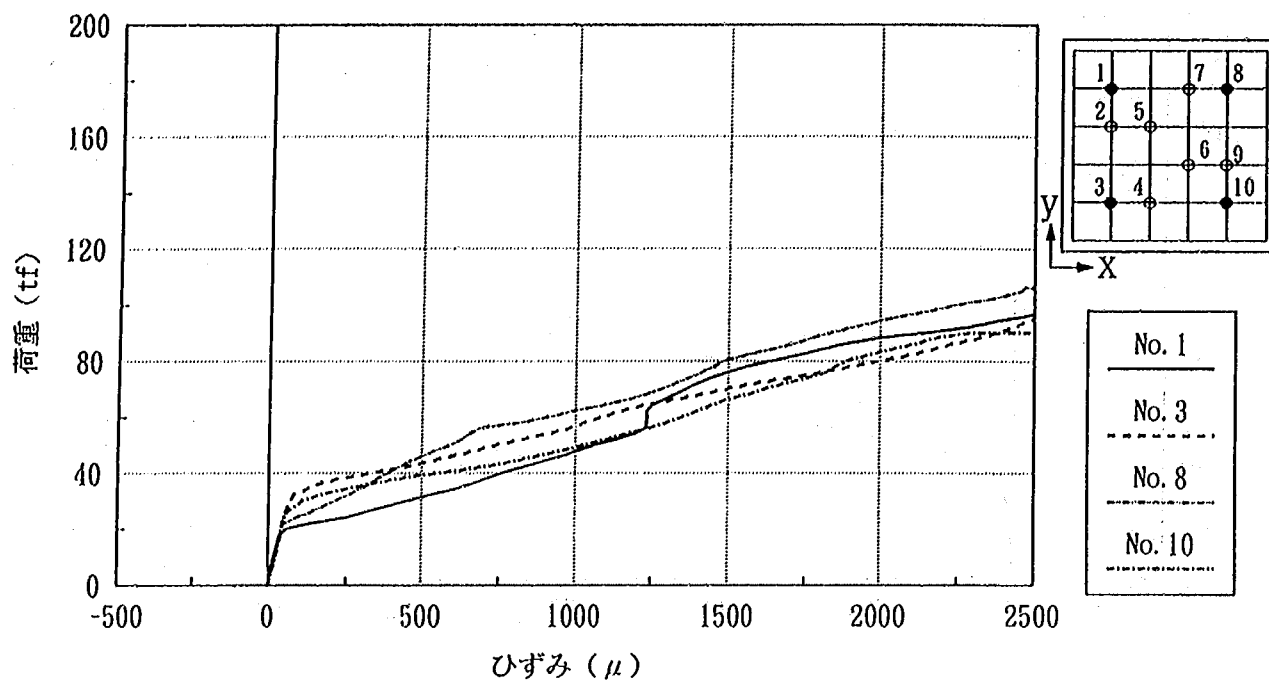


図-参 1.1.7 鉛直荷重-下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

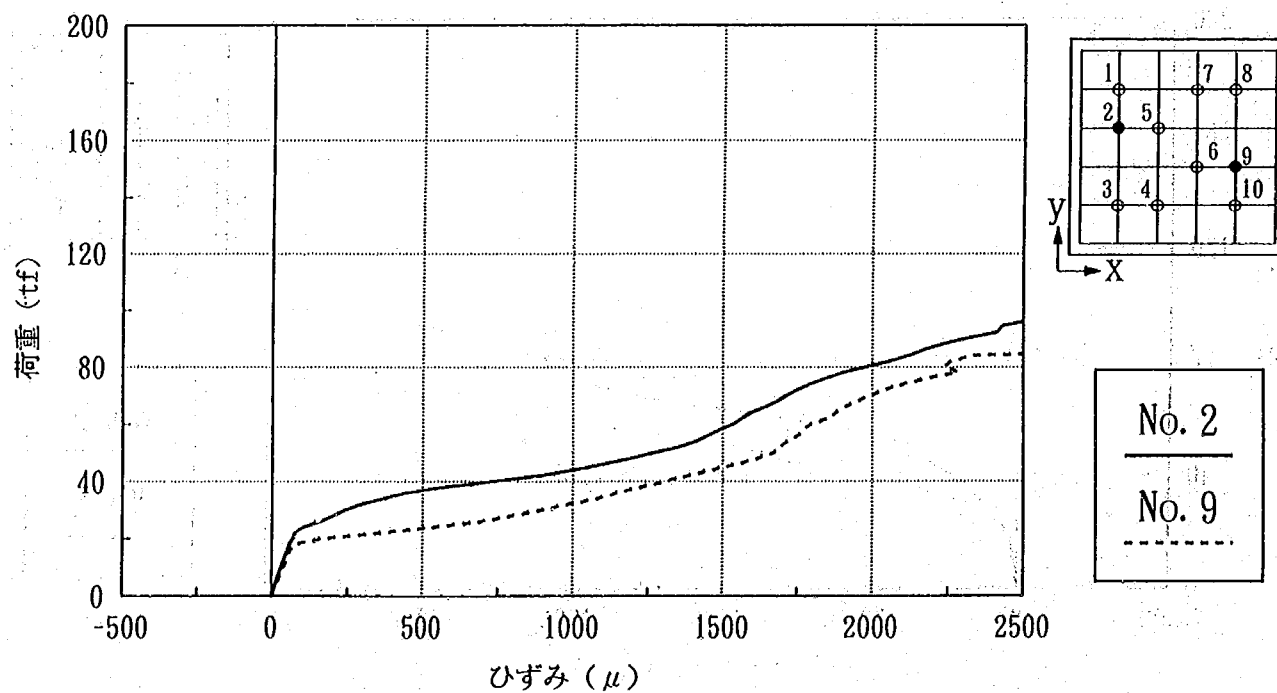


図-参 1.1.8 鉛直荷重-下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

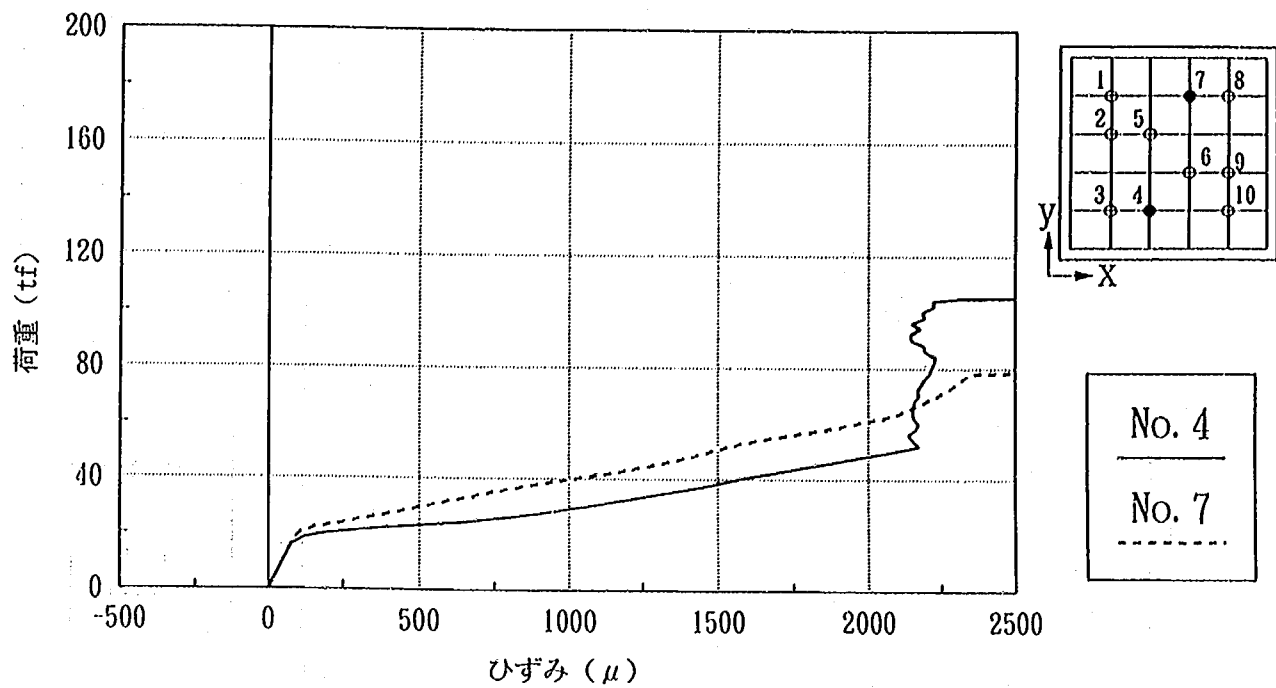


図-参 1.1.9 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

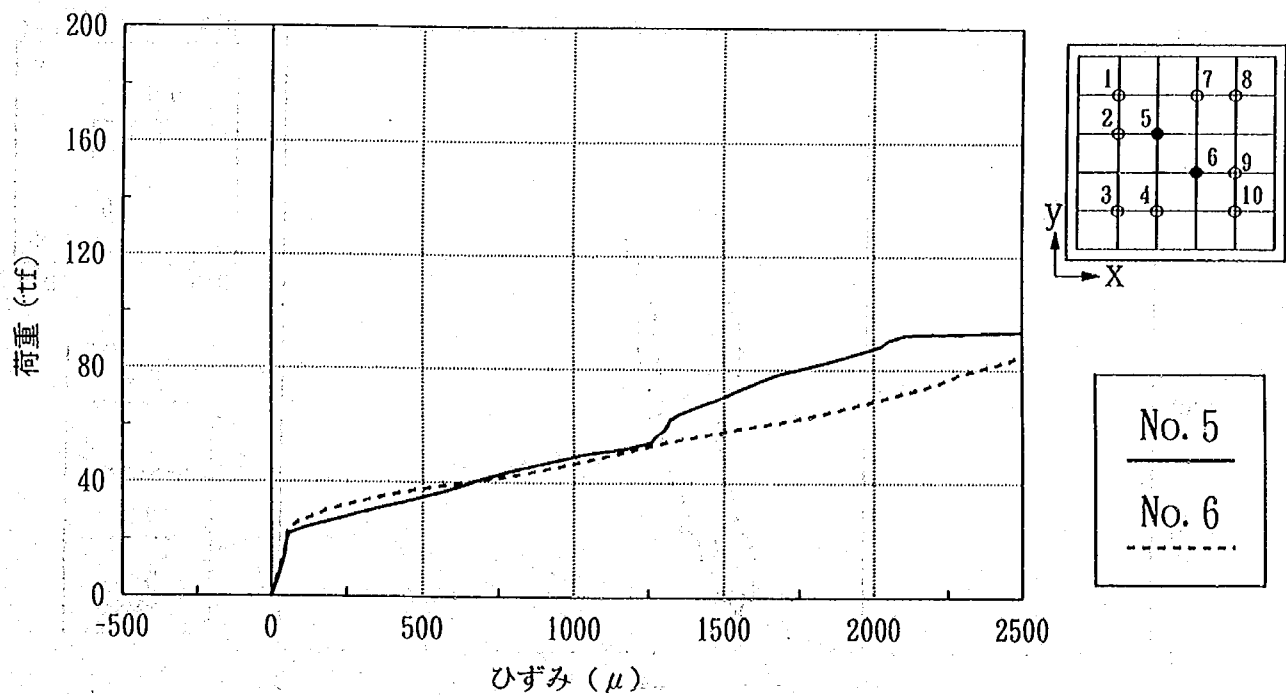


図-参 1.1.10 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

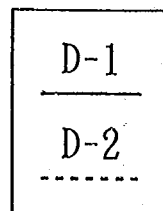
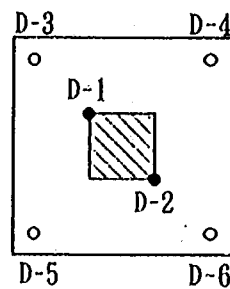
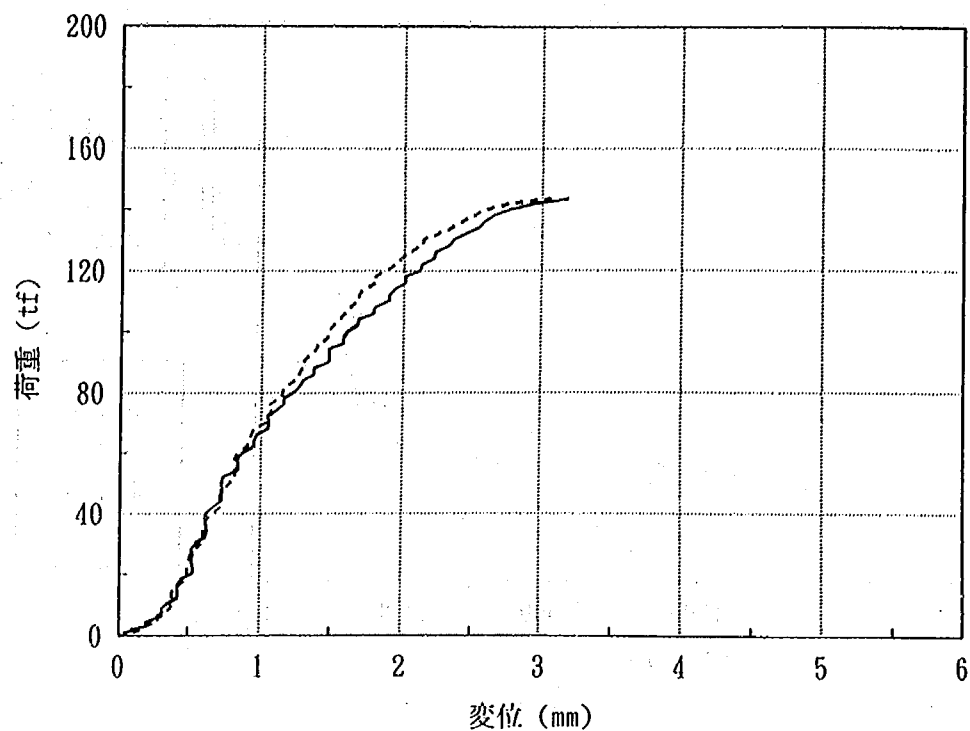


図-参 1.2.1 鉛直荷重—上面鉛直変位関係

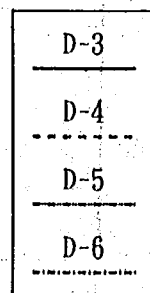
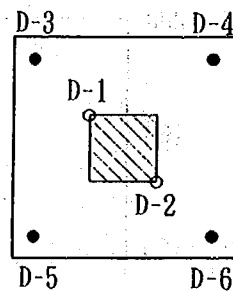
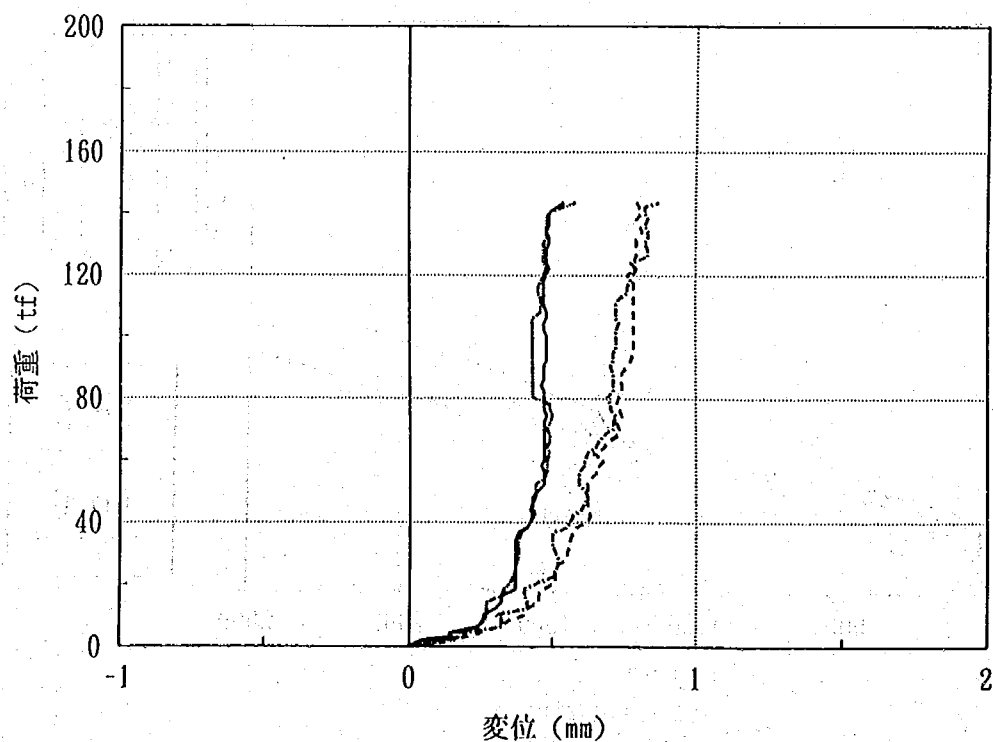


図-参 1.2.2 鉛直荷重—上面鉛直変位関係

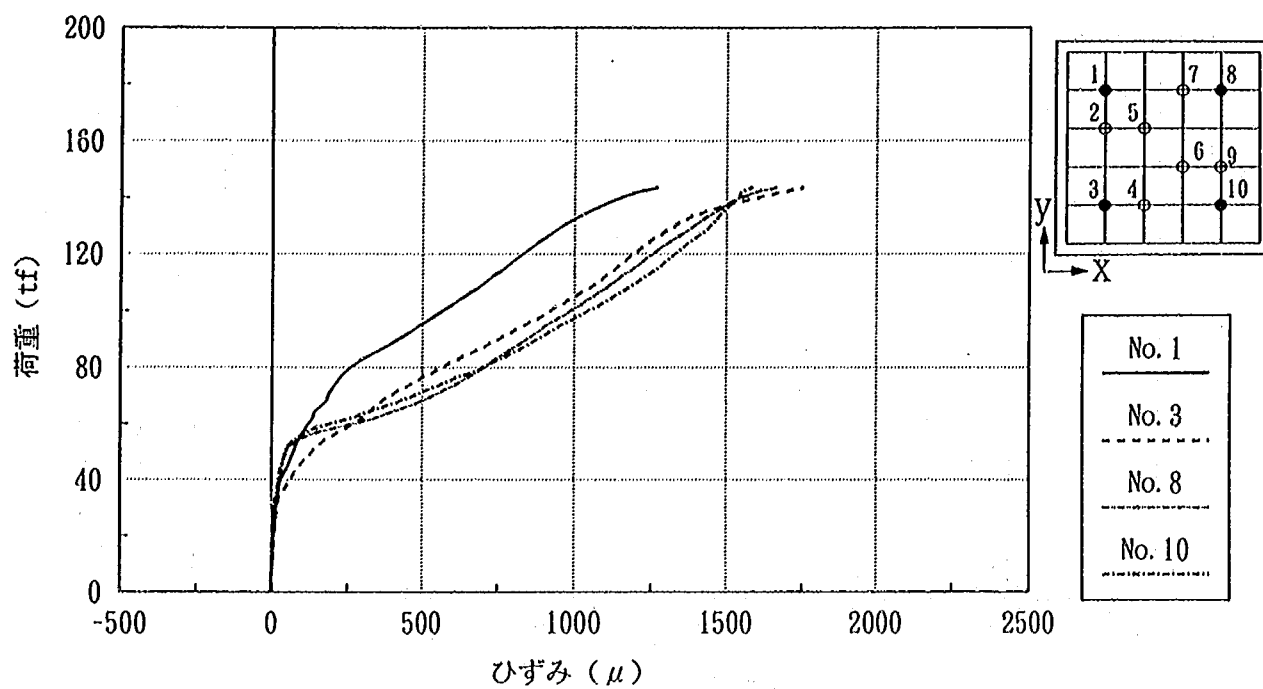


図-参 1.2.3 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

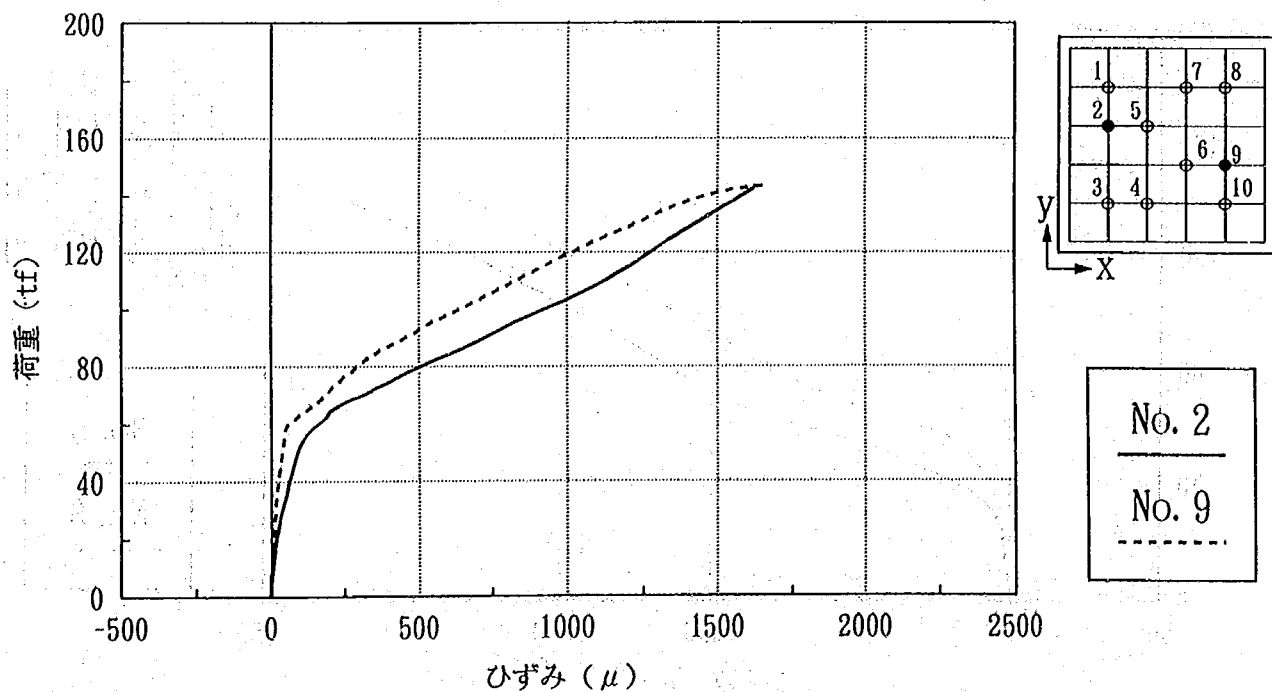


図-参 1.2.4 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

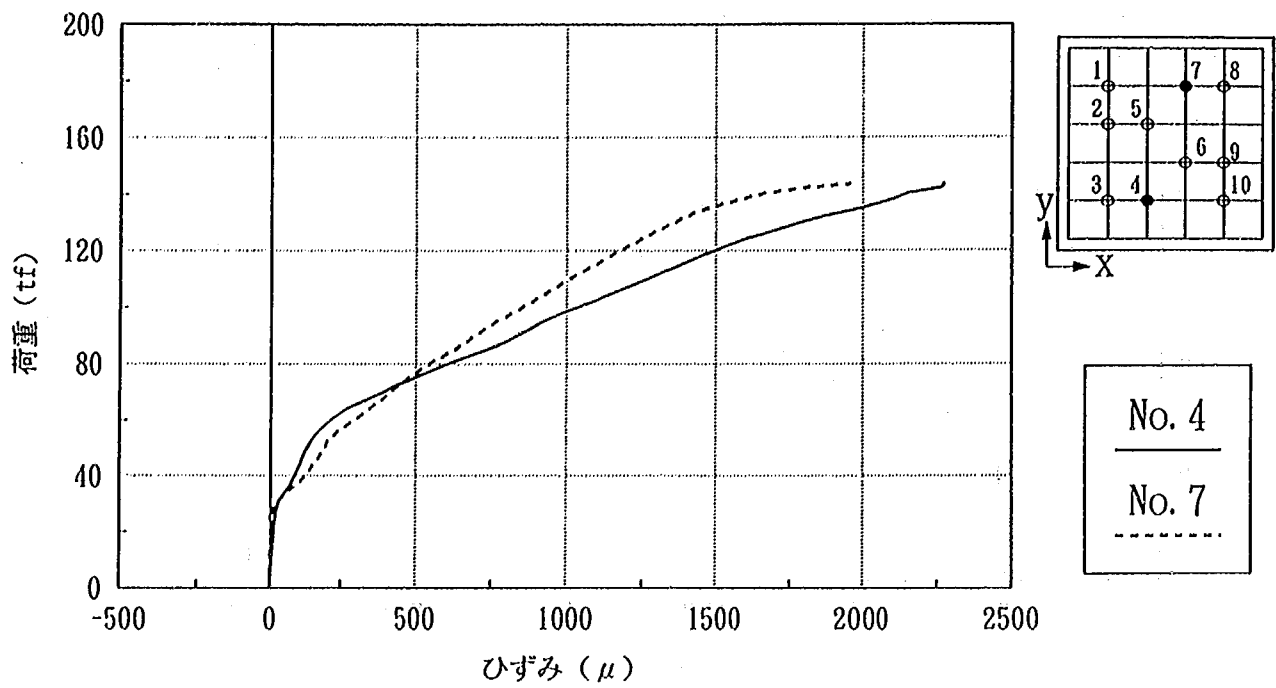


図-参 1.2.5 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

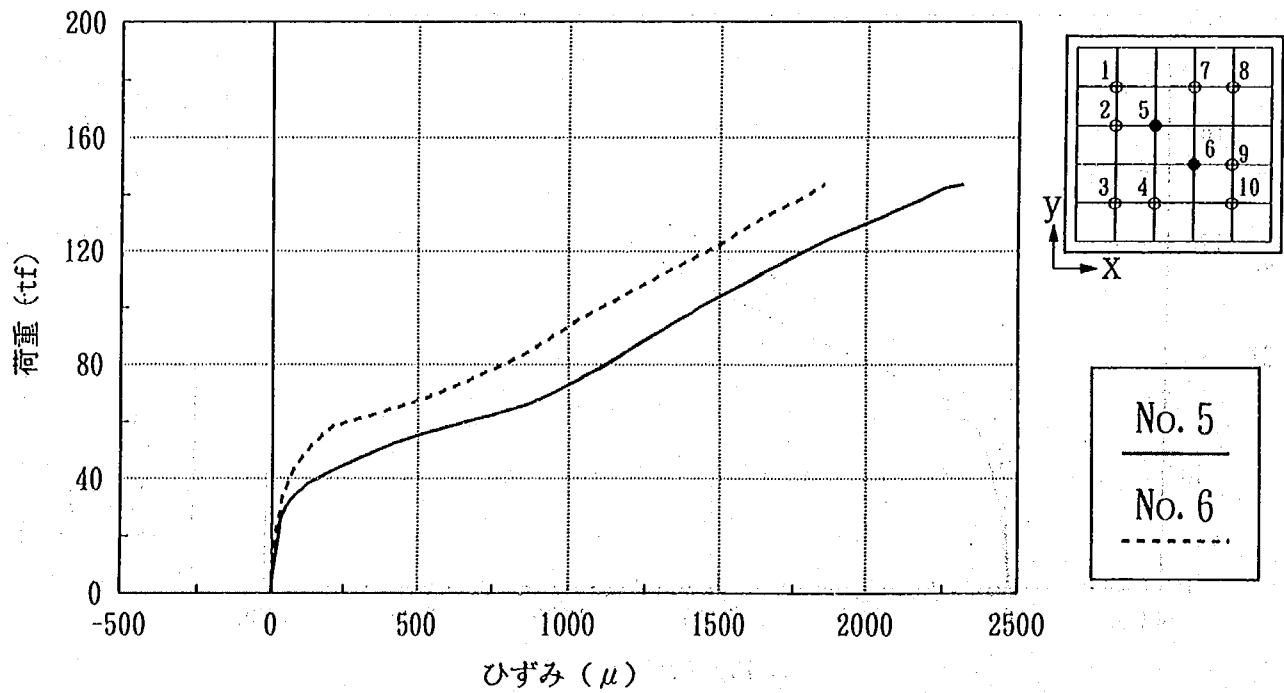


図-参 1.2.6 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

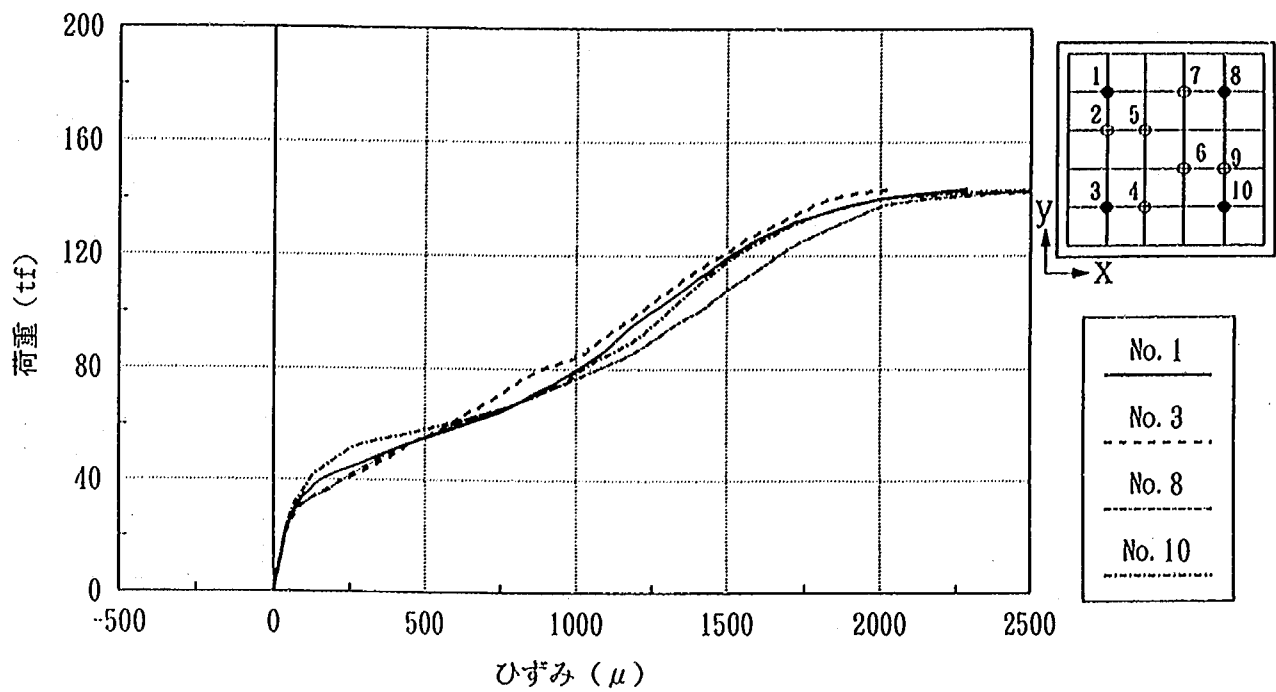


図-参 1.2.7 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

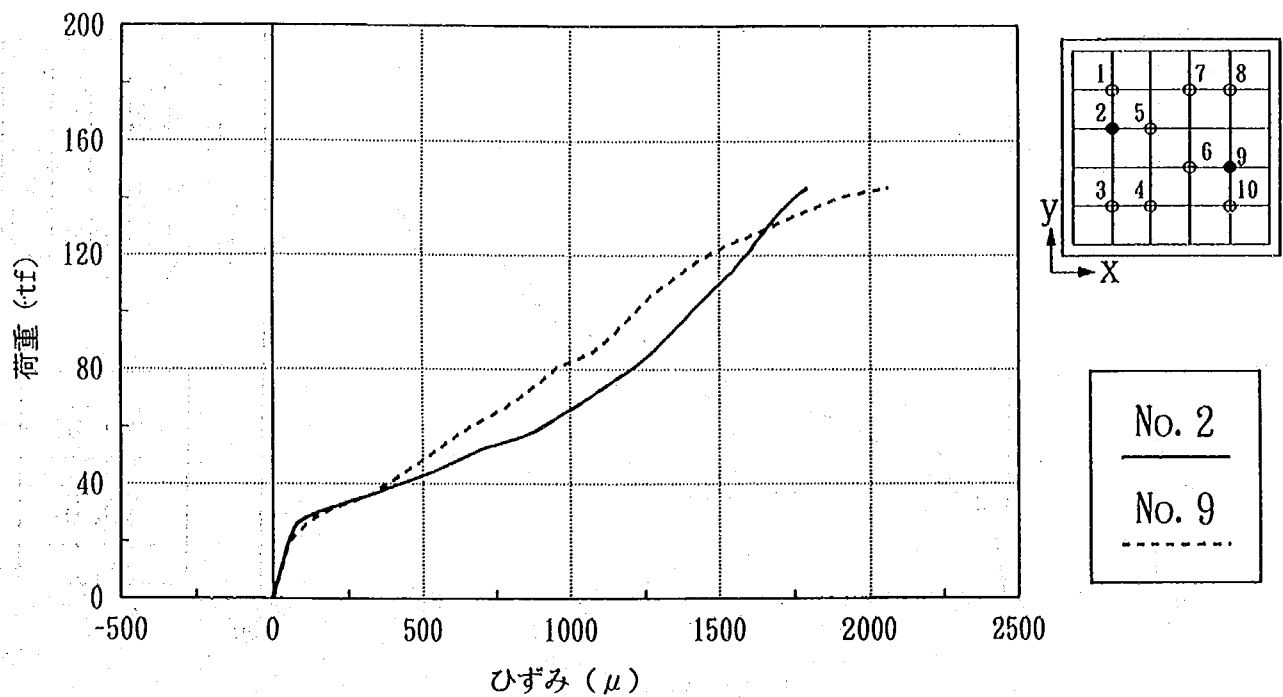


図-参 1.2.8 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

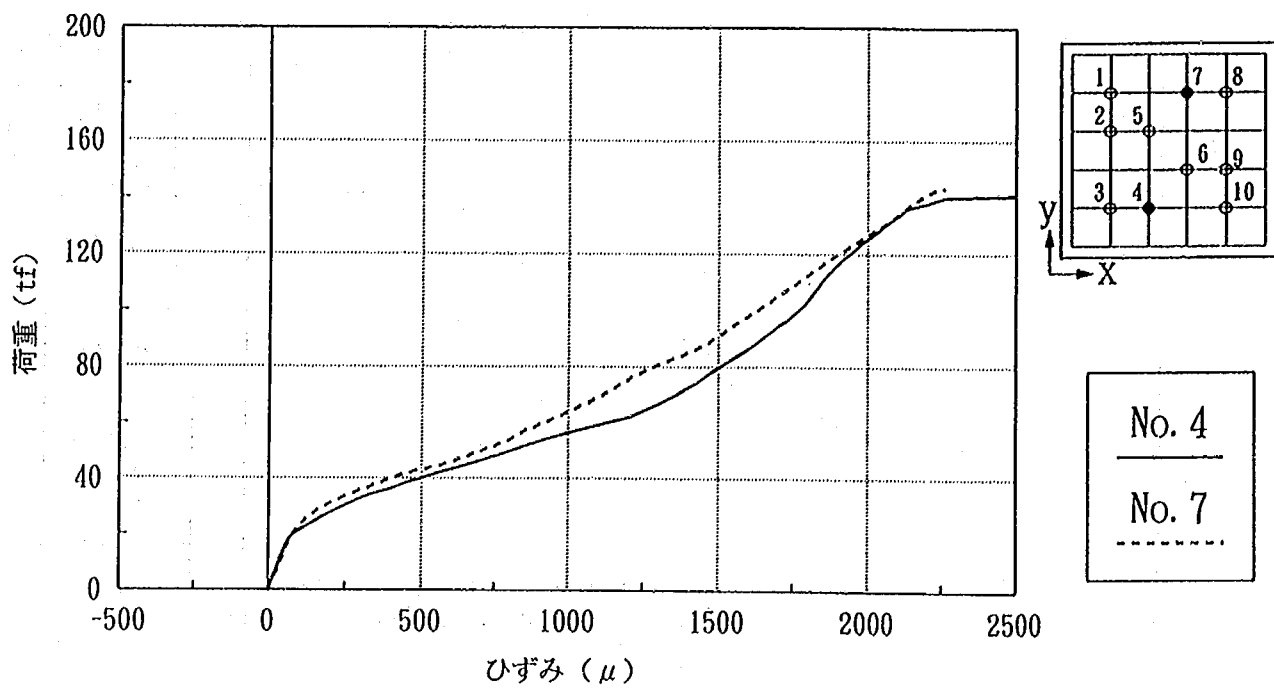


図-参 1.2.9 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

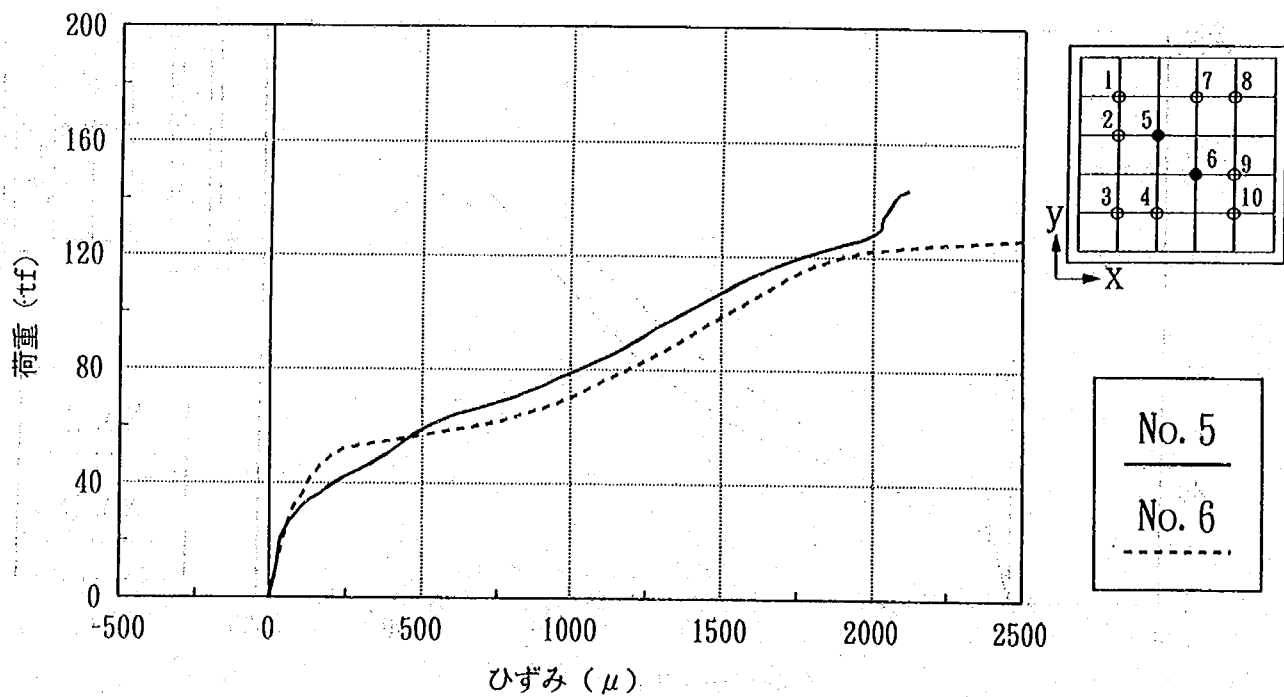


図-参 1.2.10 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

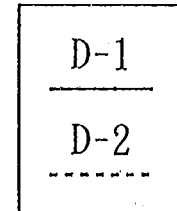
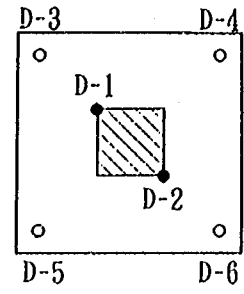
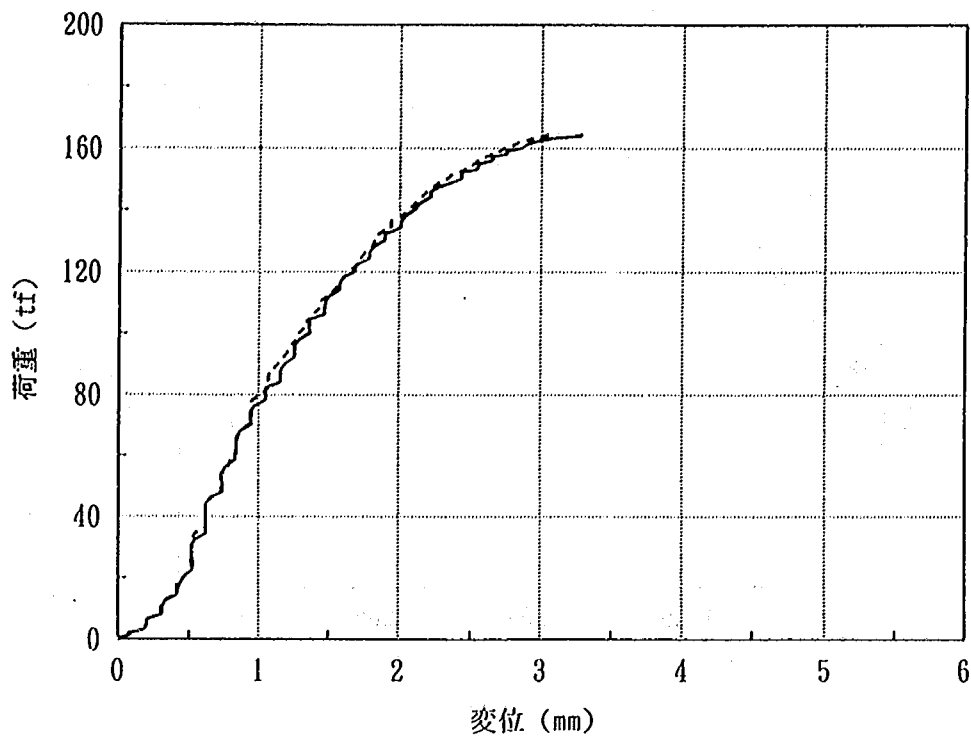


図-参 1.3.1 鉛直荷重—上面鉛直変位関係

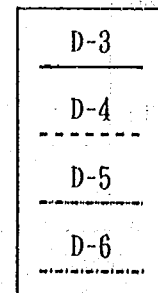
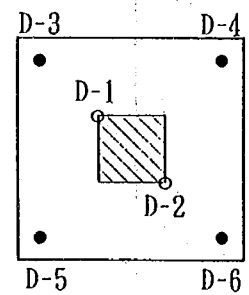
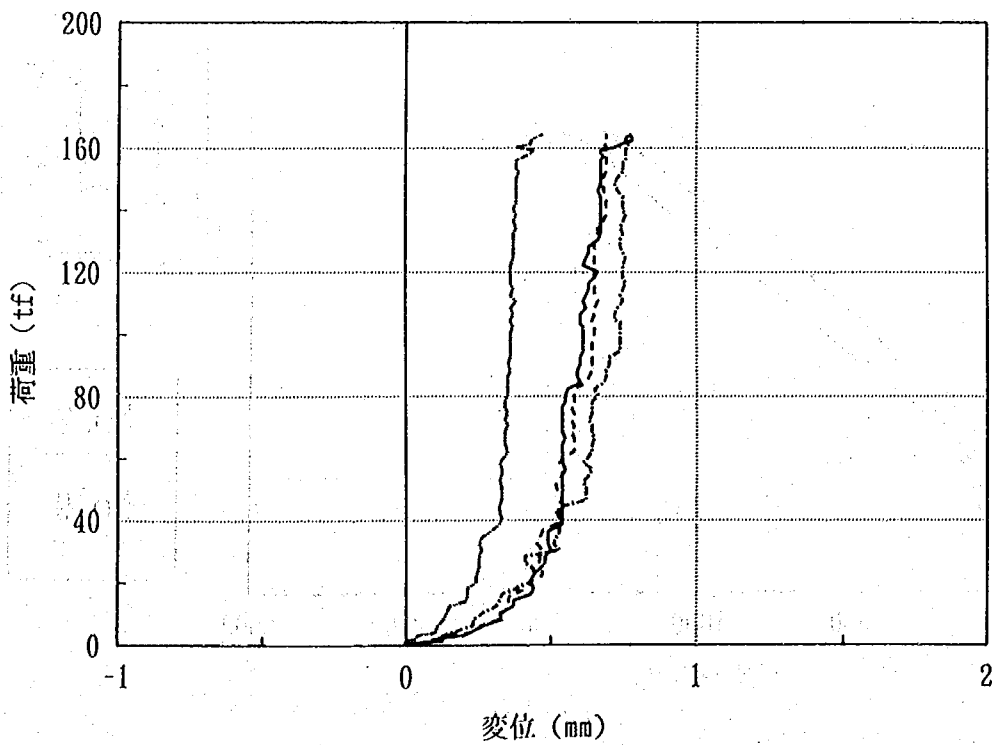


図-参 1.3.2 鉛直荷重—上面鉛直変位関係

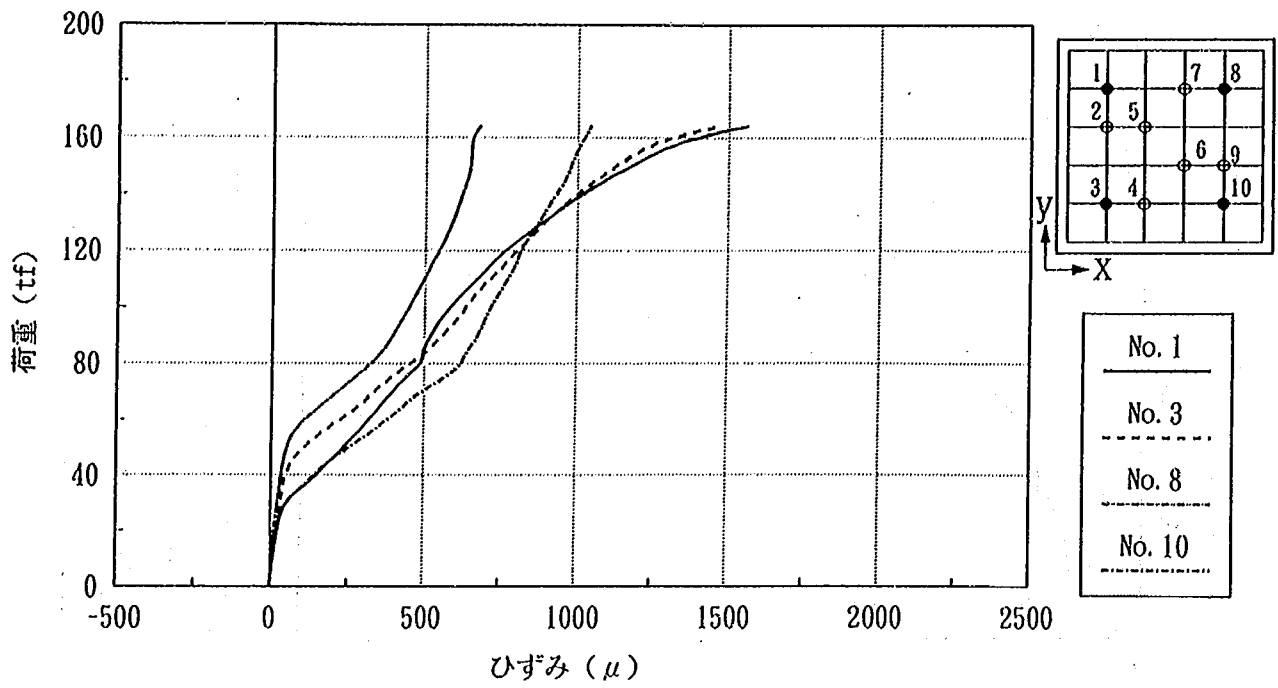


図-参 1.3.3 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

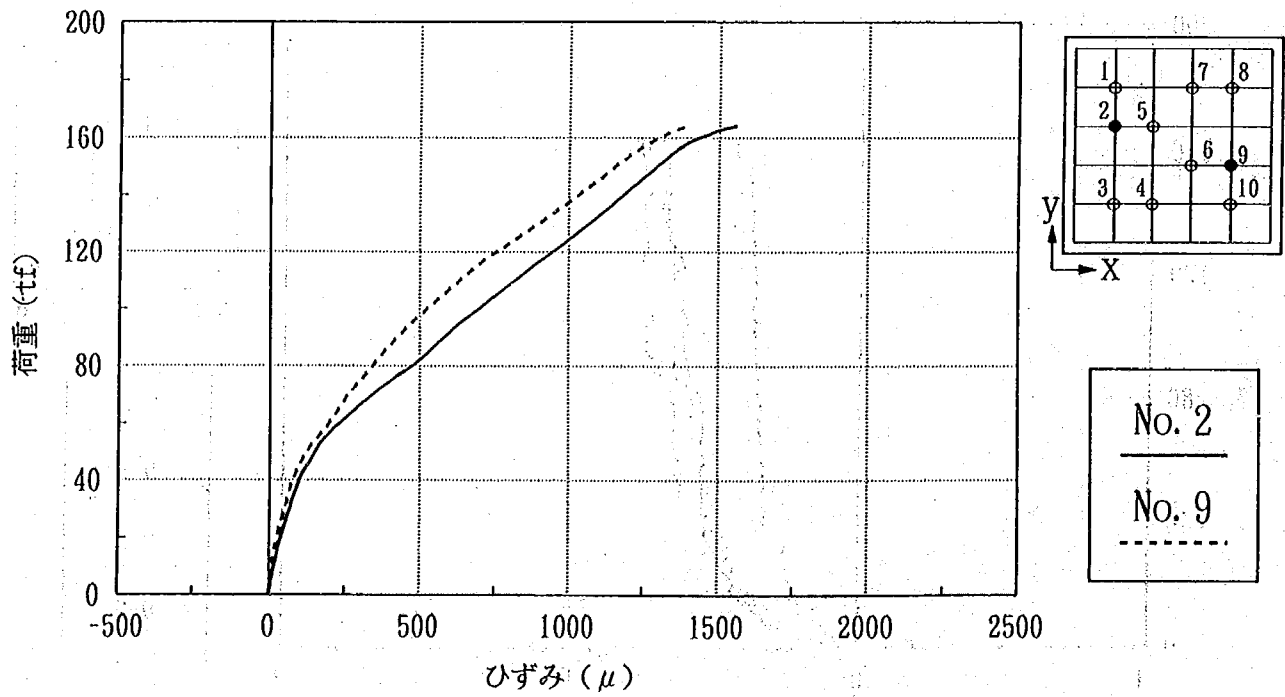


図-参 1.3.4 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

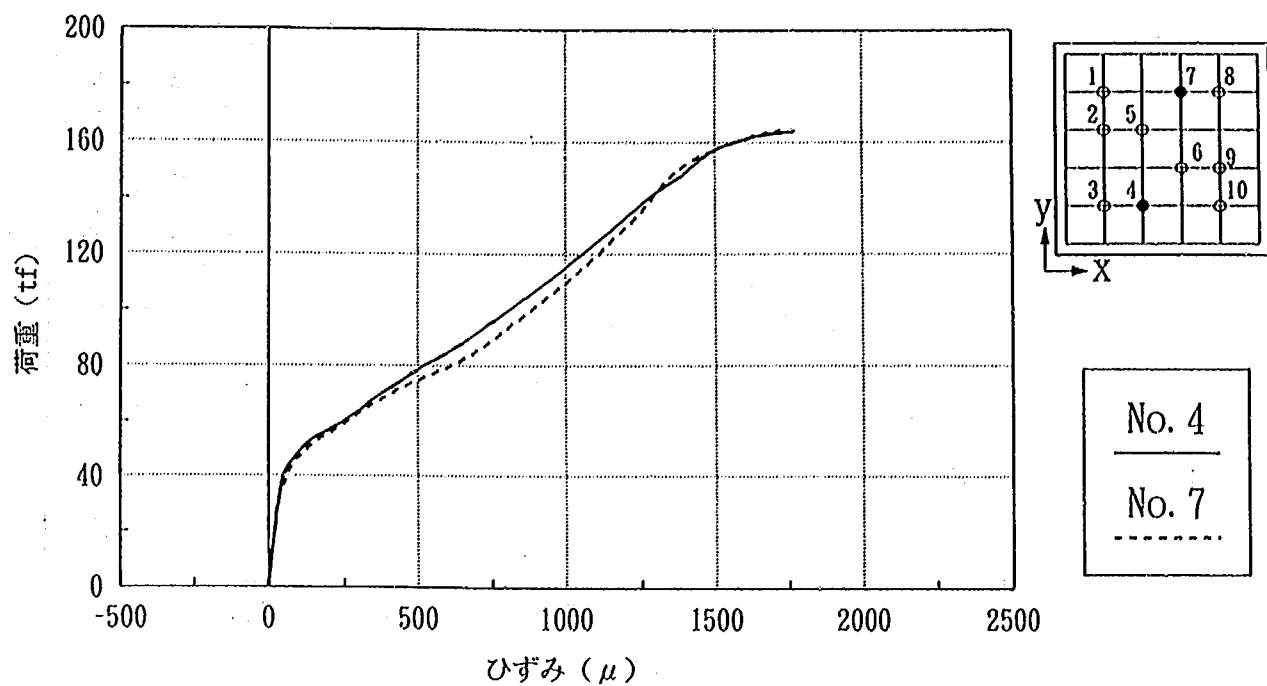


図-参 1.3.5 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

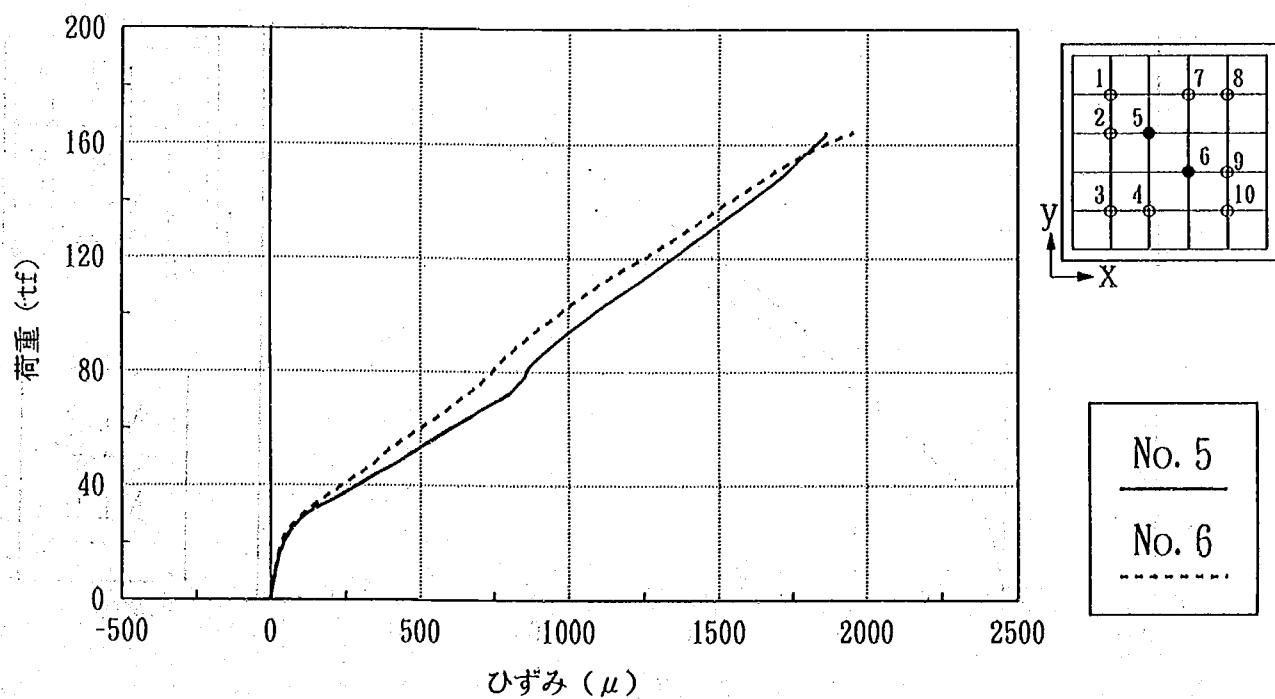


図-参 1.3.6 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

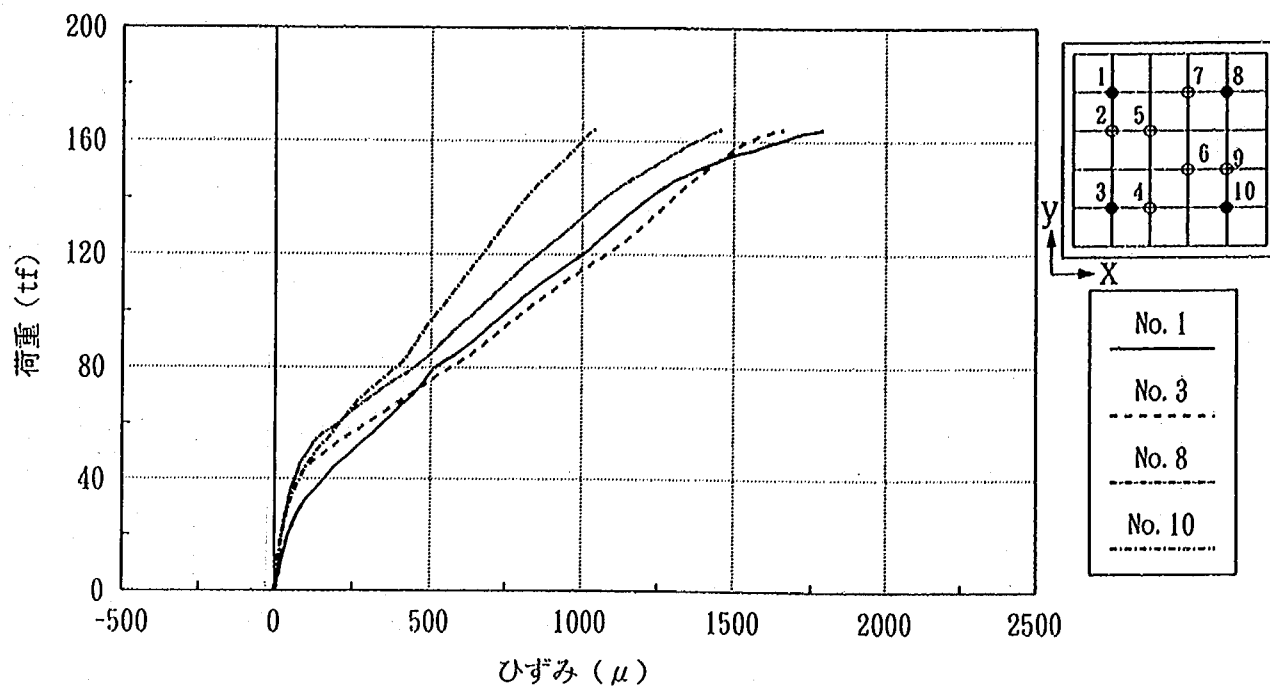


図-参 1.3.7 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

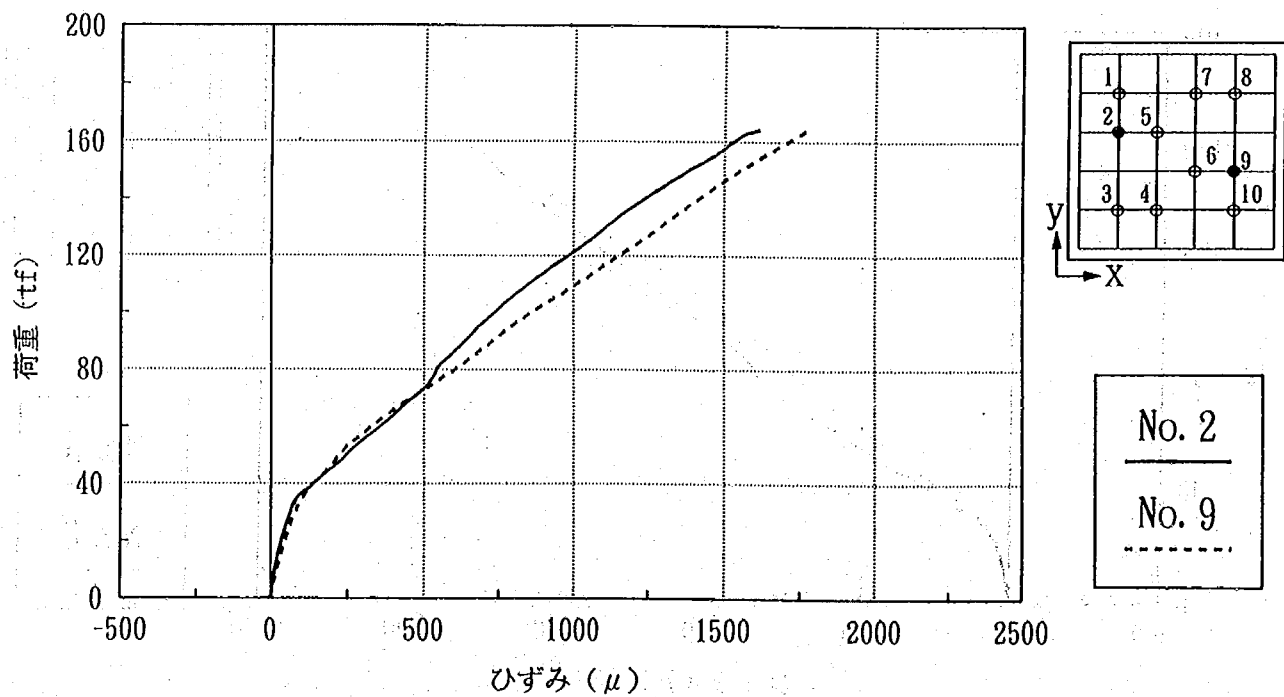


図-参 1.3.8 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

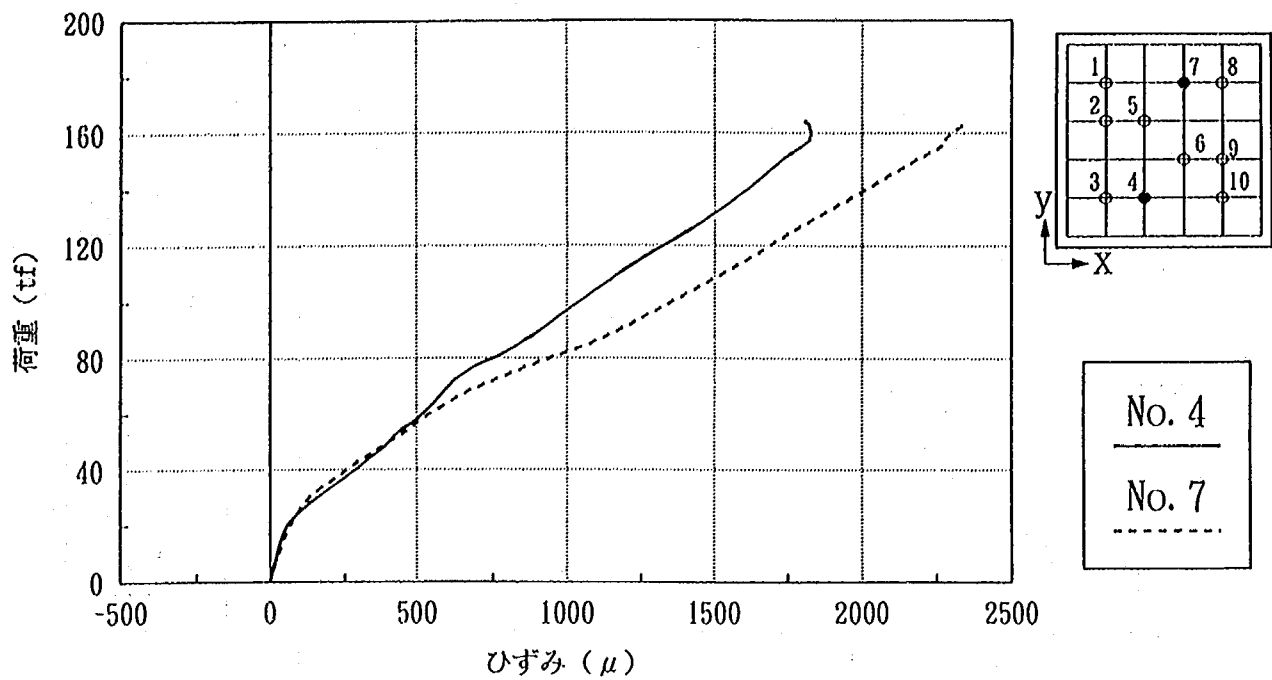


図-参 1.3.9 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

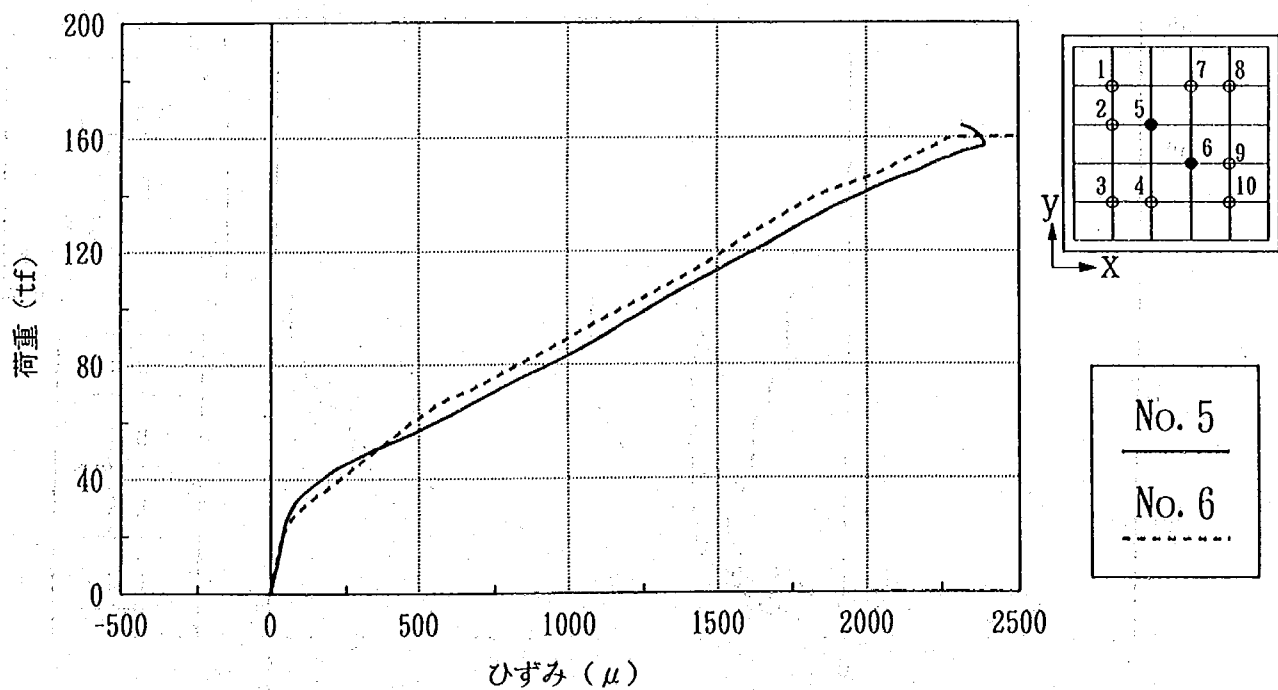


図-参 1.3.10 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

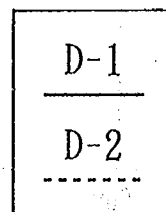
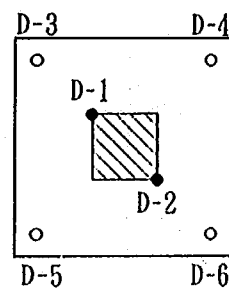
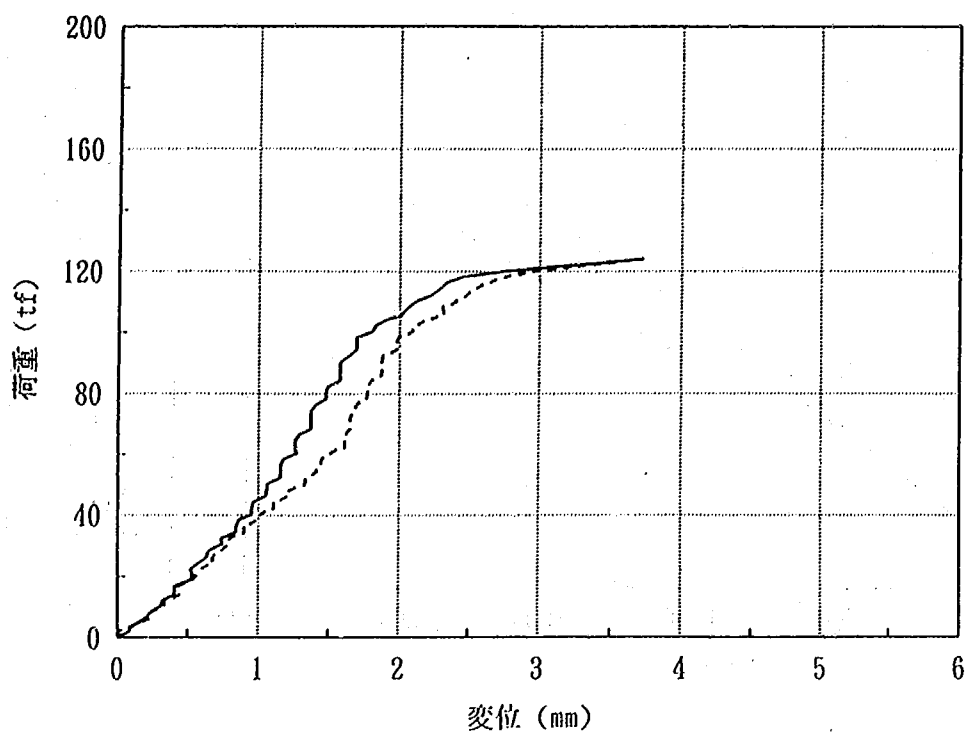


圖-參 1.4.1 鉛直荷重—上面鉛直變位關係

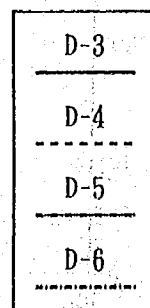
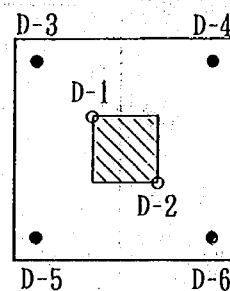
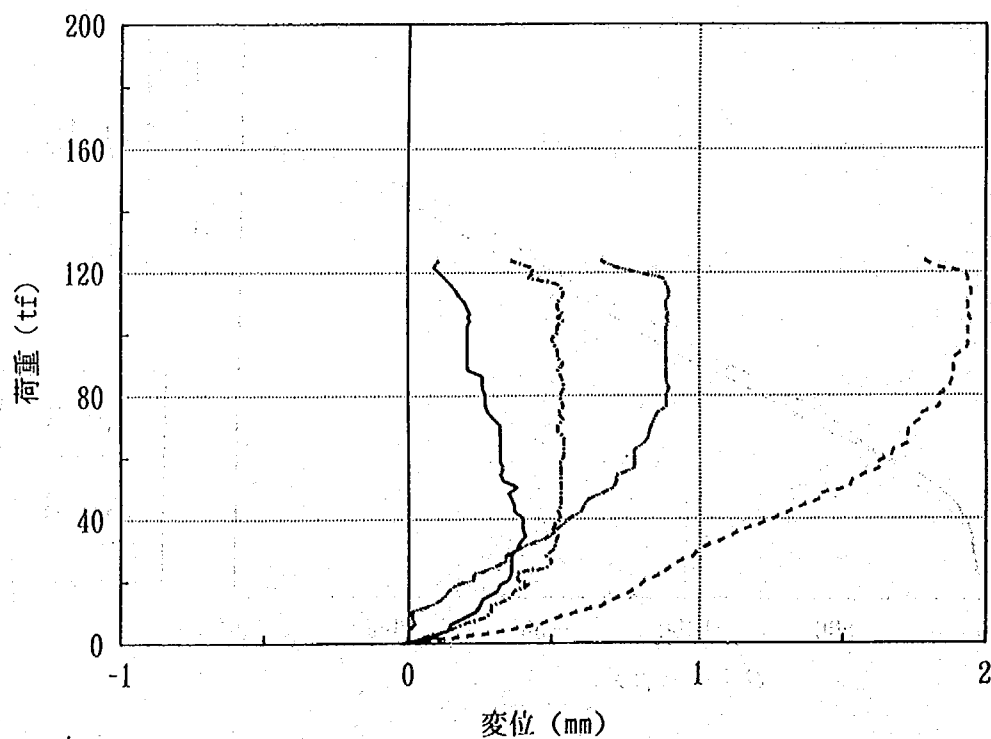


圖-參 1.4.2 鉛直荷重—上面鉛直變位關係

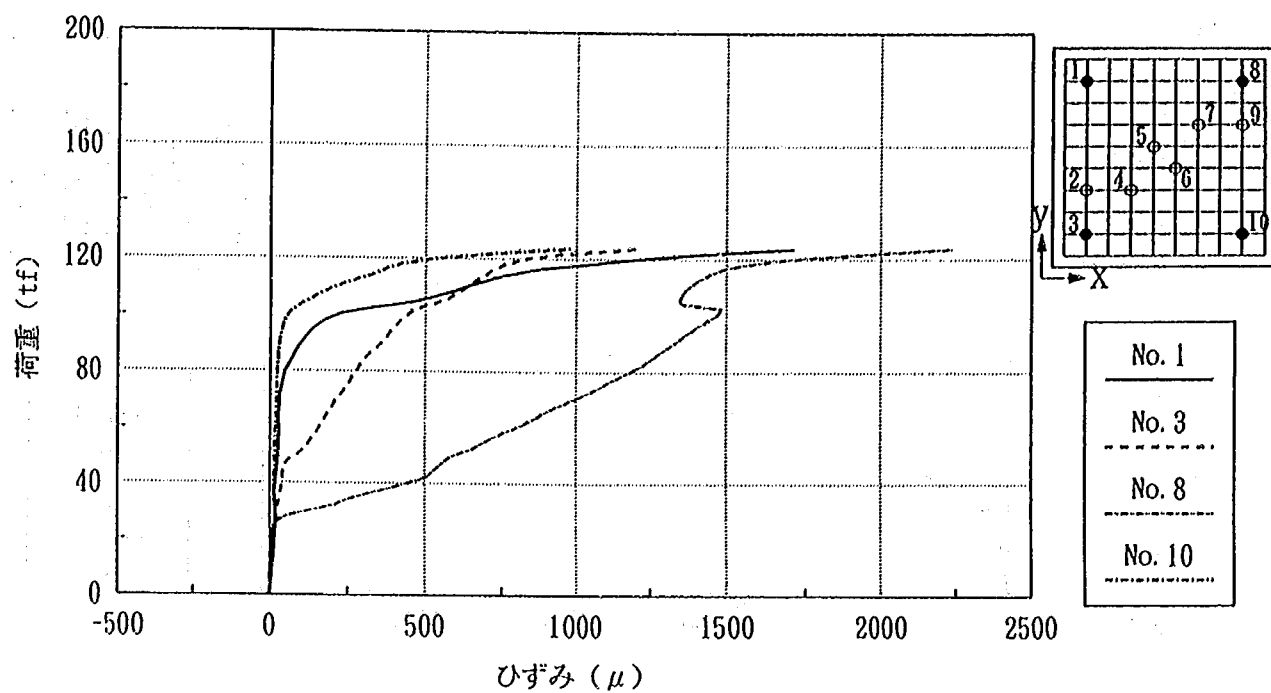


図-参 1.4.3 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

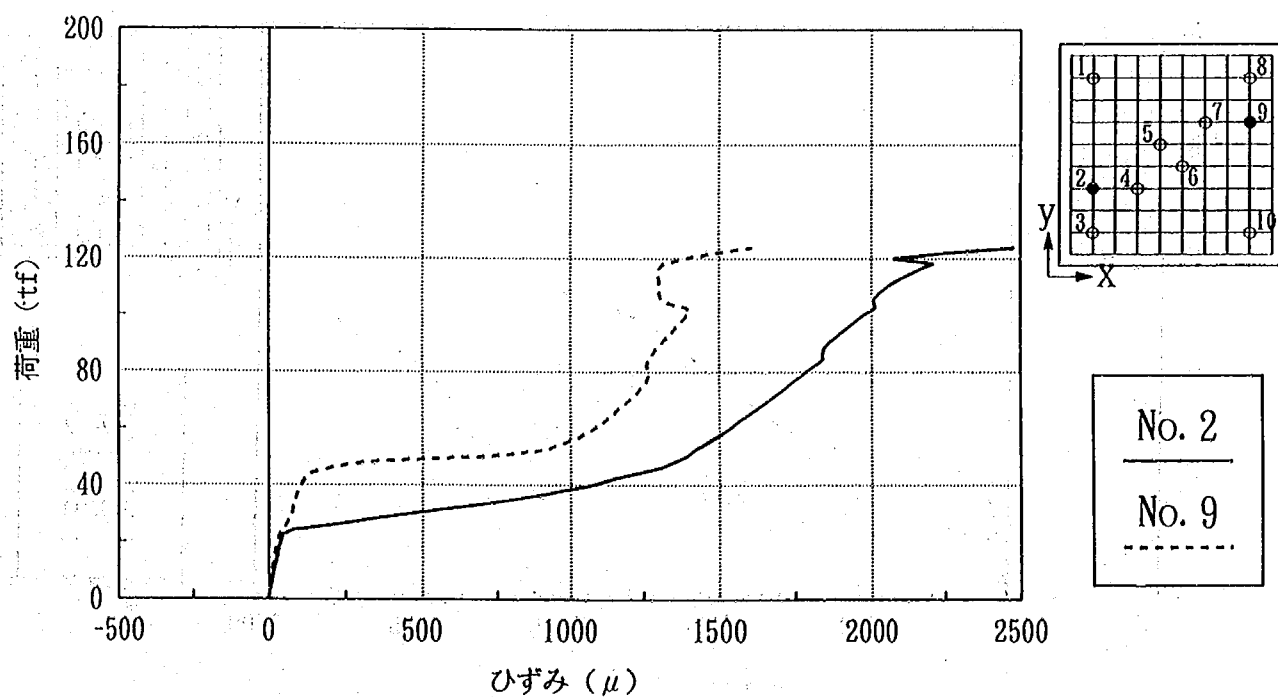


図-参 1.4.4 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

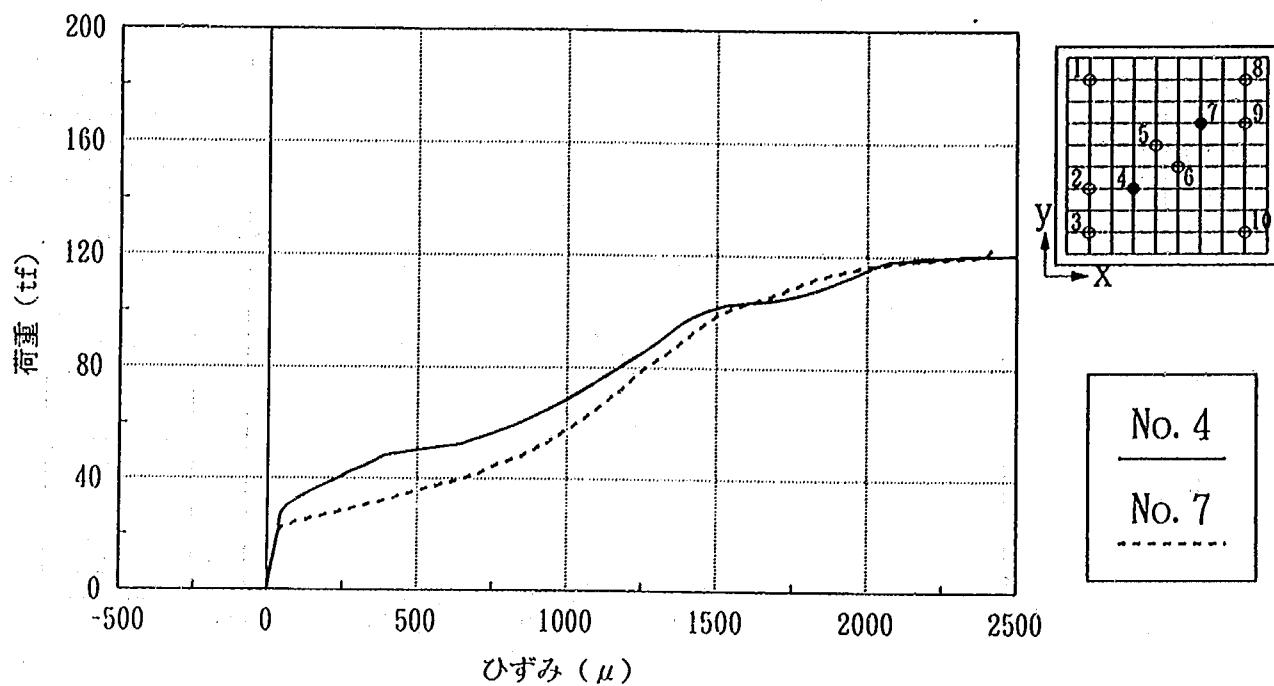


図-参 1.4.5 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

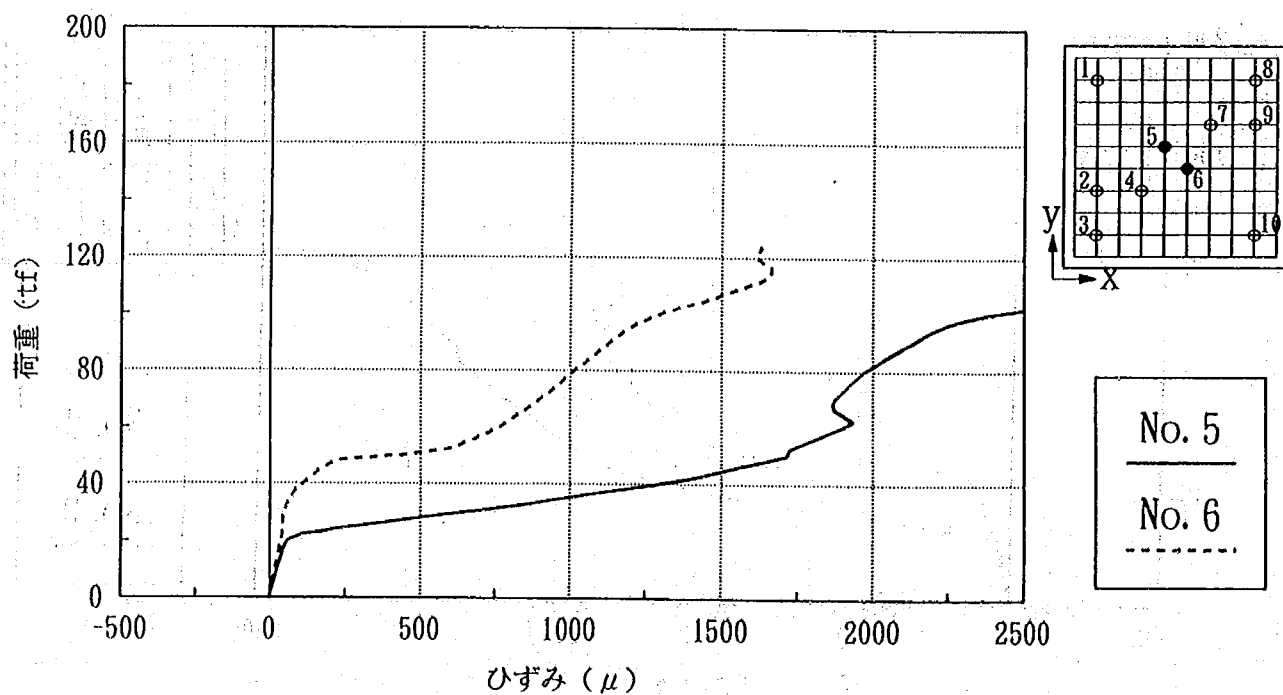


図-参 1.4.6 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

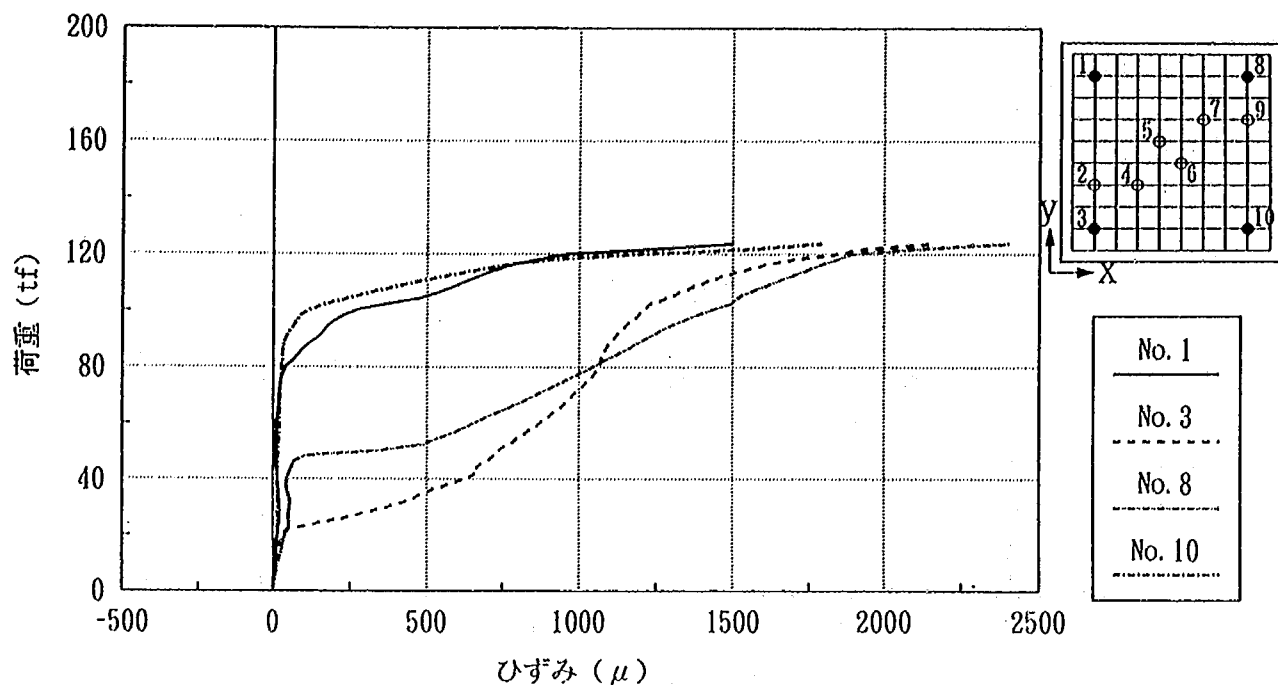


図-参 1.4.7 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

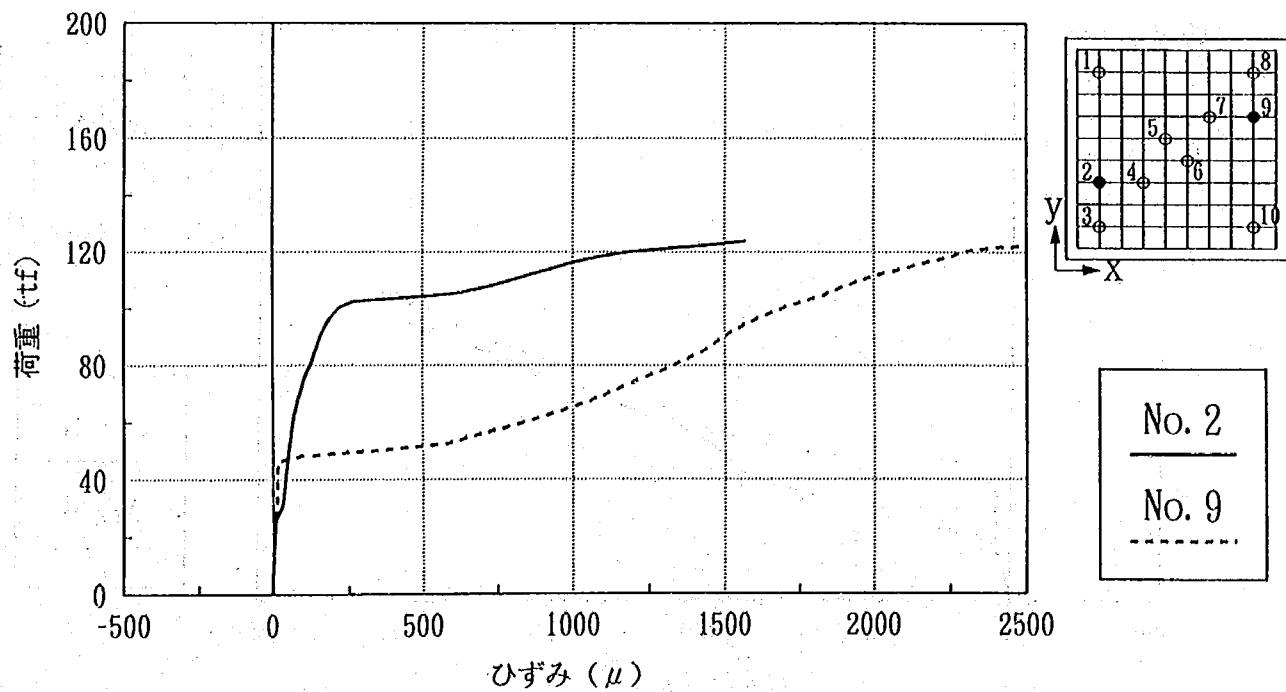


図-参 1.4.8 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

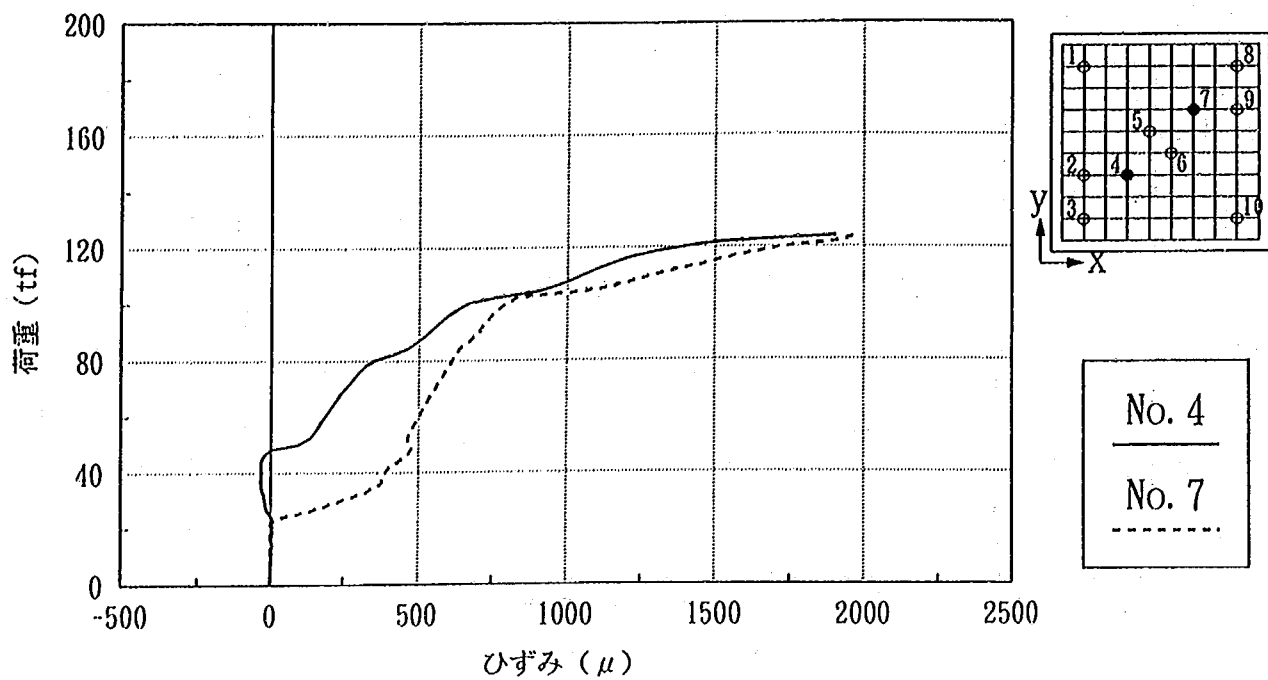


図-参 1.4.9 鉛直荷重-下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

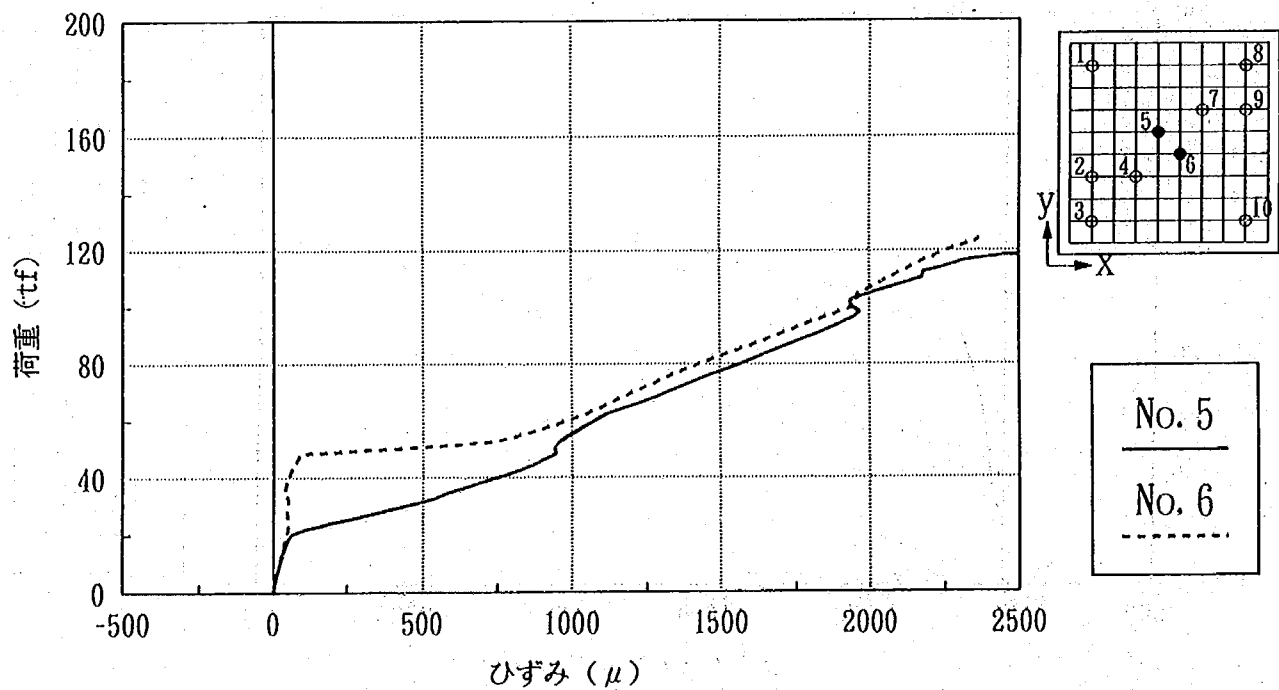


図-参 1.4.10 鉛直荷重-下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

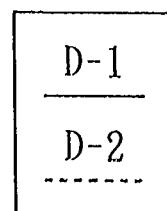
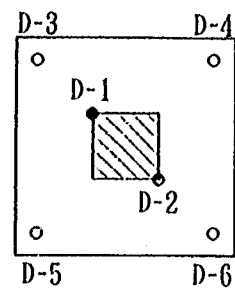
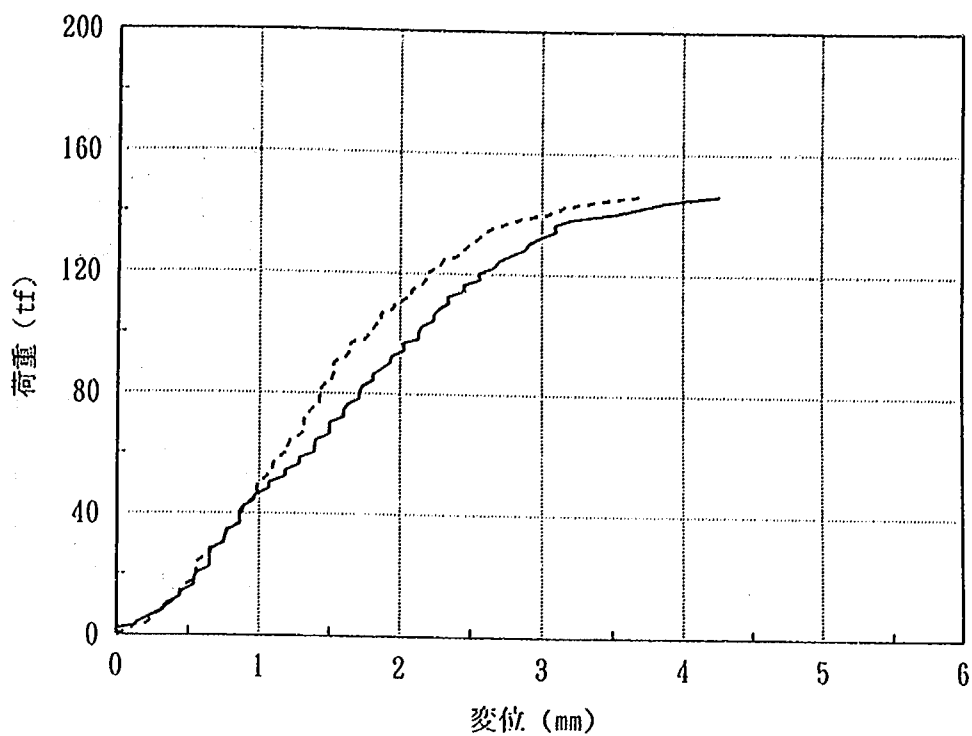


図-参 1.5.1 鉛直荷重—上面鉛直変位関係

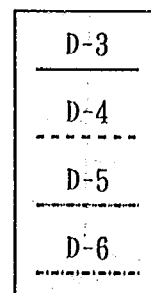
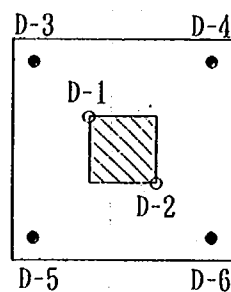
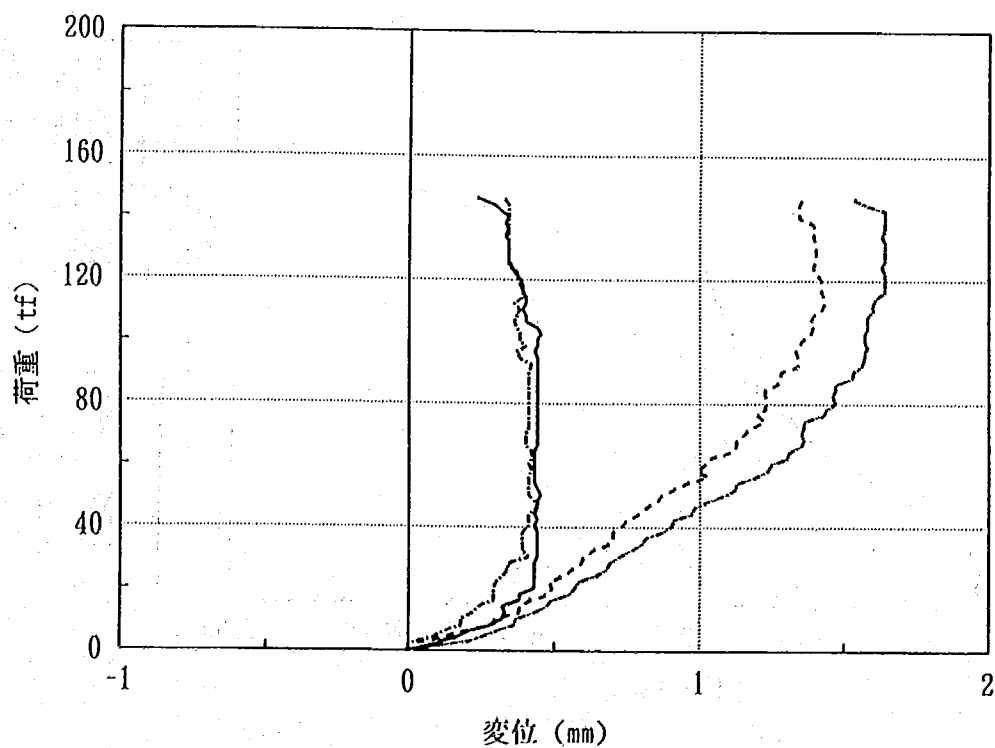


図-参 1.5.2 鉛直荷重—上面鉛直変位関係

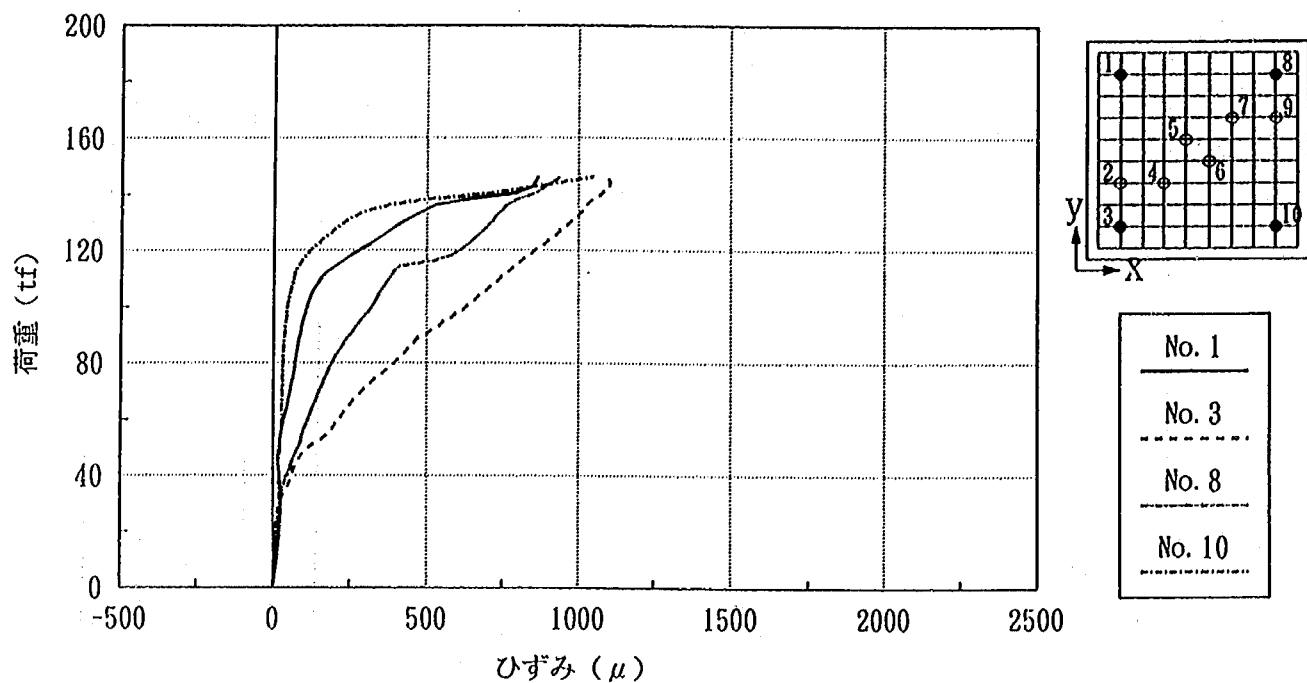


図-参 1.5.3 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

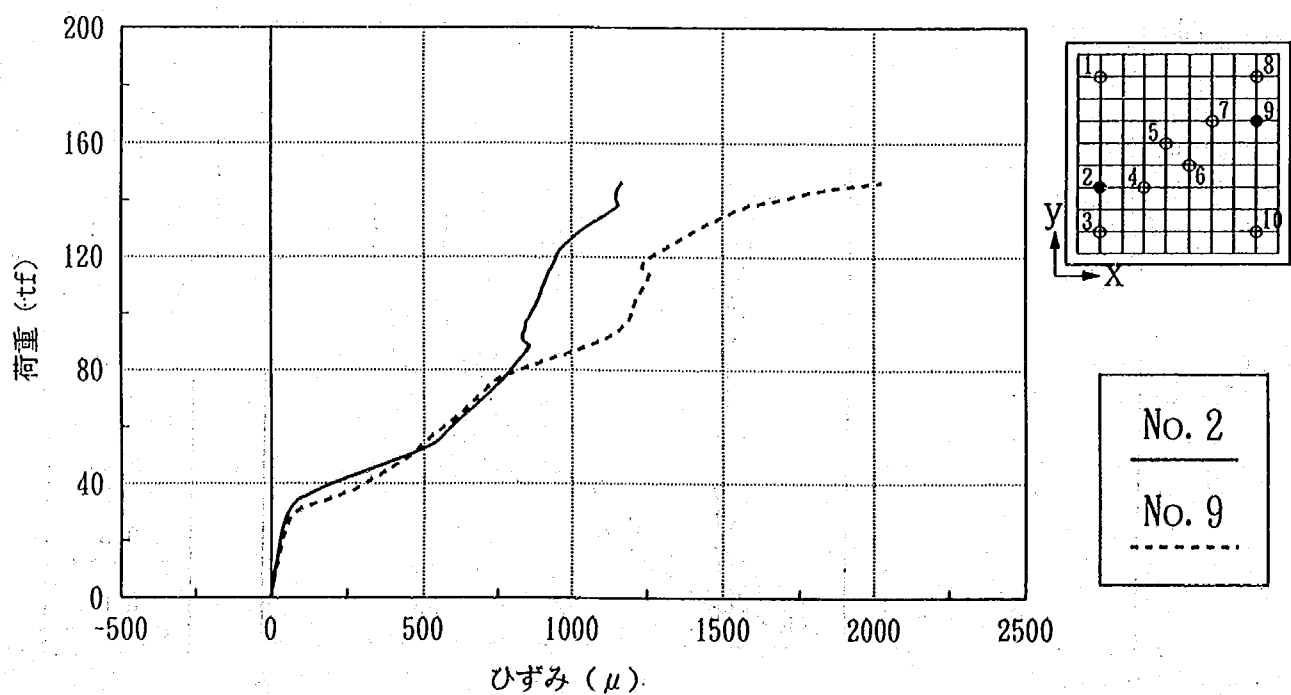


図-参 1.5.4 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

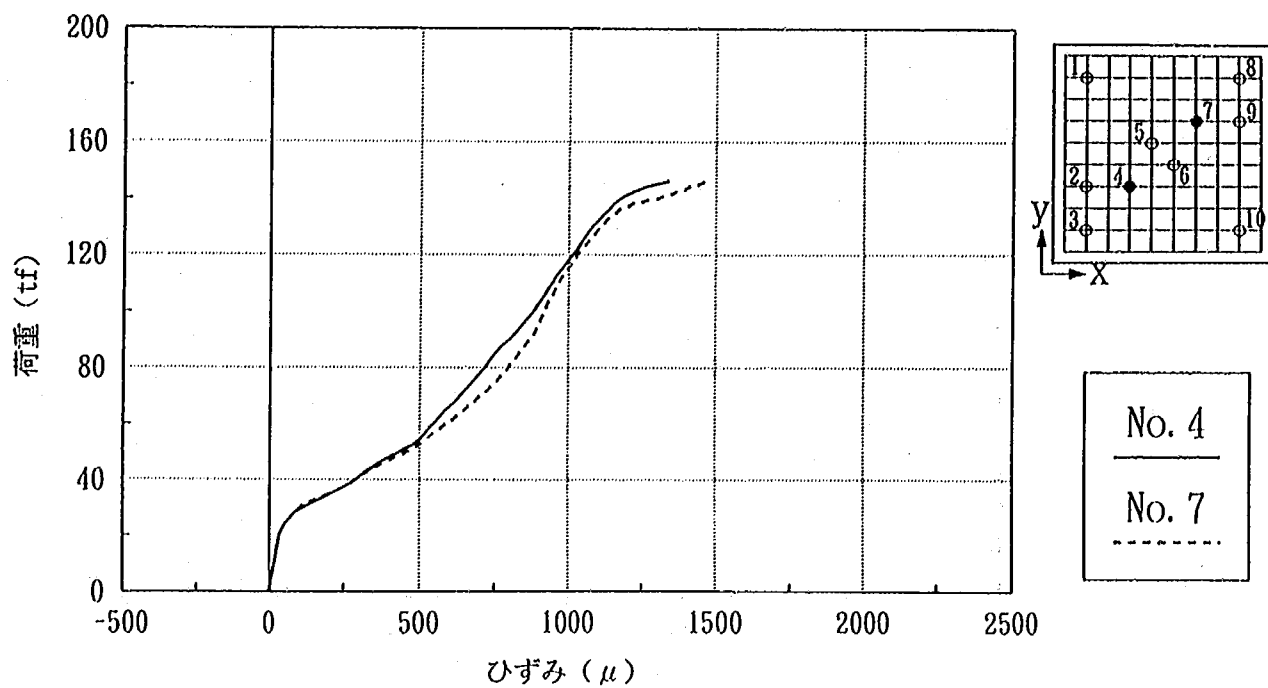


図-参 1.5.5 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

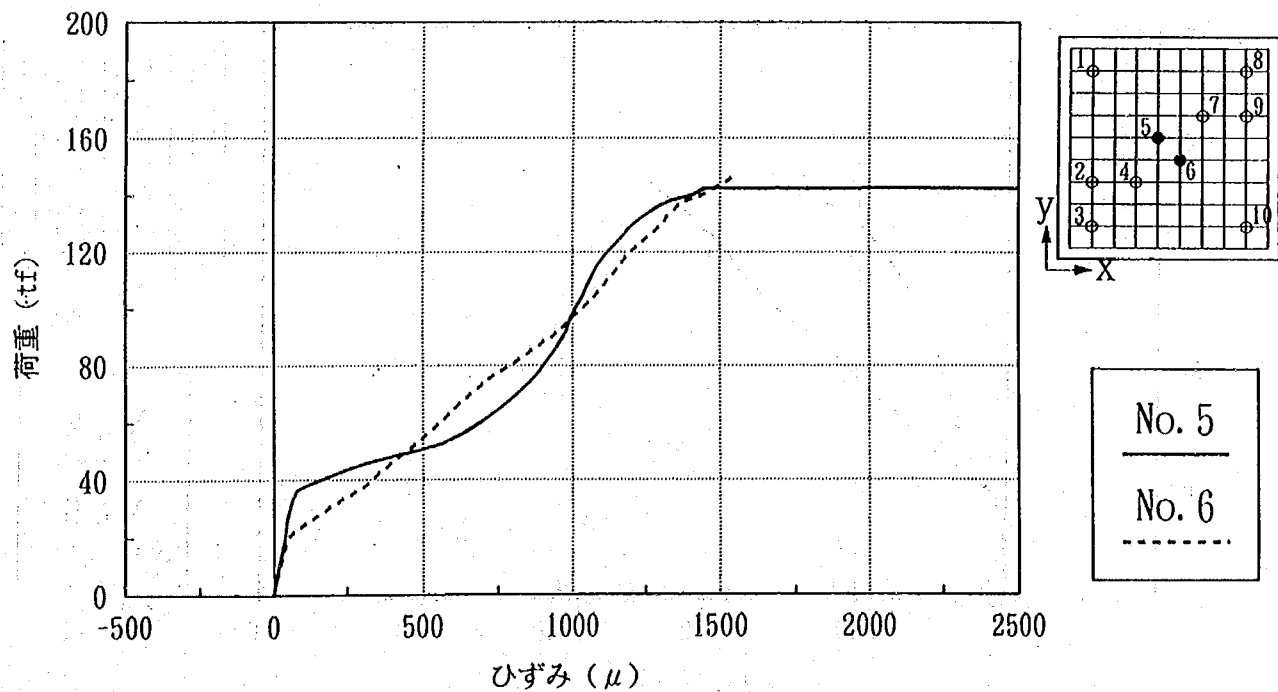


図-参 1.5.6 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

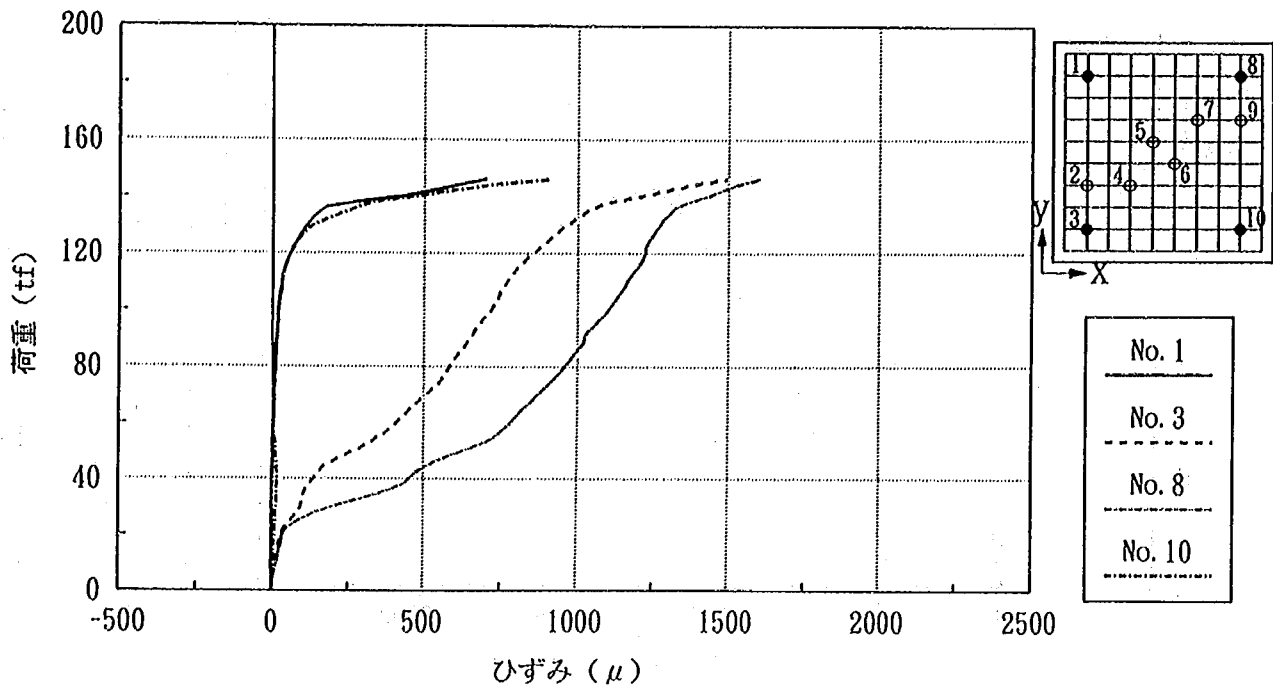


図-参 1.5.7 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

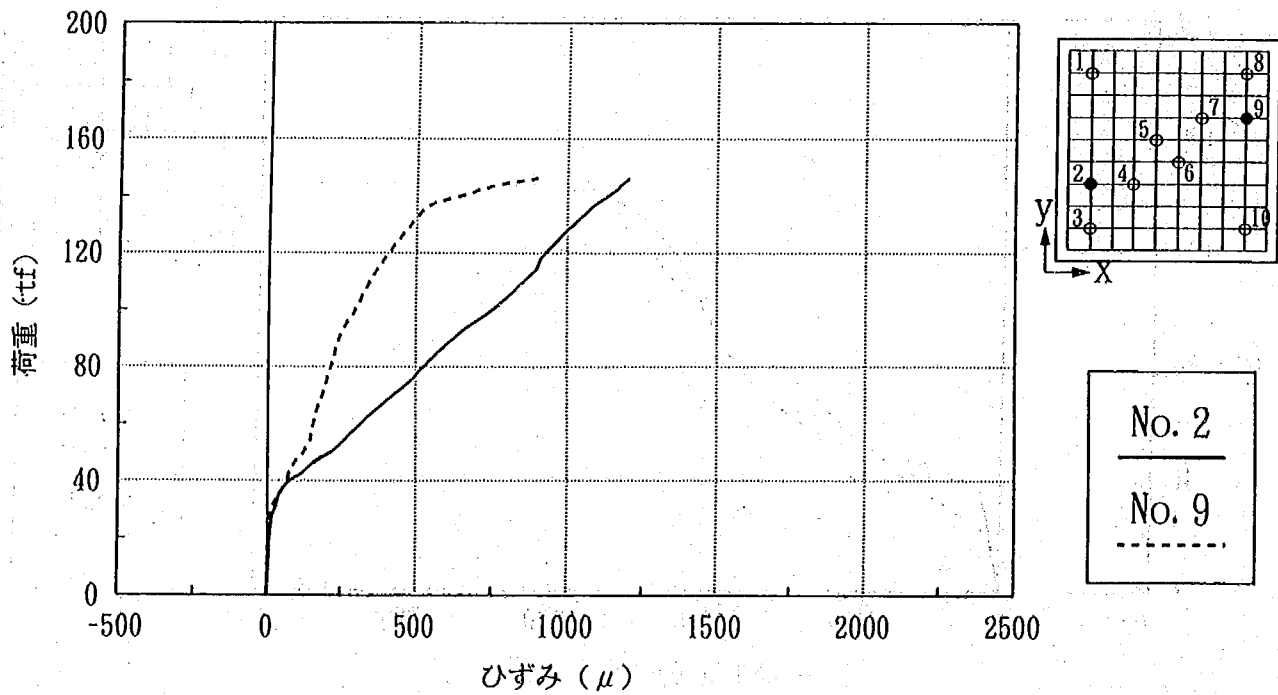


図-参 1.5.8 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

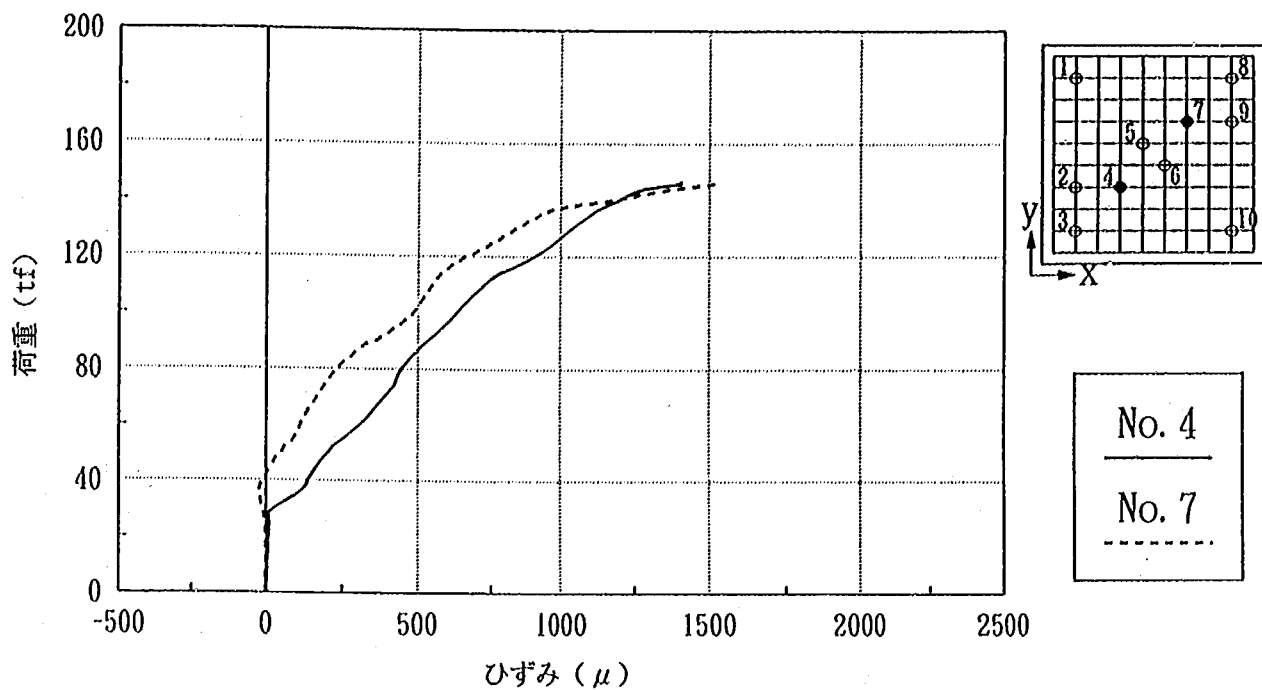


図-参 1.5.9 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

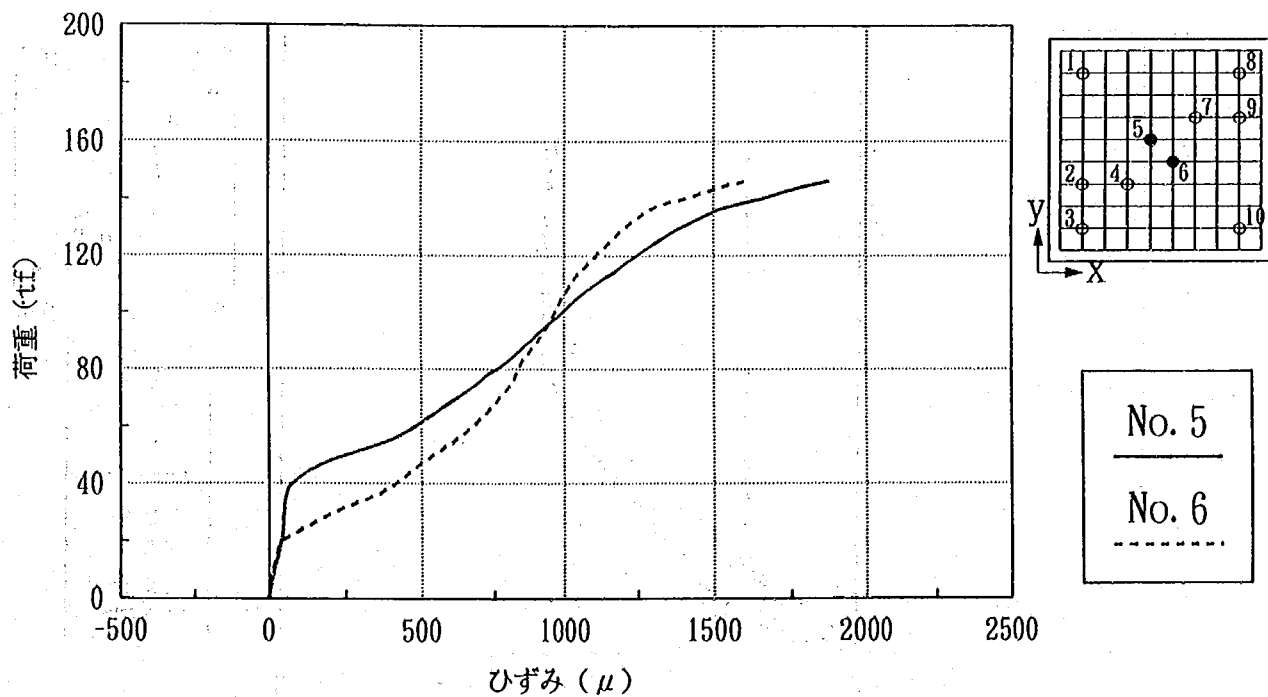


図-参 1.5.10 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

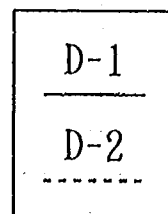
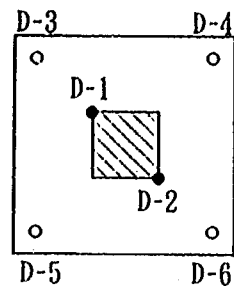
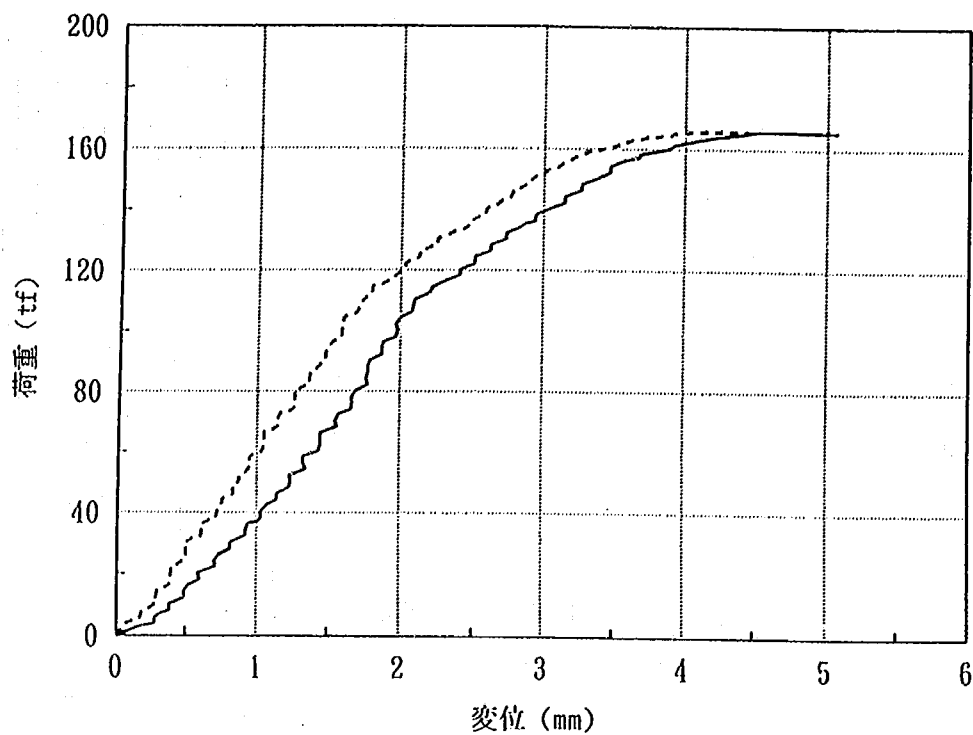


图-参 1.6.1 鉛直荷重—上面鉛直変位関係

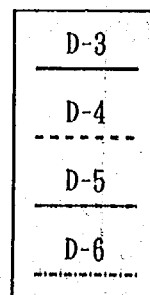
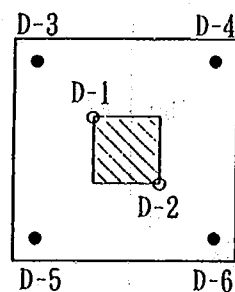
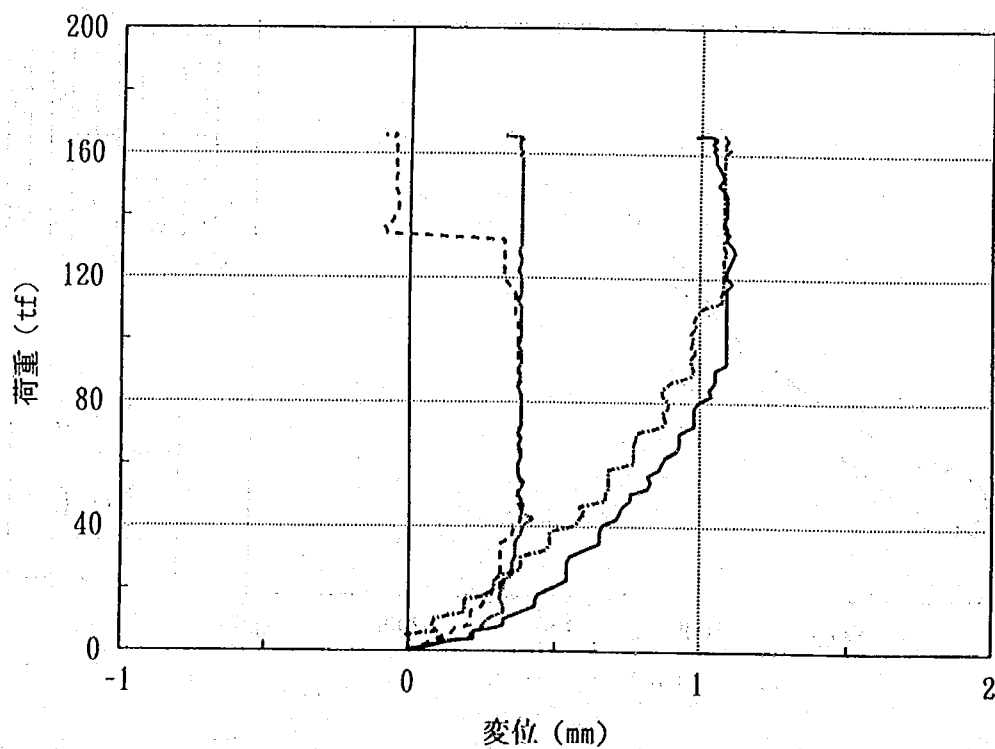


图-参 1.6.2 鉛直荷重—上面鉛直変位関係

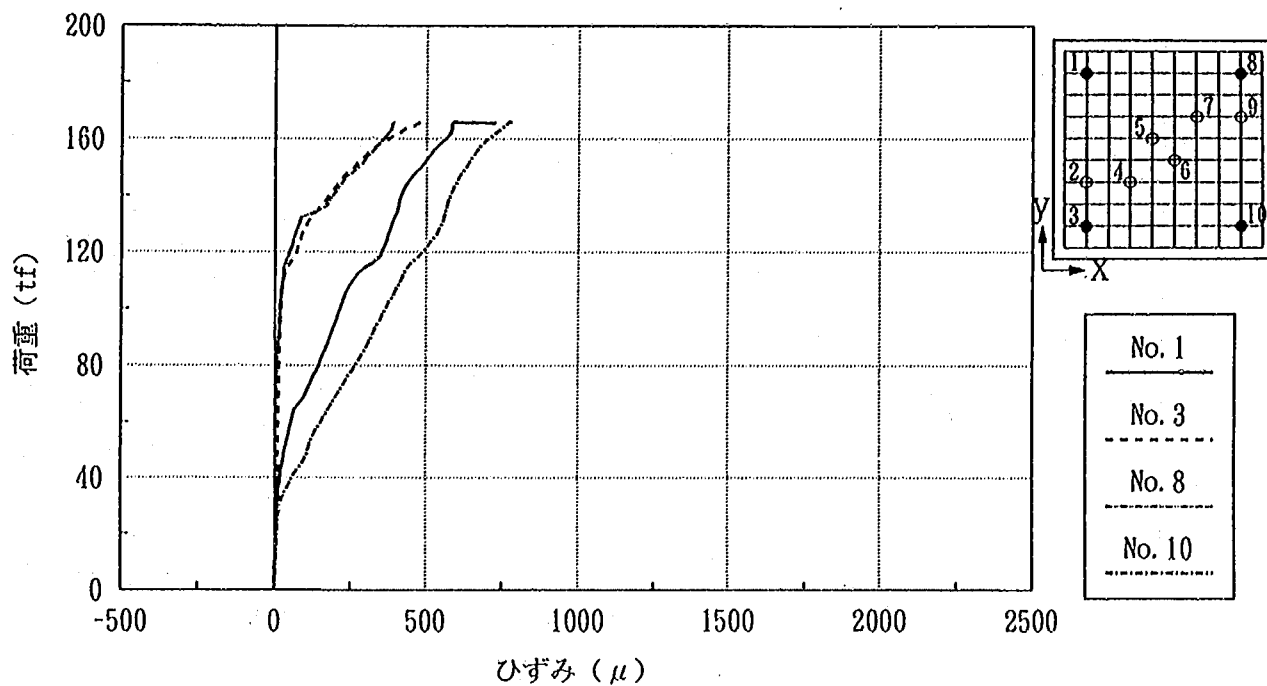


図-参 1.6.3 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

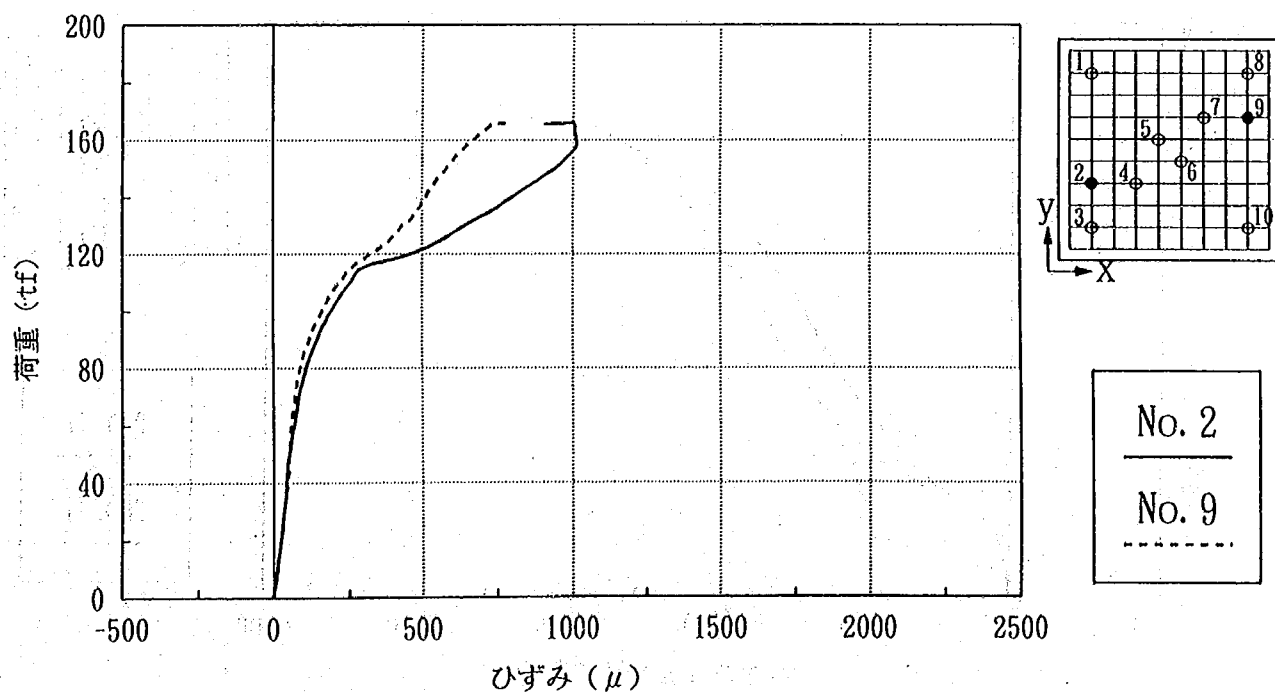


図-参 1.6.4 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

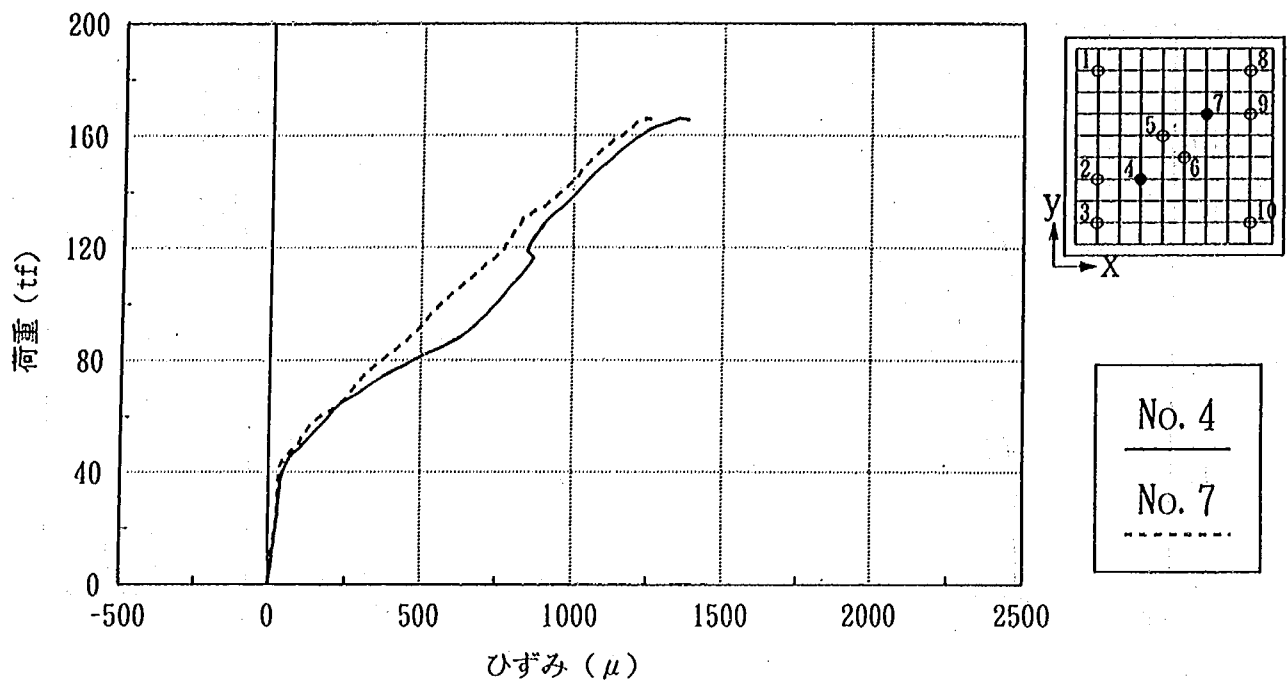


図-参 1.6.5 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

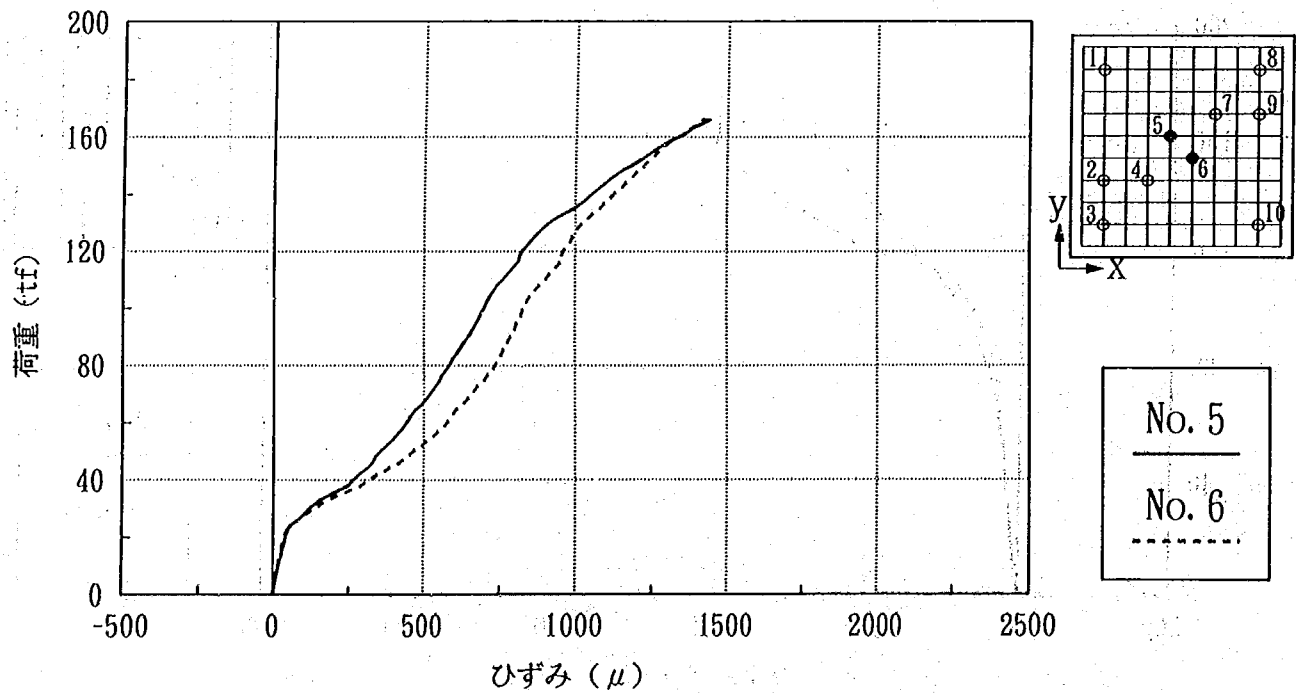


図-参 1.6.6 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

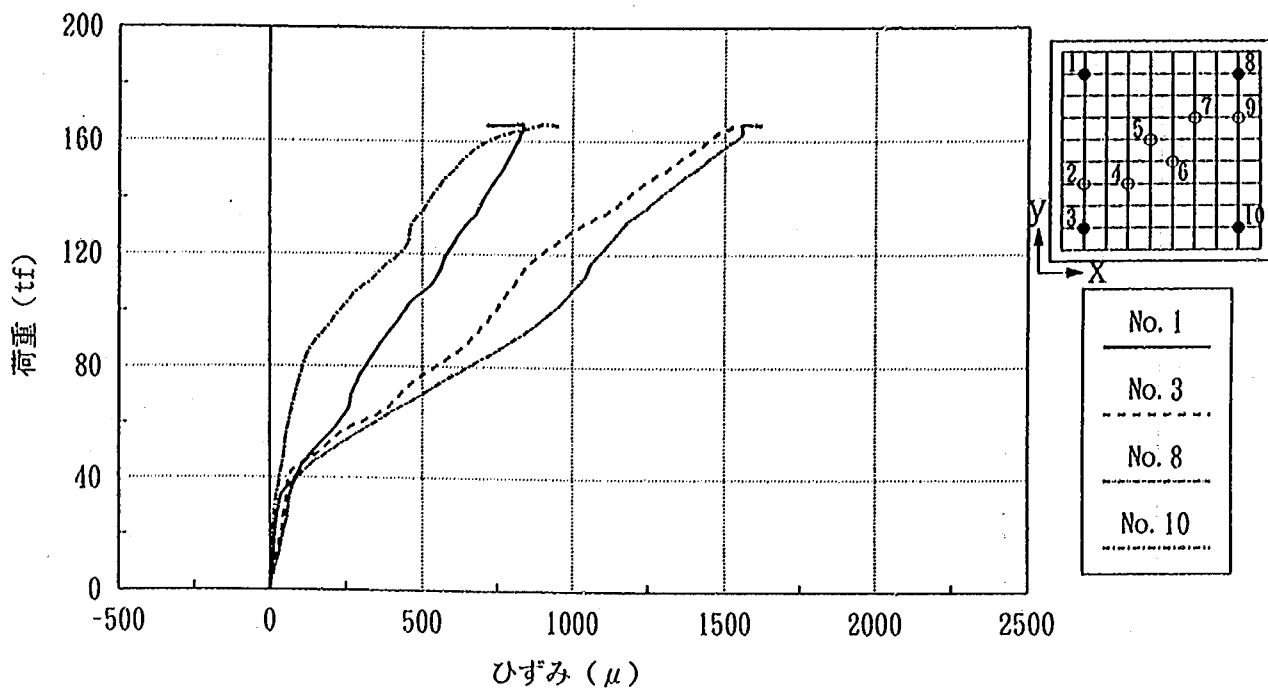


図-参 1.6.7 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

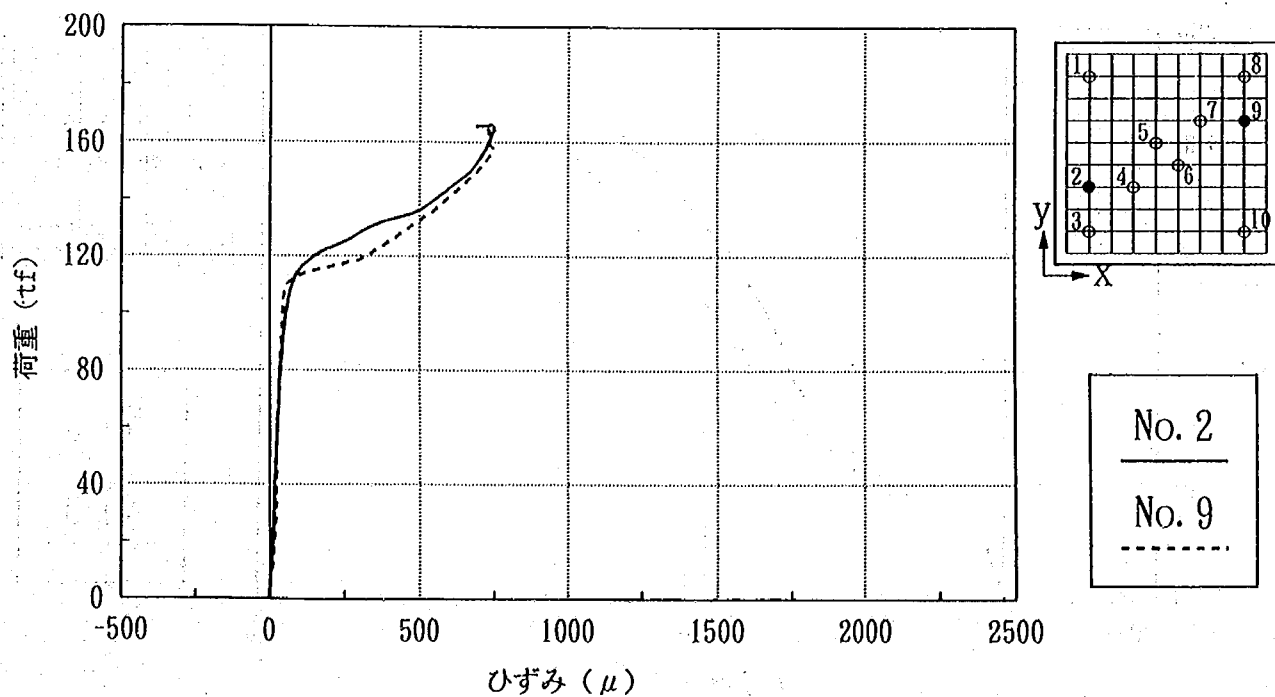


図-参 1.6.8 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

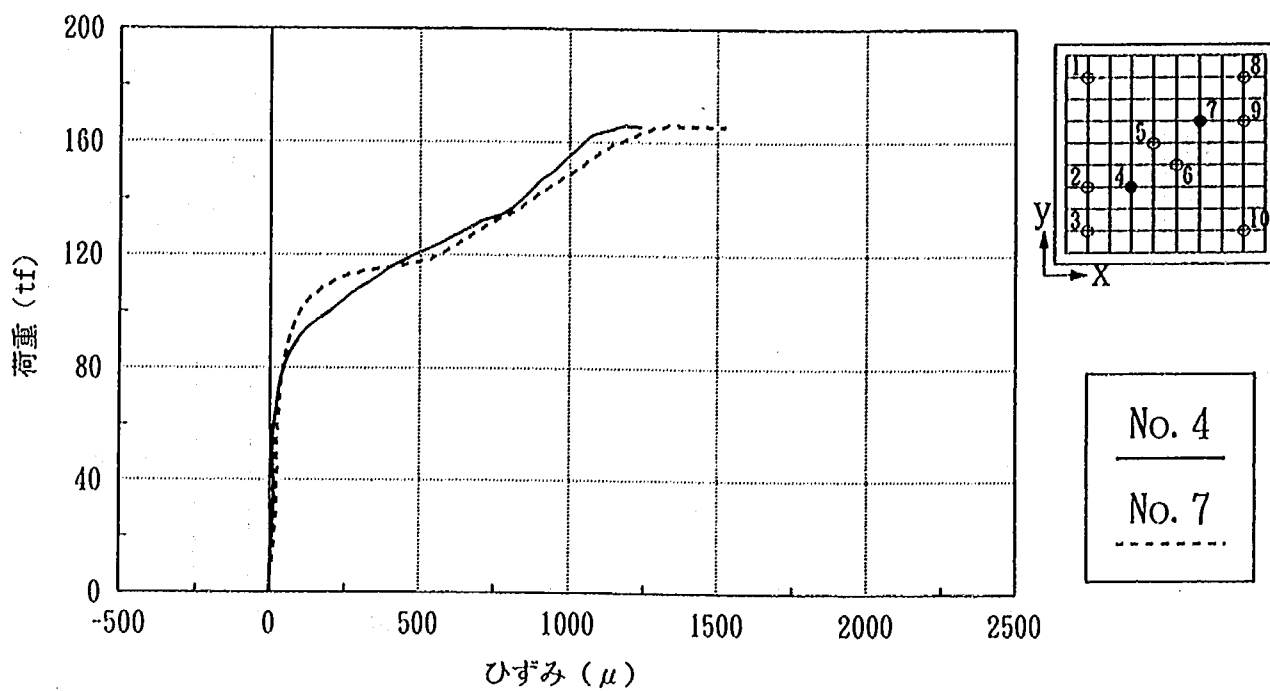


図-参 1.6.9 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

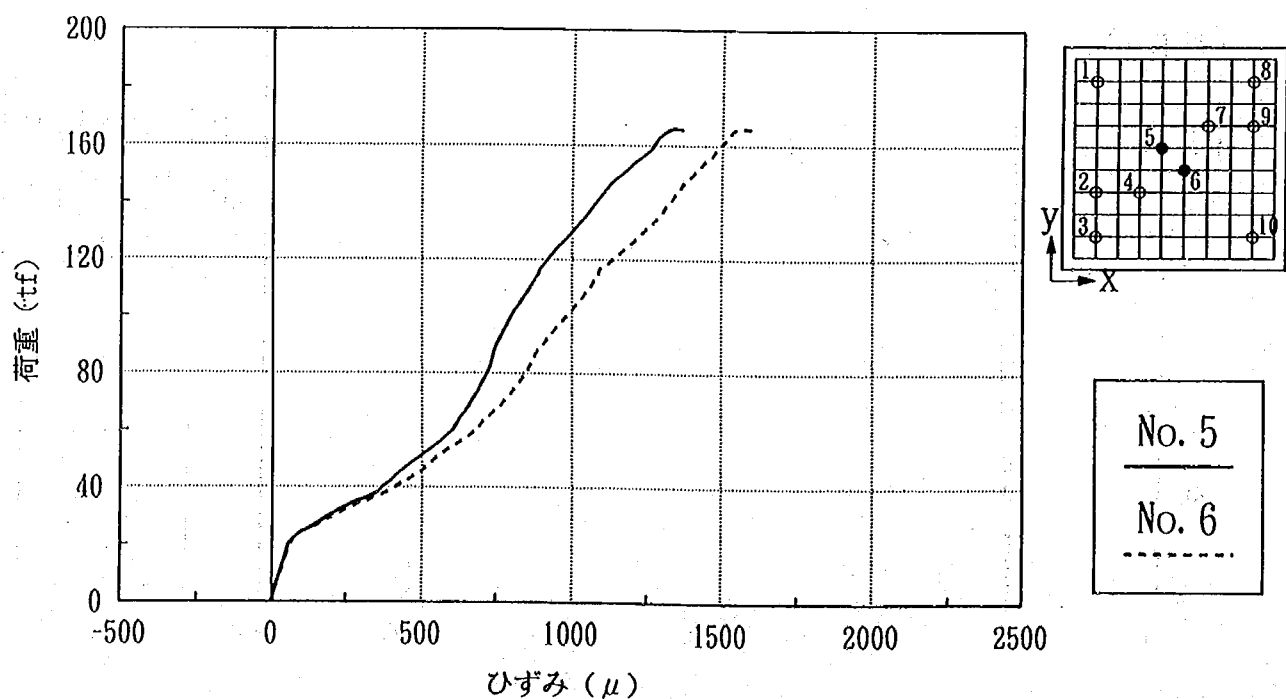


図-参 1.6.10 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

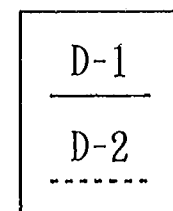
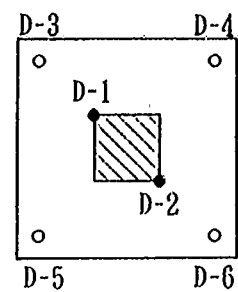
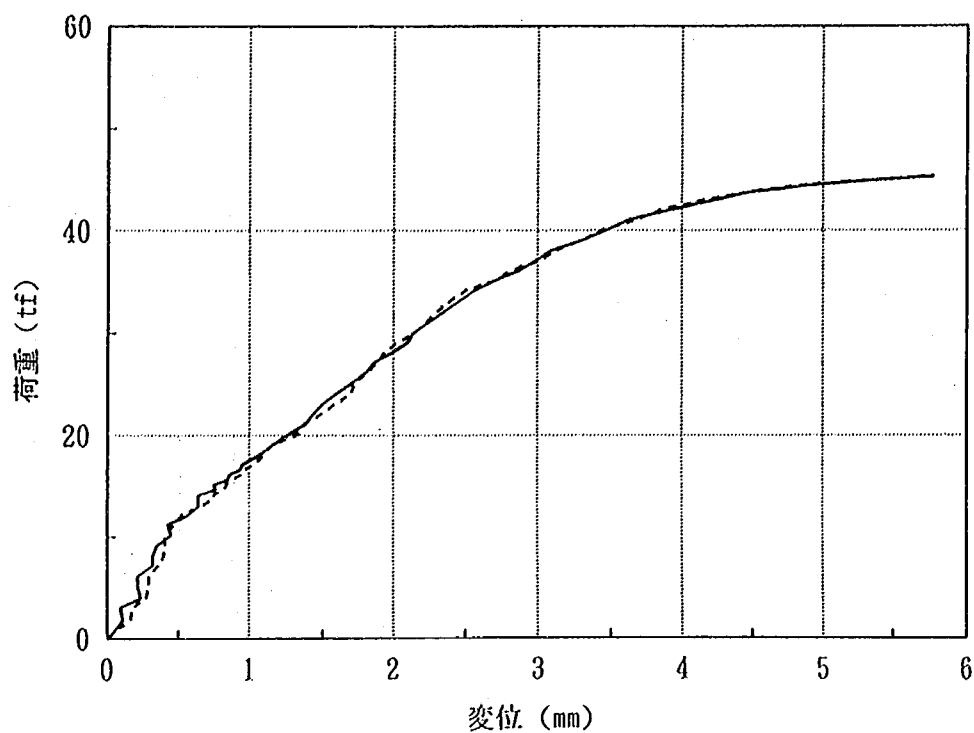


図-参 1.7.1 鉛直荷重—上面鉛直変位関係

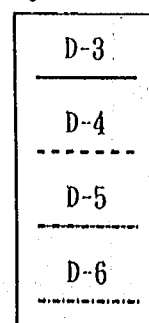
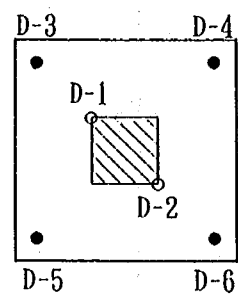
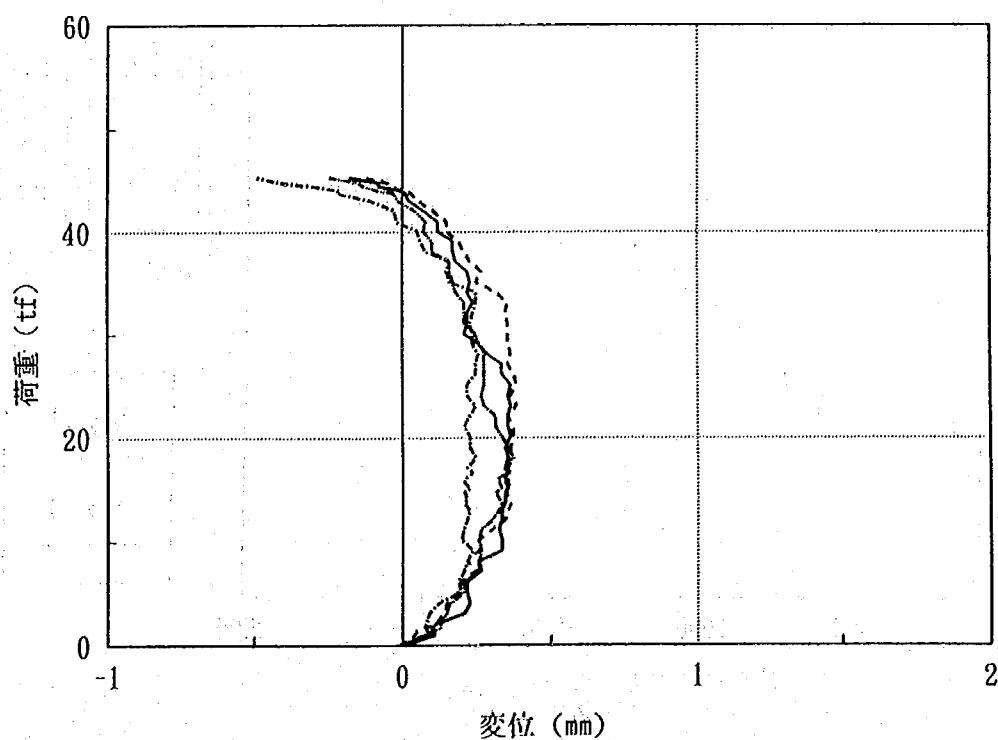


図-参 1.7.2 鉛直荷重—上面鉛直変位関係

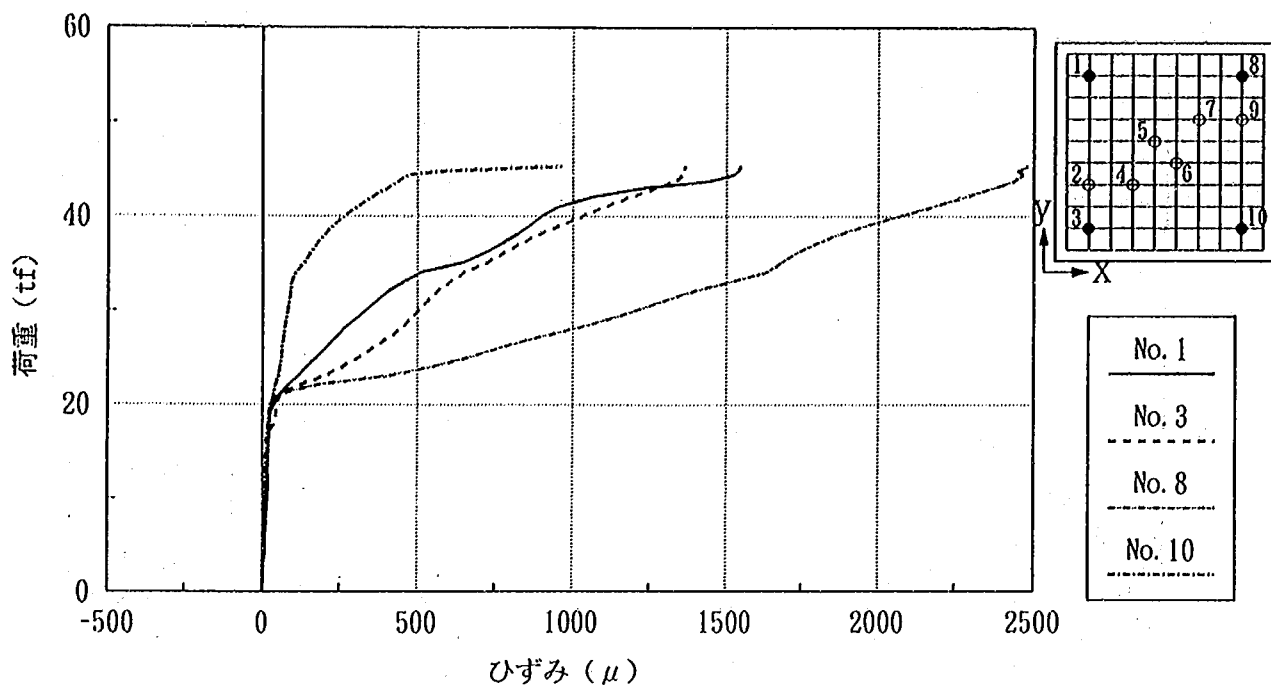


図-参 1.7.3 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

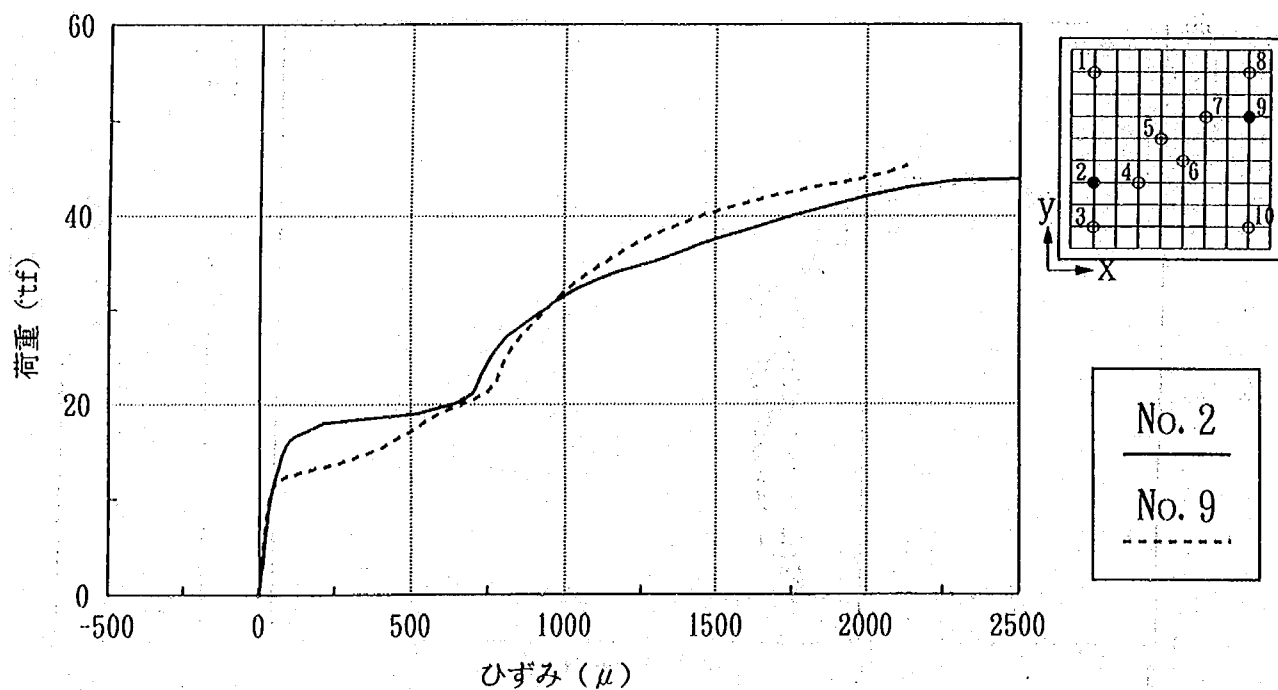


図-参 1.7.4 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

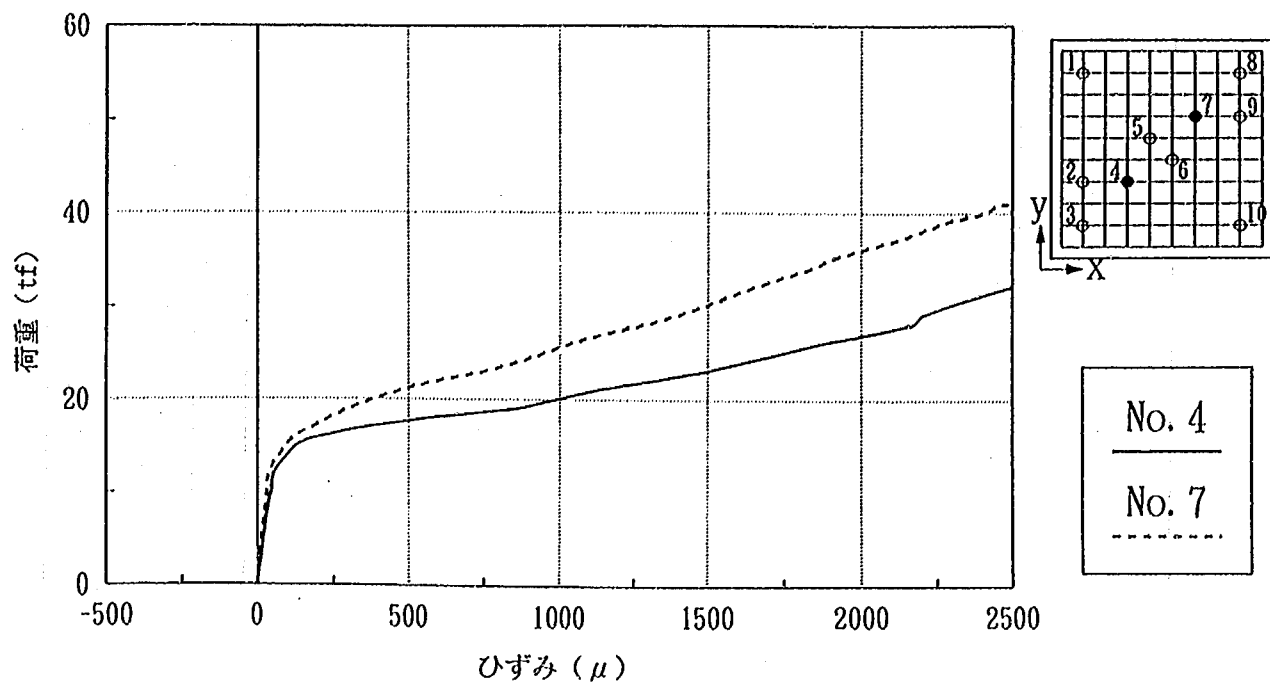


図-参 1.7.5 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

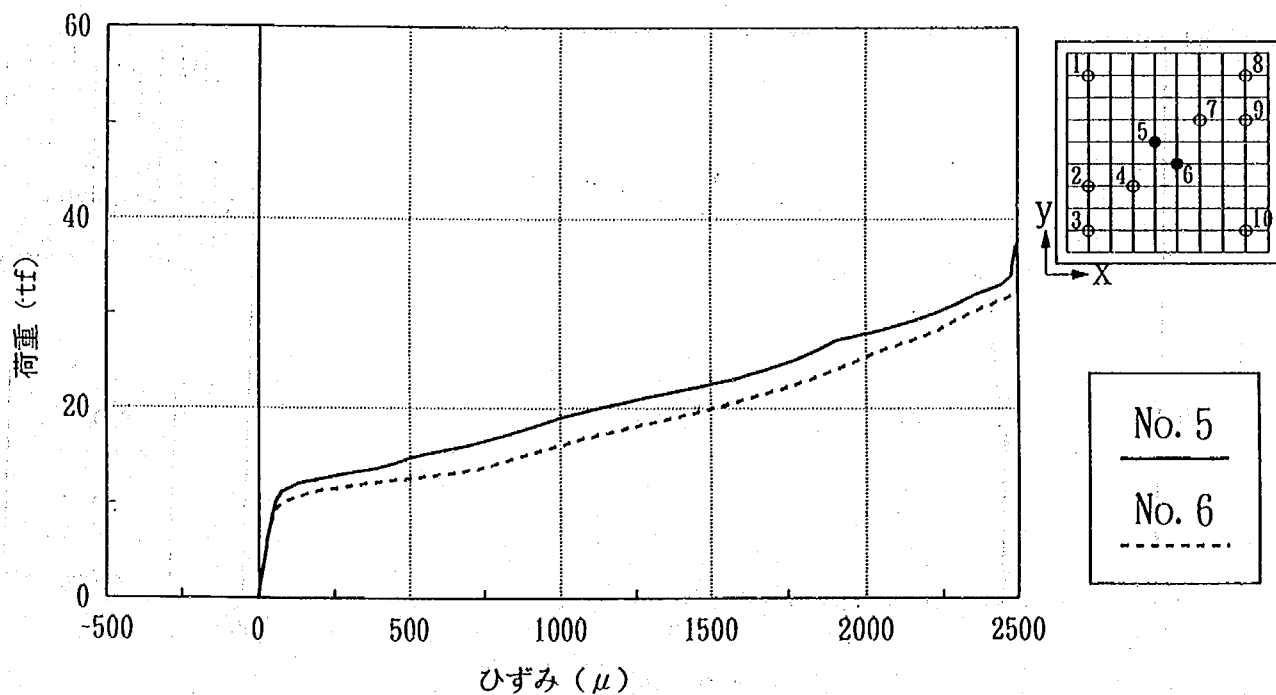


図-参 1.7.6 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

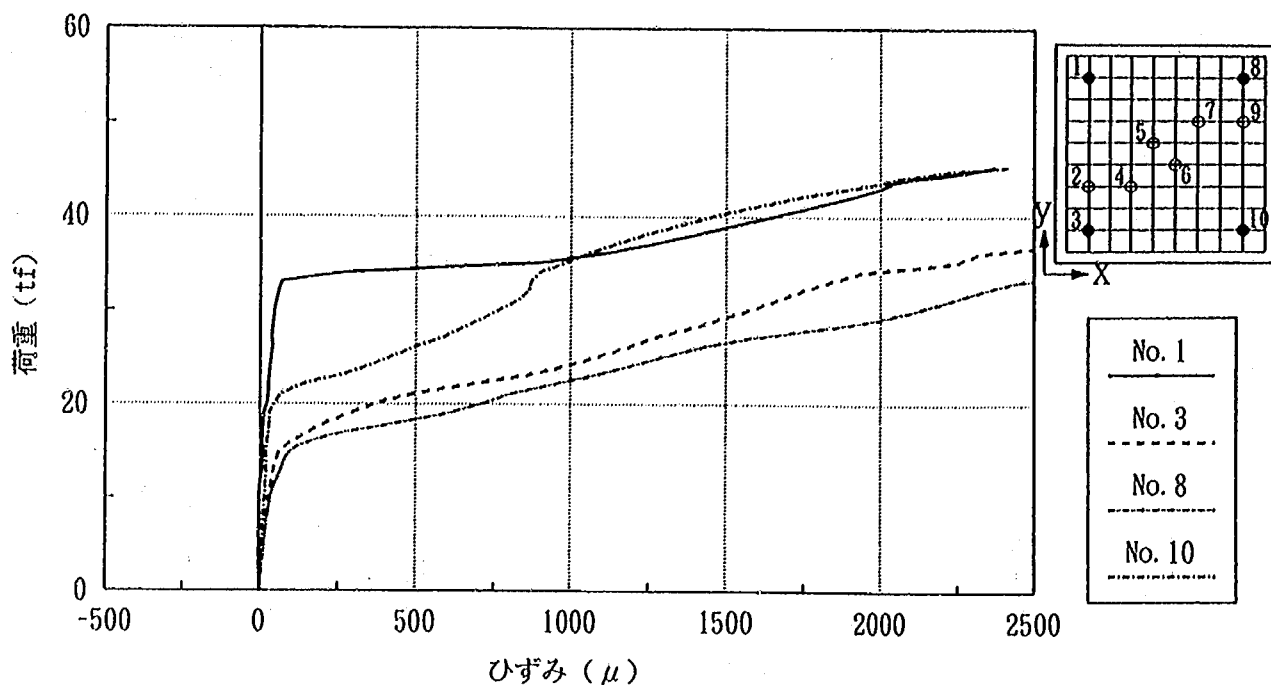


図-参 1.7.7 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

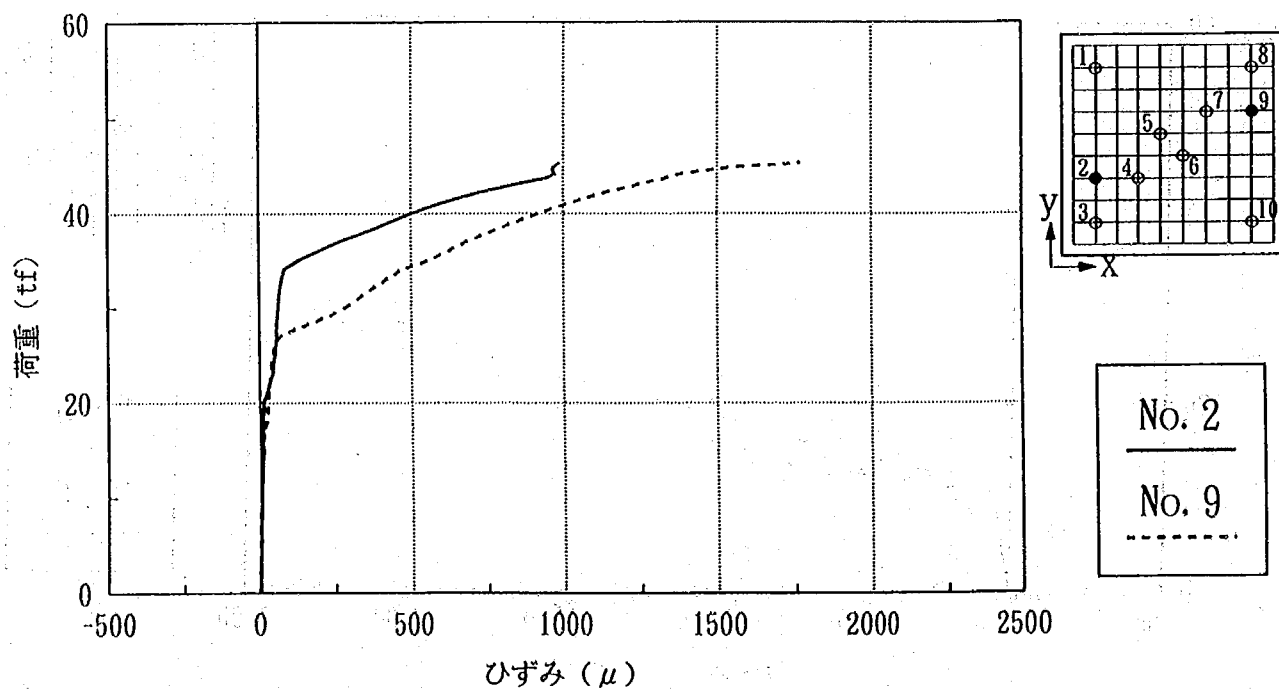


図-参 1.7.8 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

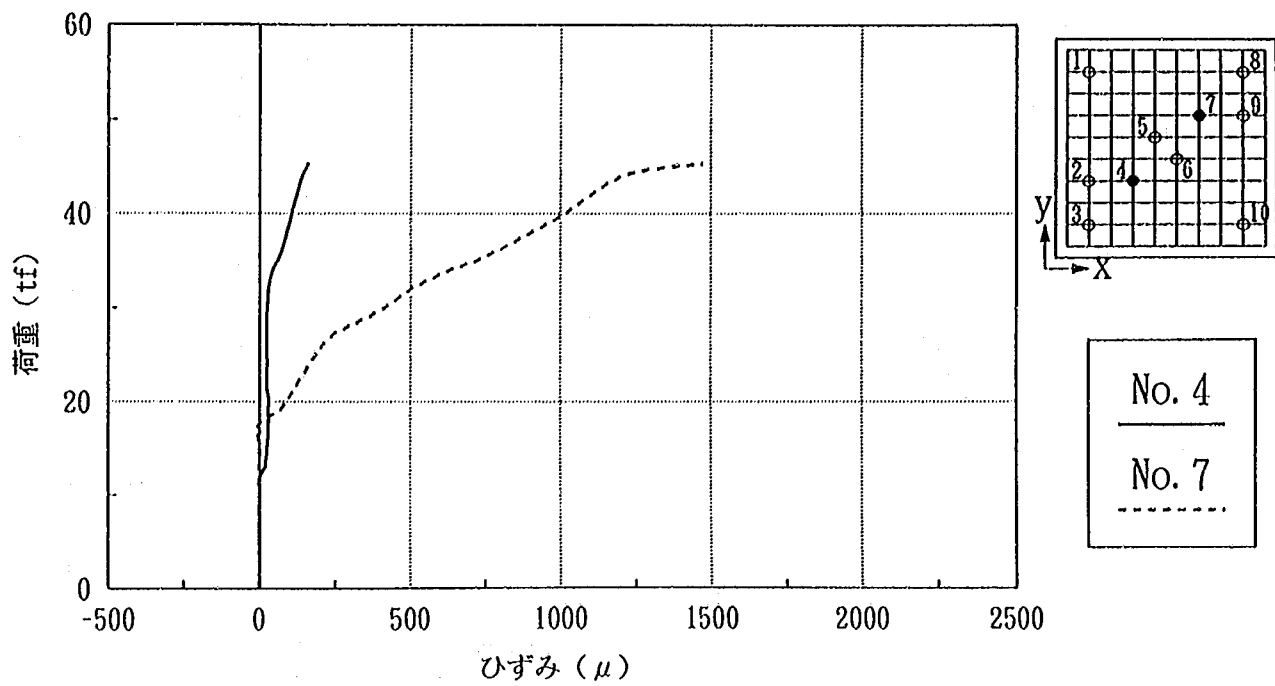


図-参 1.7.9 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

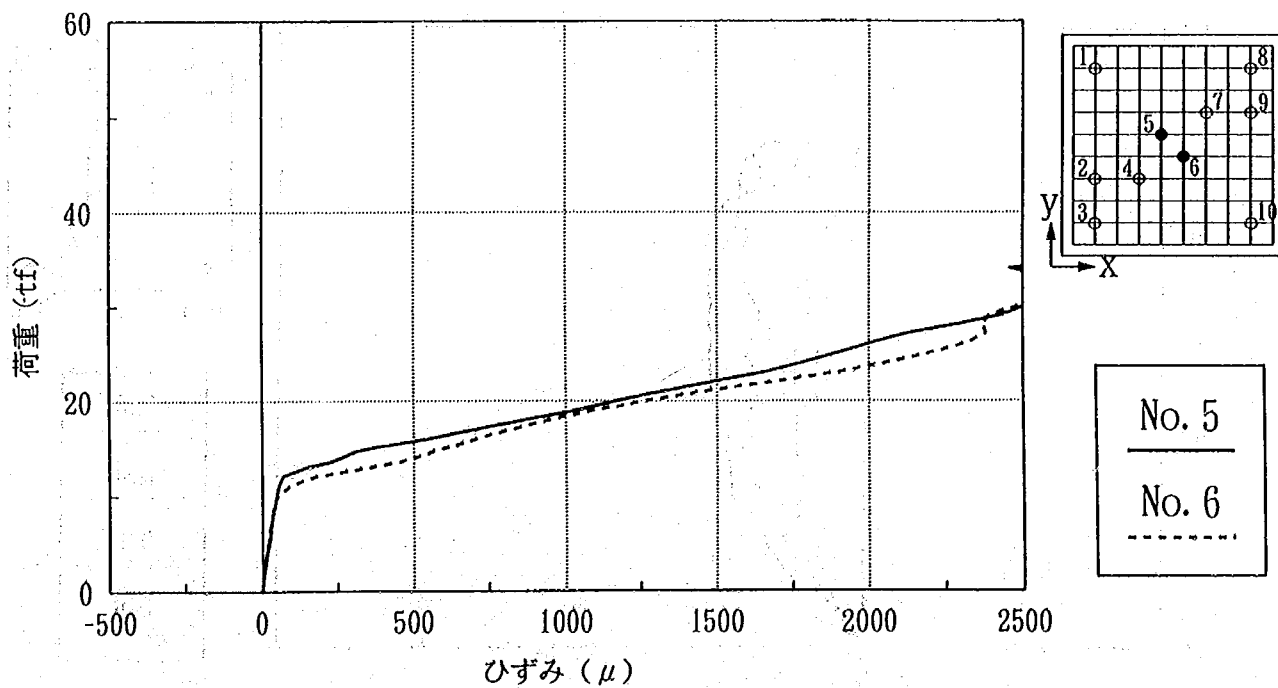


図-参 1.7.10 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

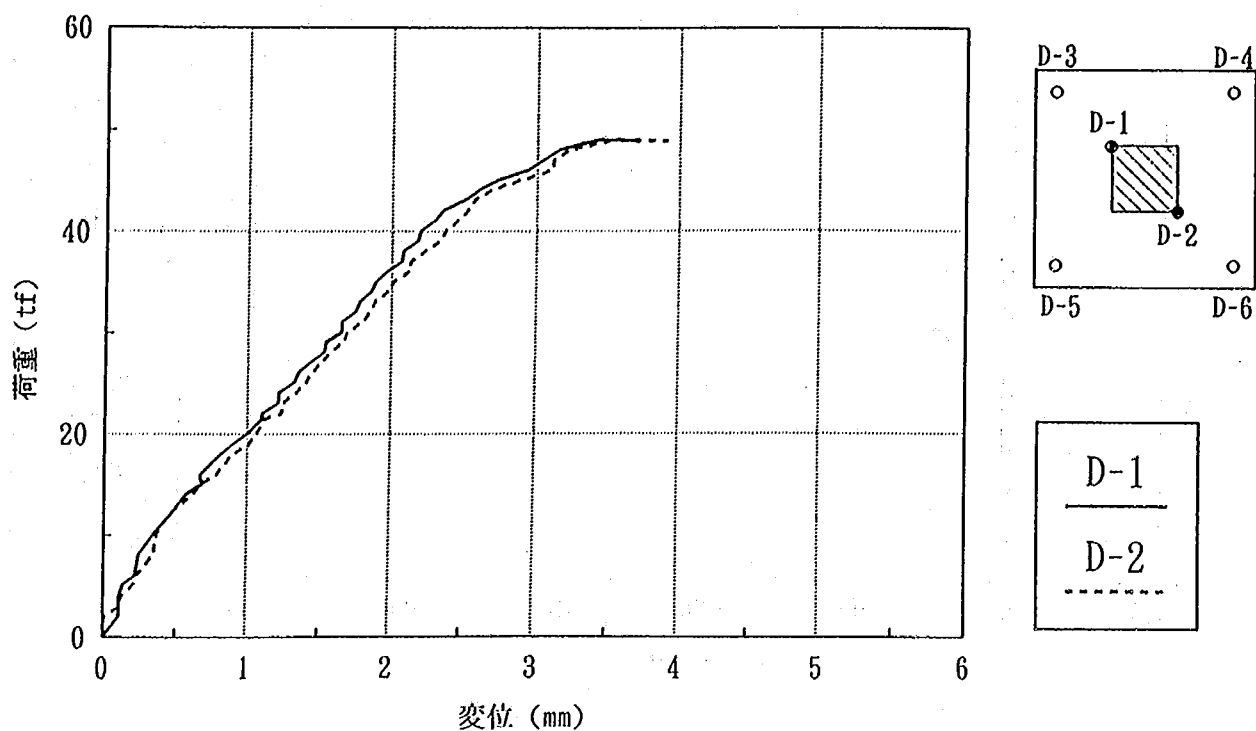


圖-參 1.8.1 鉛直荷重—上面鉛直變位關係

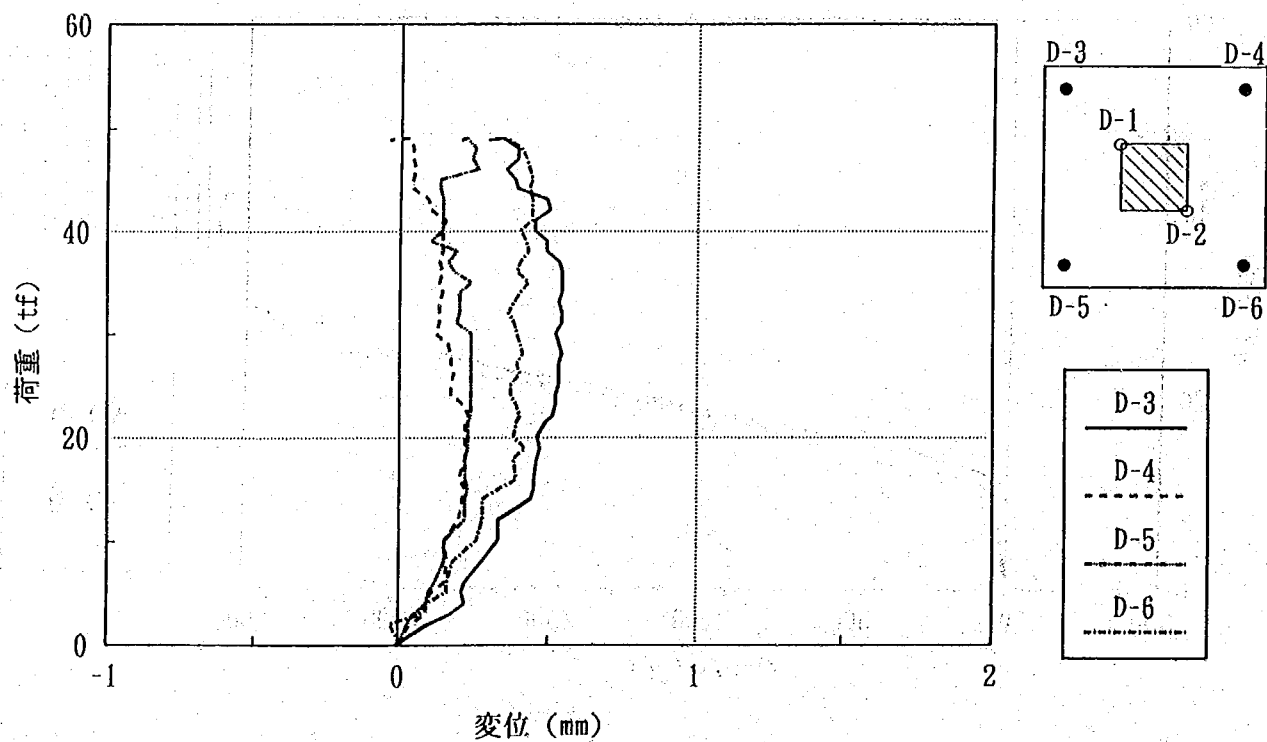


圖-參 1.8.2 鉛直荷重—上面鉛直變位關係

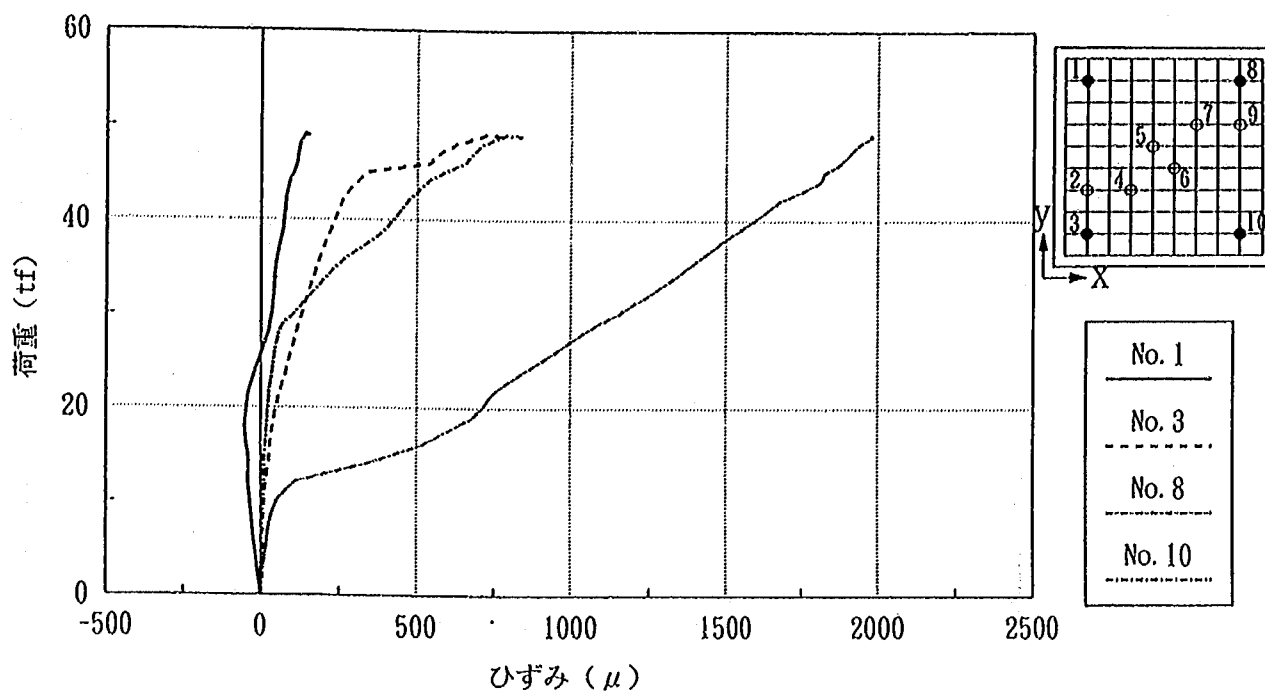


図-参 1.8.3 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

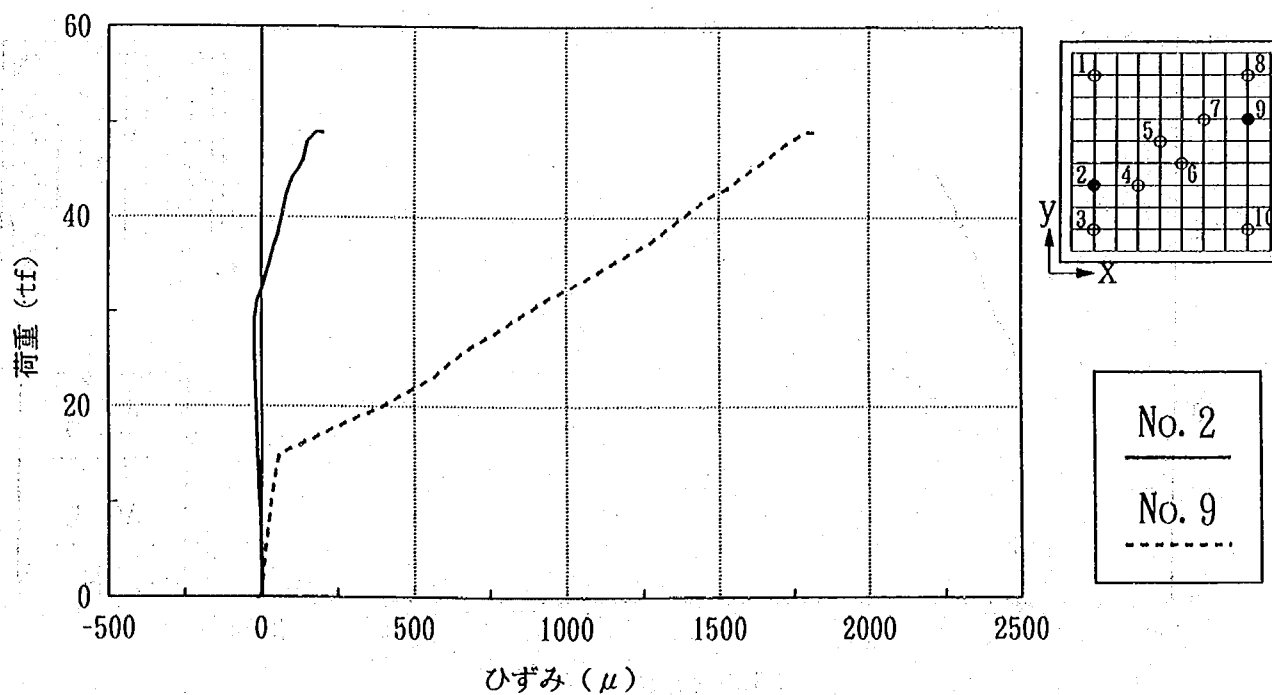


図-参 1.8.4 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

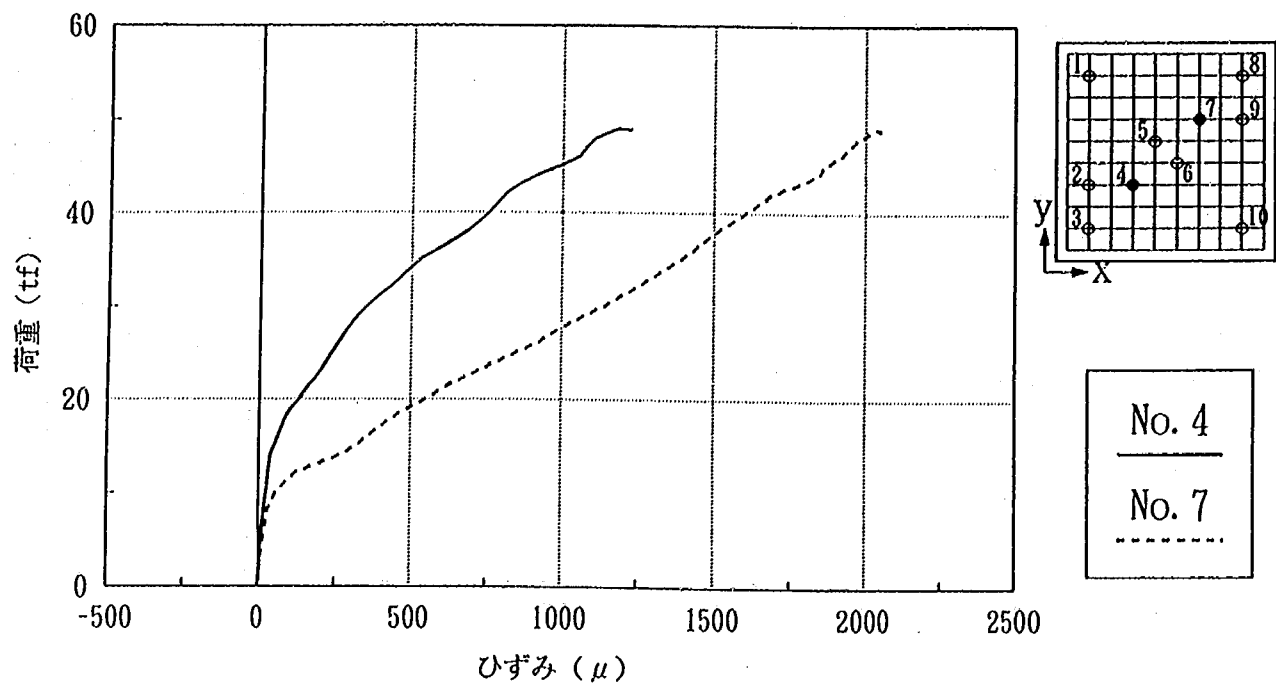


図-参 1.8.5 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

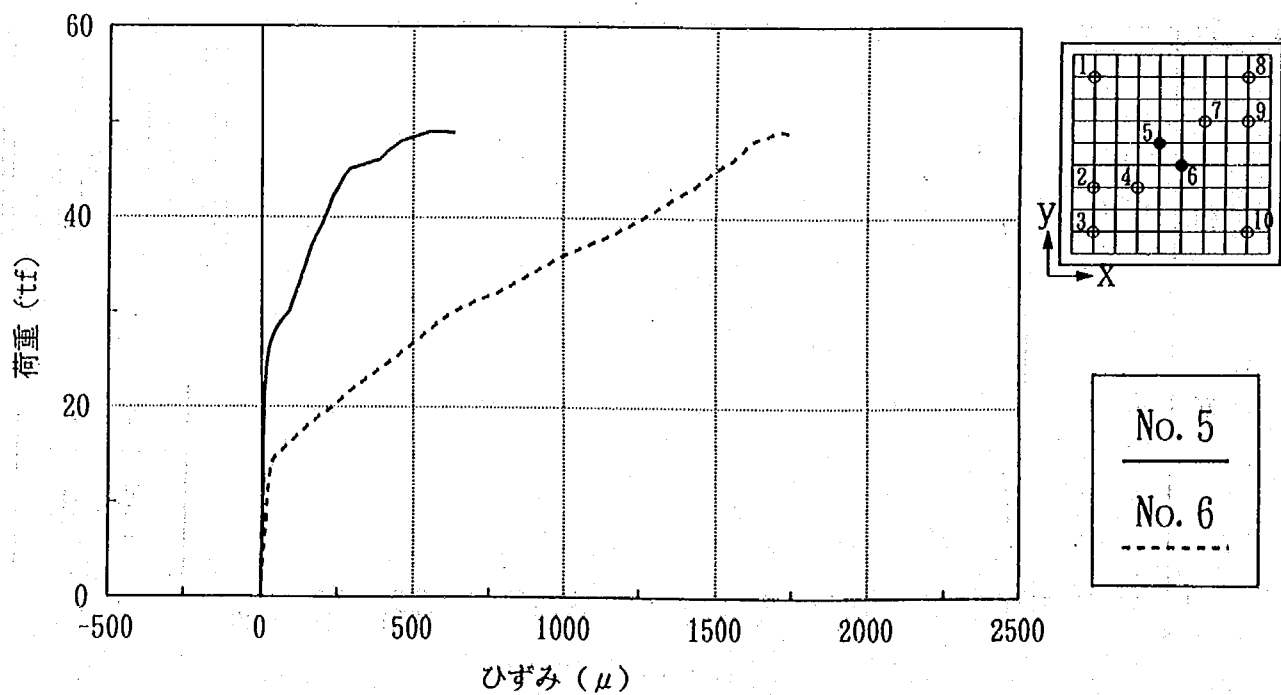


図-参 1.8.6 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

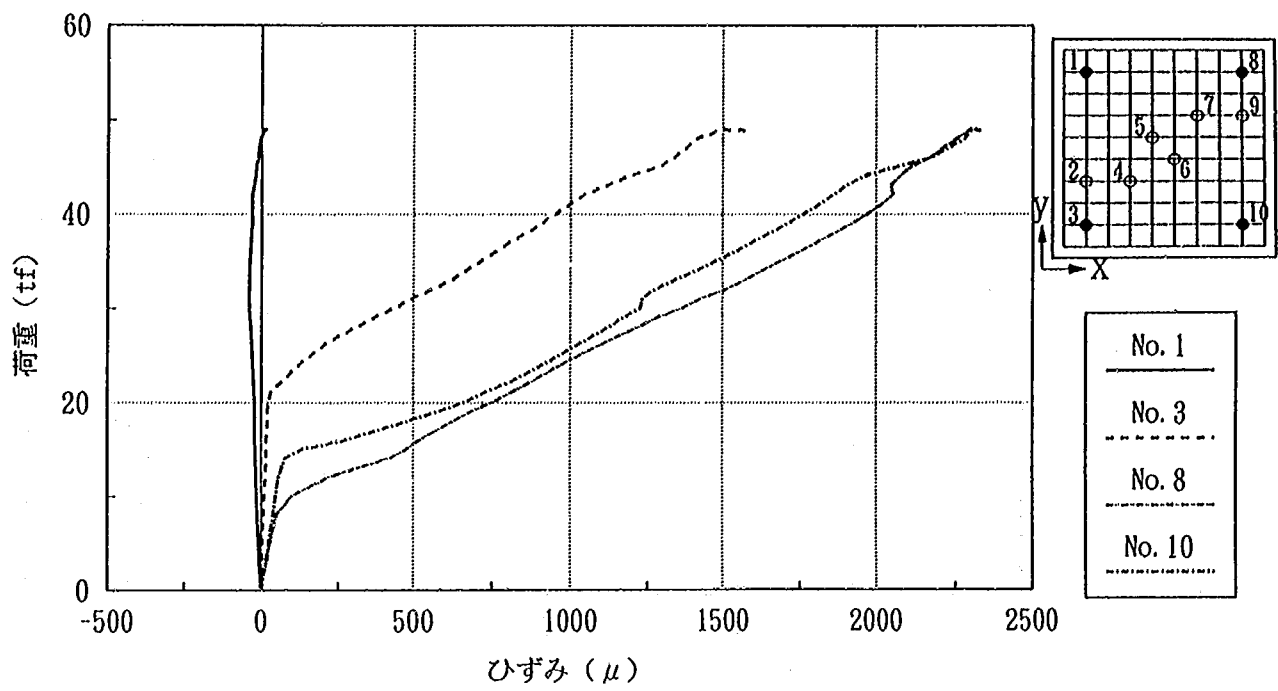


図-参 1.8.7 鉛直荷重～下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

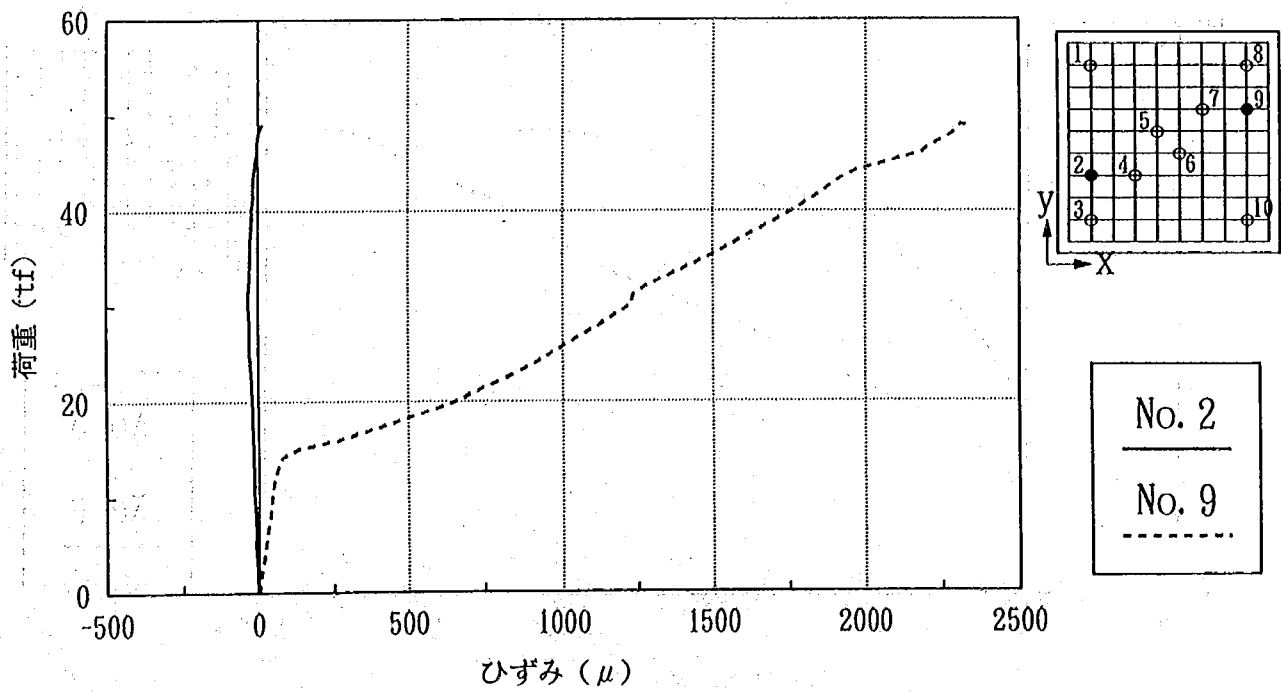


図-参 1.8.8 鉛直荷重～下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

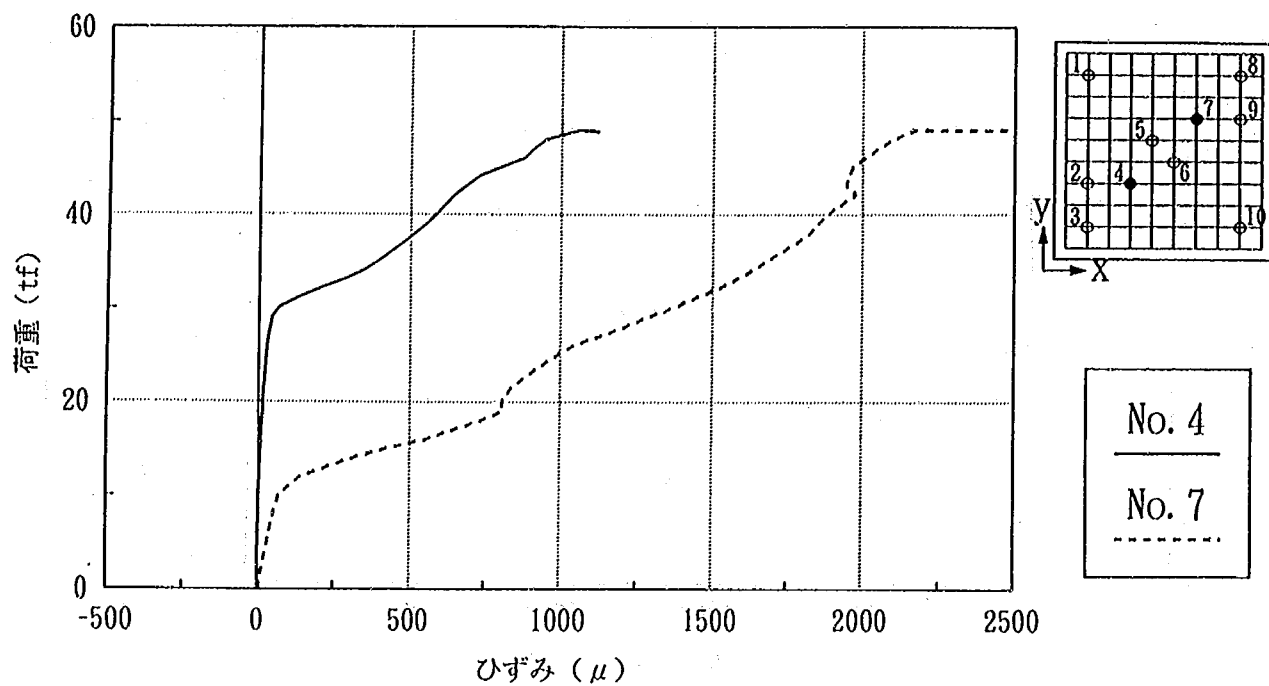


図-参 1.8.9 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

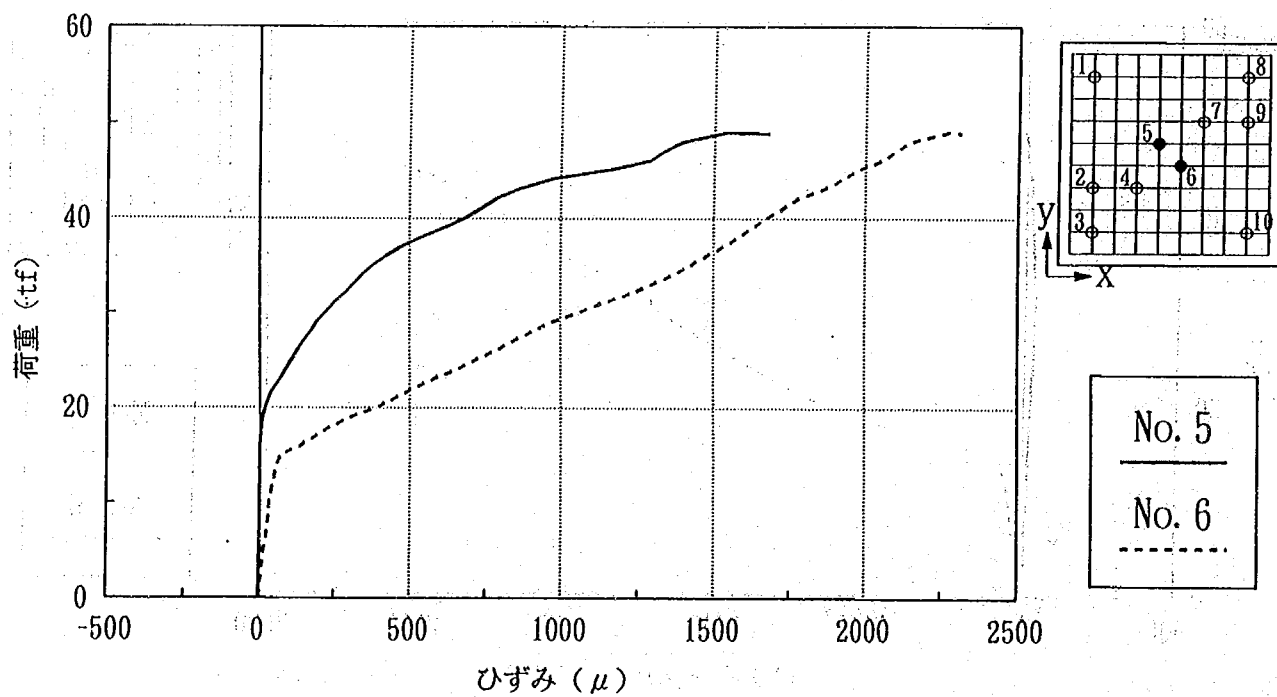


図-参 1.8.10 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

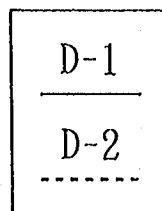
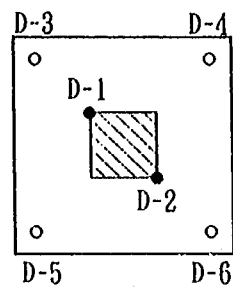
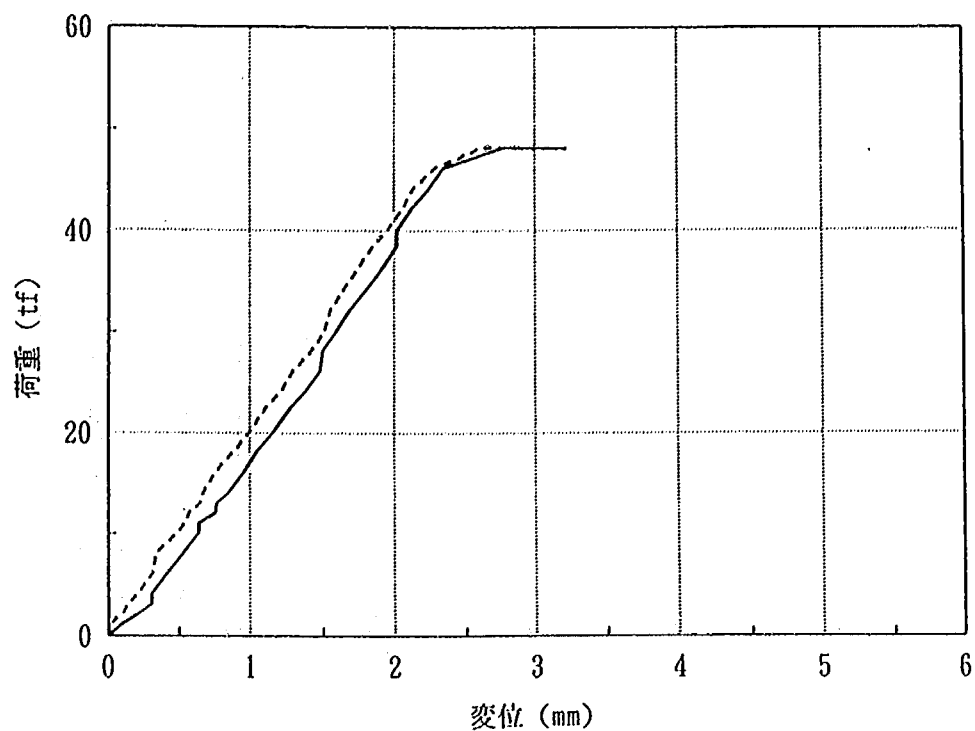


図-参 1.9.1 鉛直荷重—上面鉛直変位関係

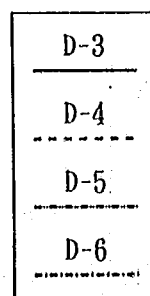
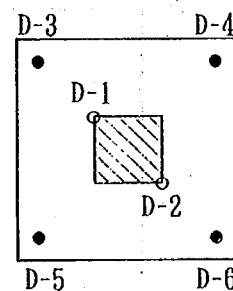
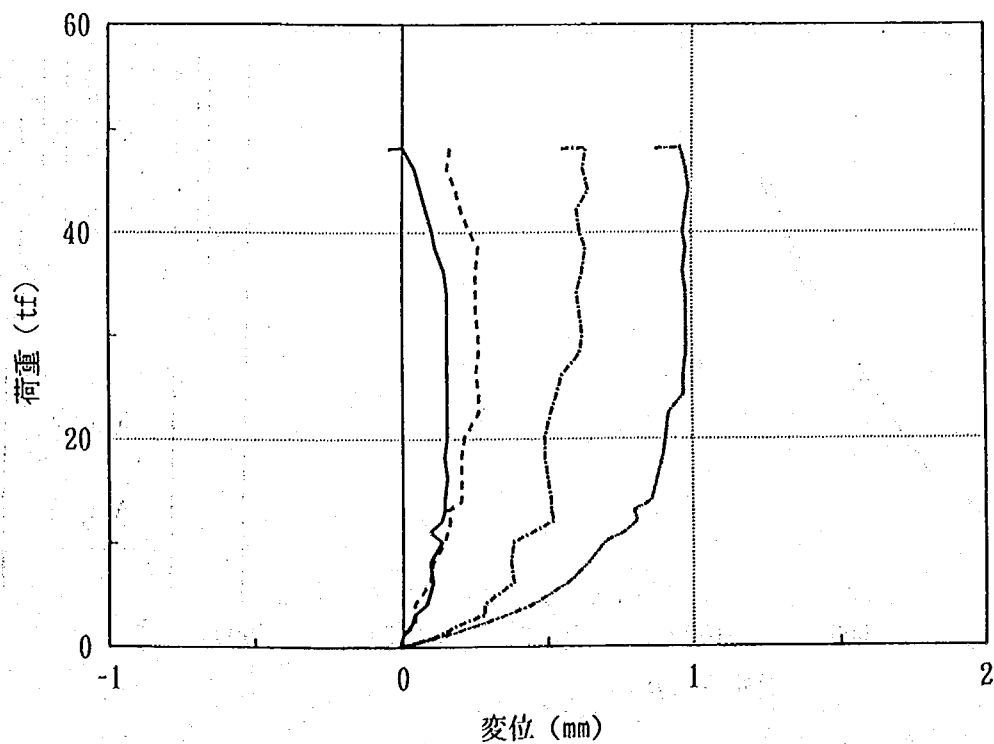


図-参 1.9.2 鉛直荷重—上面鉛直変位関係

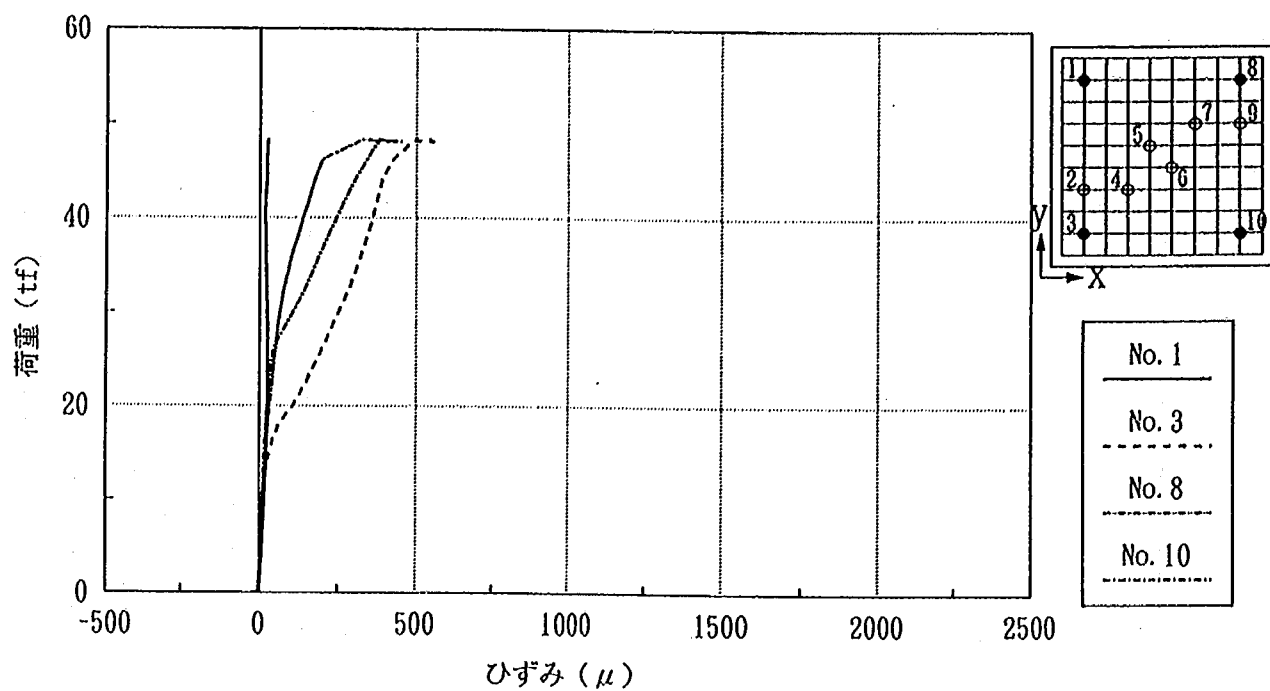


図-参 1.9.3 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

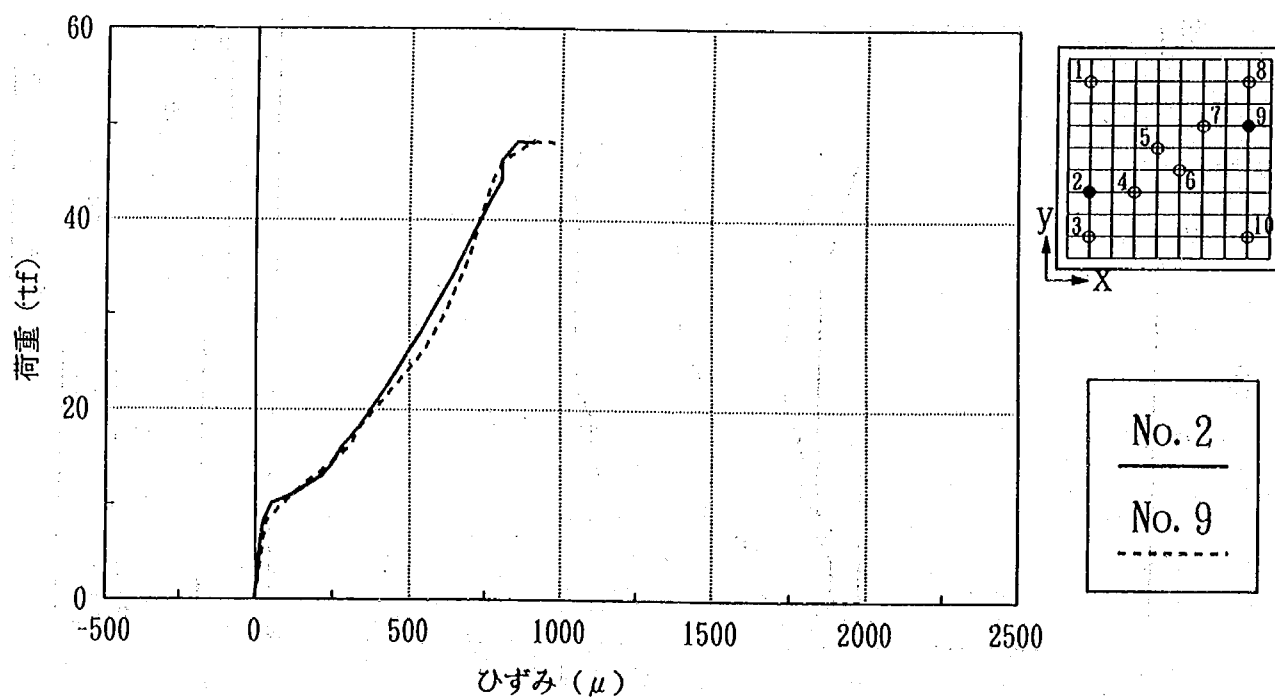


図-参 1.9.4 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

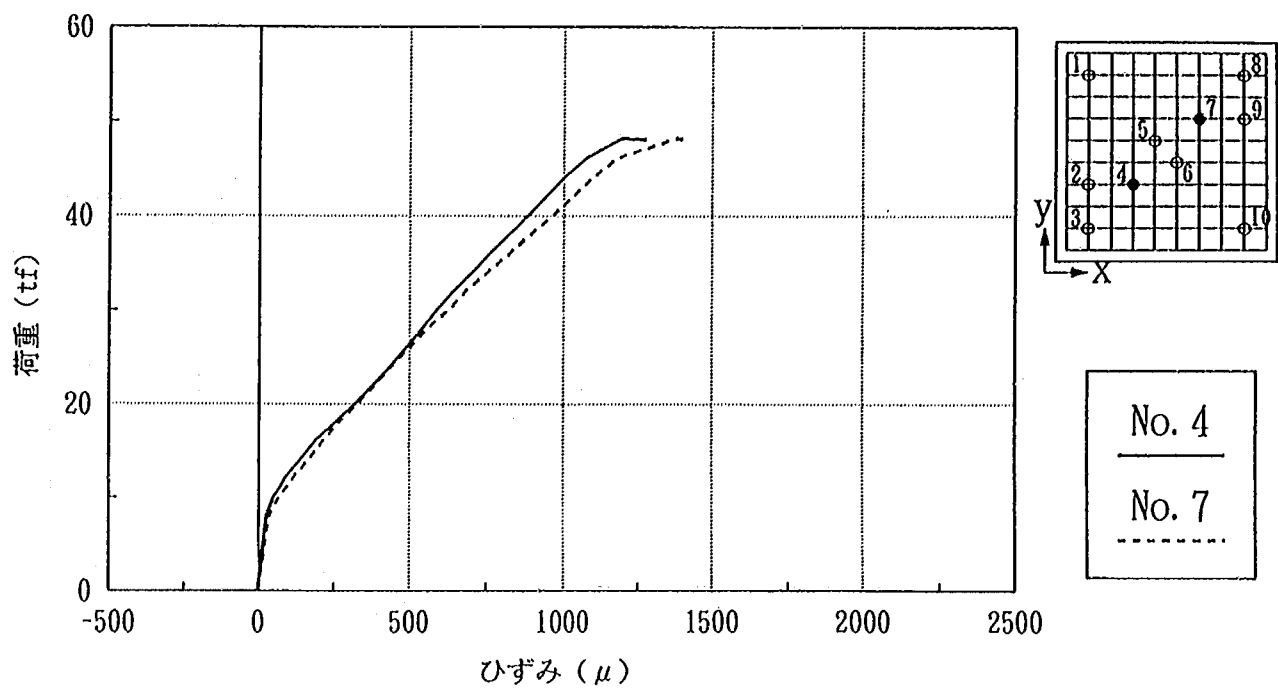


図-参 1.9.5 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

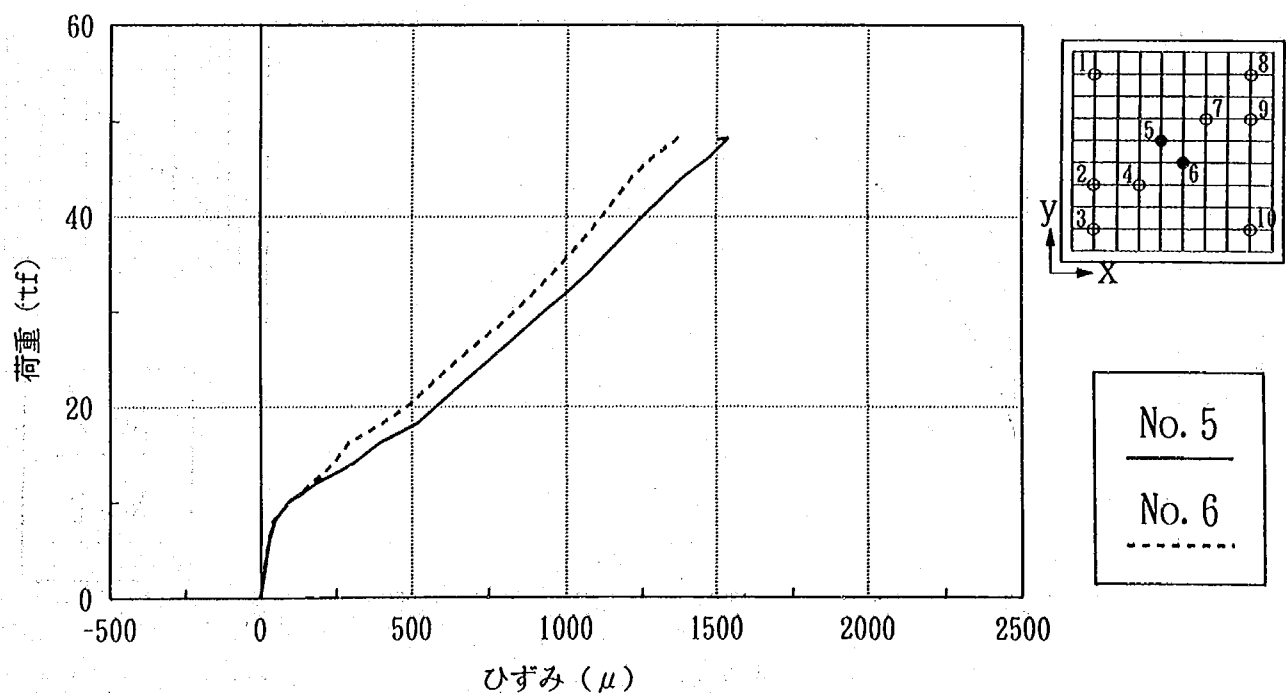


図-参 1.9.6 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

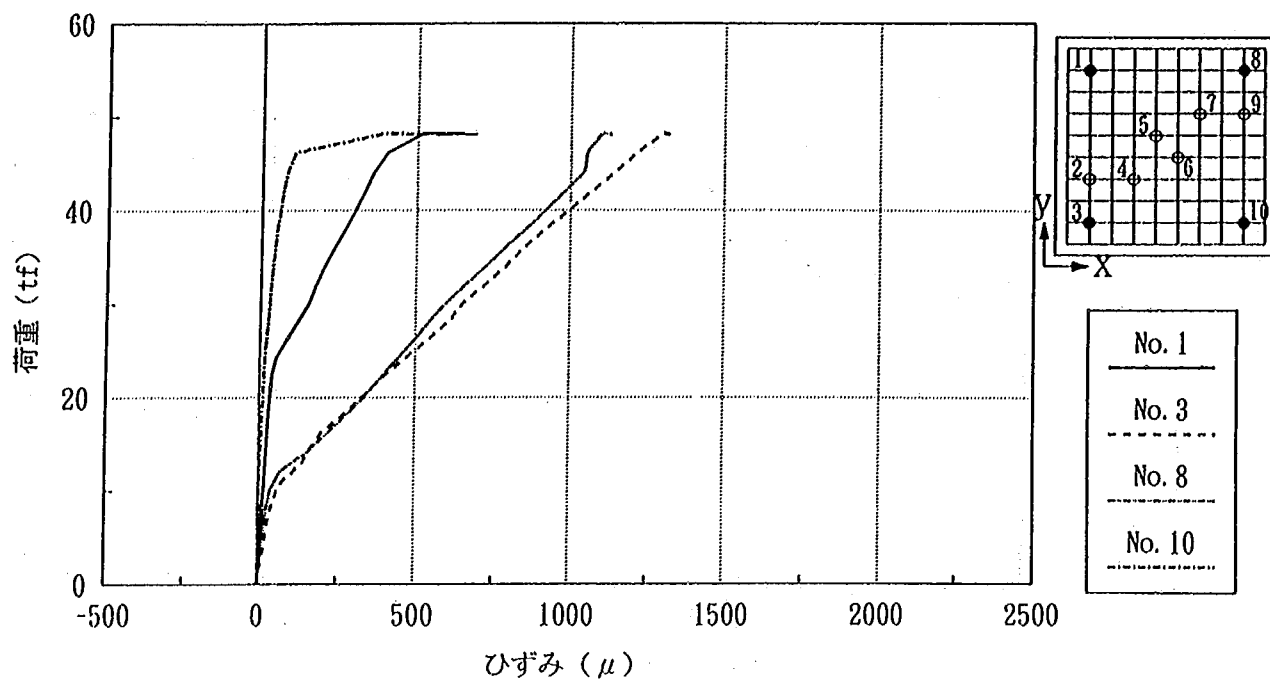


図-参 1.9.7 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

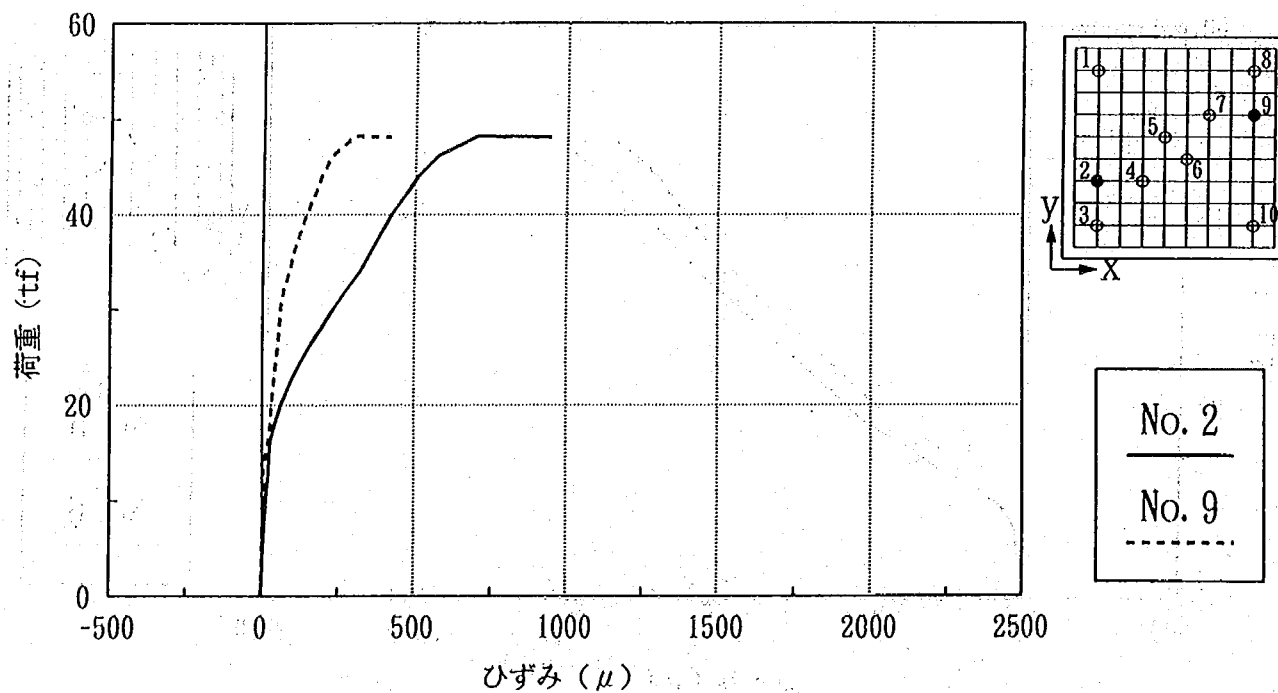


図-参 1.9.8 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

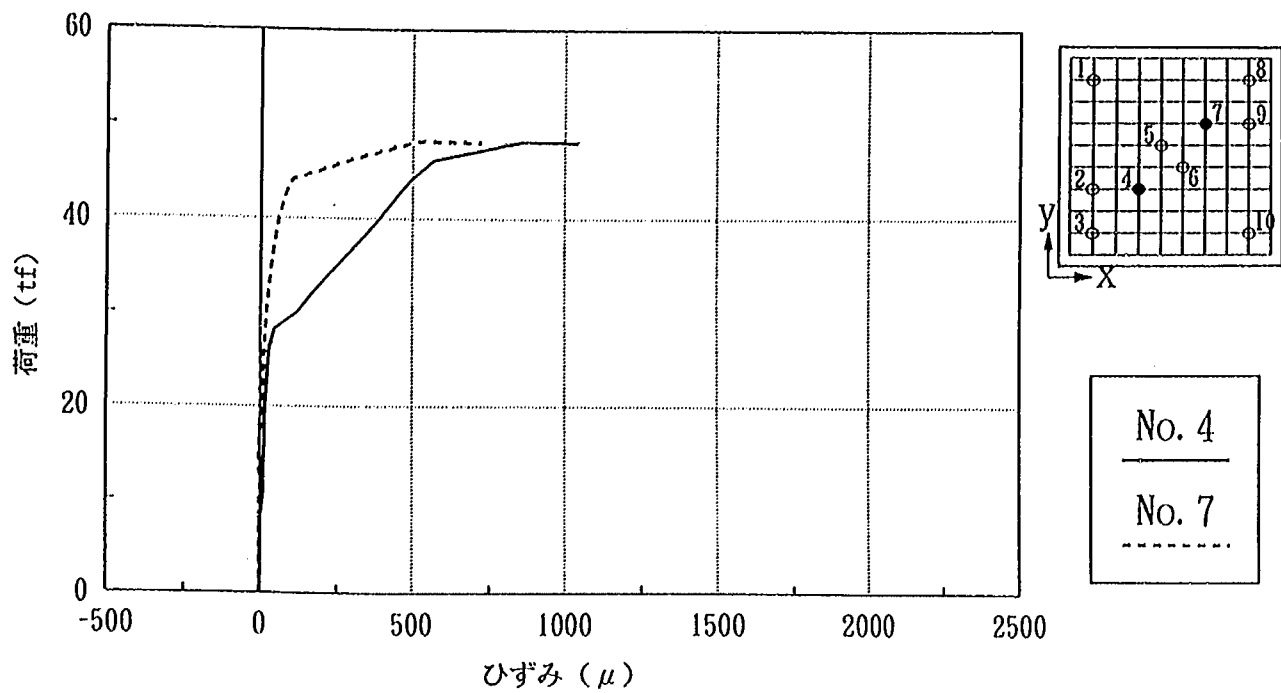


図-参 1.9.9 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

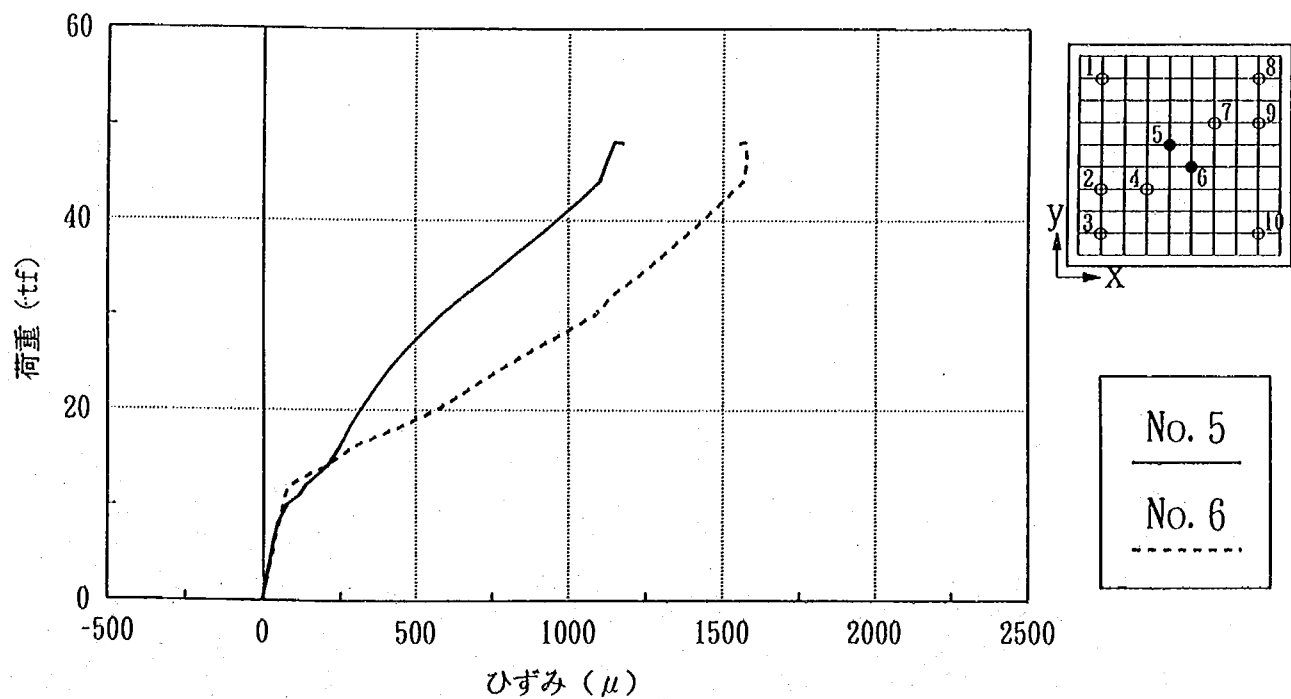


図-参 1.9.10 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

参考資料 2

平成7年度ケーソン基礎頂版模型載荷実験

1911

1911年1月1日

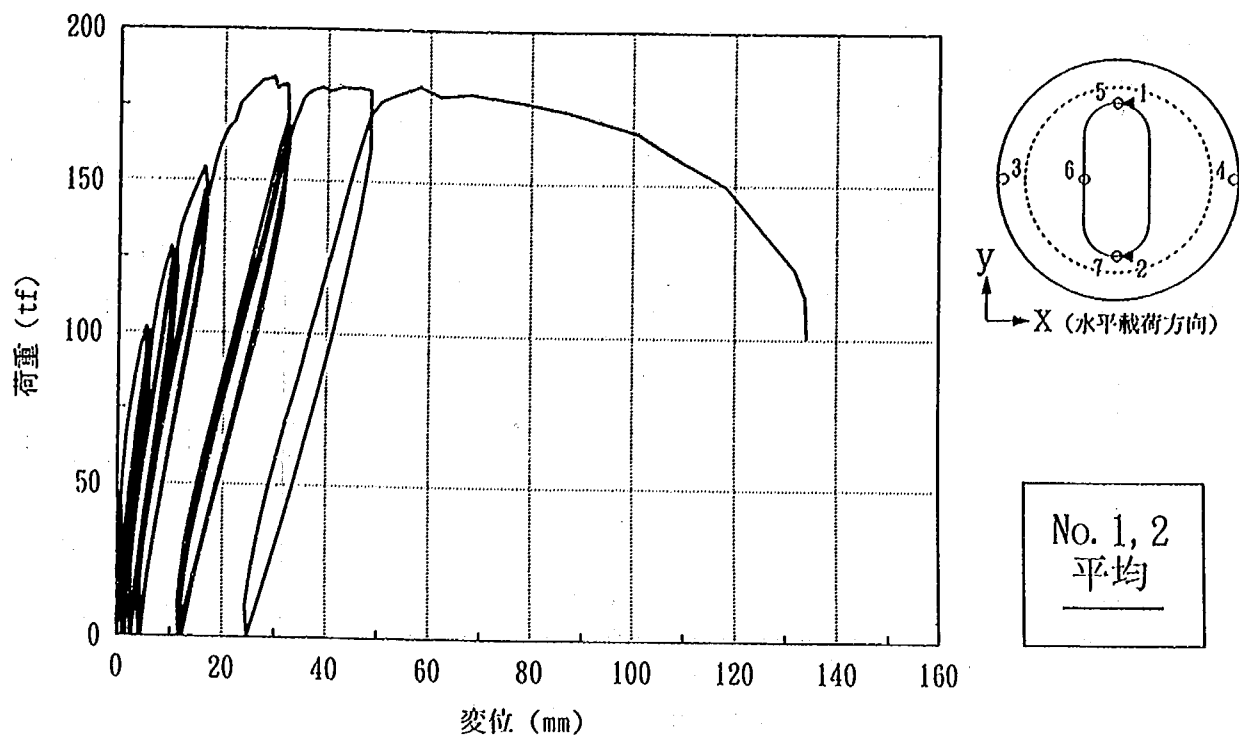


图-参 2.1.1 水平荷重—橋脚頂部変位關係

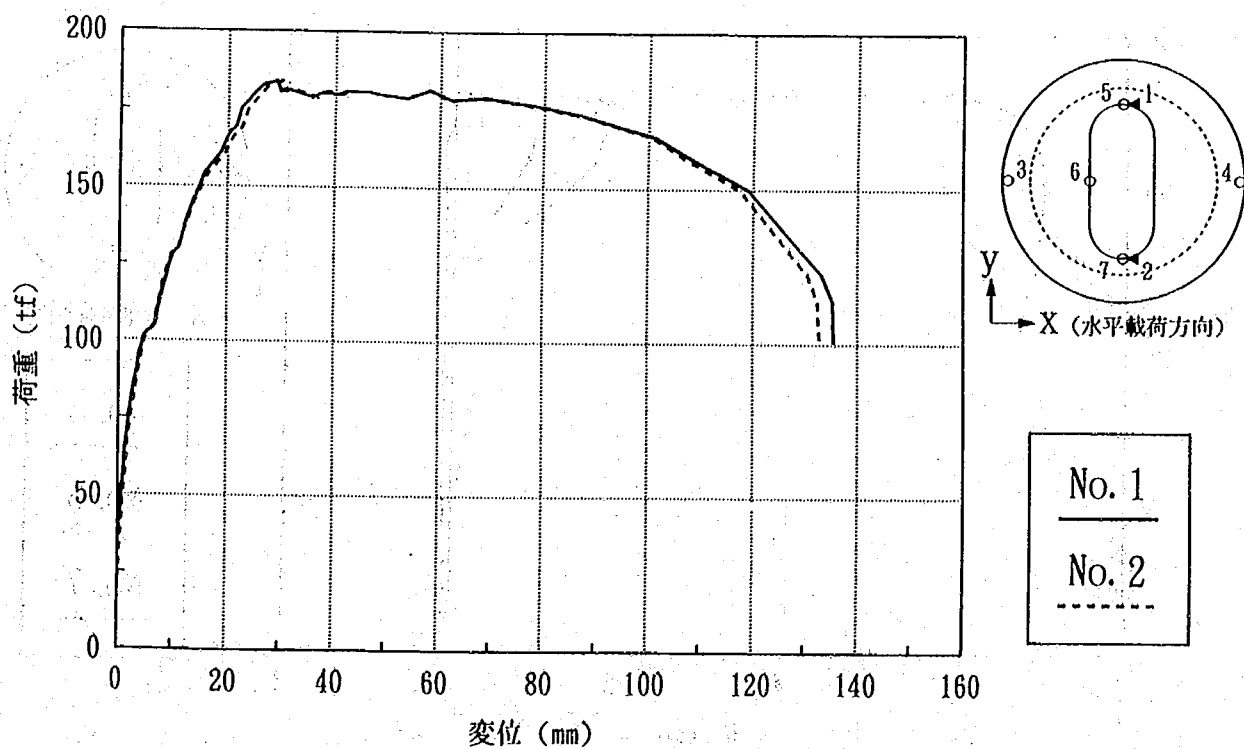


图-参 2.1.2 水平荷重—橋脚頂部変位關係

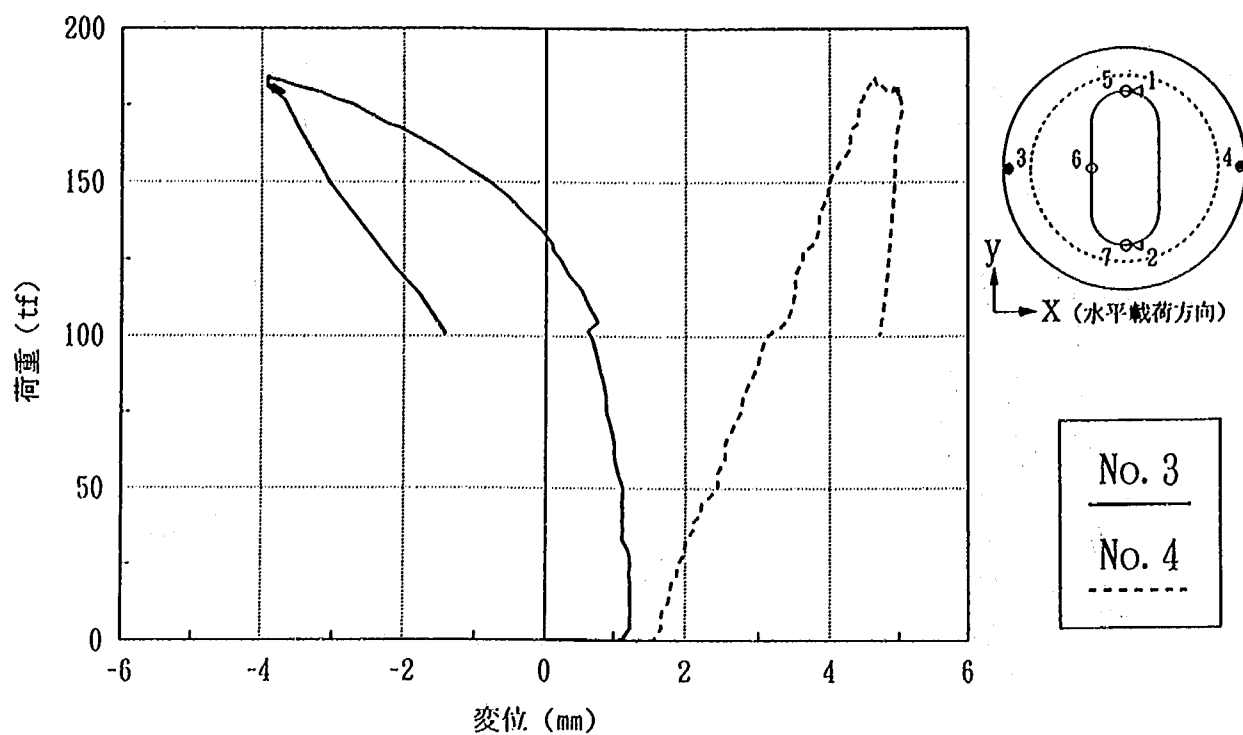


図-参 2.1.3 水平荷重—上面変位関係

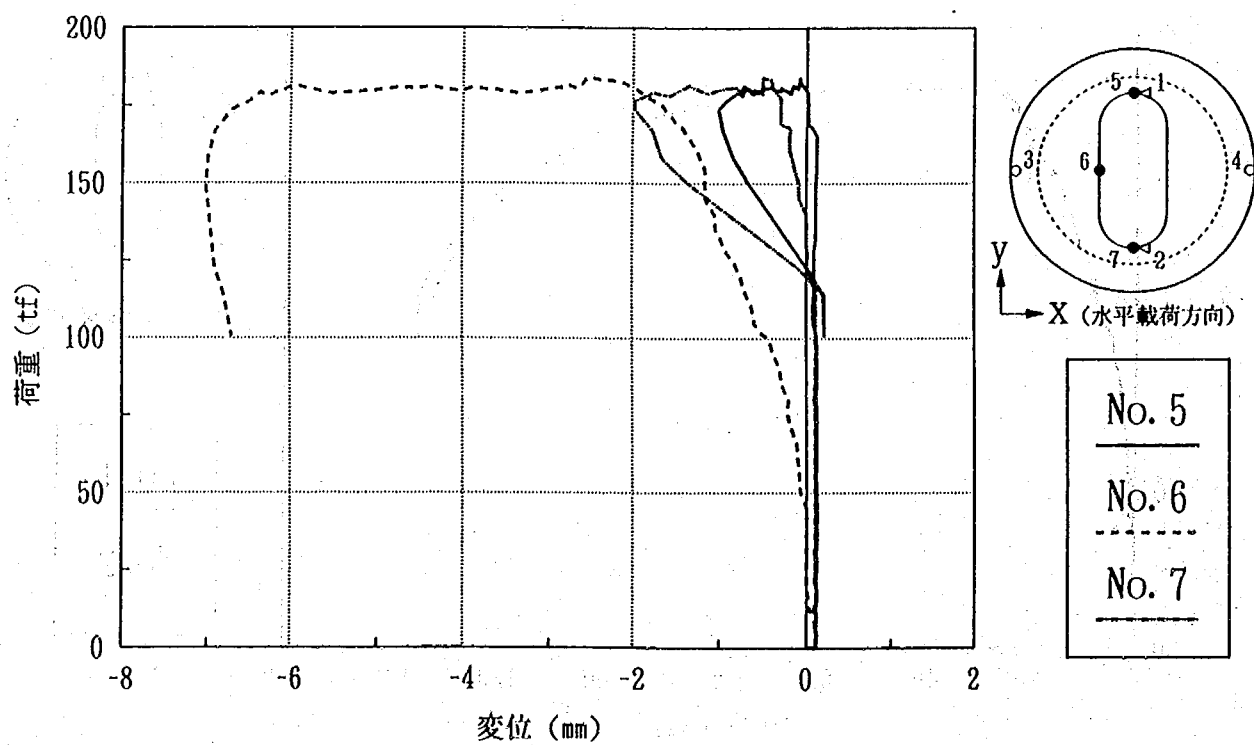


図-参 2.1.4 水平荷重—上面変位関係

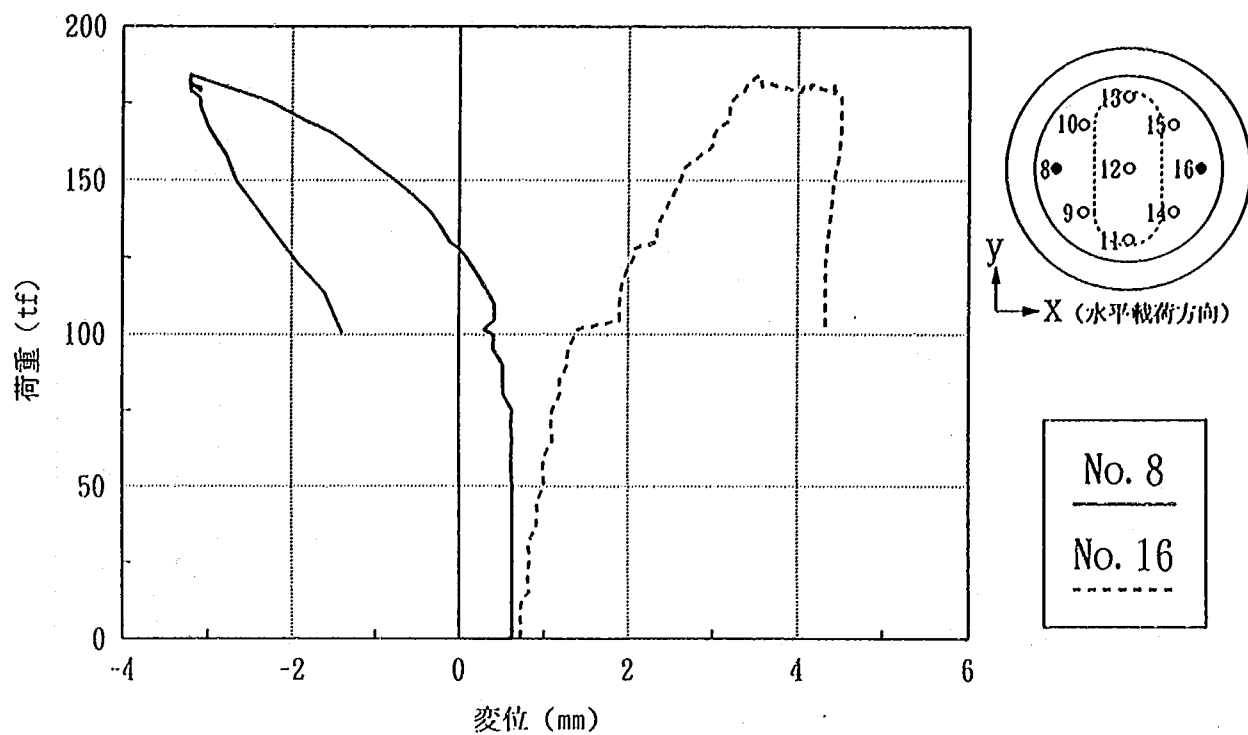


図-参 2.1.5 水平荷重-下面変位関係

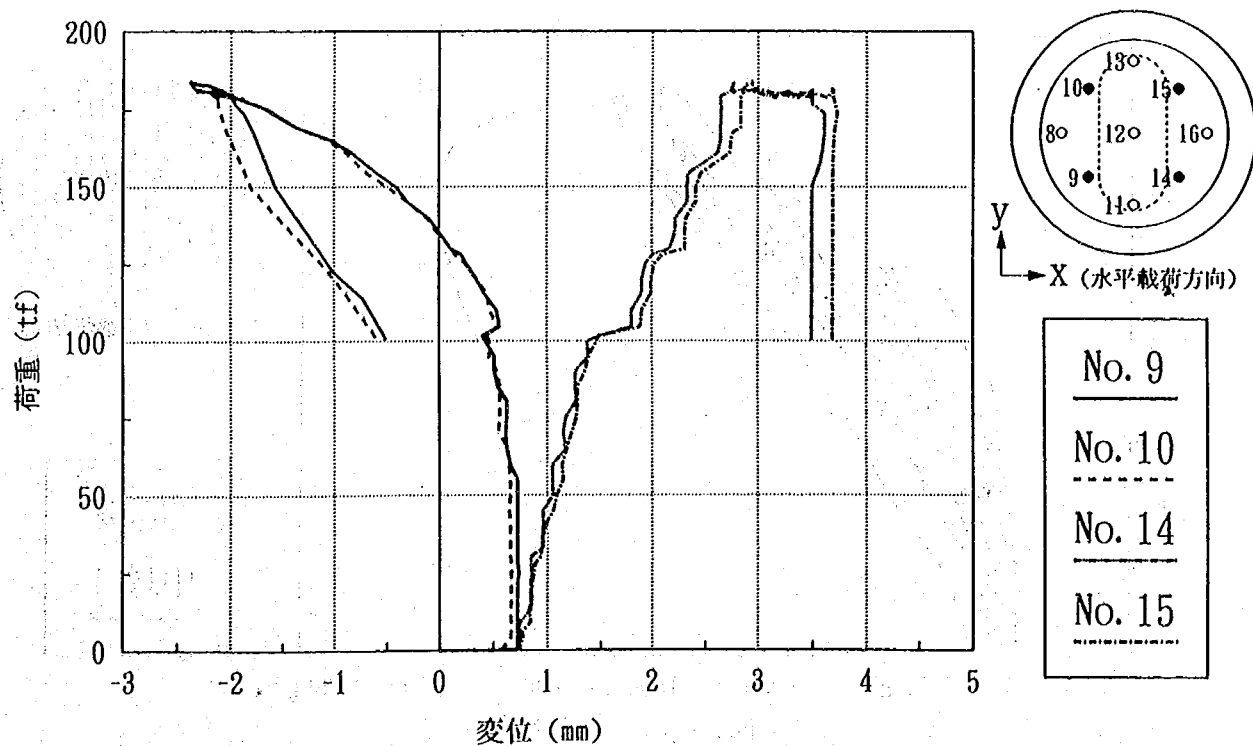


図-参 2.1.6 水平荷重-下面変位関係

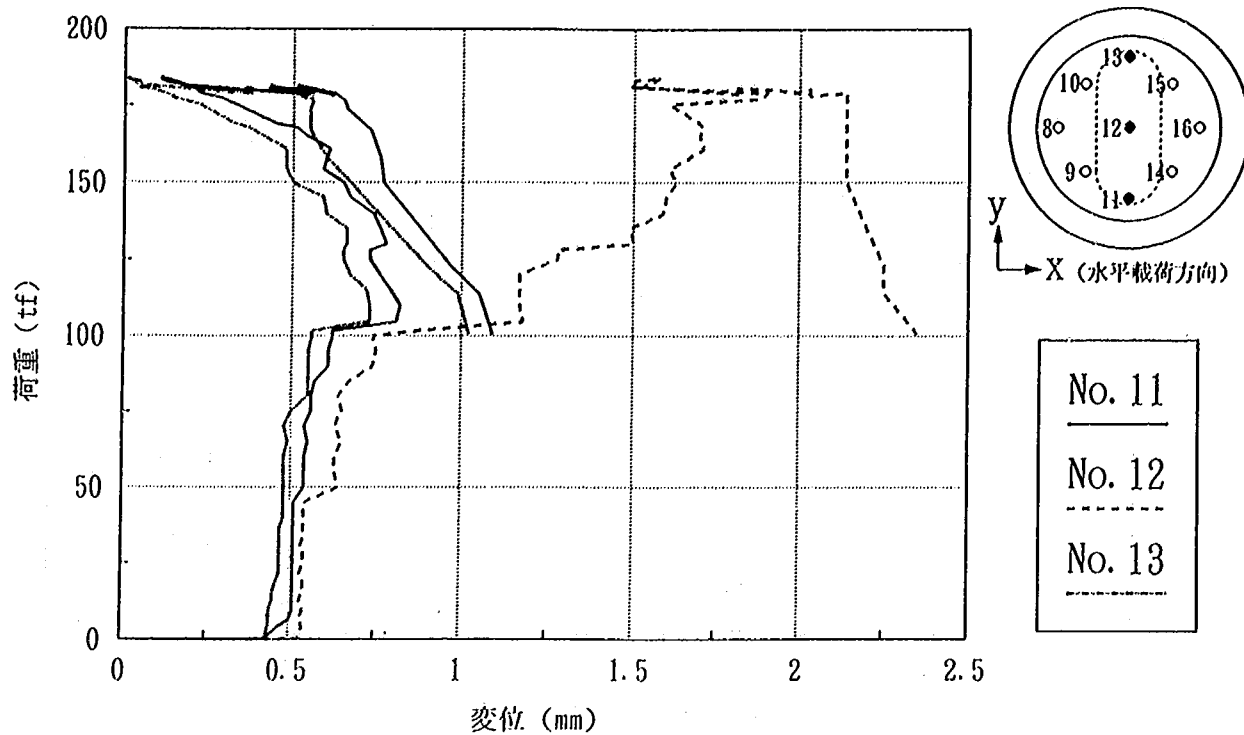


図-参 2.1.7 水平荷重-下面変位関係

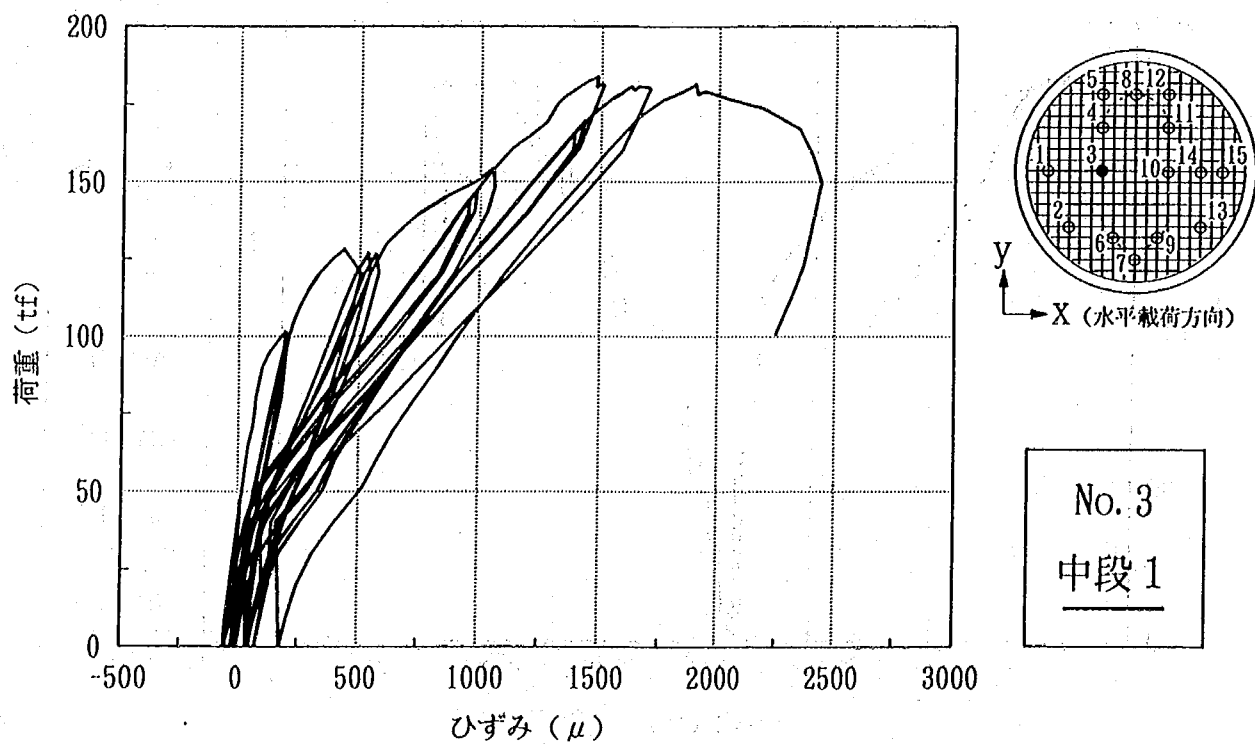


図-参 2.1.8 水平荷重-鉄筋ひずみ関係 (z 方向)

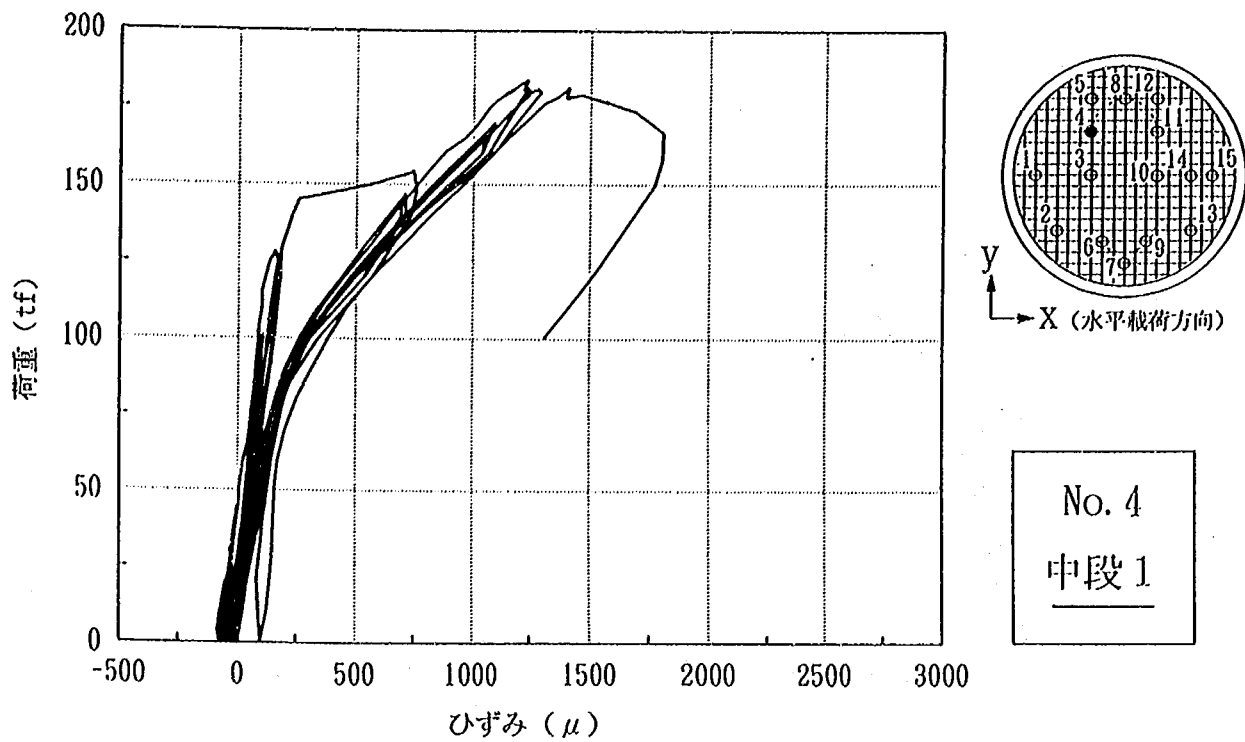


図-参 2.1.9 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

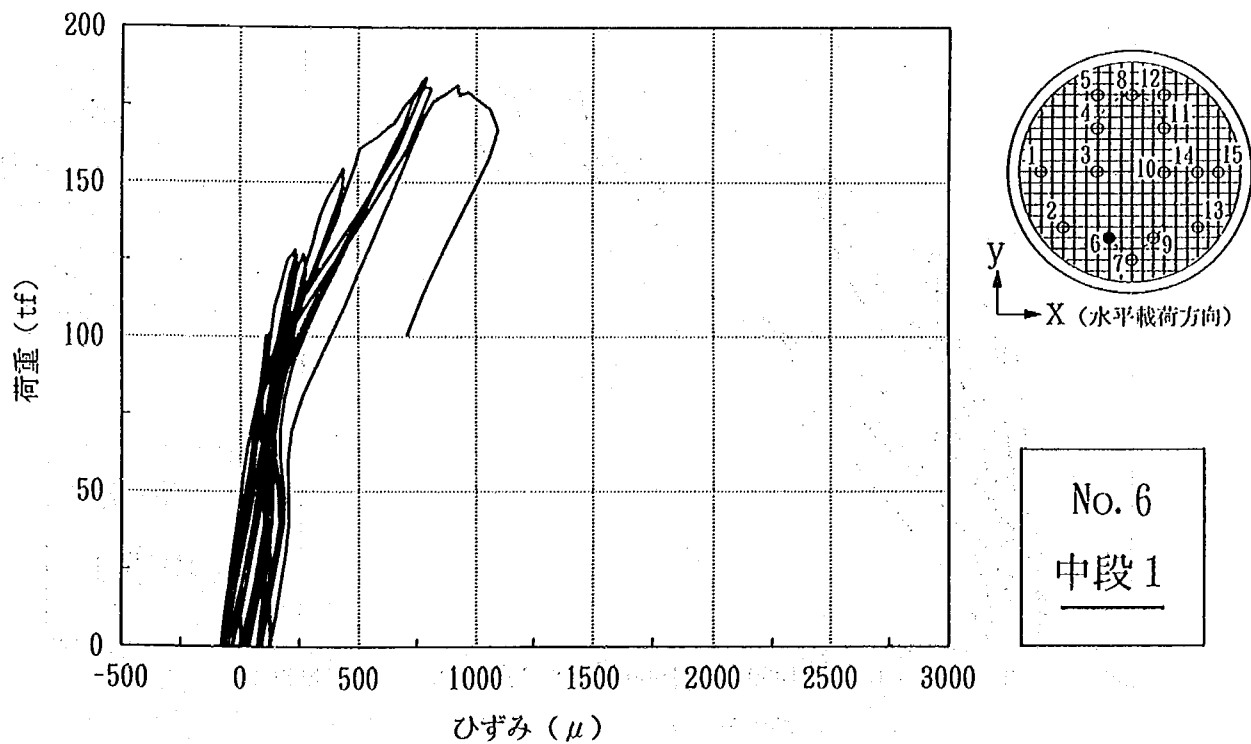


図-参 2.1.10 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

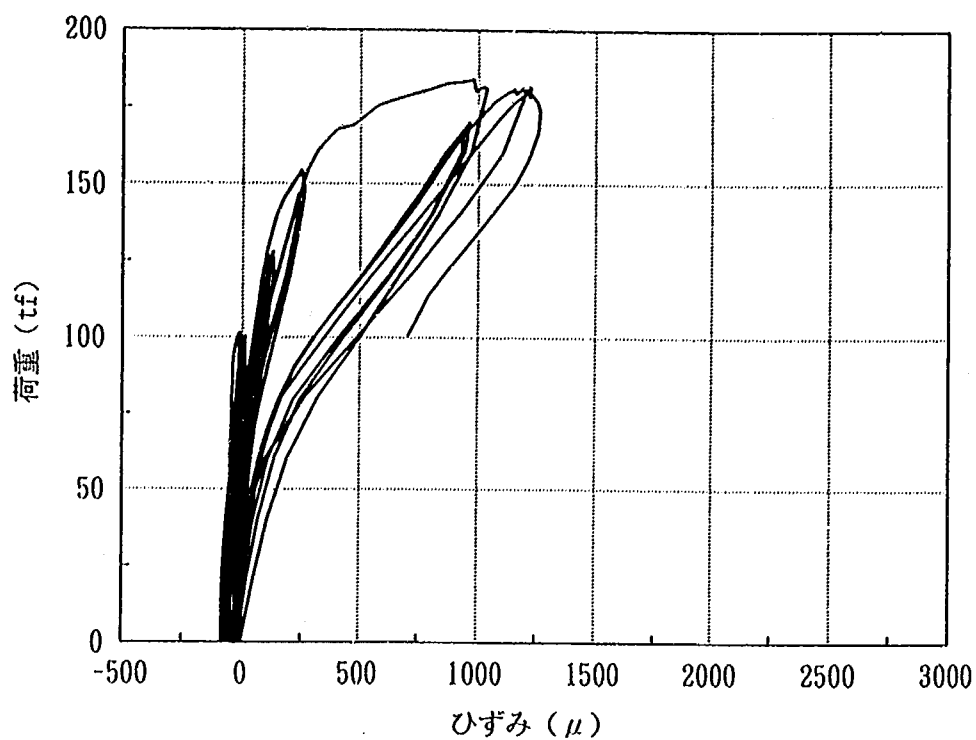


図-参 2.1.11 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

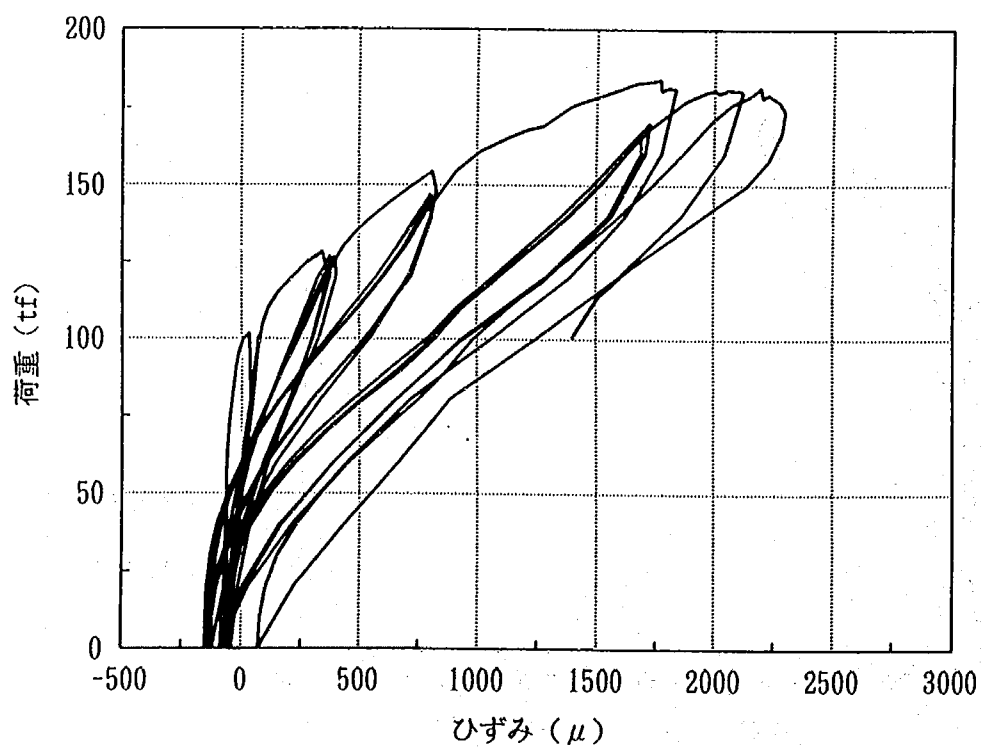
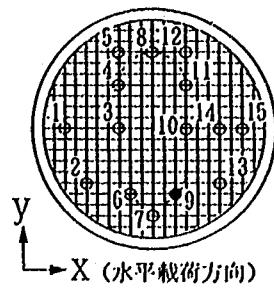
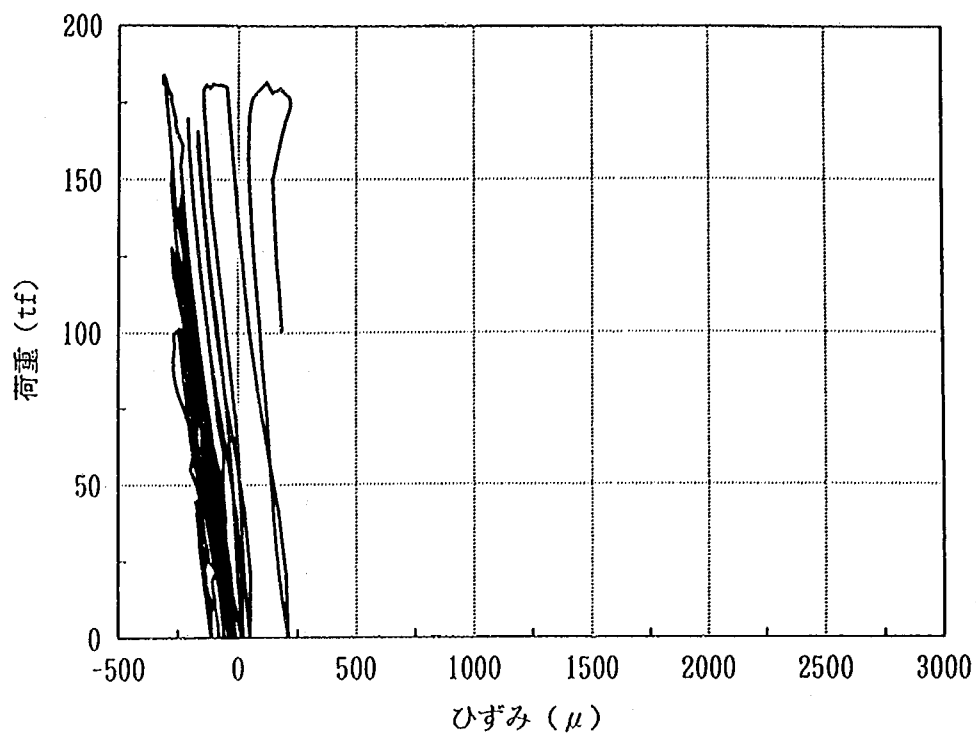
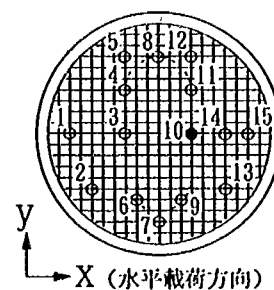
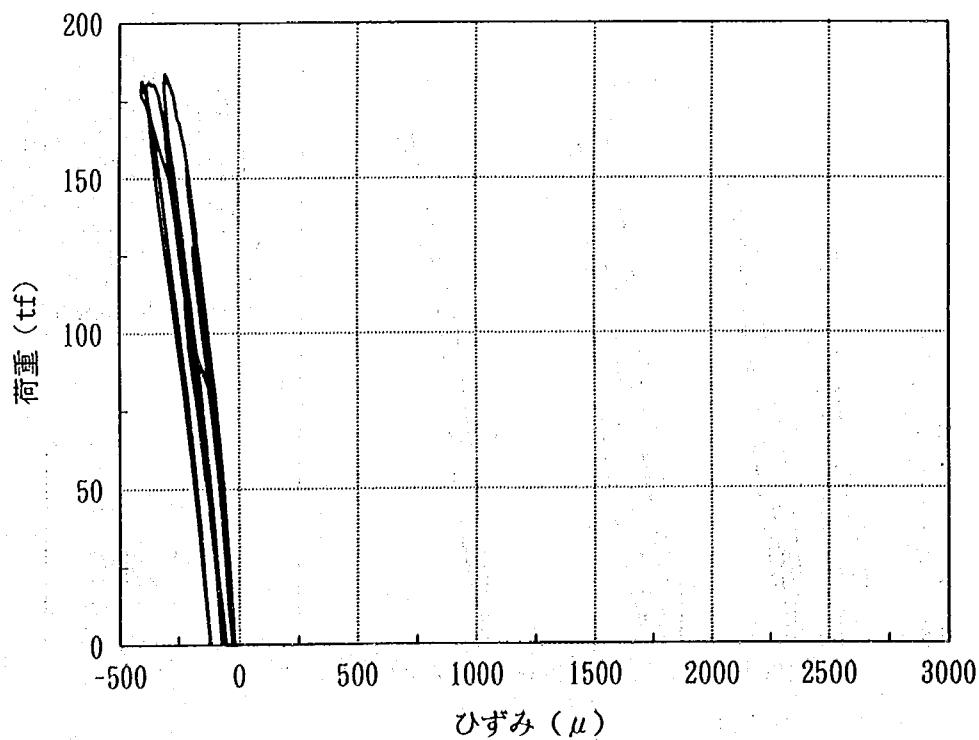


図-参 2.1.12 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係



No. 9
中段 1

図-参 2.1.13 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係



No. 10
中段 1

図-参 2.1.14 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

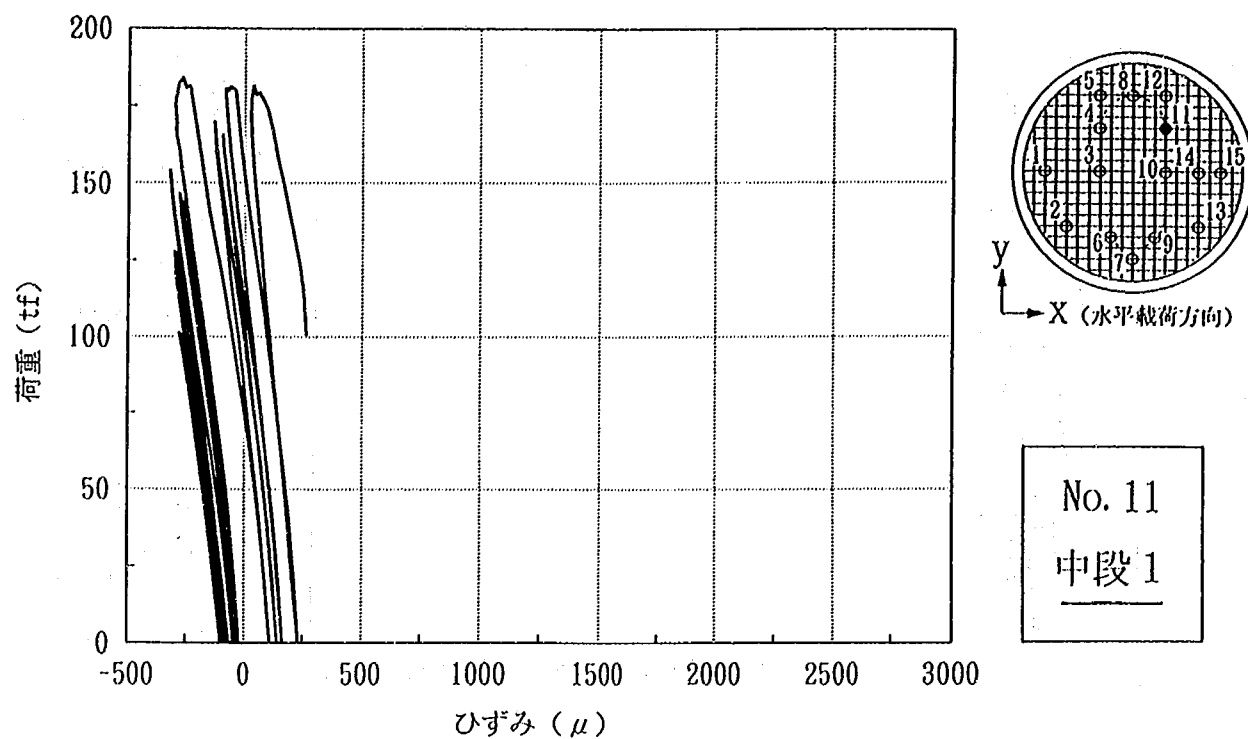


図-参 2.1.15 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

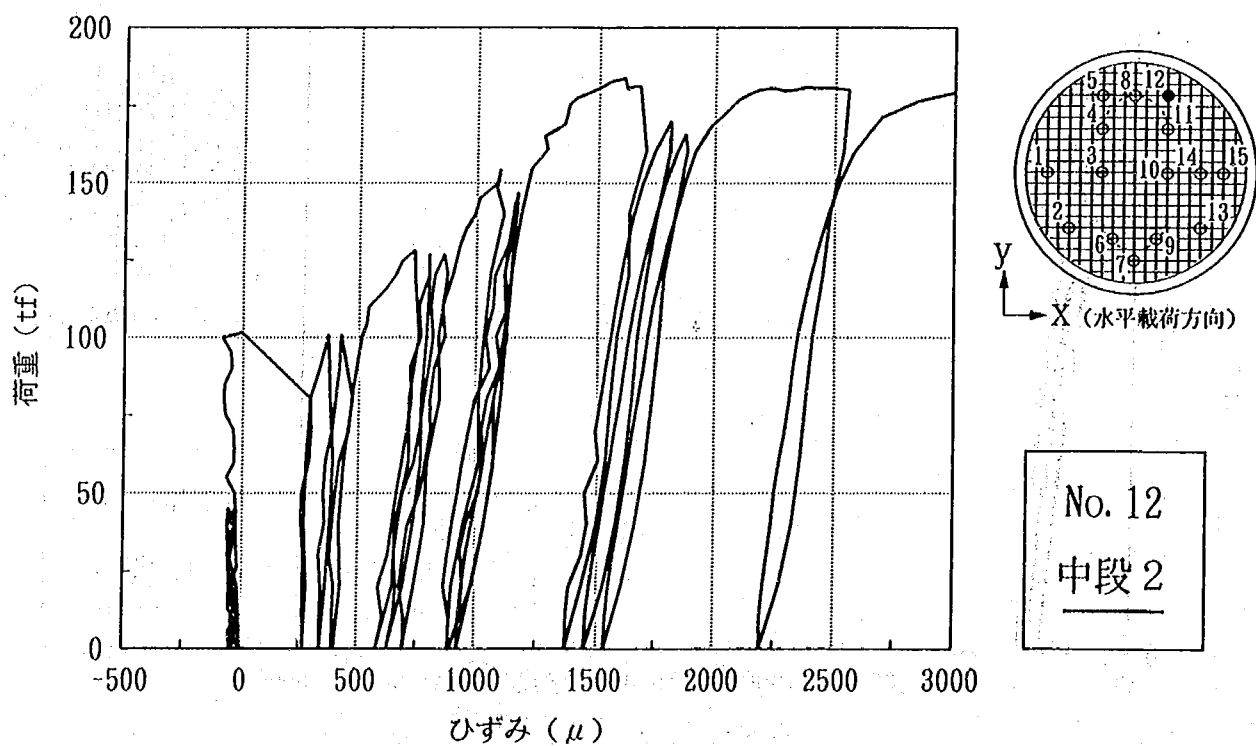
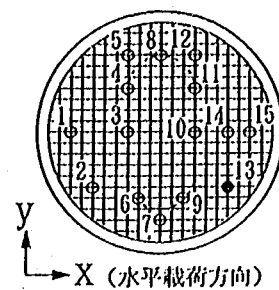
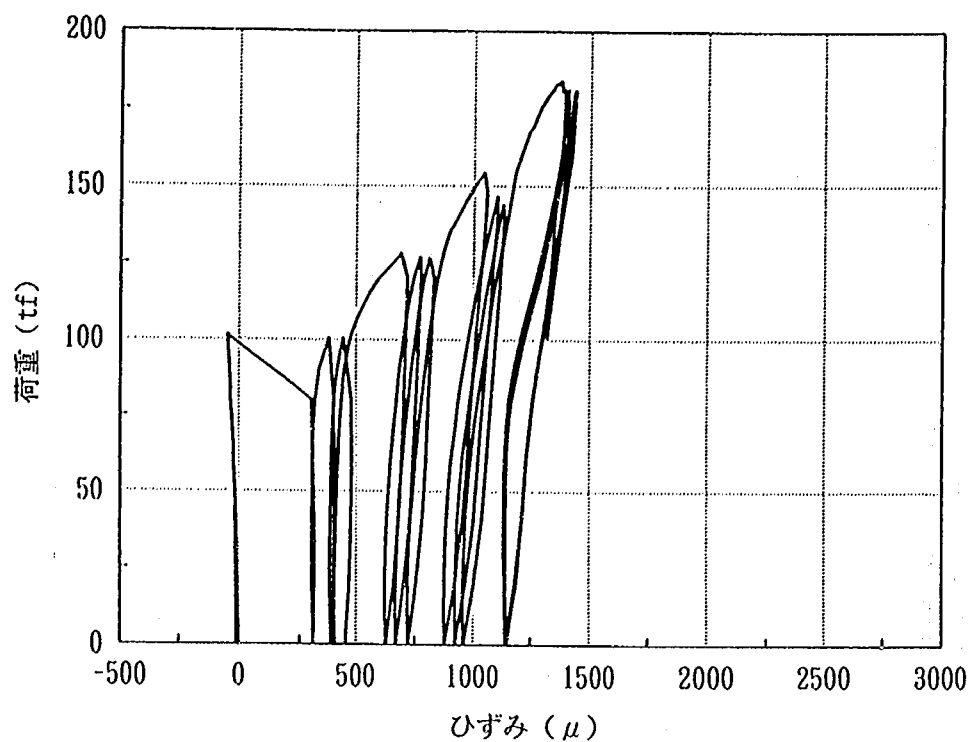
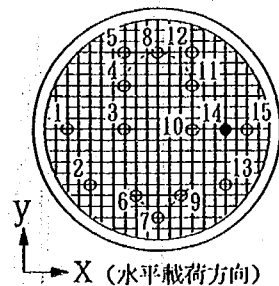
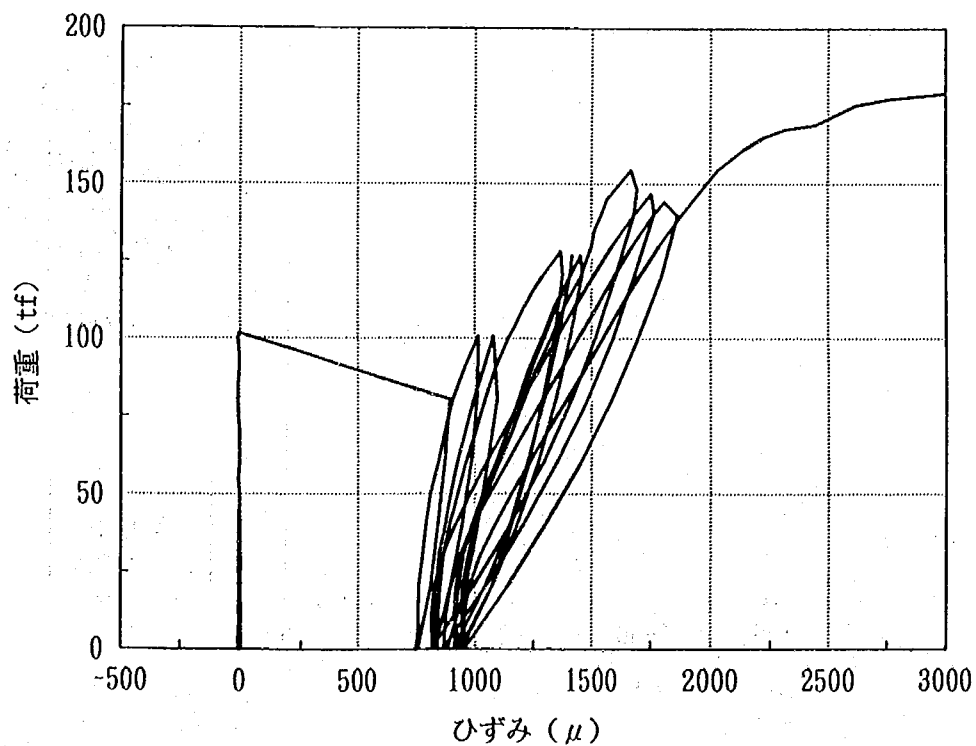


図-参 2.1.16 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係



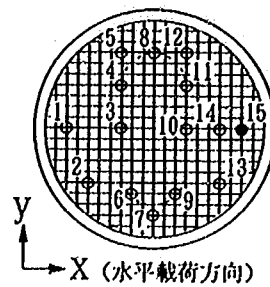
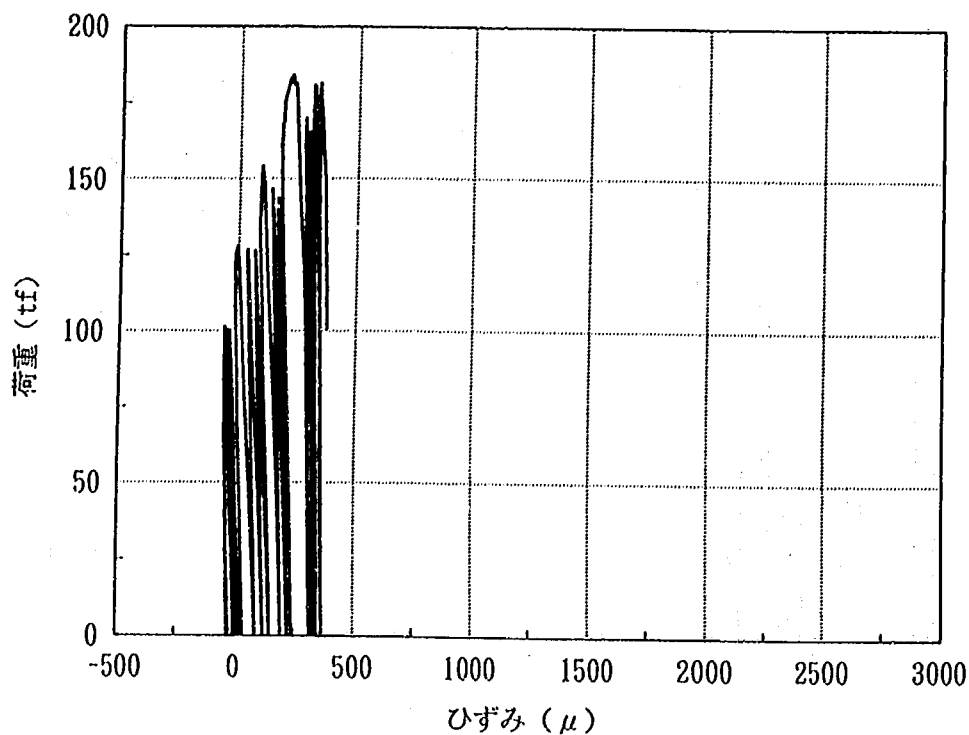
No. 13
中段 2

図-参 2.1.17 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係



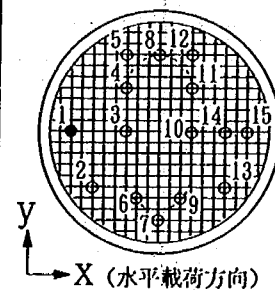
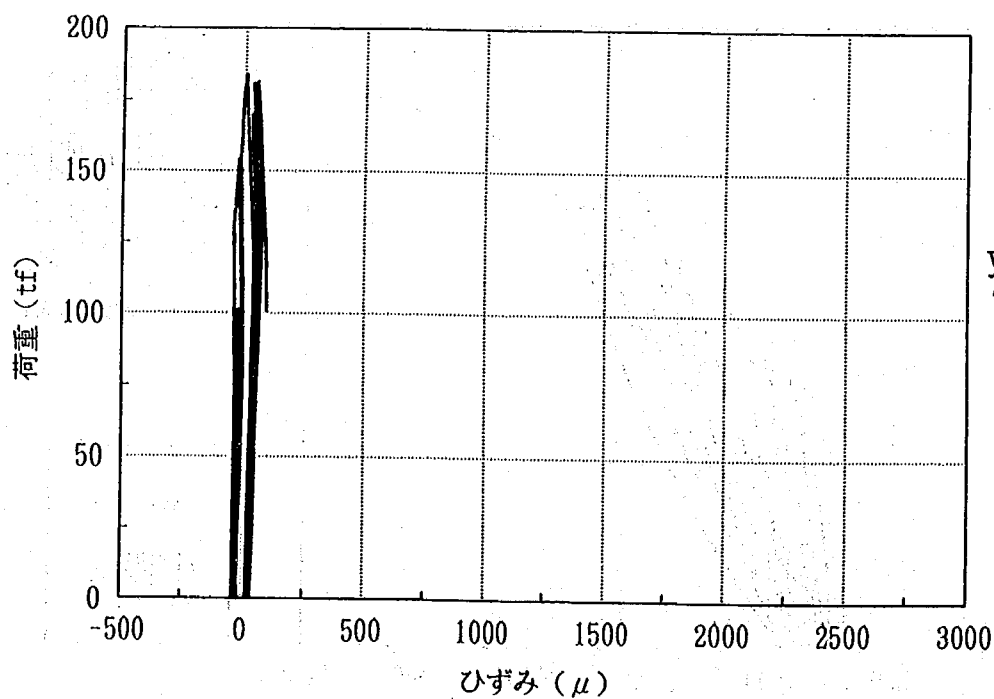
No. 14
中段 2

図-参 2.1.18 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係



No. 15
中段 2

図-参 2.1.19 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係



No. 1

図-参 2.1.20 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

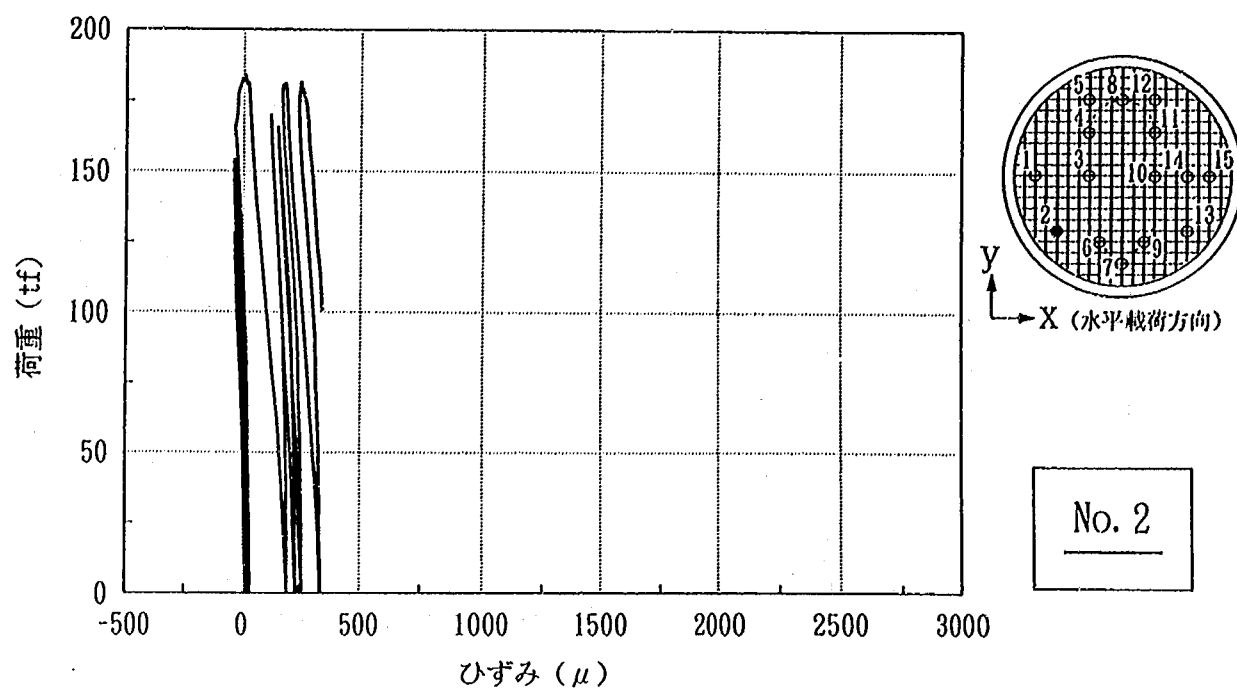


図-参 2.1.21 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

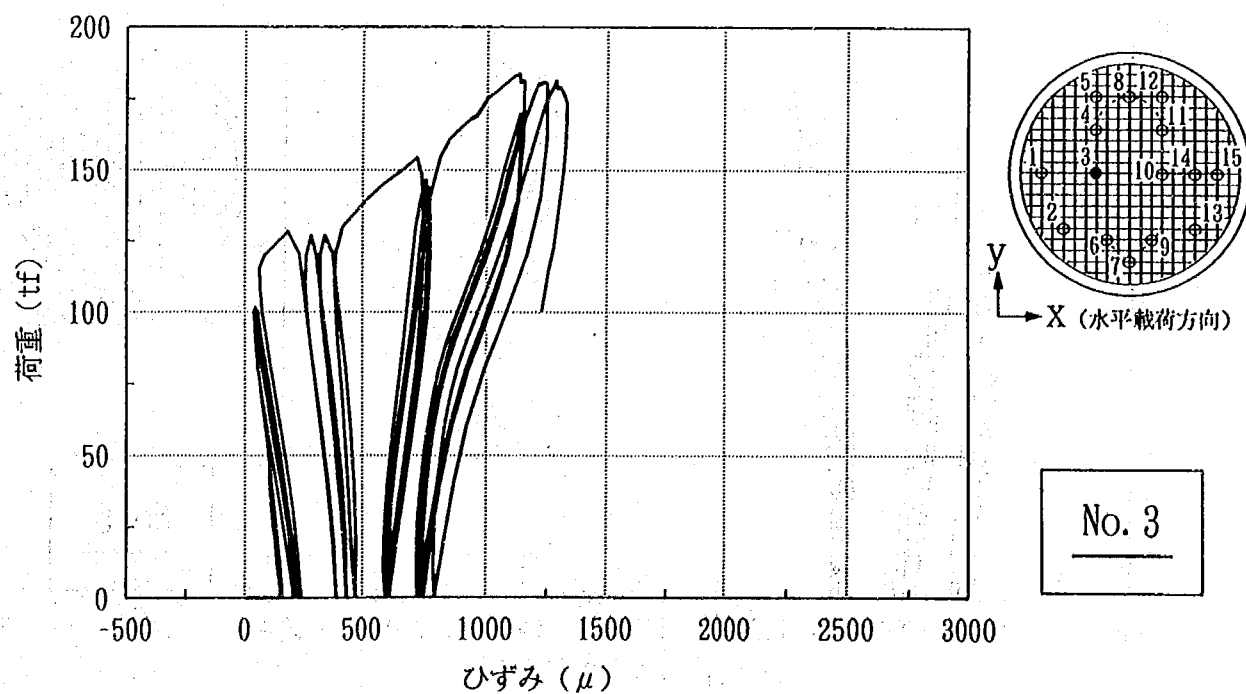


図-参 2.1.22 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

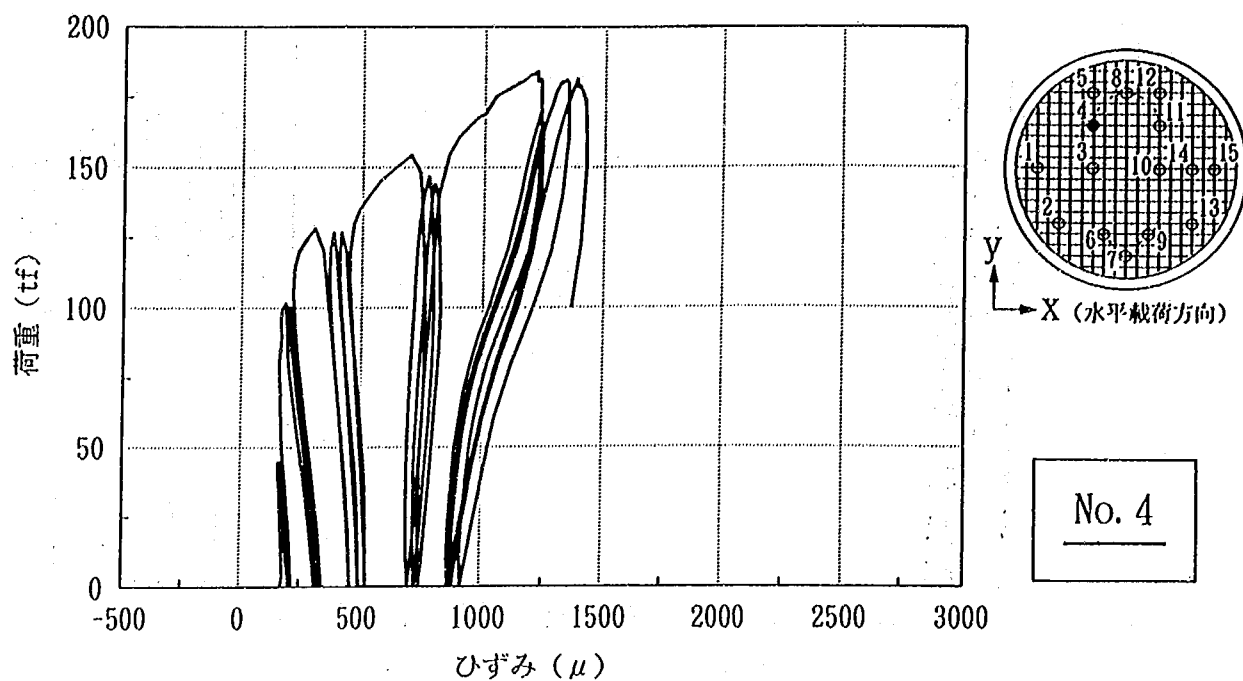


図-参 2.1.23 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

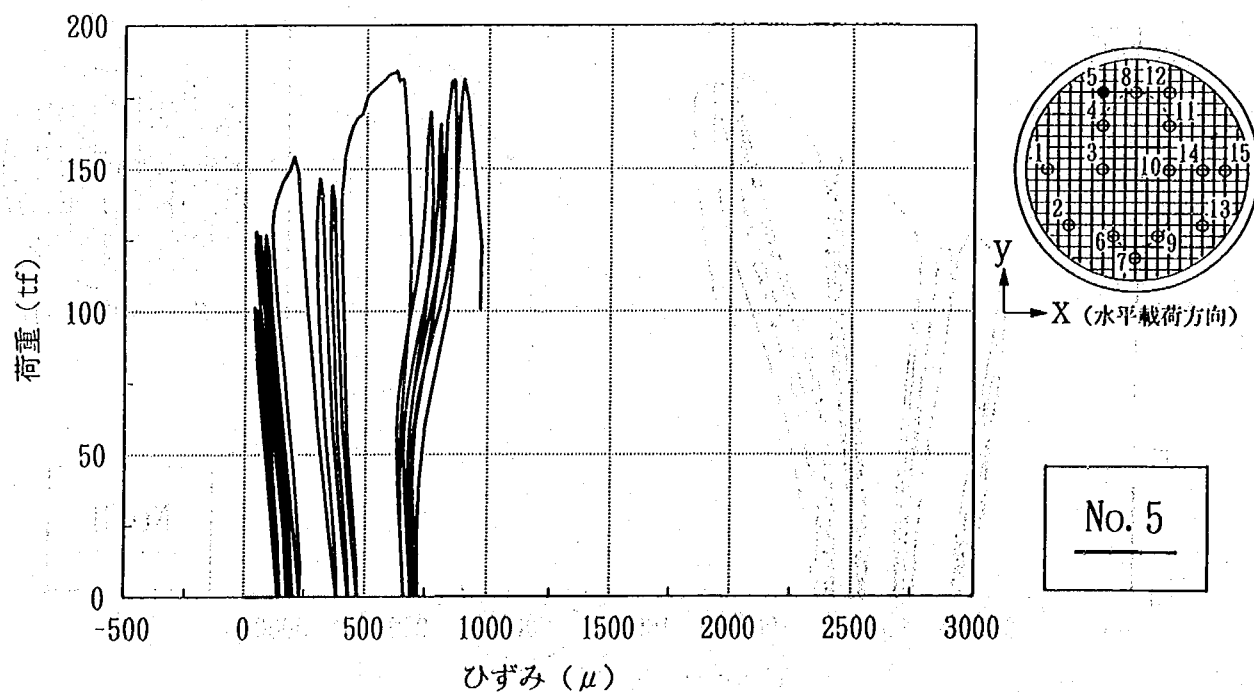


図-参 2.1.24 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

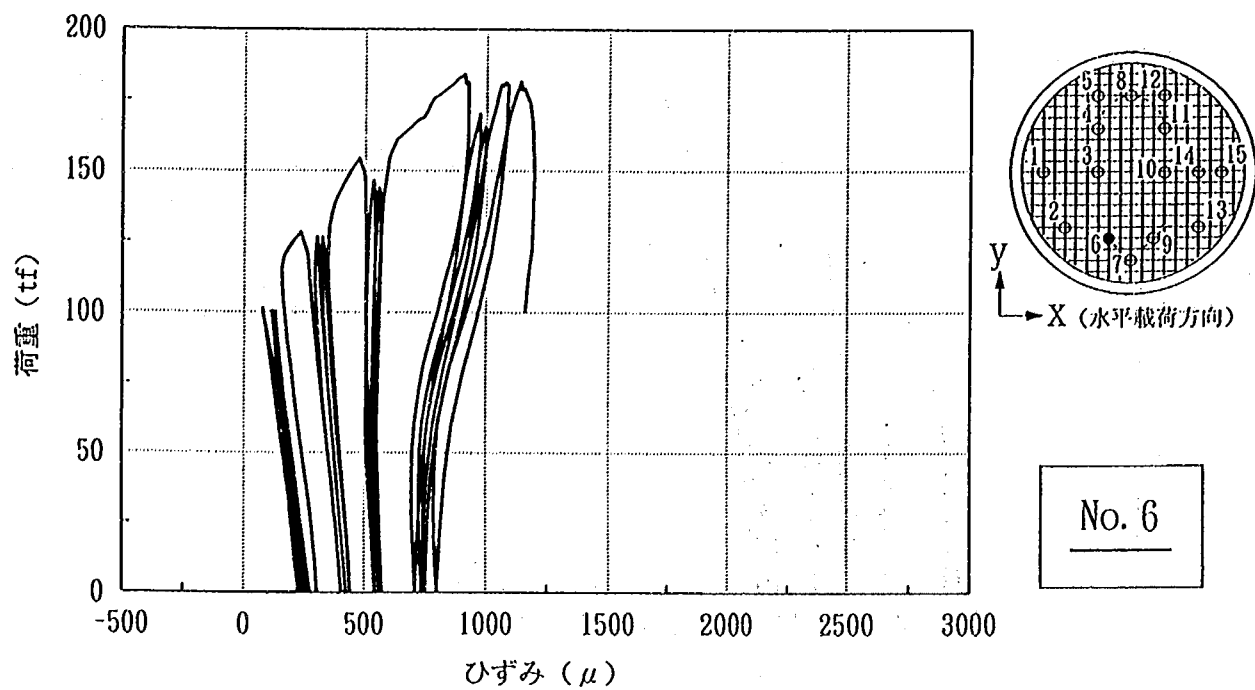


図-参 2.1.25 水平荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

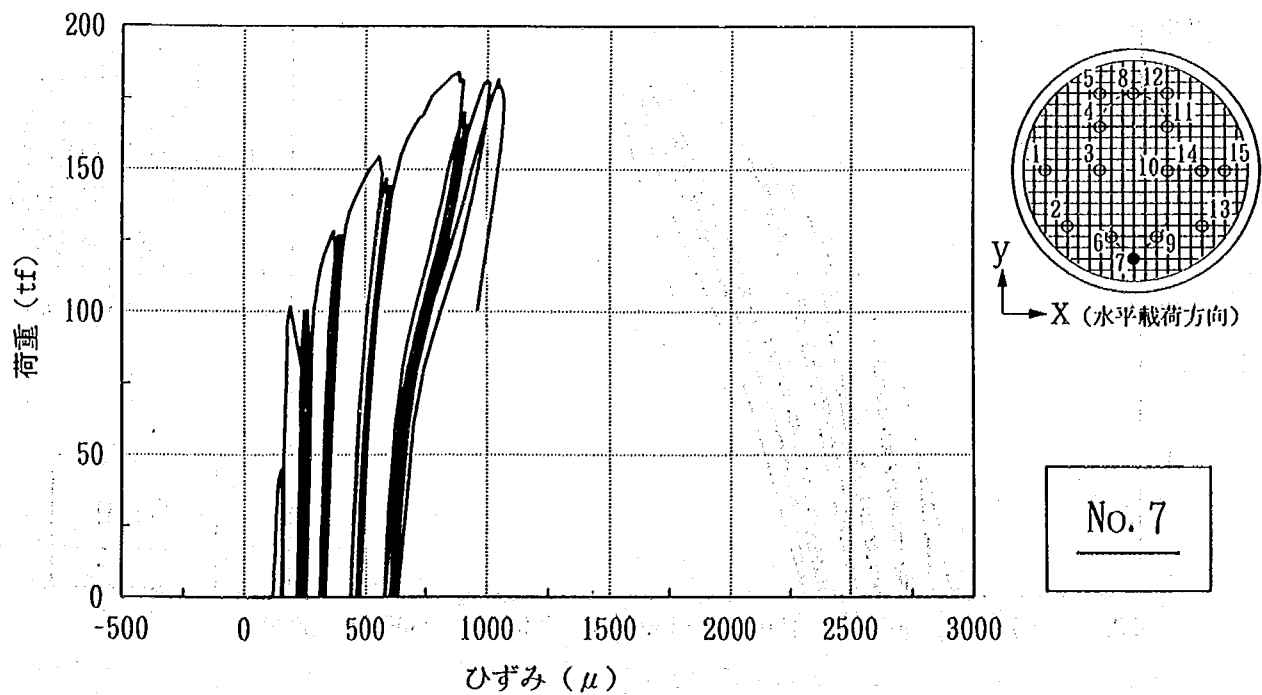


図-参 2.1.26 水平荷重一下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

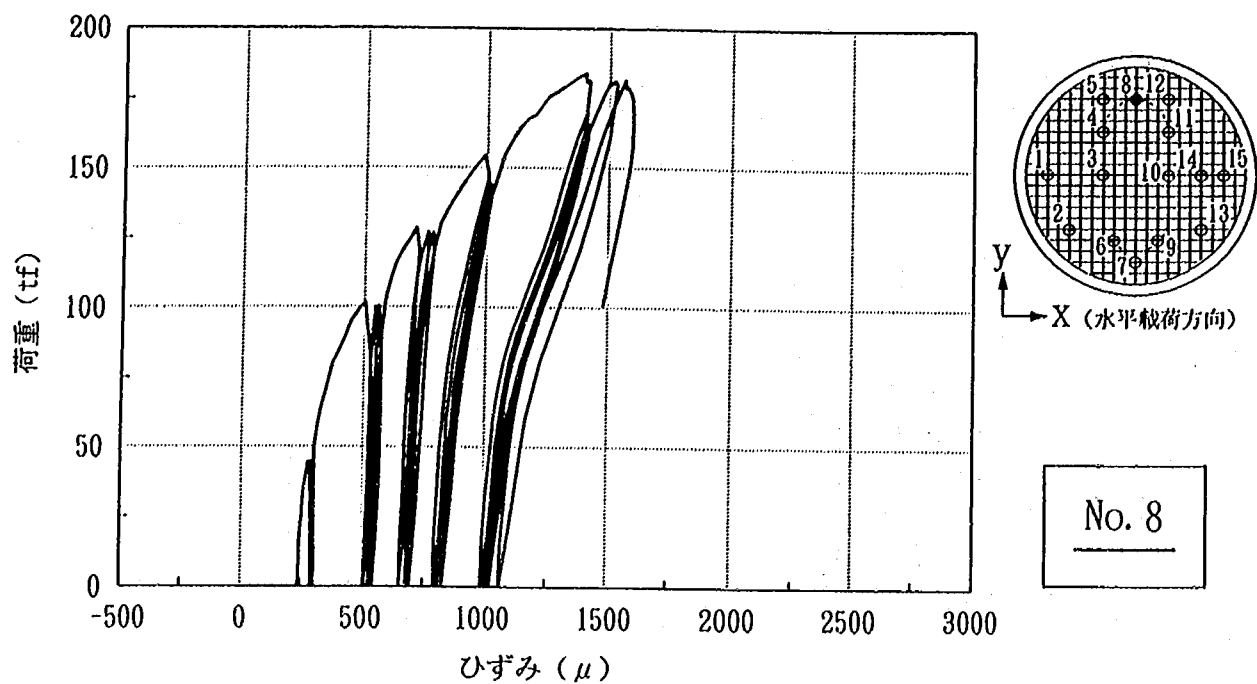


図-参 2.1.27 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

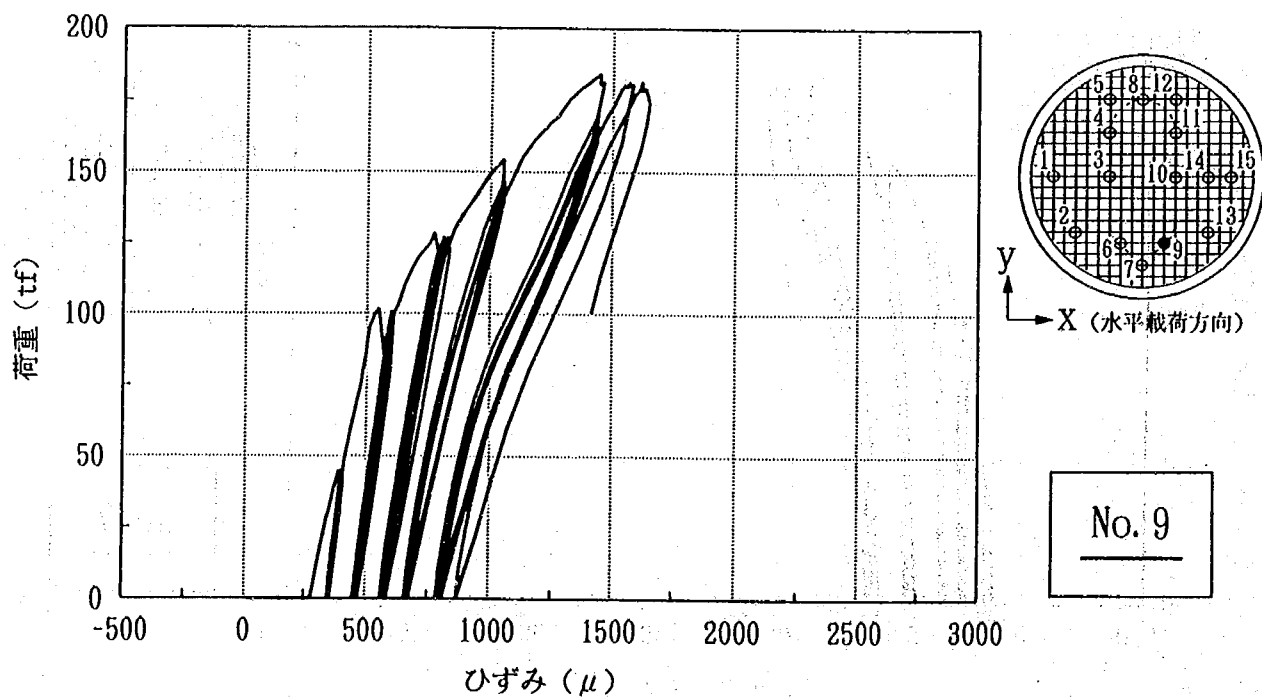


図-参 2.1.28 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

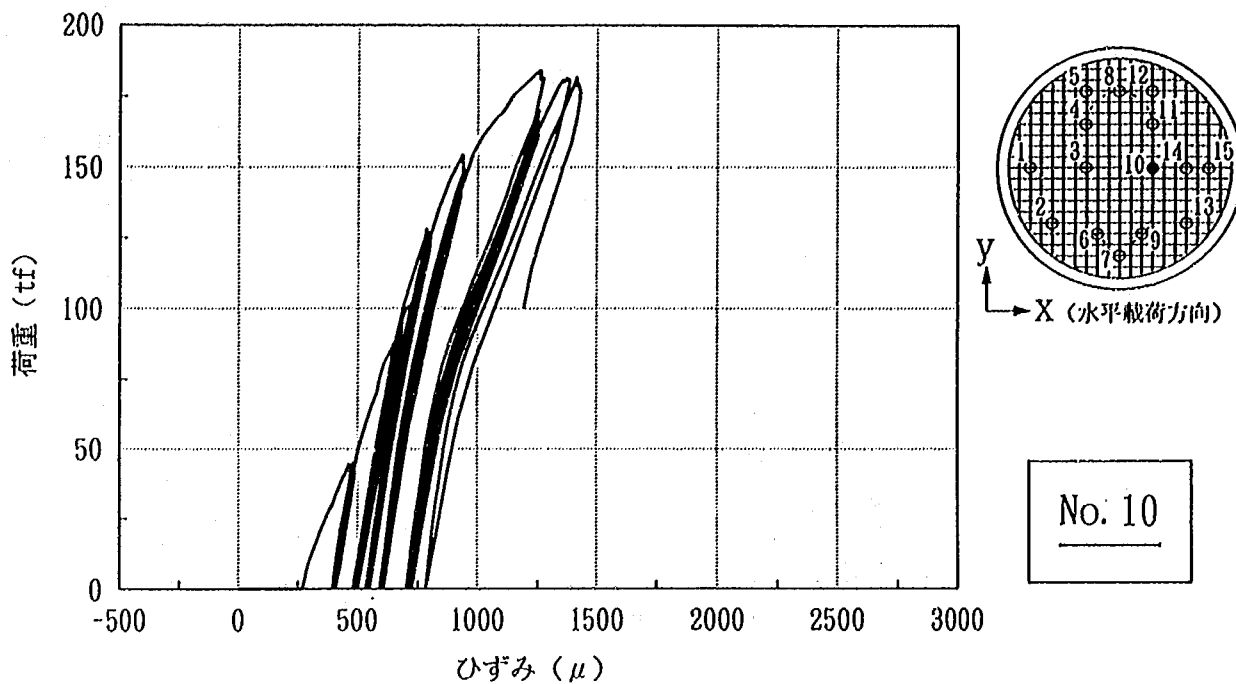


図-参 2.1.29 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

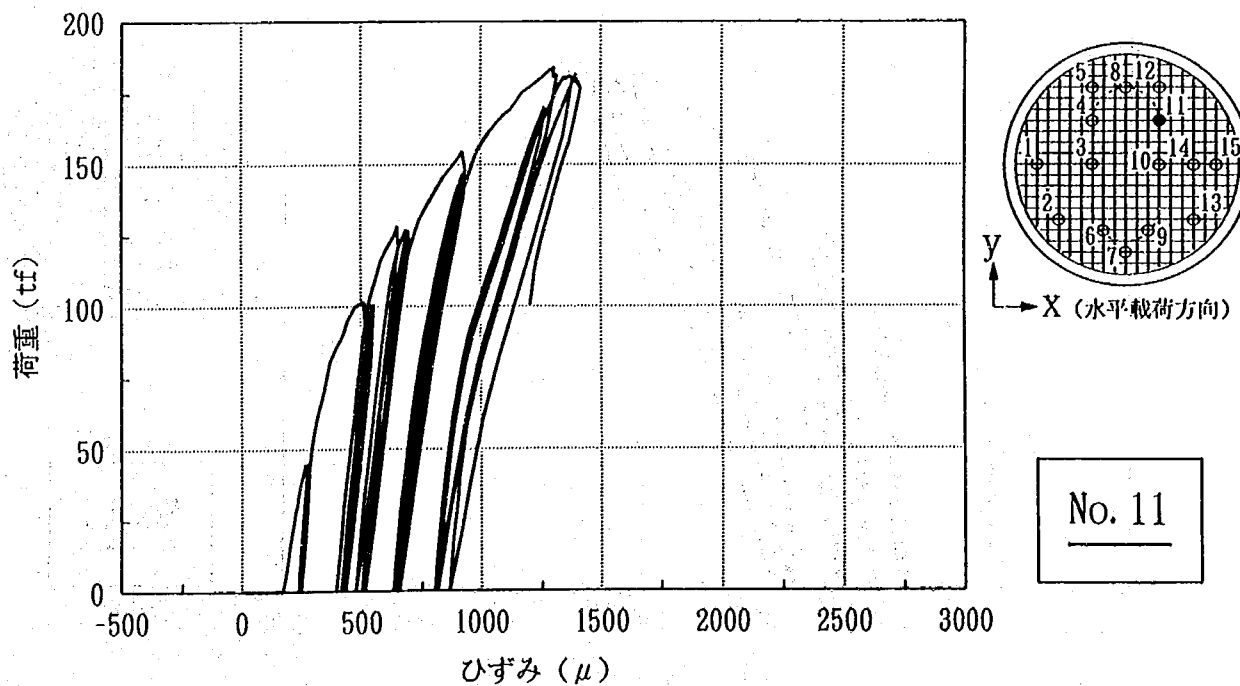


図-参 2.1.30 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

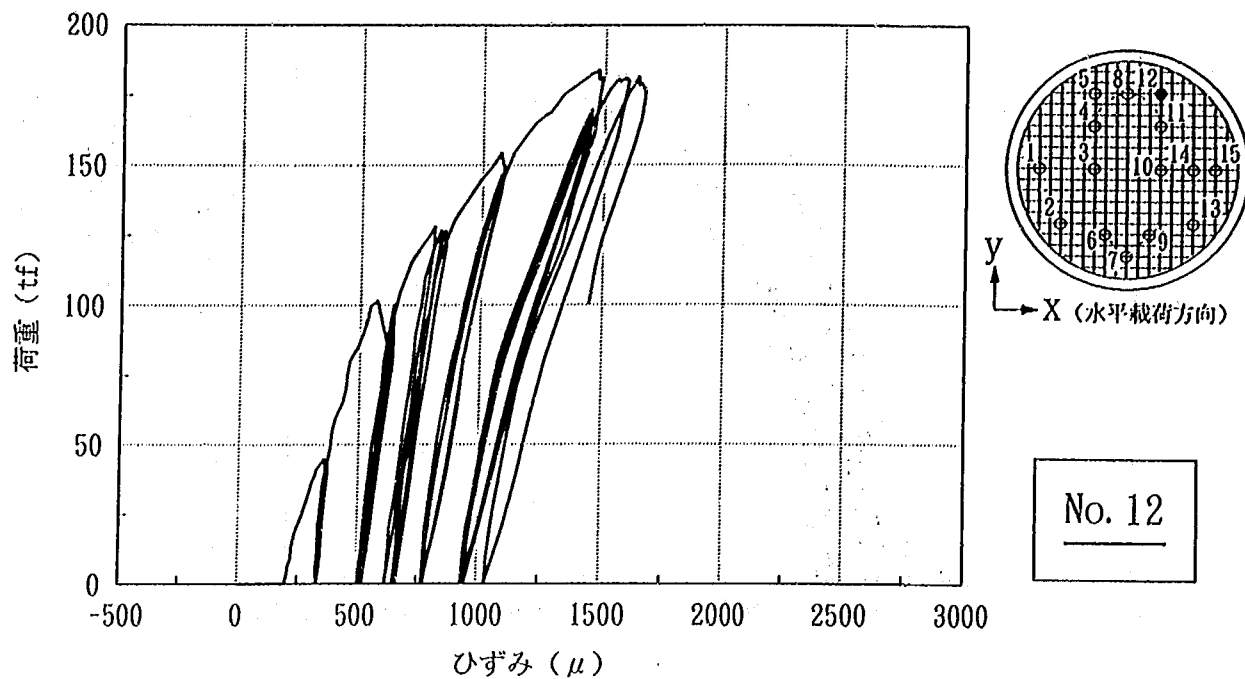


図-参 2.1.31 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

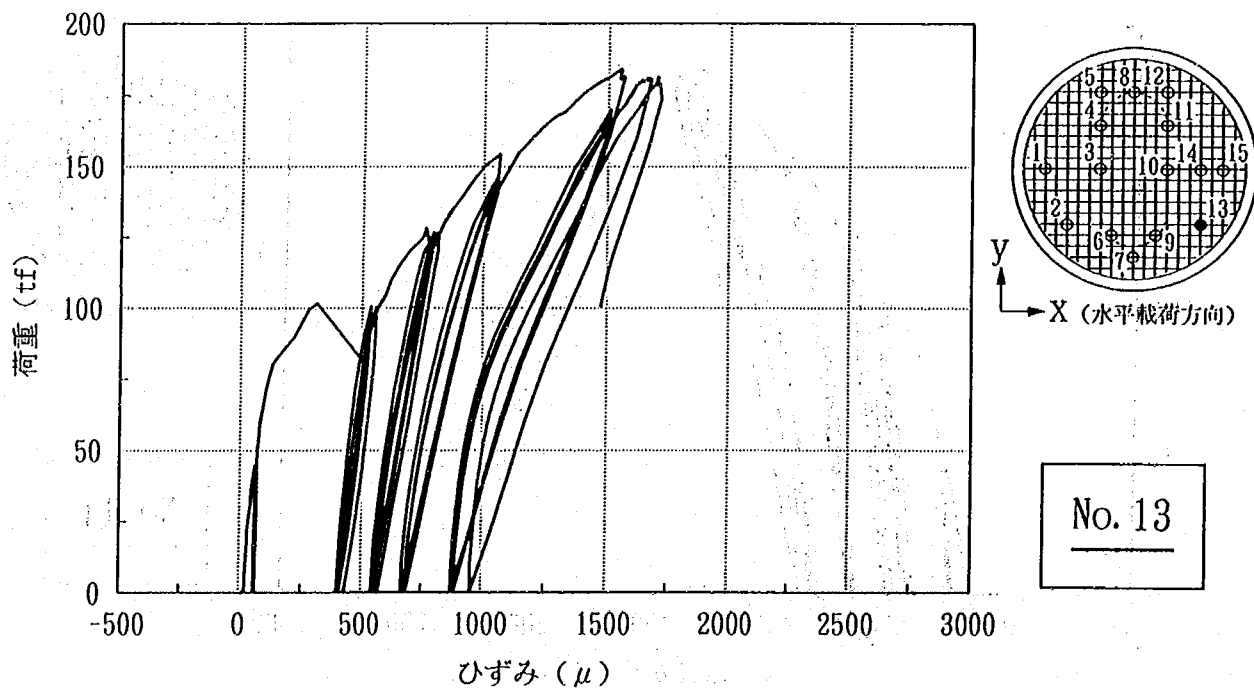


図-参 2.1.32 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

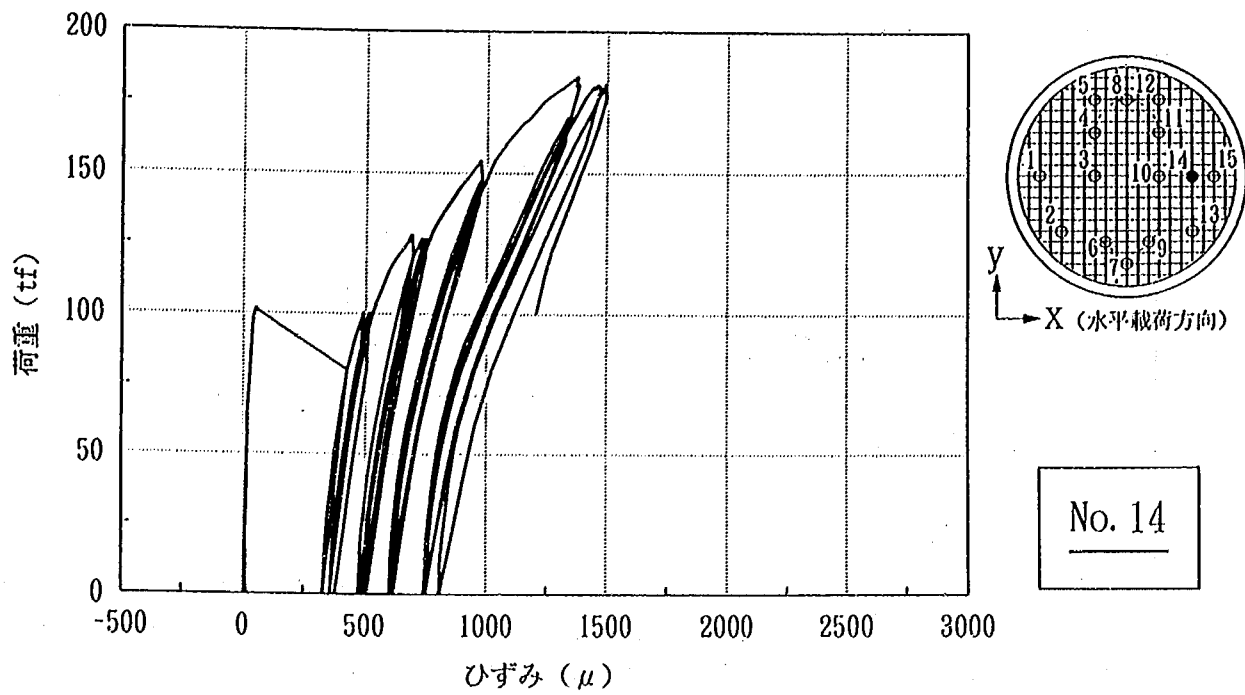


図-参 2.1.33 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

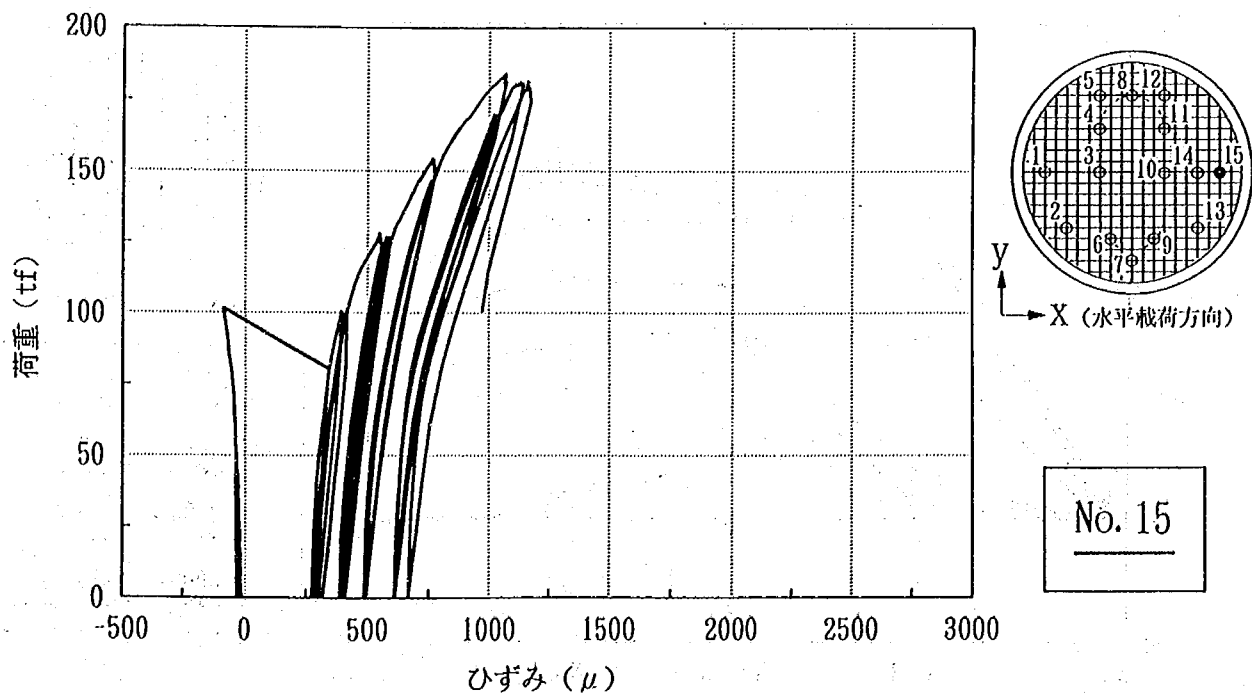


図-参 2.1.34 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (x 方向) 関係

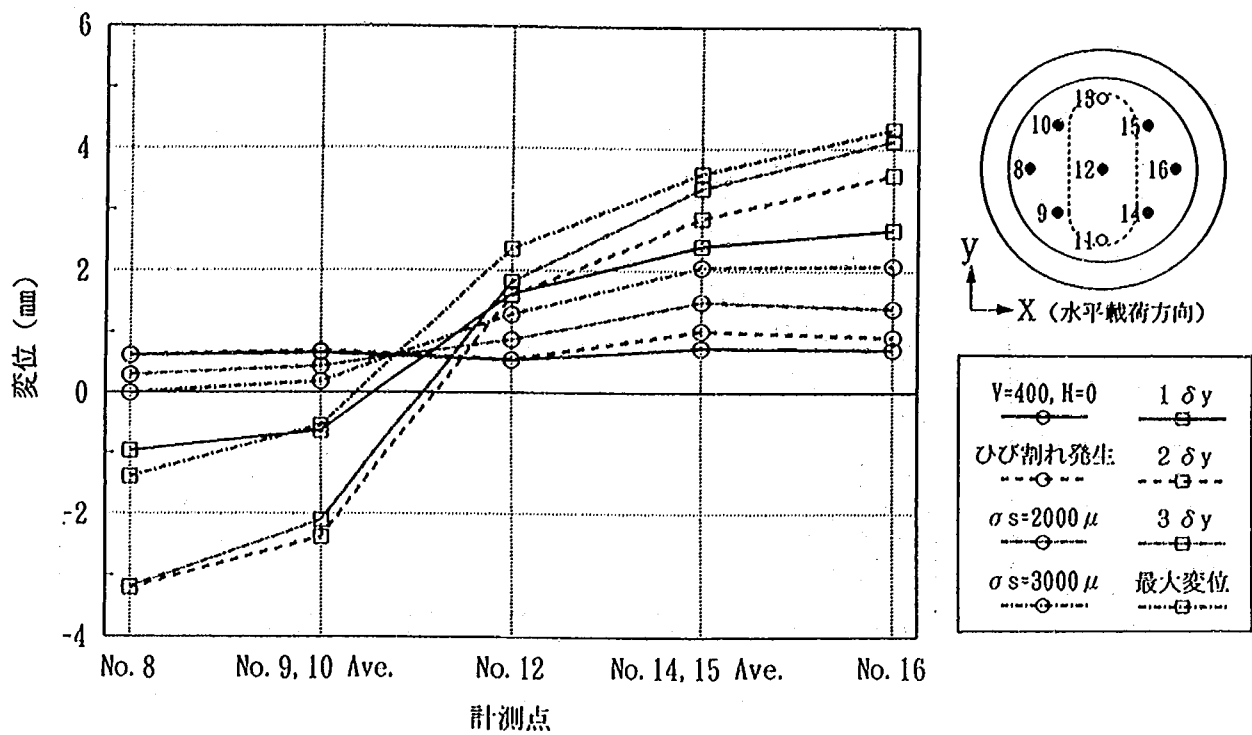


図-参 2.1.35 下面変位分布

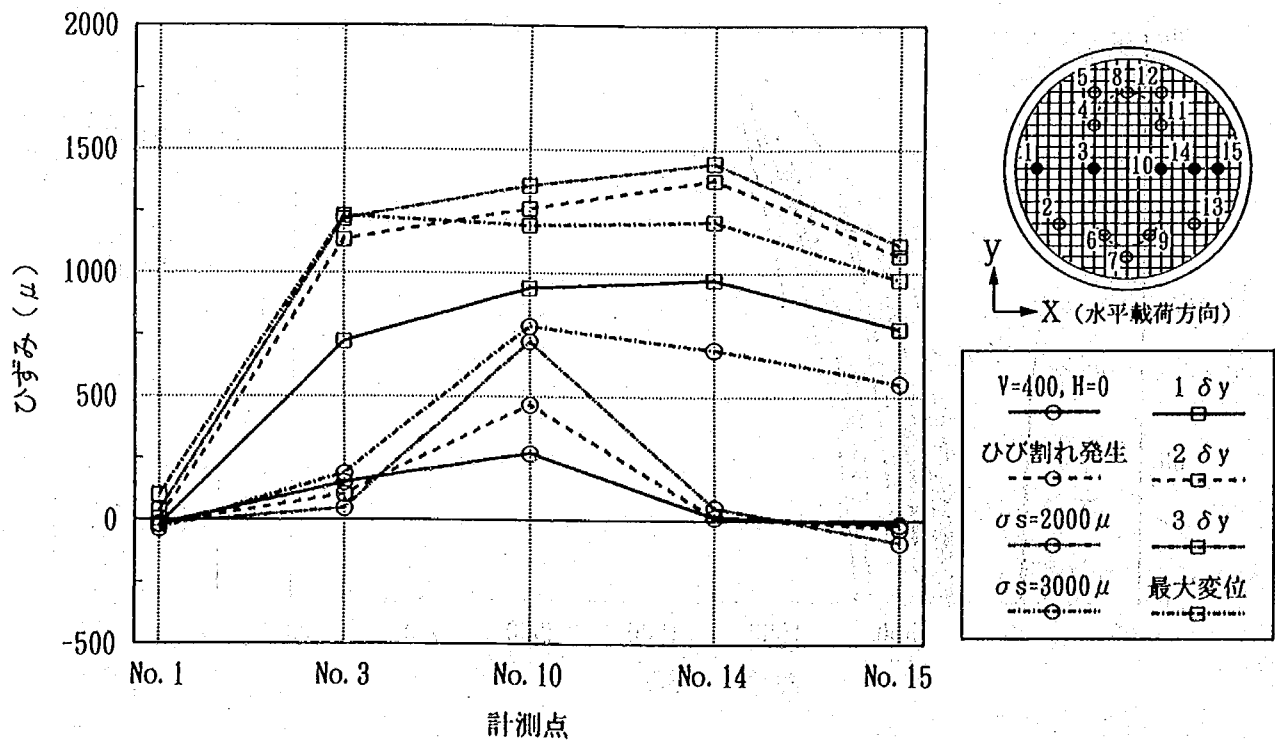


図-参 2.1.36 下側鉄筋ひずみ分布

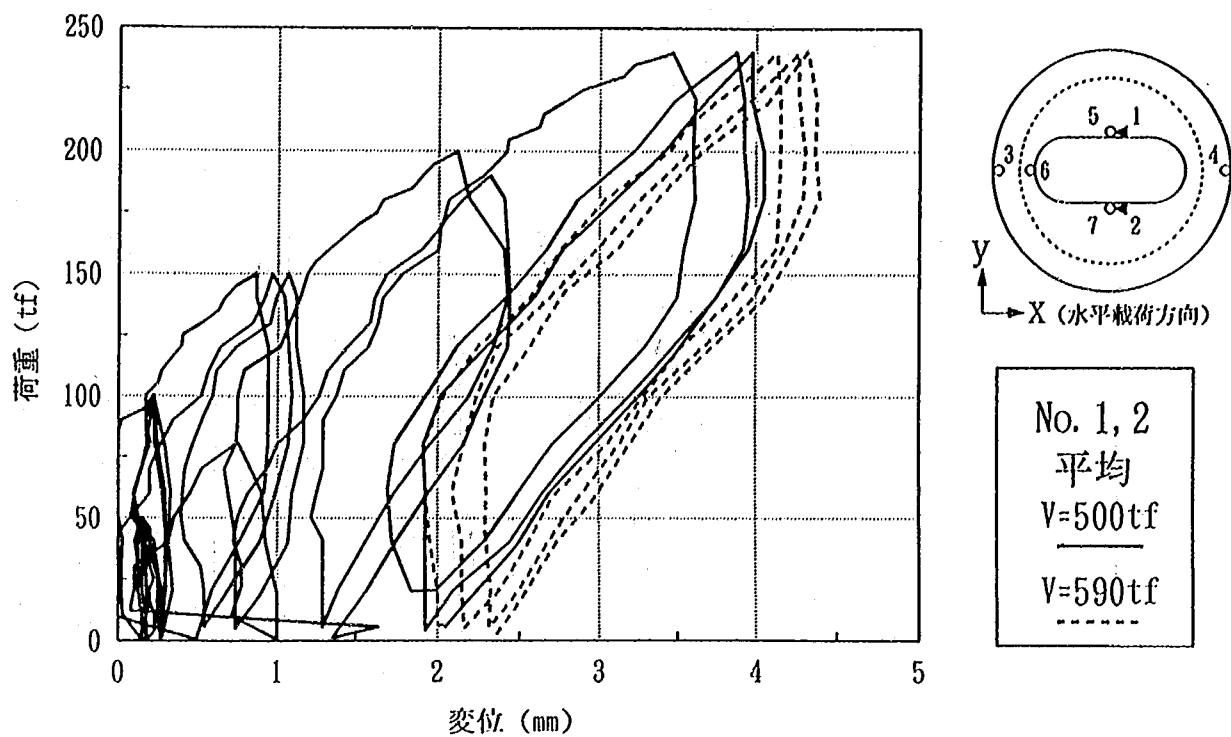


图-参 2.2.1 水平荷重—橋脚頂部變位關係

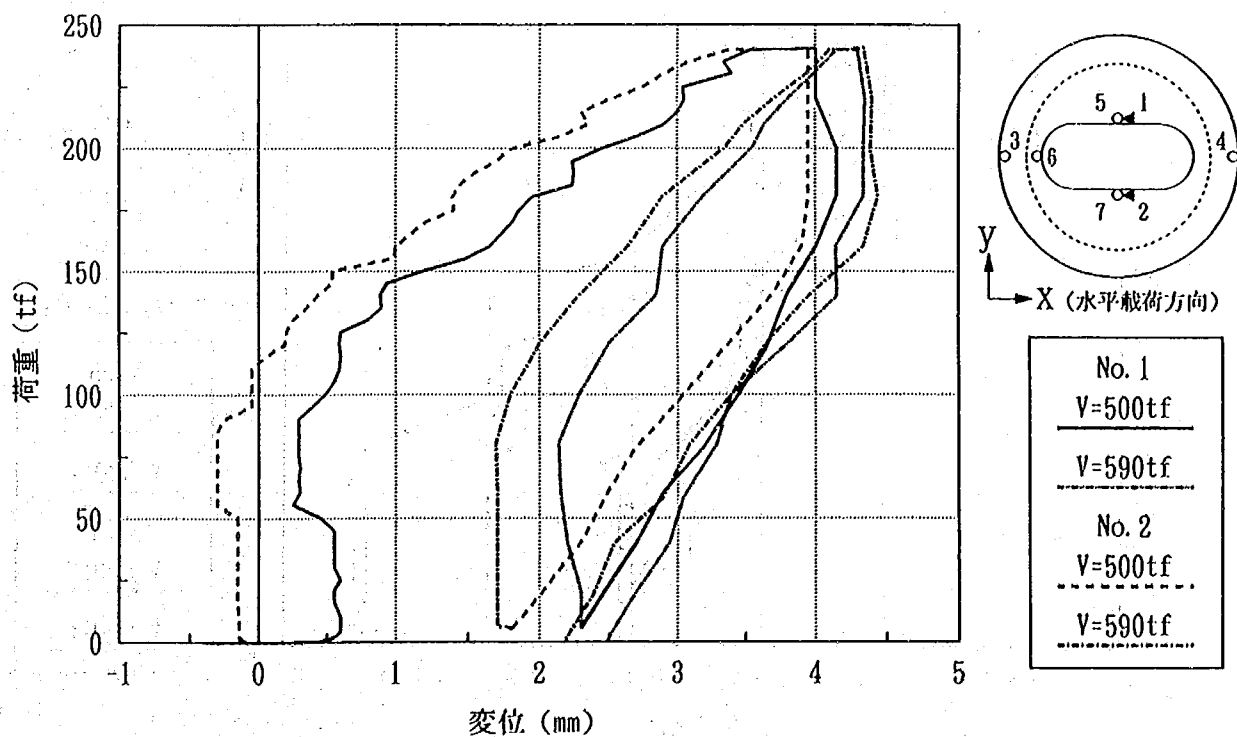


图-参 2.2.2 水平荷重—橋脚頂部變位關係

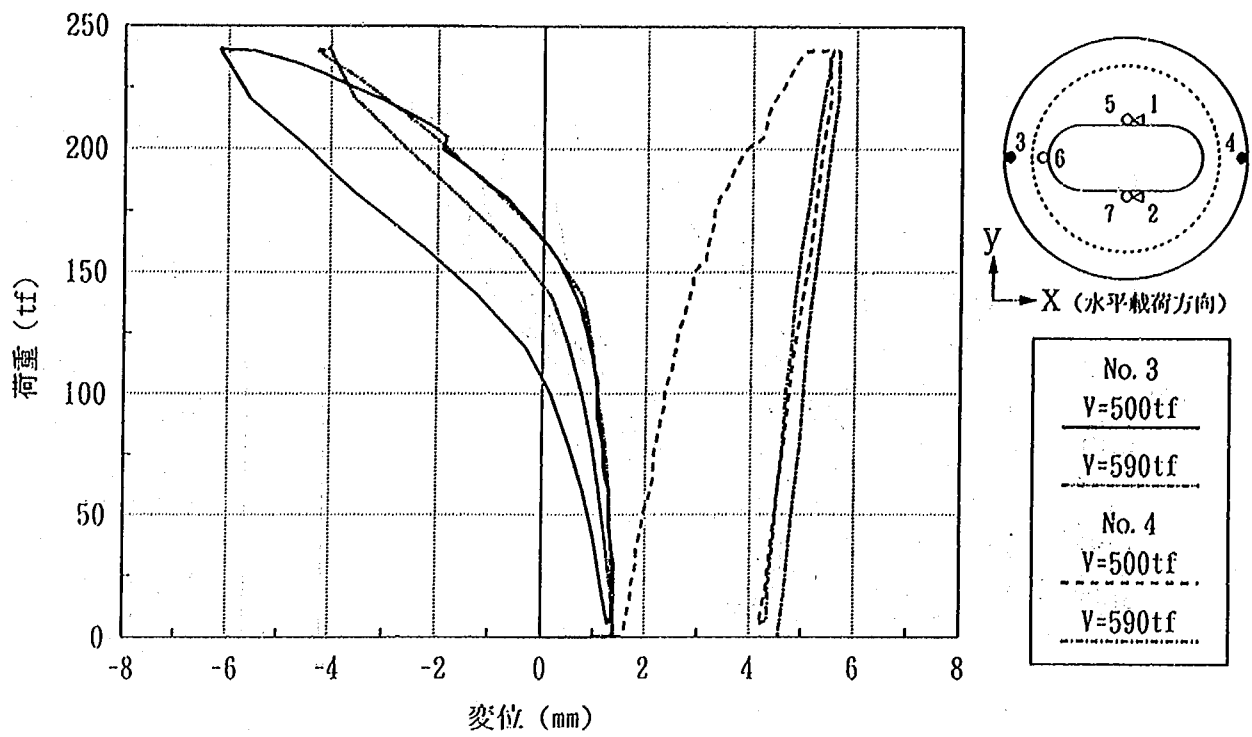


図-参 2.2.3 水平荷重—上面変位関係

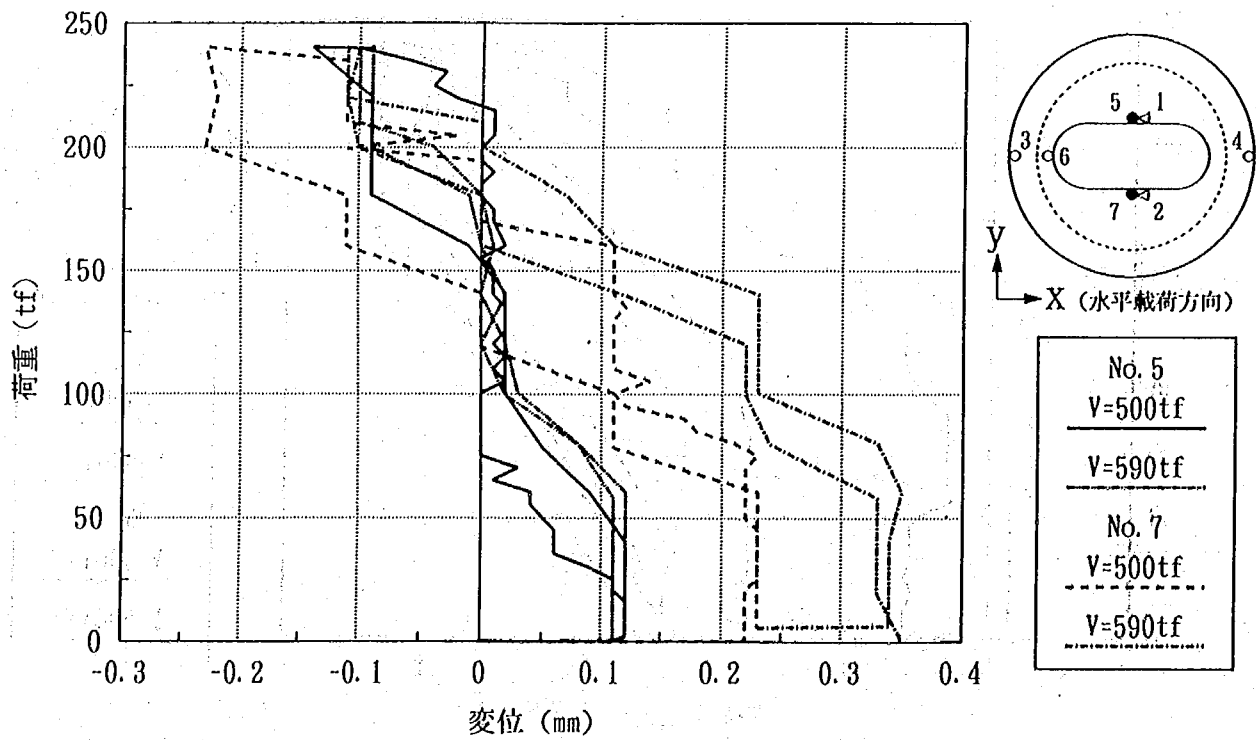


図-参 2.2.4 水平荷重—上面変位関係

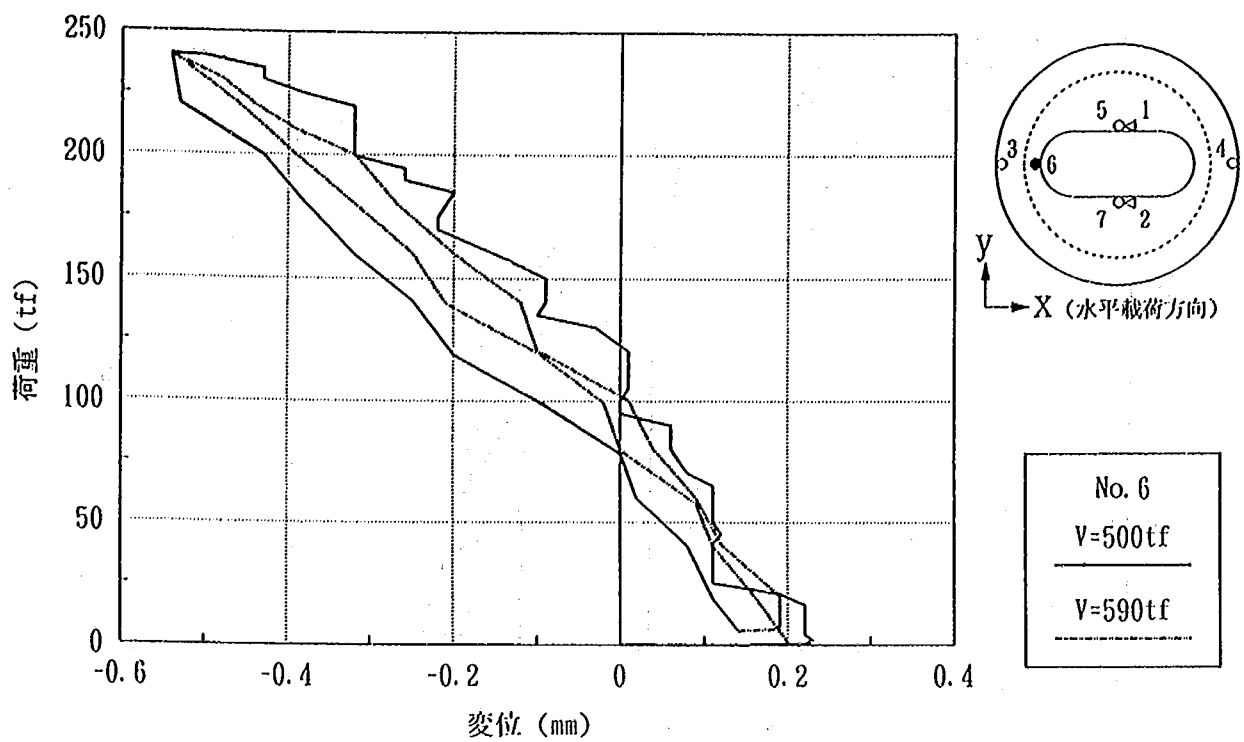


図-参 2.2.5 水平荷重—上面変位関係

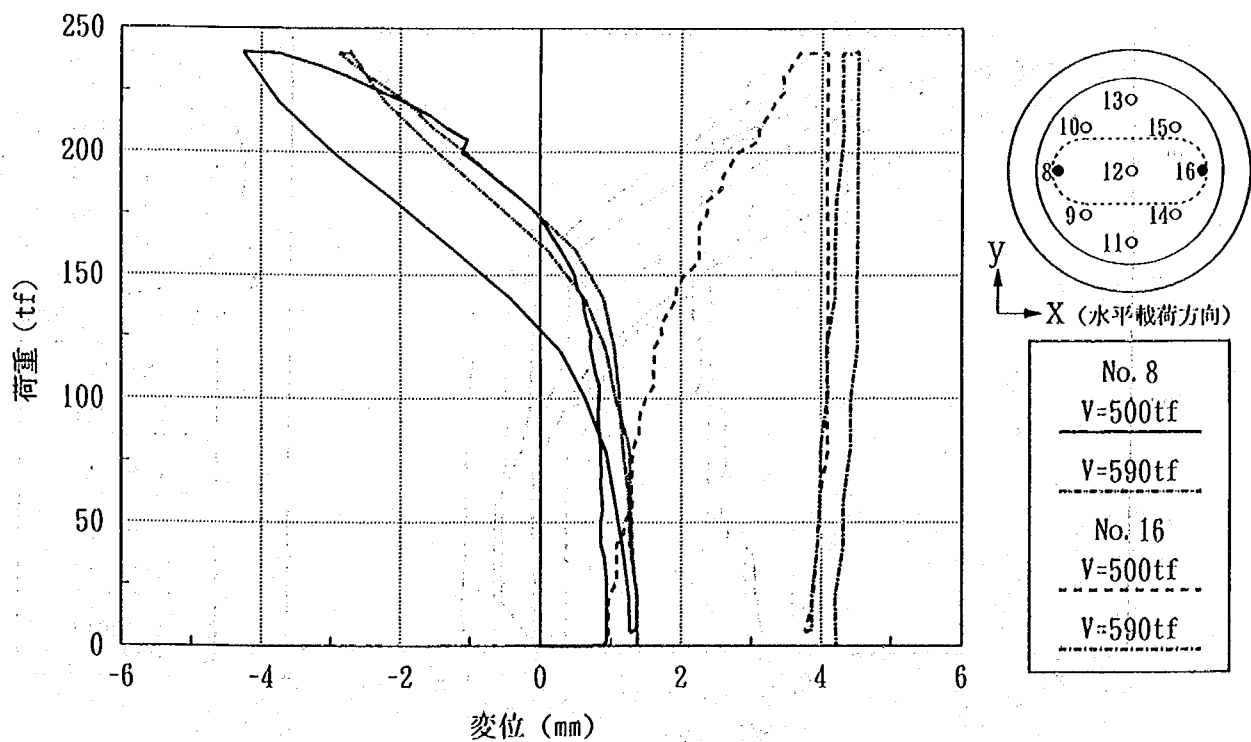


図-参 2.2.6 水平荷重—下面変位関係

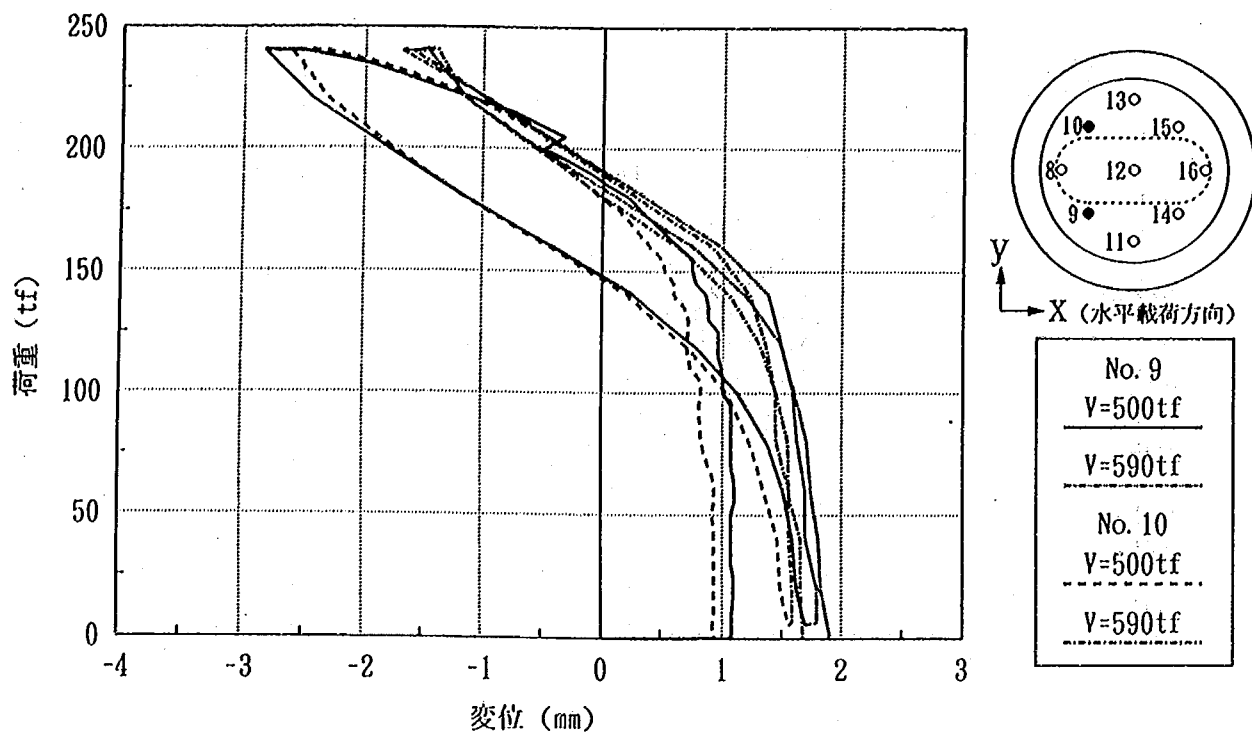


図-参 2.2.7 水平荷重—下面変位関係

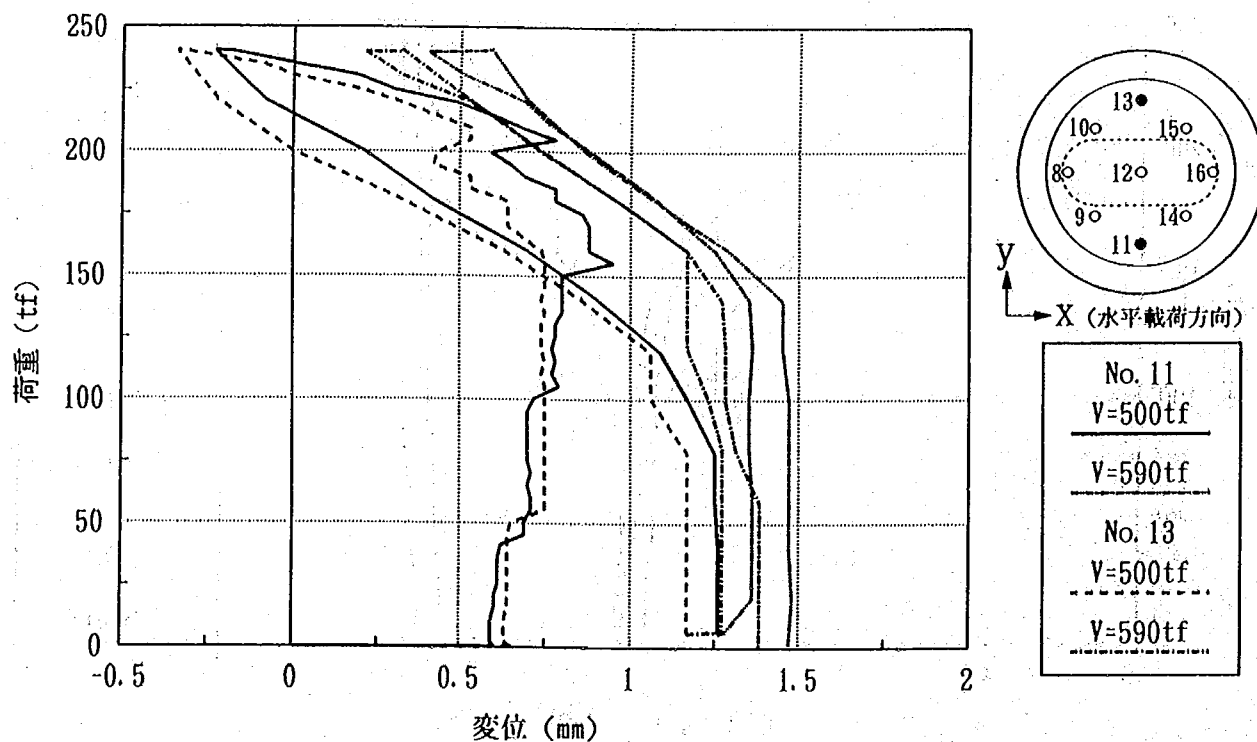


図-参 2.2.8 水平荷重—下面変位関係

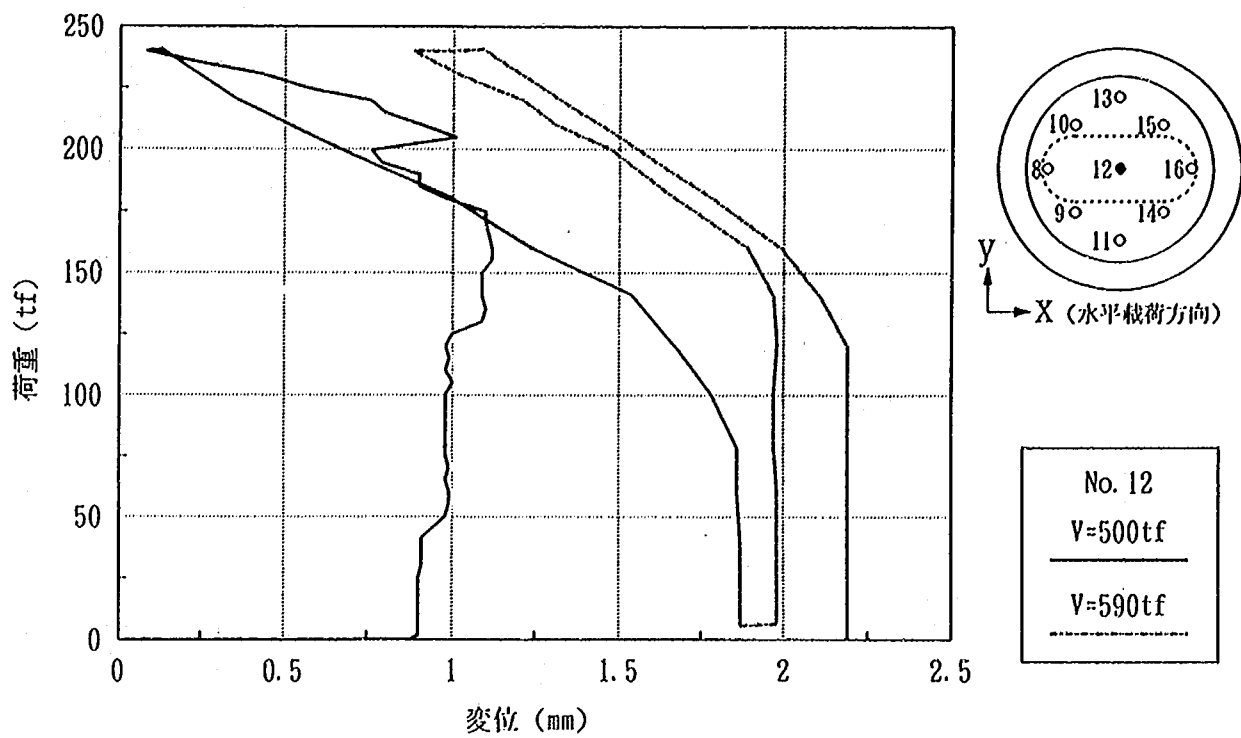


図-参 2.2.9 水平荷重一下面変位関係

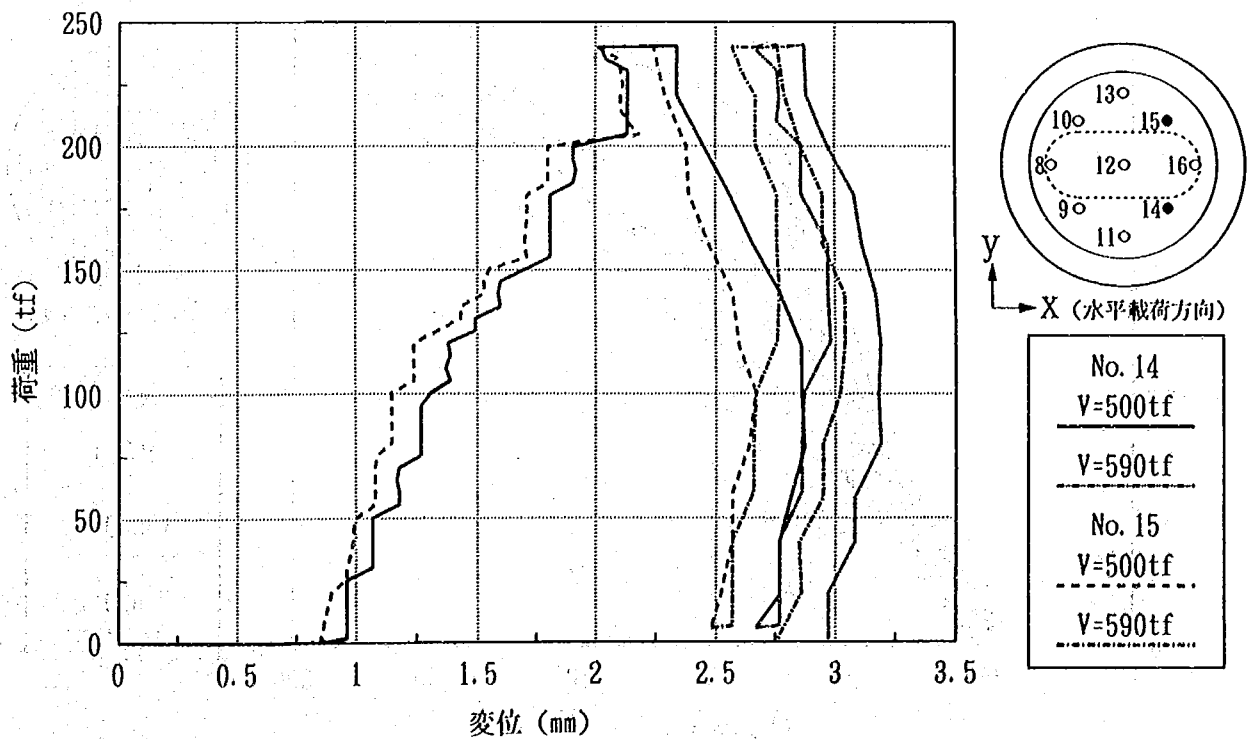


図-参 2.2.10 水平荷重一下面変位関係

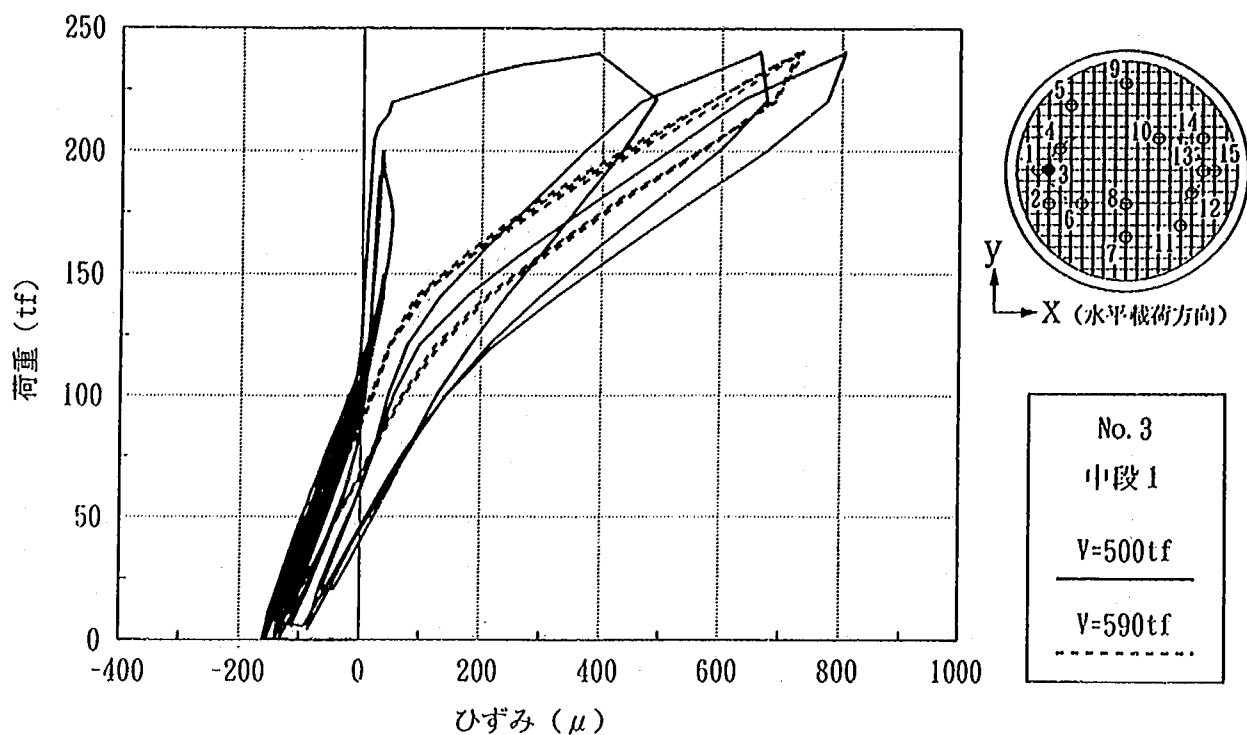


図-参 2.2.11 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

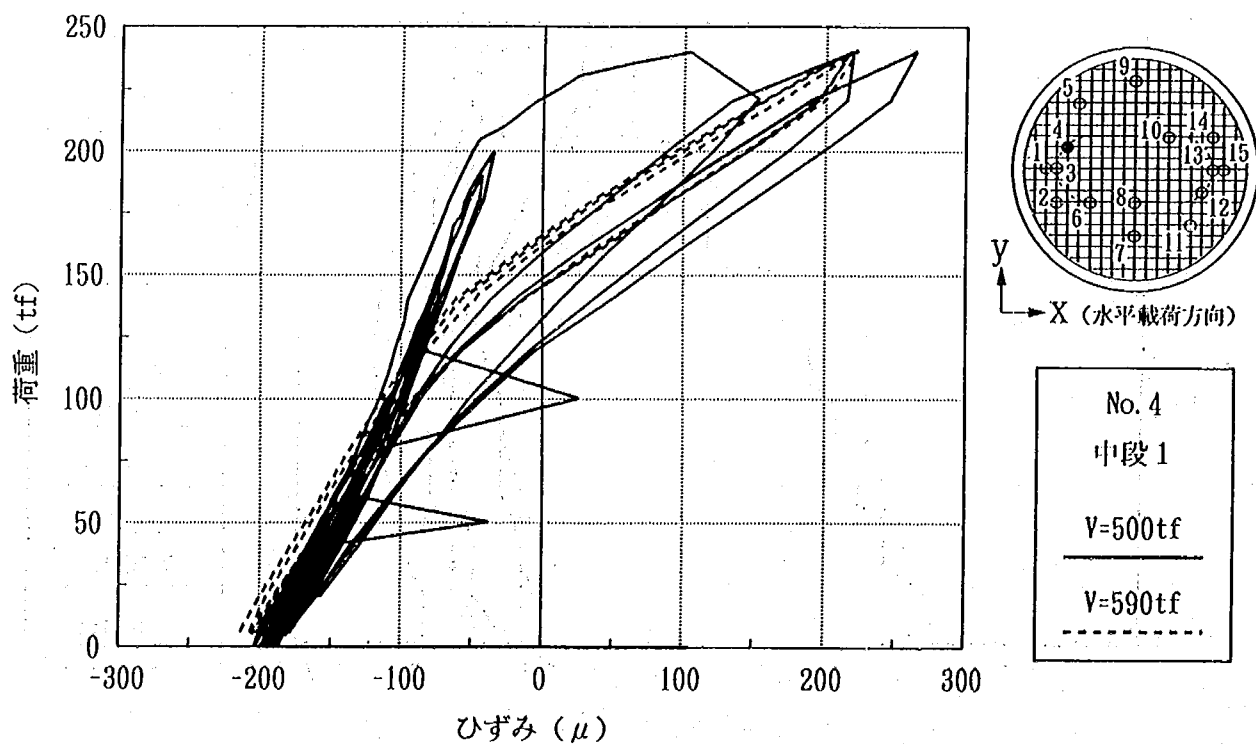


図-参 2.2.12 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

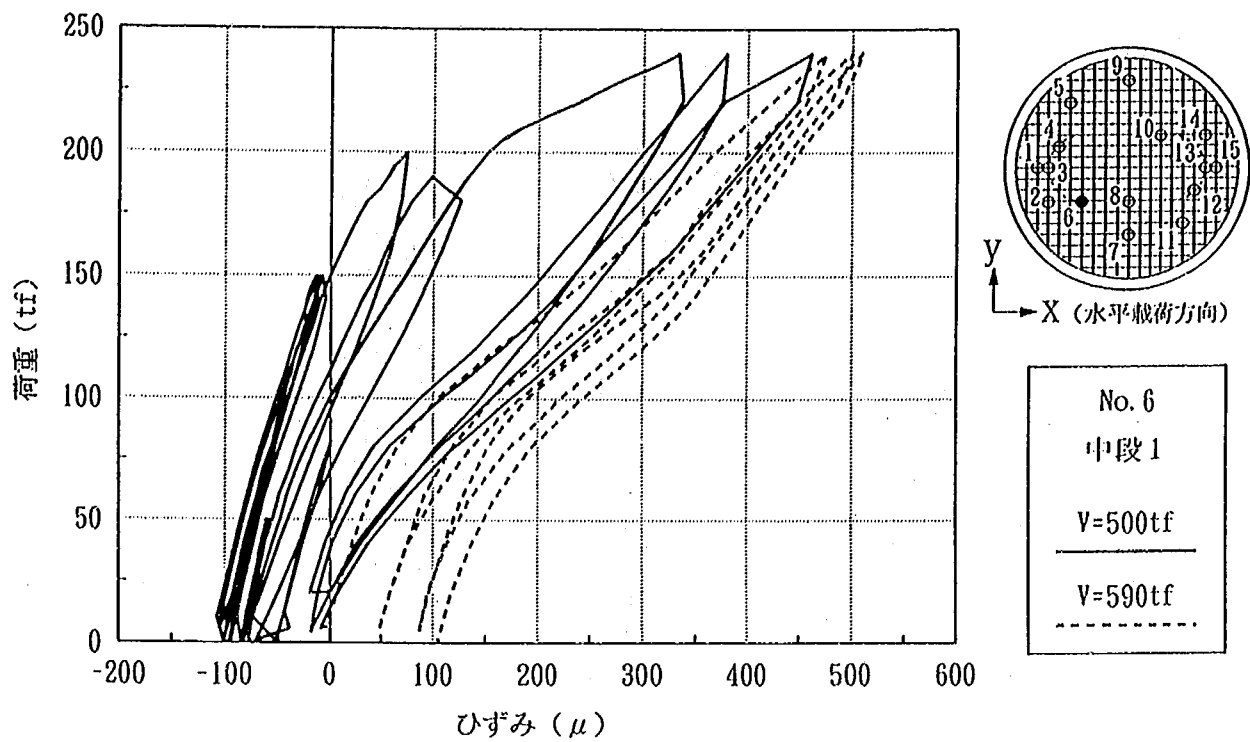


図-参 2.2.13 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

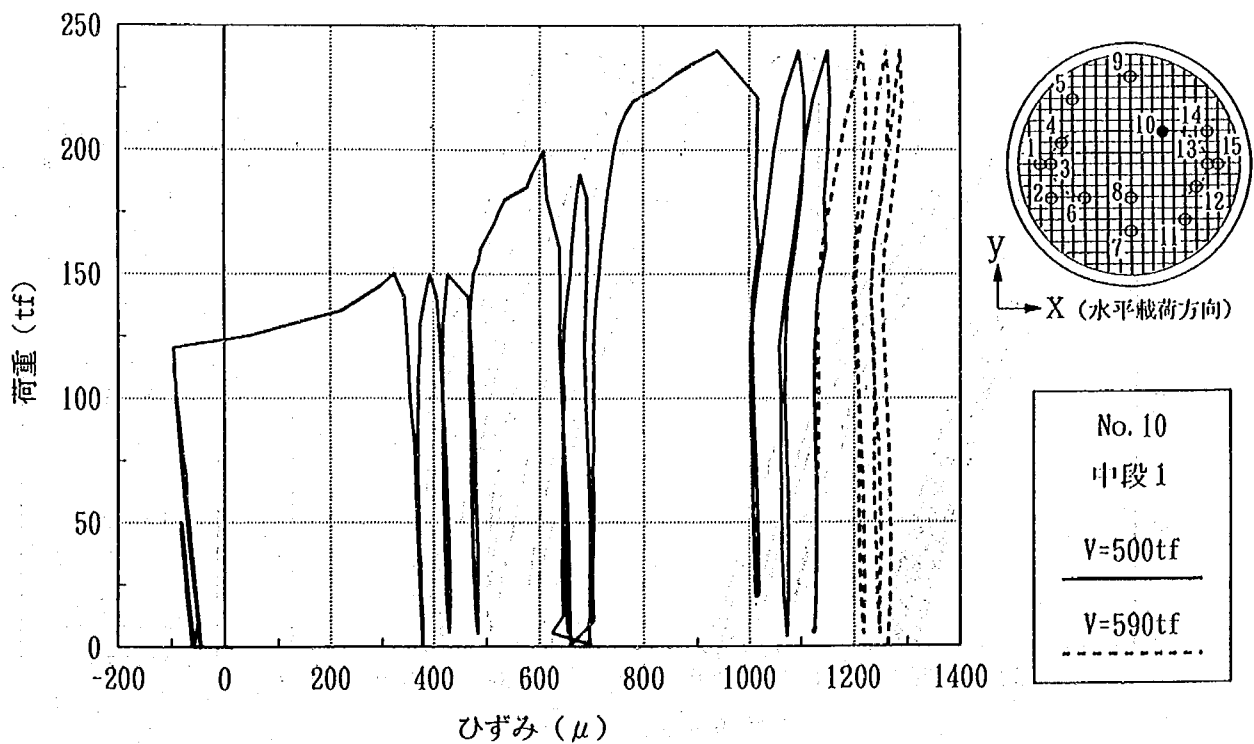


図-参 2.2.14 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

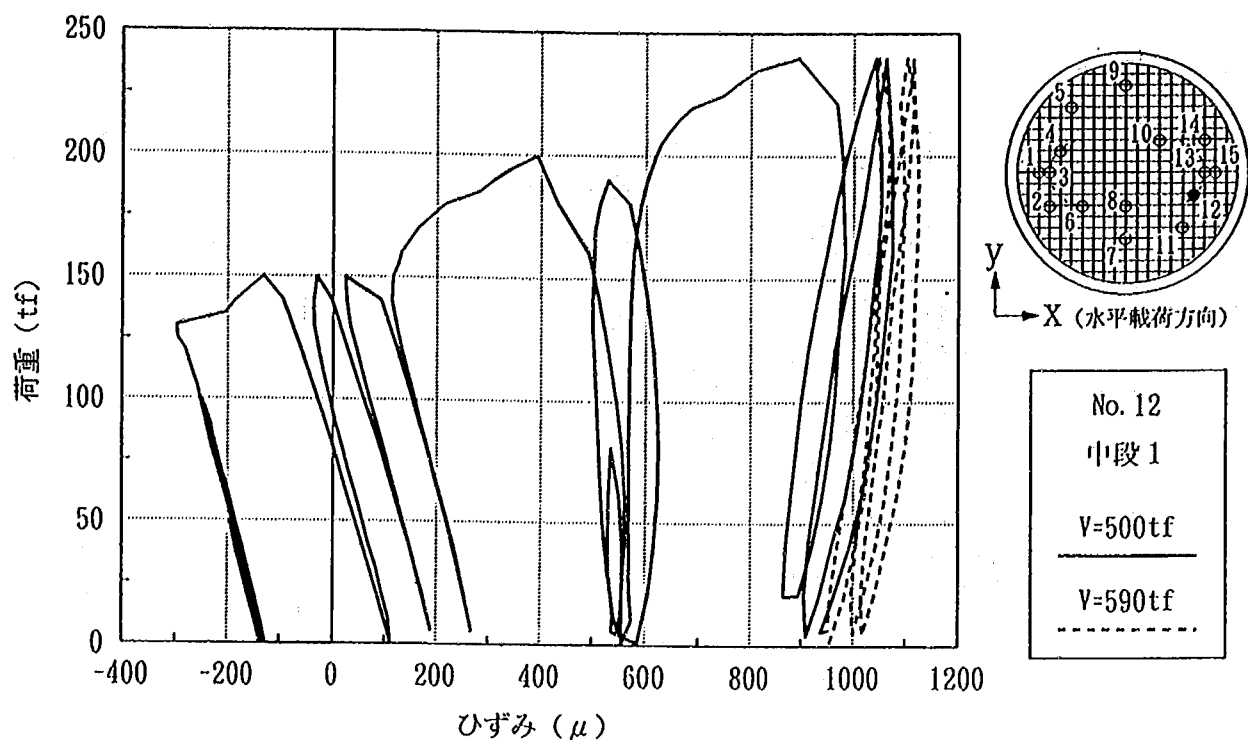


図-参 2.2.15 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

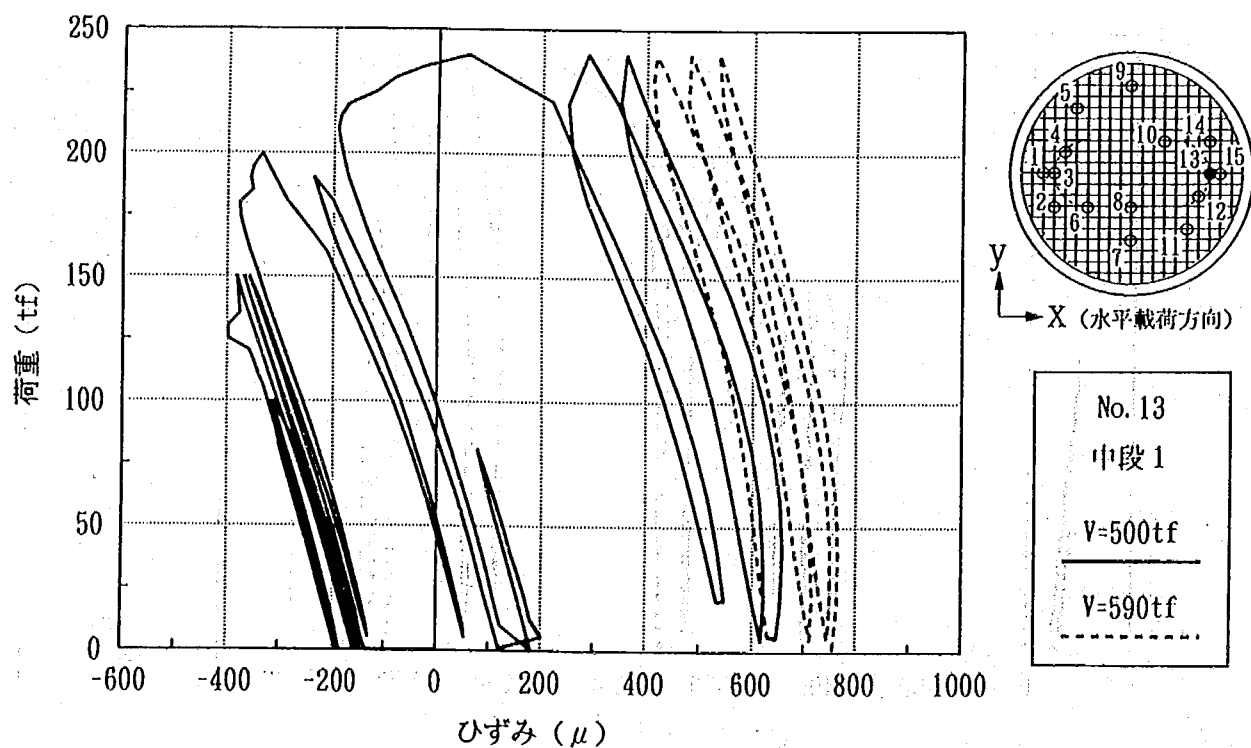


図-参 2.2.16 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

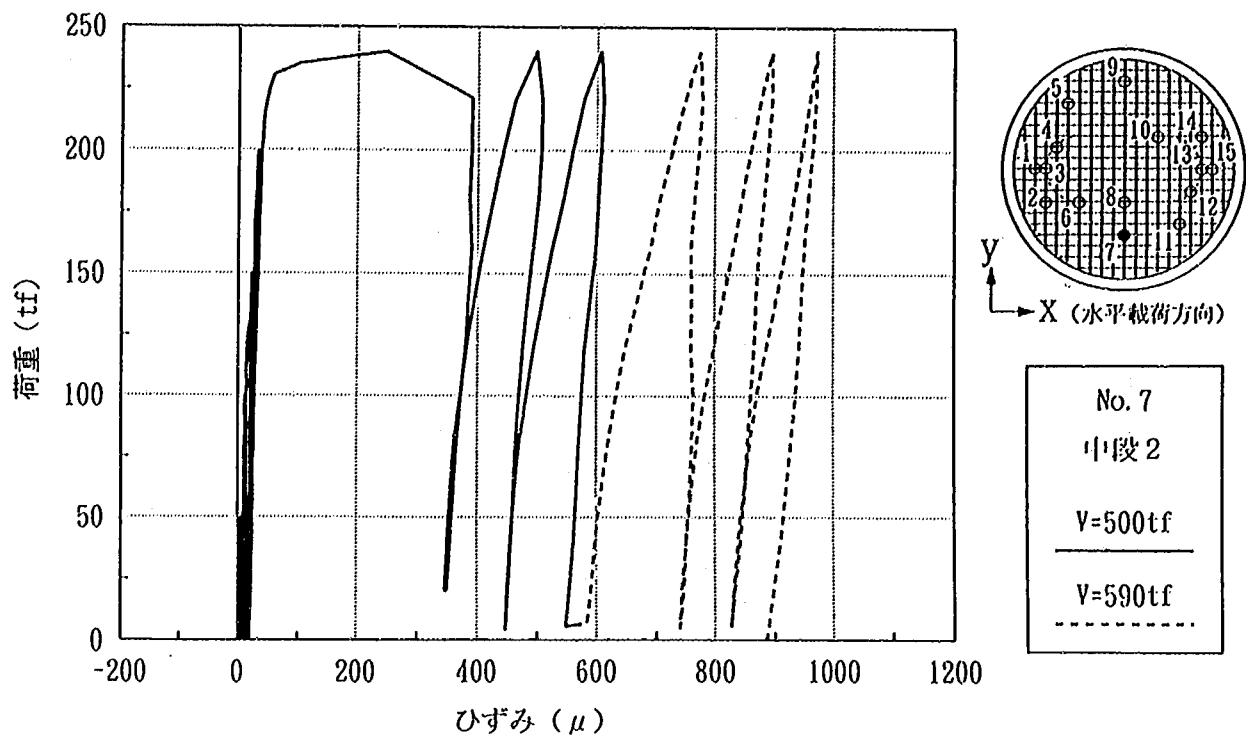


図-参 2.2.17 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

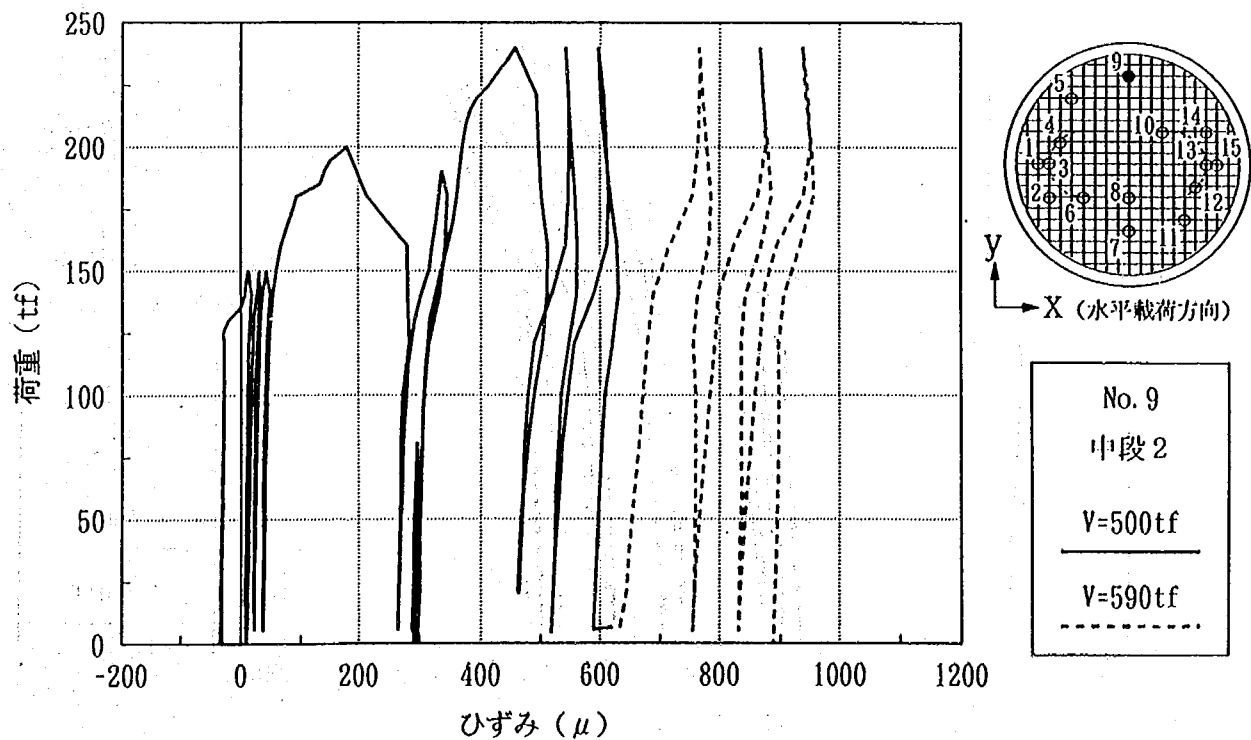


図-参 2.2.18 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

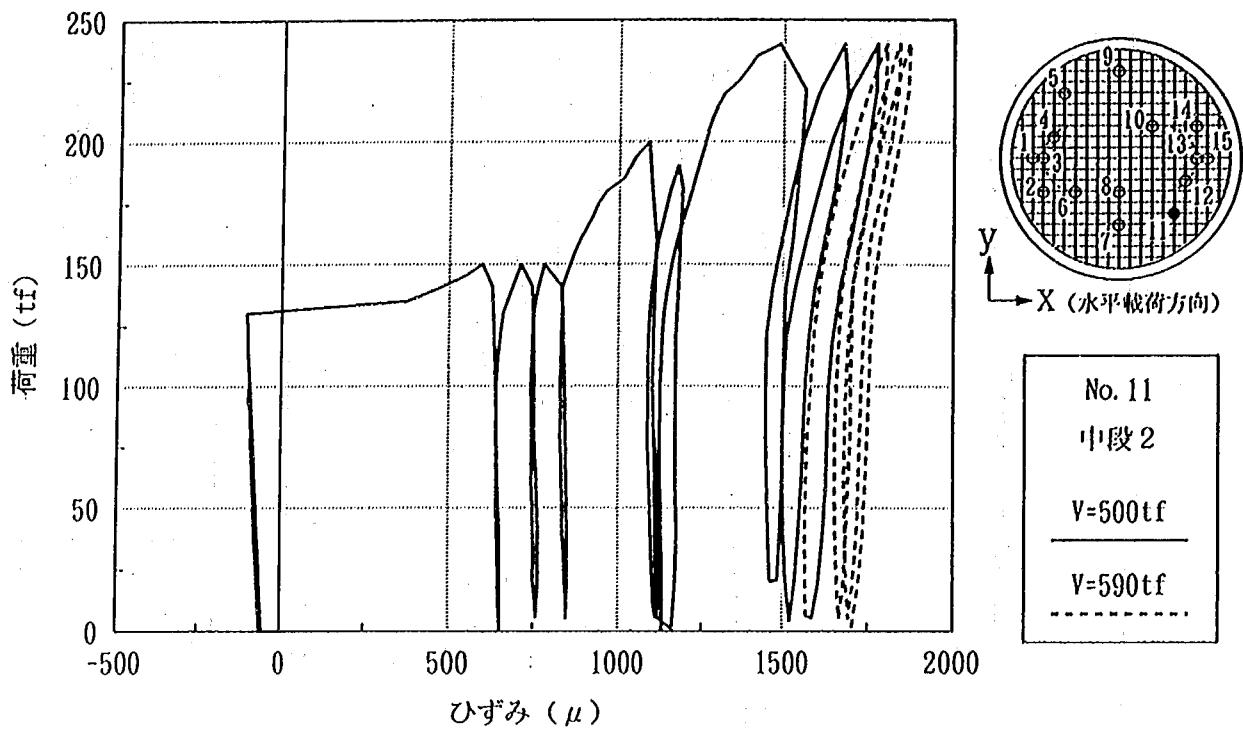


図-参 2.2.19 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

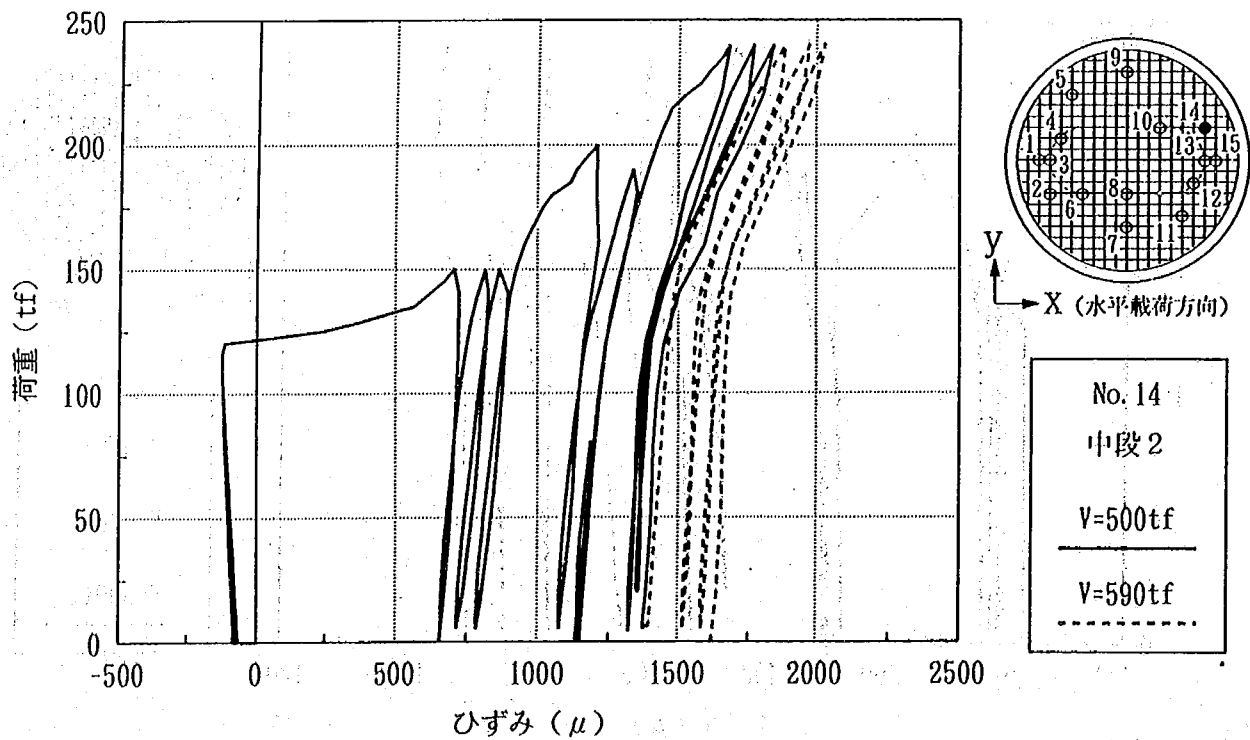


図-参 2.2.20 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

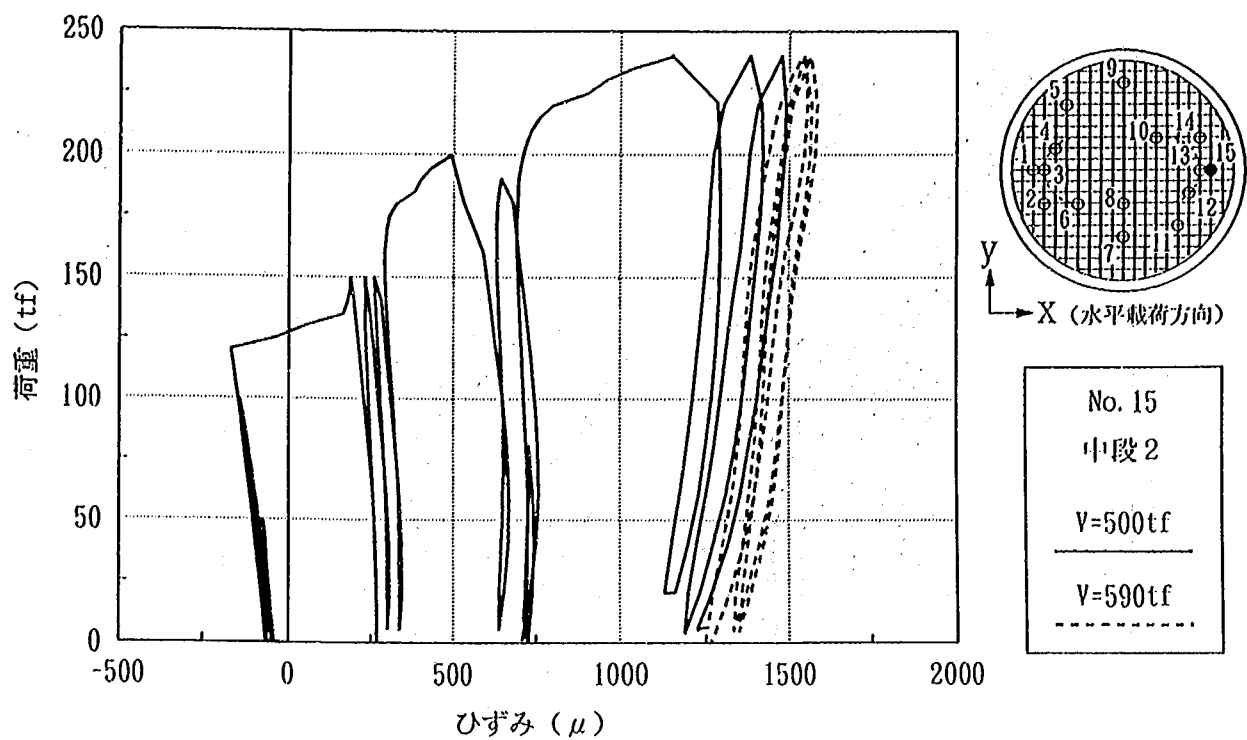


図-参 2.2.21 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

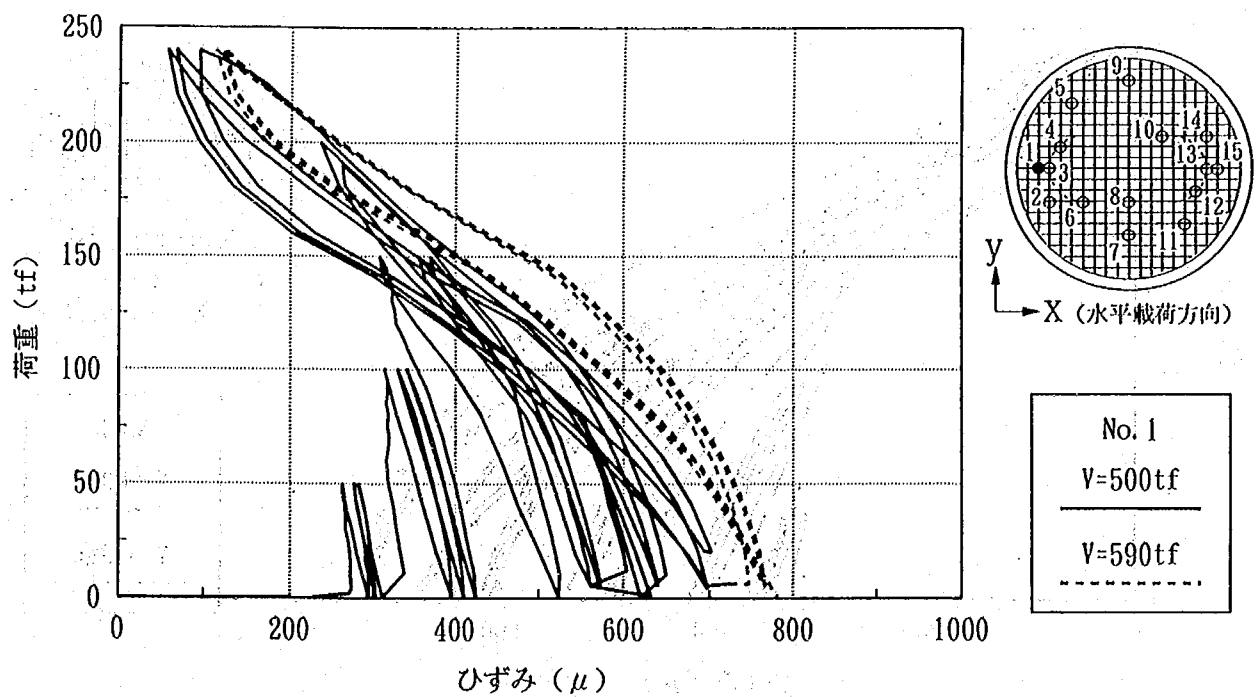


図-参 2.2.22 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

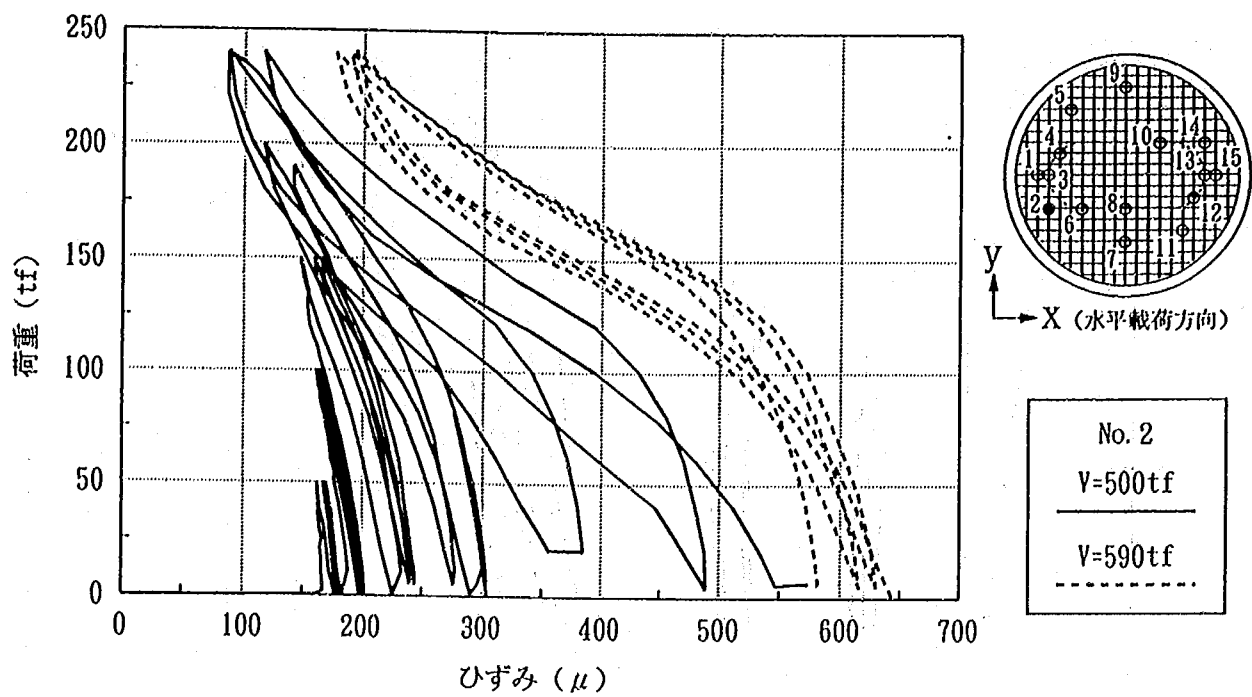


図-参 2.2.23 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

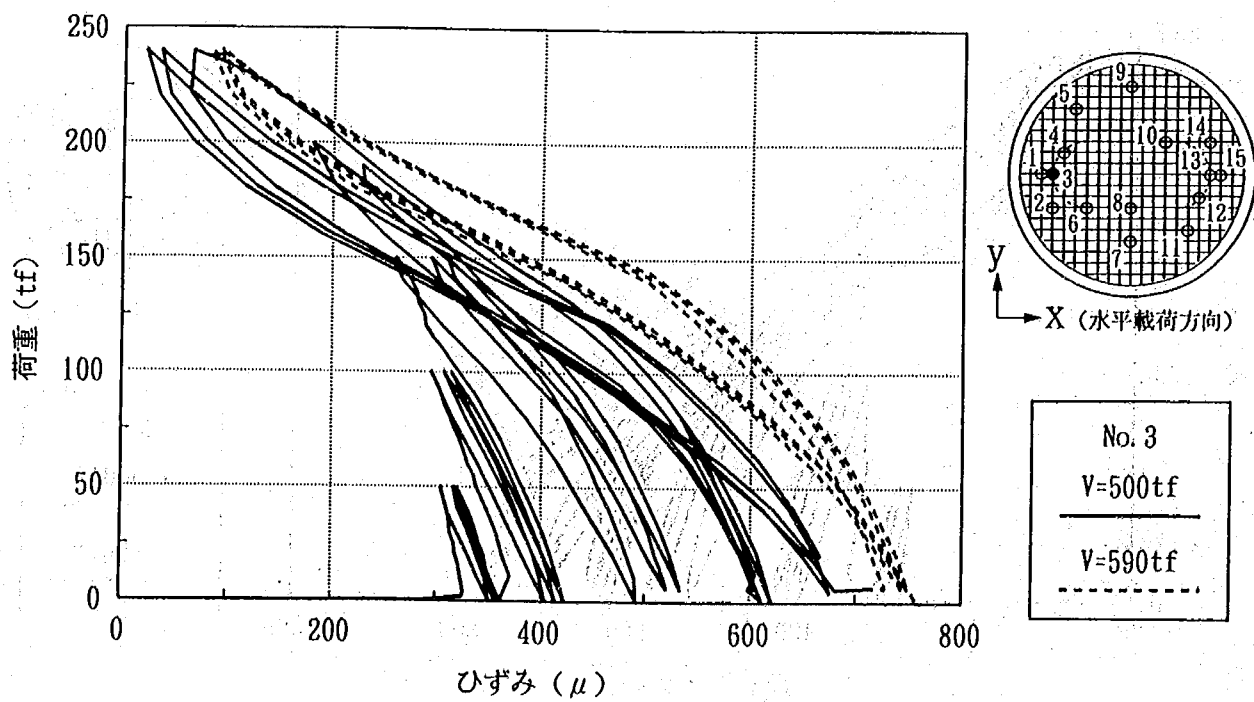


図-参 2.2.24 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

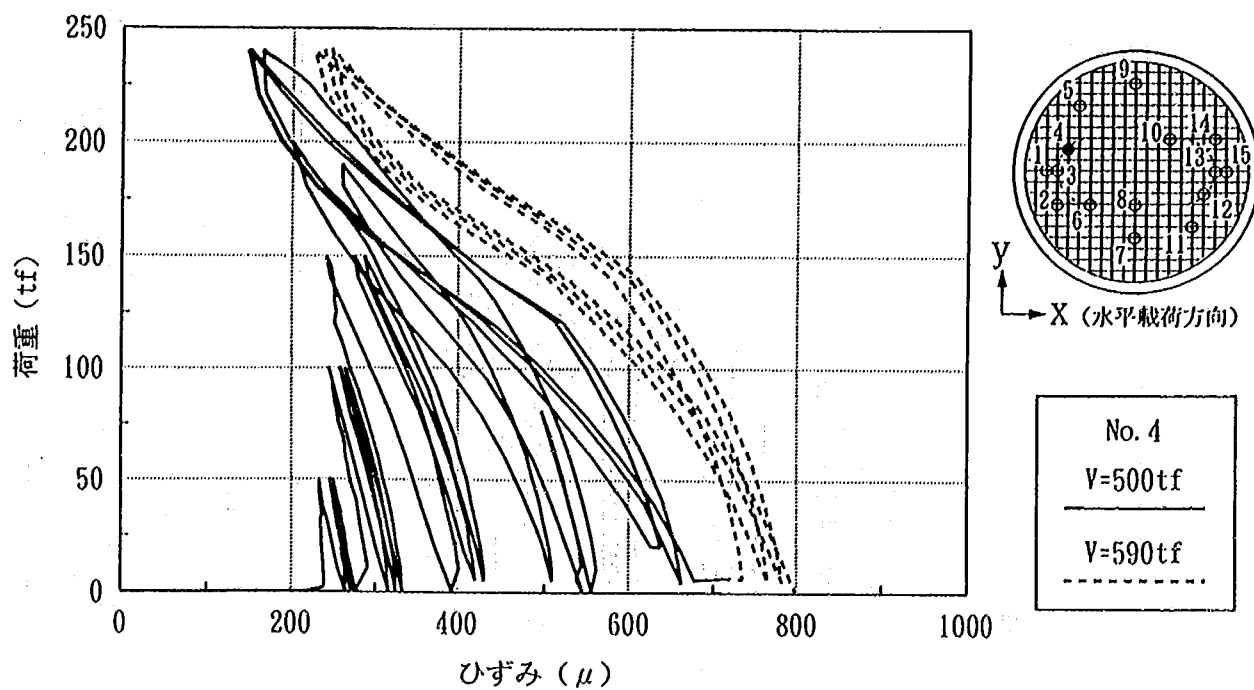


図-参 2.2.25 水平荷重一下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

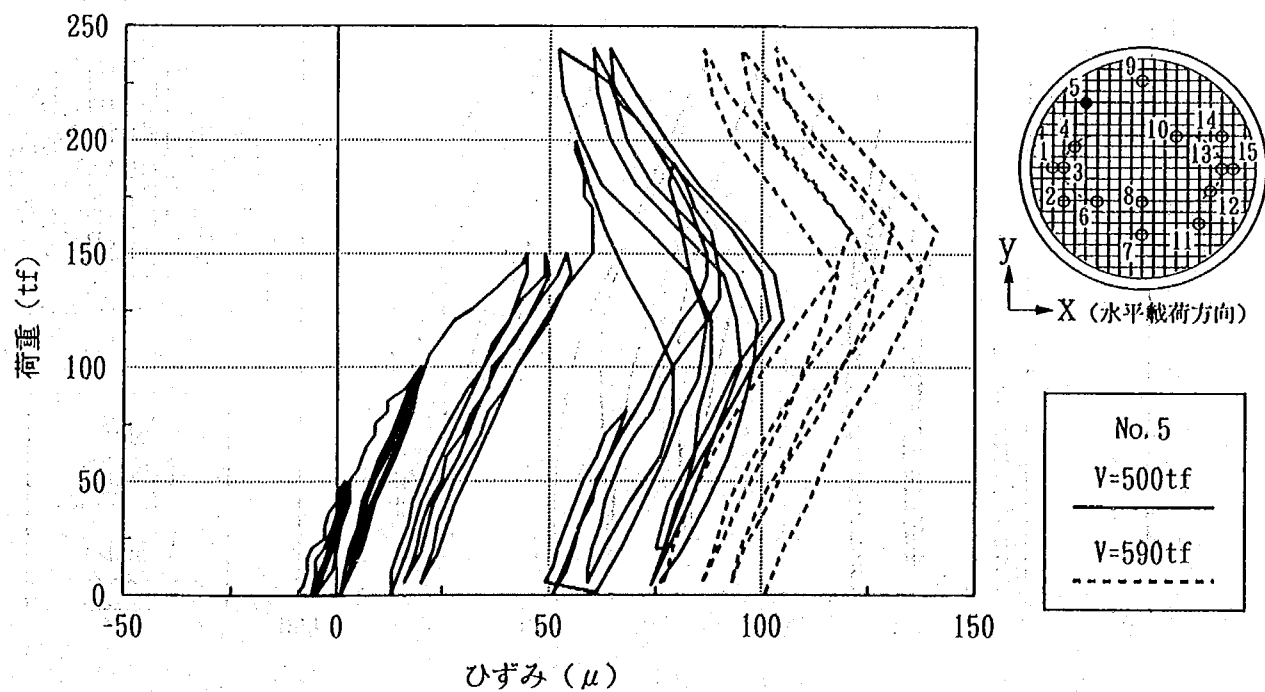


図-参 2.2.26 水平荷重一下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

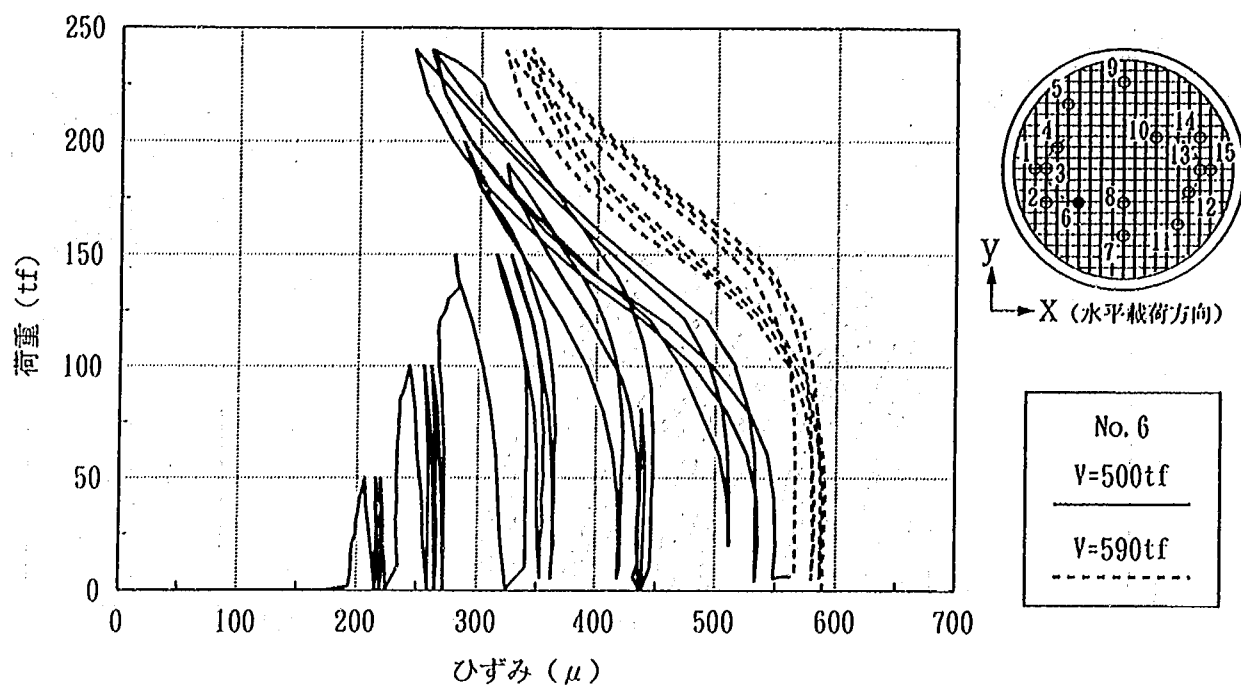


図-参 2.2.27 水平荷重一下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

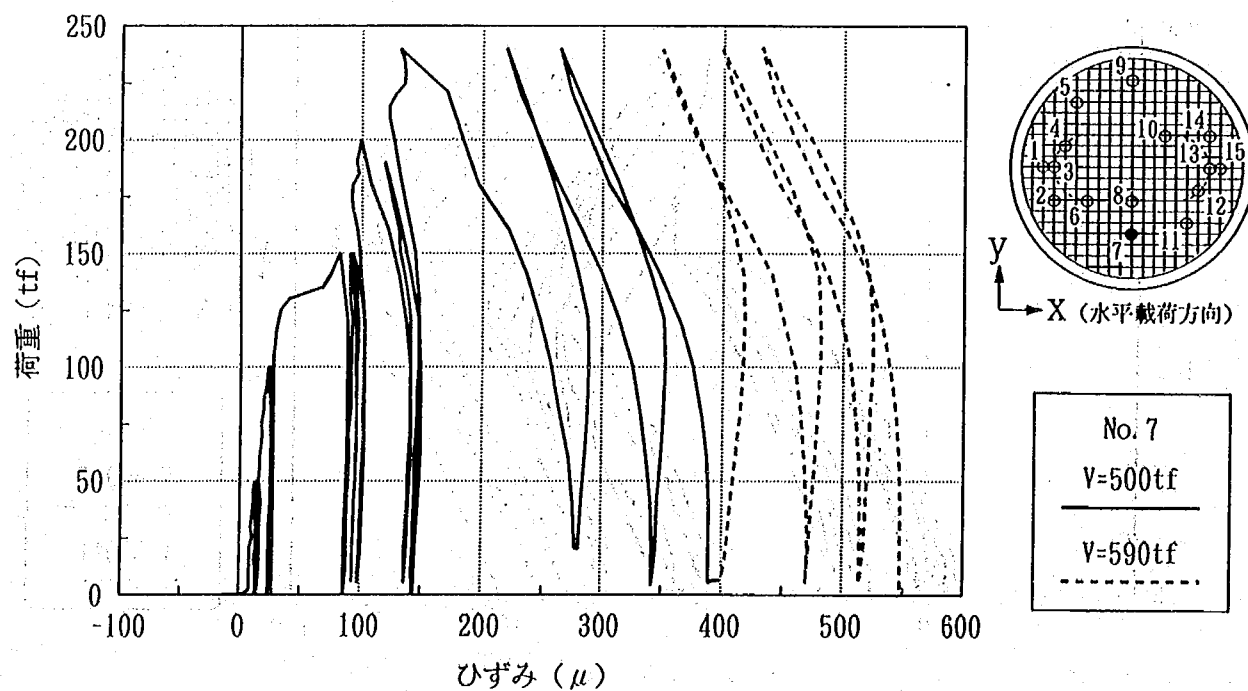


図-参 2.2.28 水平荷重一下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

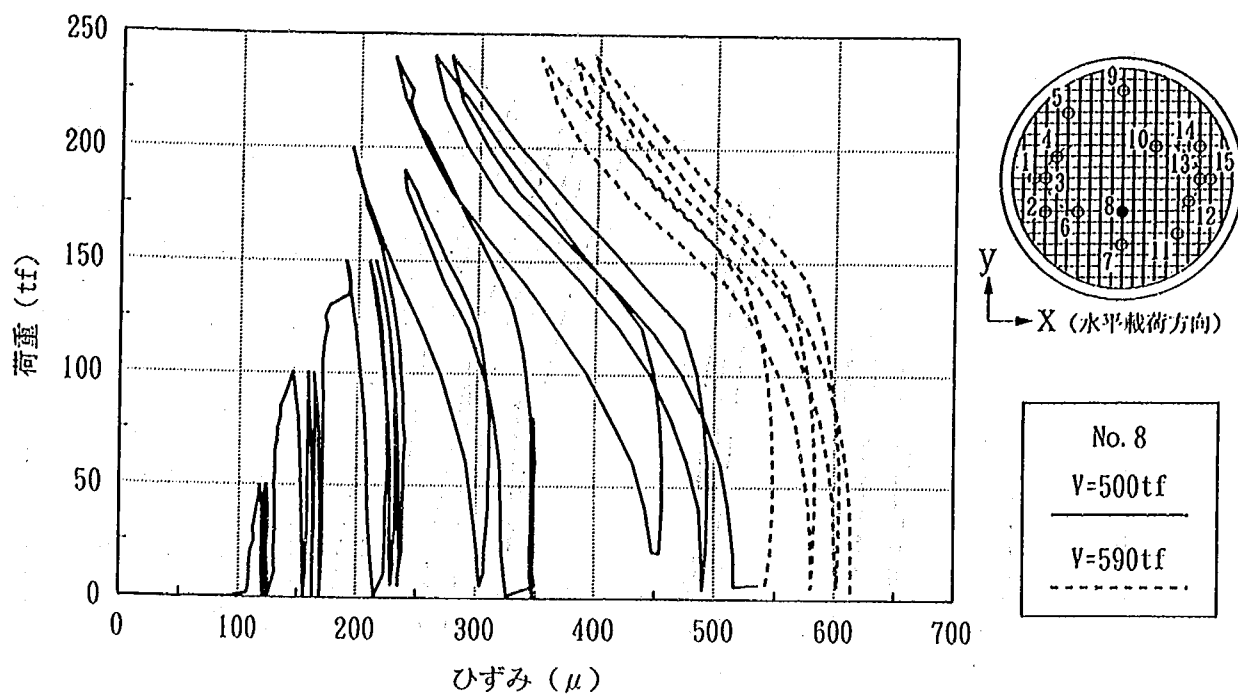


図-参 2.2.29 水平荷重一下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

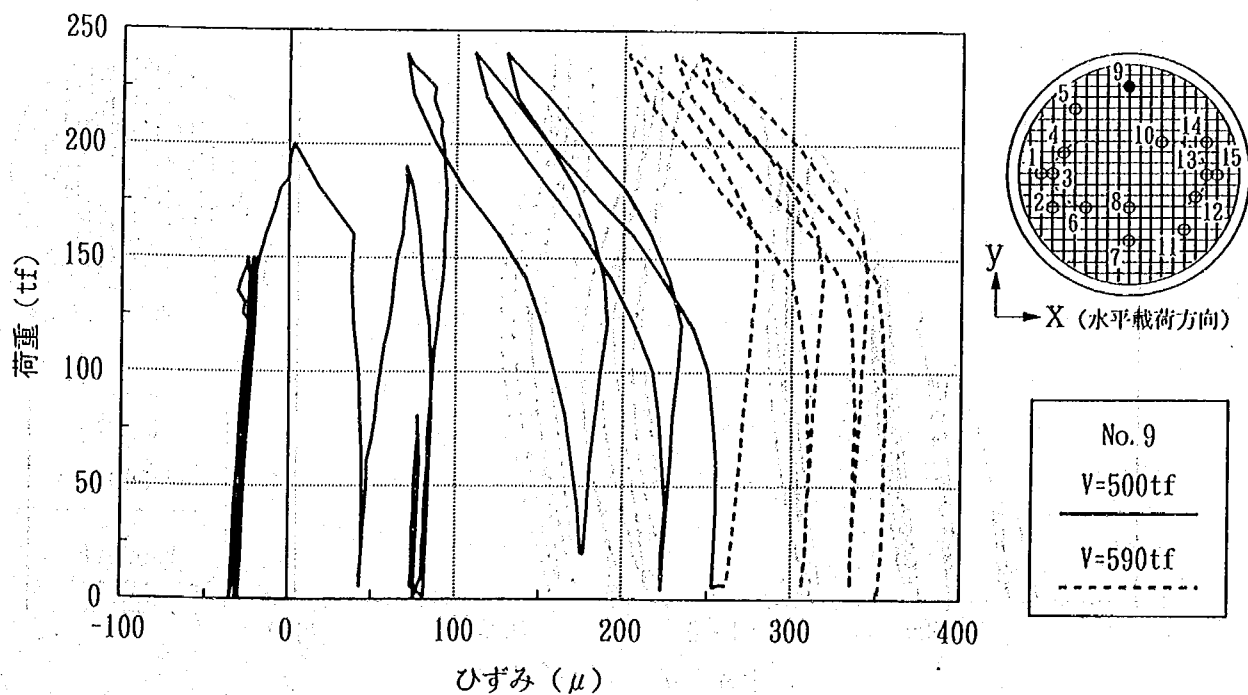


図-参 2.2.30 水平荷重一下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

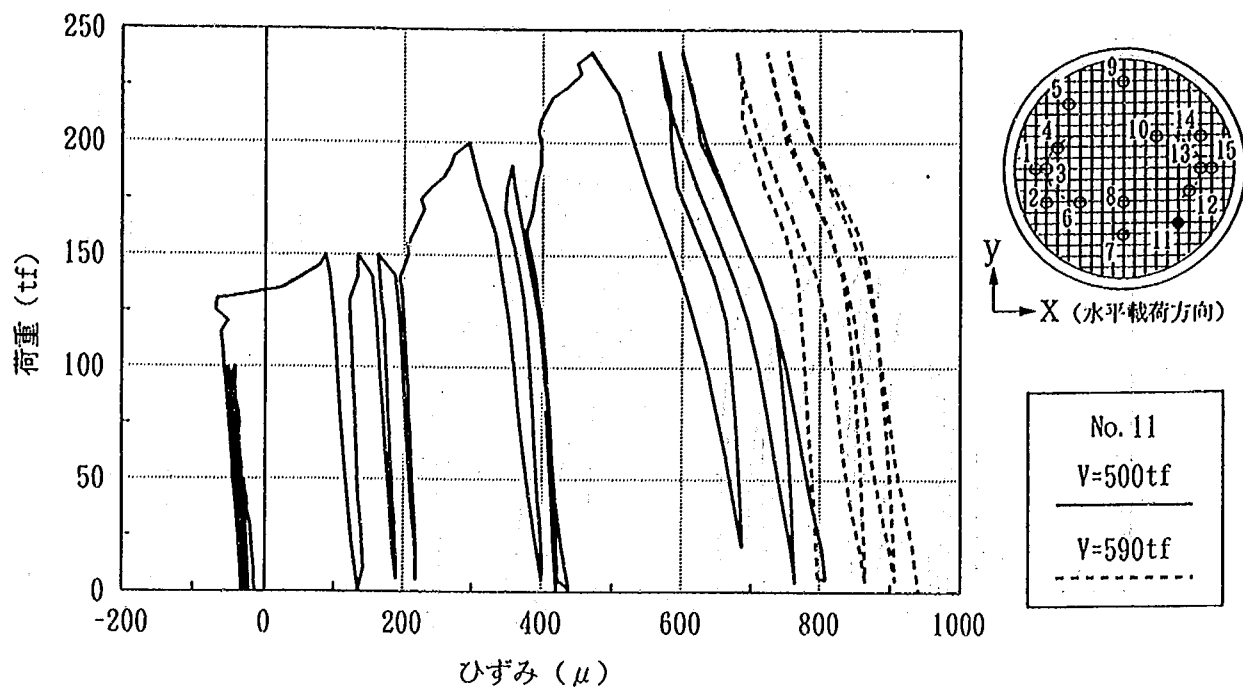


図-参 2.2.31 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

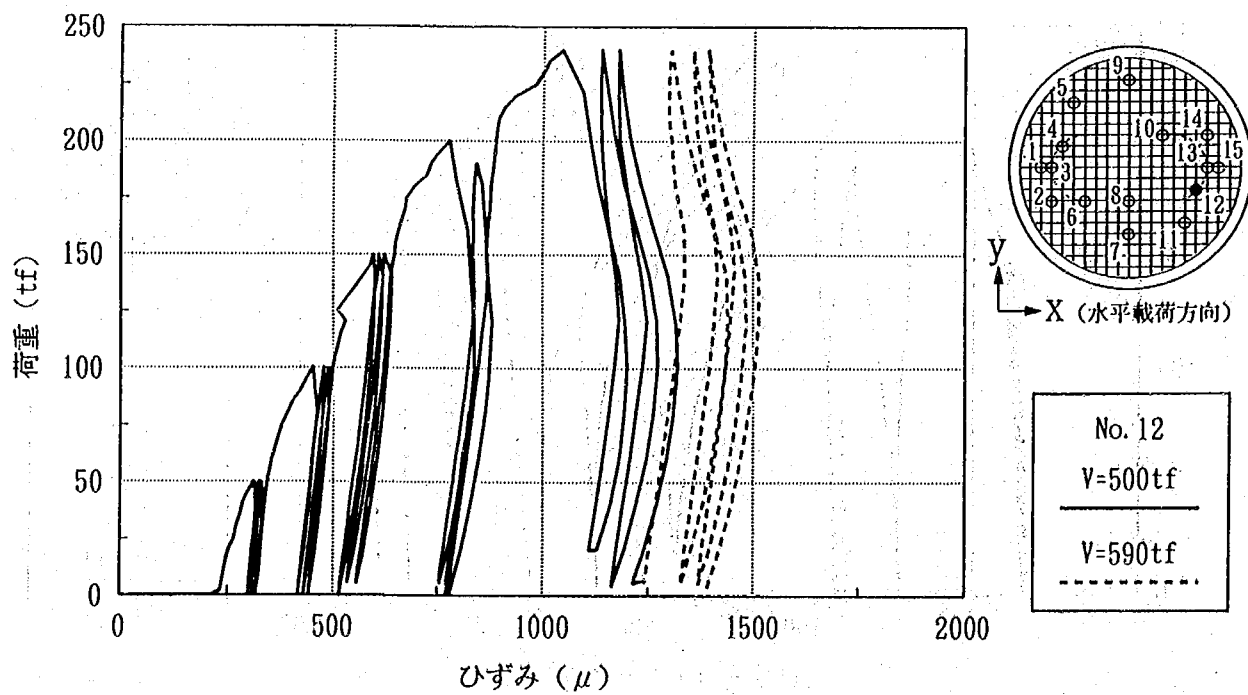


図-参 2.2.32 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

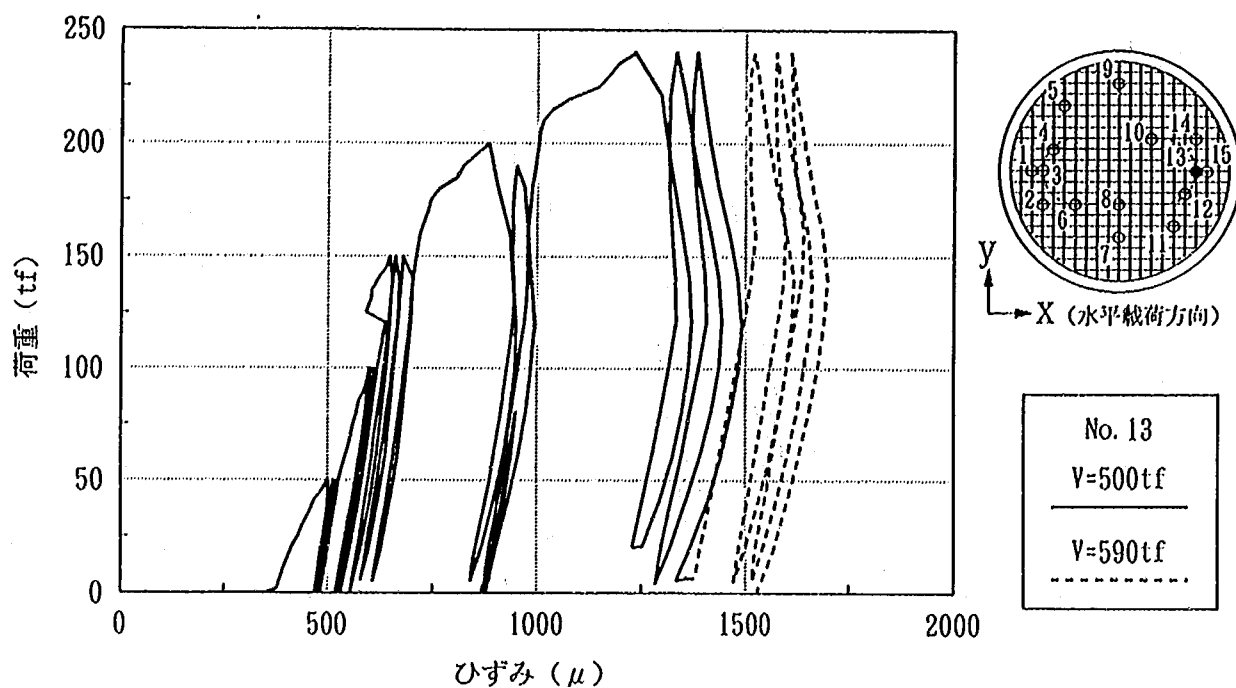


図-参 2.2.33 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

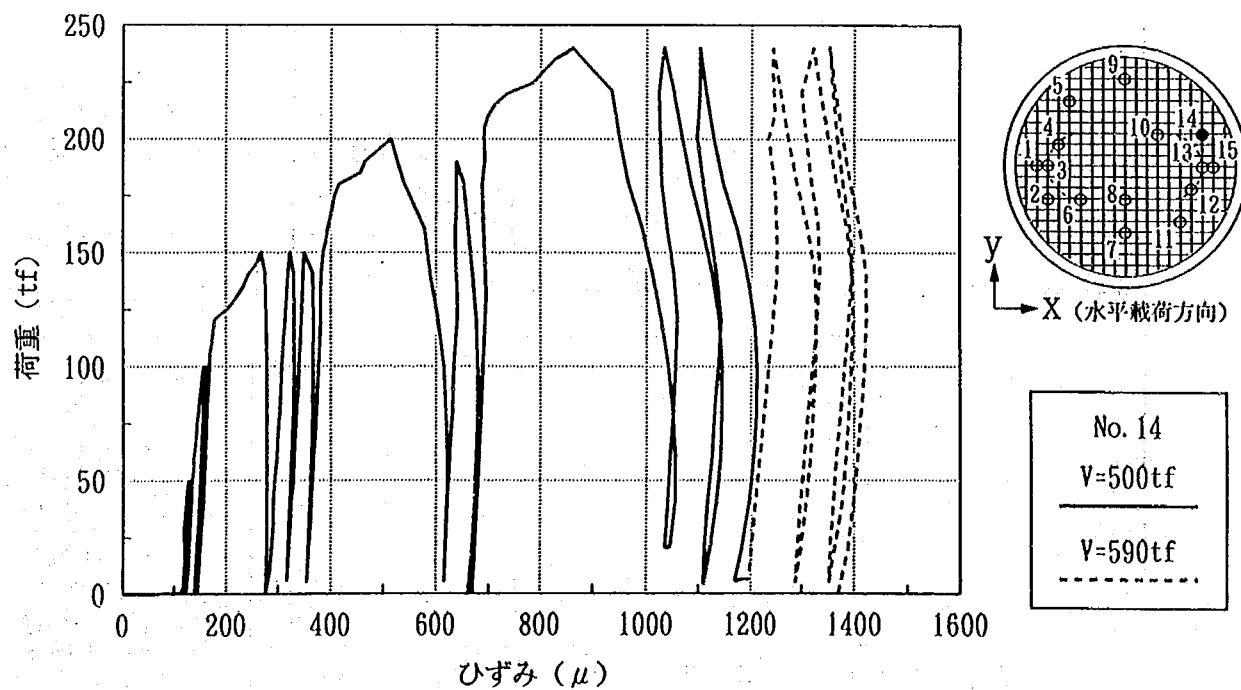


図-参 2.2.34 水平荷重—下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

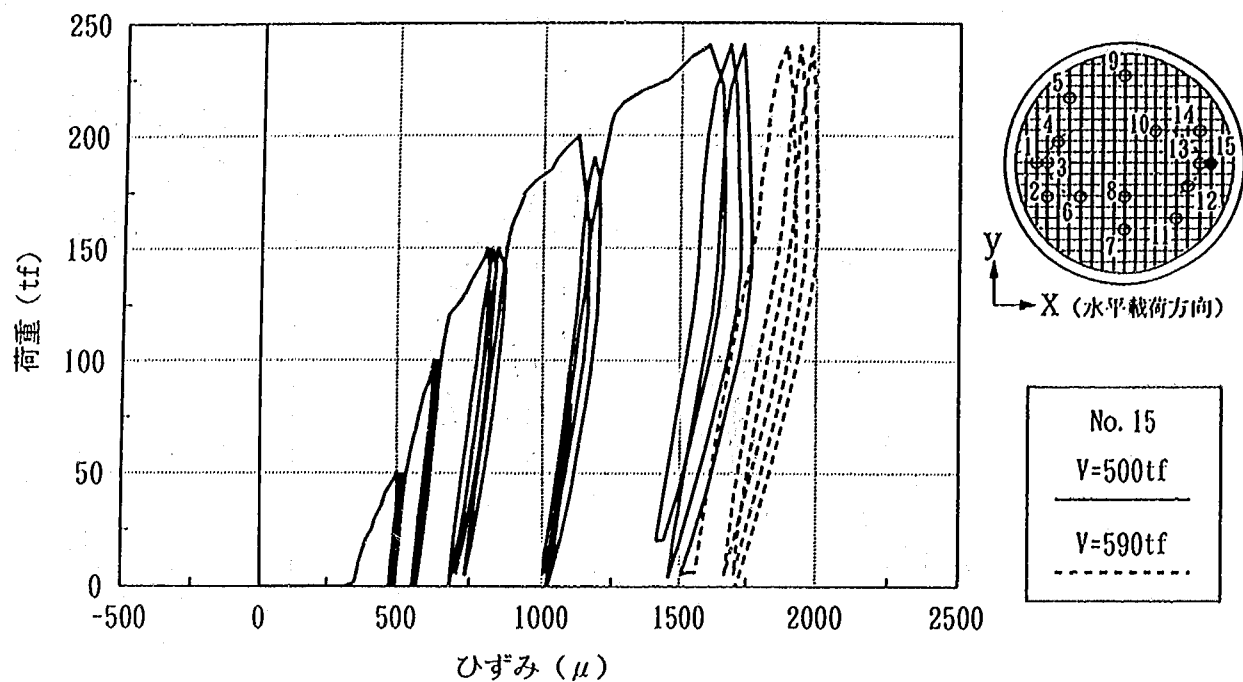


図-参 2.2.35 水平荷重一下側鉄筋ひずみ (y 方向) 関係

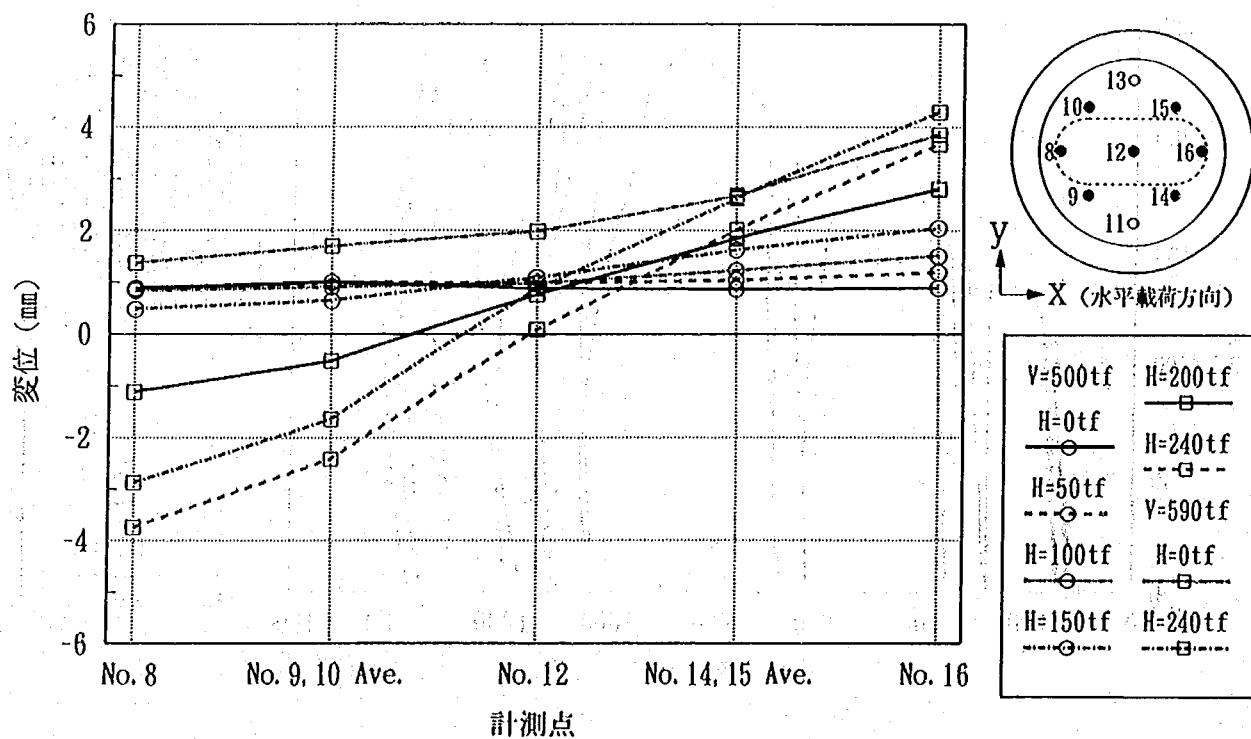


図-参 2.2.36 下面変位分布

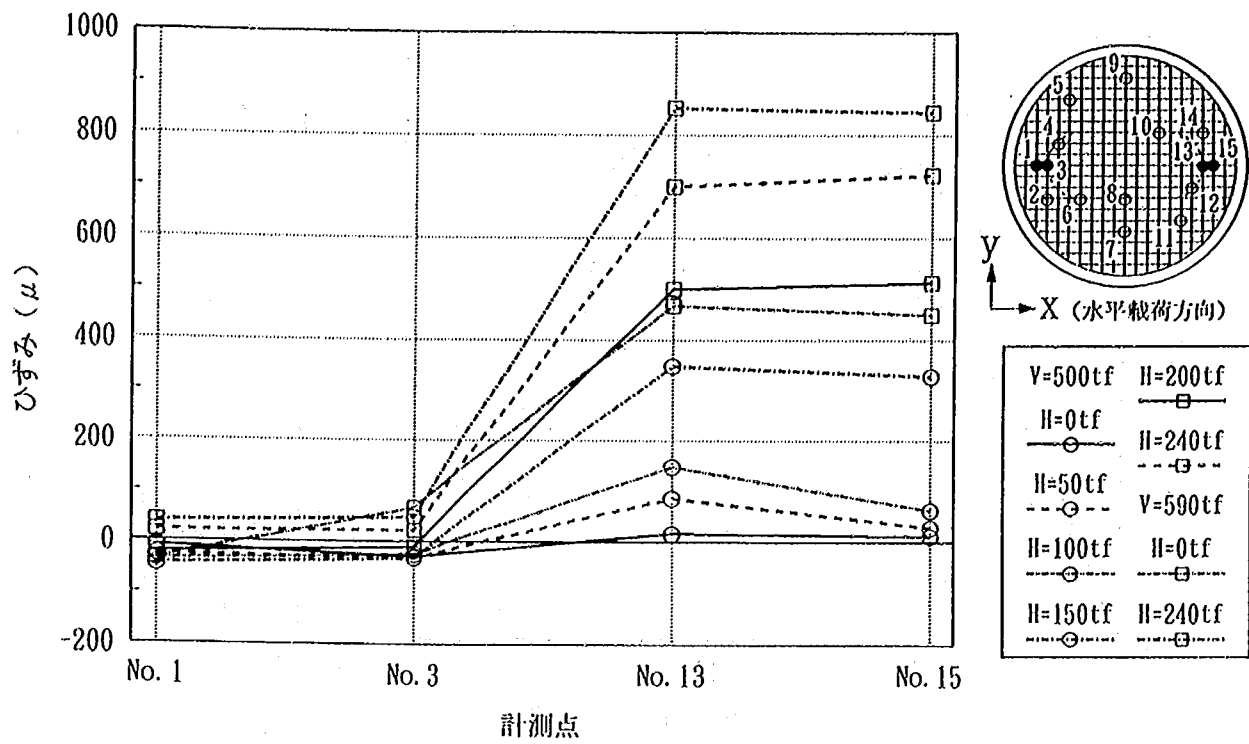


図-参 2.2.37 下側鉄筋ひずみ分布

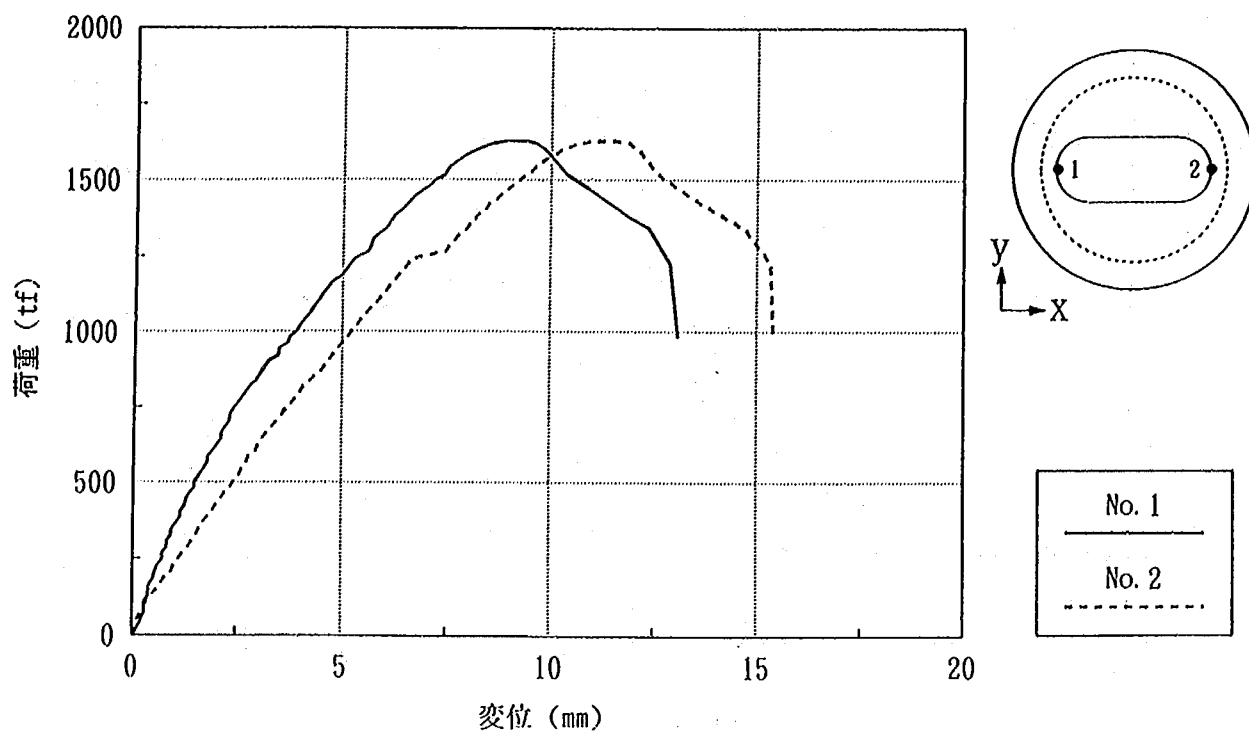


図-参 2.3.1 鉛直荷重—橋脚頂部鉛直変位関係

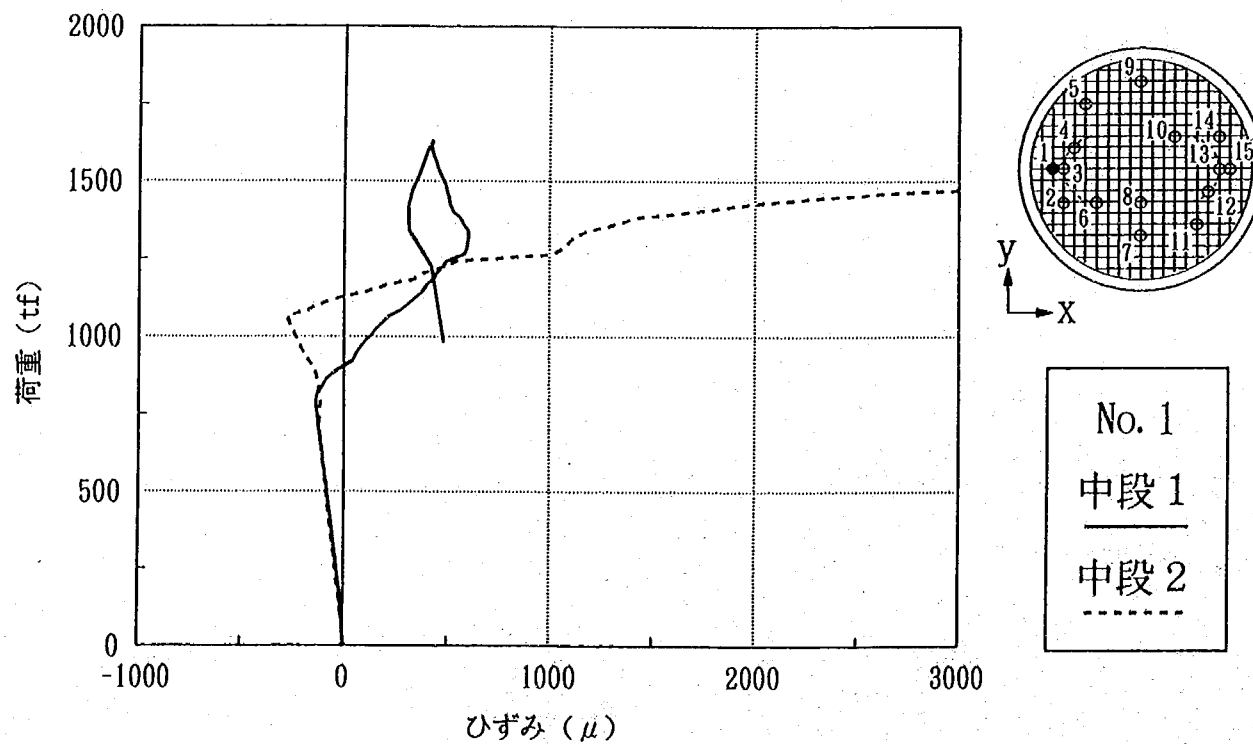


図-参 2.3.2 鉛直荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

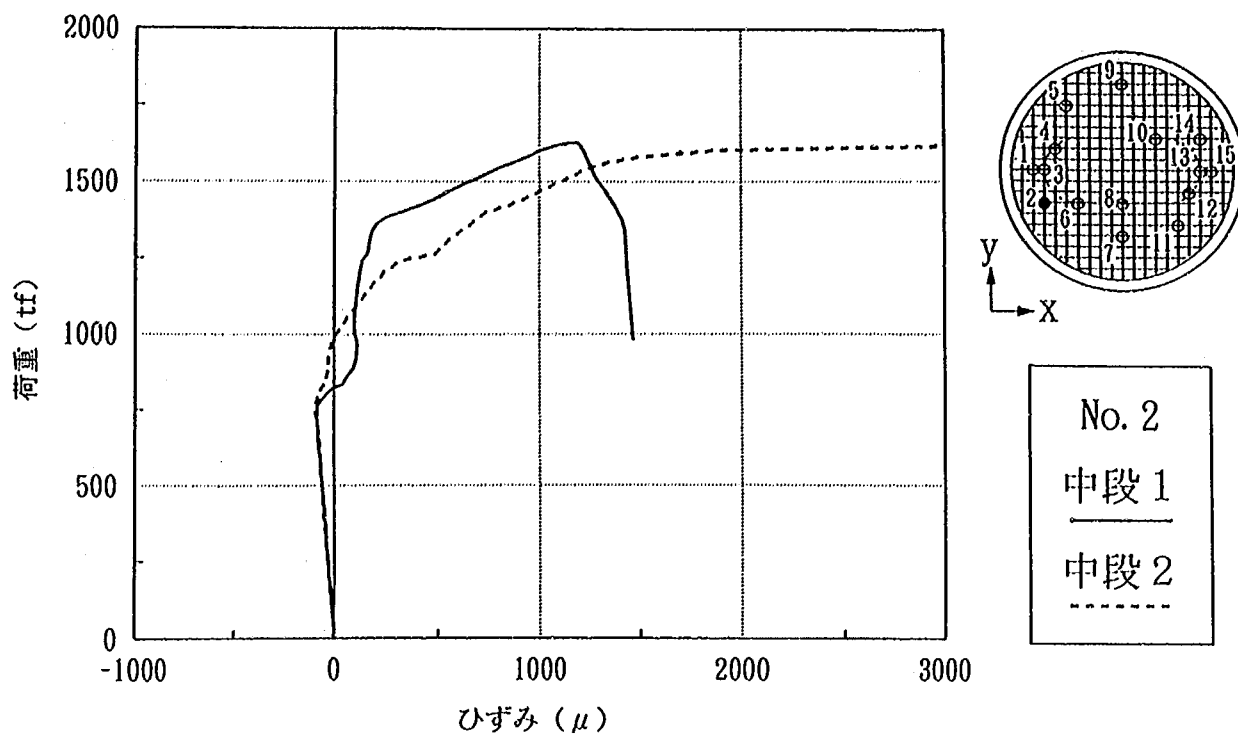


図-参 2.3.3 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

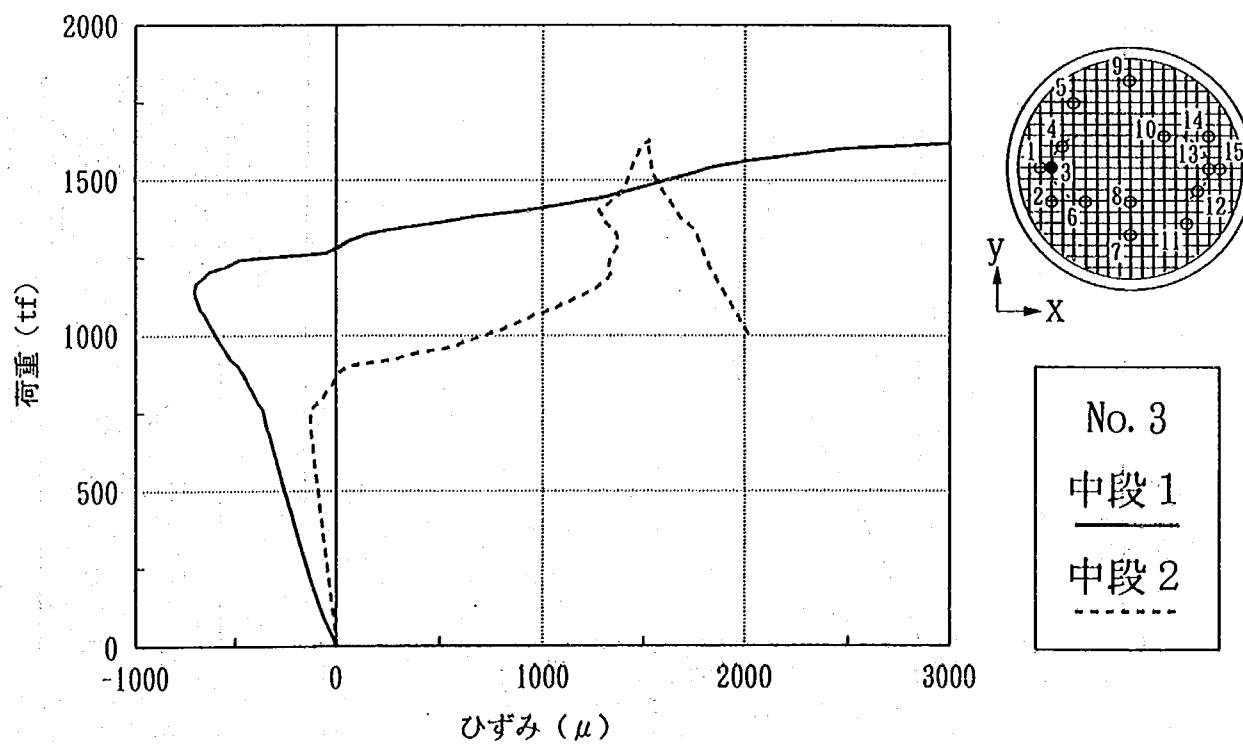


図-参 2.3.4 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

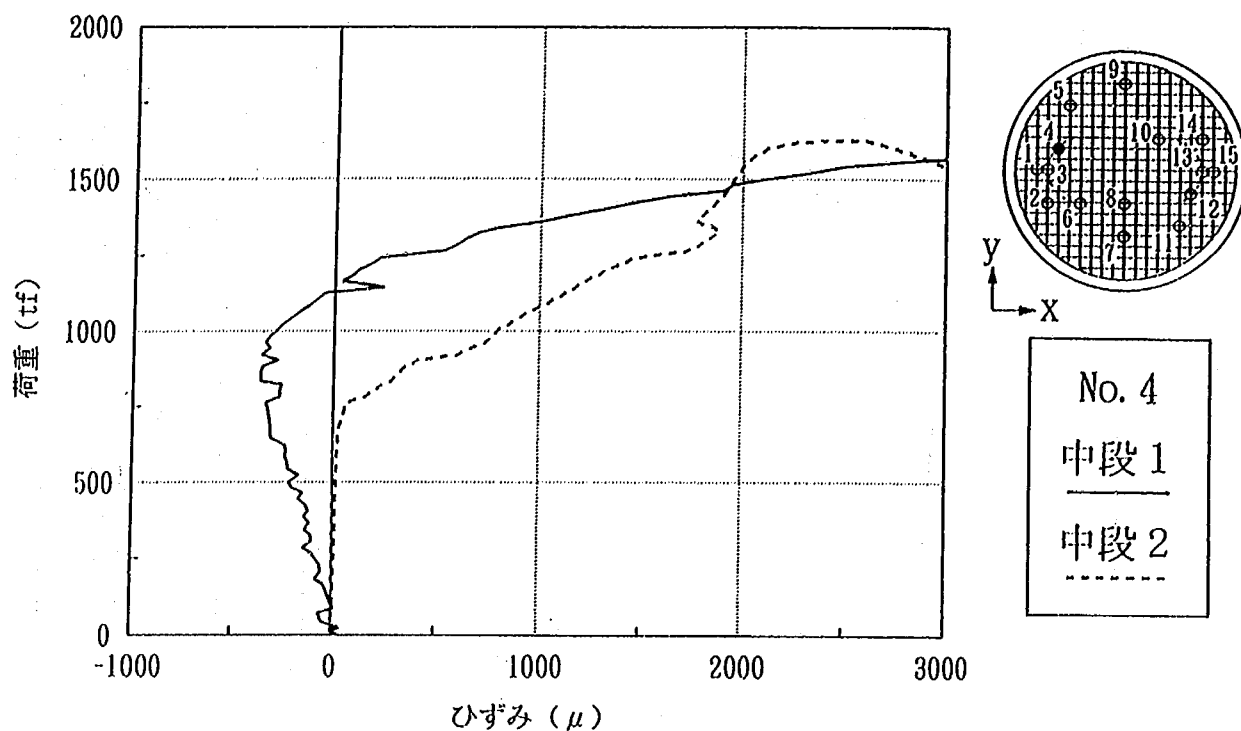


図-参 2.3.5 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

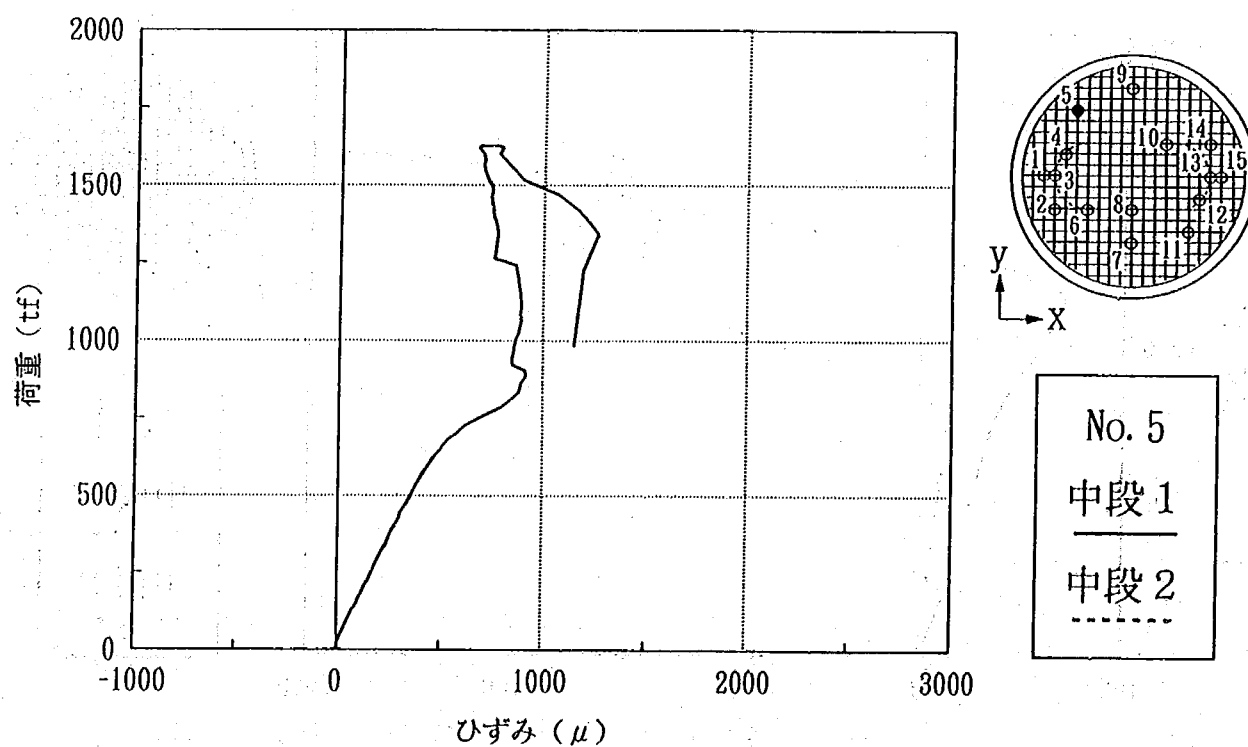


図-参 2.3.6 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

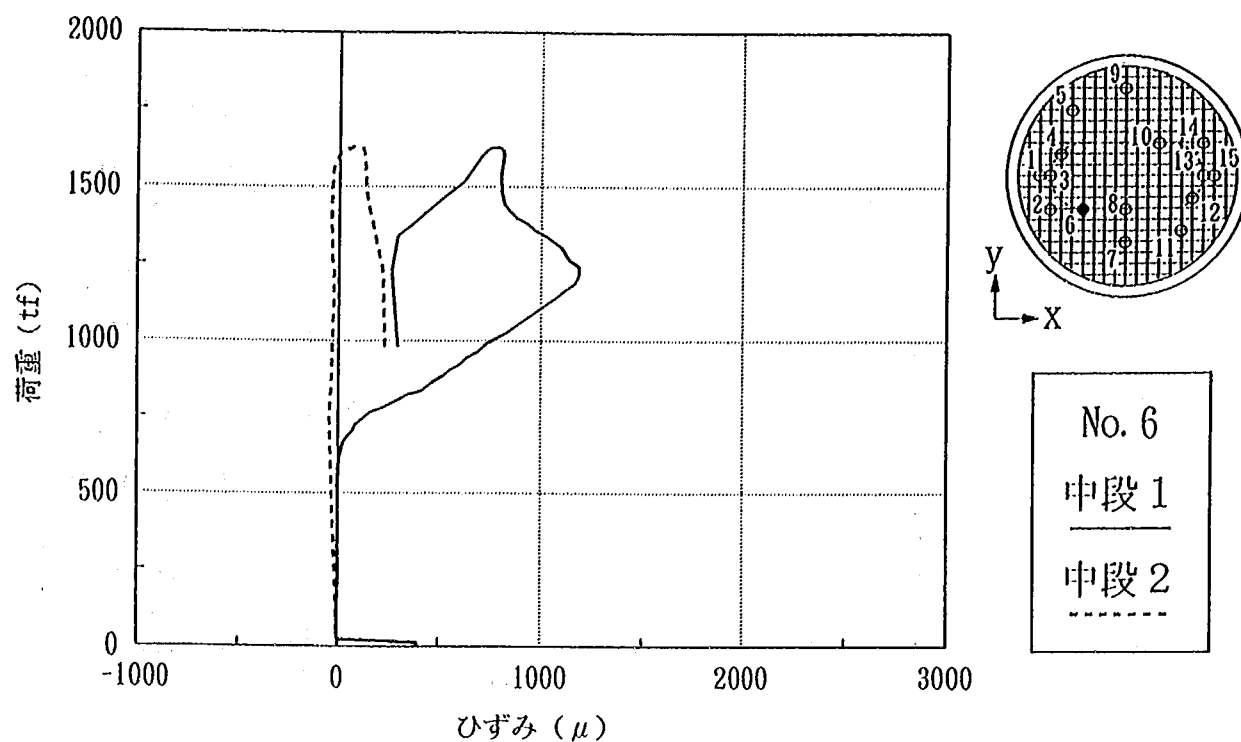


図-参 2.3.7 鉛直荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

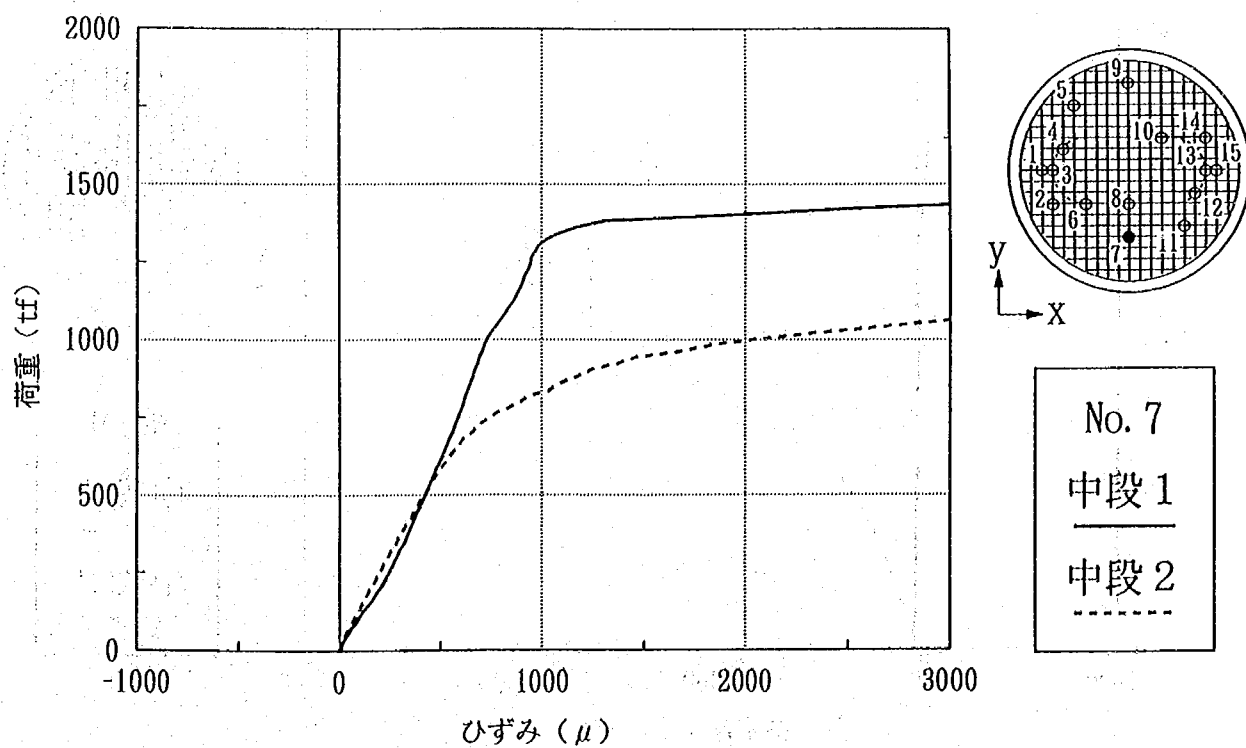


図-参 2.3.8 鉛直荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

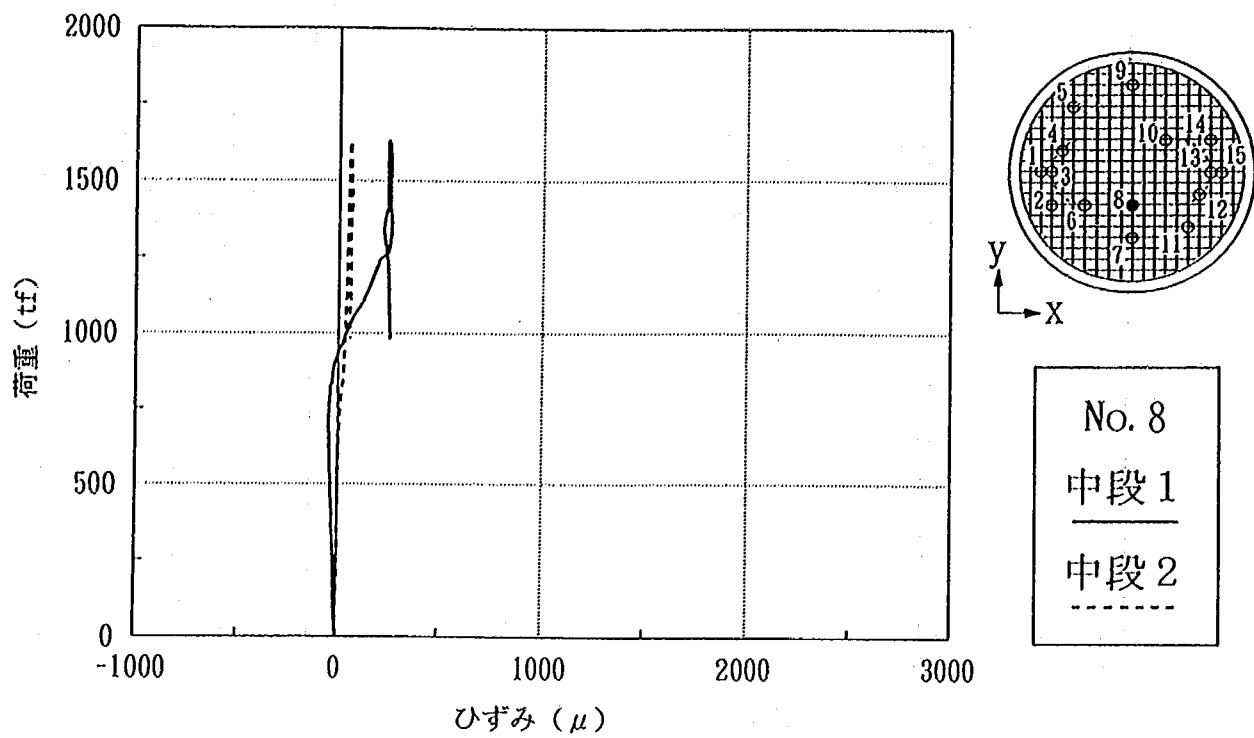


図-参 2.3.9 鉛直荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

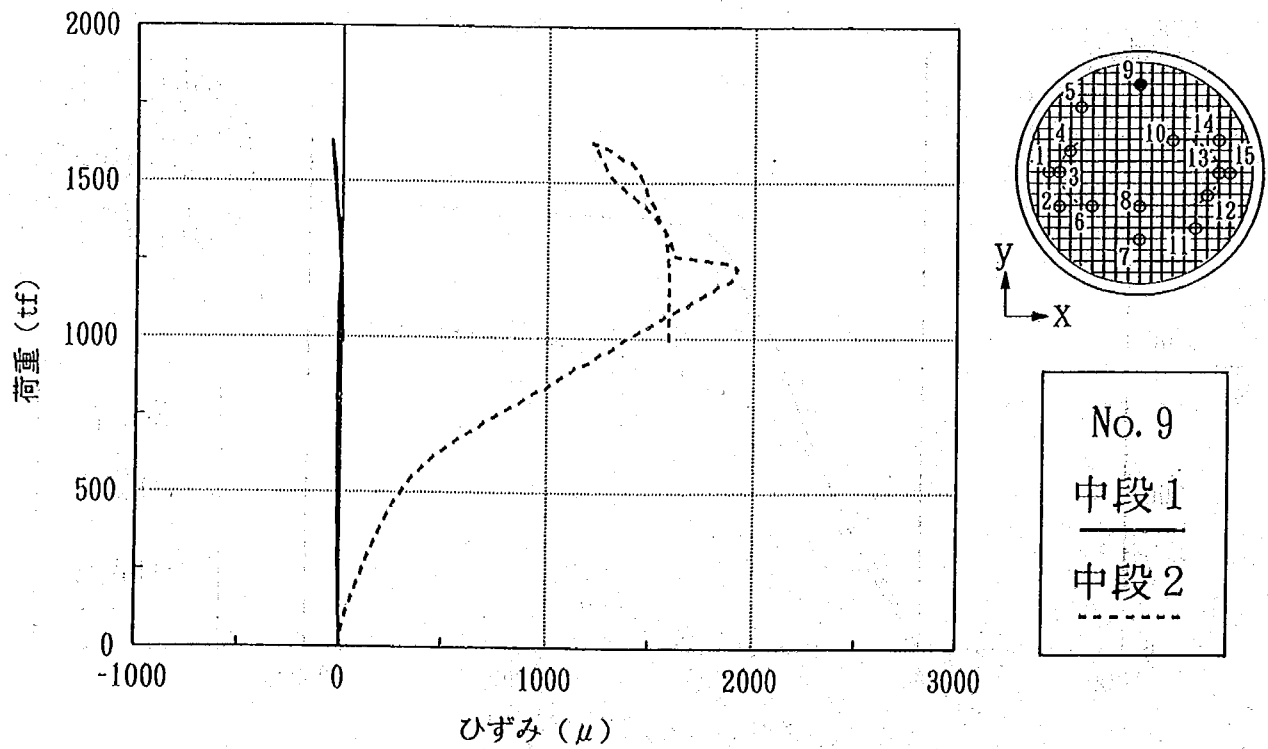


図-参 2.3.10 鉛直荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

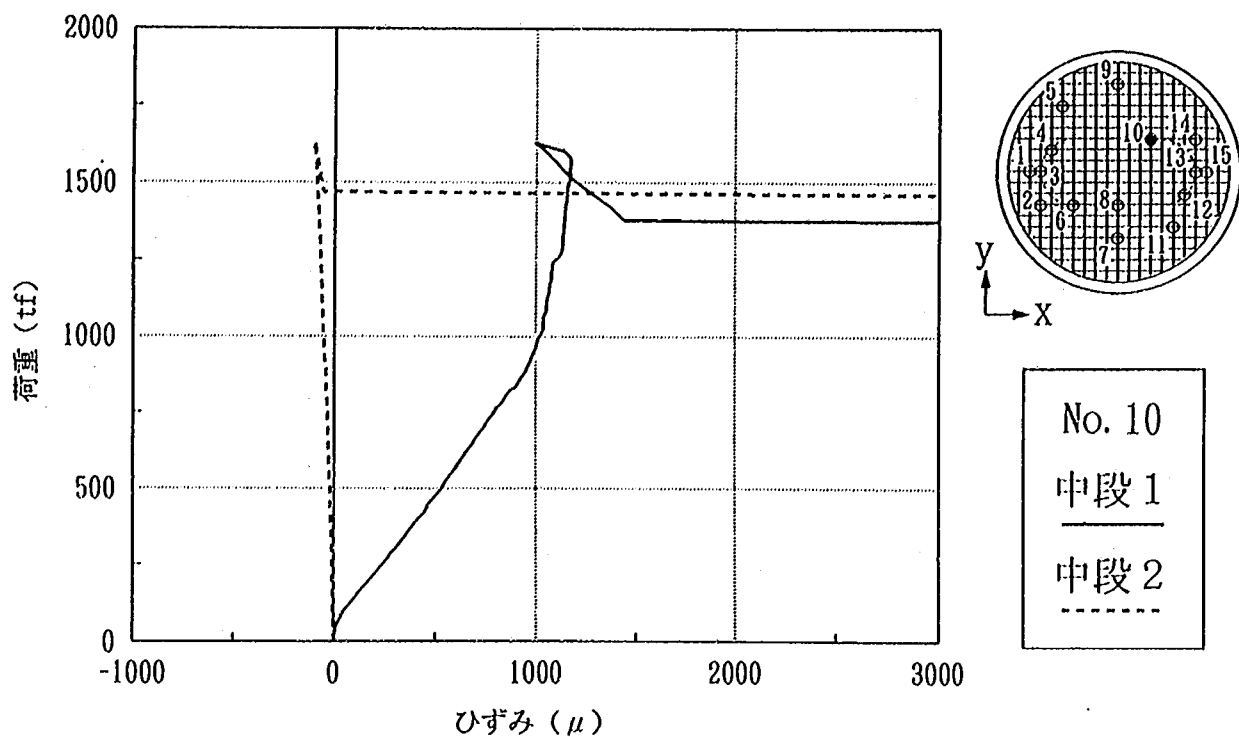


図-参 2.3.11 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

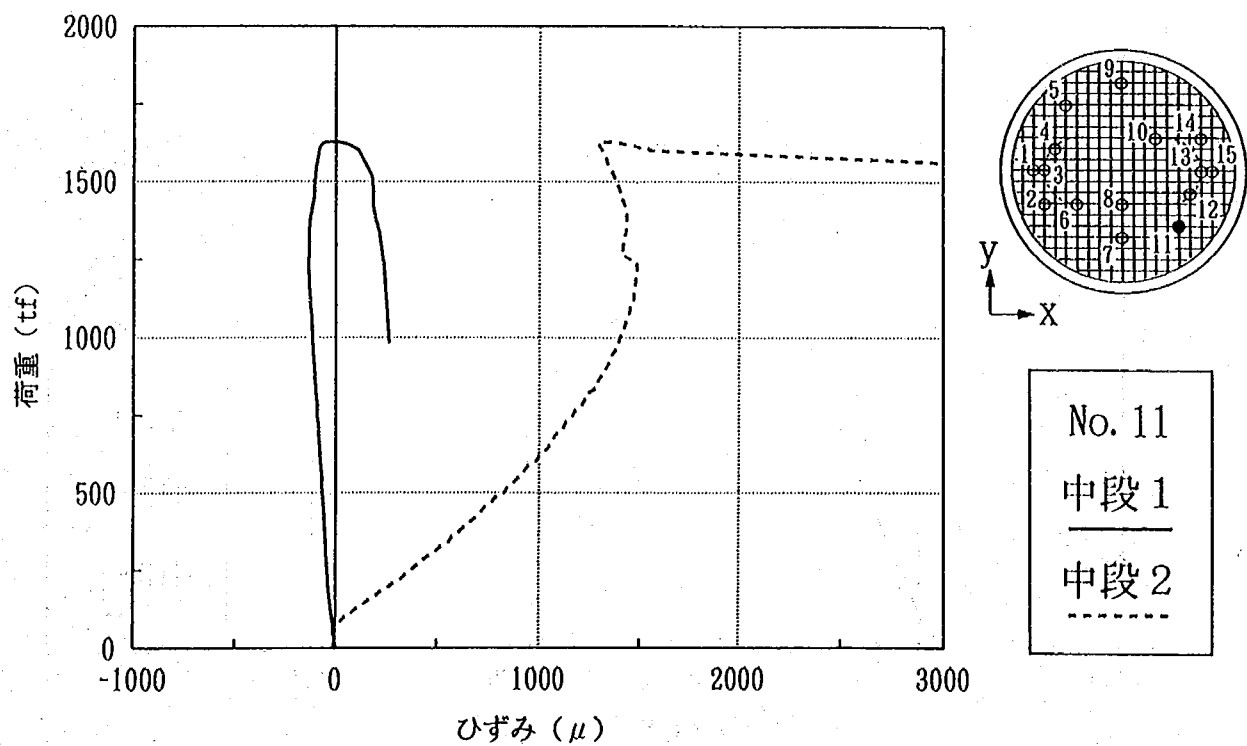


図-参 2.3.12 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

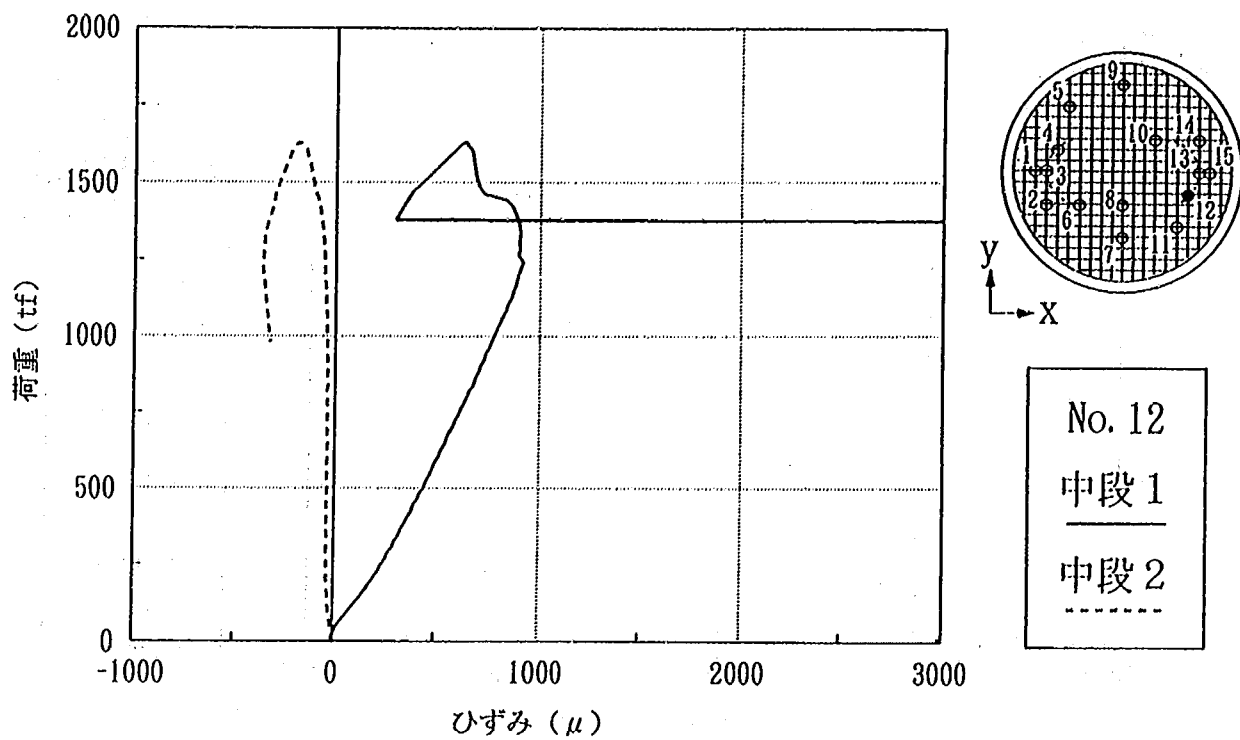


図-参 2.3.13 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

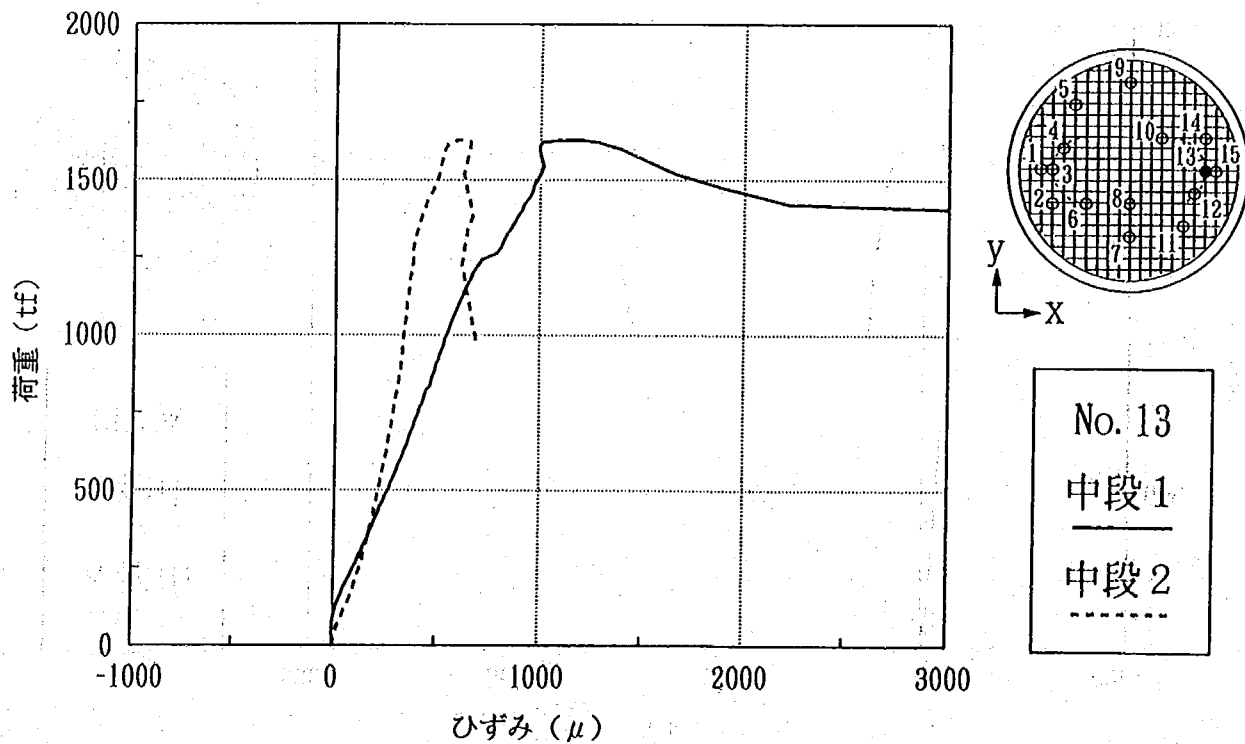


図-参 2.3.14 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

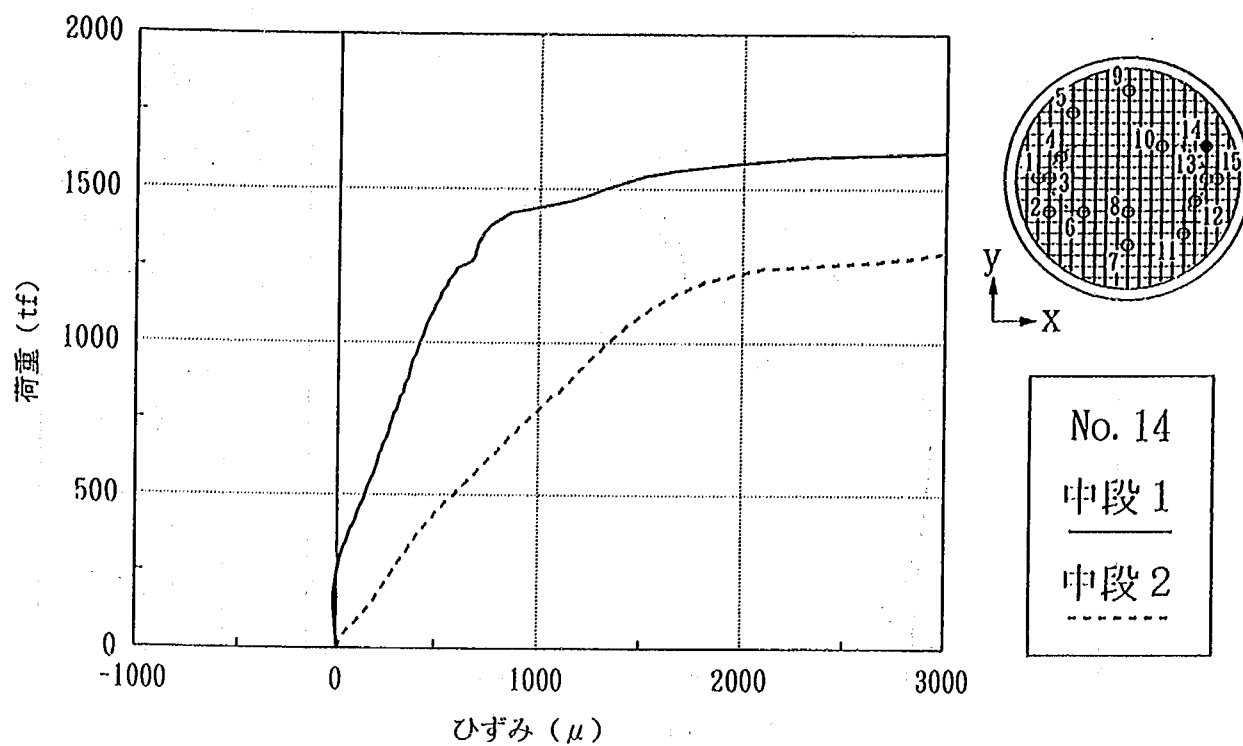


図-参 2.3.15 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

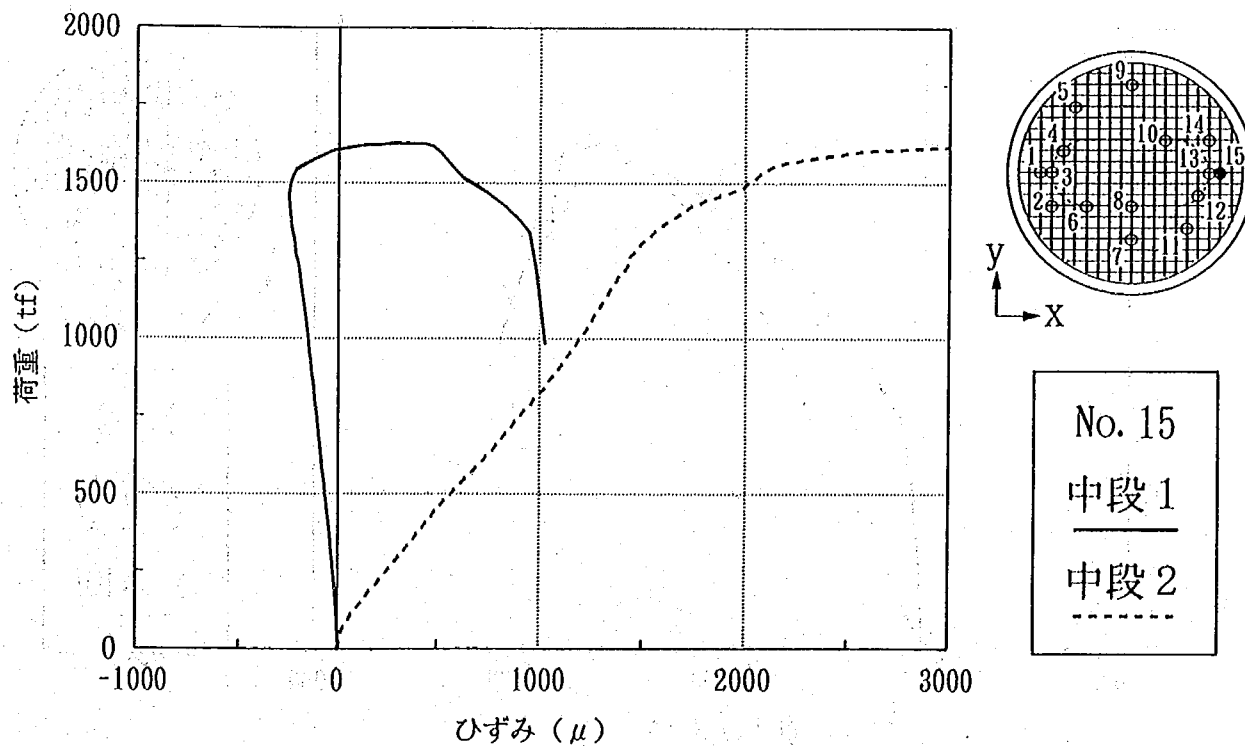


図-参 2.3.16 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

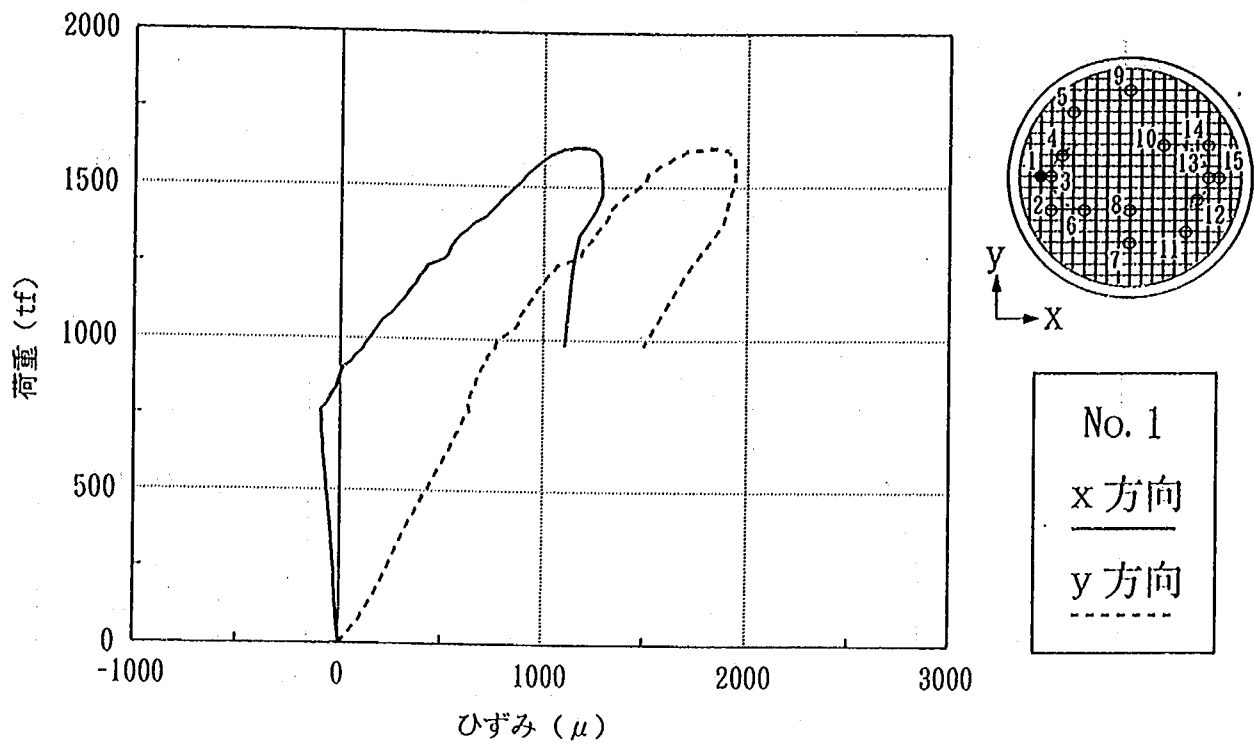


図-参 2.3.17 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

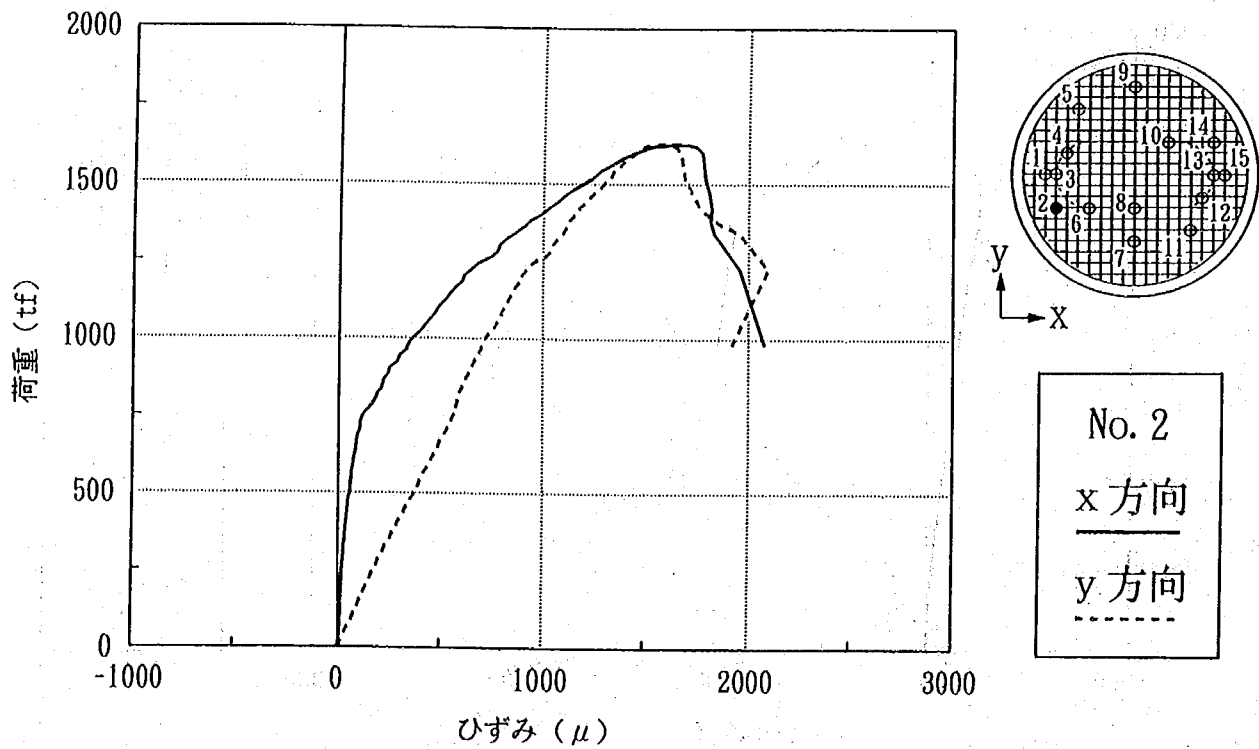


図-参 2.3.18 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

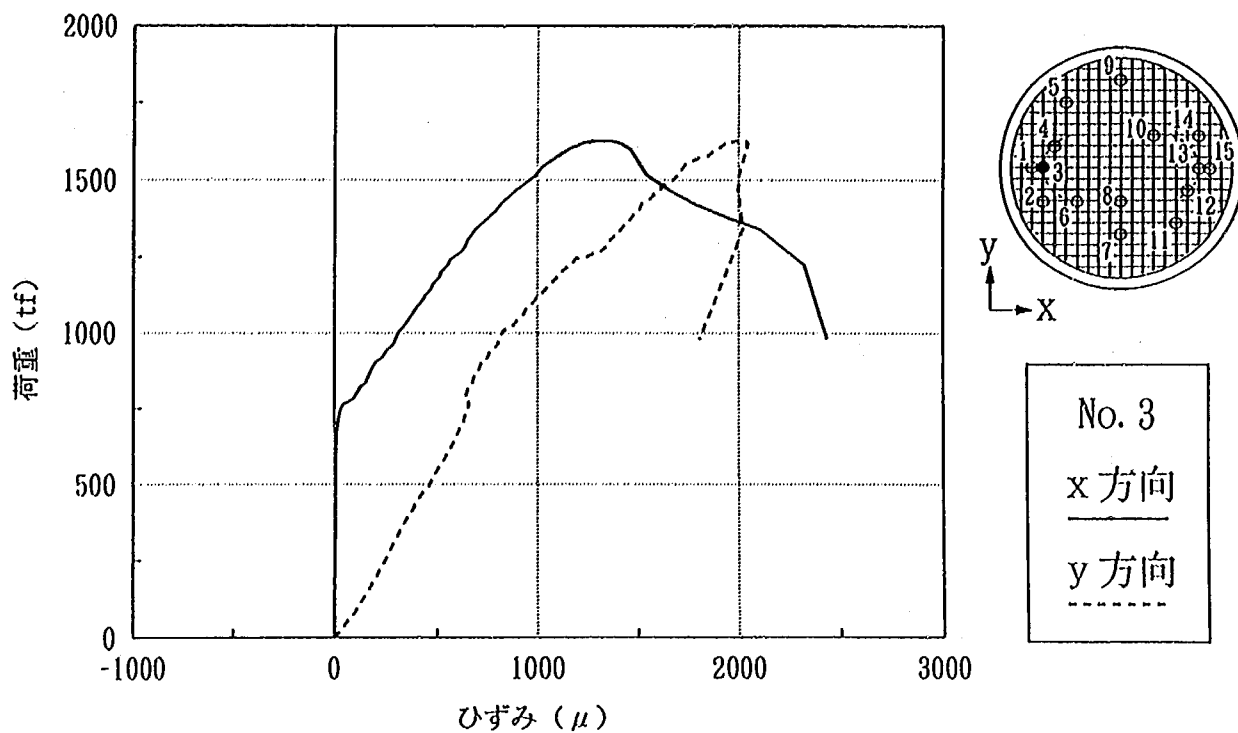


図-参 2.3.19 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

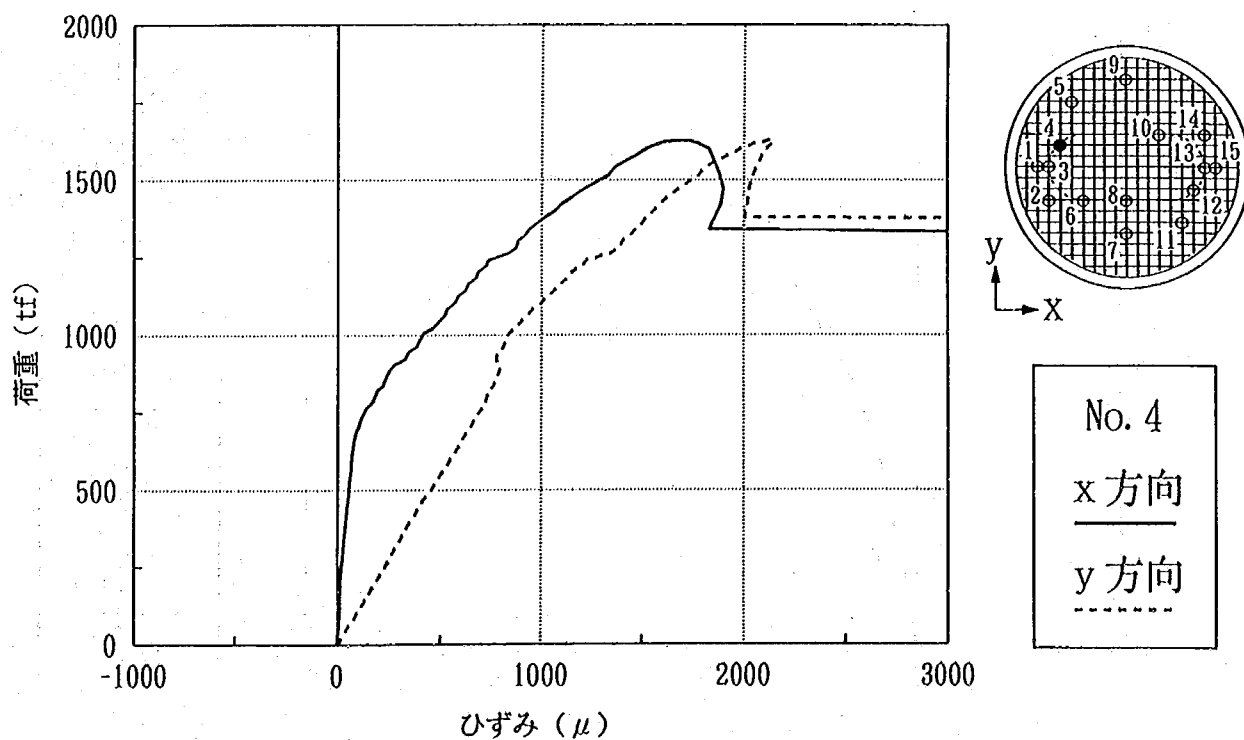


図-参 2.3.20 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

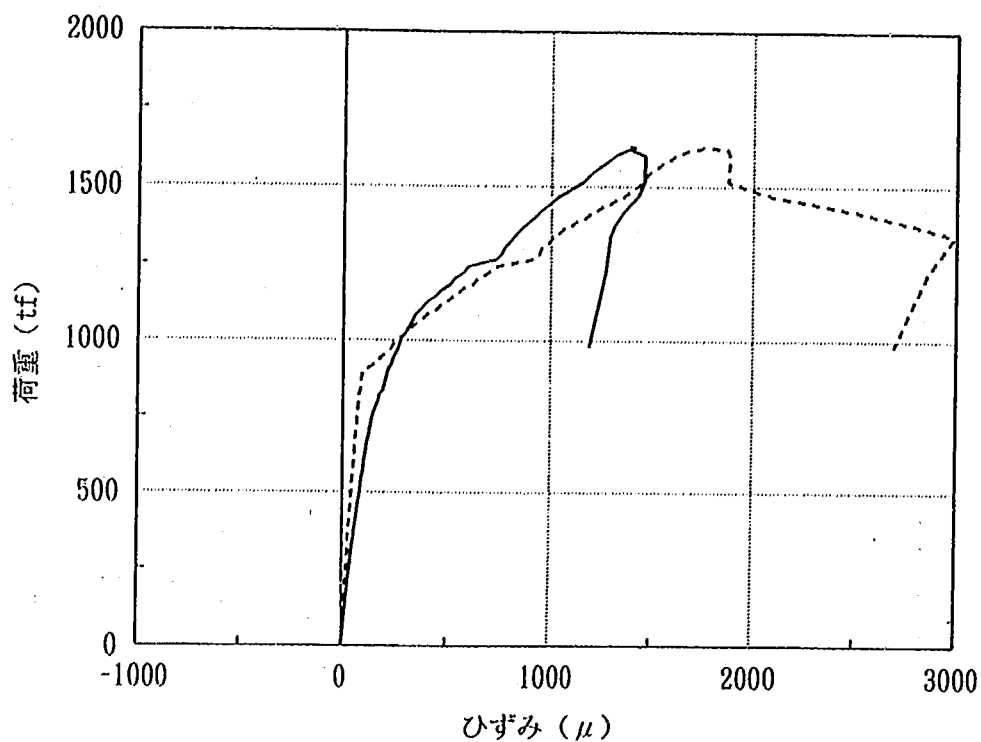


図-参 2.3.21 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

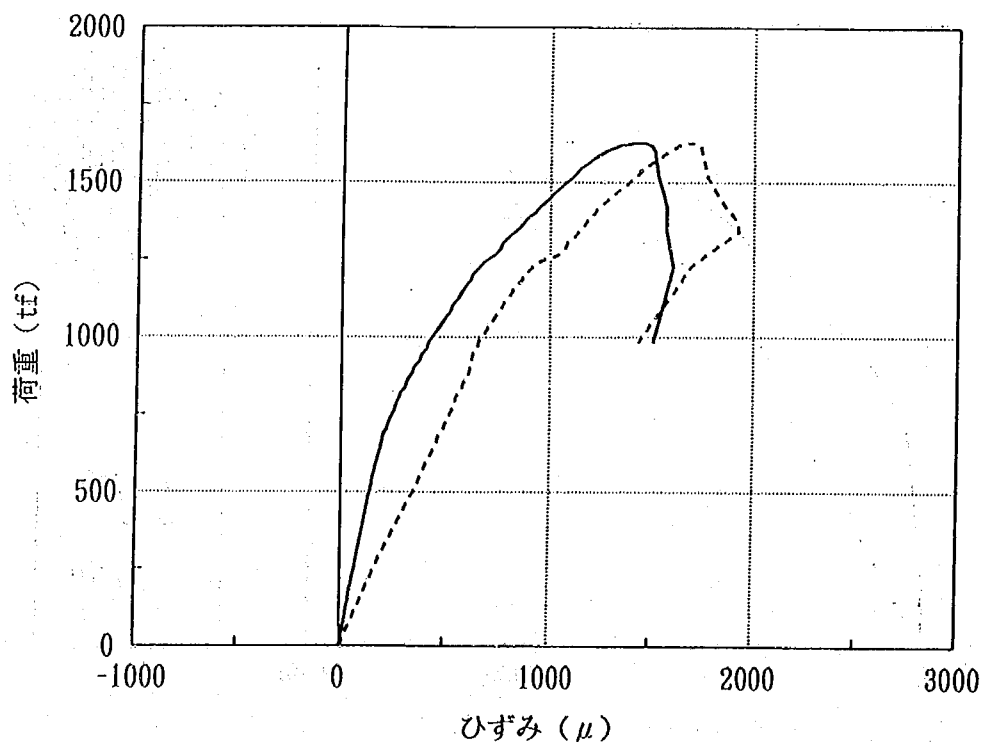


図-参 2.3.22 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

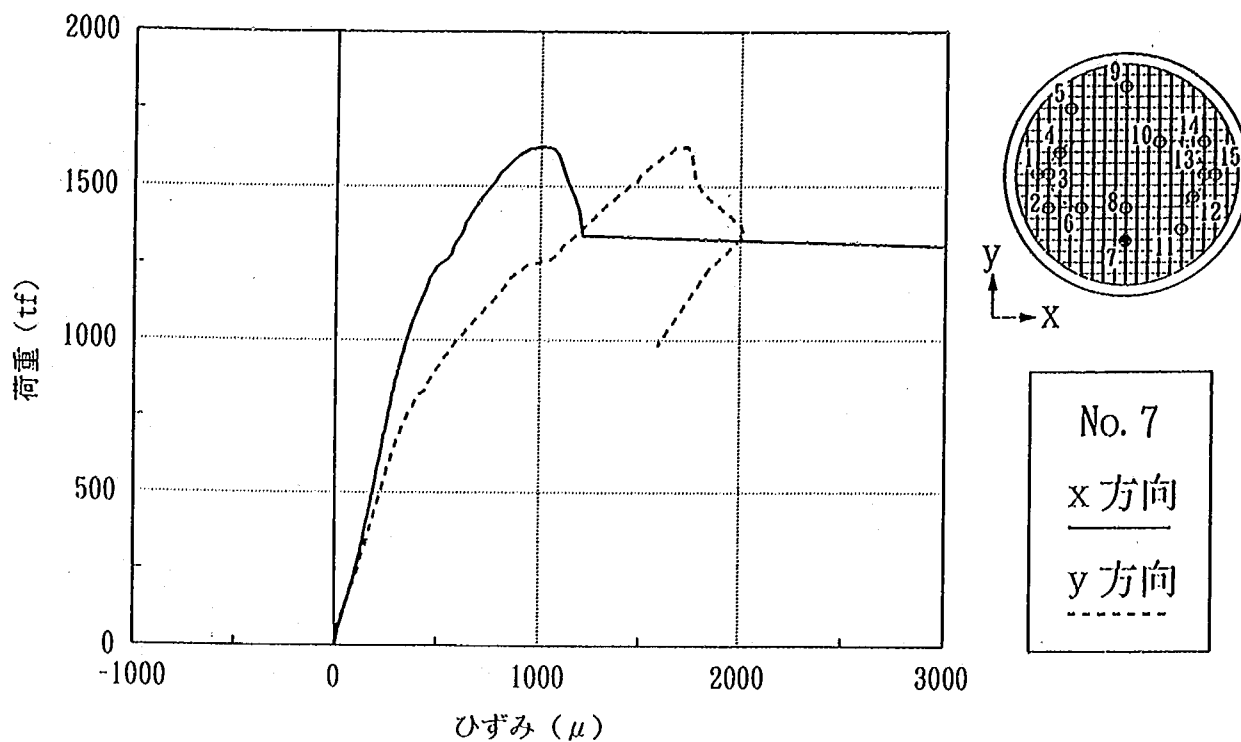


図-参 2.3.23 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

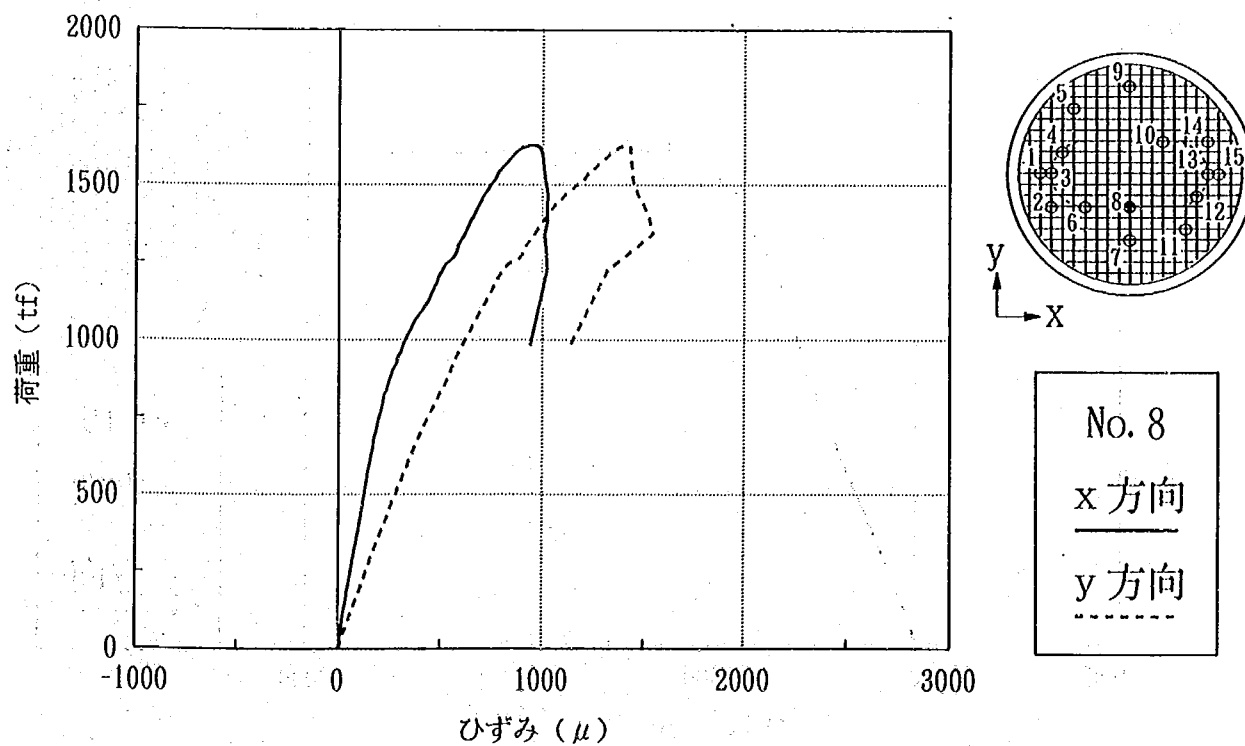


図-参 2.3.24 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

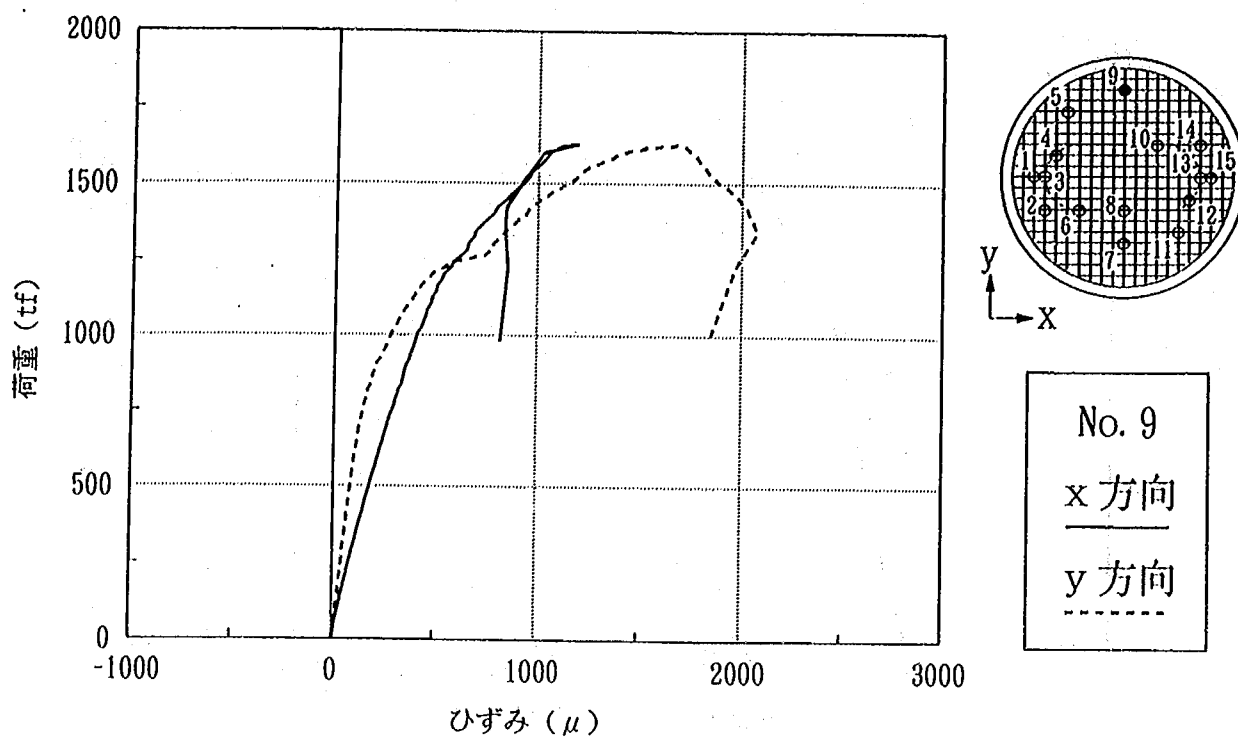


図-参 2.3.25 鉛直荷重-下側鉄筋ひずみ関係

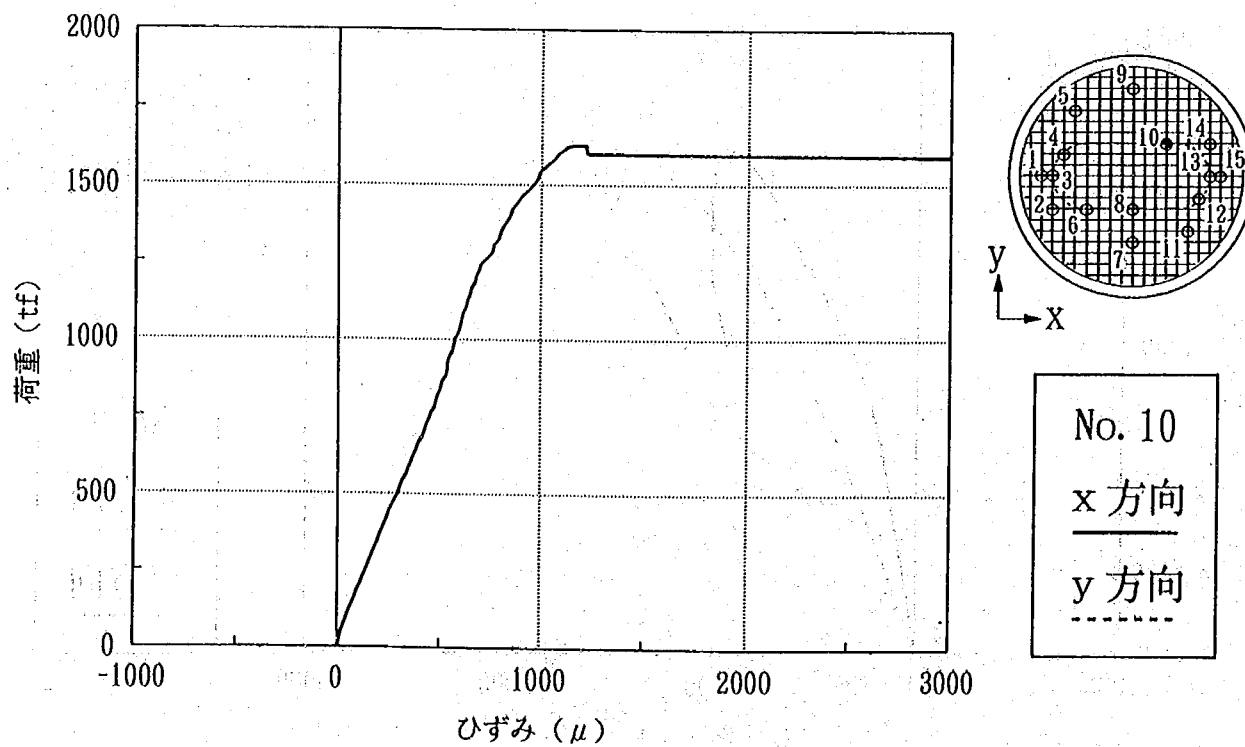


図-参 2.3.26 鉛直荷重-下側鉄筋ひずみ関係

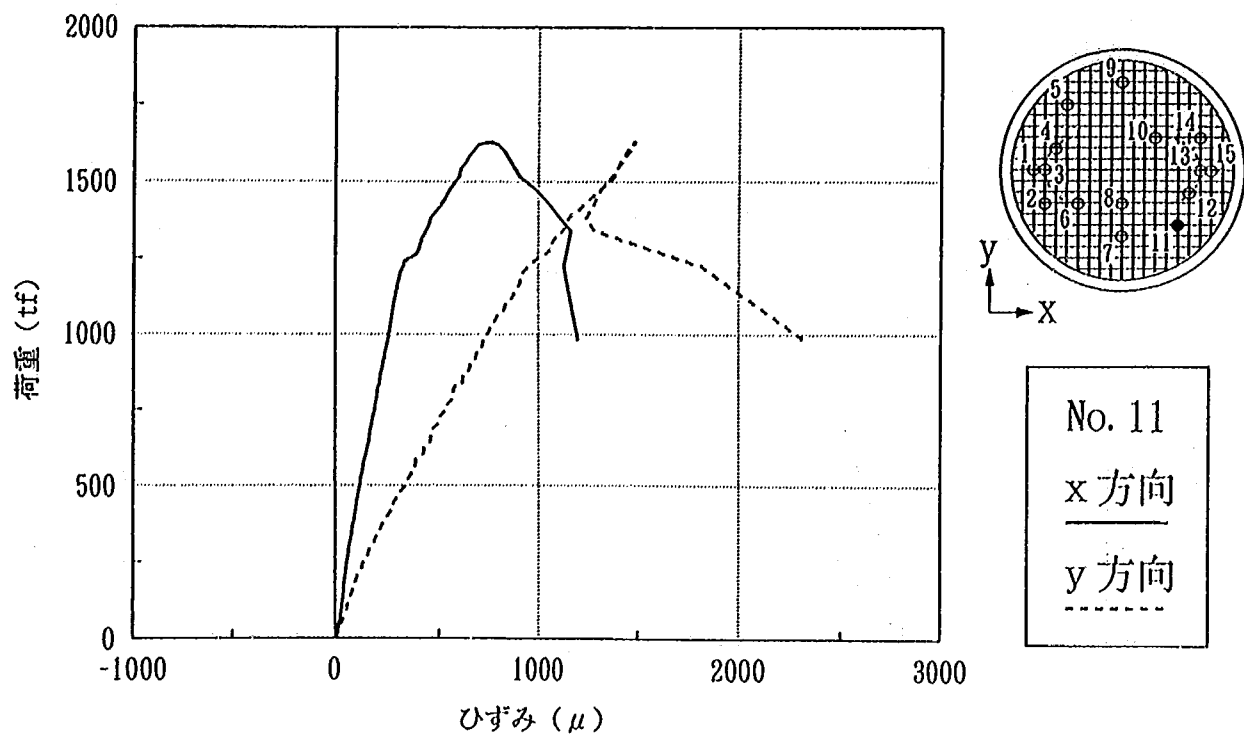


図-参 2.3.27 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

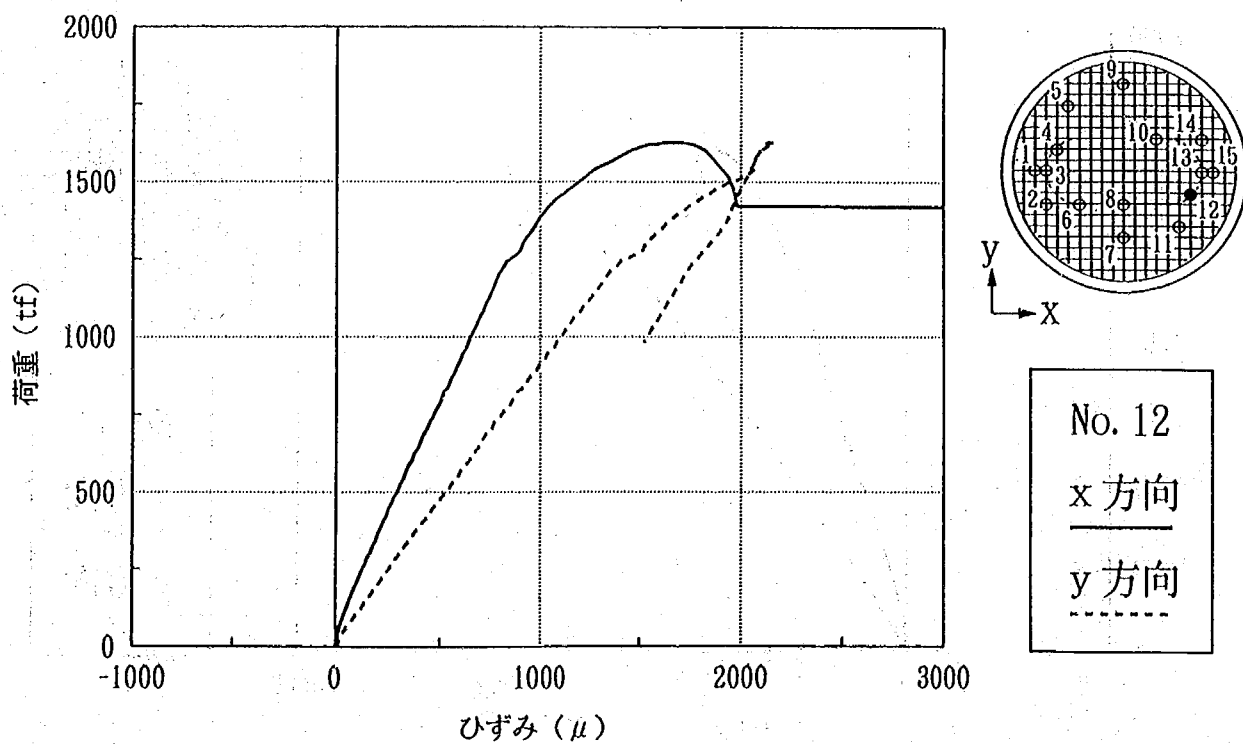


図-参 2.3.28 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

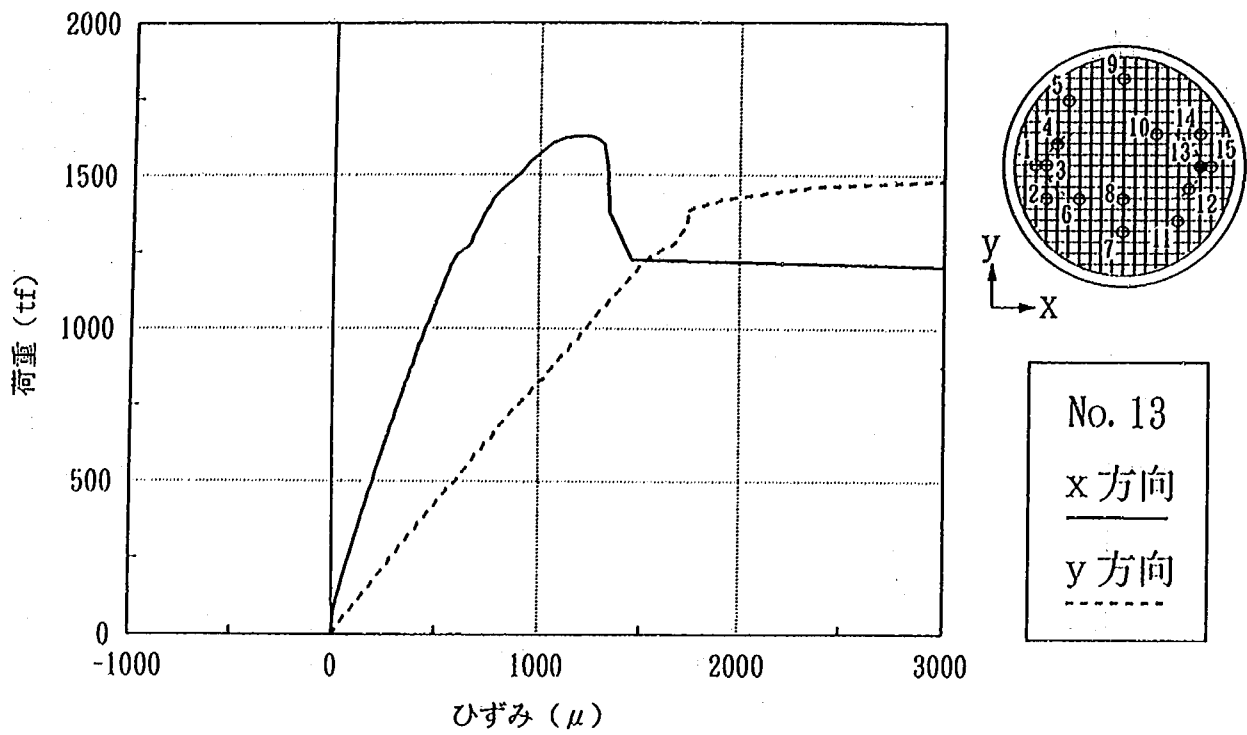


図-参 2.3.29 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

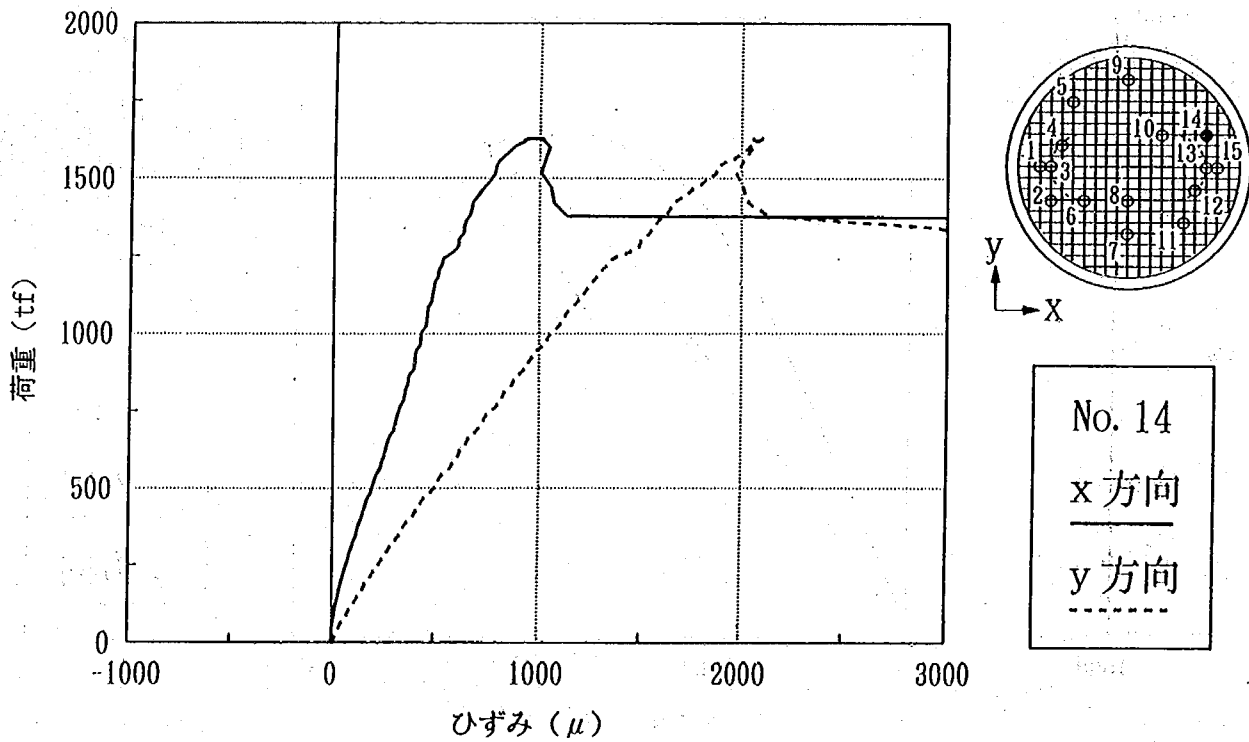


図-参 2.3.30 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

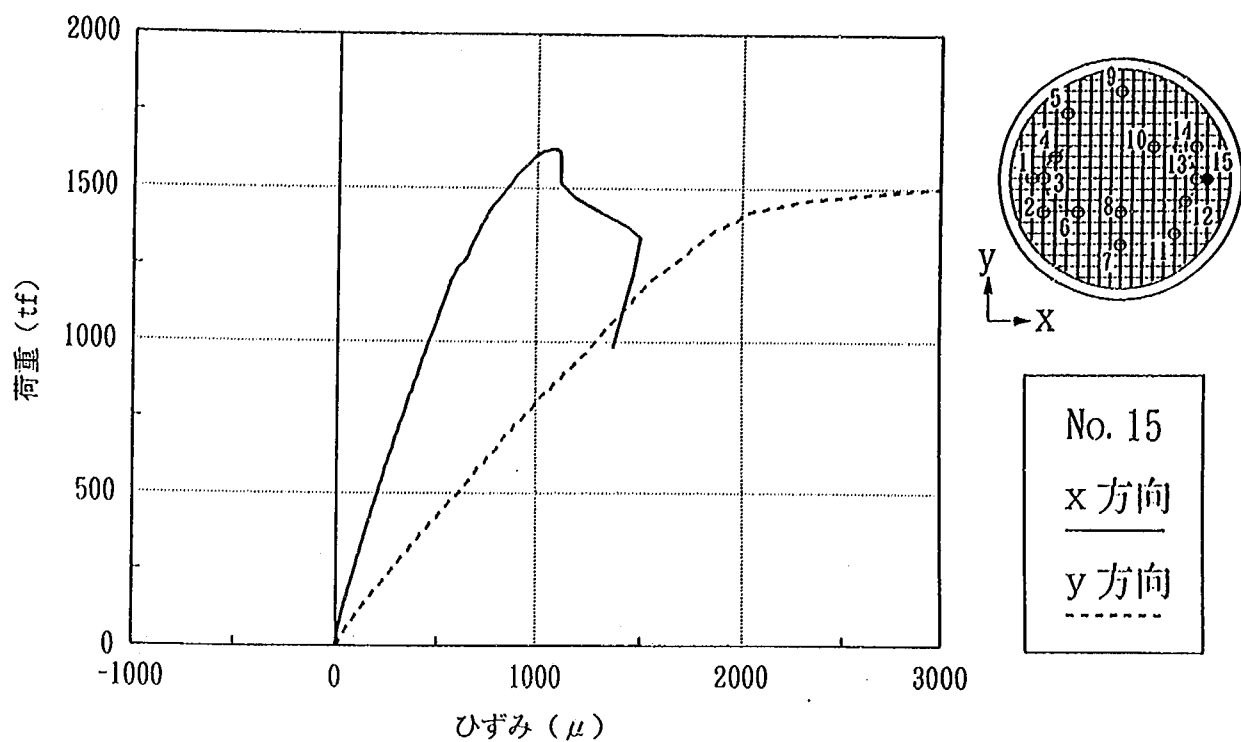


図-参 2.3.31 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

参考資料 3

平成7年度杭基礎フーチング模型載荷実験

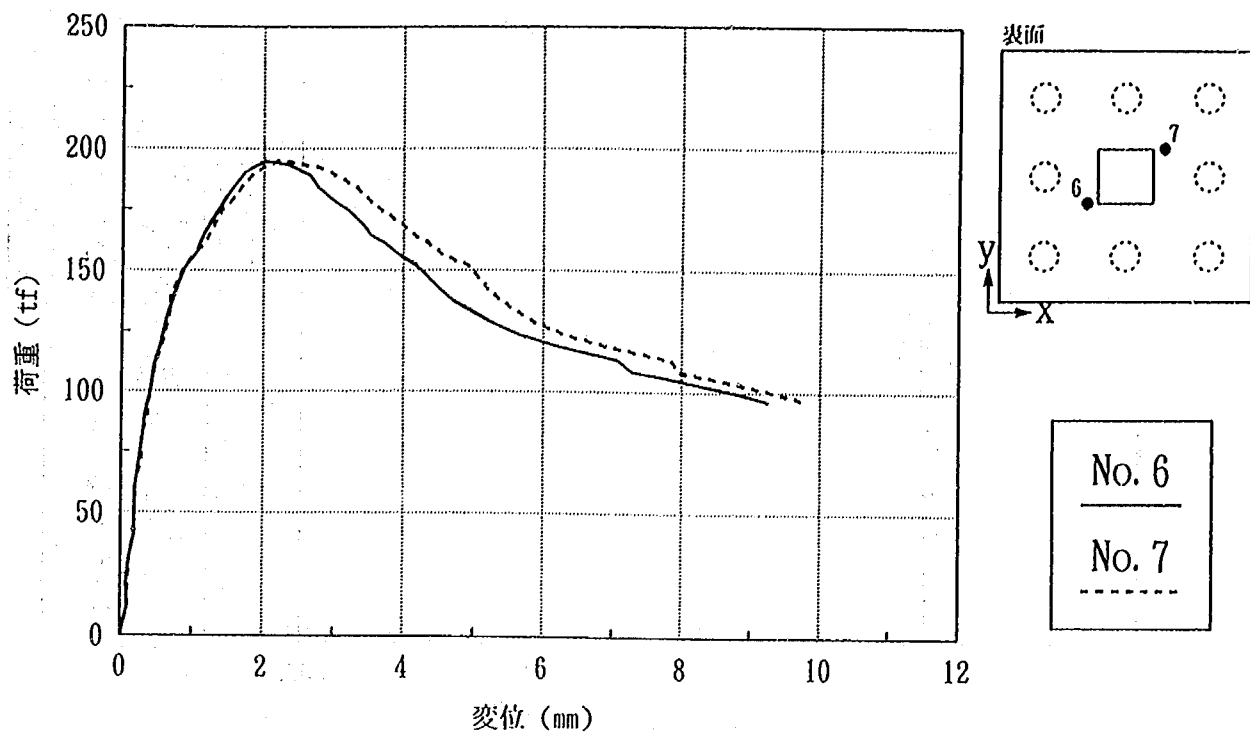


図-参 3.1.1 鉛直荷重-表面変位関係

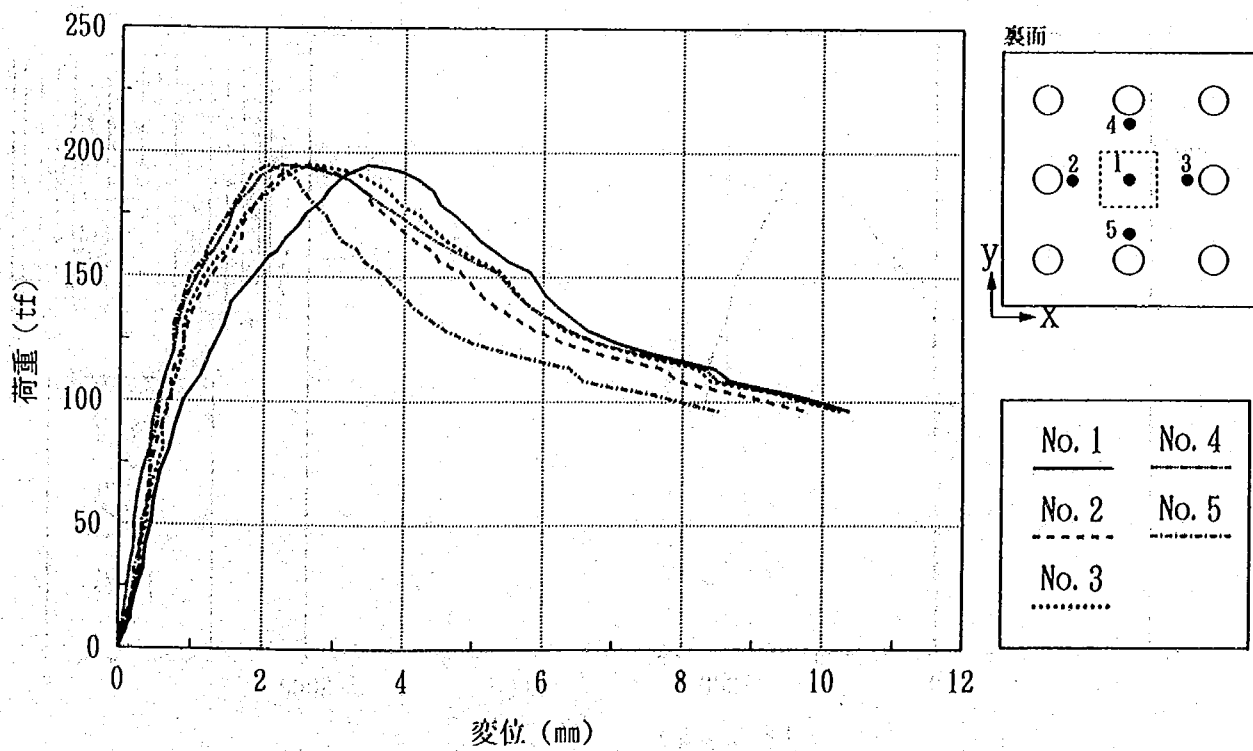


図-参 3.1.2 鉛直荷重-裏面変位関係

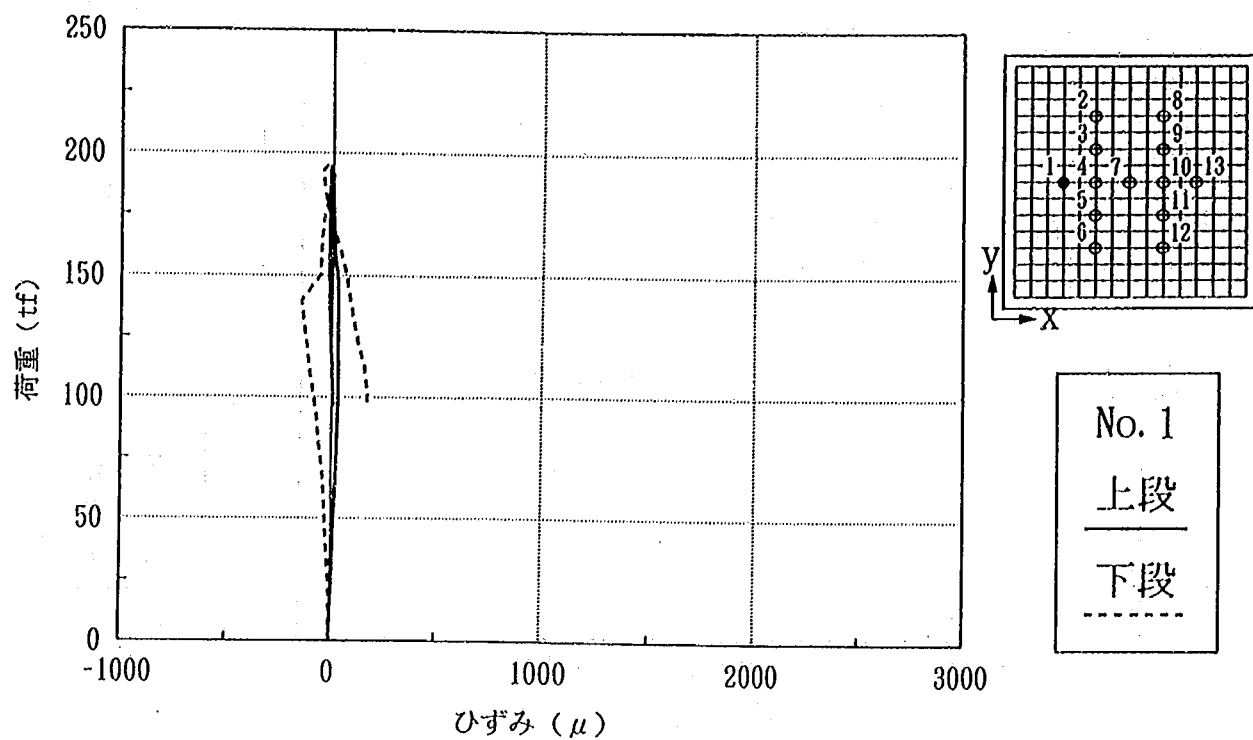


図-参 3.1.3 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

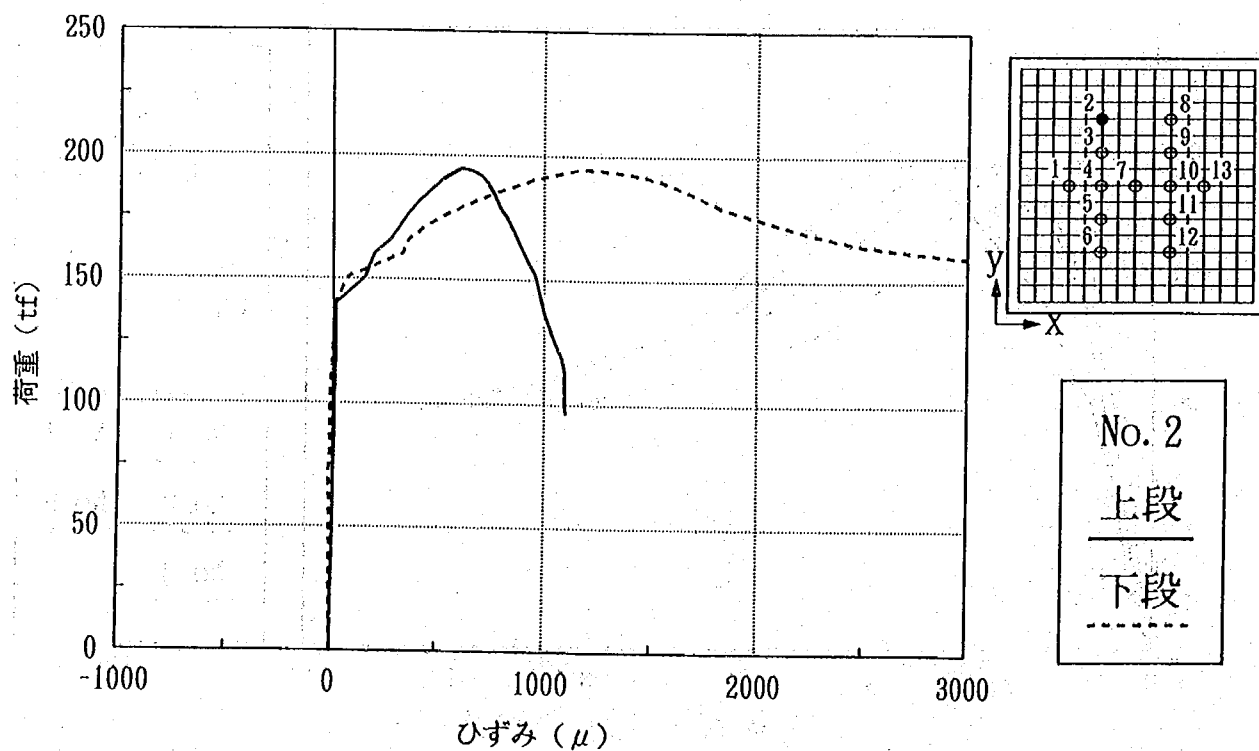


図-参 3.1.4 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

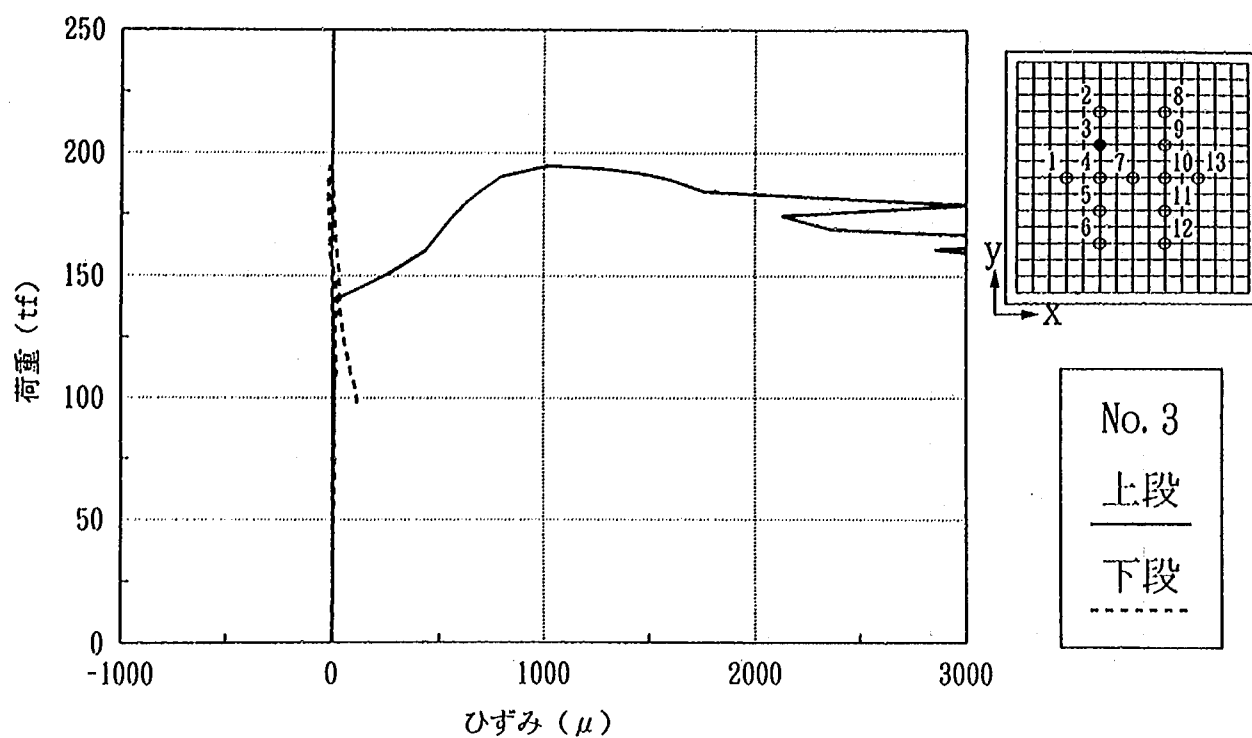


図-参 3.1.5 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

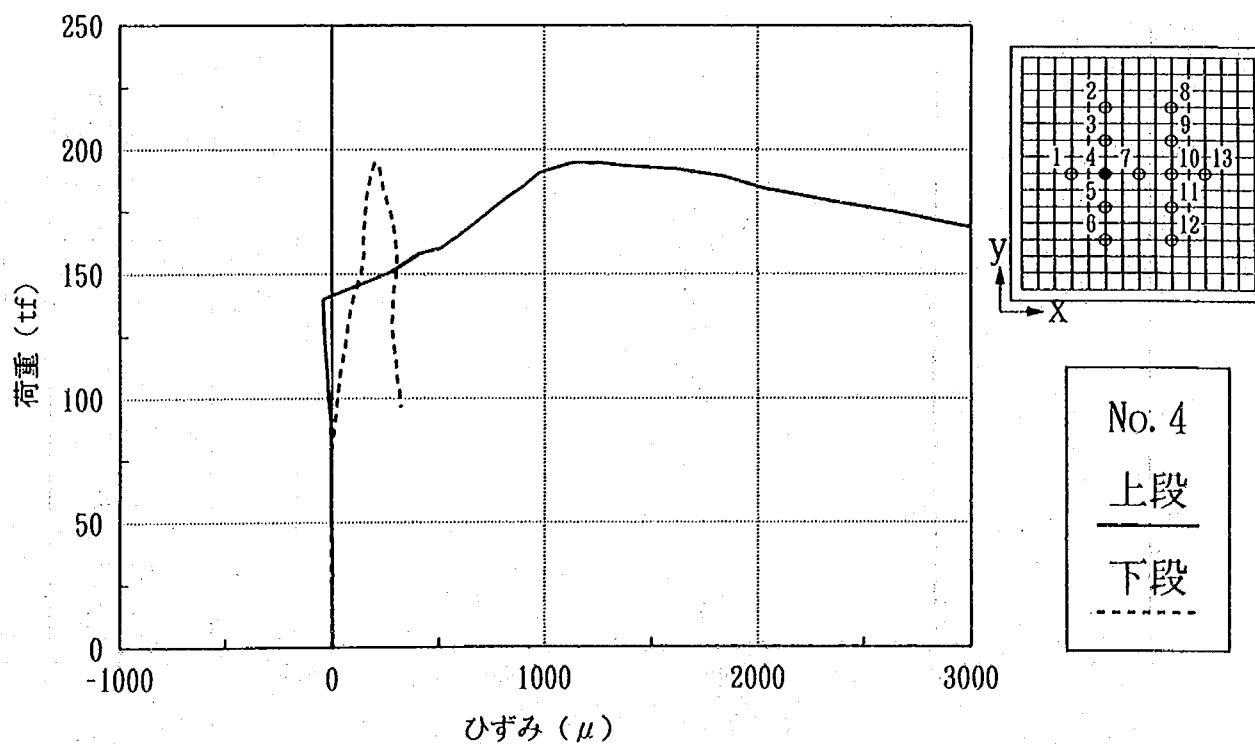


図-参 3.1.6 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

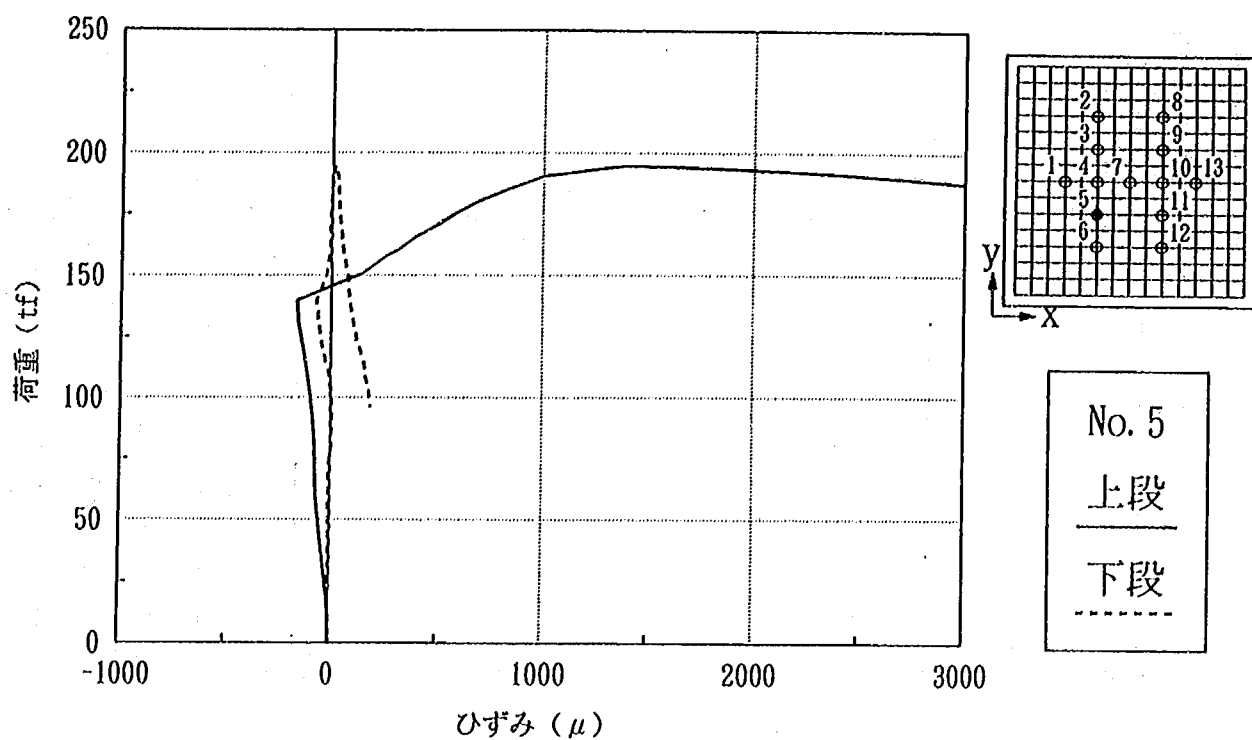


図-参 3.1.7 鉛直荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

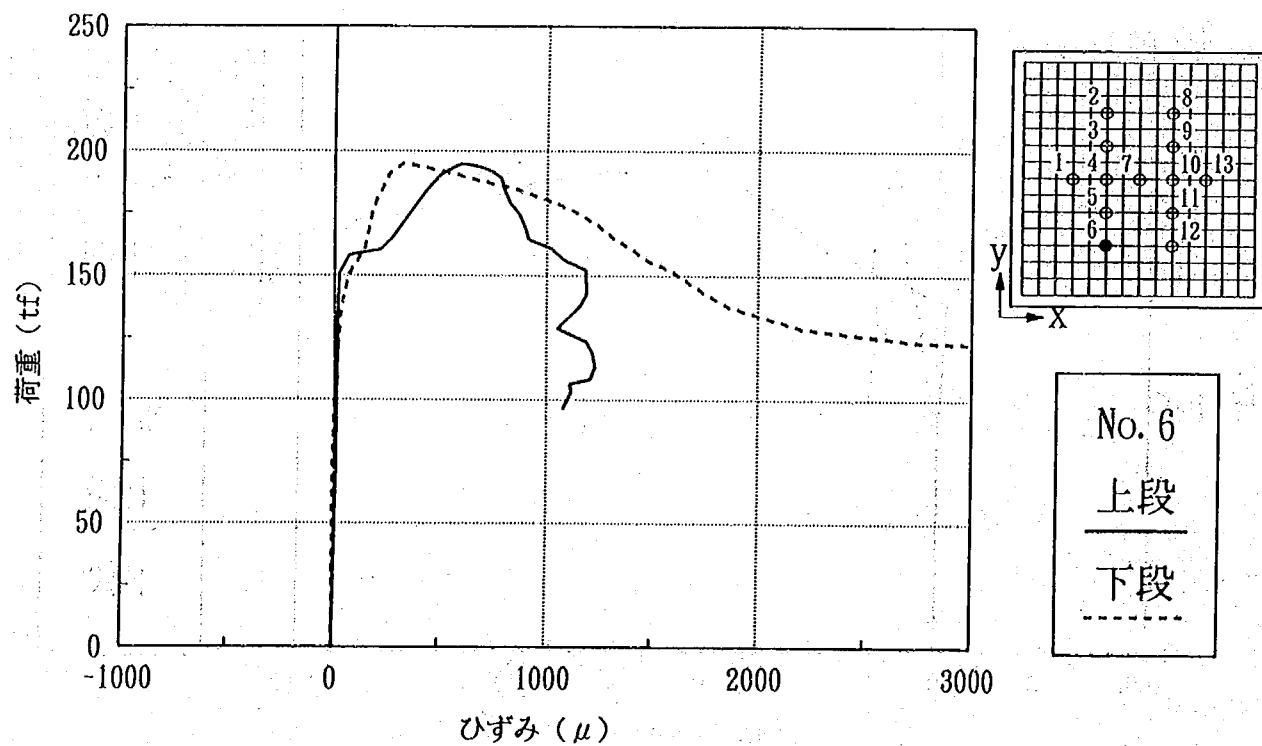


図-参 3.1.8 鉛直荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

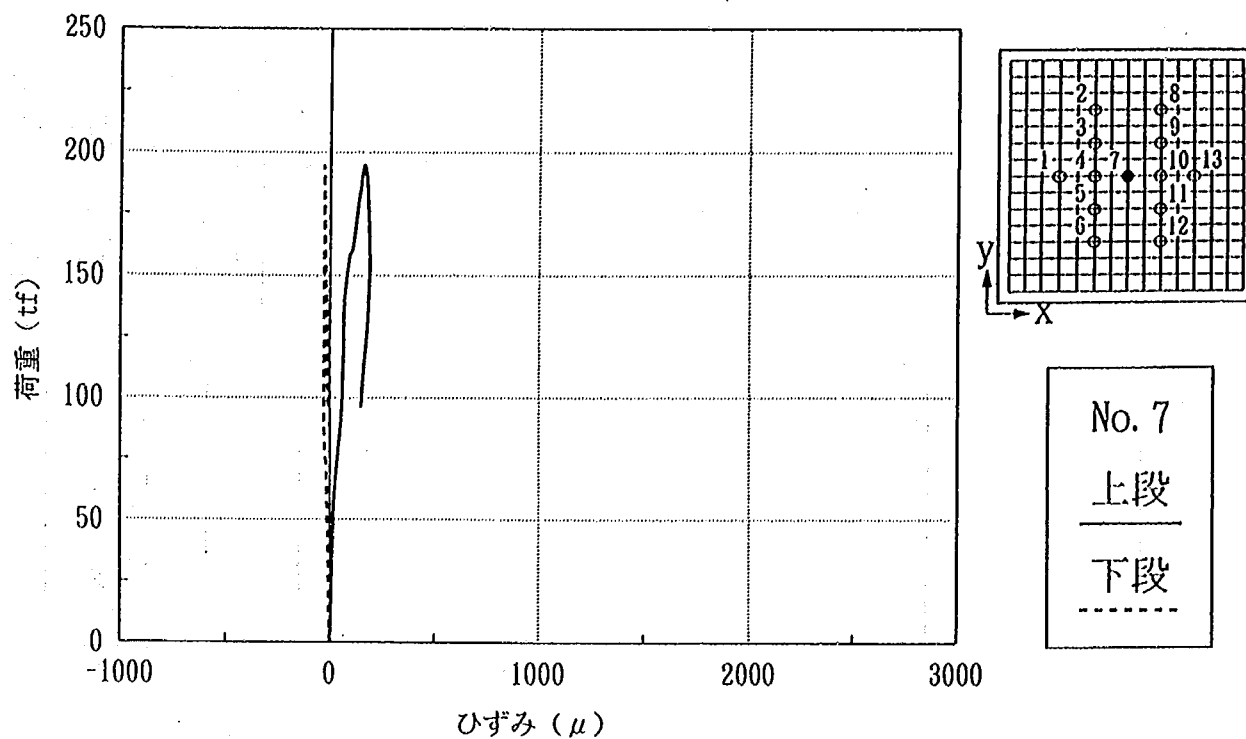


図-参 3.1.9 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

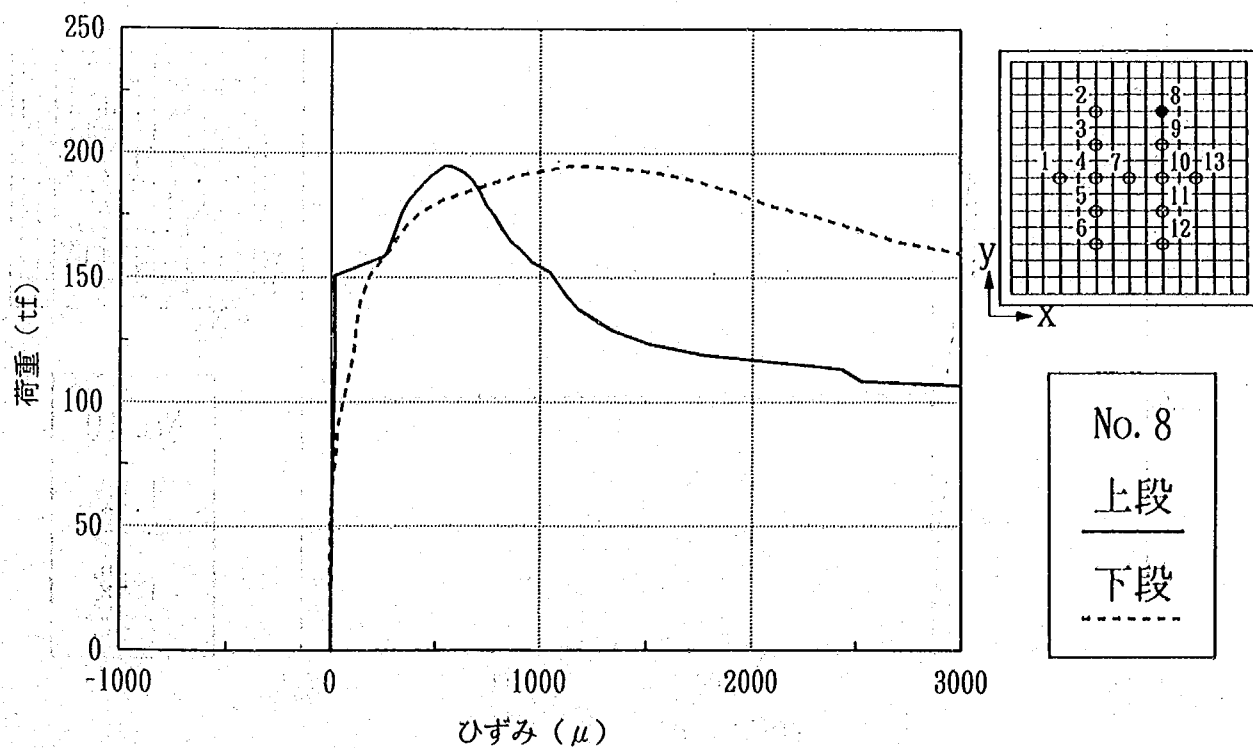


図-参 3.1.10 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

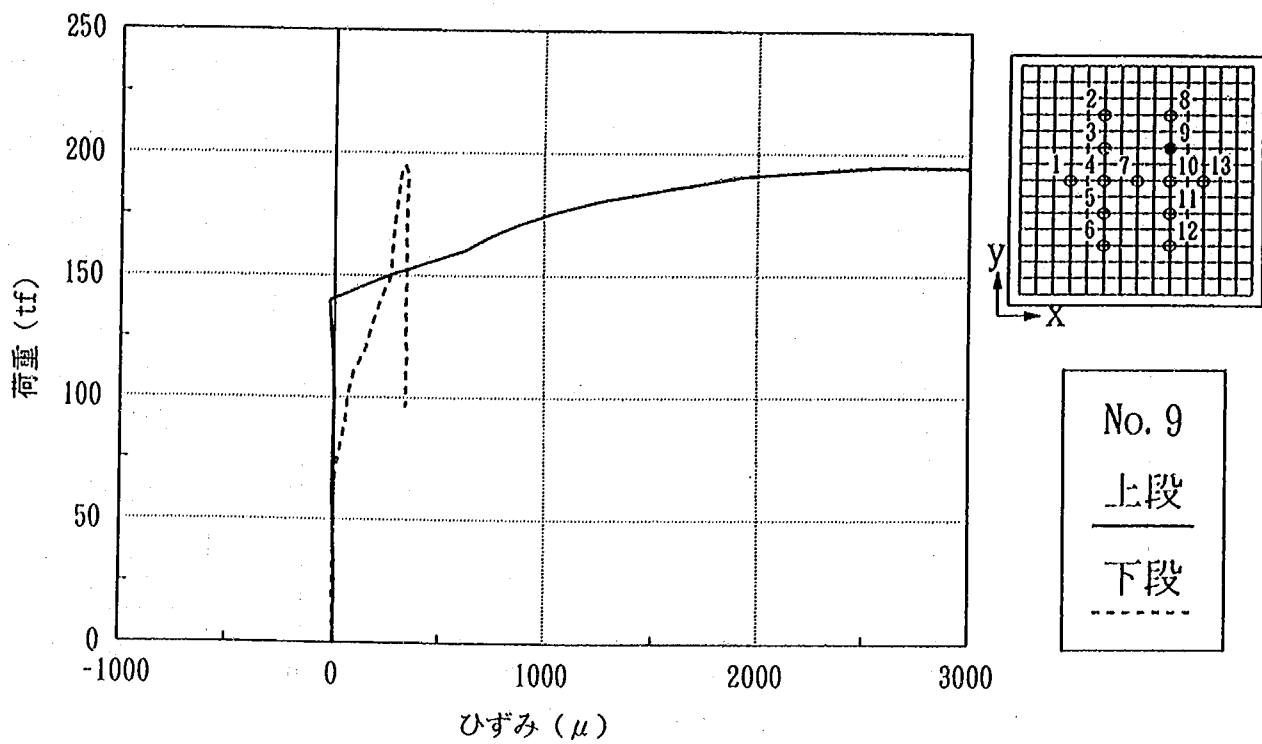


図-参 3.1.11 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

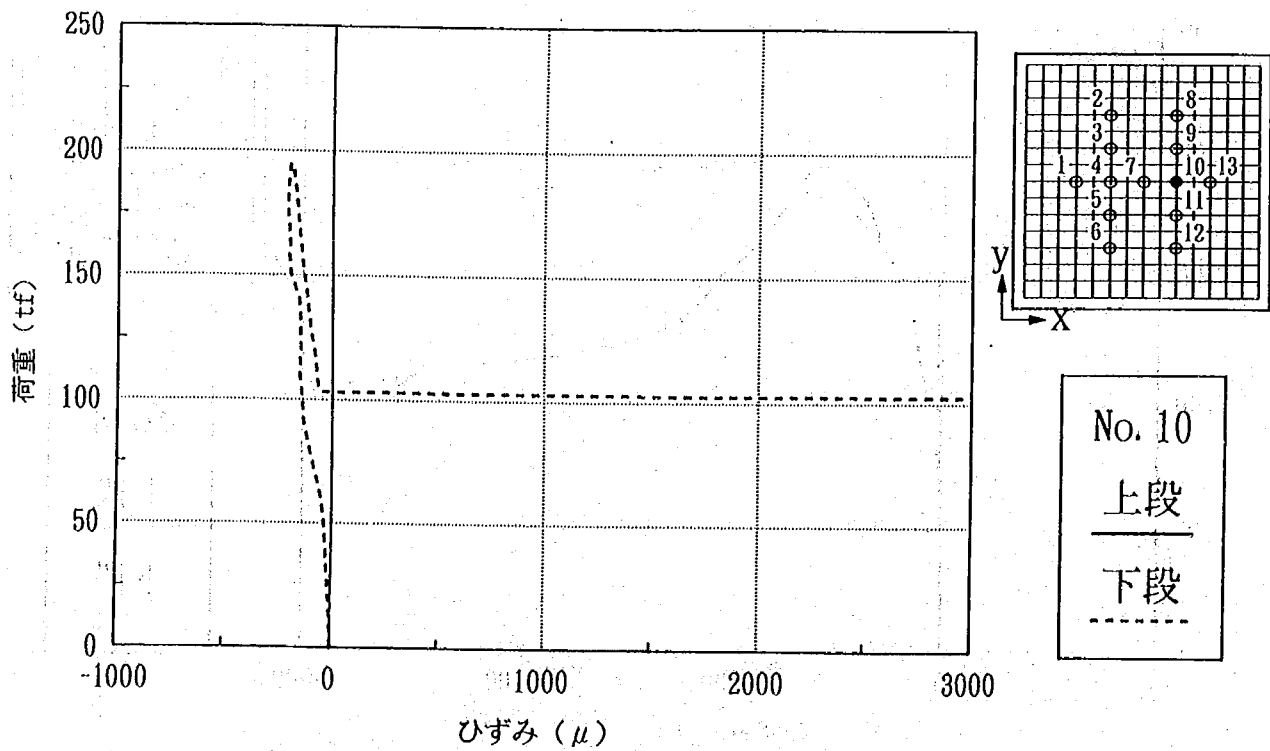


図-参 3.1.12 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

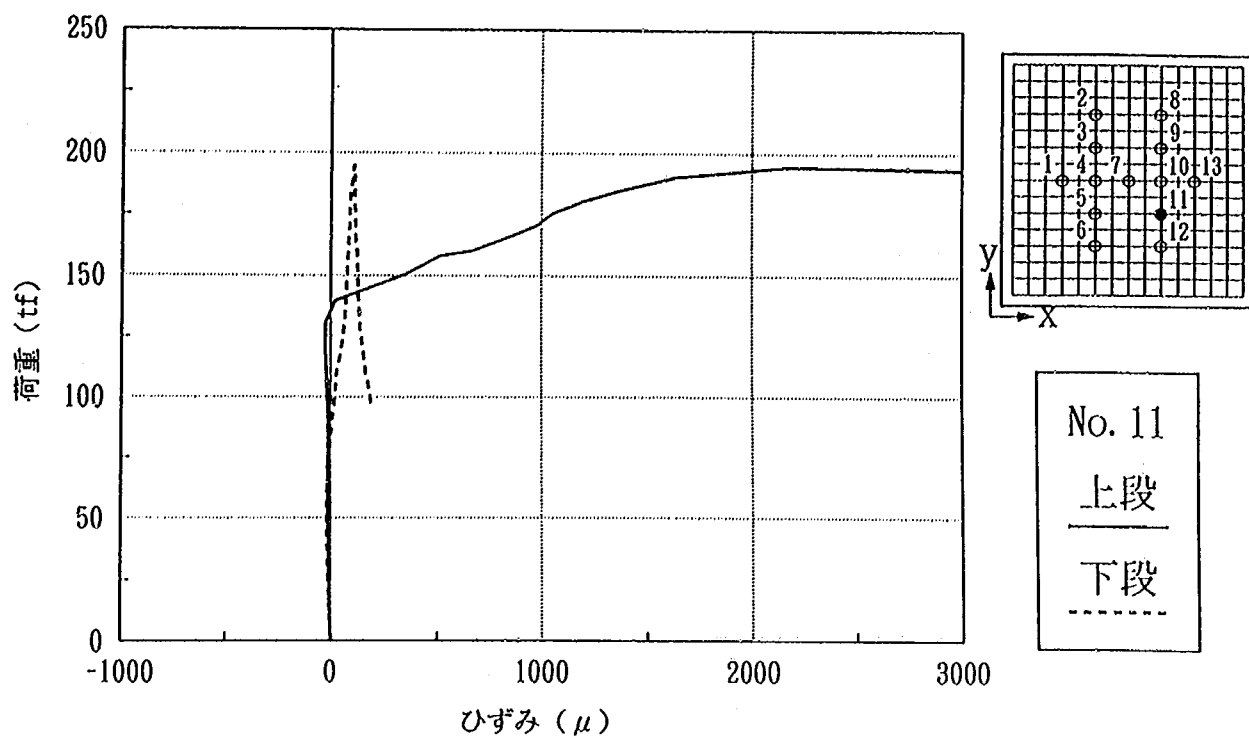


図-参 3.1.13 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

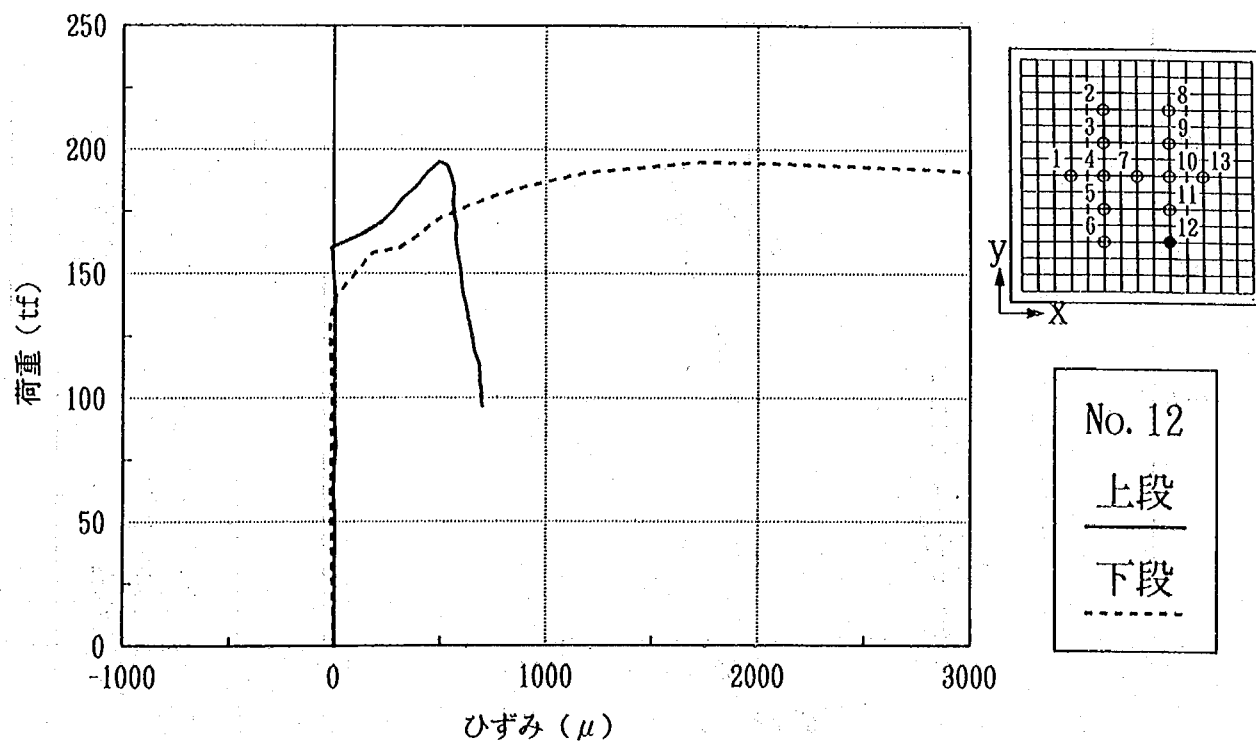


図-参 3.1.14 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

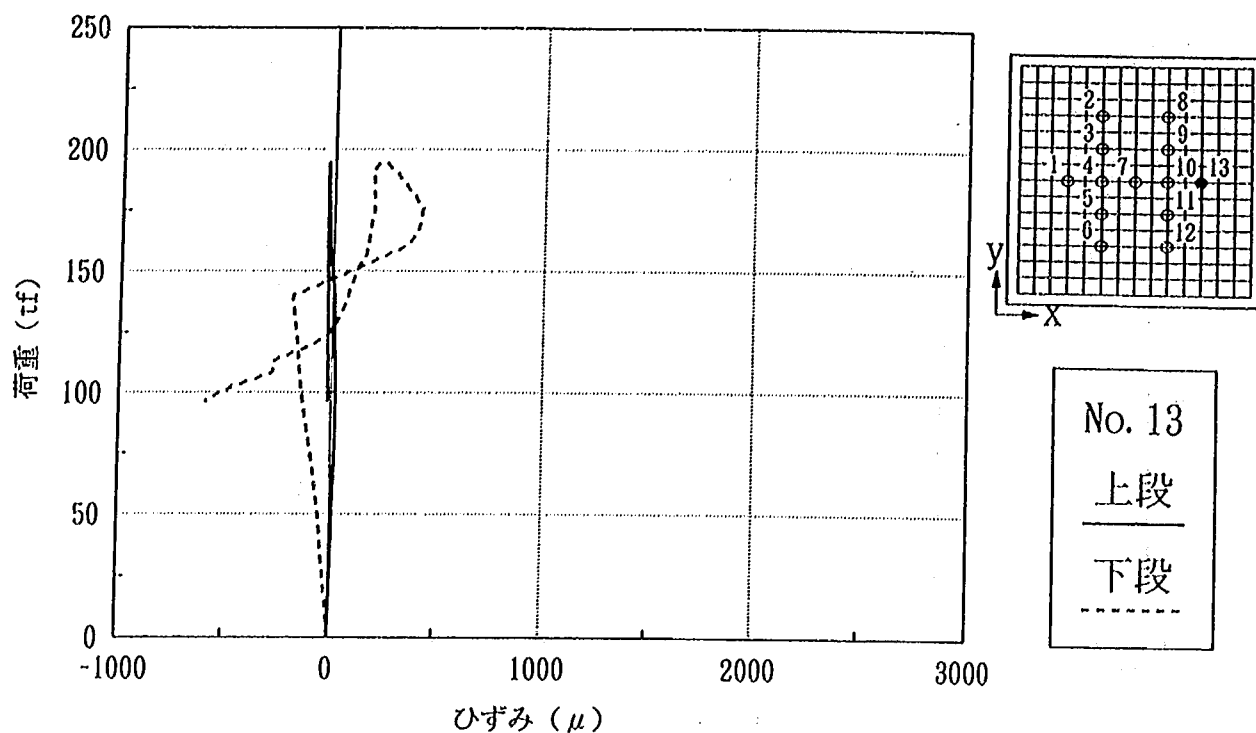


図-参 3.1.15 鉛直荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

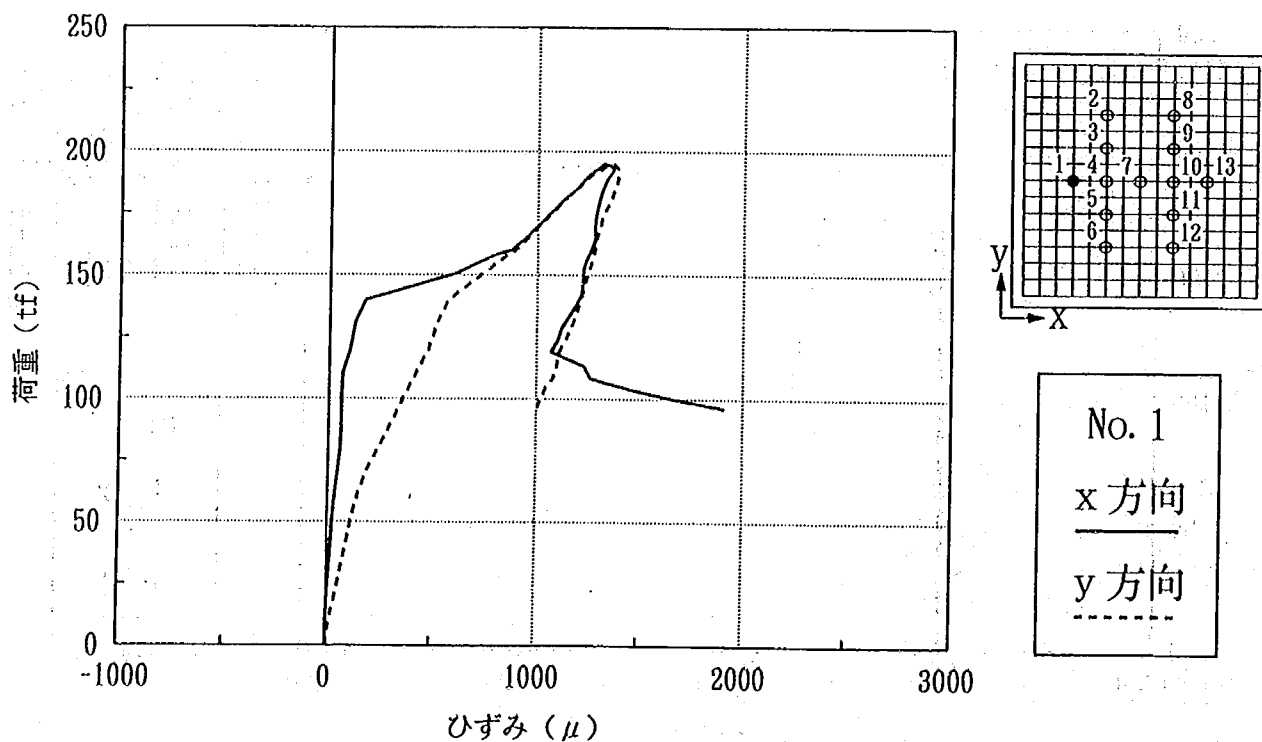


図-参 3.1.16 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

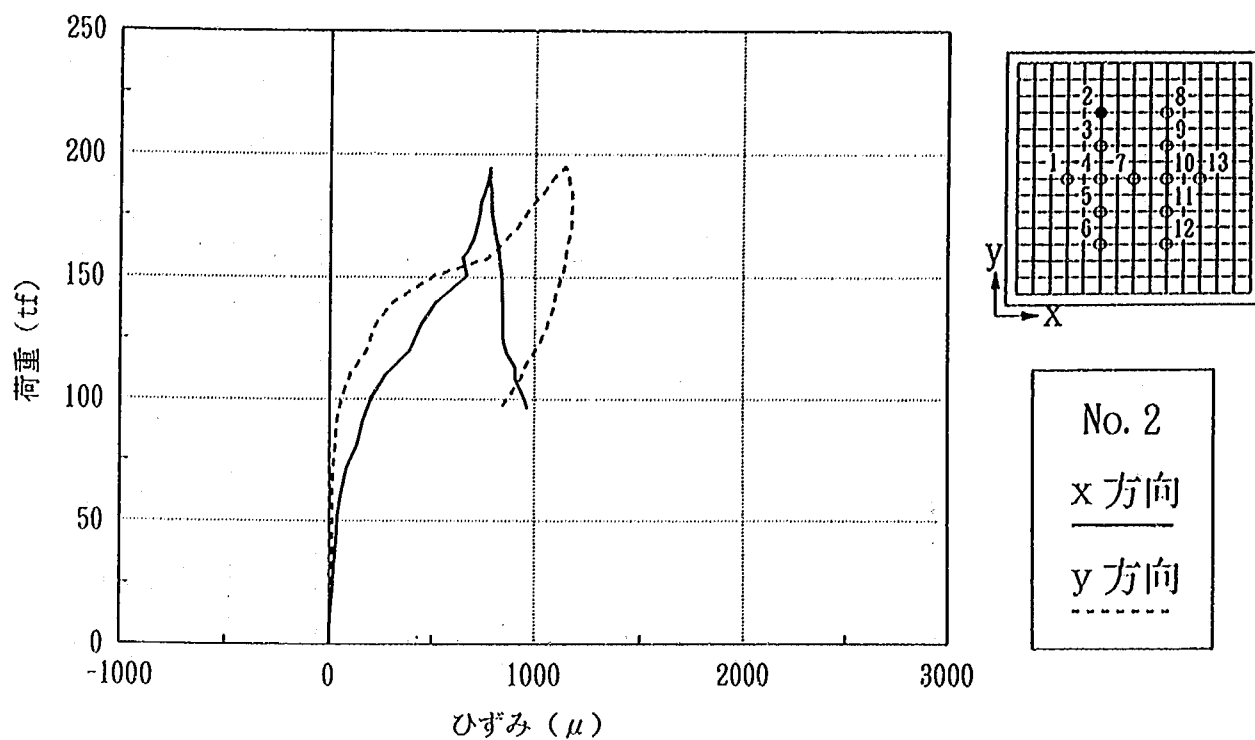


図-参 3.1.17 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

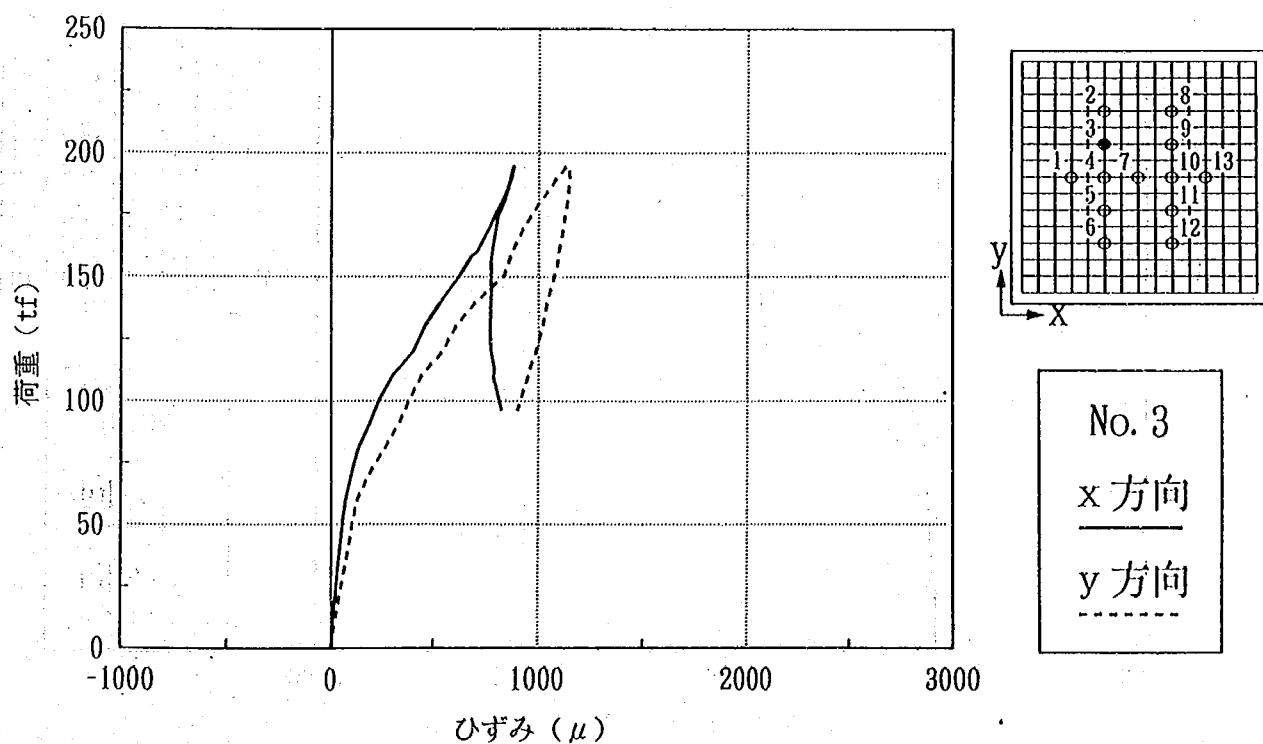


図-参 3.1.18 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

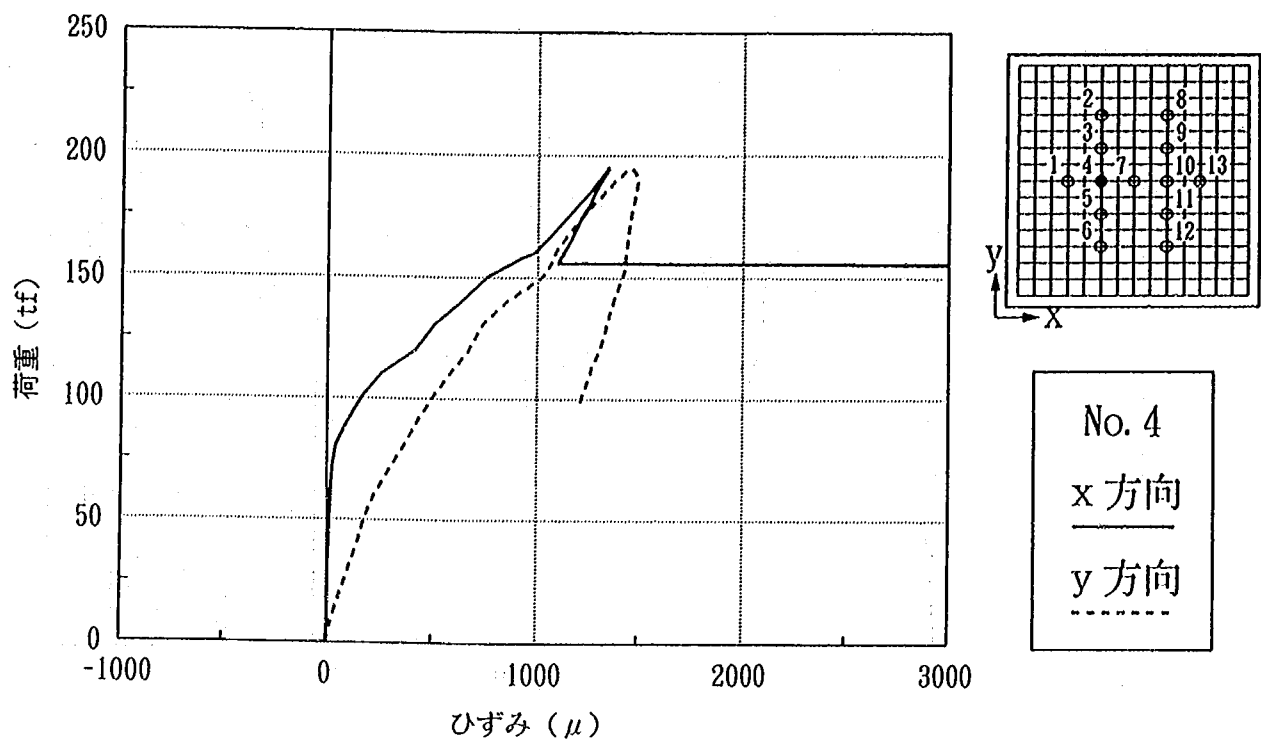


図-参 3.1.19 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

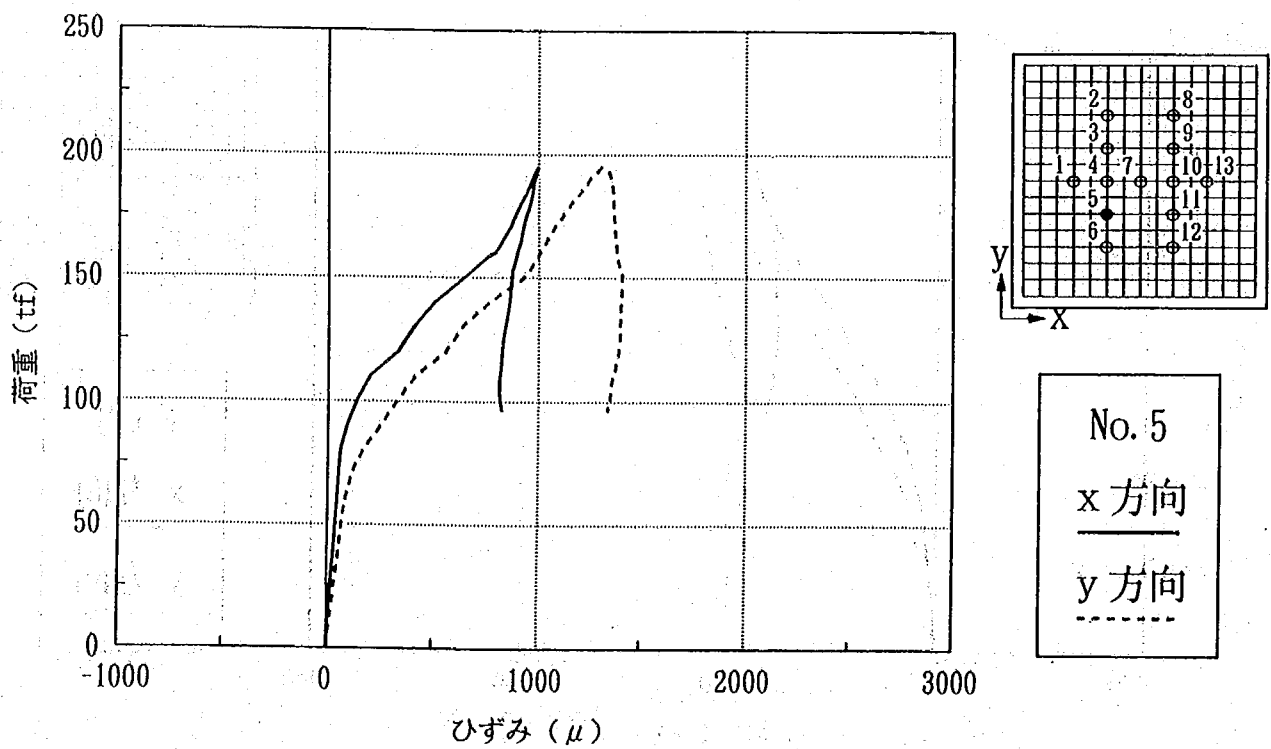


図-参 3.1.20 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

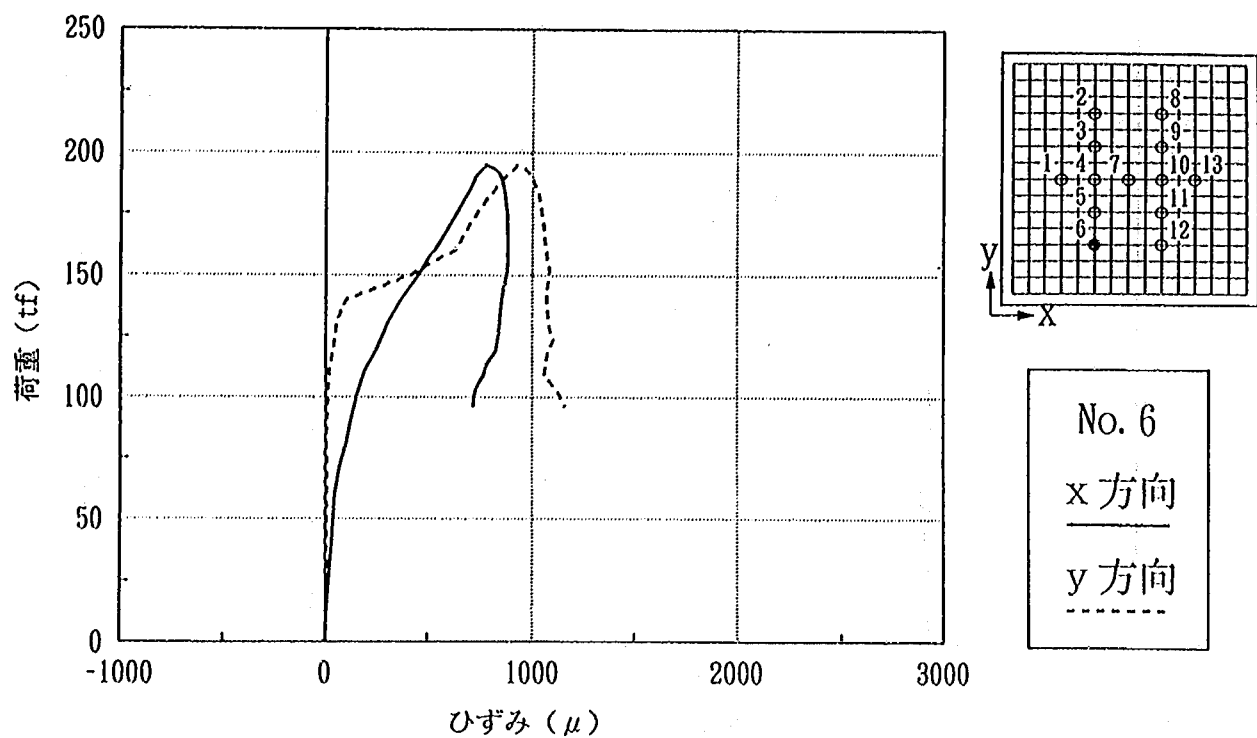


図-参 3.1.21 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

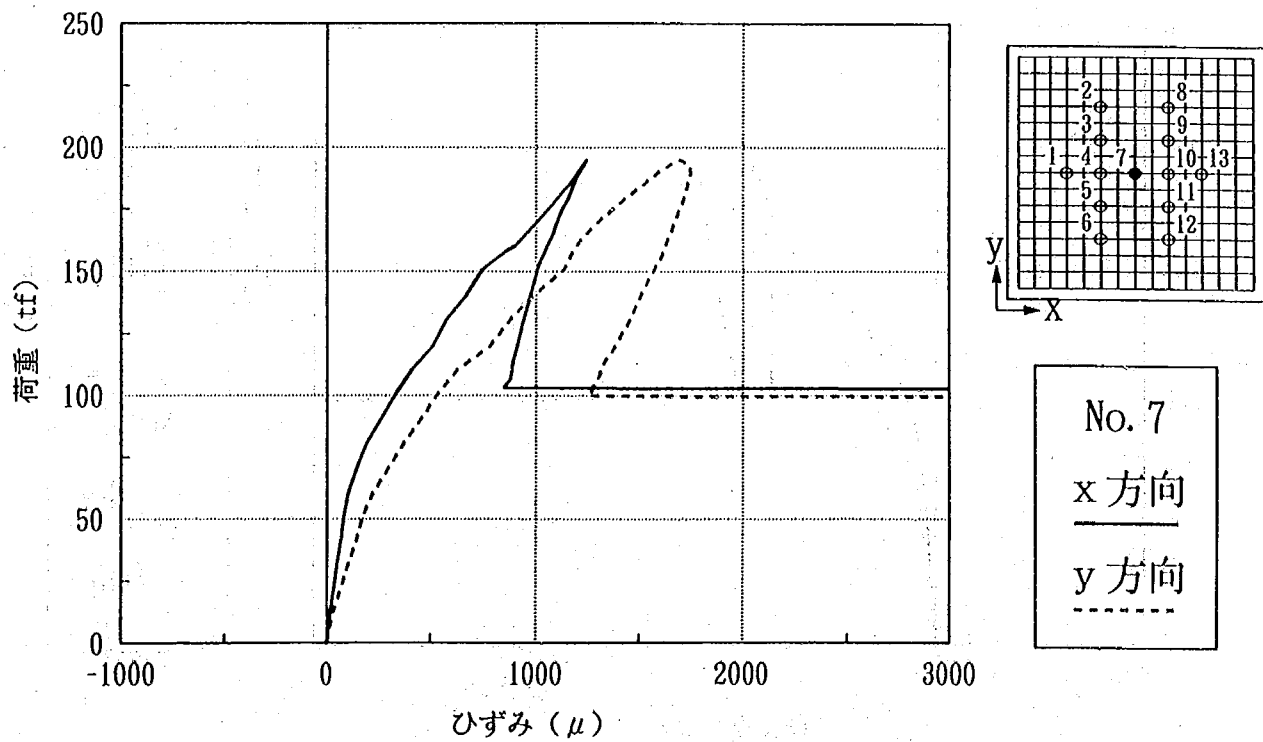


図-参 3.1.22 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

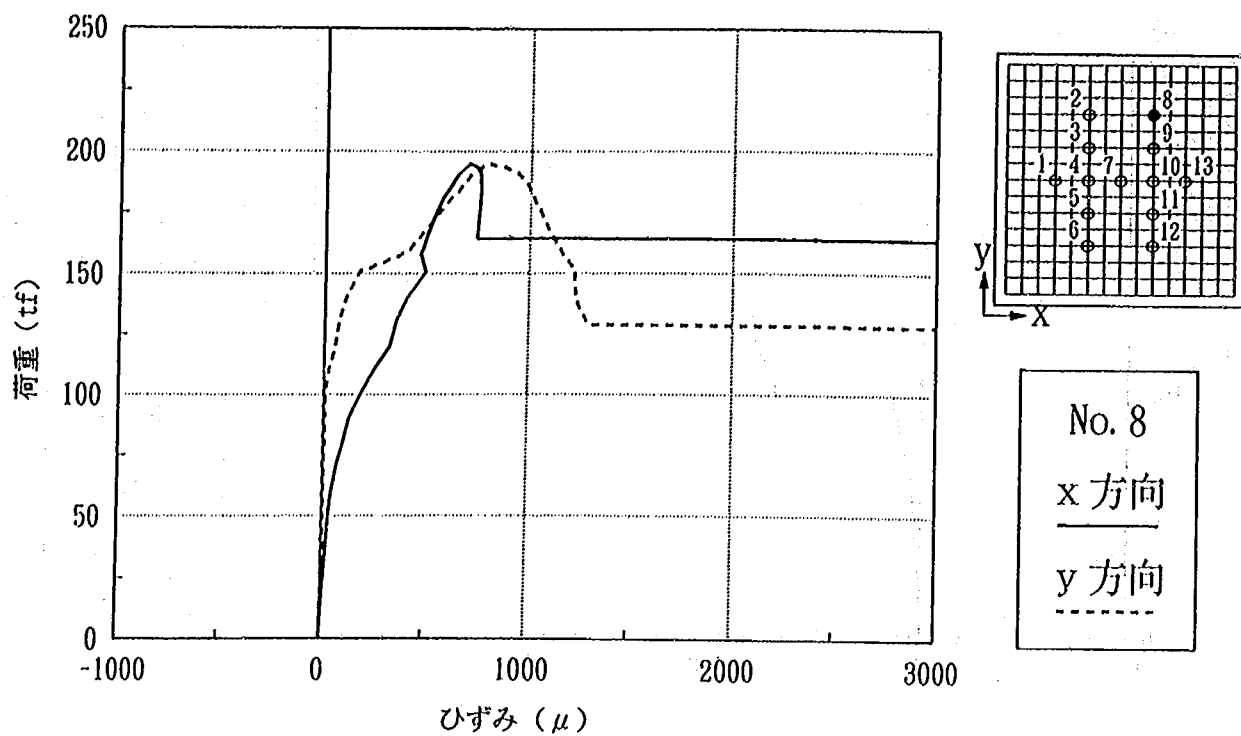


図-参 3.1.23 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

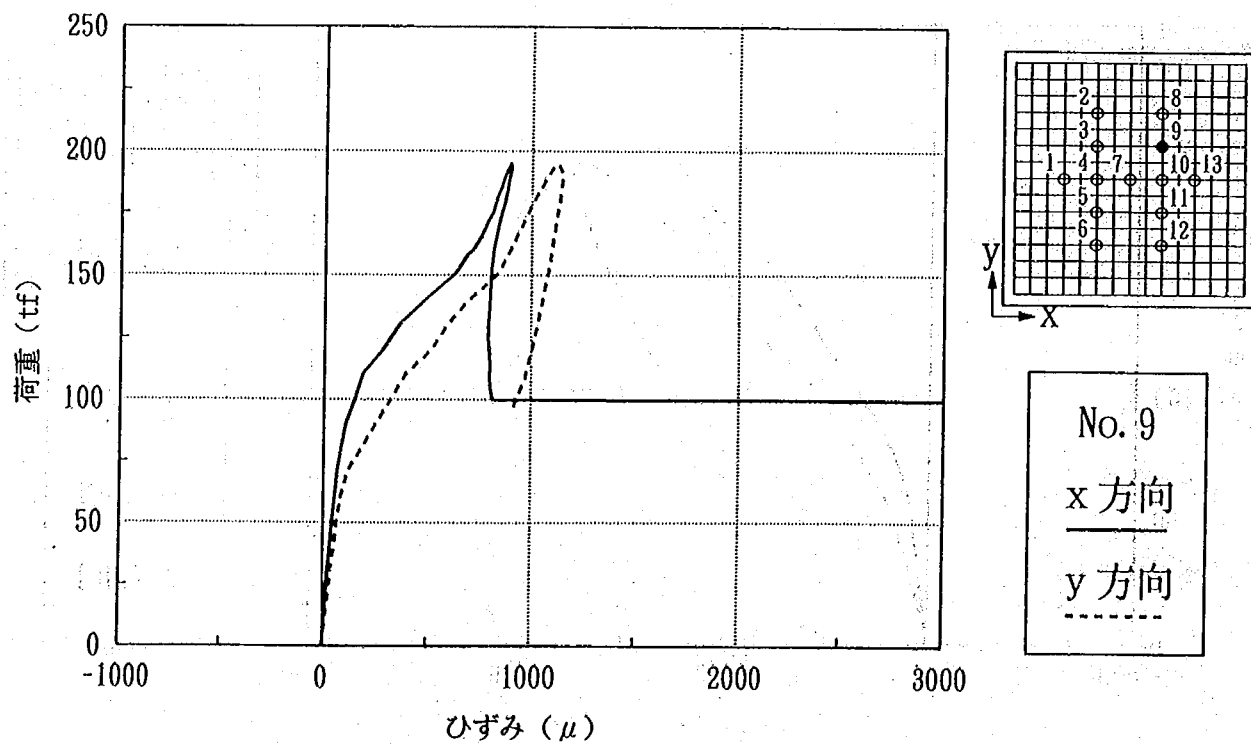


図-参 3.1.24 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

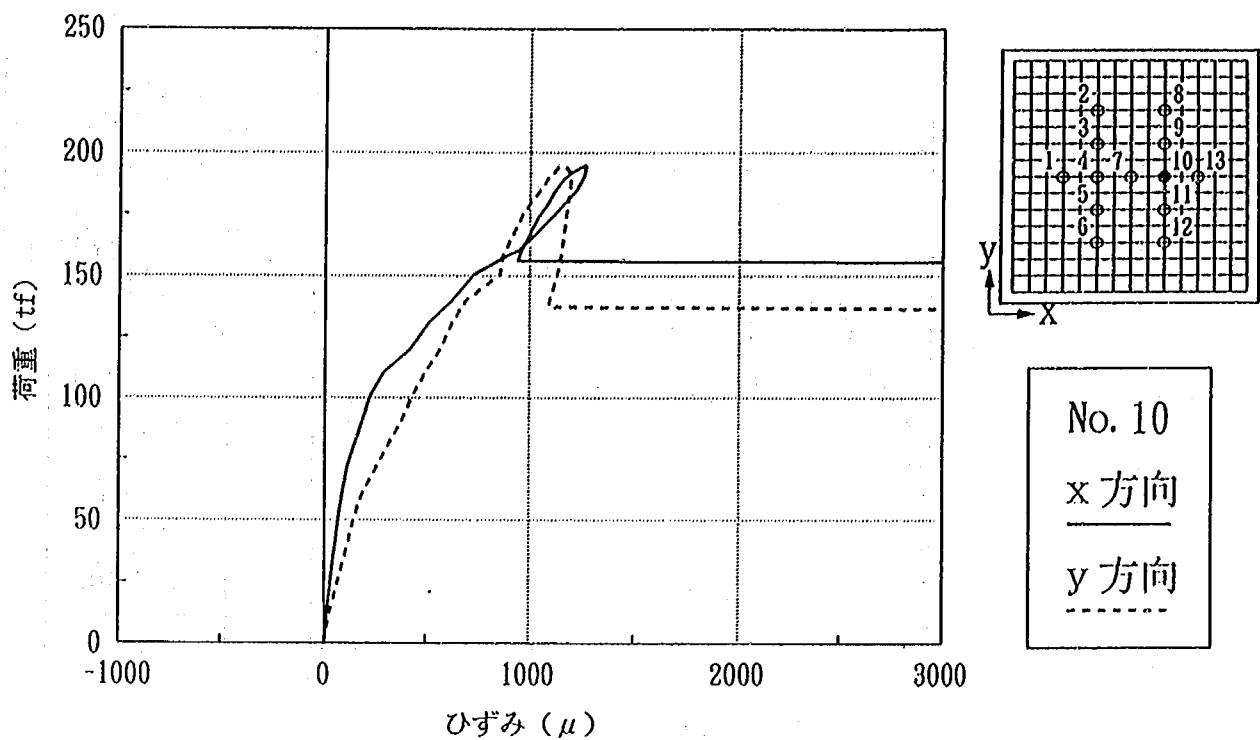


図-参 3.1.25 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

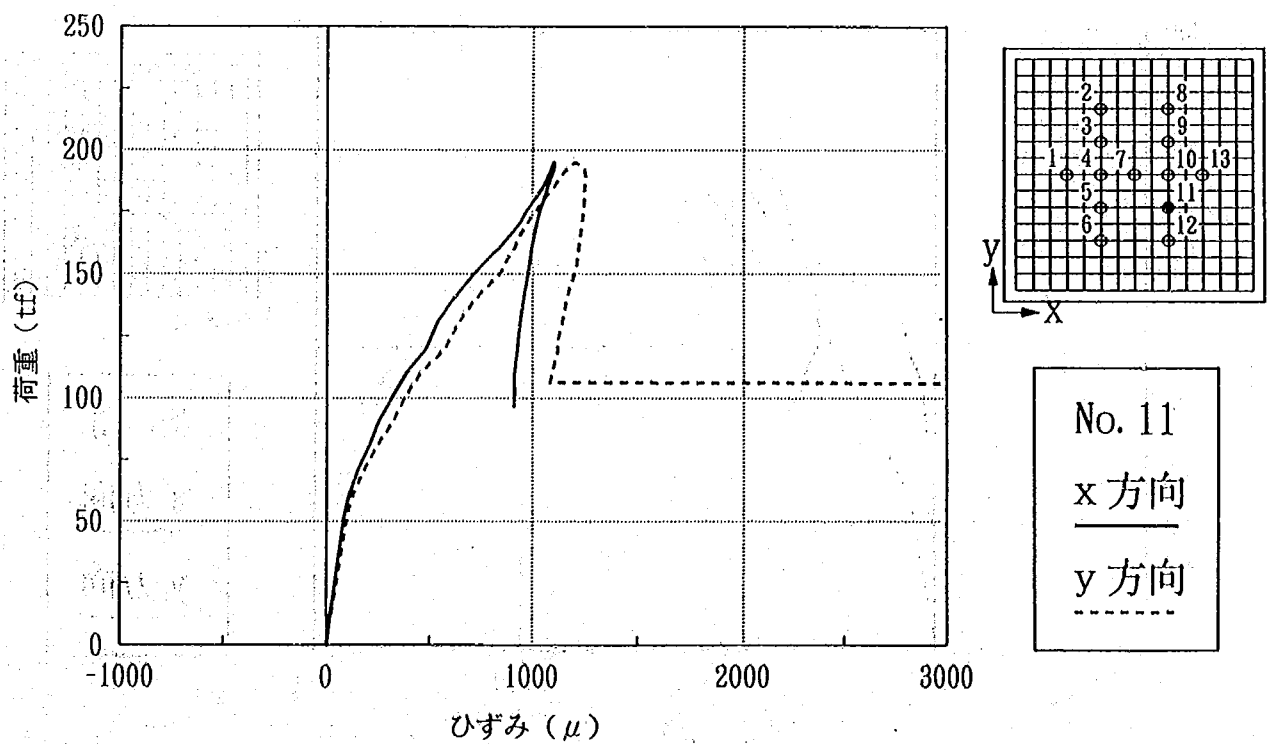
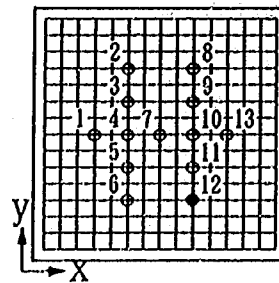
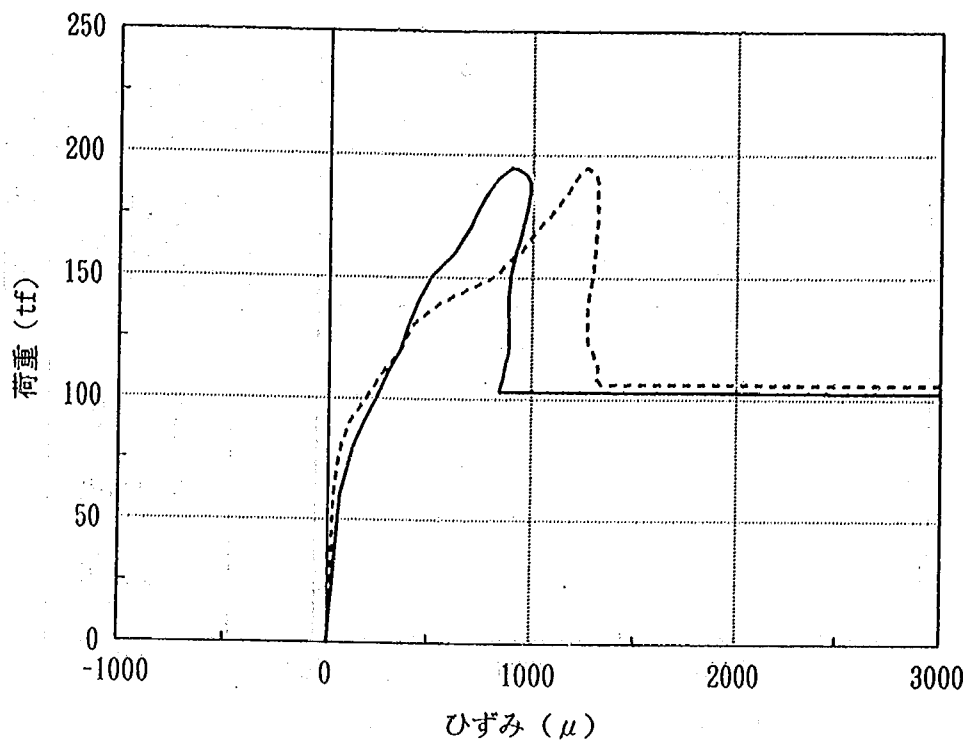


図-参 3.1.26 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

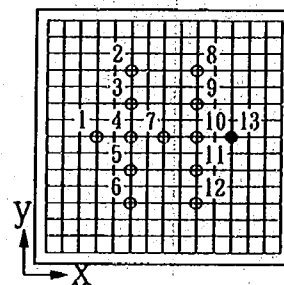
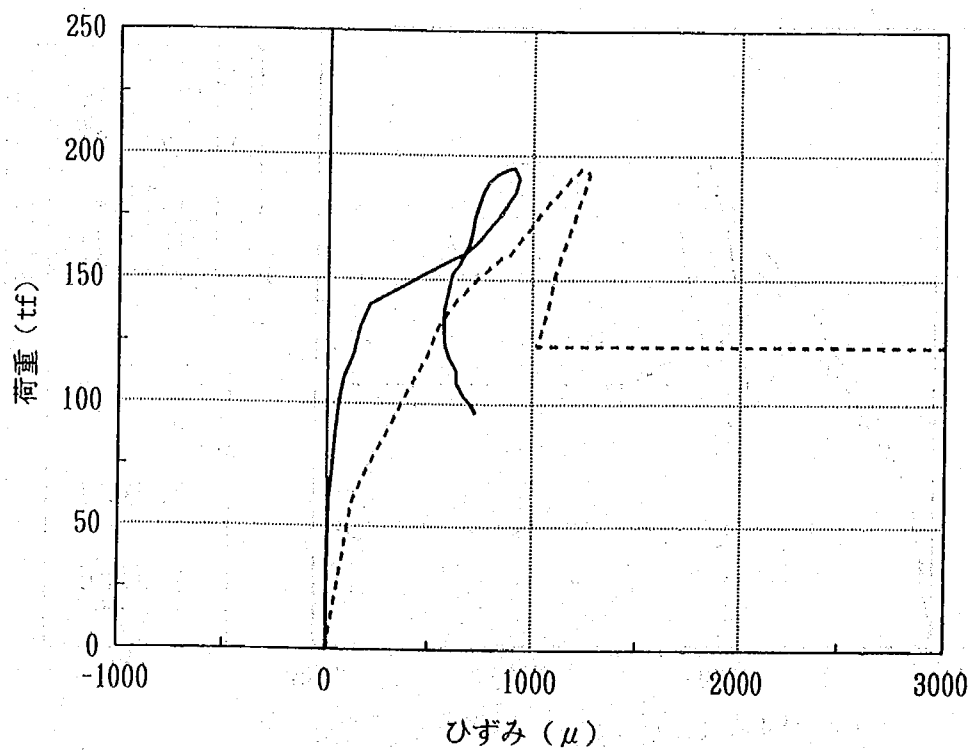


No. 12

x 方向

y 方向

図-参 3.1.27 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

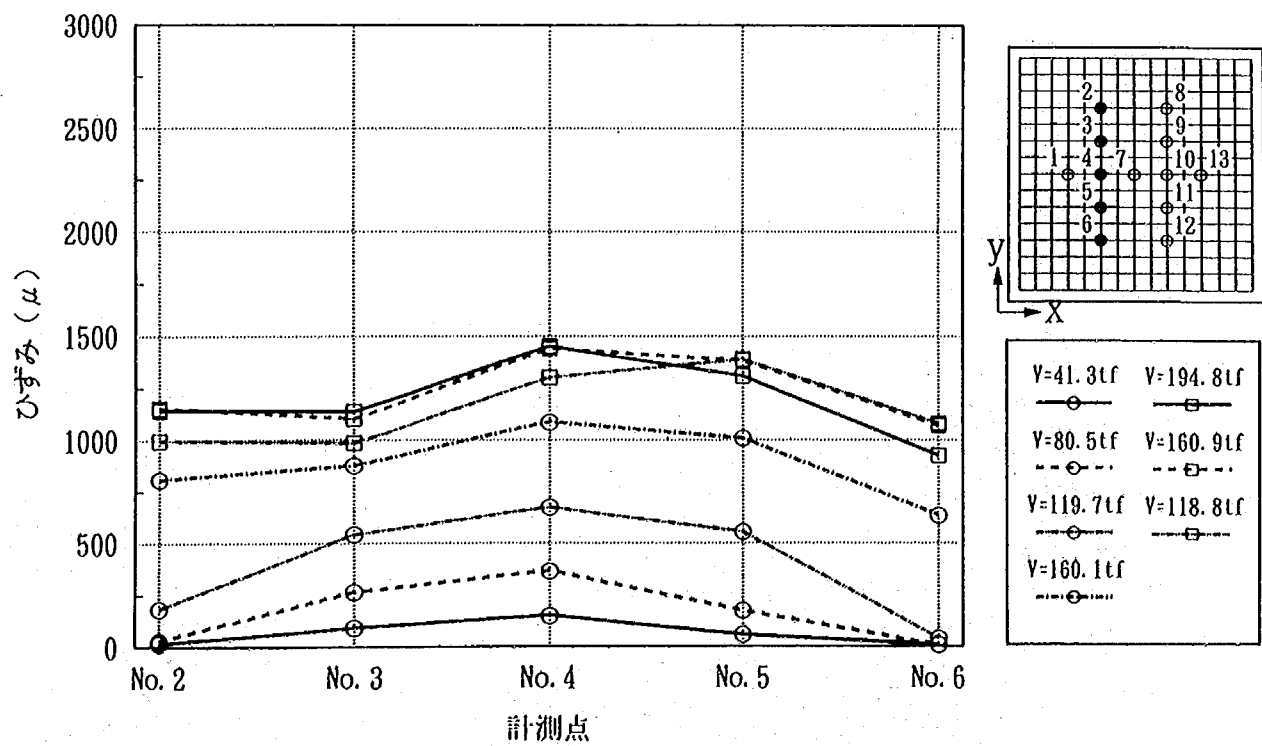
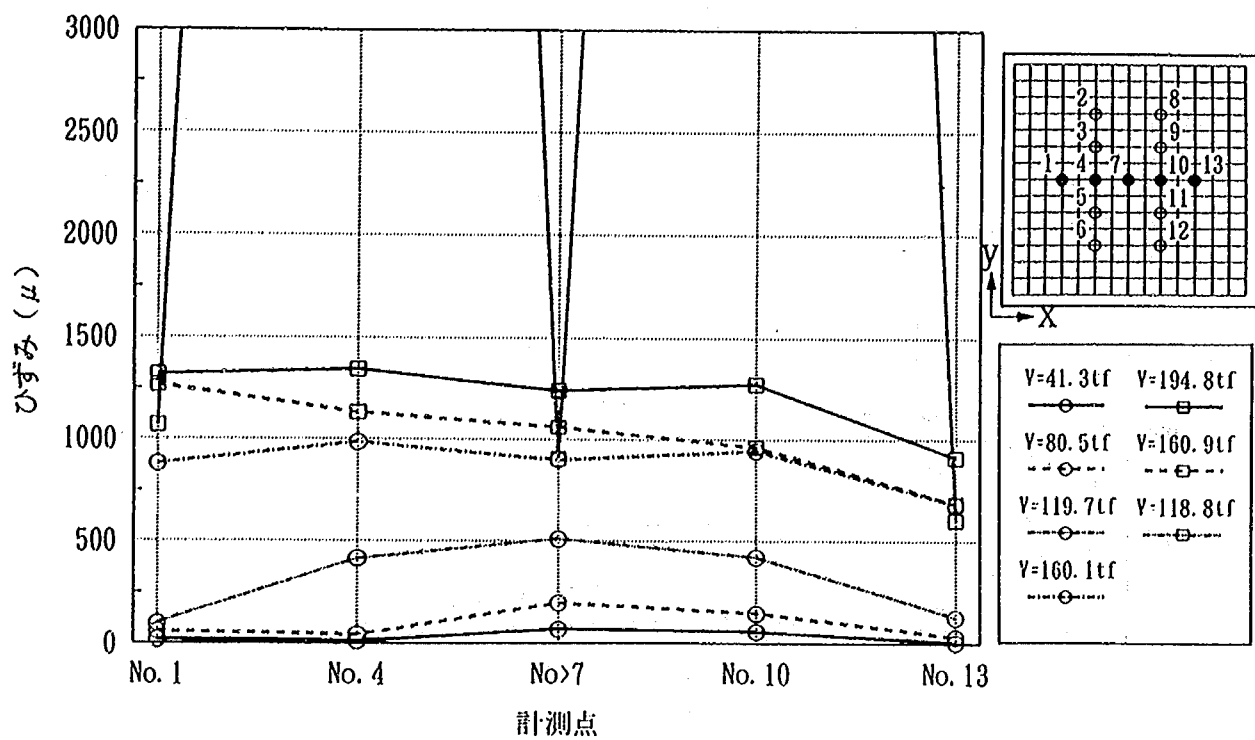


No. 13

x 方向

y 方向

図-参 3.1.28 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係



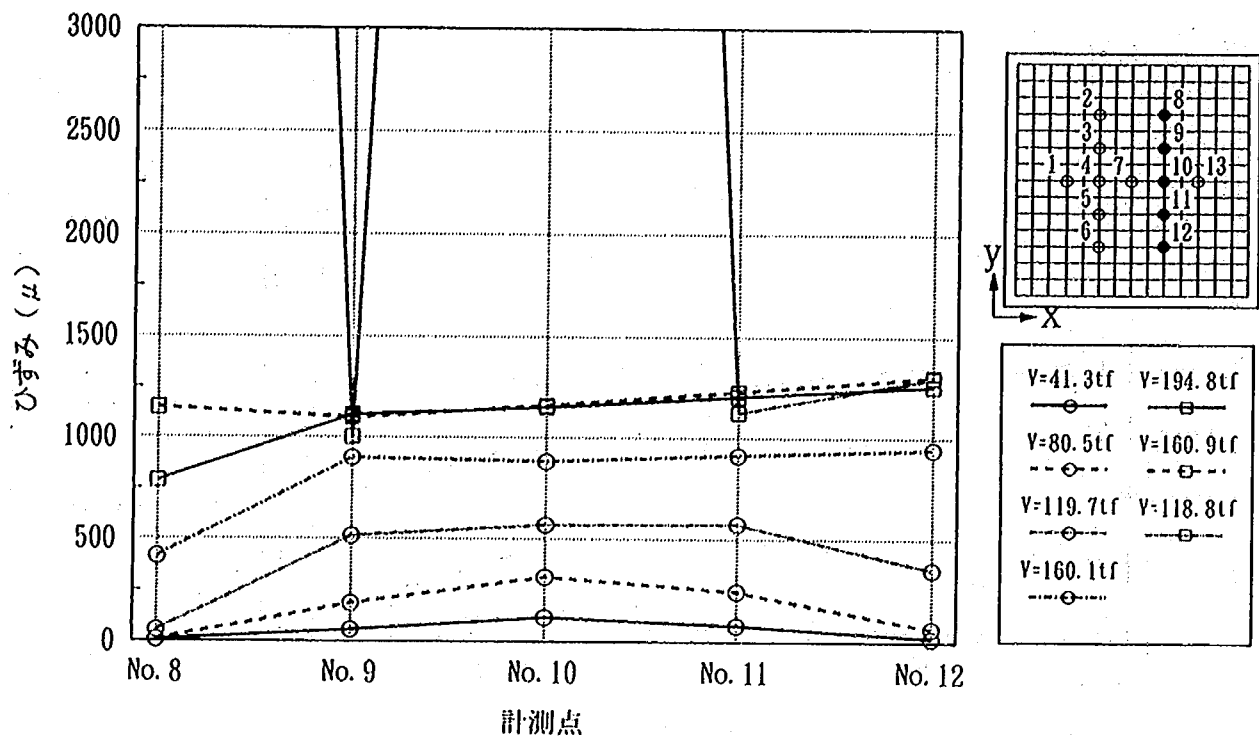


図-参 3.1.31 下側鉄筋ひずみ分布 (y 方向)

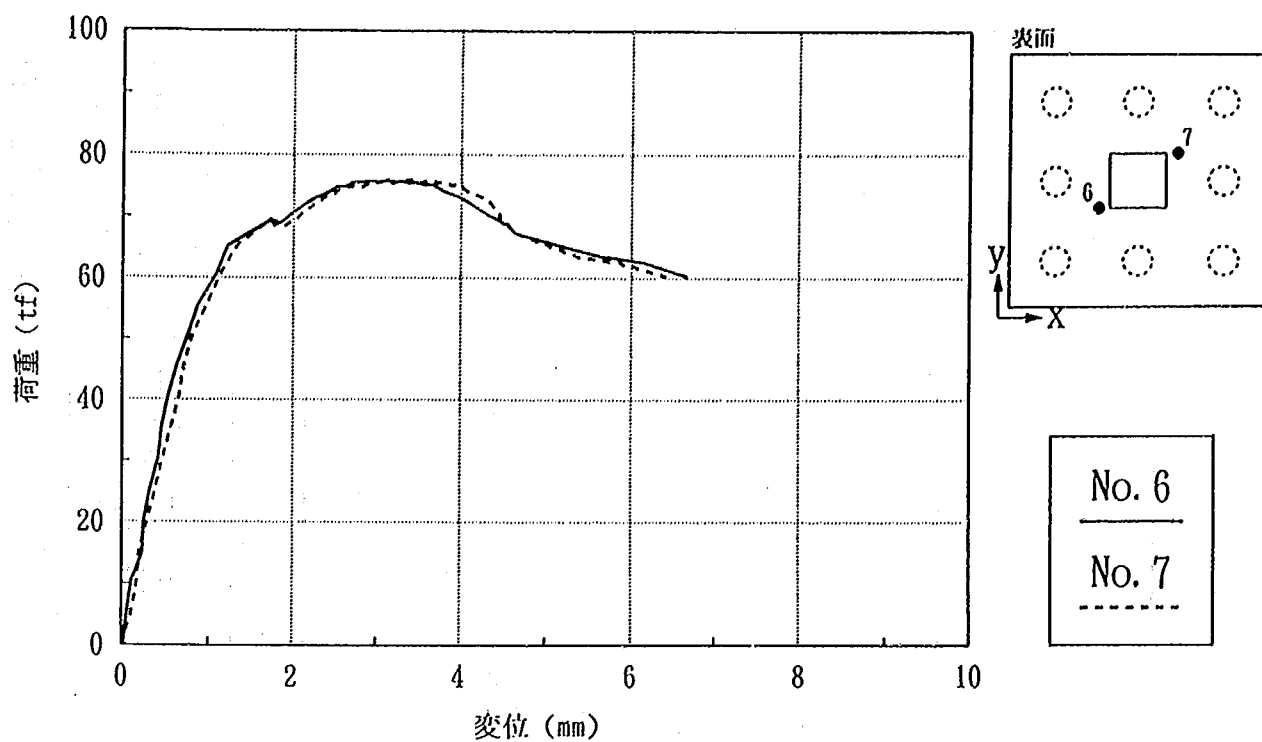


图-参 3.2.1 鉛直荷重-表面変位関係

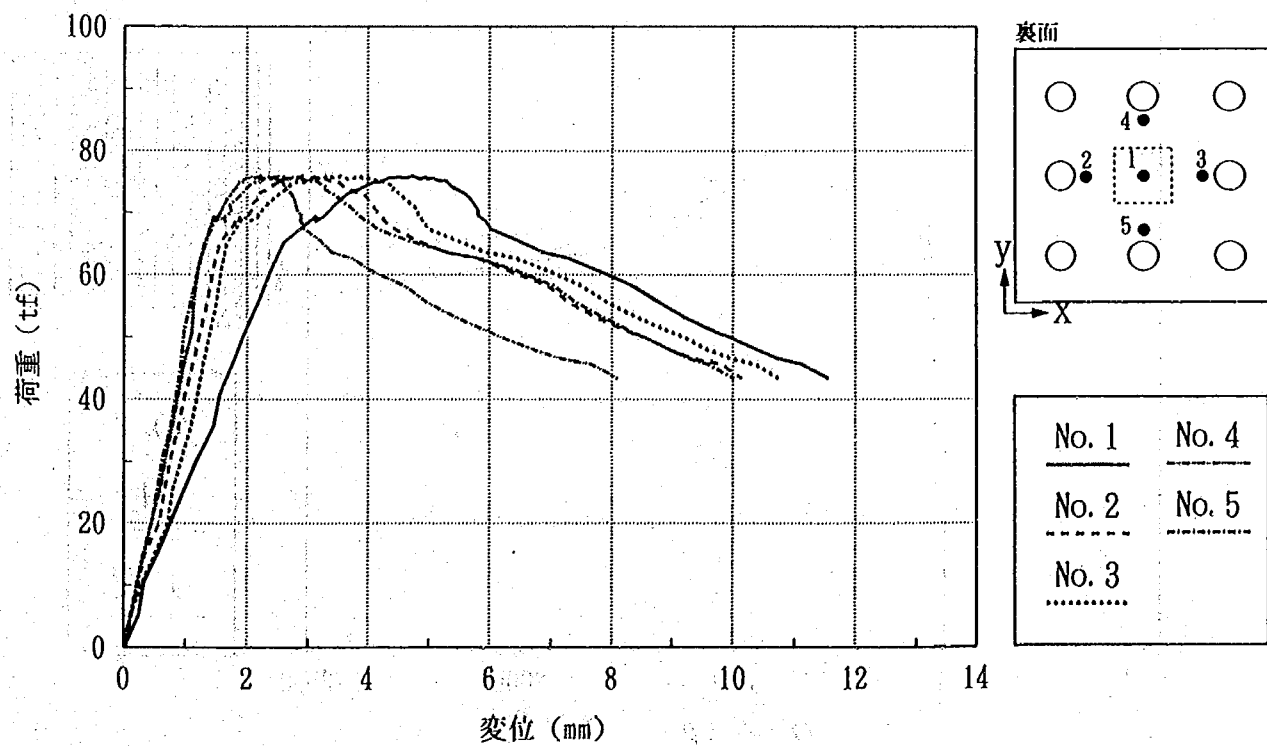


图-参 3.2.2 鉛直荷重-裏面変位関係

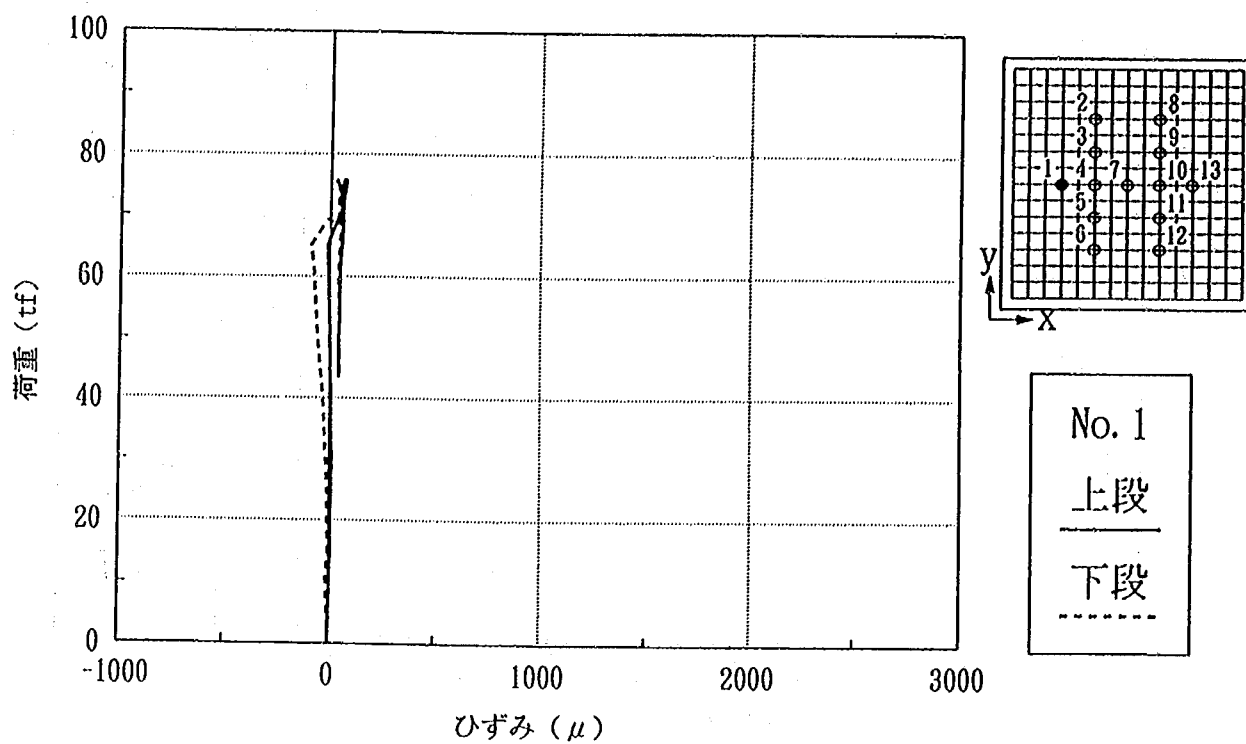


図-参 3.2.3 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

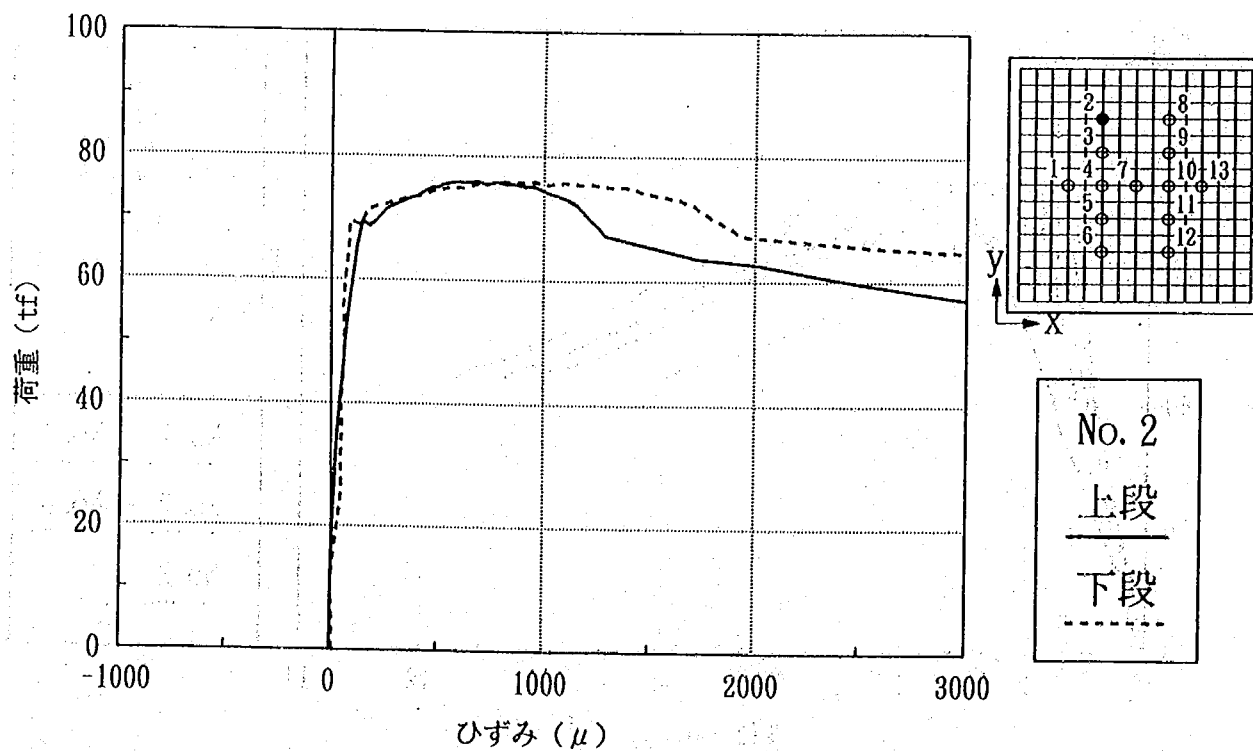


図-参 3.2.4 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

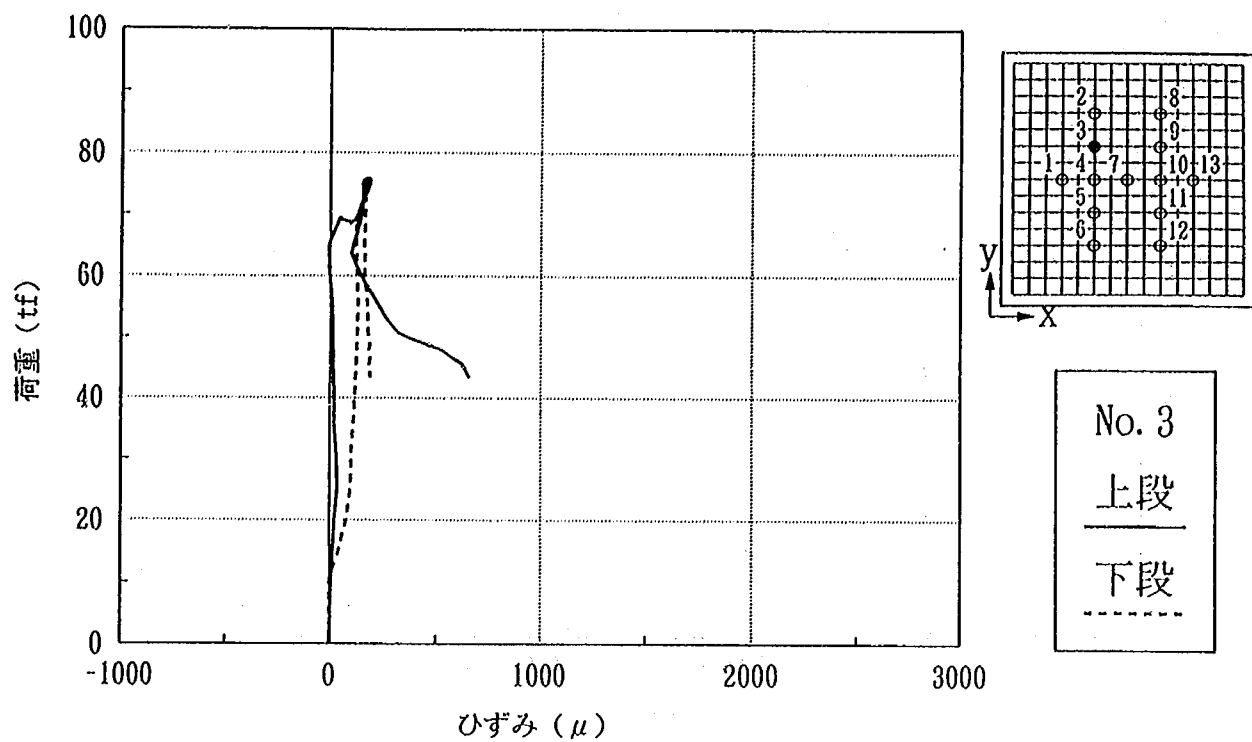


図-参 3.2.5 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

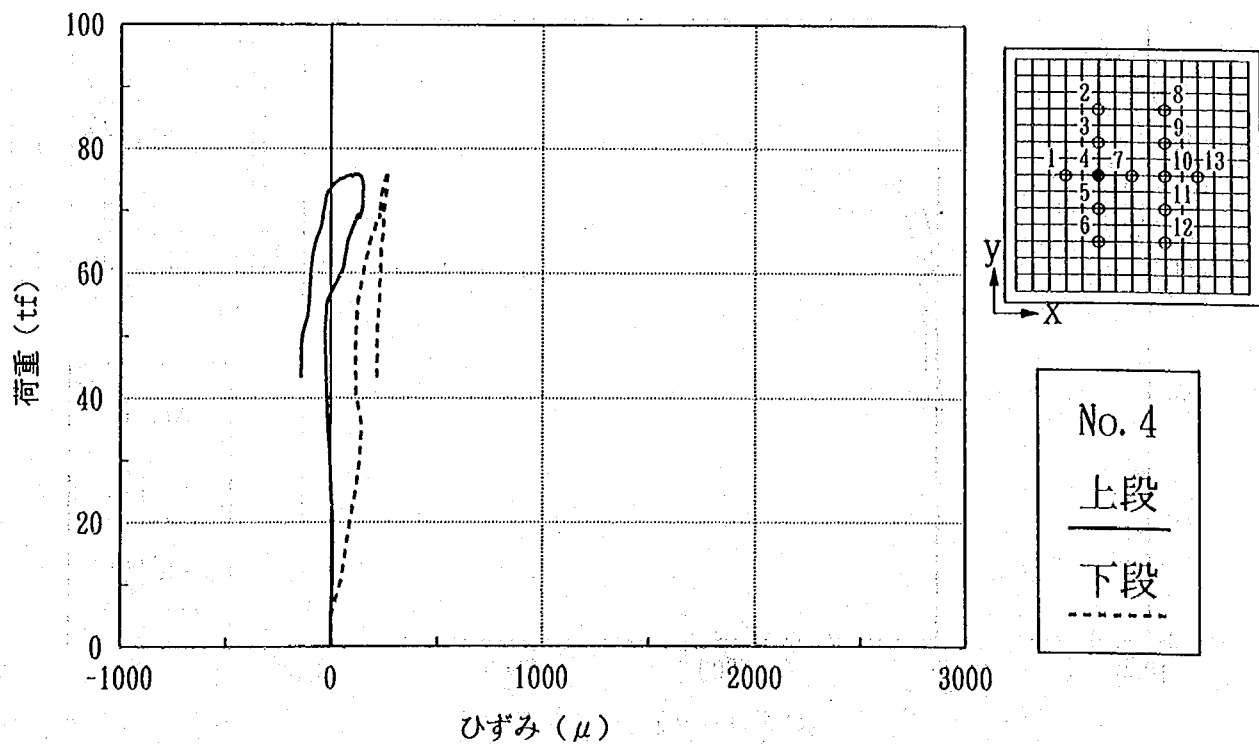


図-参 3.2.6 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

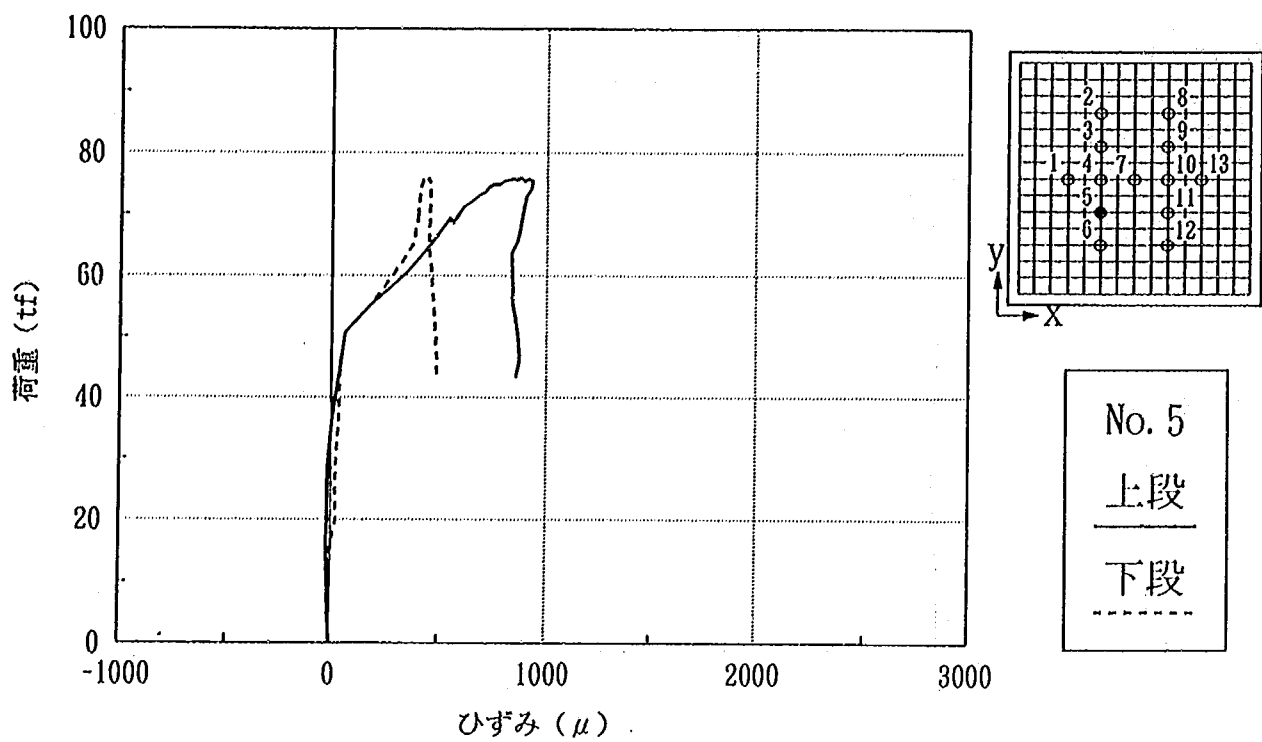


図-参 3.2.7 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

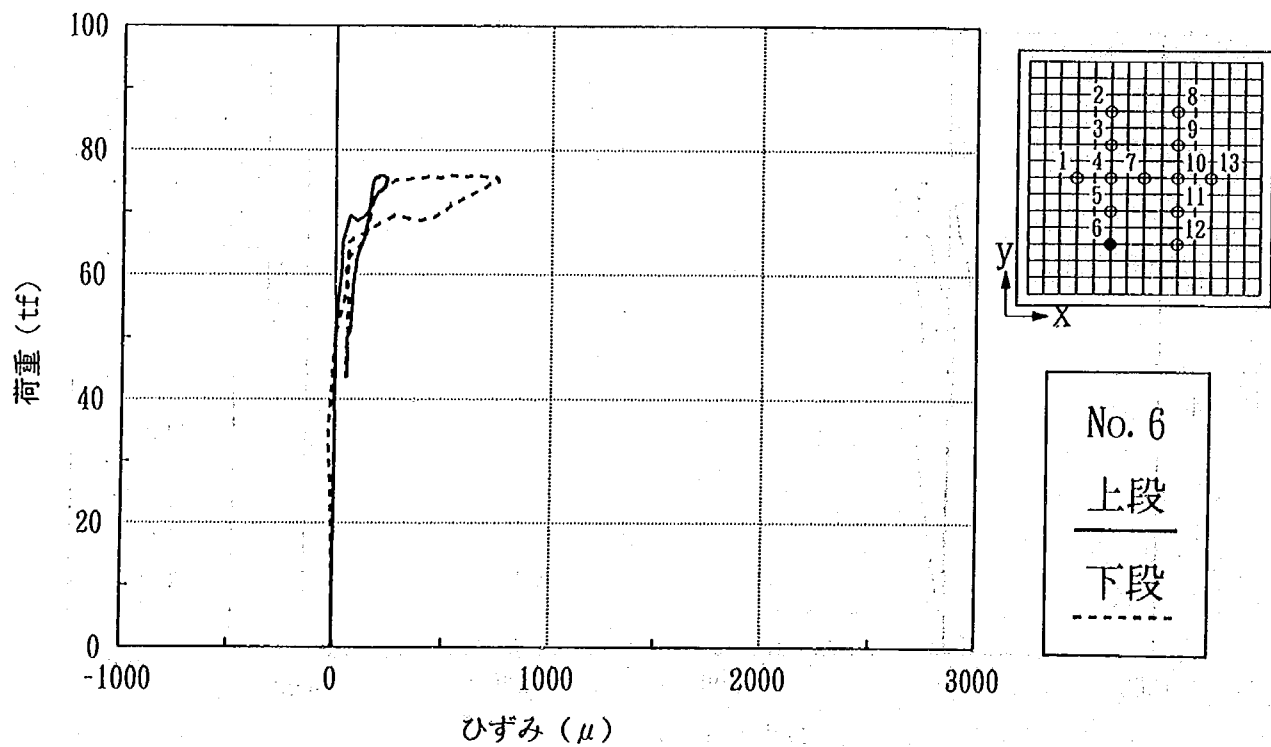


図-参 3.2.8 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

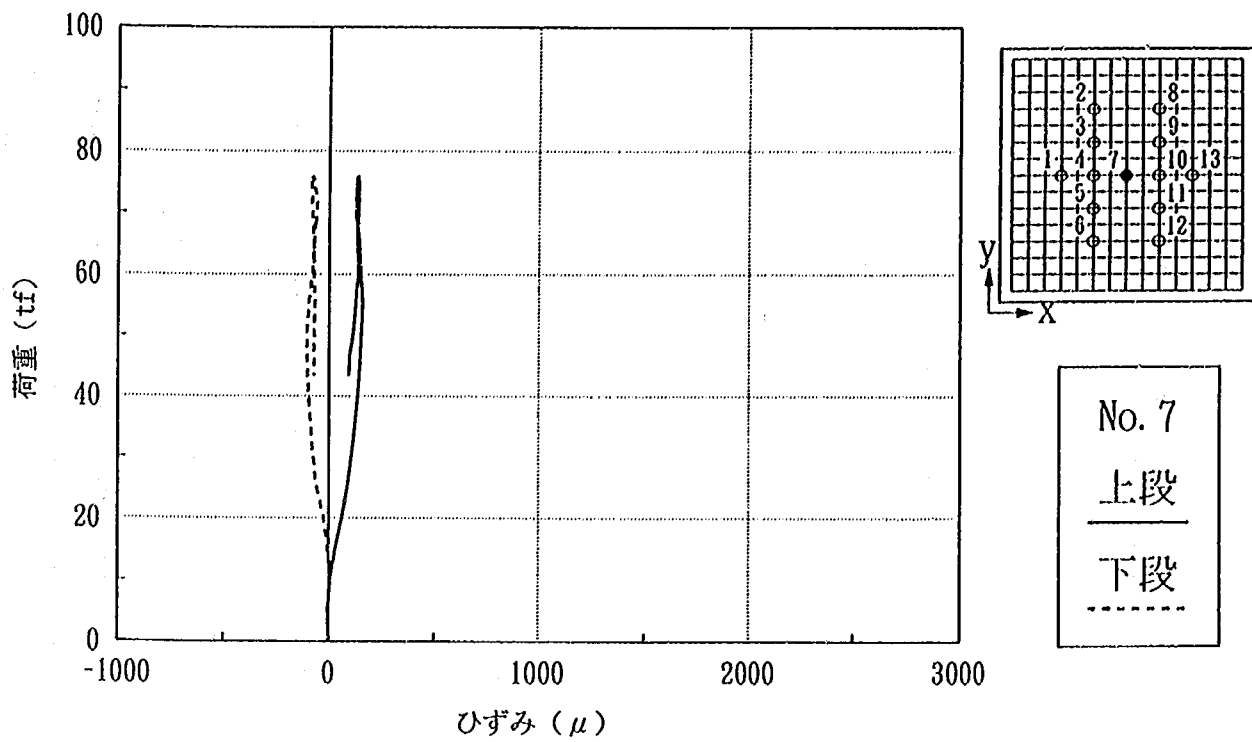


図-参 3.2.9 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

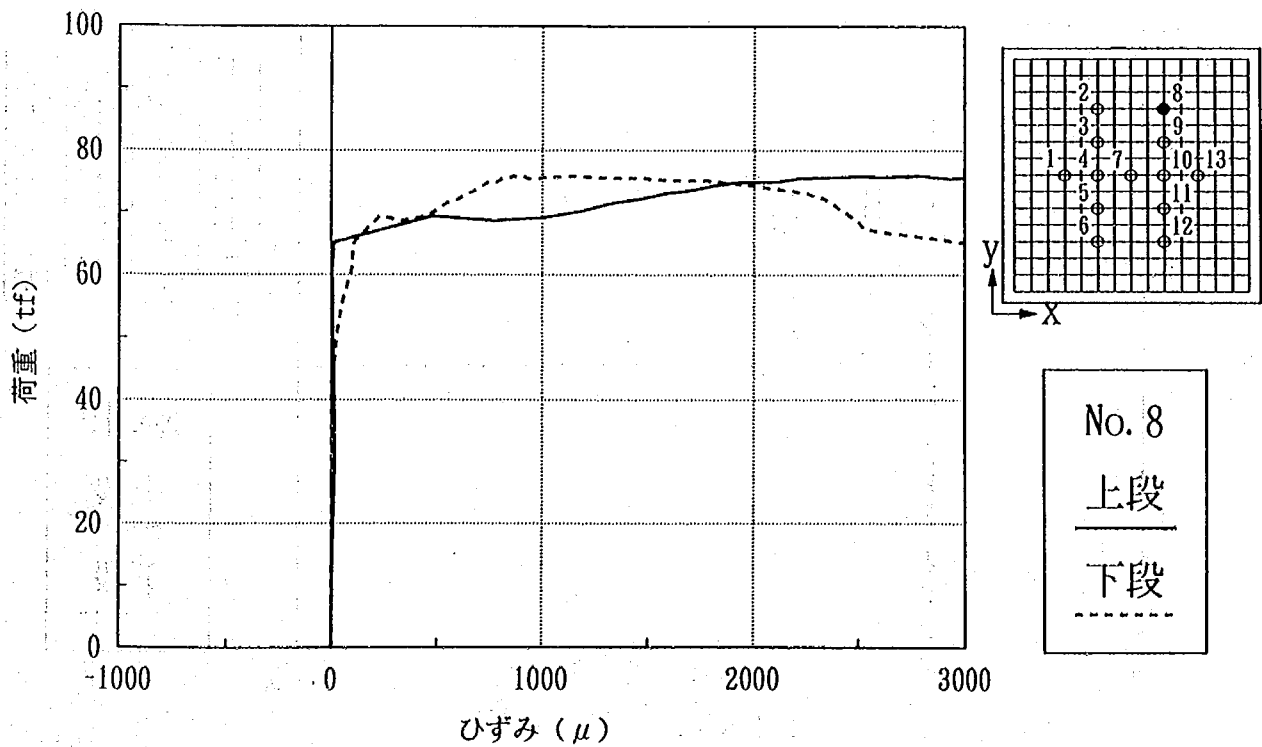


図-参 3.2.10 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

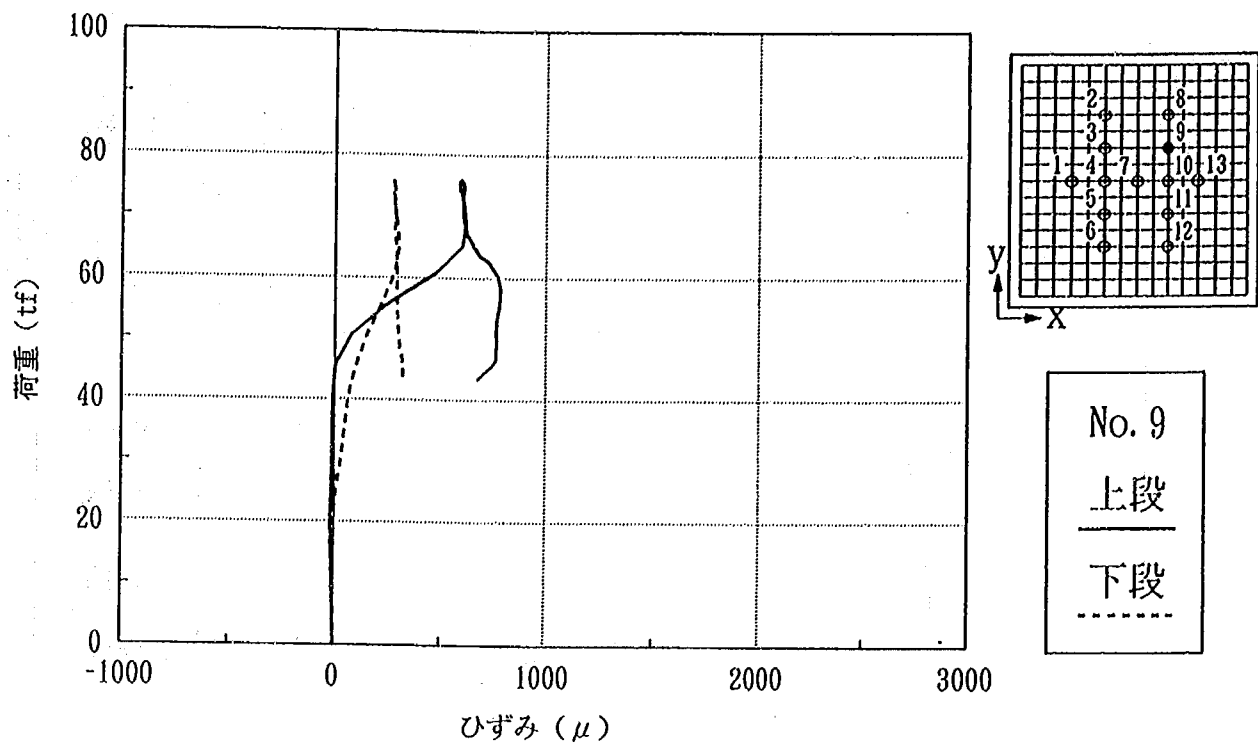


図-参 3.2.11 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

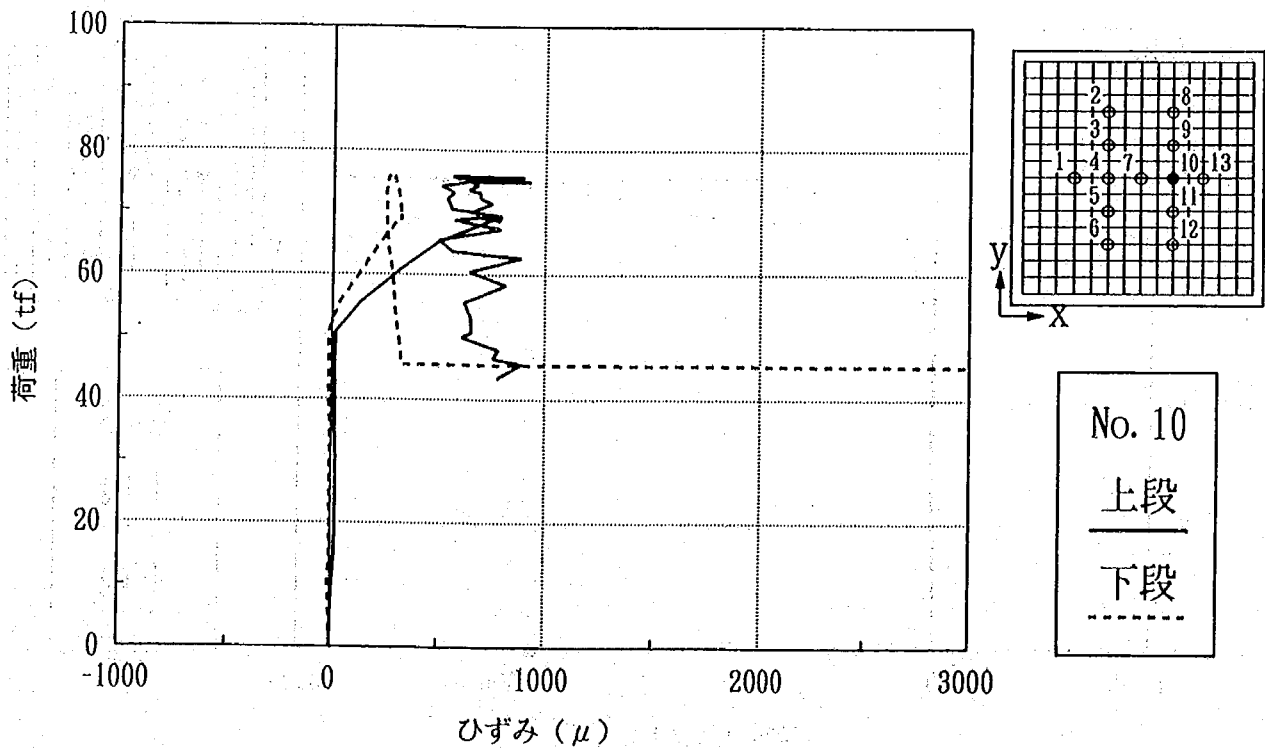


図-参 3.2.12 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

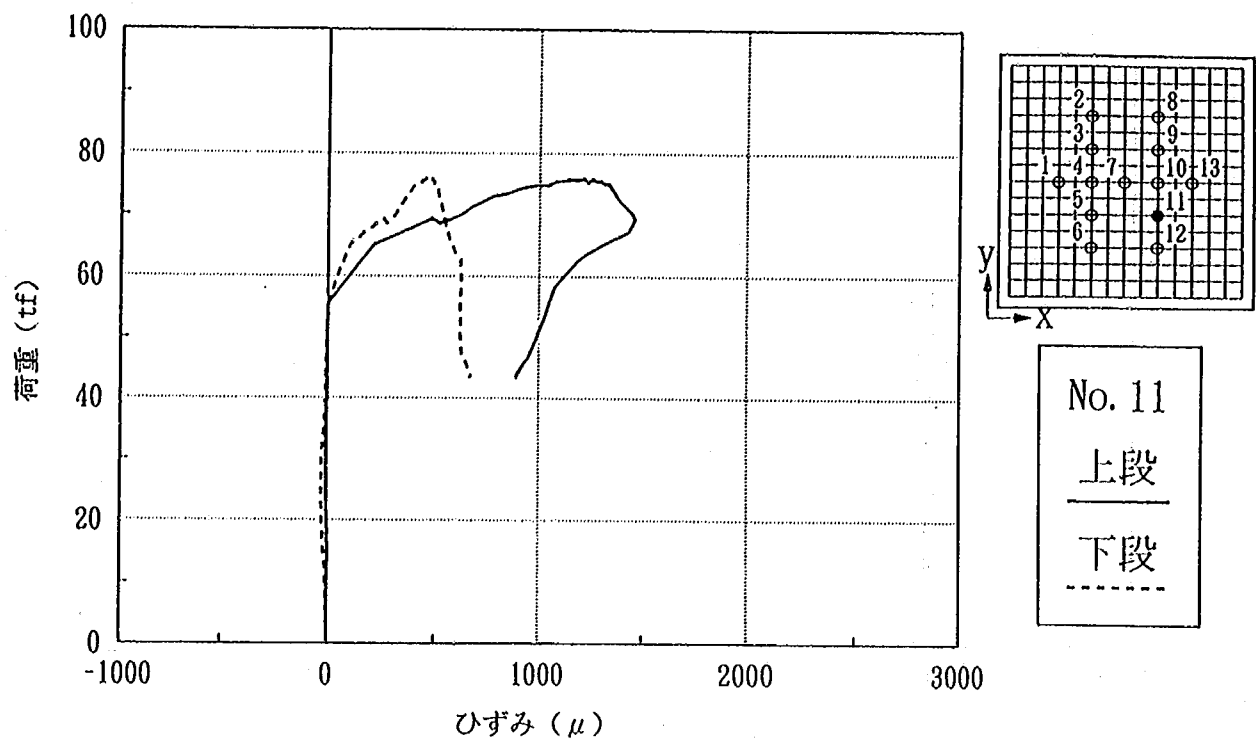


図-参 3.2.13 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

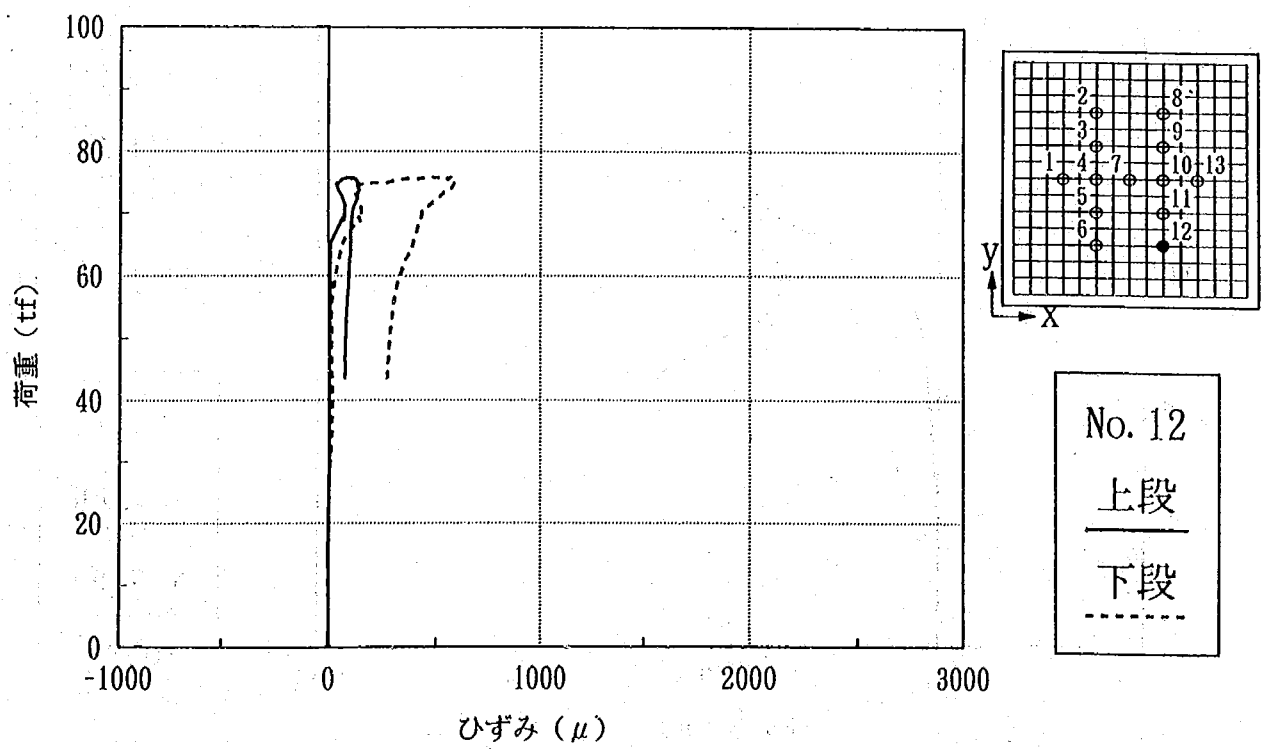


図-参 3.2.14 鉛直荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

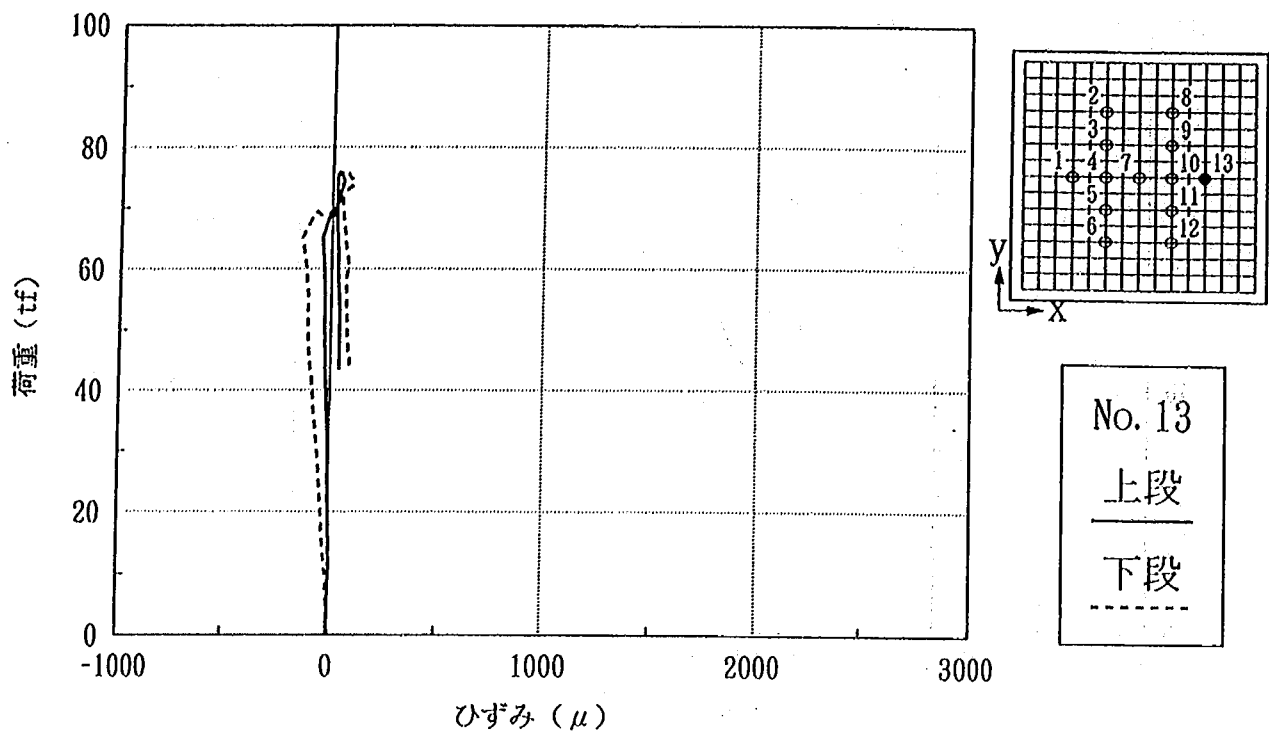


図-参 3.2.15 鉛直荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

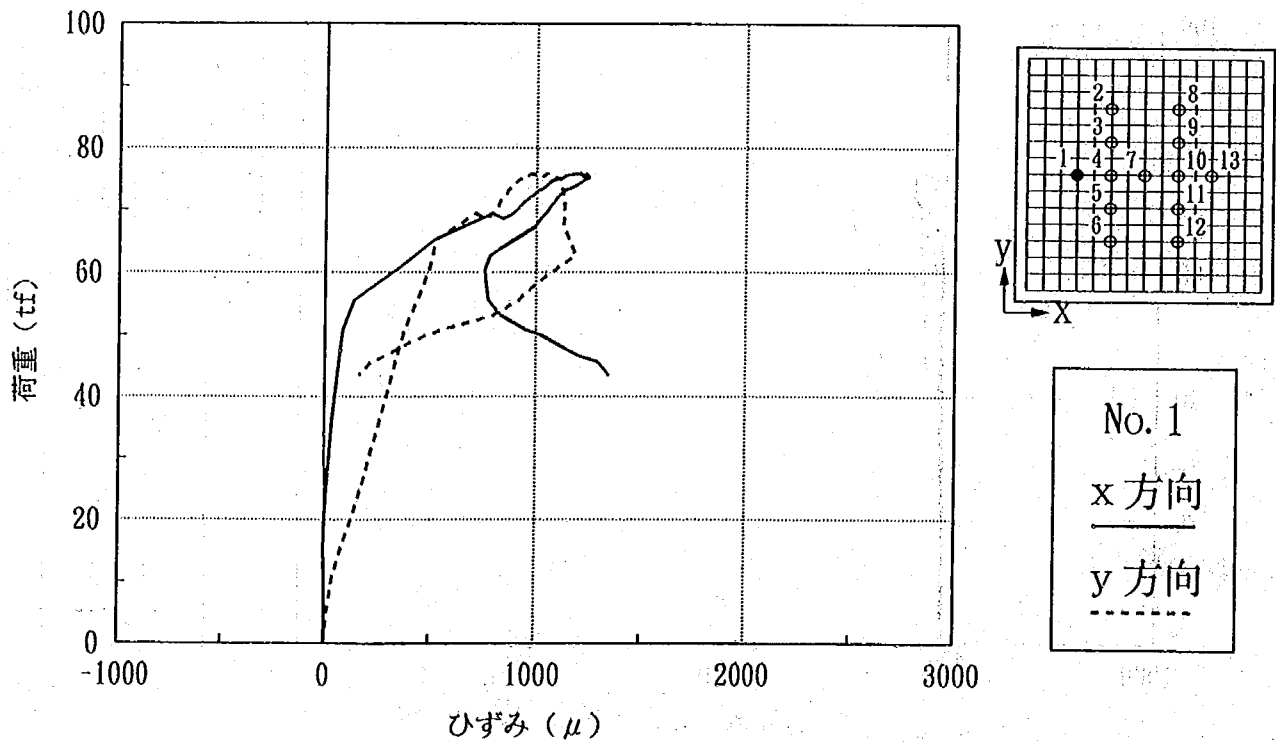
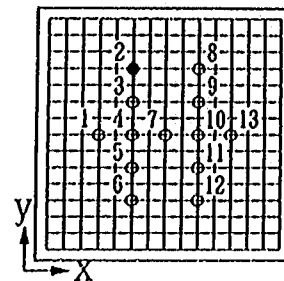
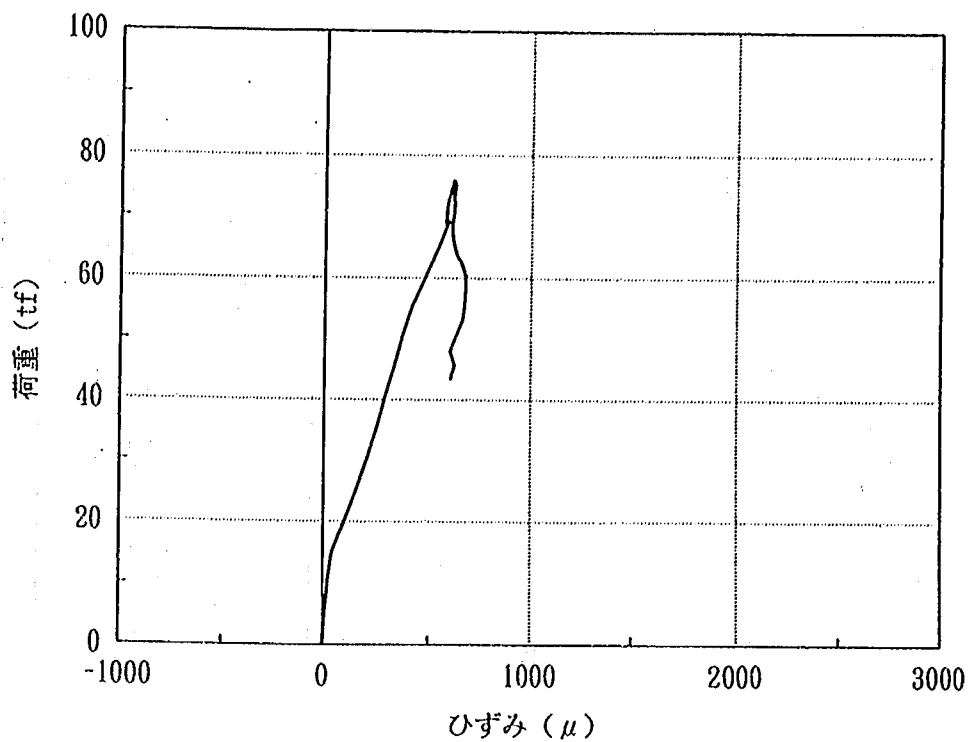


図-参 3.2.16 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

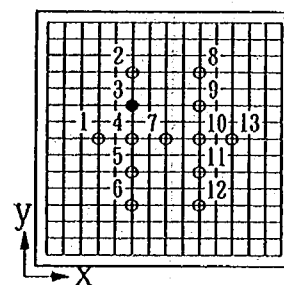
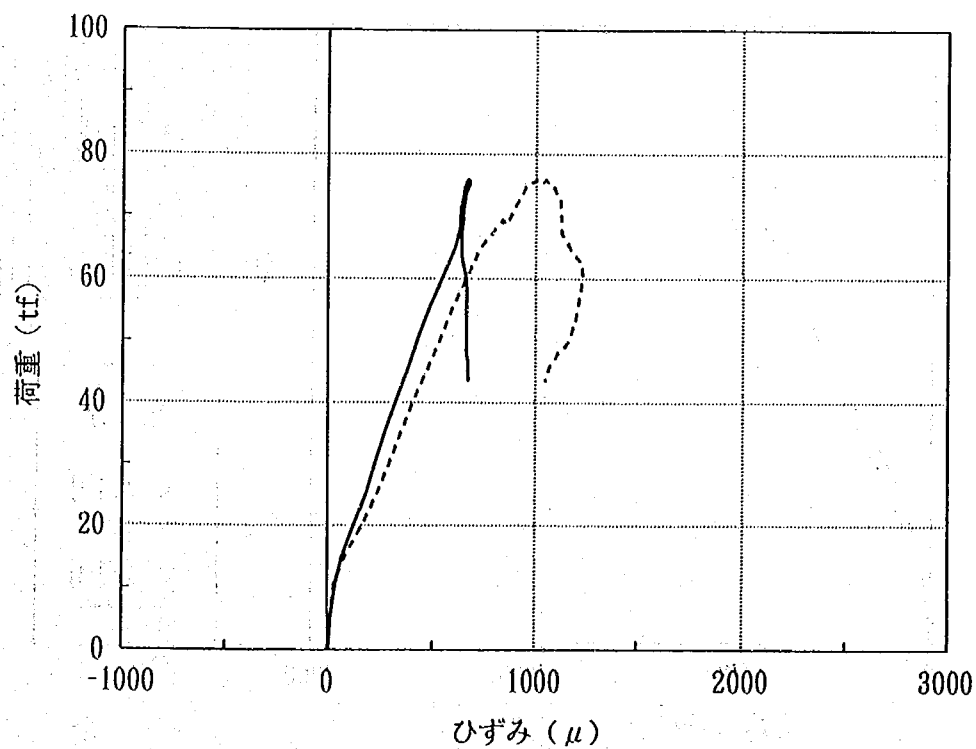


No. 2

x 方向

y 方向

図-参 3.2.17 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係



No. 3

x 方向

y 方向

図-参 3.2.18 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

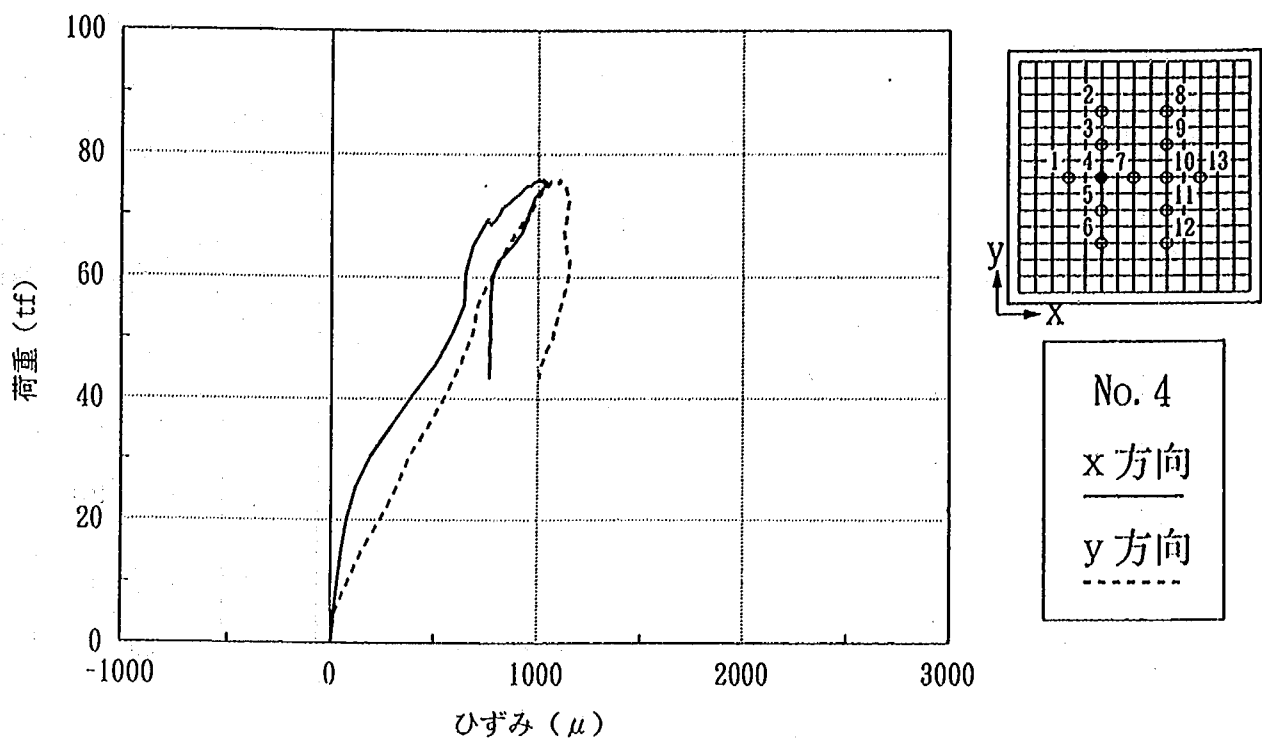


図-参 3.2.19 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

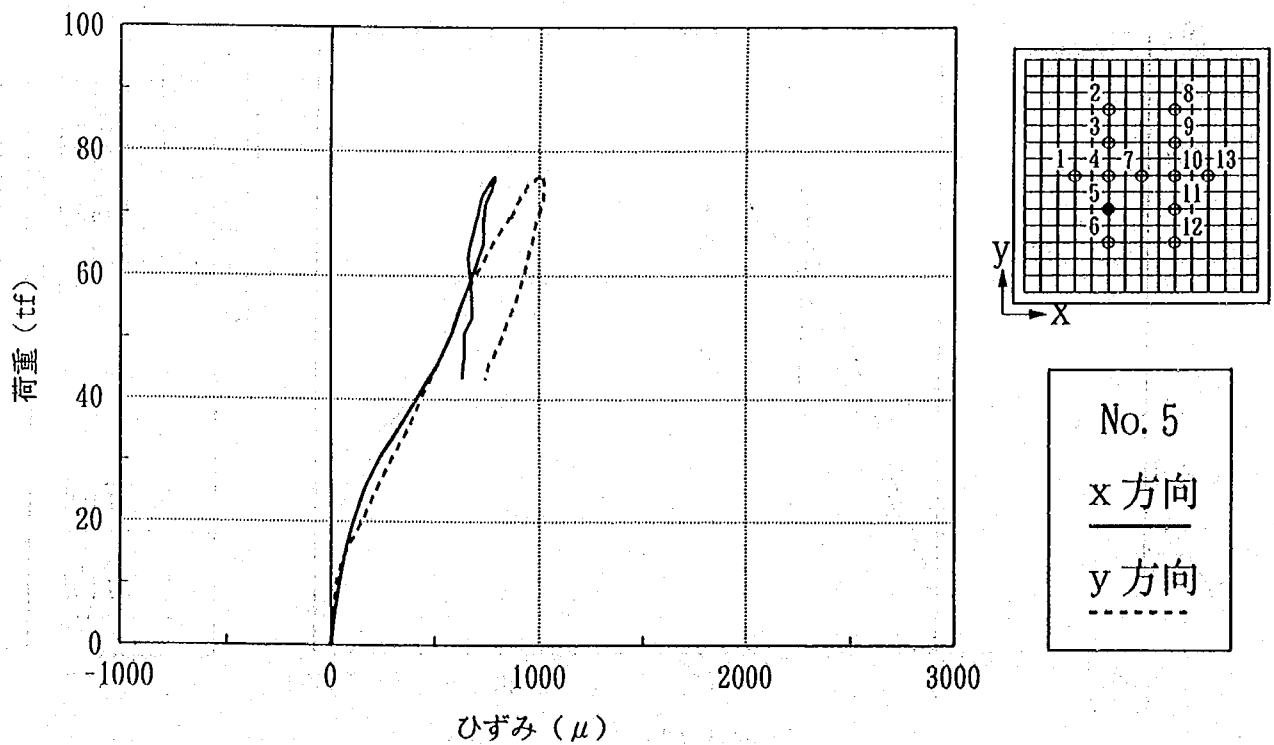
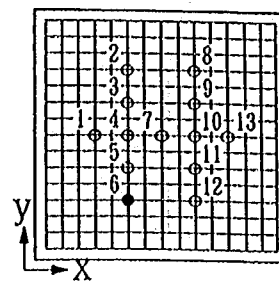
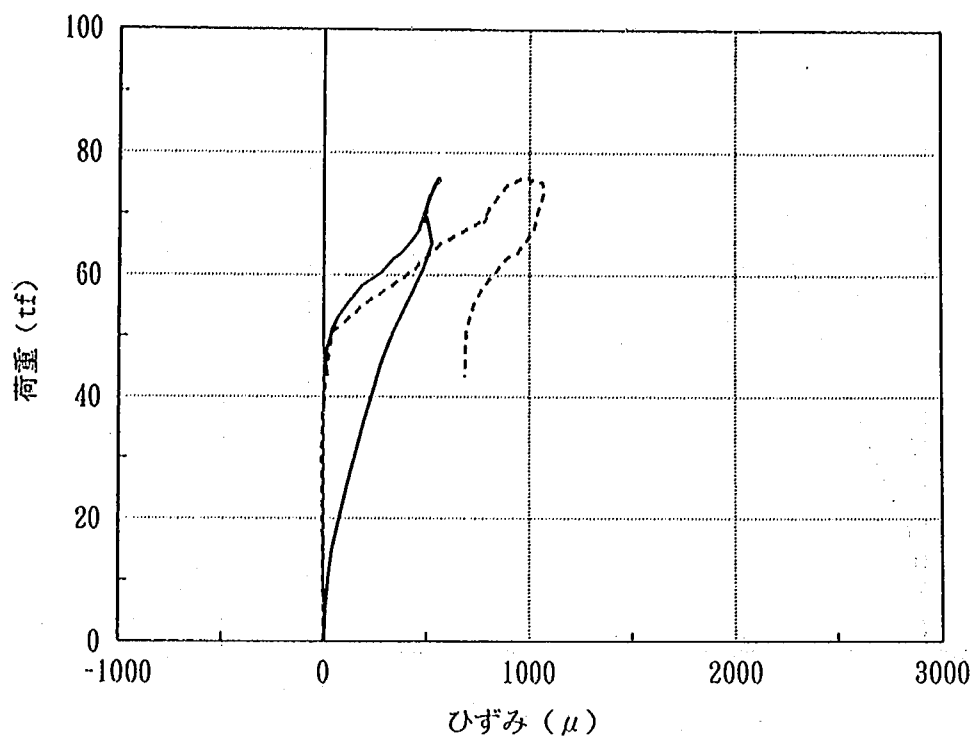


図-参 3.2.20 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

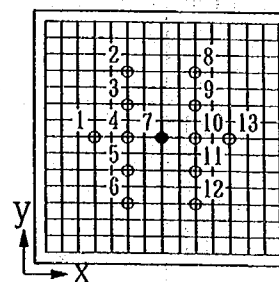
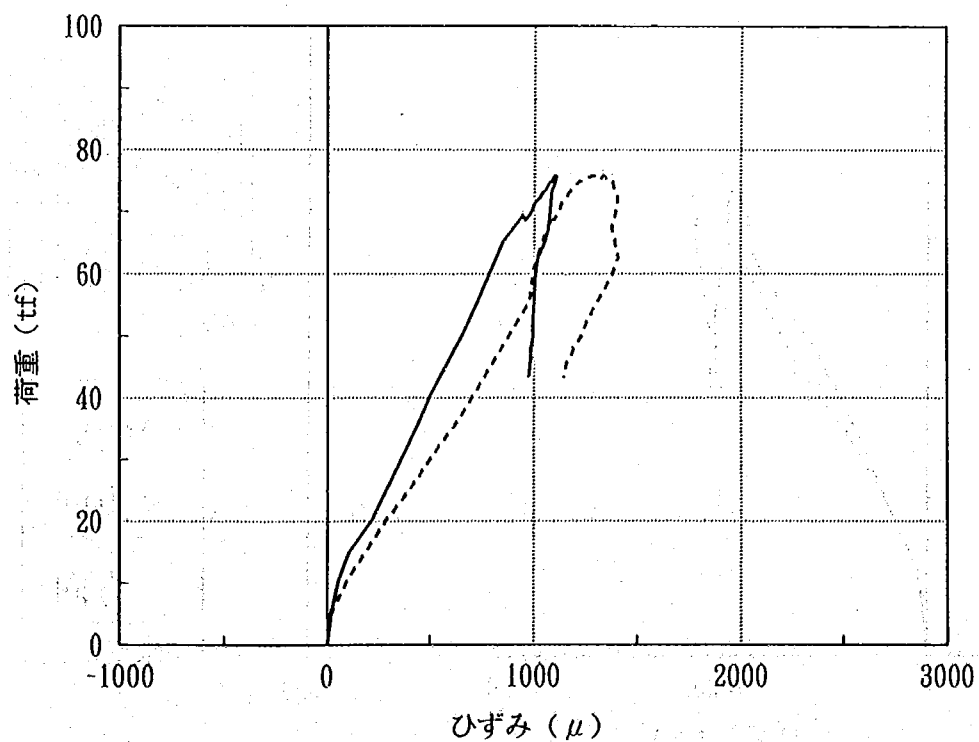


No. 6

x 方向

y 方向

図-参 3.2.21 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係



No. 7

x 方向

y 方向

図-参 3.2.22 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

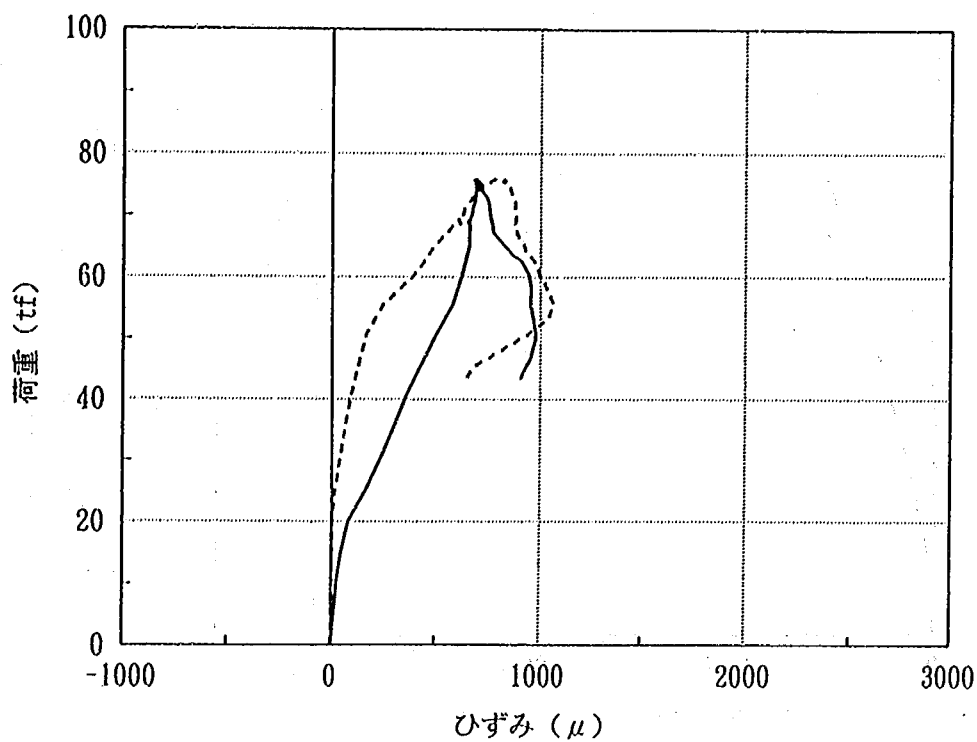


図-参 3.2.23 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

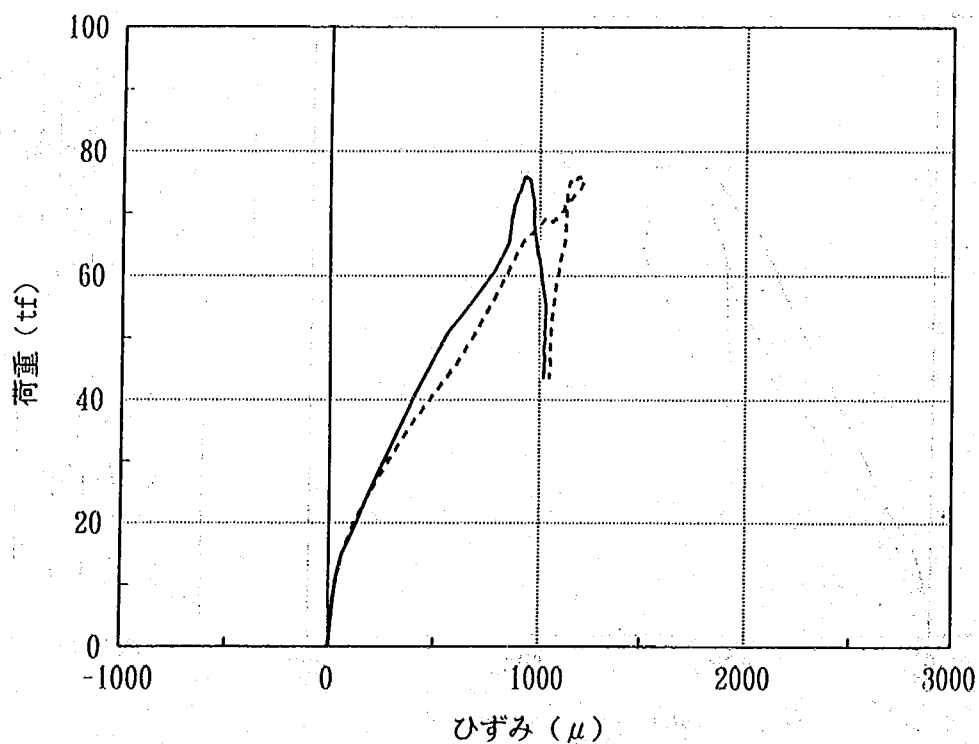


図-参 3.2.24 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

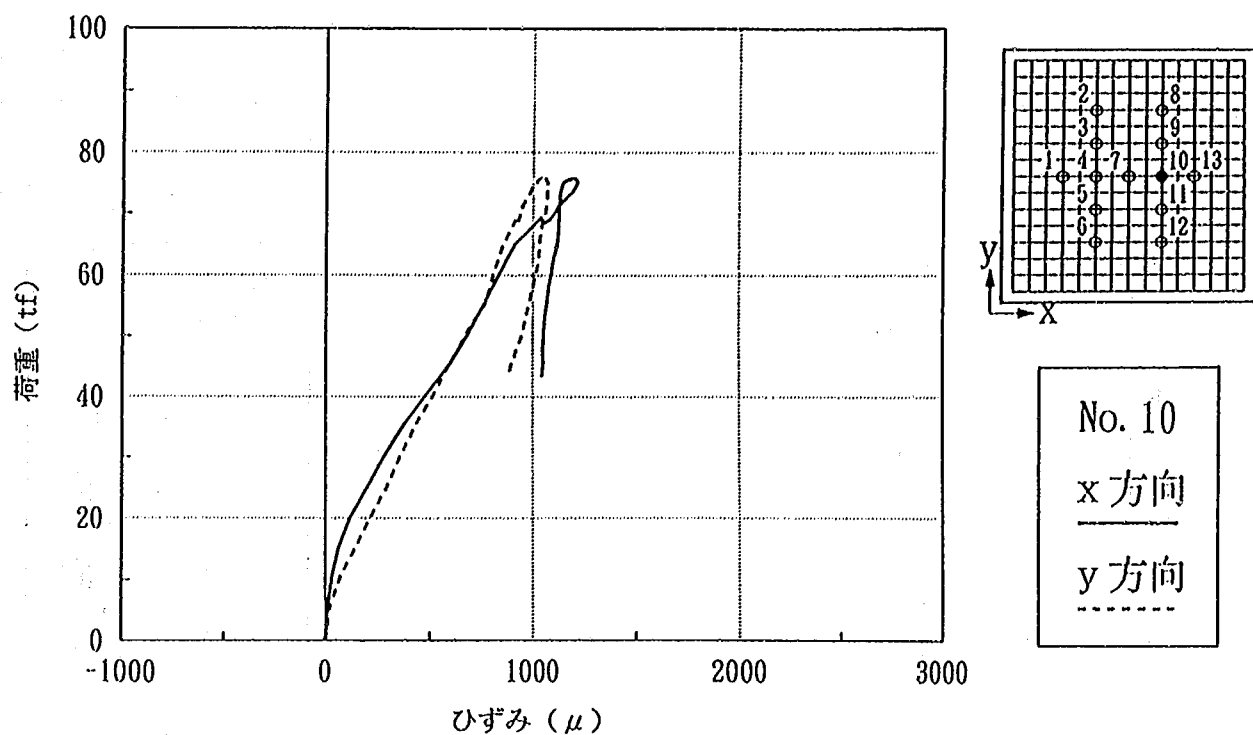


図-参 3.2.25 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

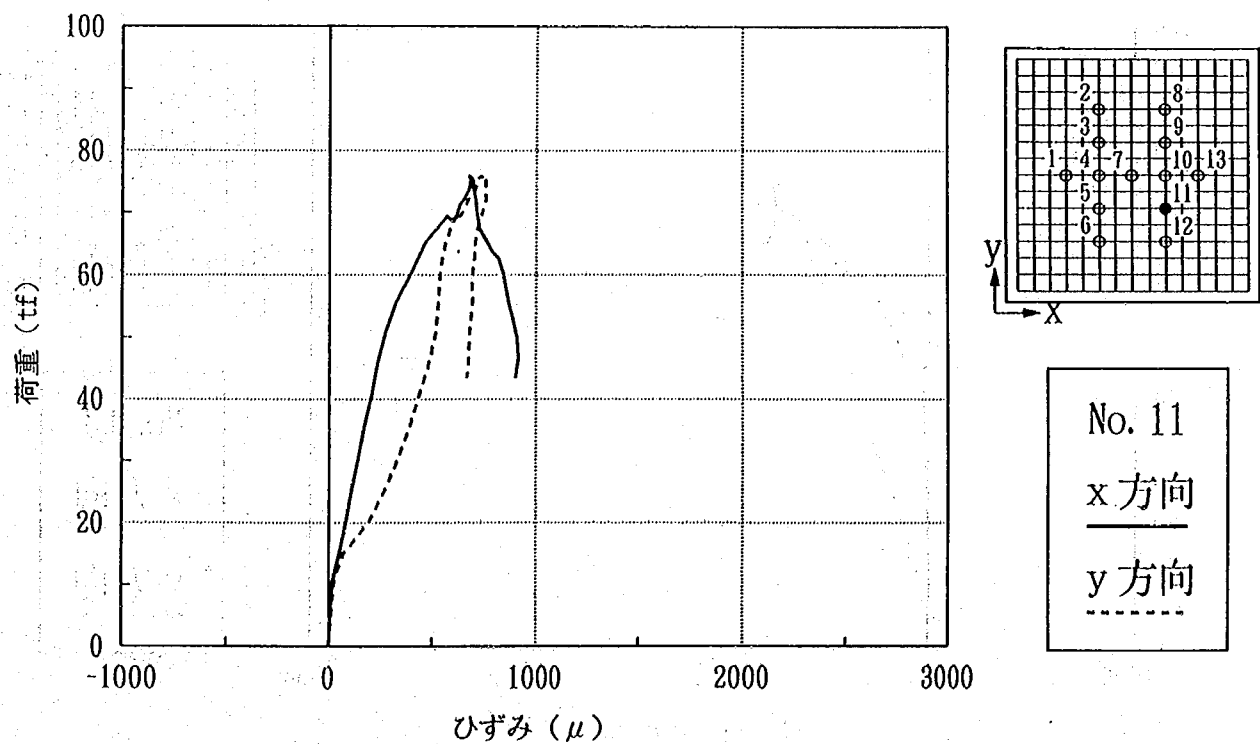


図-参 3.2.26 鉛直荷重一下側鉄筋ひずみ関係

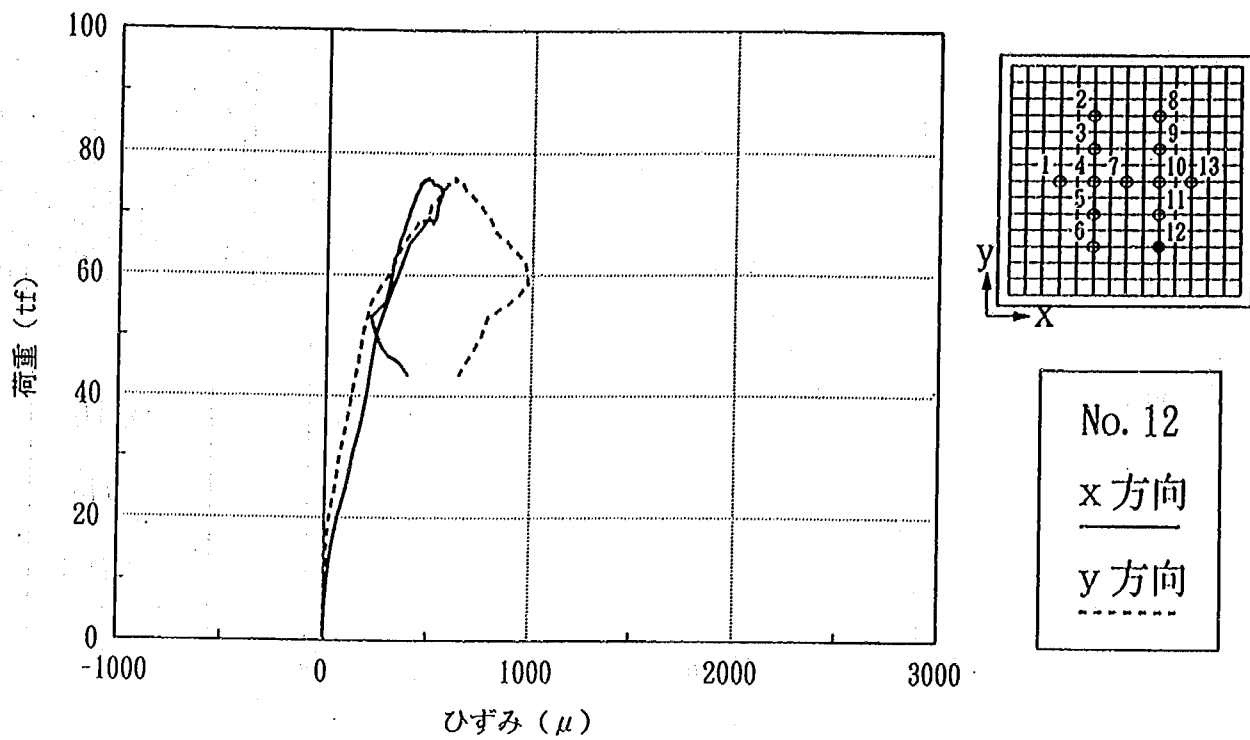


図-参 3.2.27 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

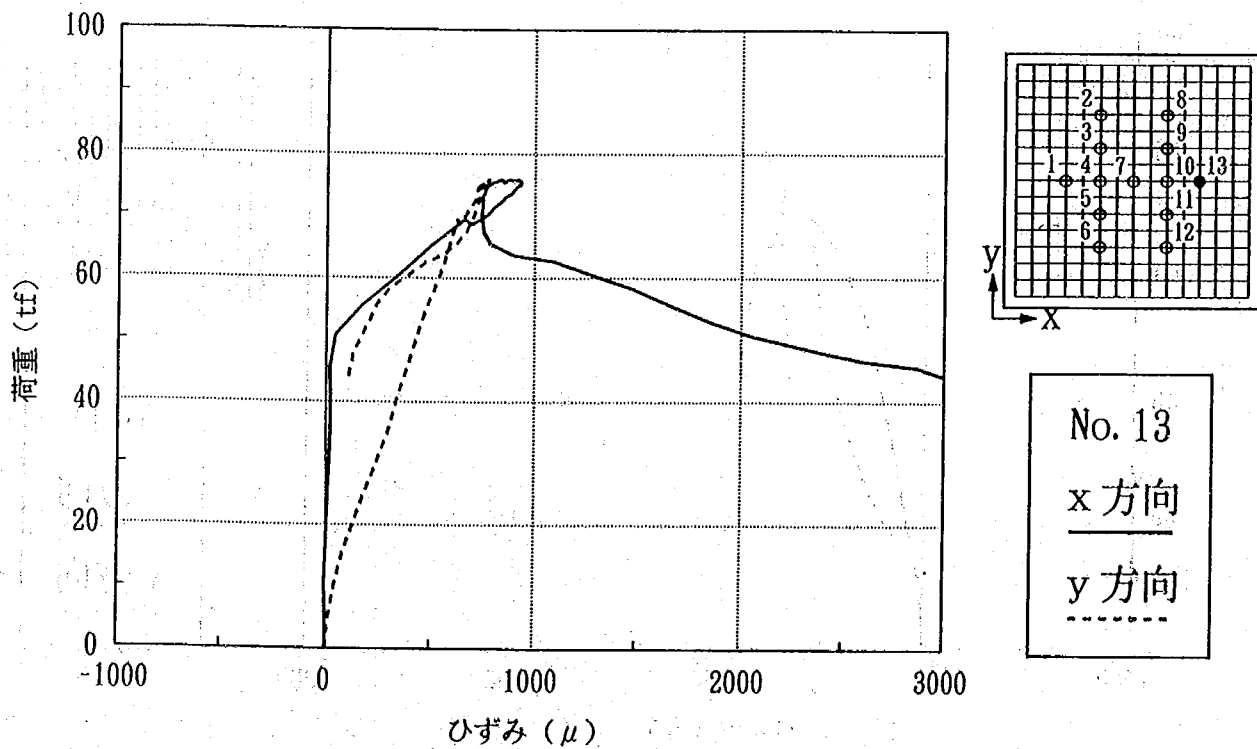


図-参 3.2.28 鉛直荷重—下側鉄筋ひずみ関係

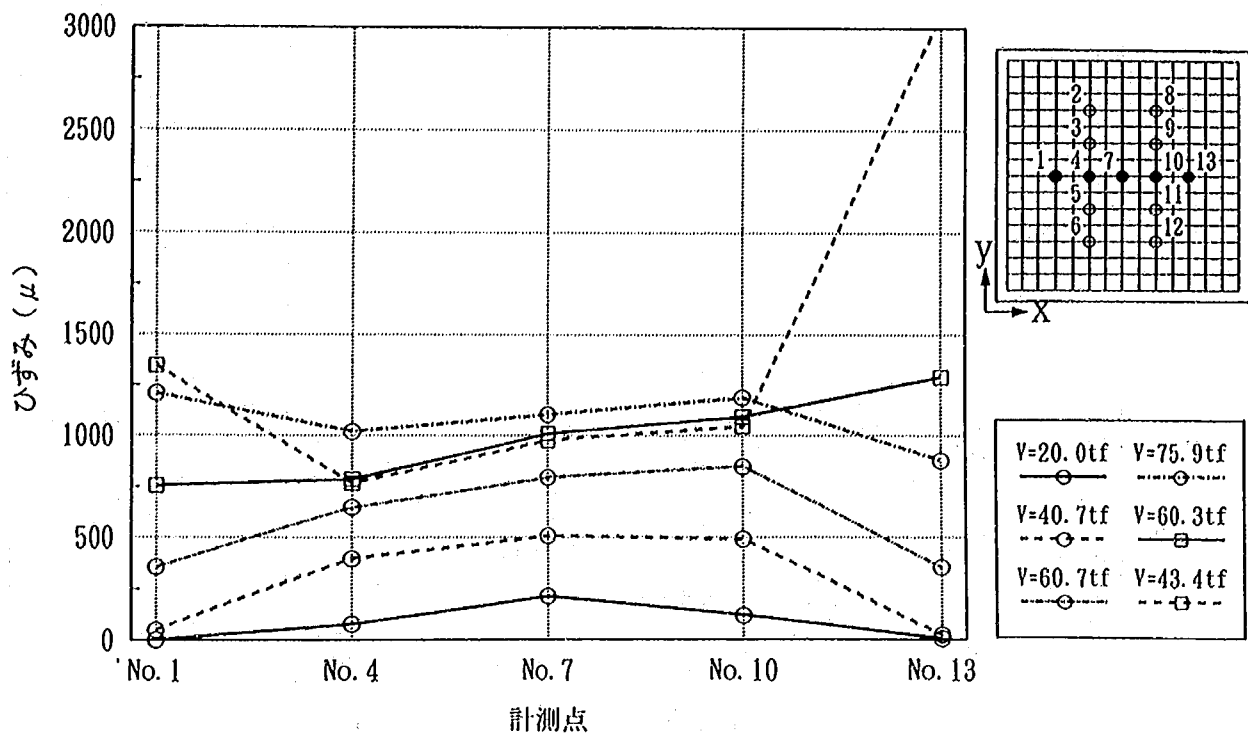


図-参 3.2.29 下側鉄筋ひずみ分布 (x方向)

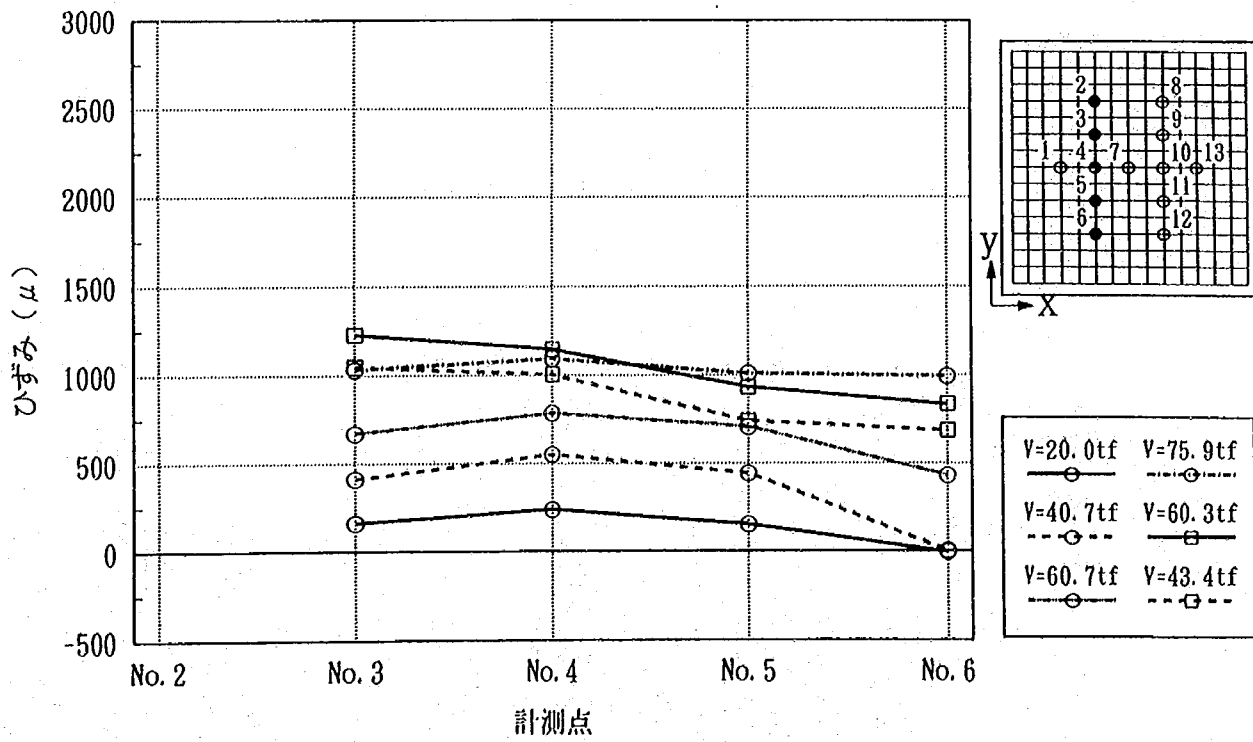


図-参 3.2.30 下側鉄筋ひずみ分布 (y方向)

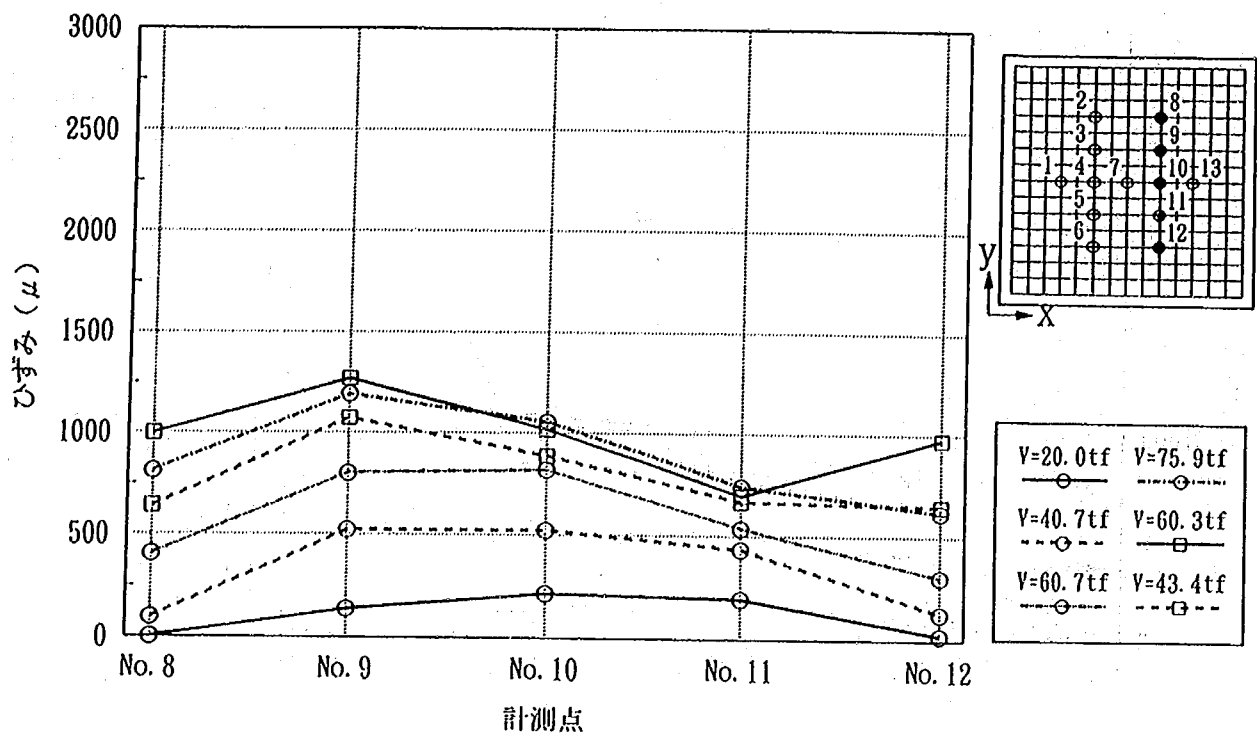


図-参 3.2.31 下側鉄筋ひずみ分布 (y方向)

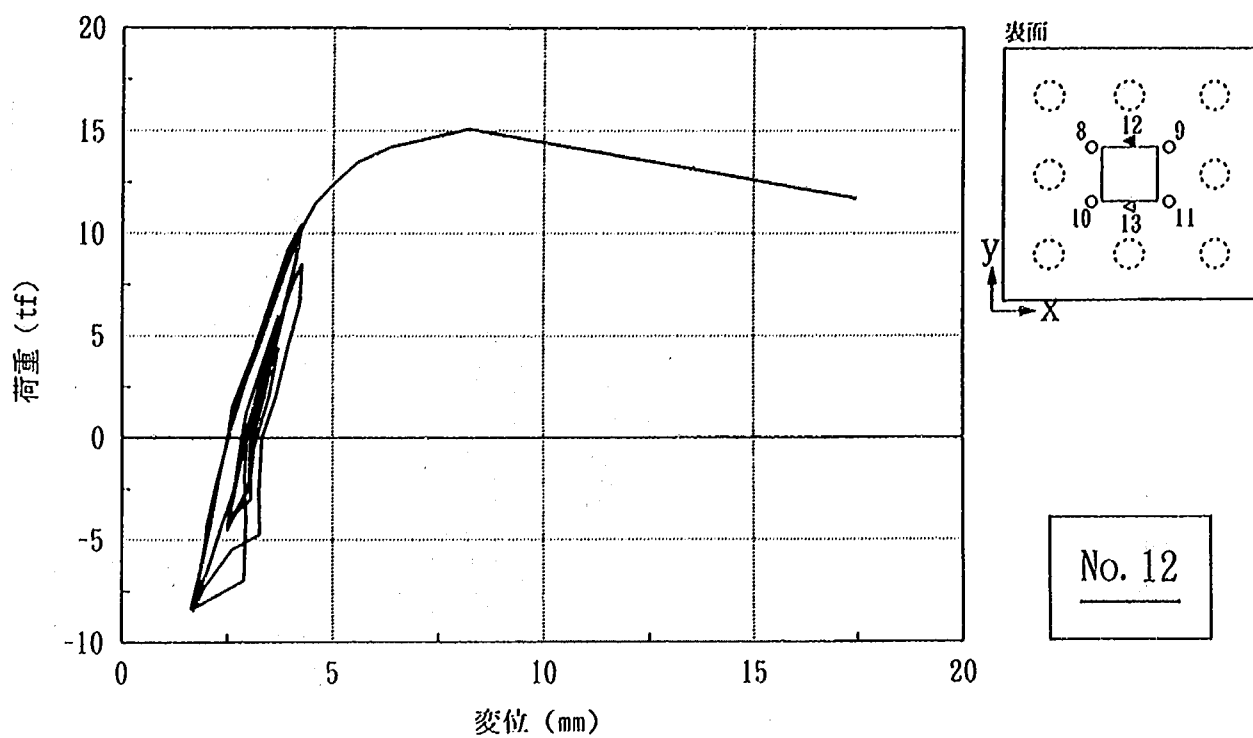


図-参 3.3.1 水平荷重--載荷点水平変位関係

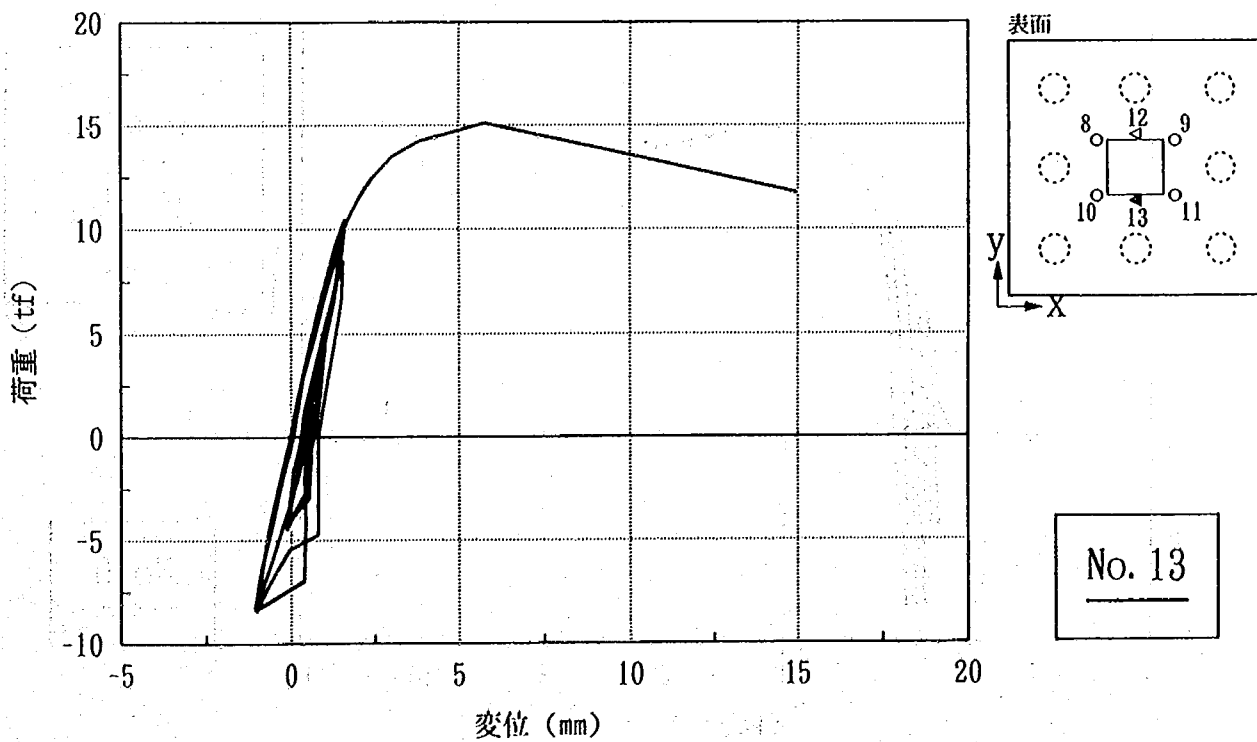


図-参 3.3.2 水平荷重--載荷点水平変位関係

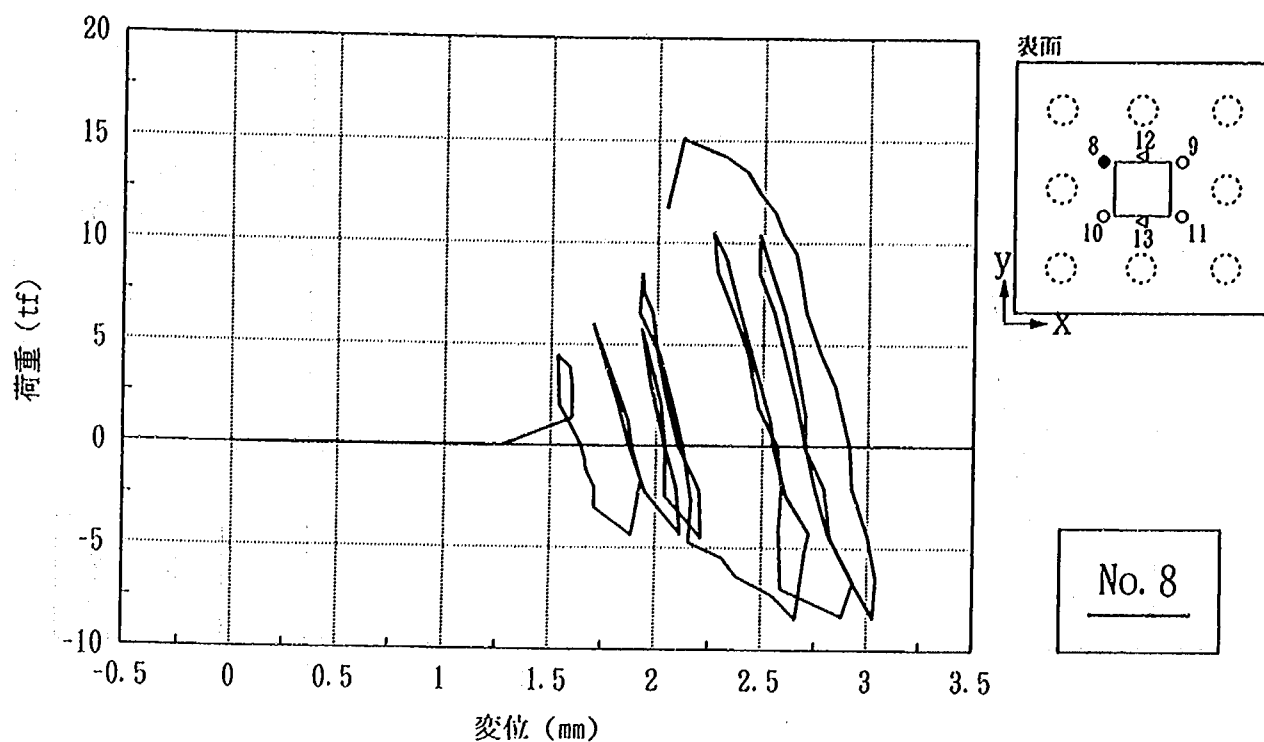


图-参 3.3.3 水平荷重—表面鉛直変位関係

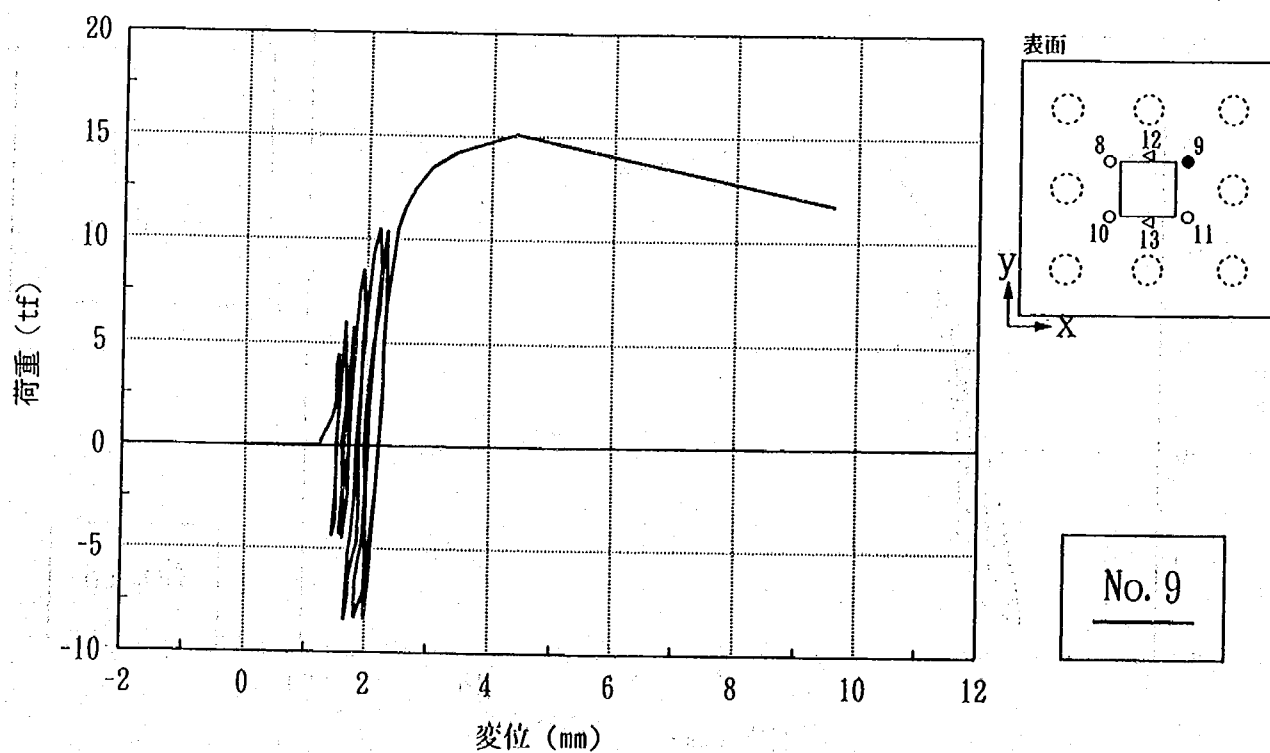


图-参 3.3.4 水平荷重—表面鉛直変位関係

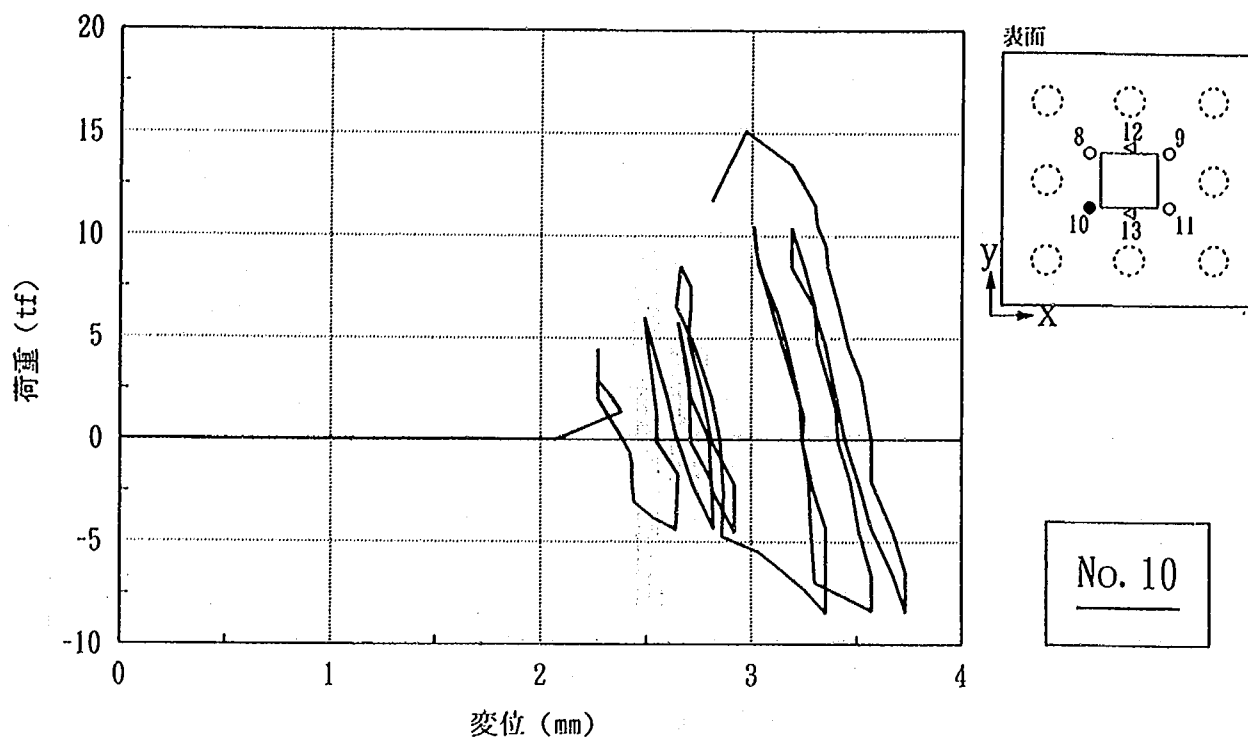


図-参 3.3.5 水平荷重—表面鉛直変位関係

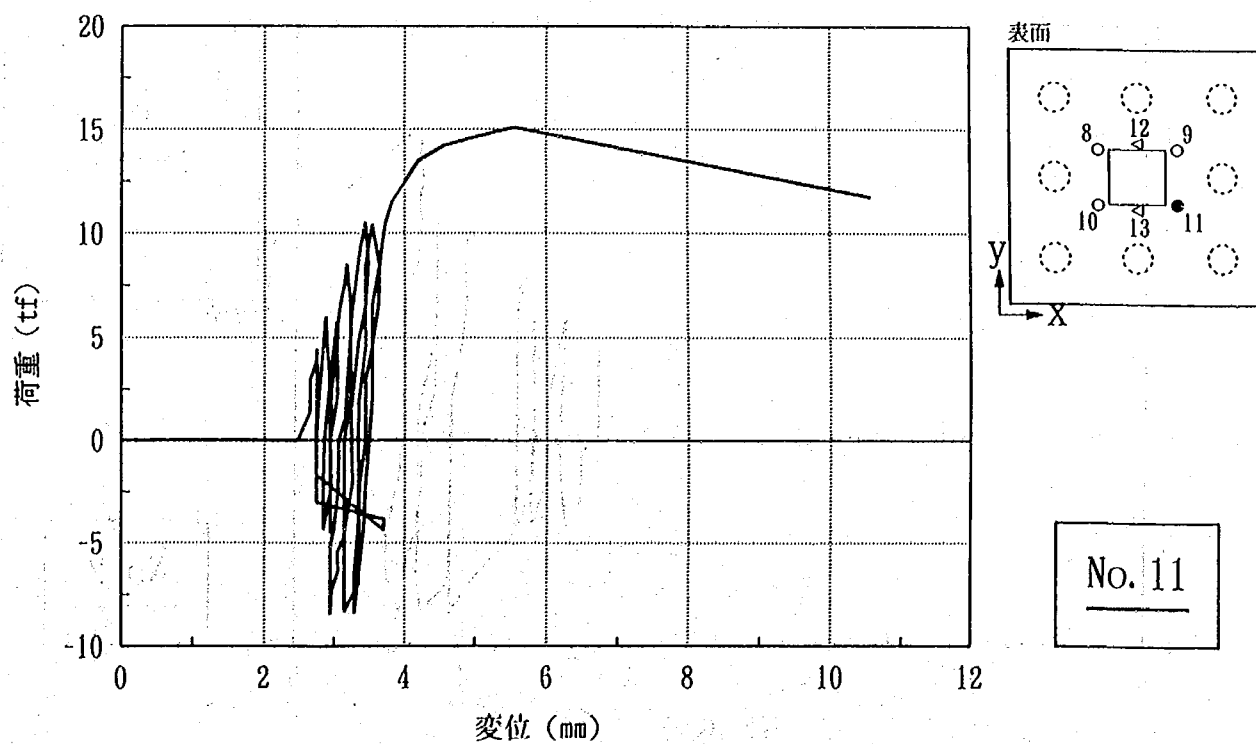


図-参 3.3.6 水平荷重—表面鉛直変位関係

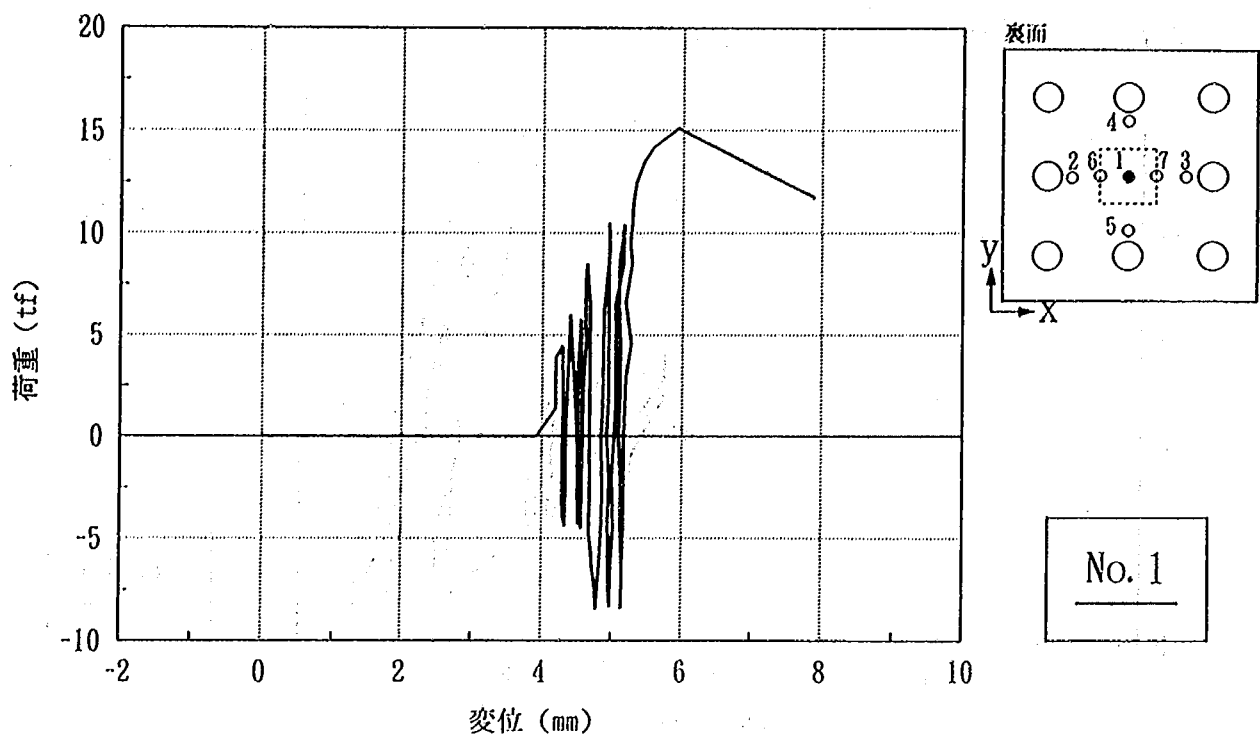


図-参 3.3.7 水平荷重-裏面鉛直変位関係

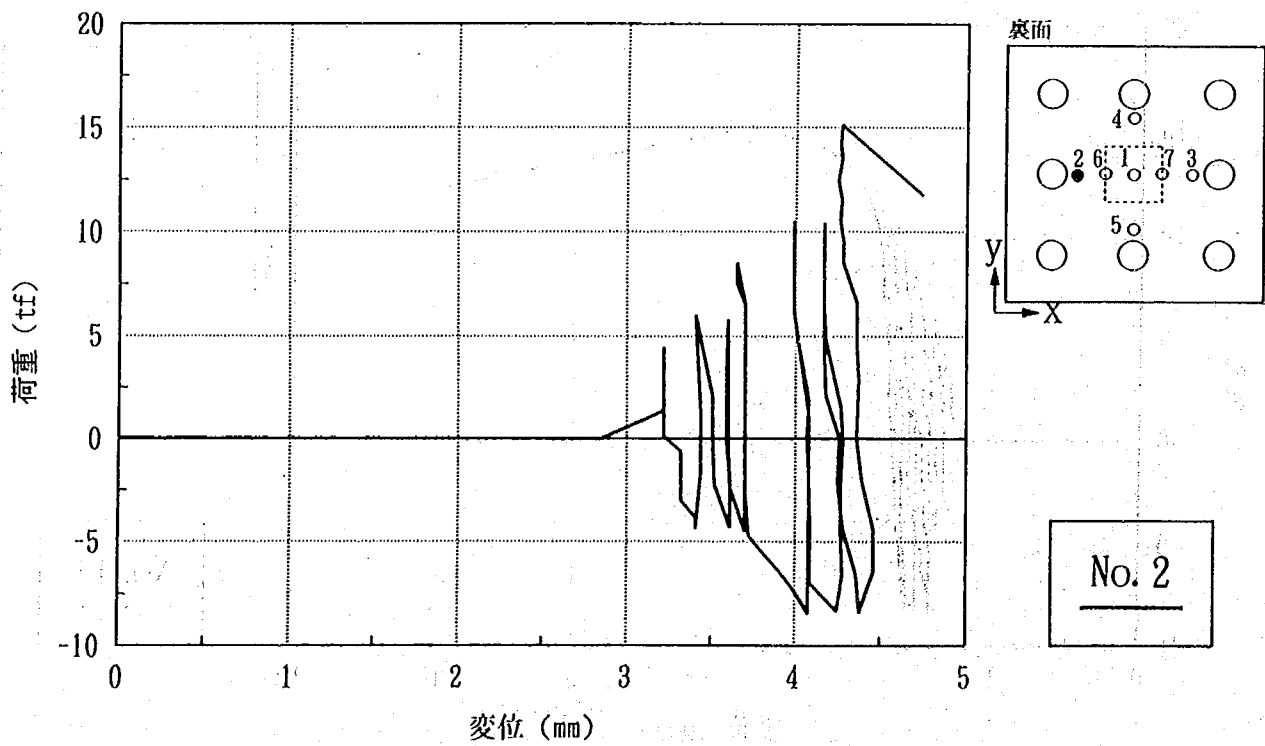


図-参 3.3.8 水平荷重-裏面鉛直変位関係

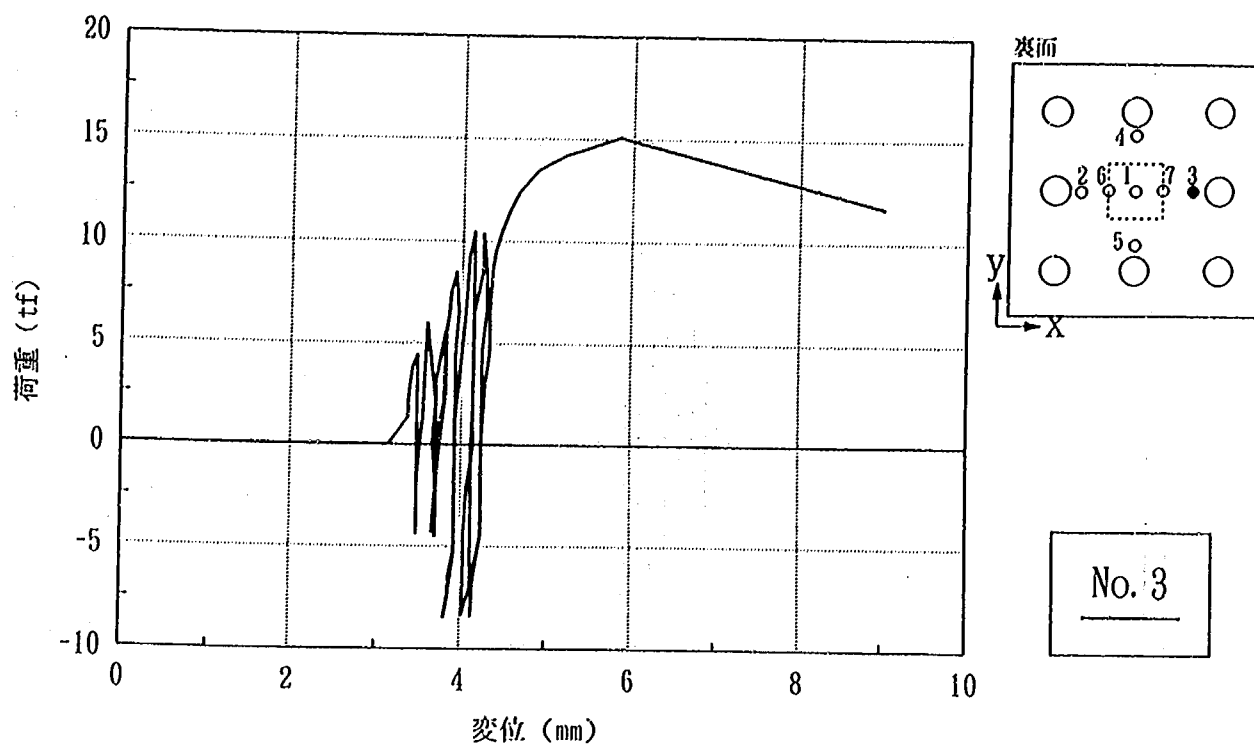


図-参 3.3.9 水平荷重—裏面鉛直変位関係

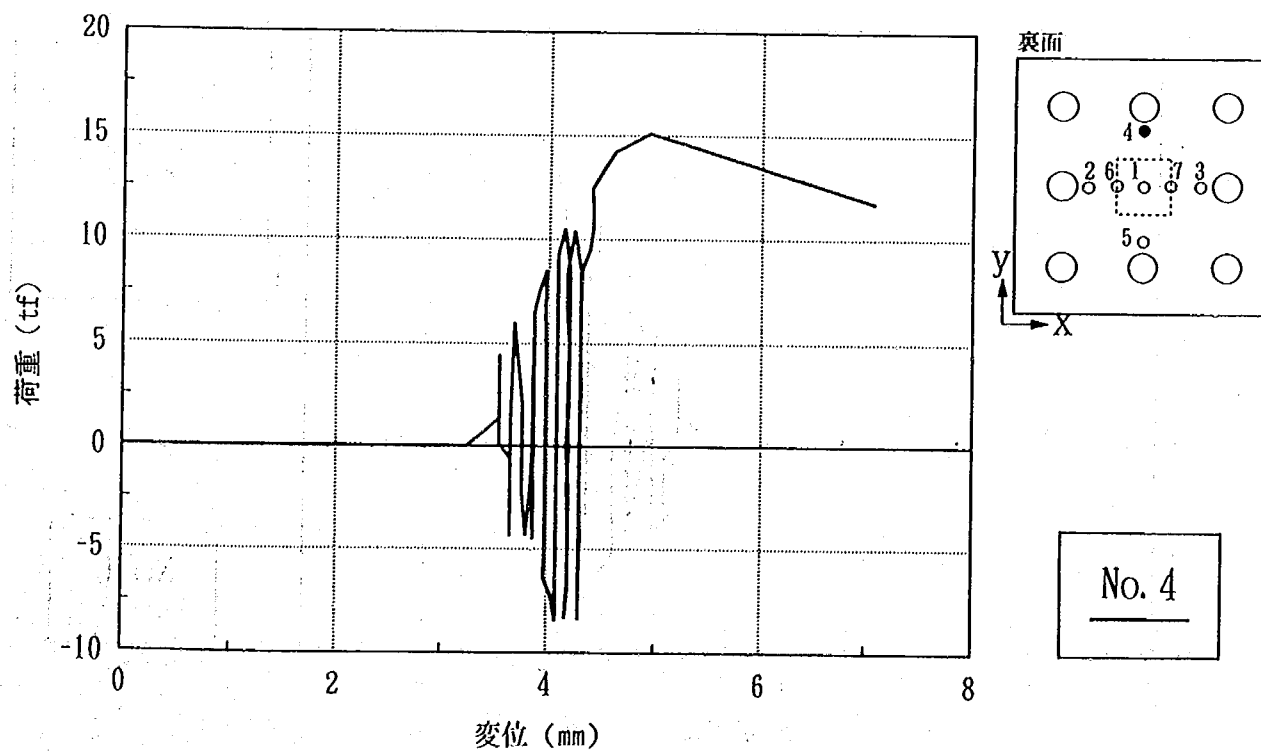


図-参 3.3.10 水平荷重—裏面鉛直変位関係

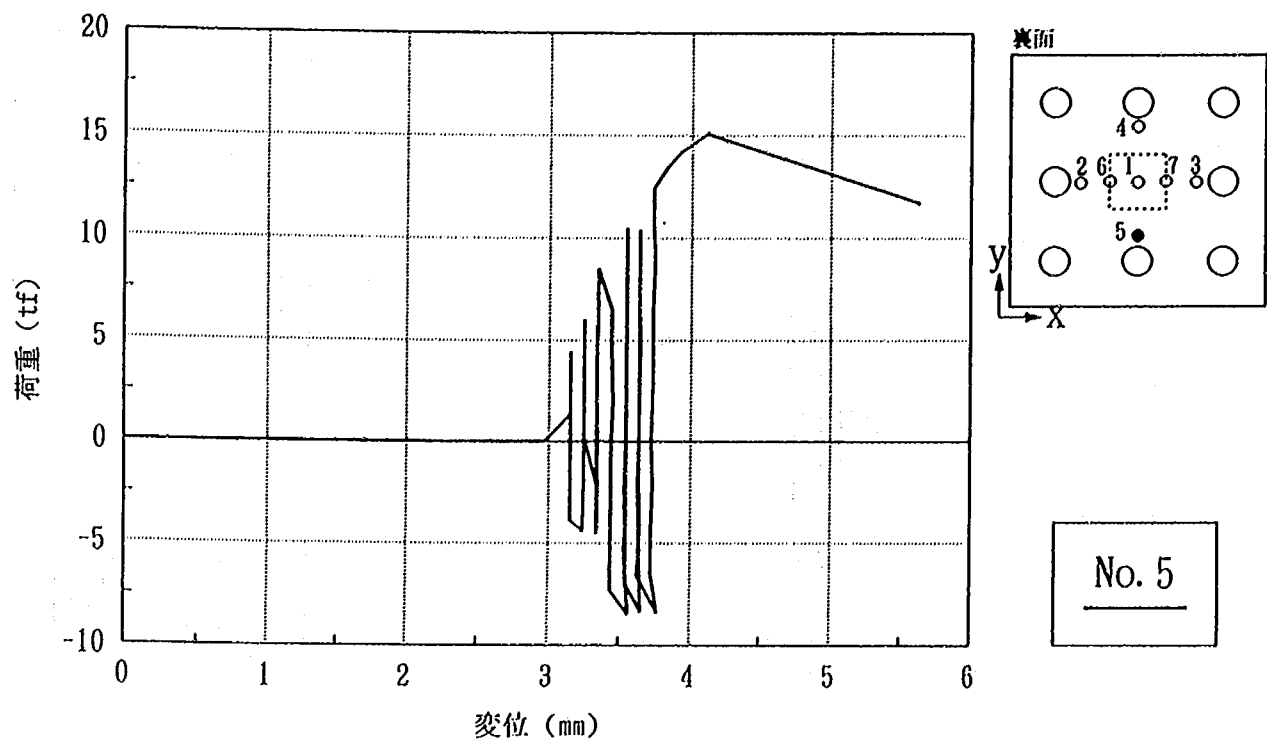


図-参 3.3.11 水平荷重－裏面鉛直変位関係

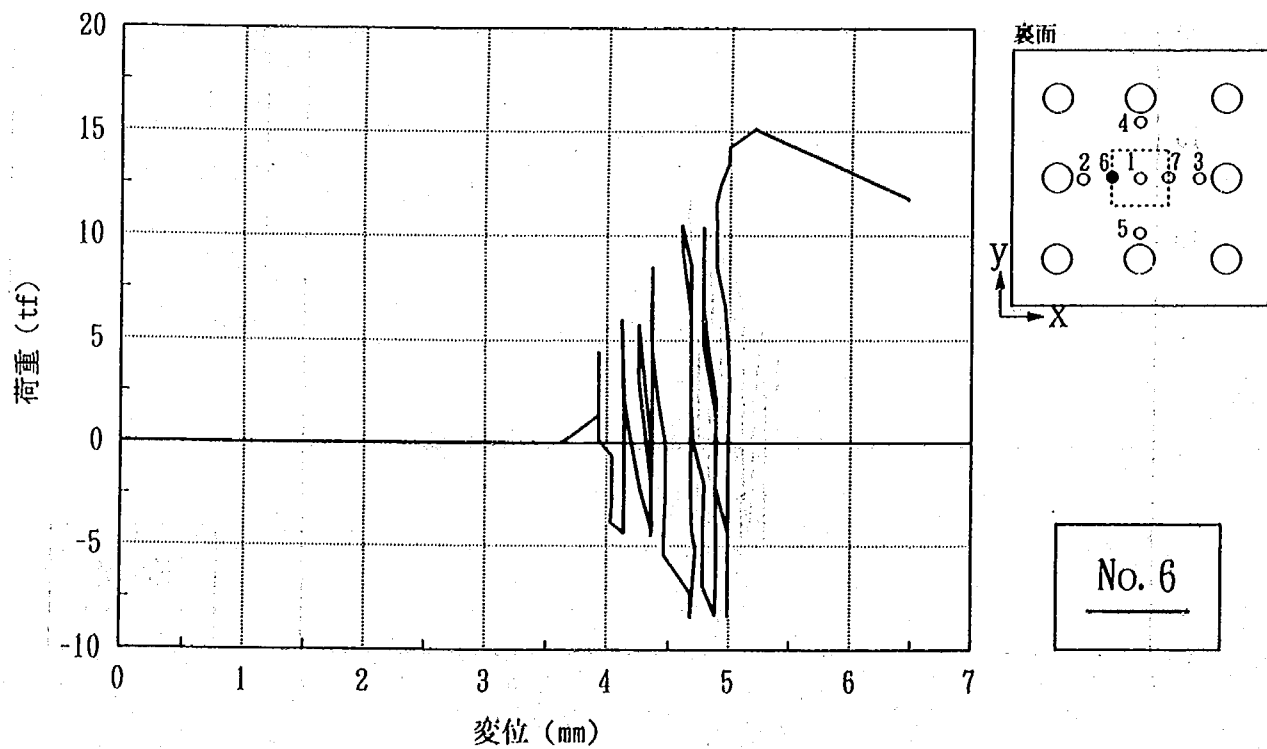


図-参 3.3.12 水平荷重－裏面鉛直変位関係

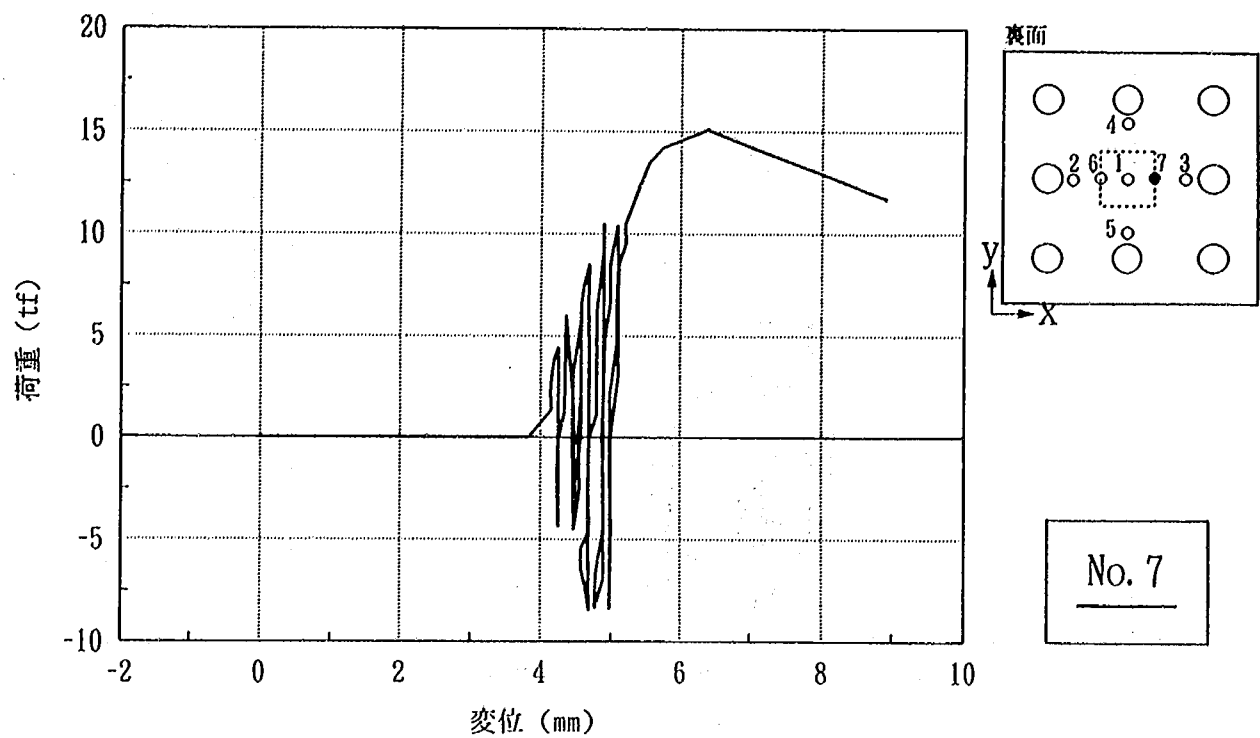


図-参 3.3.13 水平荷重－裏面鉛直変位関係

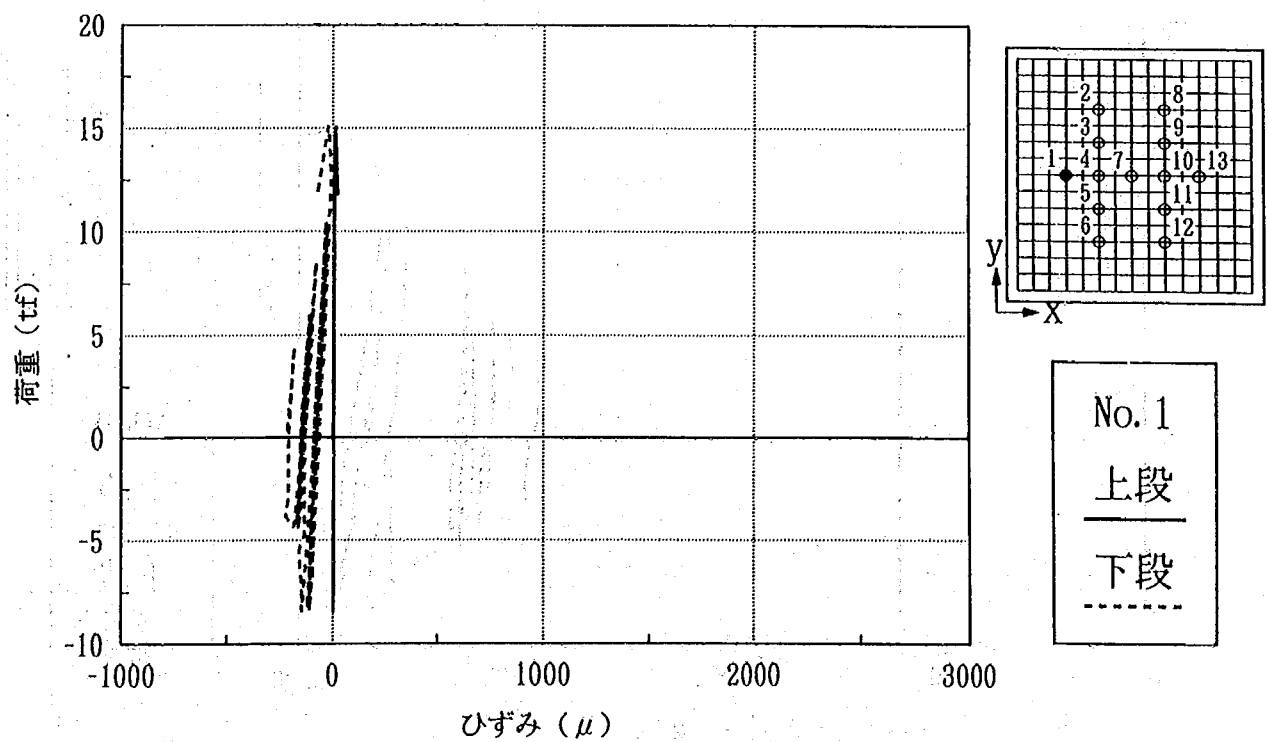


図-参 3.3.14 水平荷重－鉄筋ひずみ（z 方向）関係

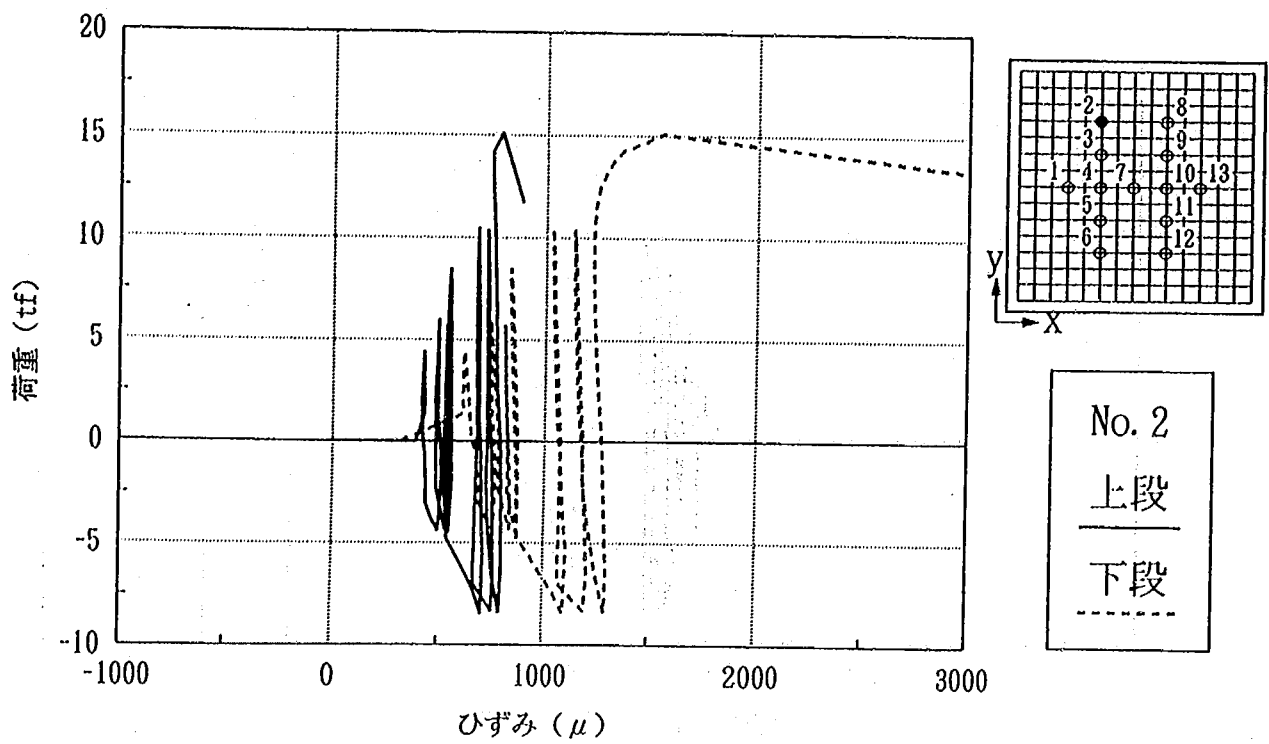


図-参 3.3.15 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

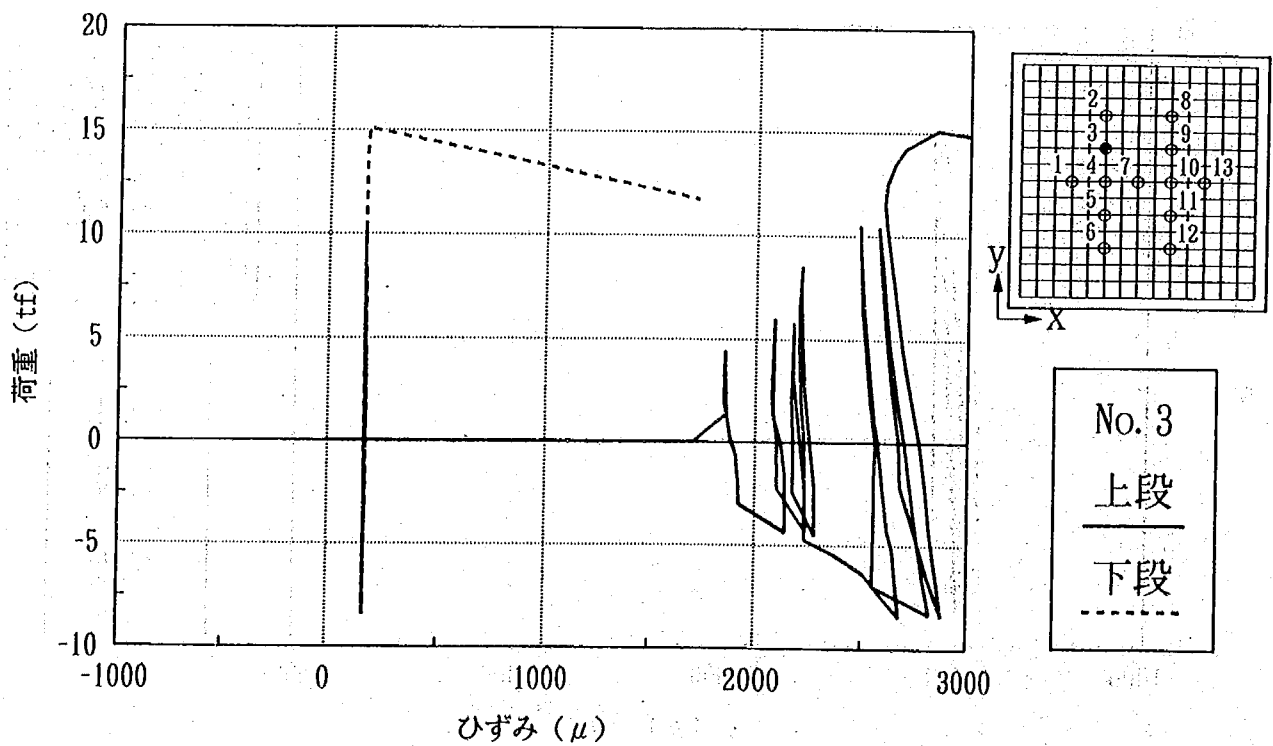


図-参 3.3.16 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

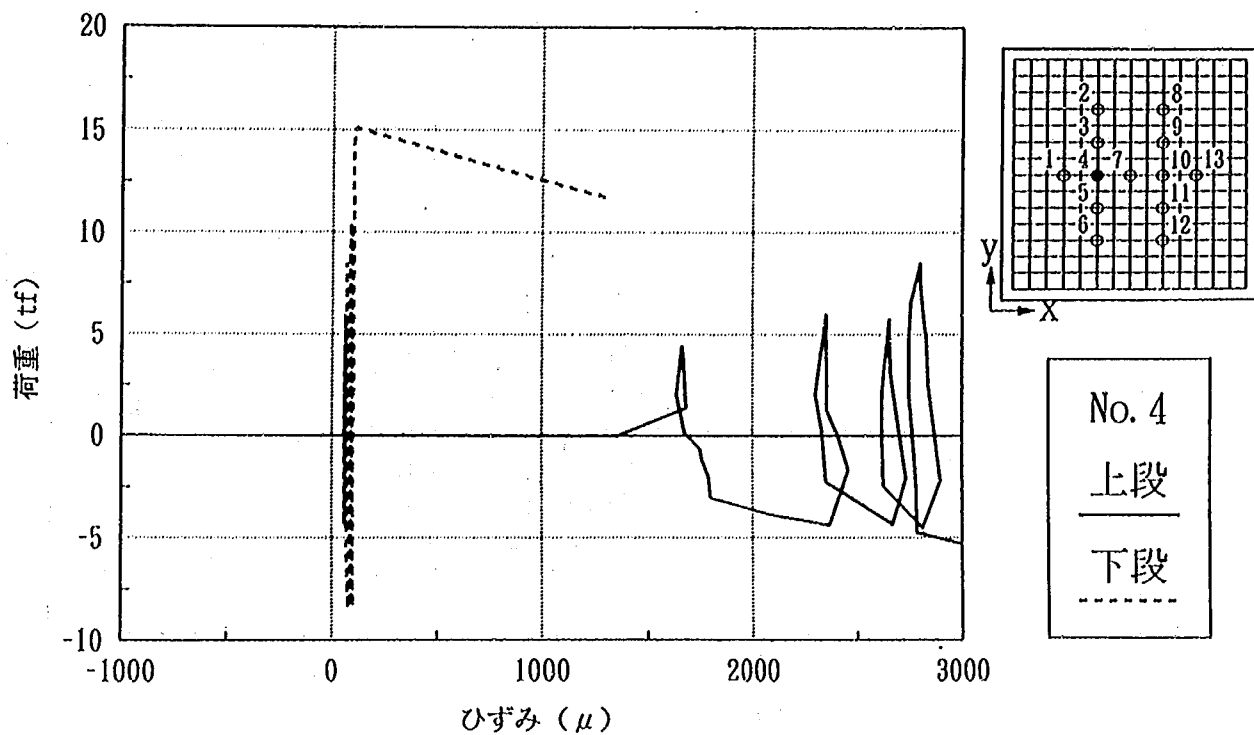


図-参 3.3.17 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

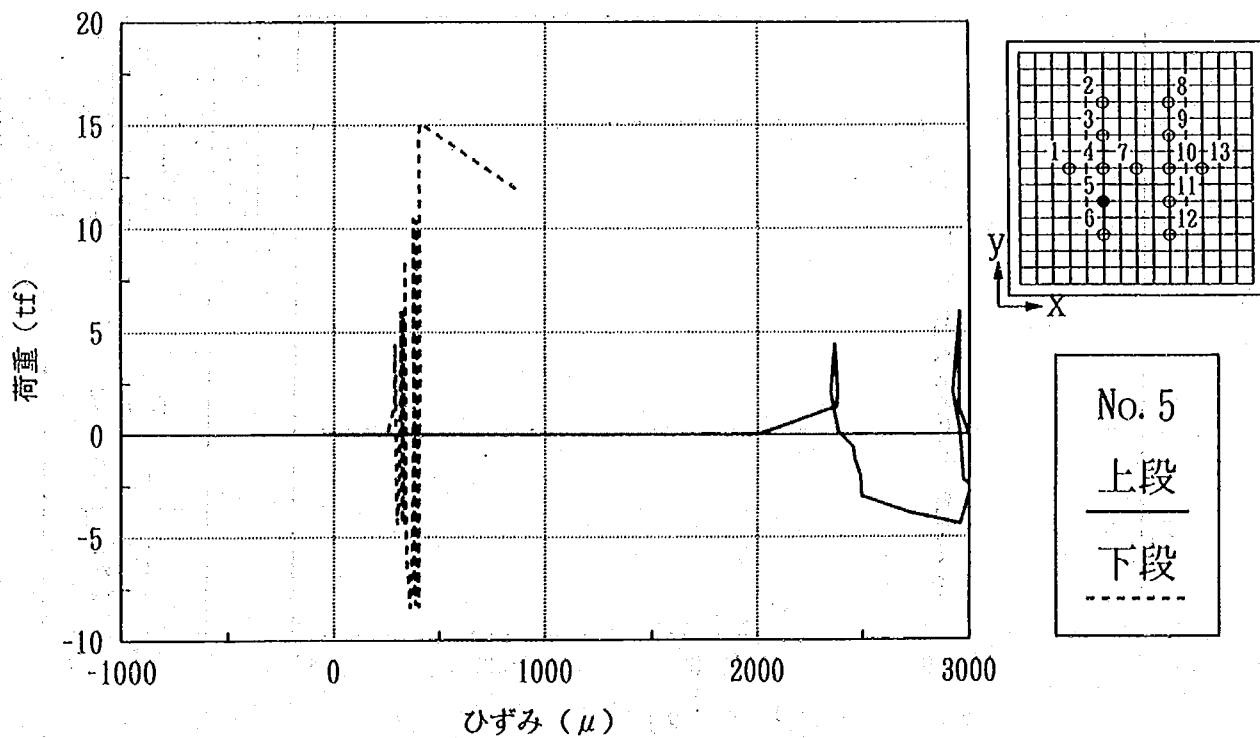


図-参 3.3.18 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

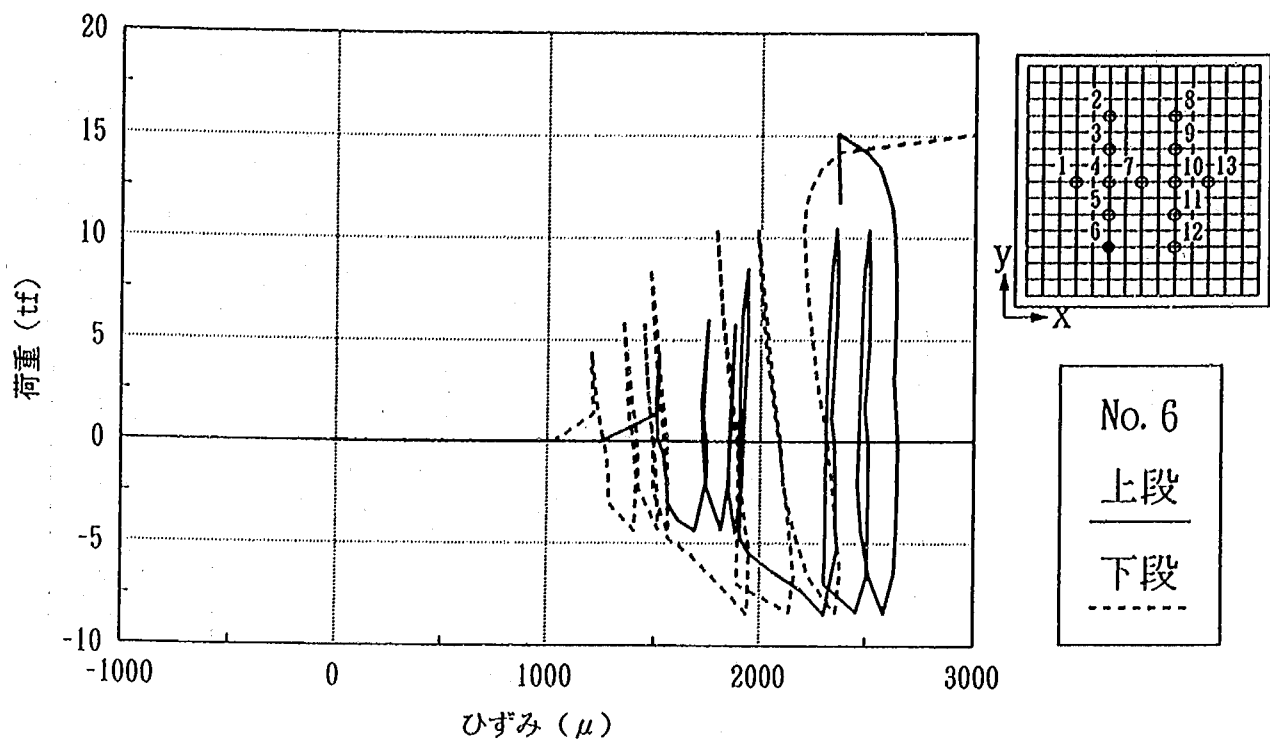


図-参 3.3.19 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

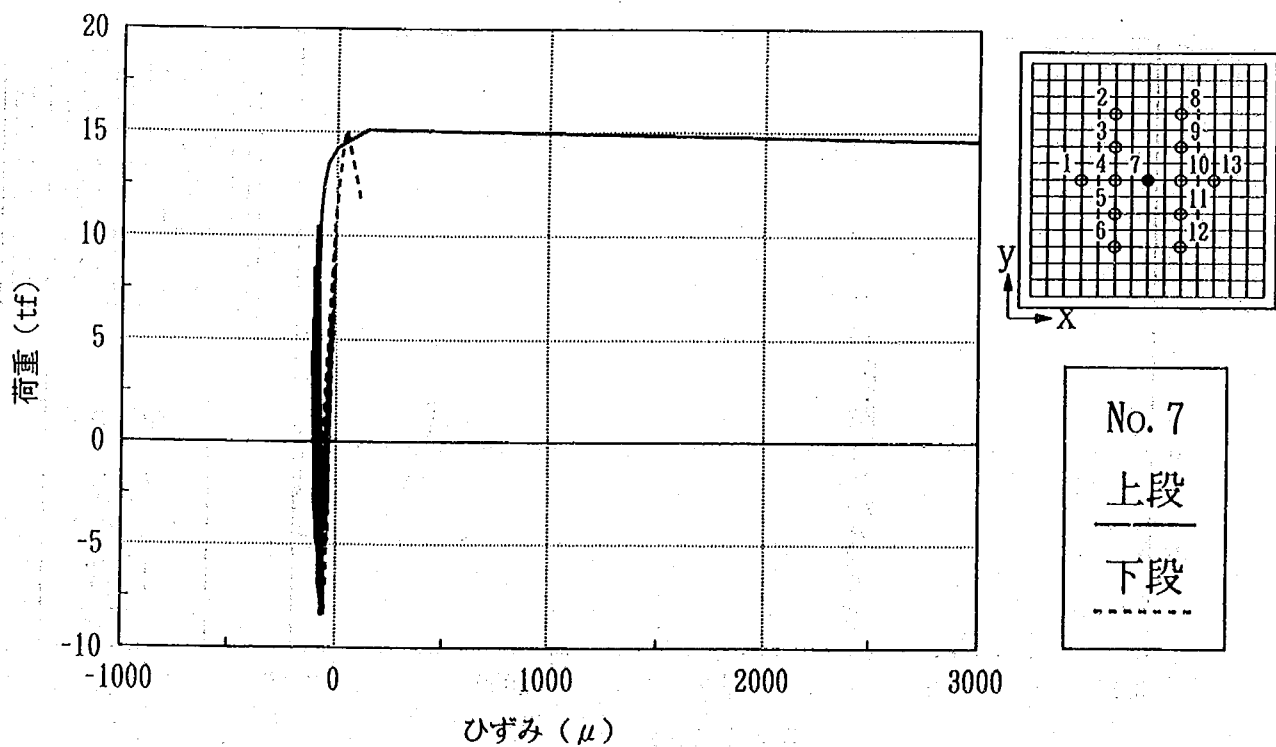


図-参 3.3.20 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

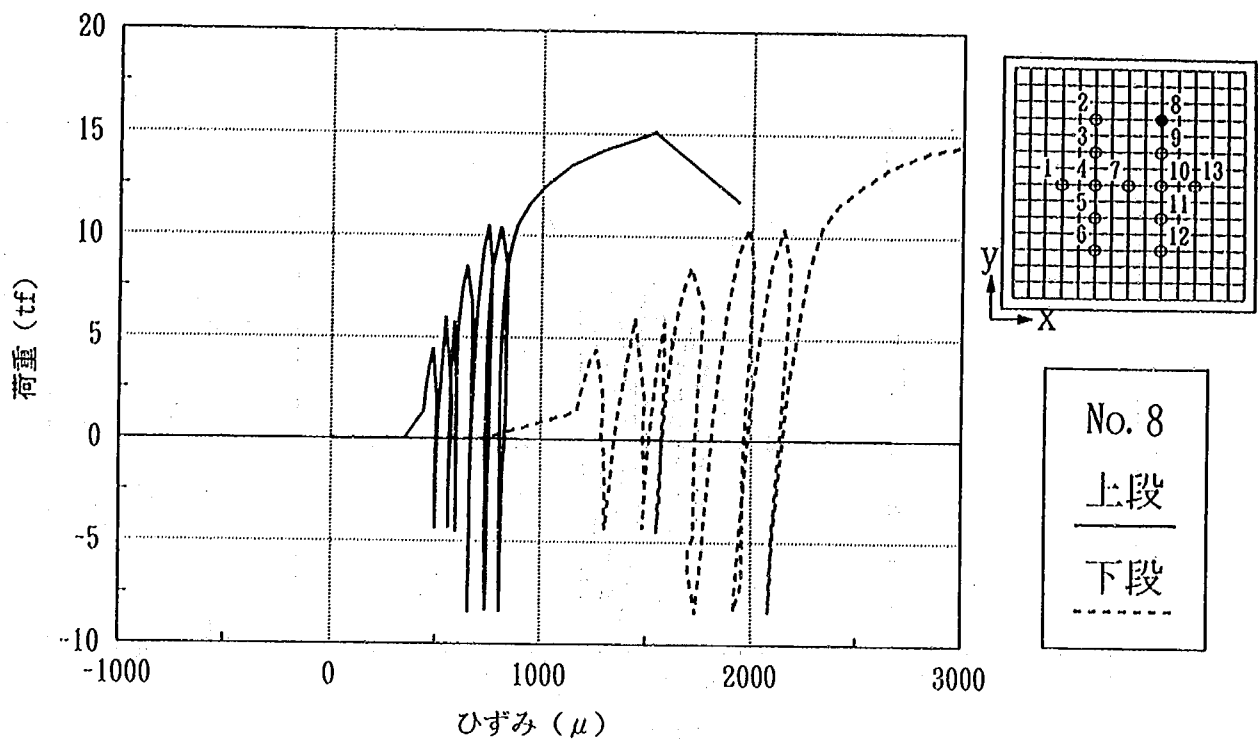


図-参 3.3.21 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

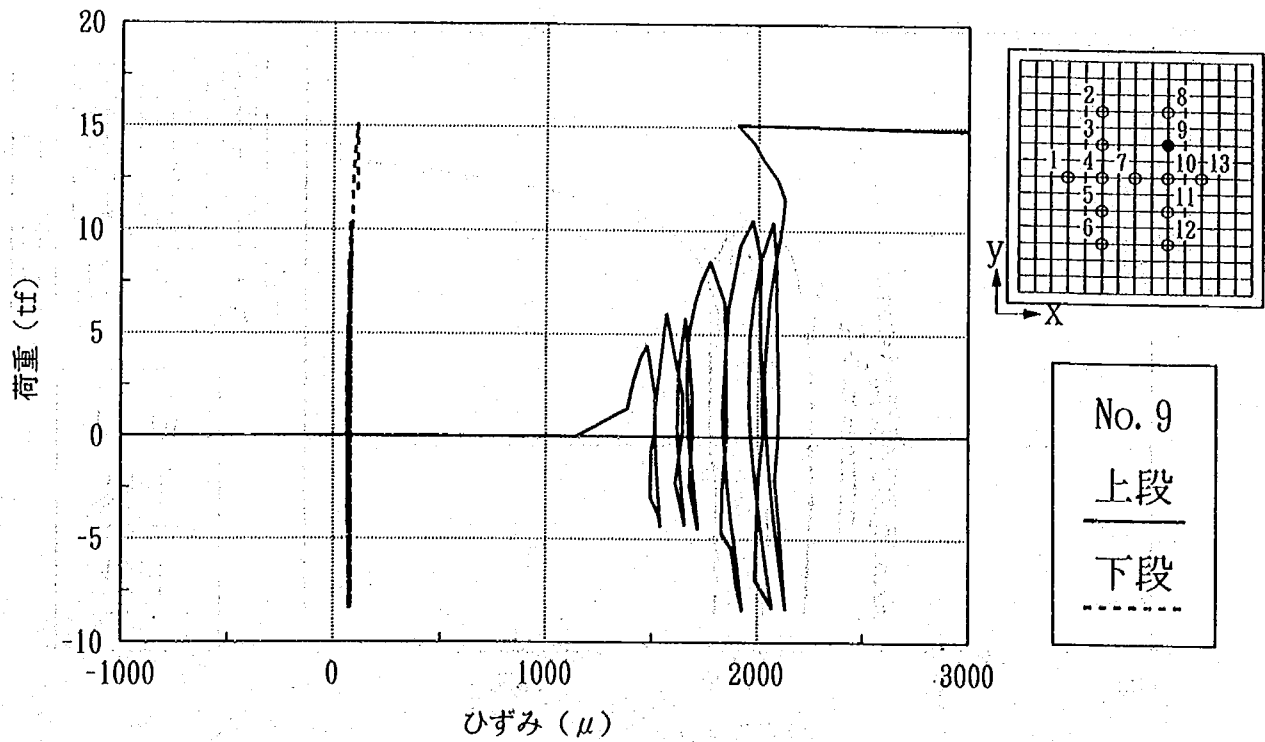


図-参 3.3.22 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

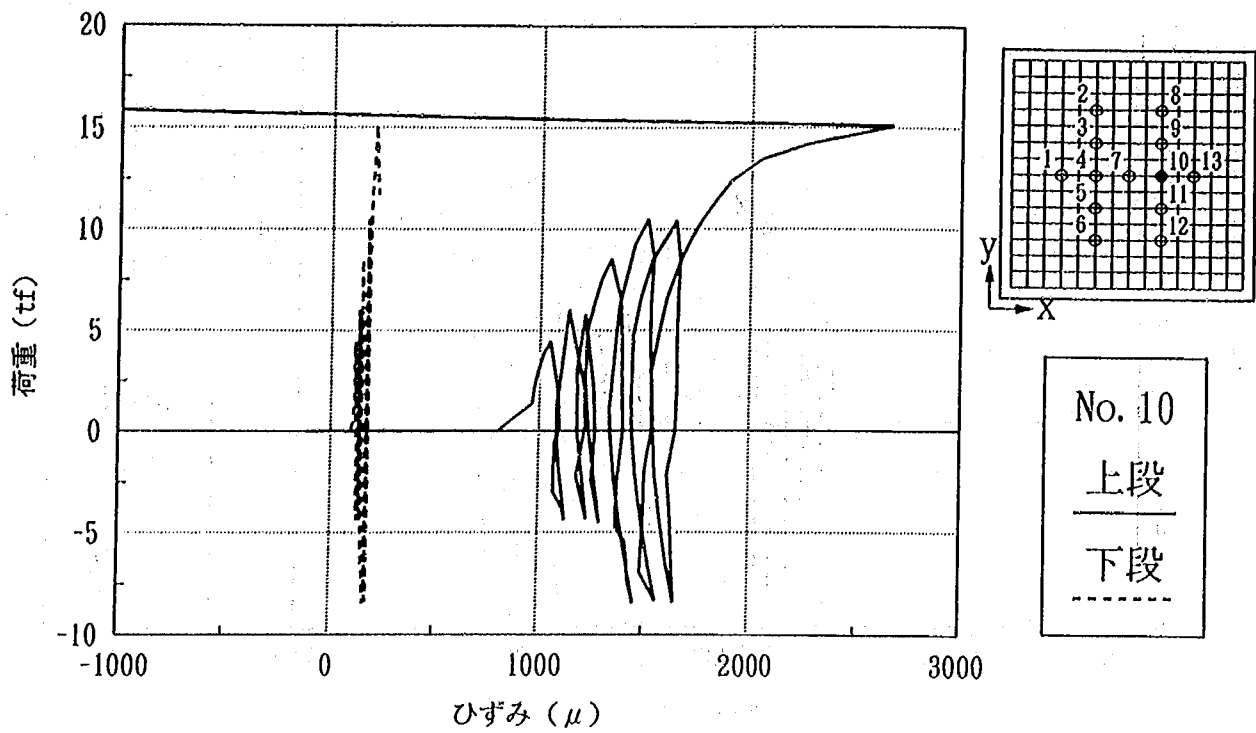


図-参 3.3.23 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

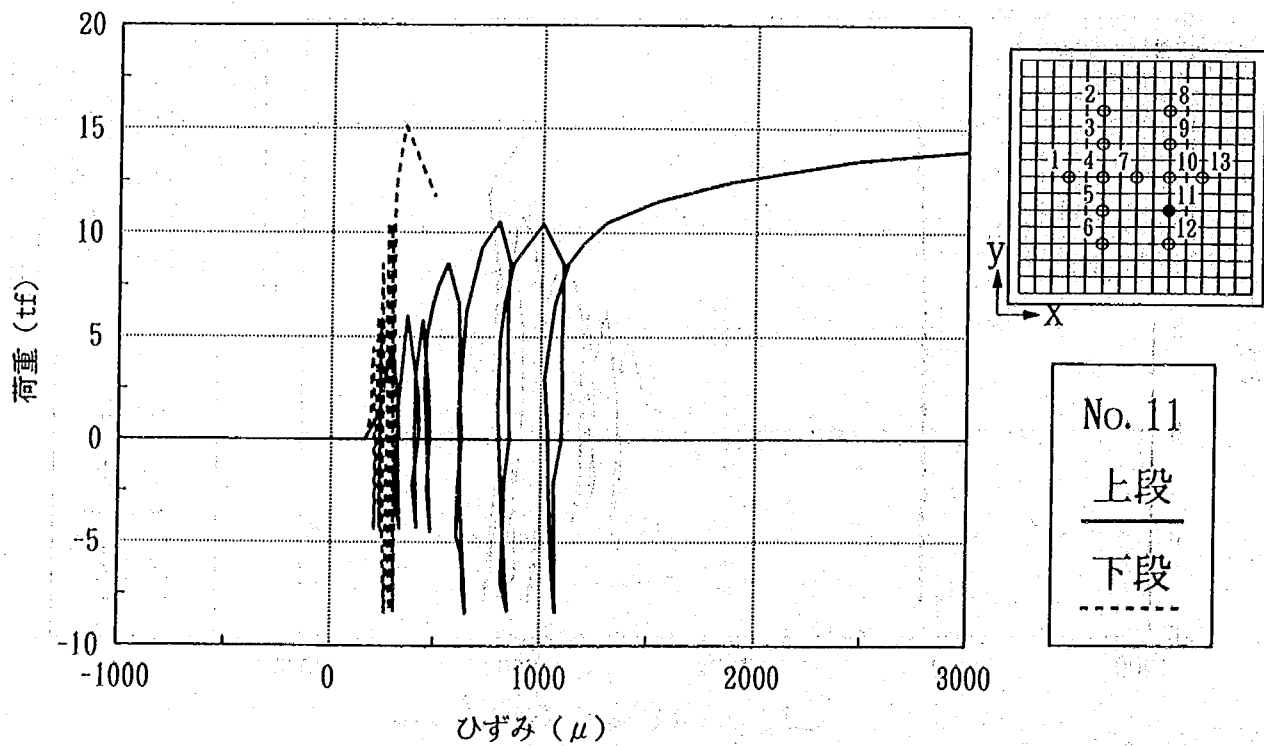


図-参 3.3.24 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

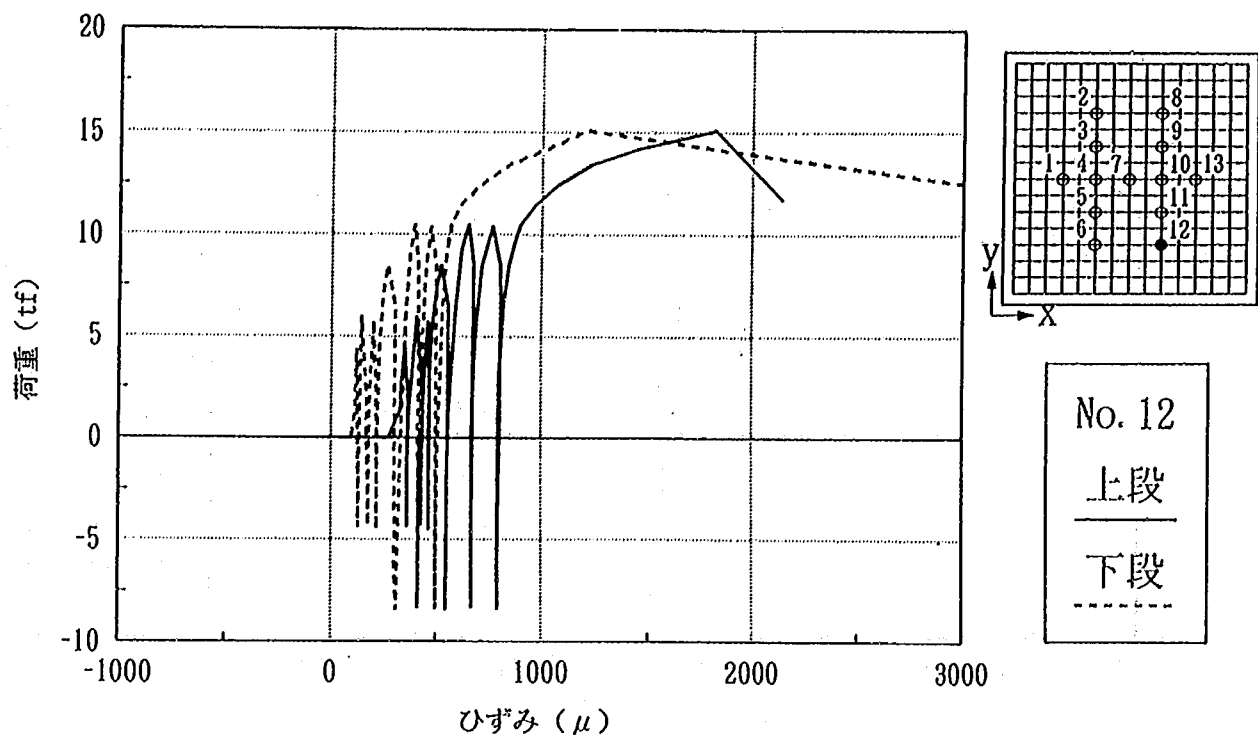


図-参 3.3.25 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

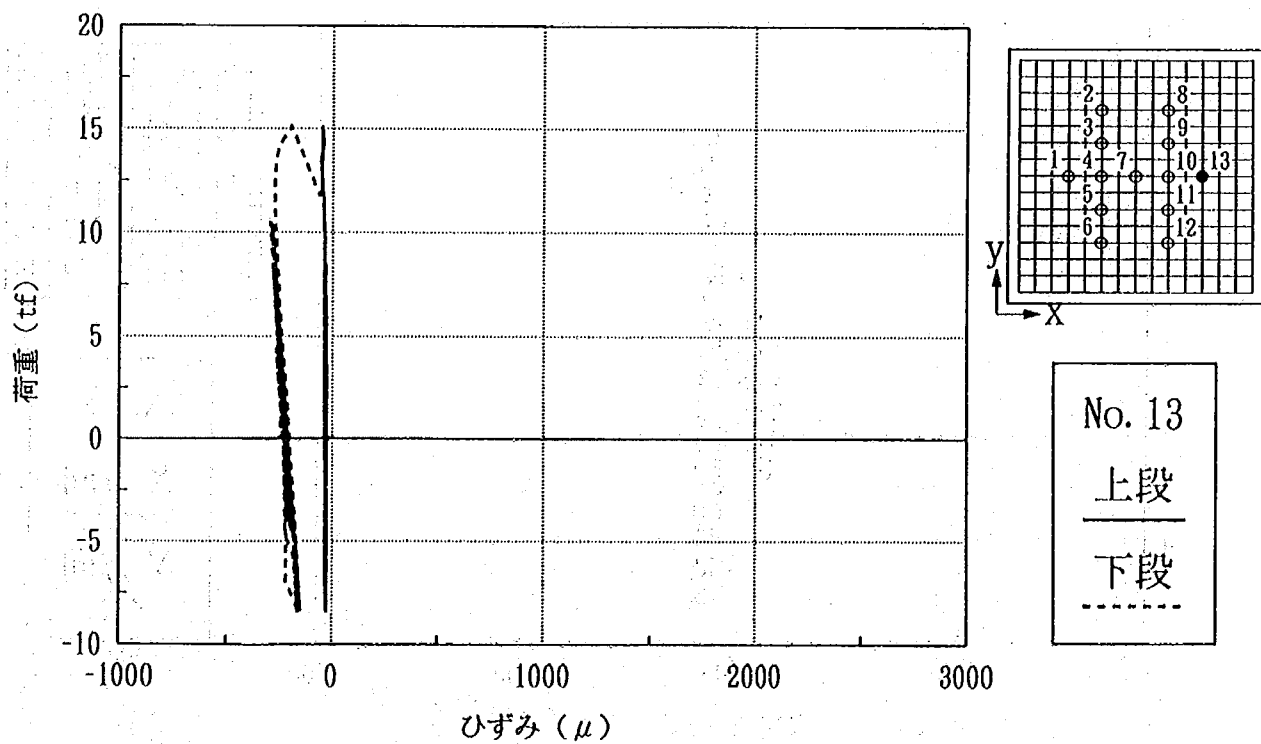


図-参 3.3.26 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

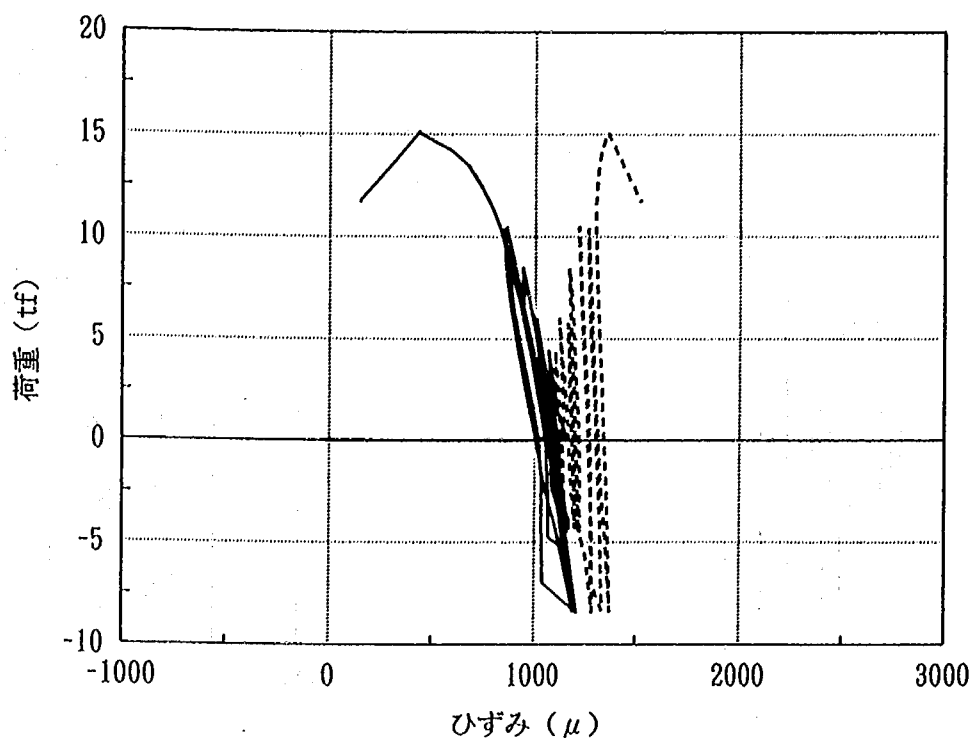


図-参 3.3.27 水平荷重一下側鉄筋ひずみ関係

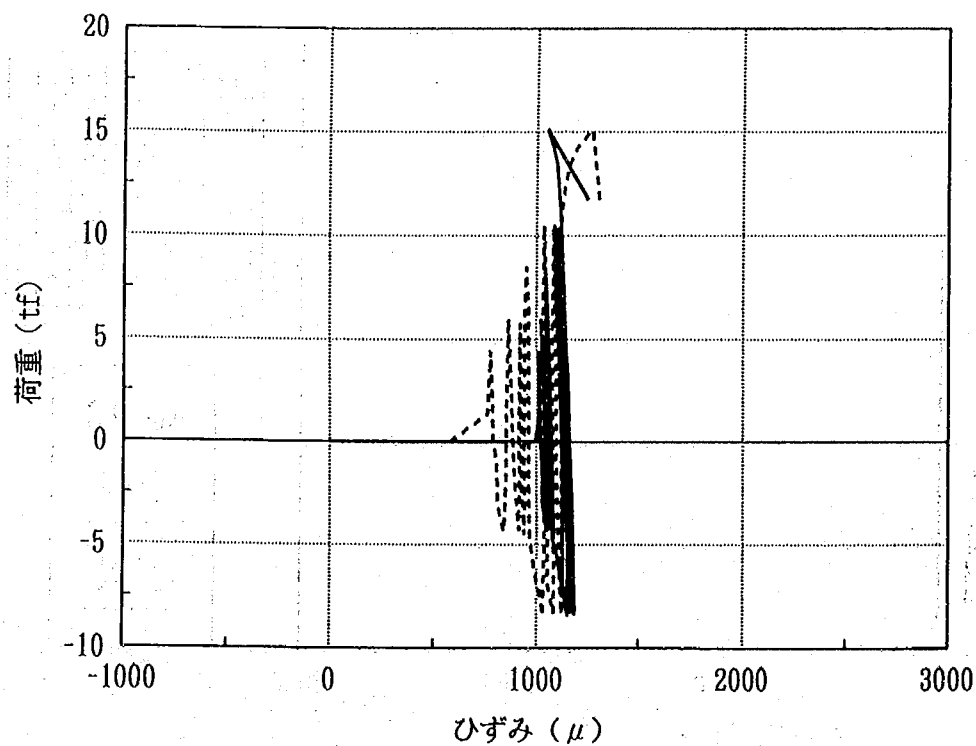


図-参 3.3.28 水平荷重一下側鉄筋ひずみ関係

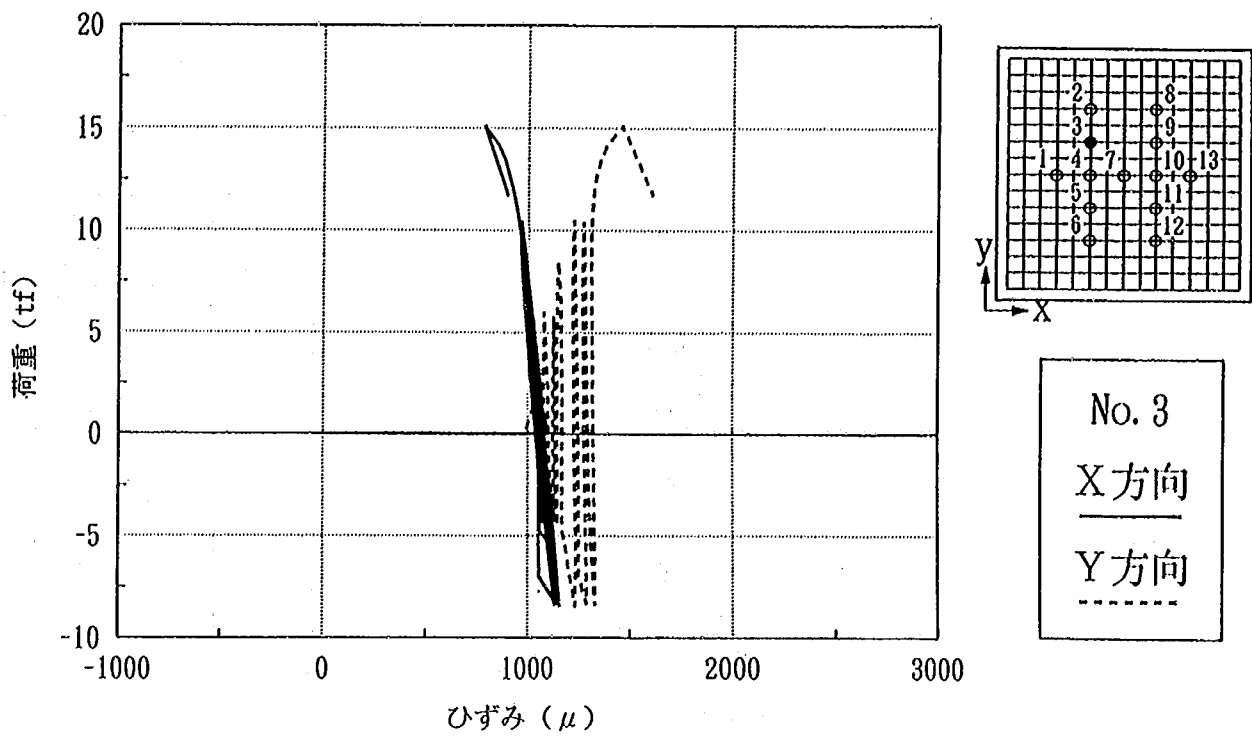


図-参 3.3.29 水平荷重—下側鉄筋ひずみ関係

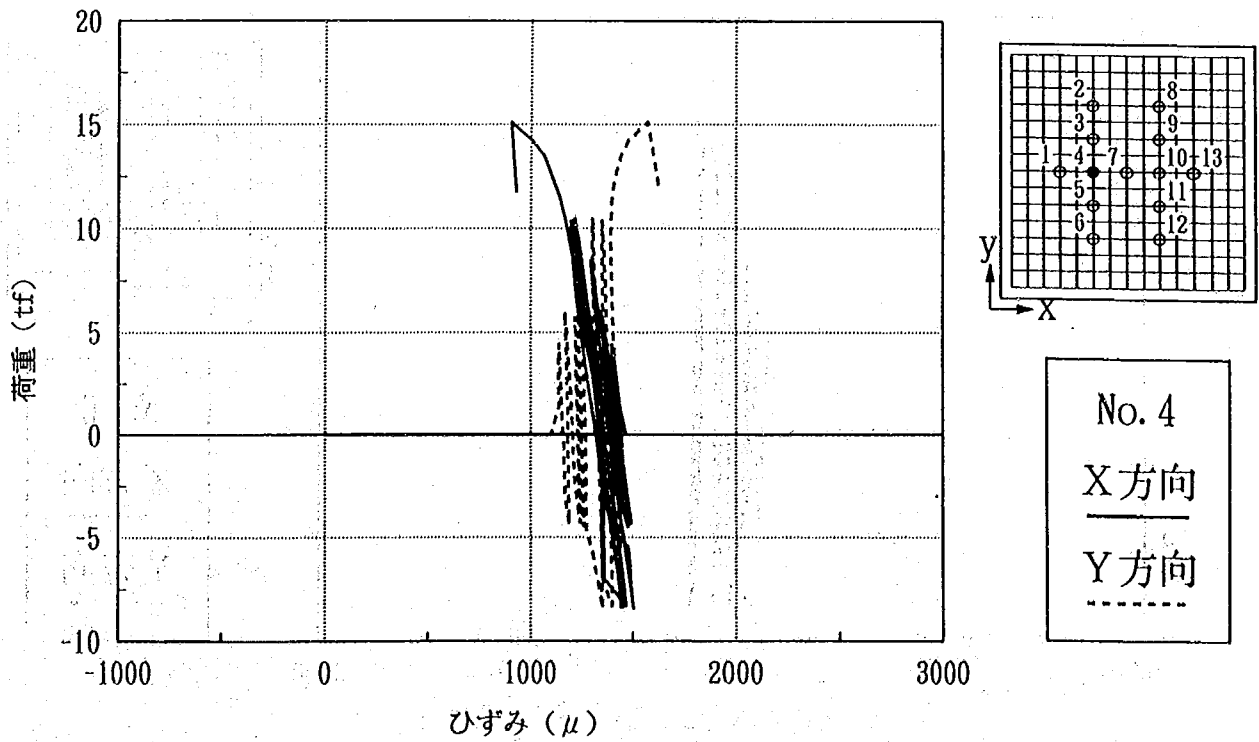
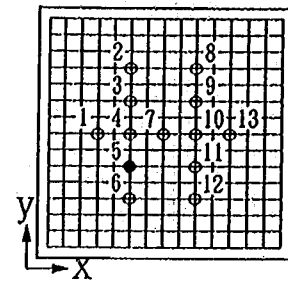
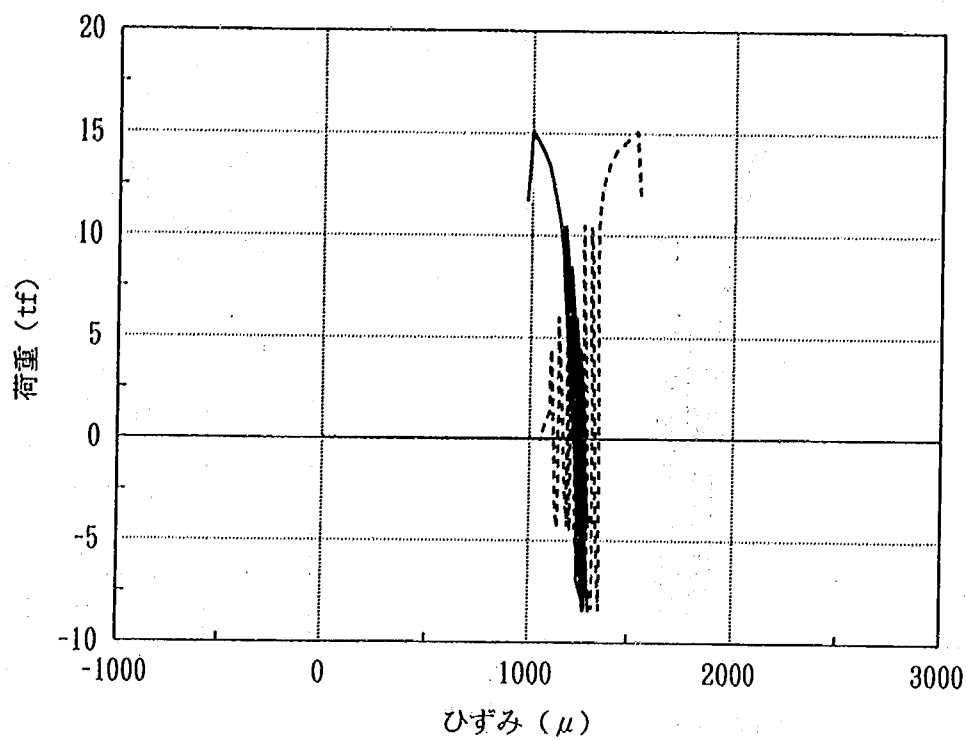


図-参 3.3.30 水平荷重—下側鉄筋ひずみ関係

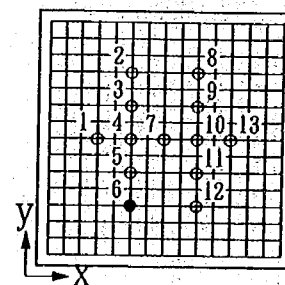
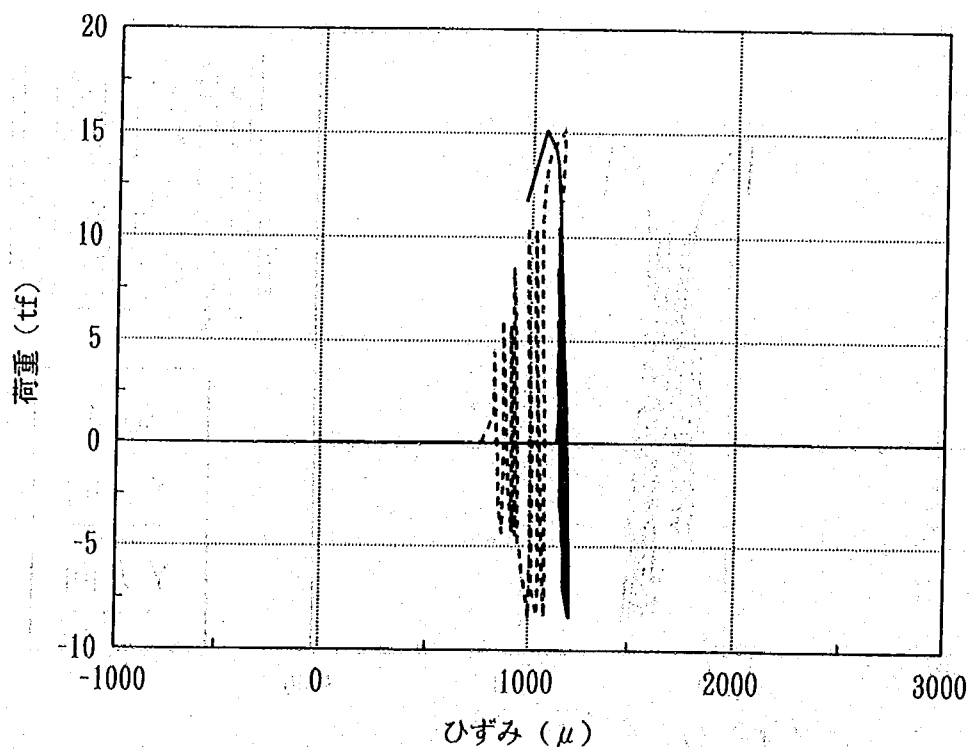


No. 5

X 方向

Y 方向

図-参 3.3.31 水平荷重-下側鉄筋ひずみ関係



No. 6

X 方向

Y 方向

図-参 3.3.32 水平荷重-下側鉄筋ひずみ関係

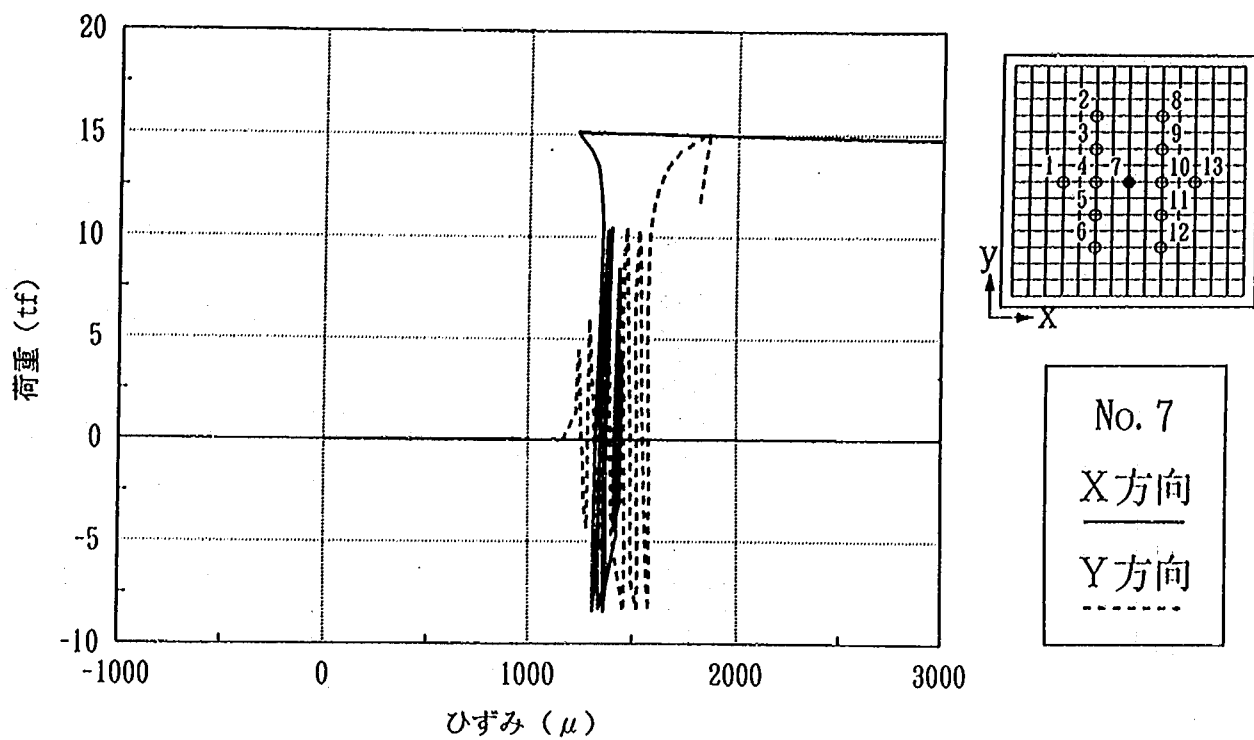


図-参 3.3.33 水平荷重—下側鉄筋ひずみ関係

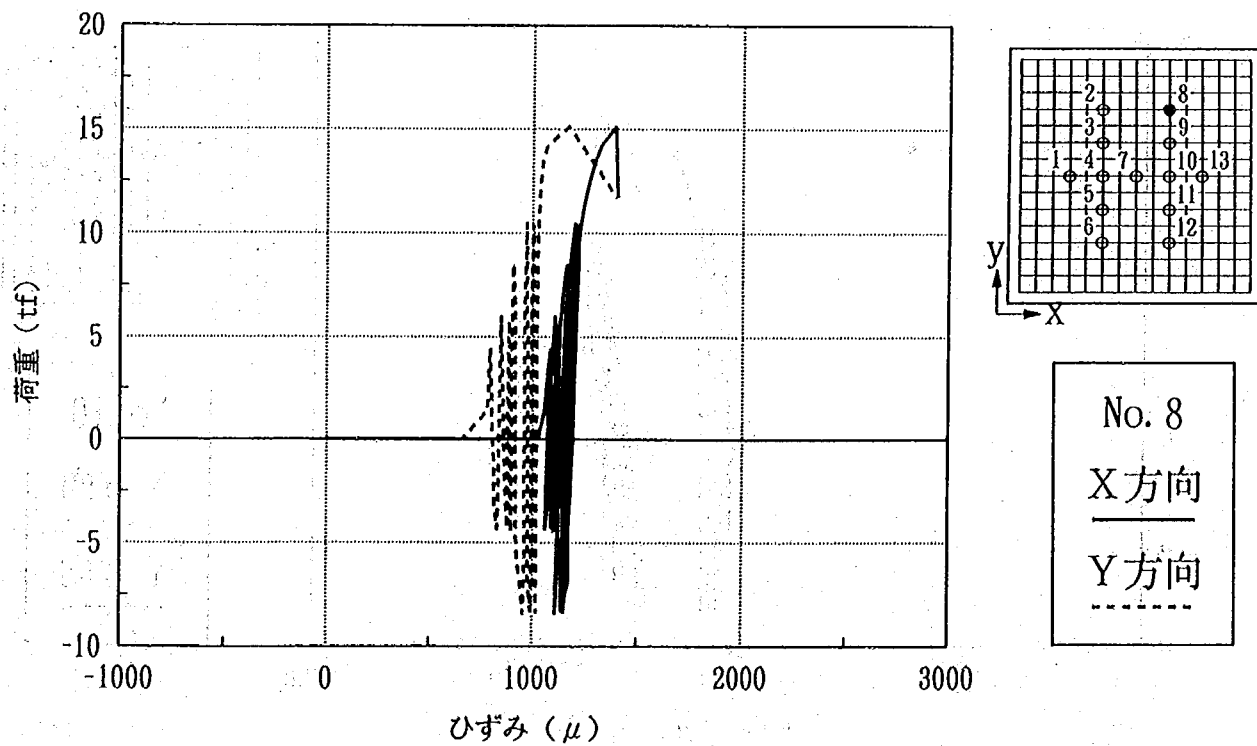
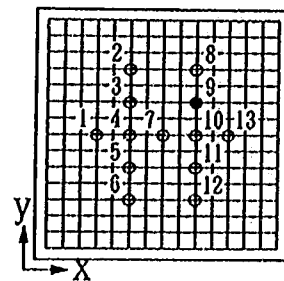
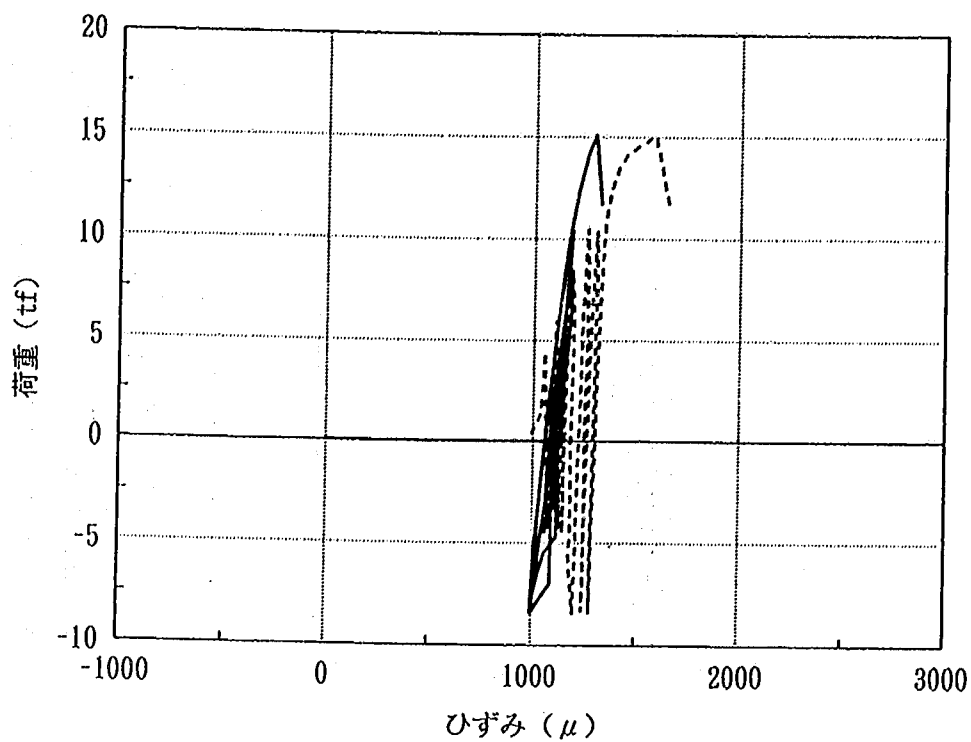
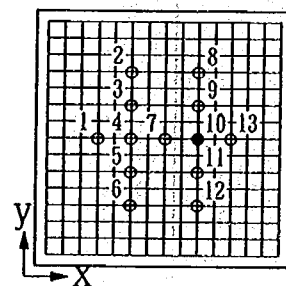
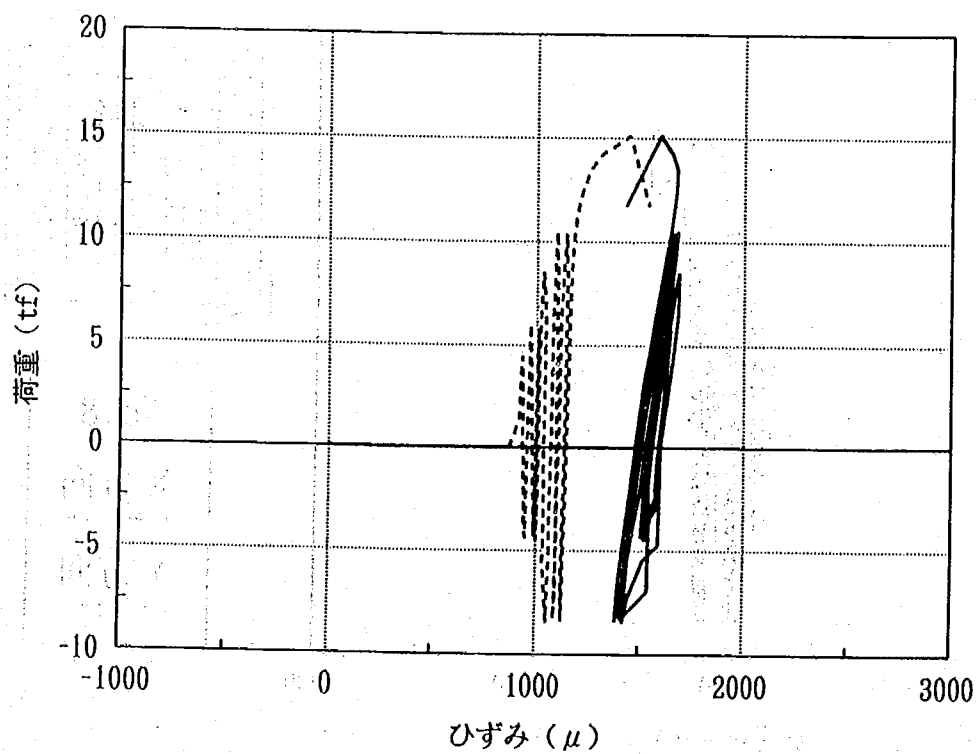


図-参 3.3.34 水平荷重—下側鉄筋ひずみ関係



No. 9
X方向
Y方向

図-参 3.3.35 水平荷重—下側鉄筋ひずみ関係



No. 10
X方向
Y方向

図-参 3.3.36 水平荷重—下側鉄筋ひずみ関係

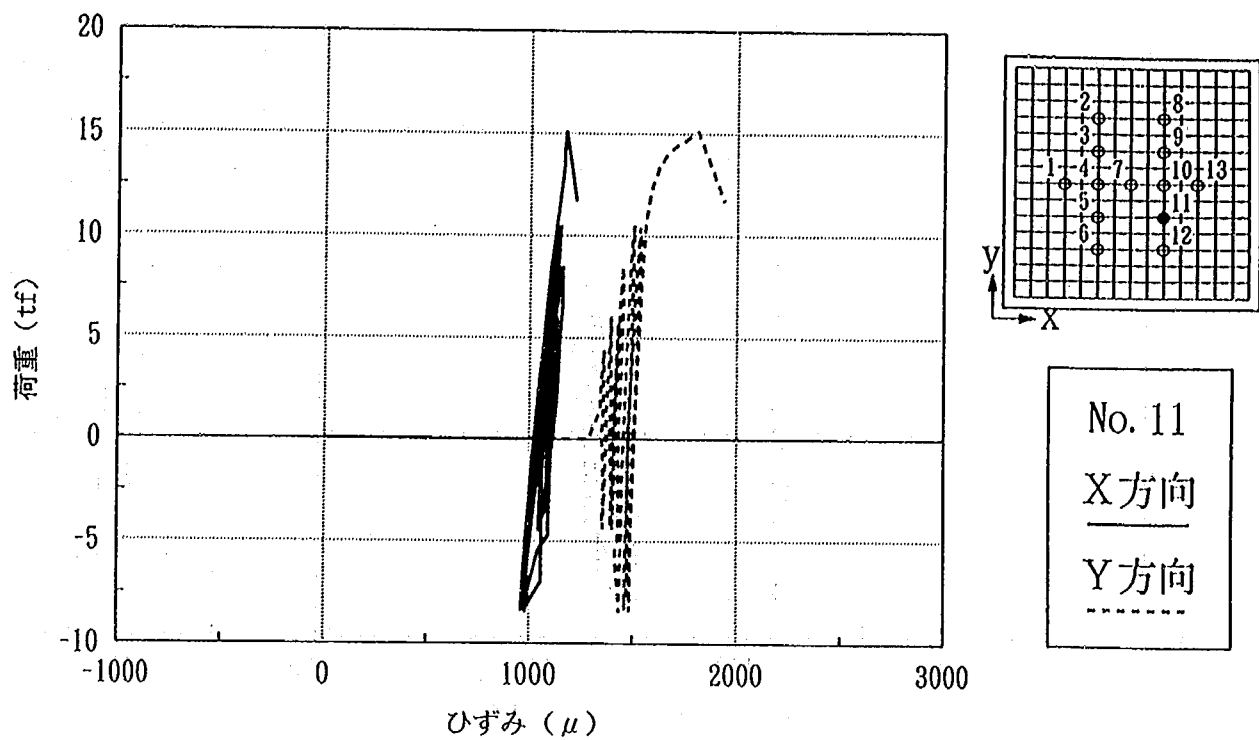


図-参 3.3.37 水平荷重—下側鉄筋ひずみ関係

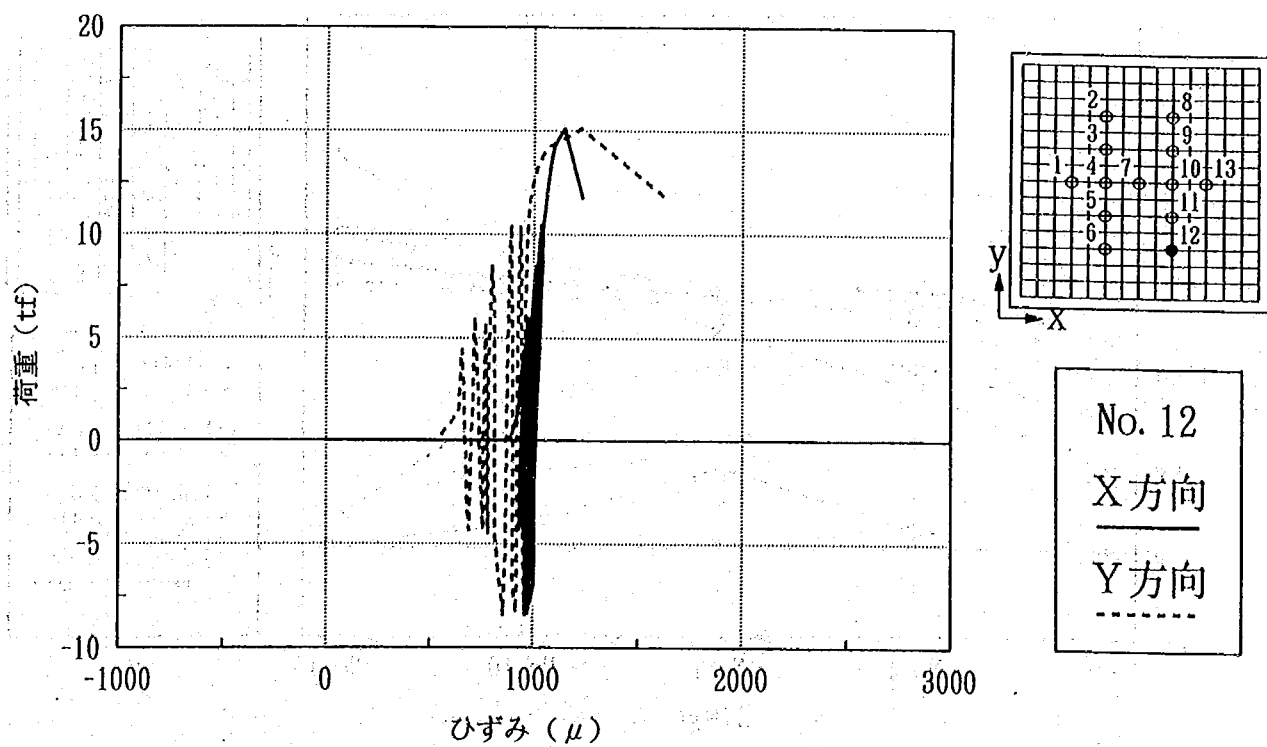


図-参 3.3.38 水平荷重—下側鉄筋ひずみ関係

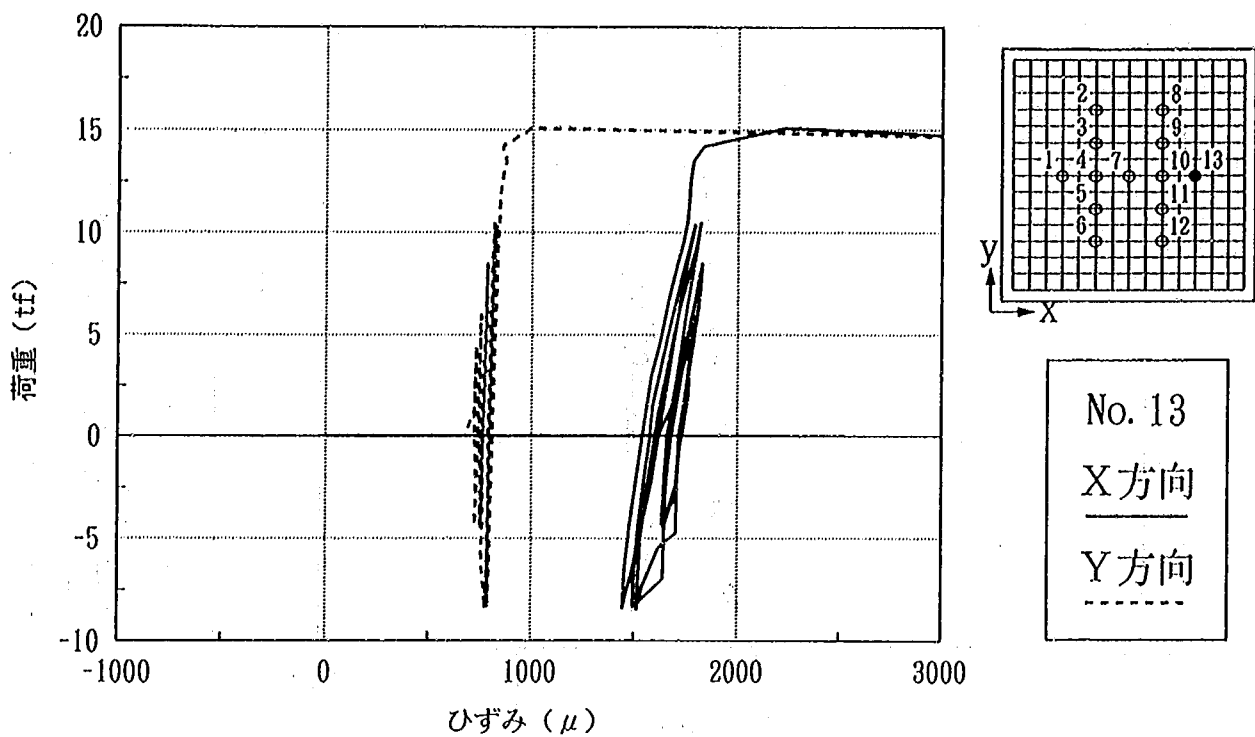


図-参 3.3.39 水平荷重—下側鉄筋ひずみ関係

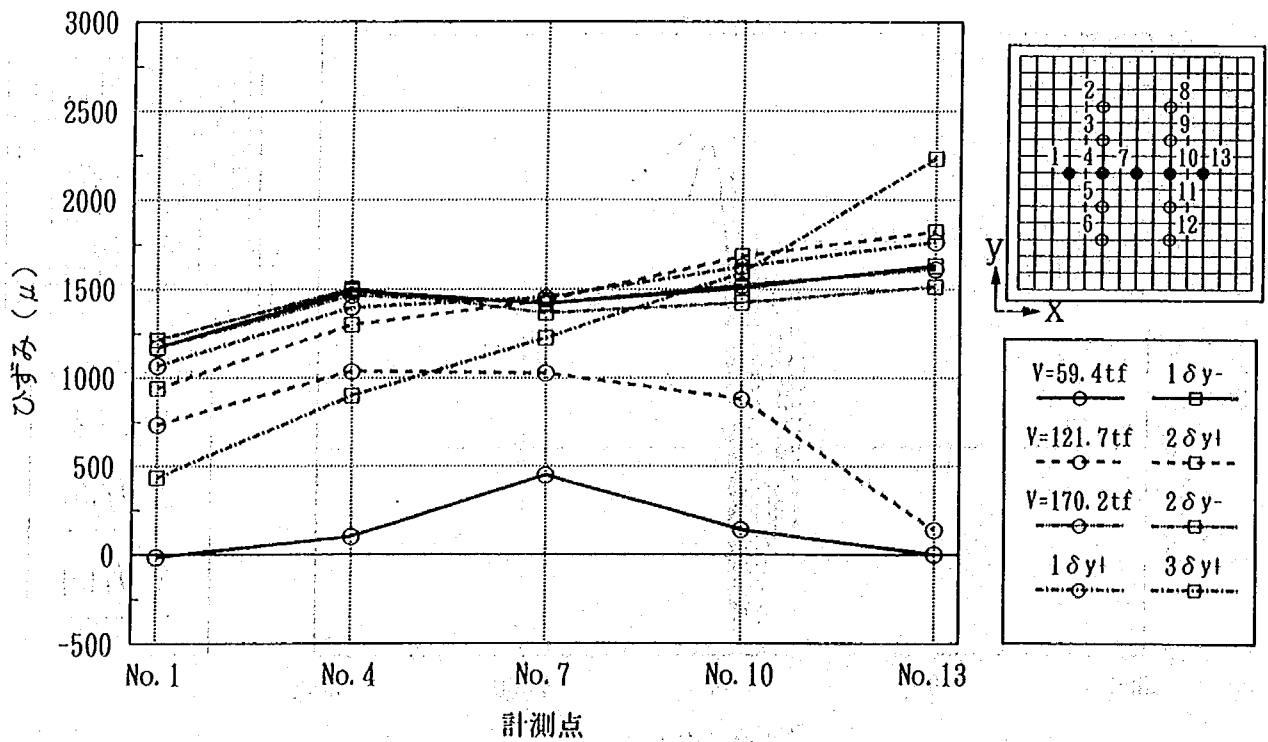


図-参 3.3.40 下側鉄筋ひずみ分布 (x 方向)

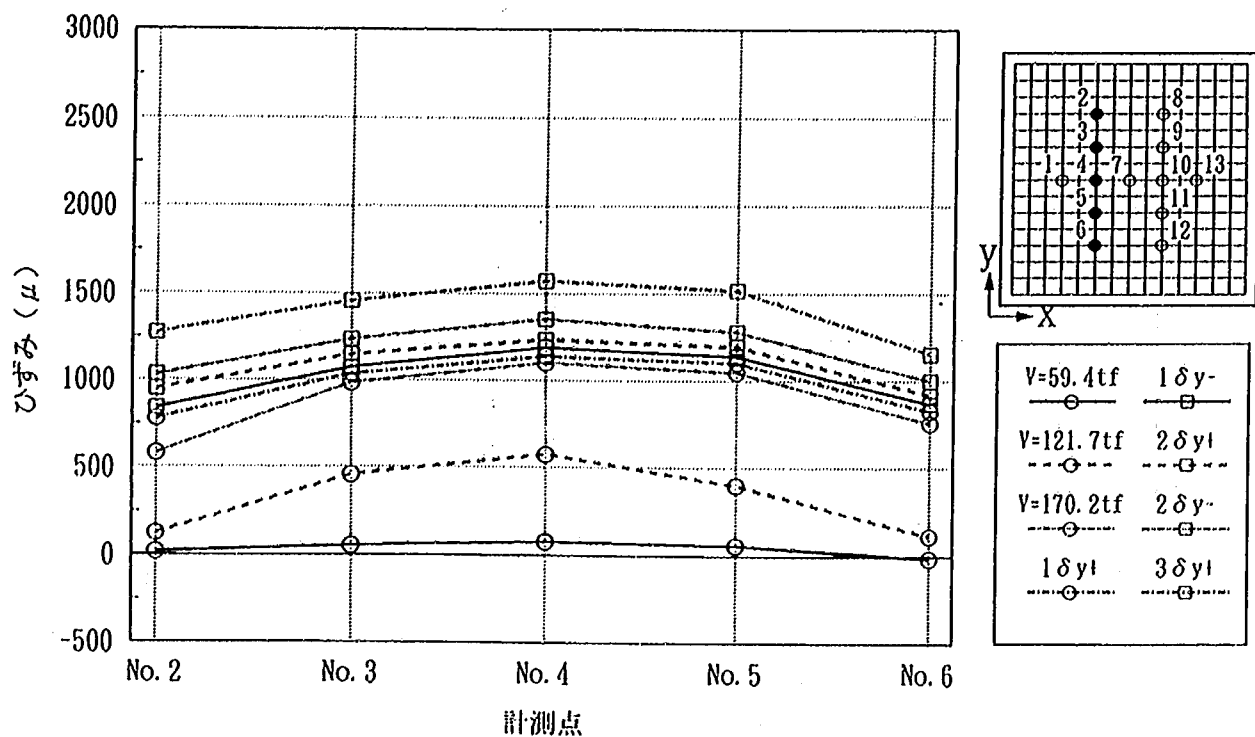


図-参 3.3.41 下側鉄筋ひずみ分布 (y 方向)

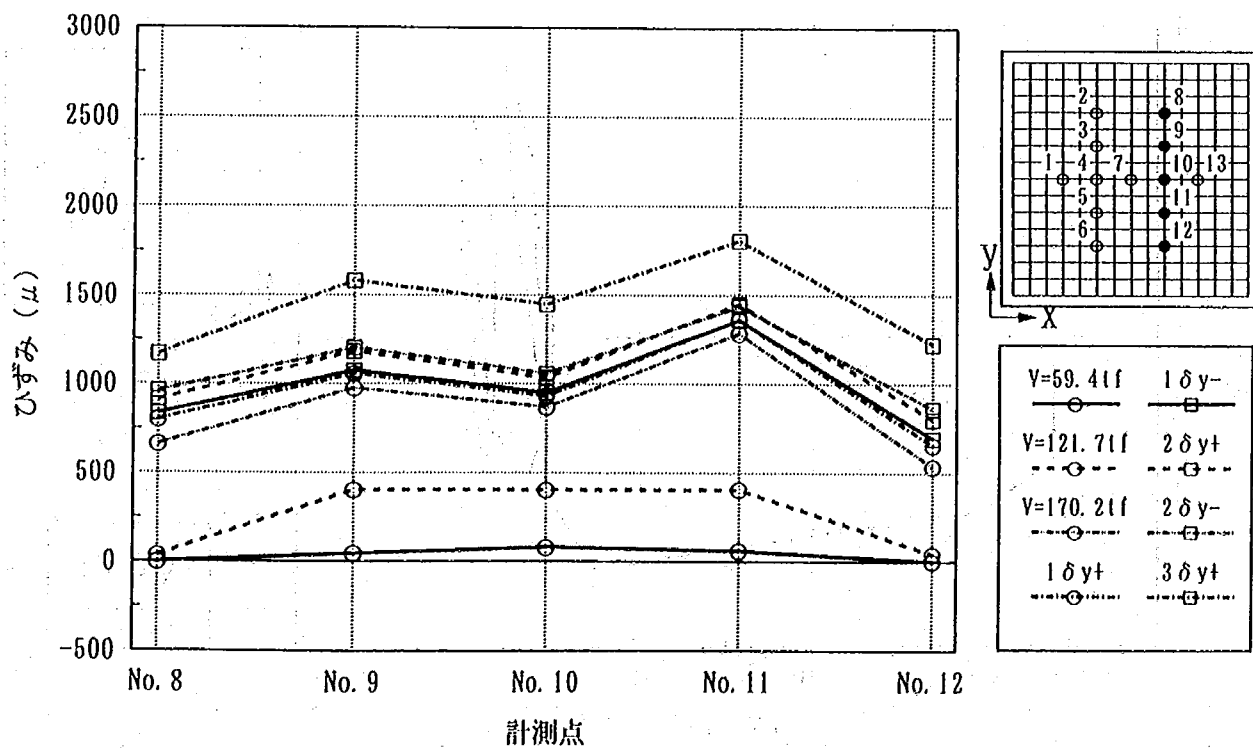


図-参 3.3.42 下側鉄筋ひずみ分布 (y 方向)

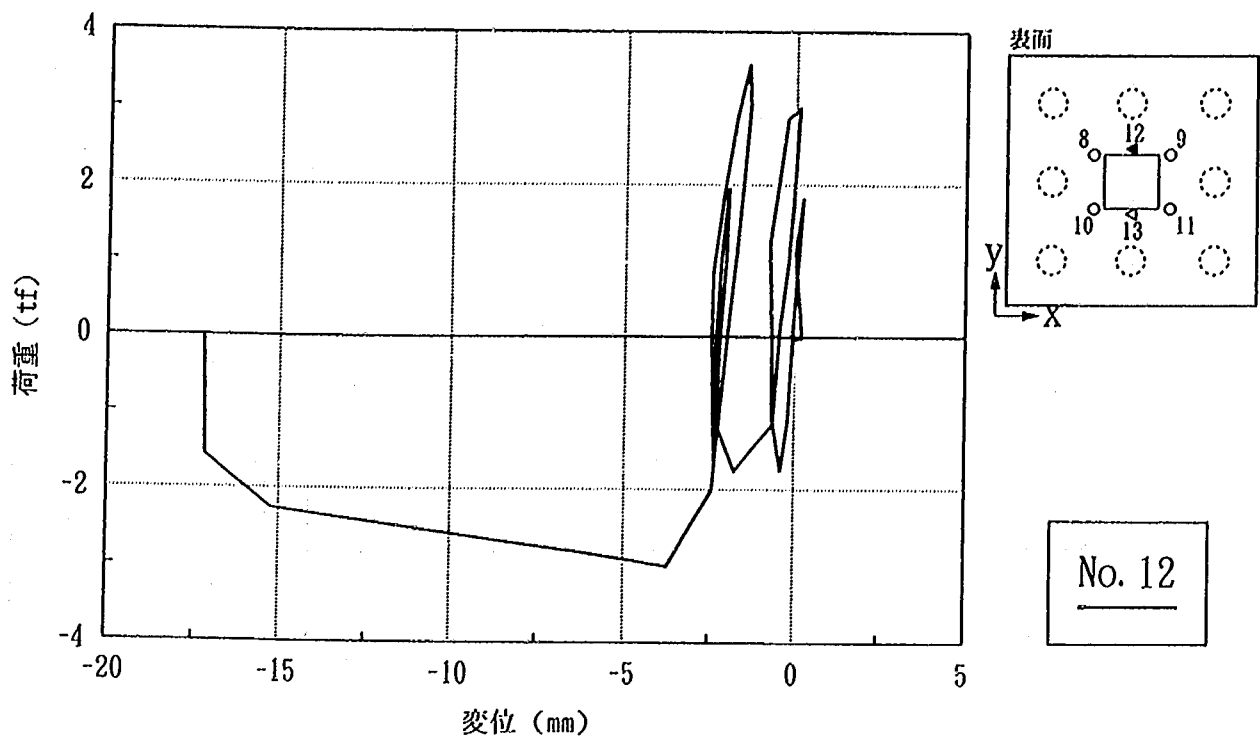


図-参 3.4.1 水平荷重一載荷点水平変位関係

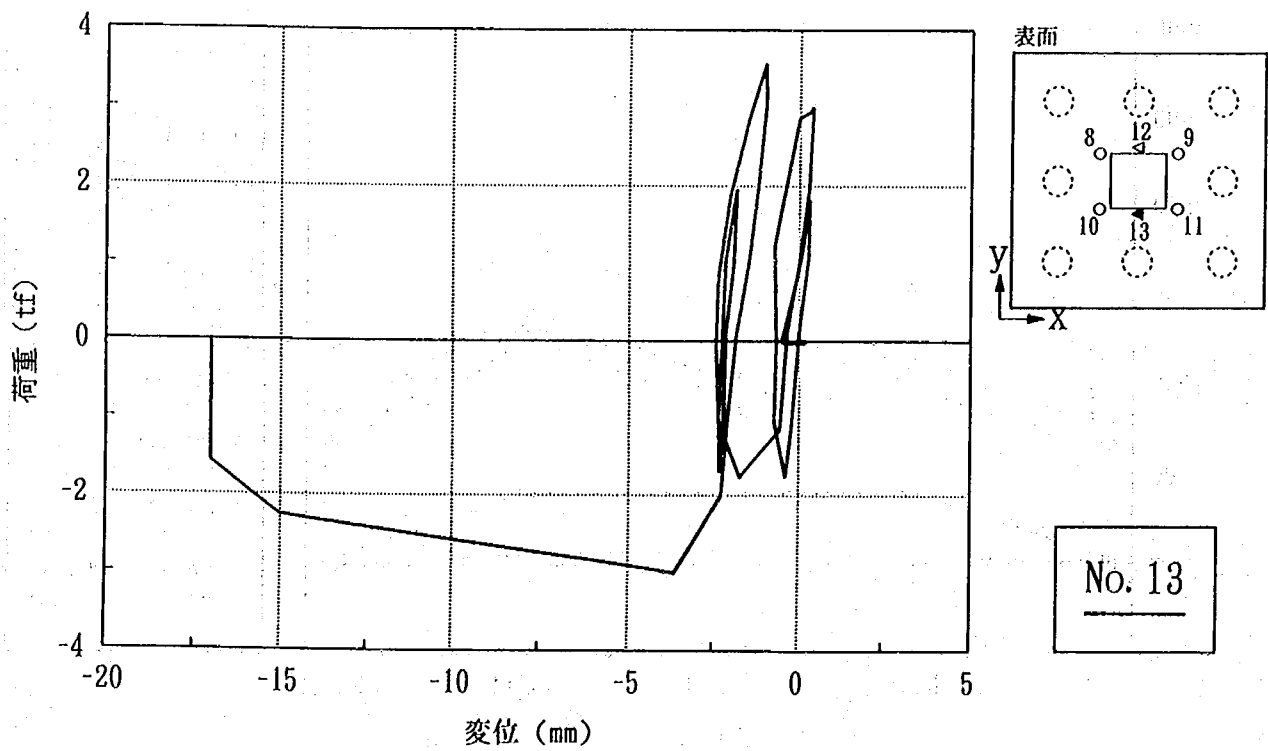


図-参 3.4.2 水平荷重一載荷点水平変位関係

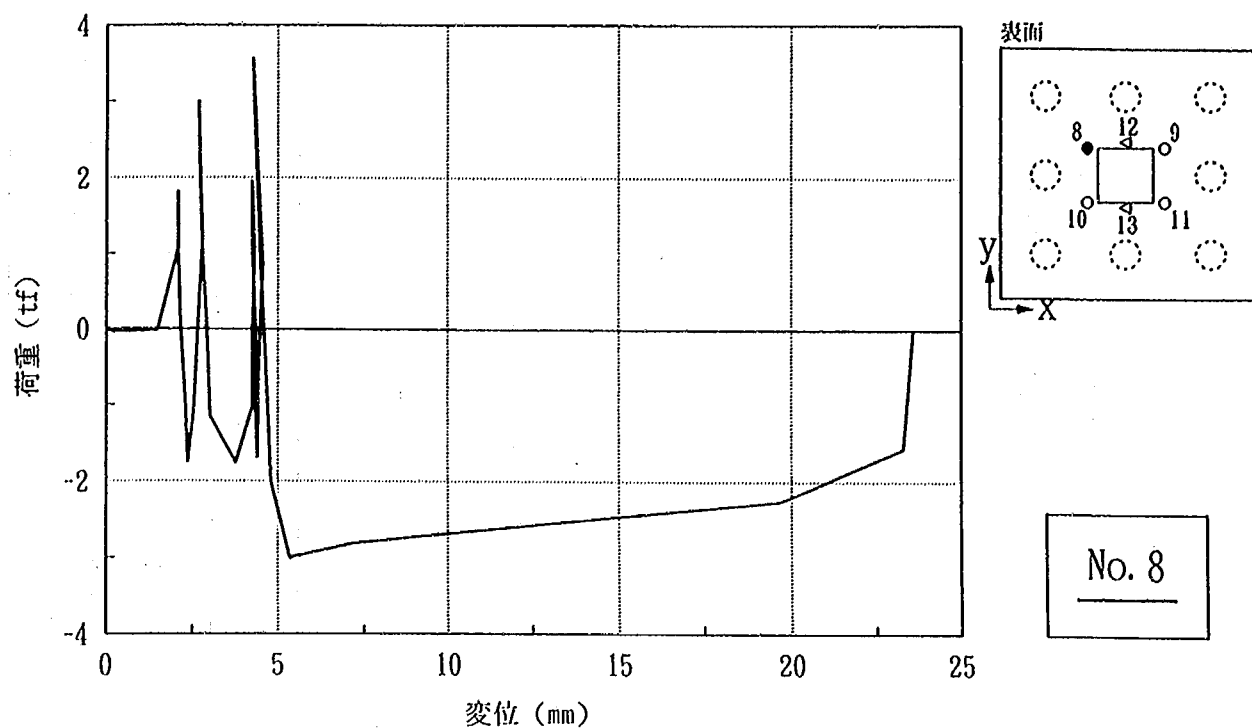


図-参 3.4.3 水平荷重一表面鉛直変位関係

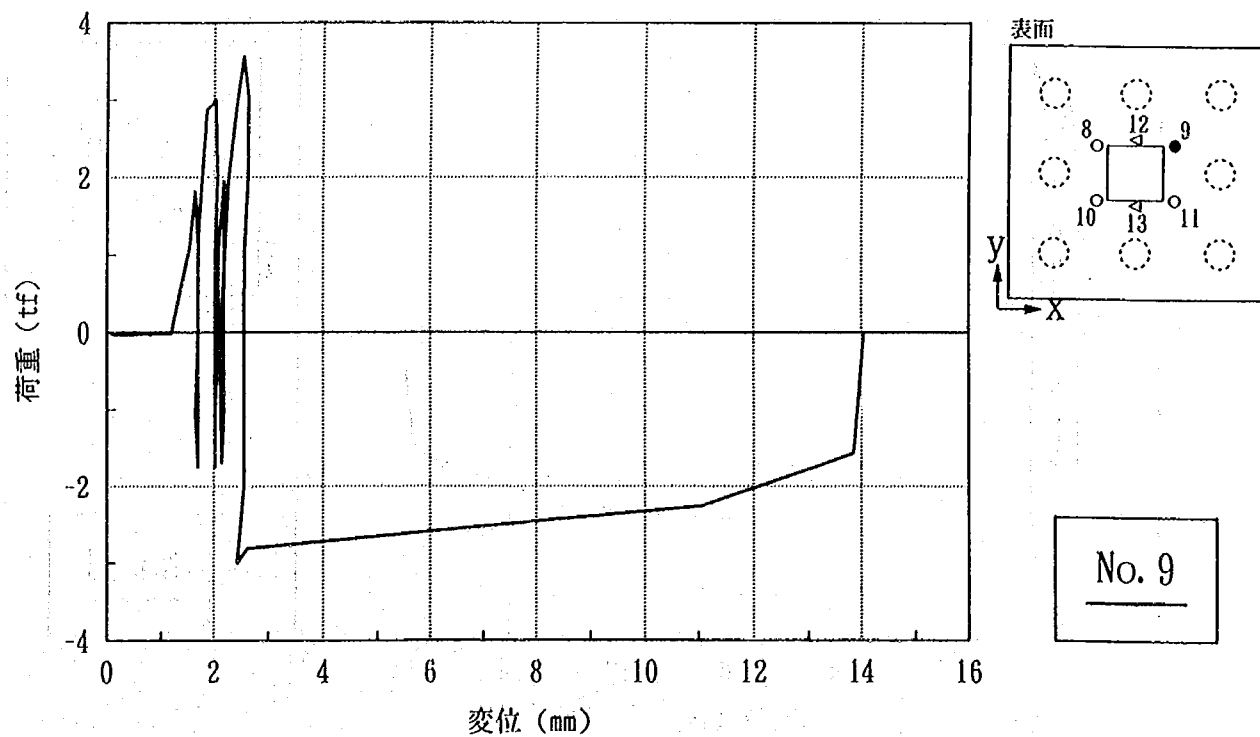


図-参 3.4.4 水平荷重一表面鉛直変位関係

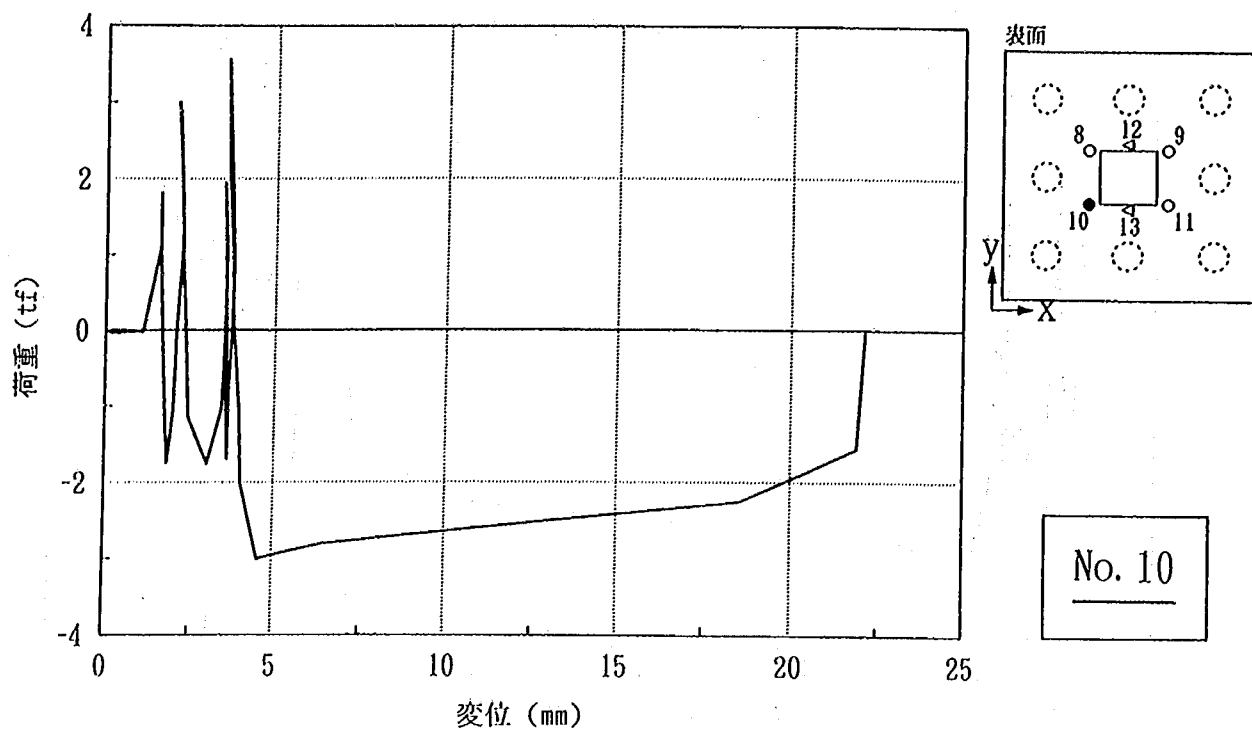


図-参 3.4.5 水平荷重-表面鉛直変位関係

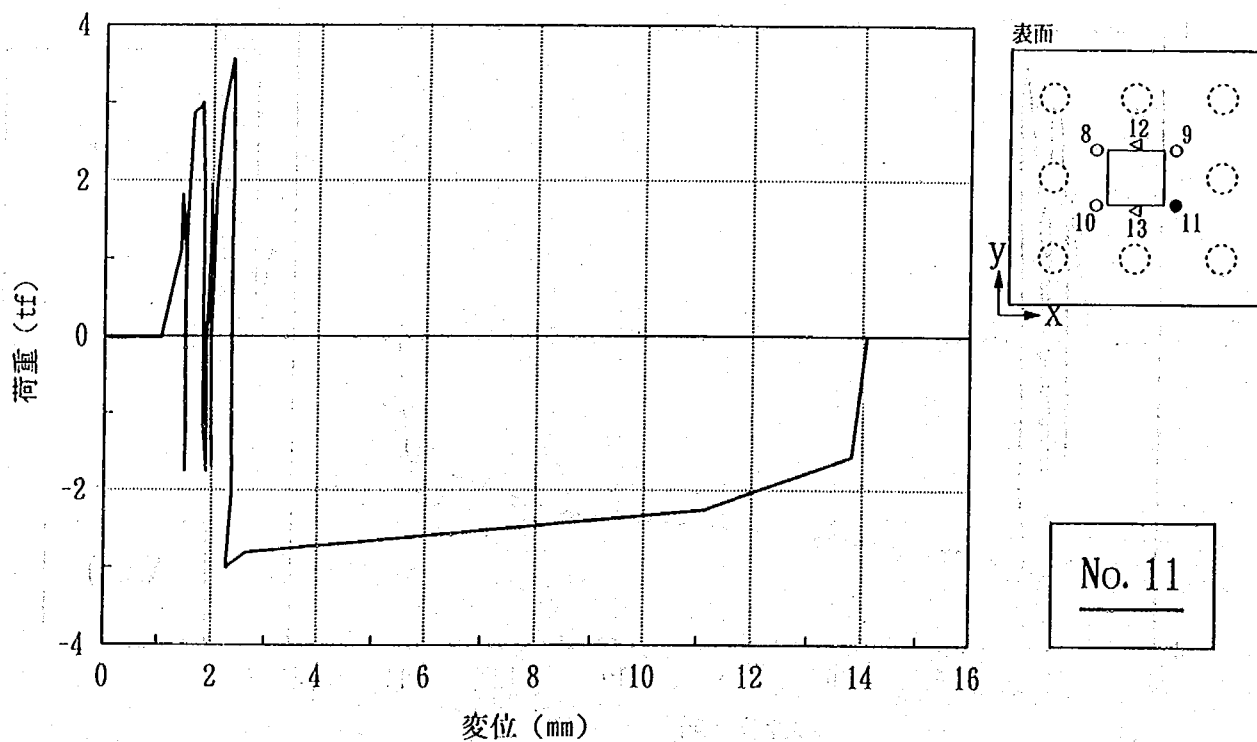


図-参 3.4.6 水平荷重-表面鉛直変位関係

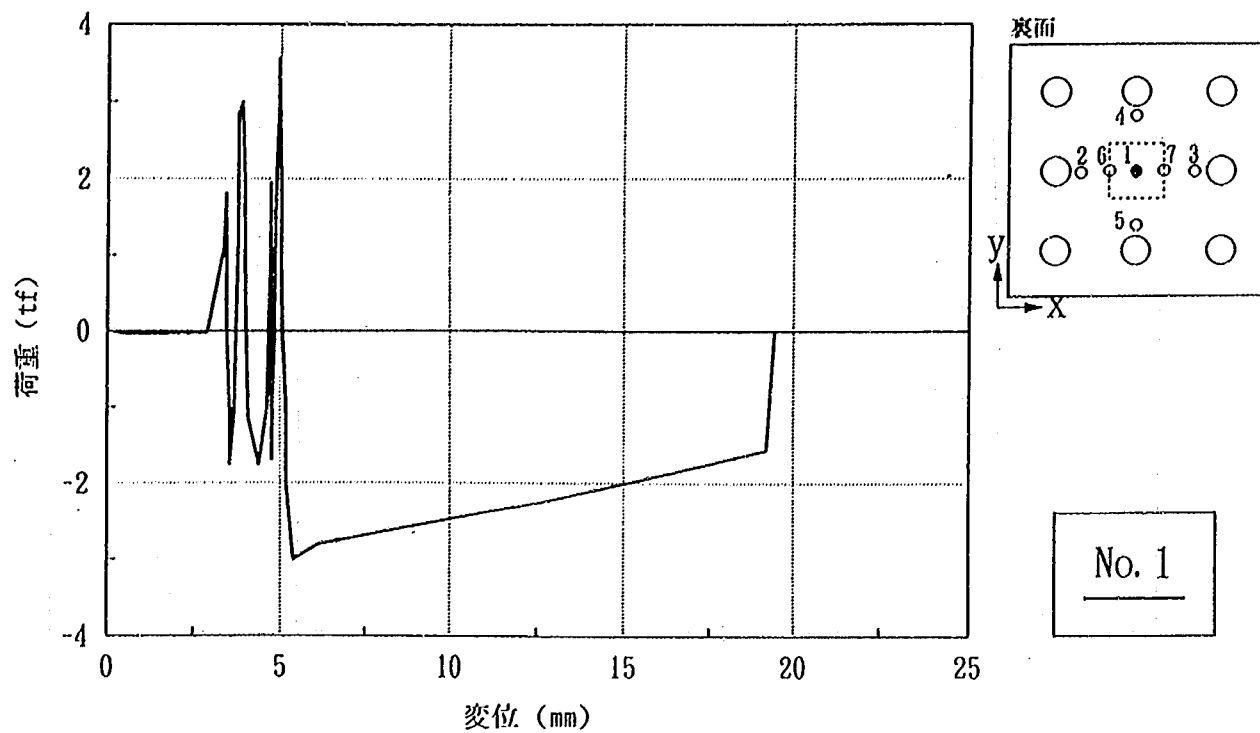


圖-參 3.4.7 水平荷重—裏面鉛直變位關係

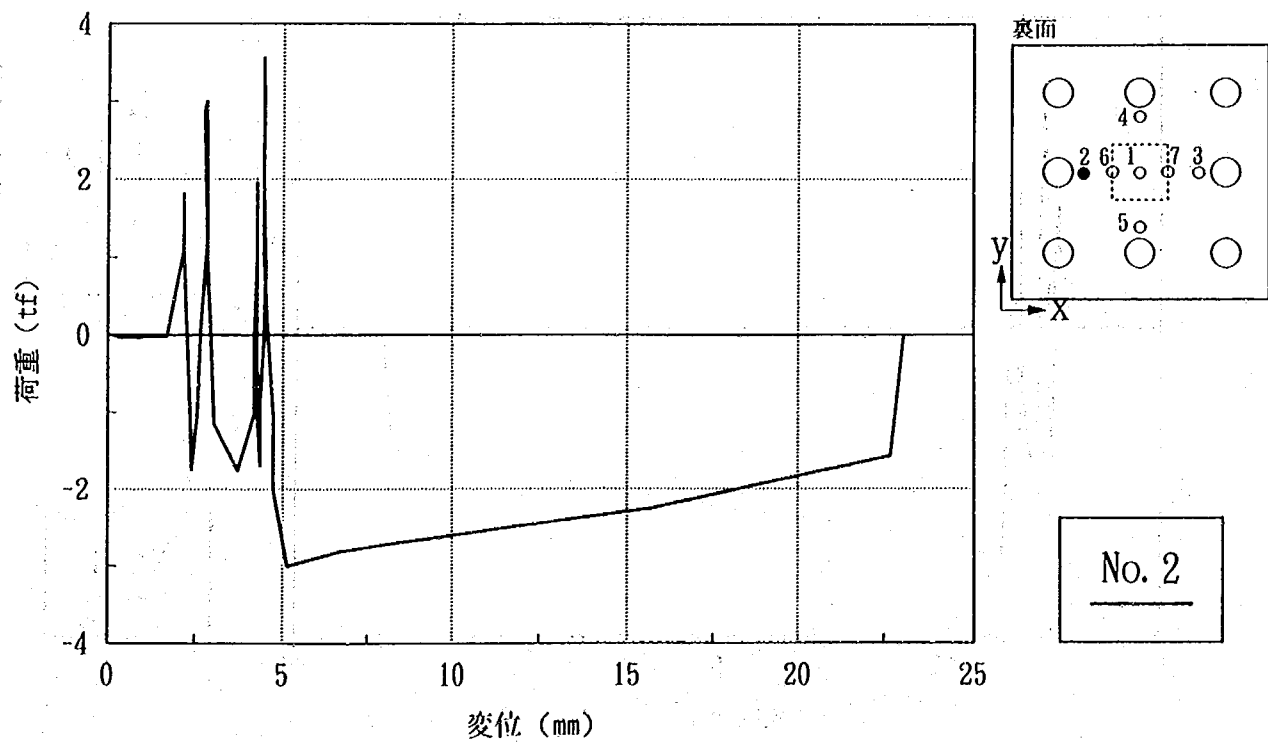


圖-參 3.4.8 水平荷重—裏面鉛直變位關係

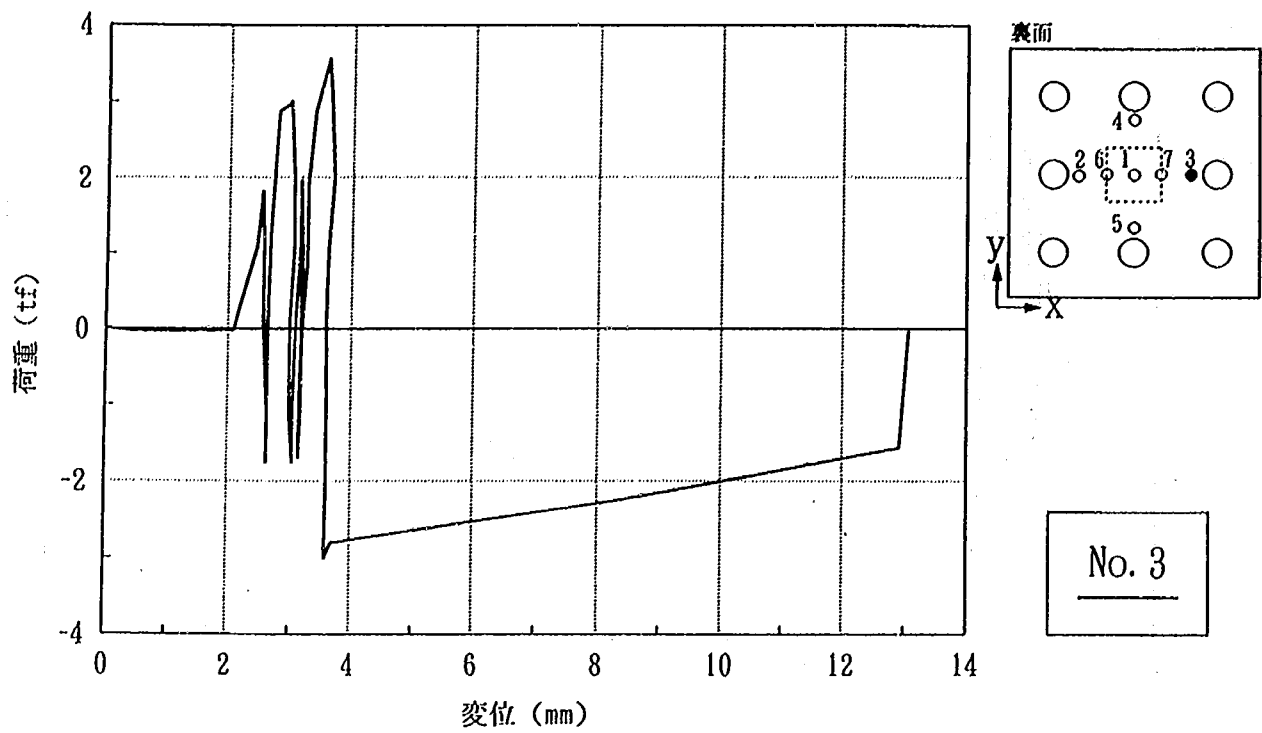


図-参 3.4.9 水平荷重-裏面鉛直変位関係

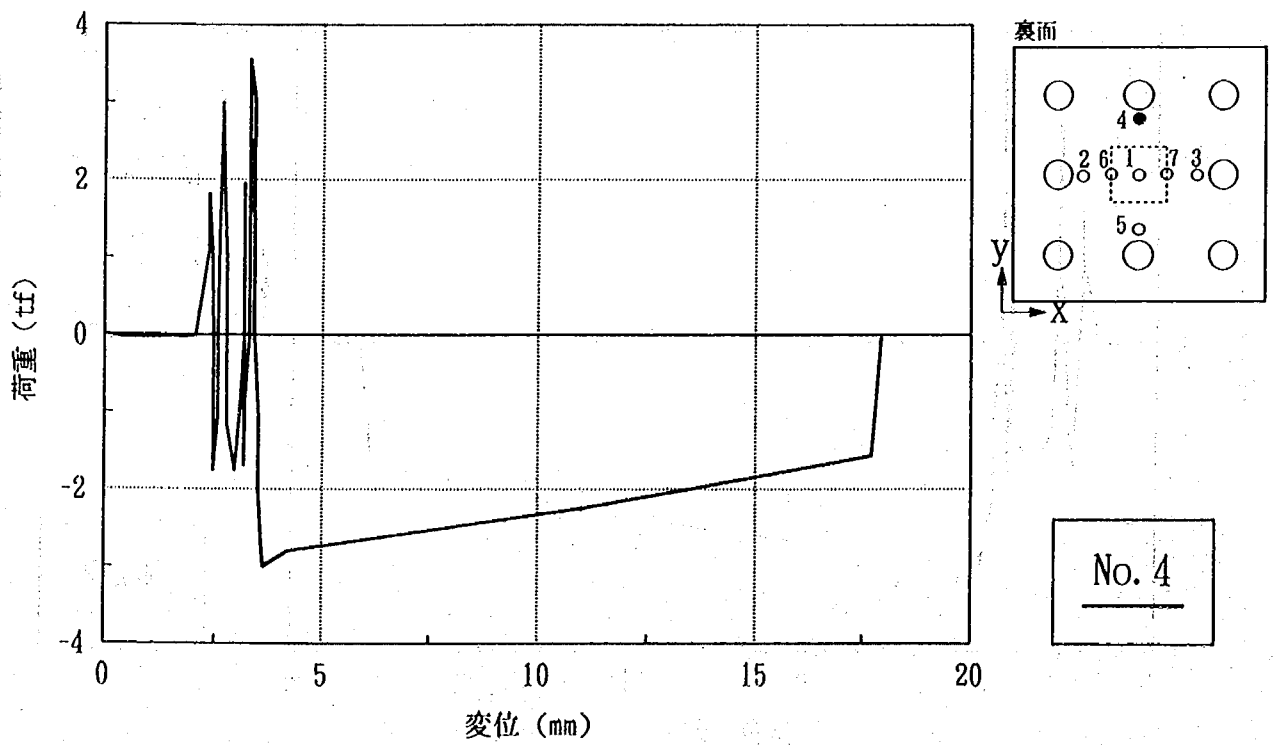


図-参 3.4.10 水平荷重-裏面鉛直変位関係

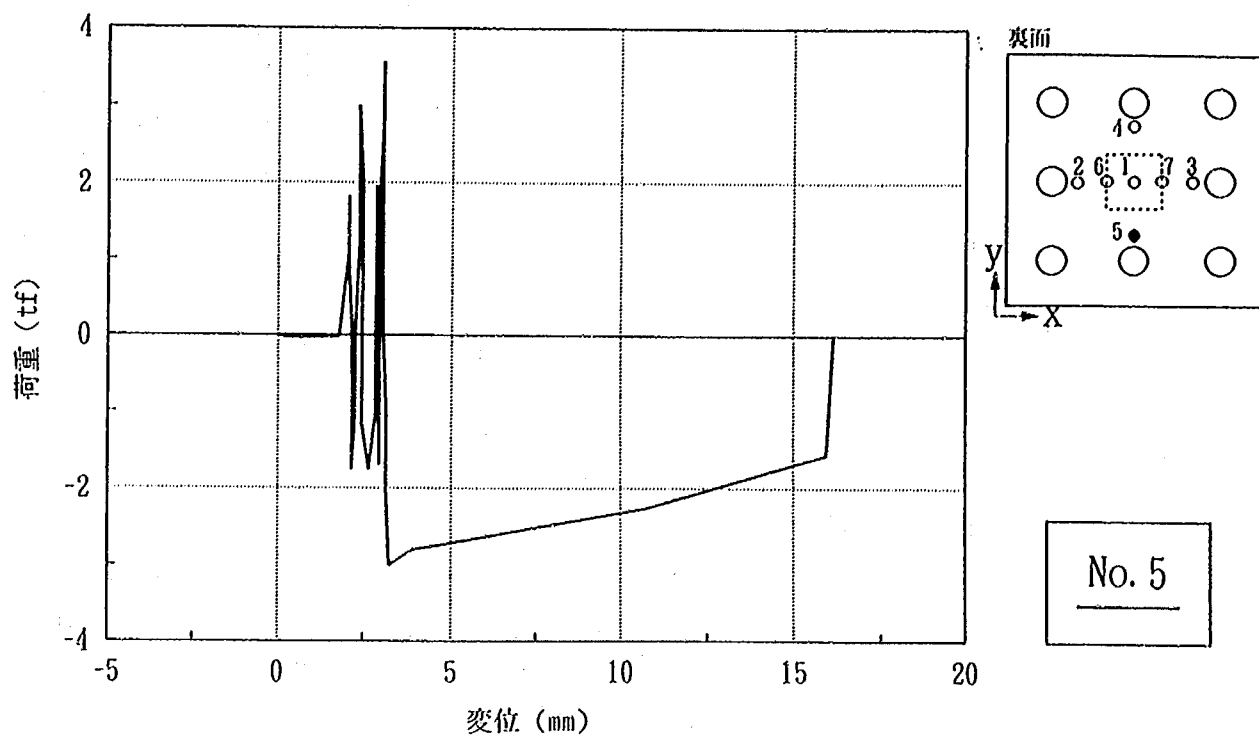


図-参 3.4.11 水平荷重—裏面鉛直変位関係

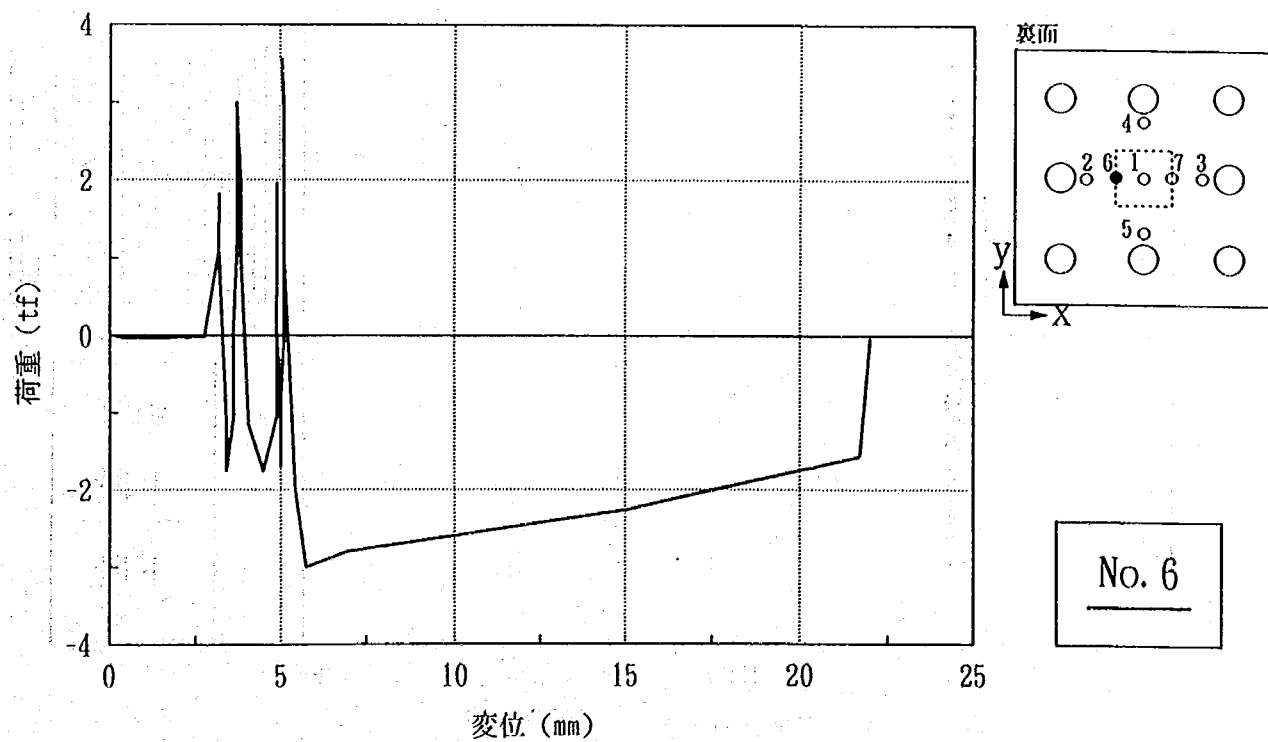


図-参 3.4.12 水平荷重—裏面鉛直変位関係

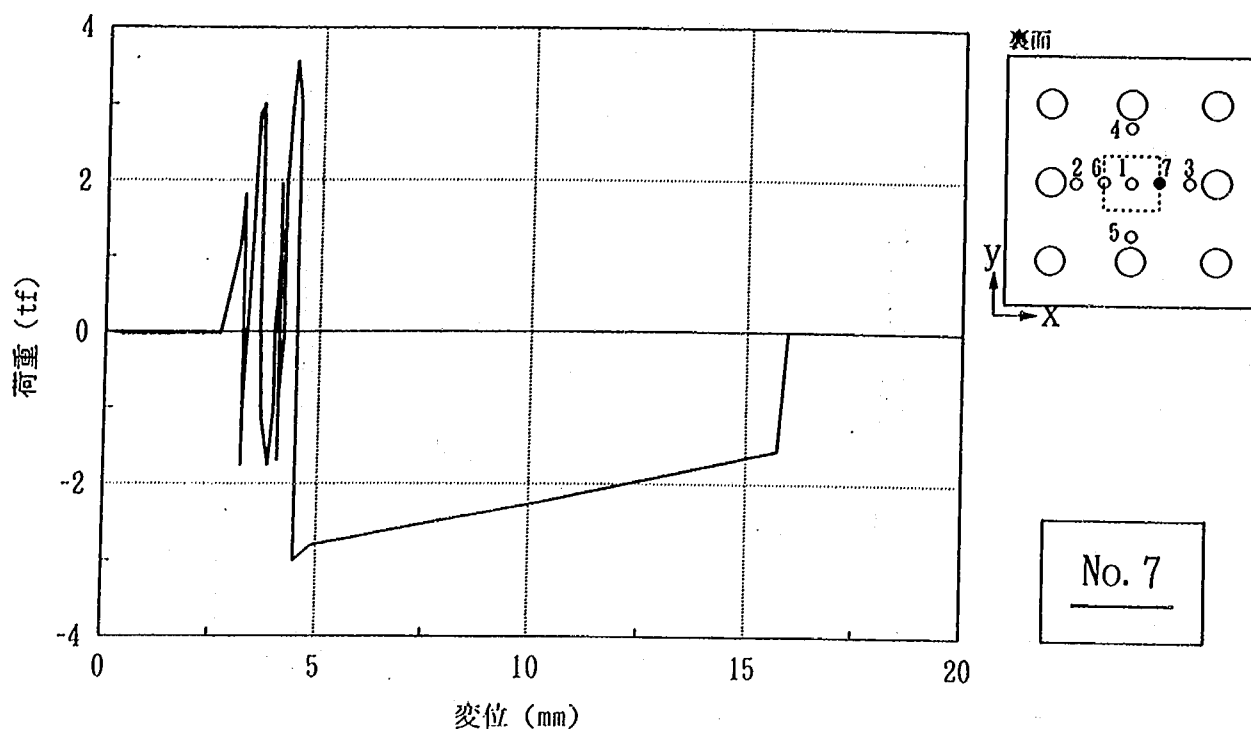


図-参 3.4.13 水平荷重-裏面鉛直変位関係

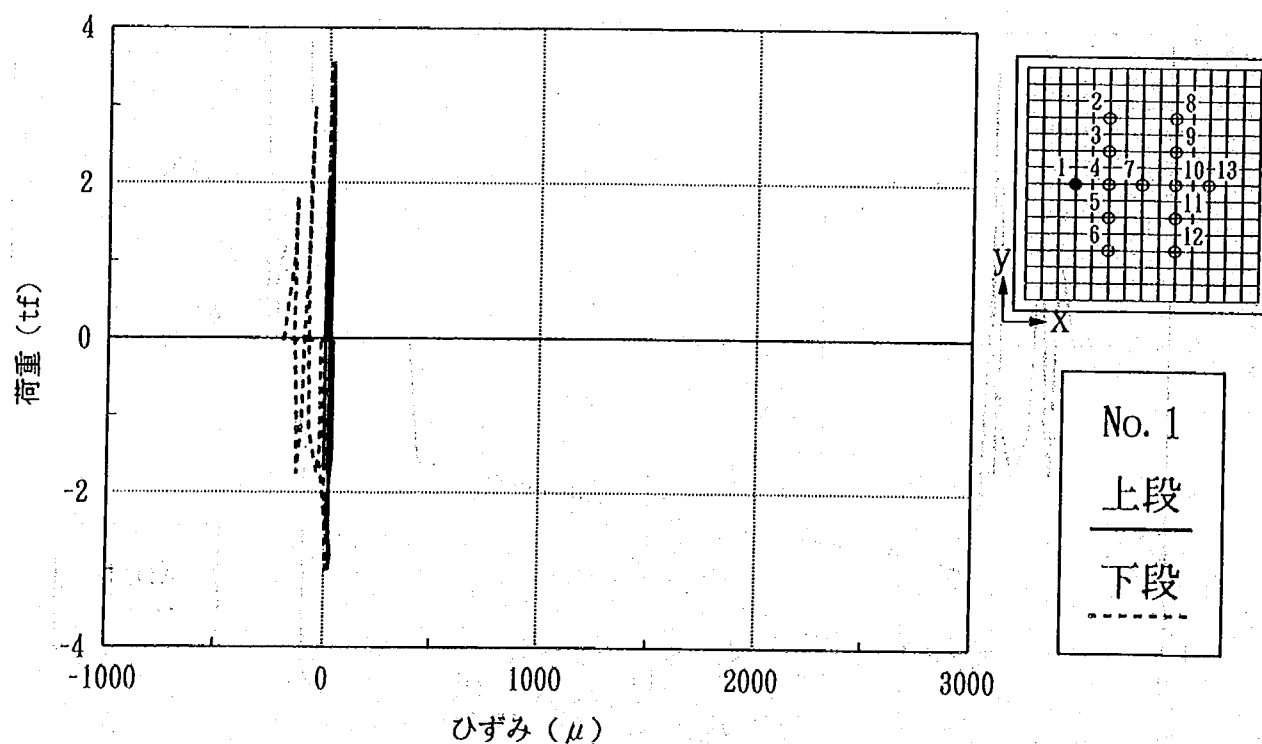


図-参 3.4.14 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

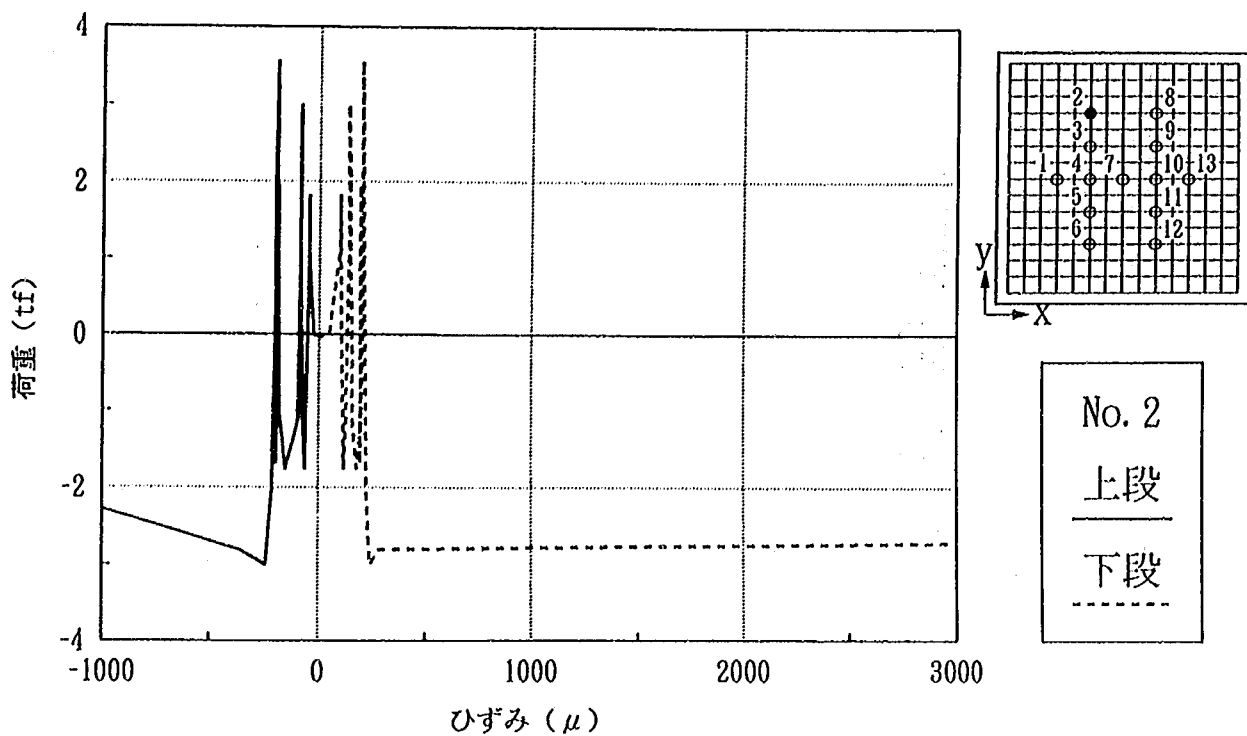


図-参 3.4.15 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

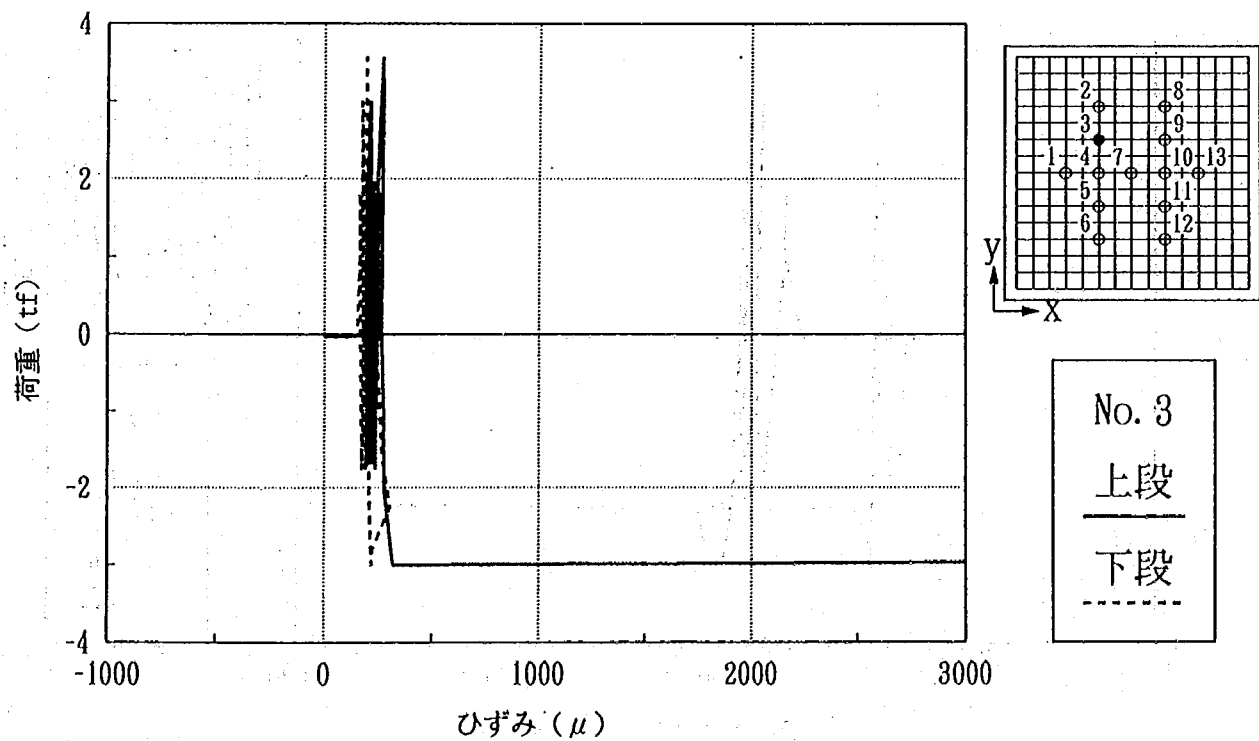


図-参 3.4.16 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

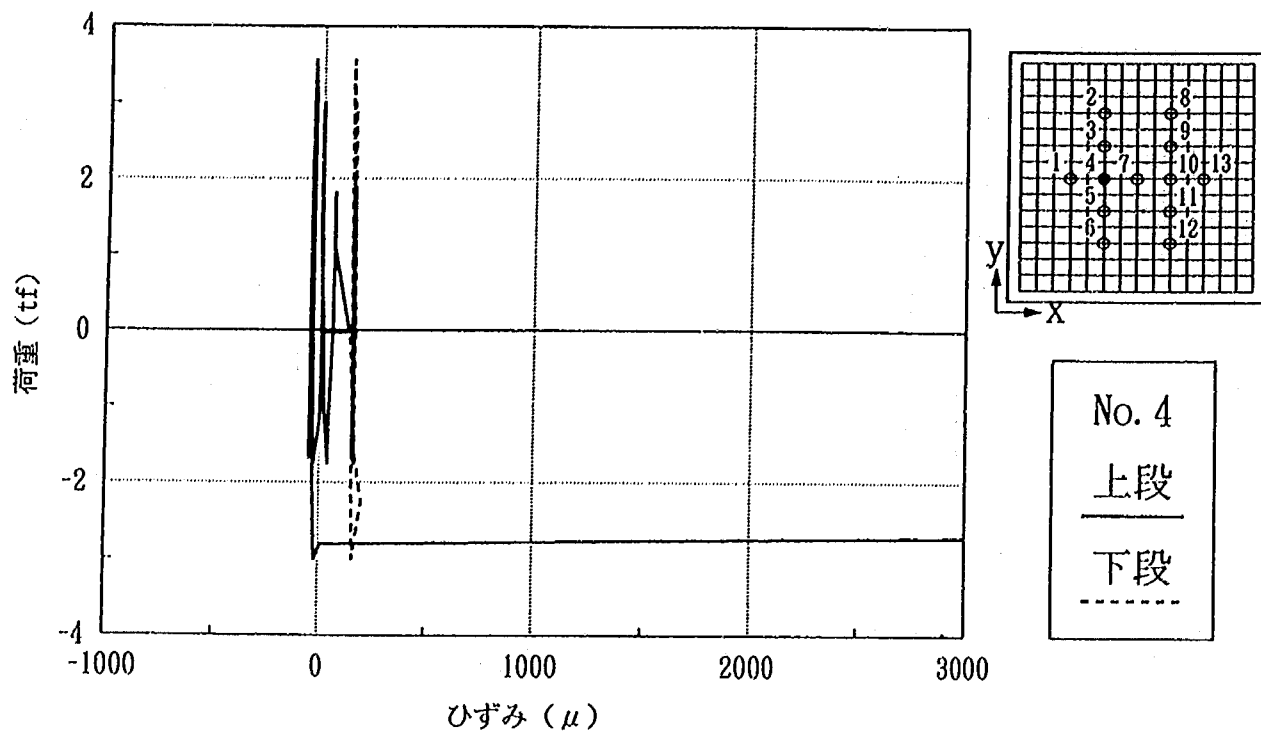


図-参 3.4.17 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

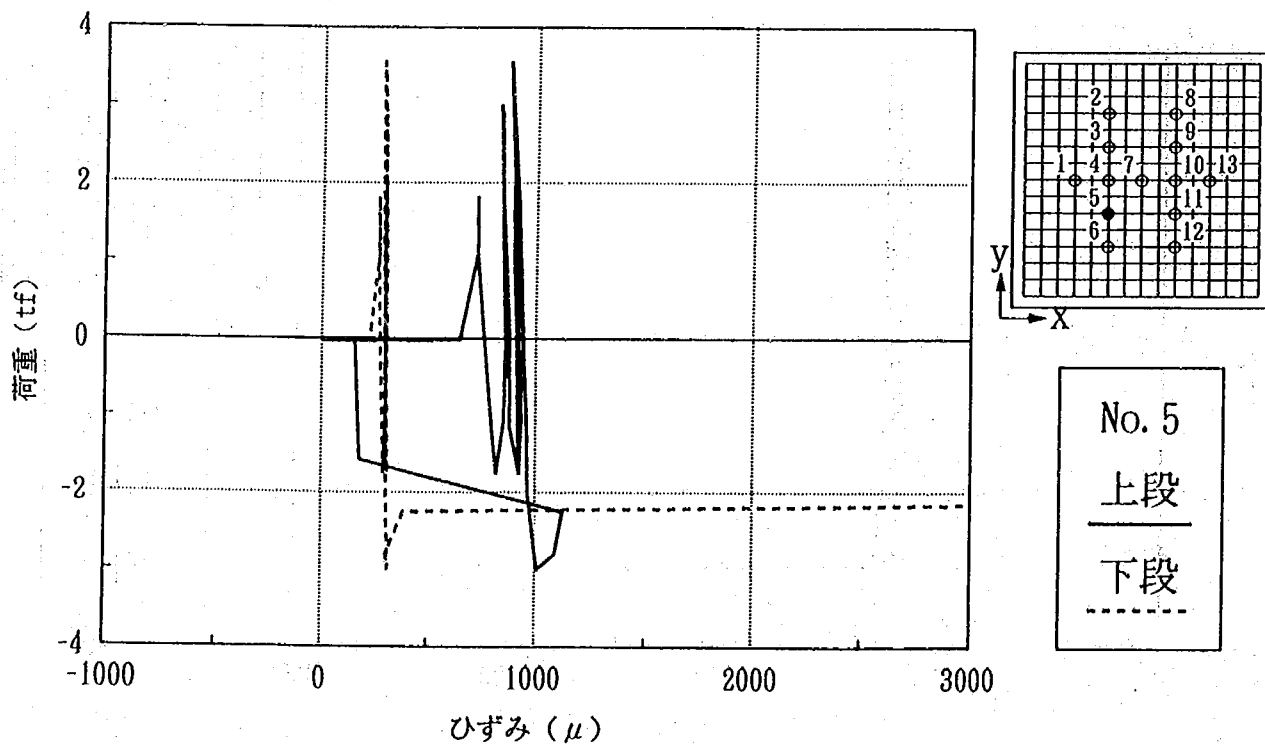


図-参 3.4.18 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

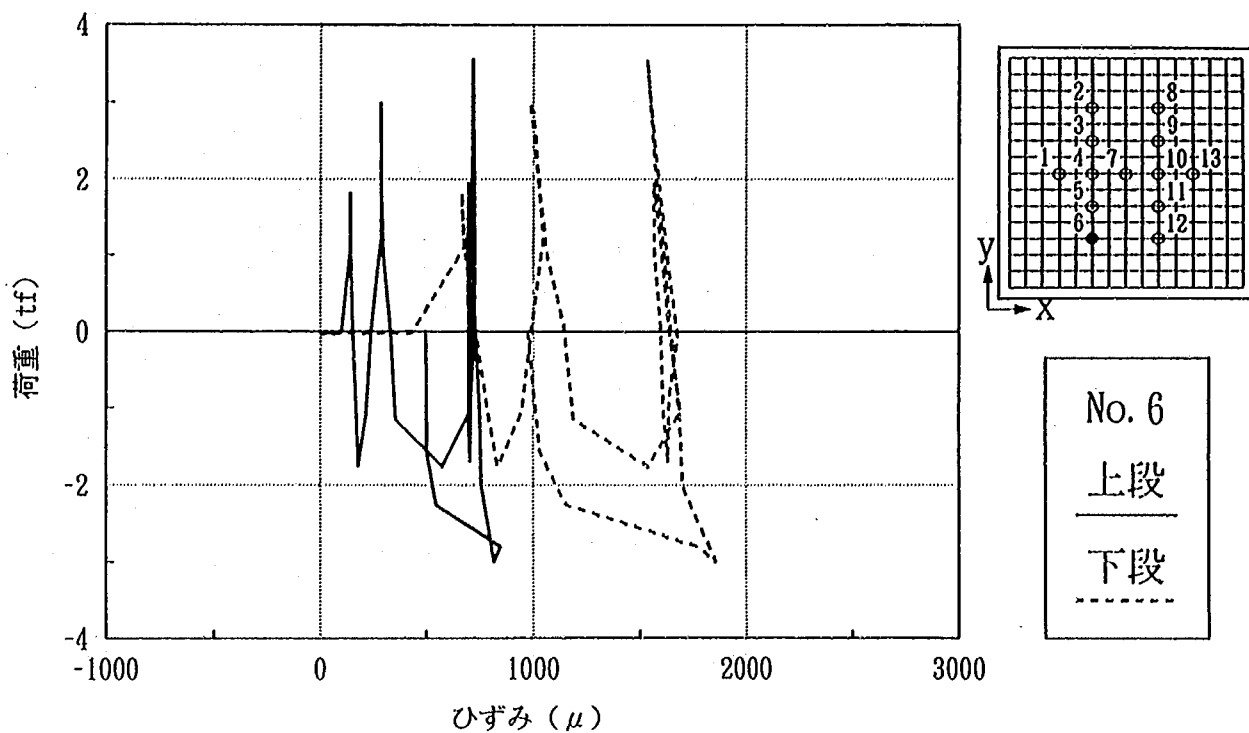


図-参 3.4.19 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

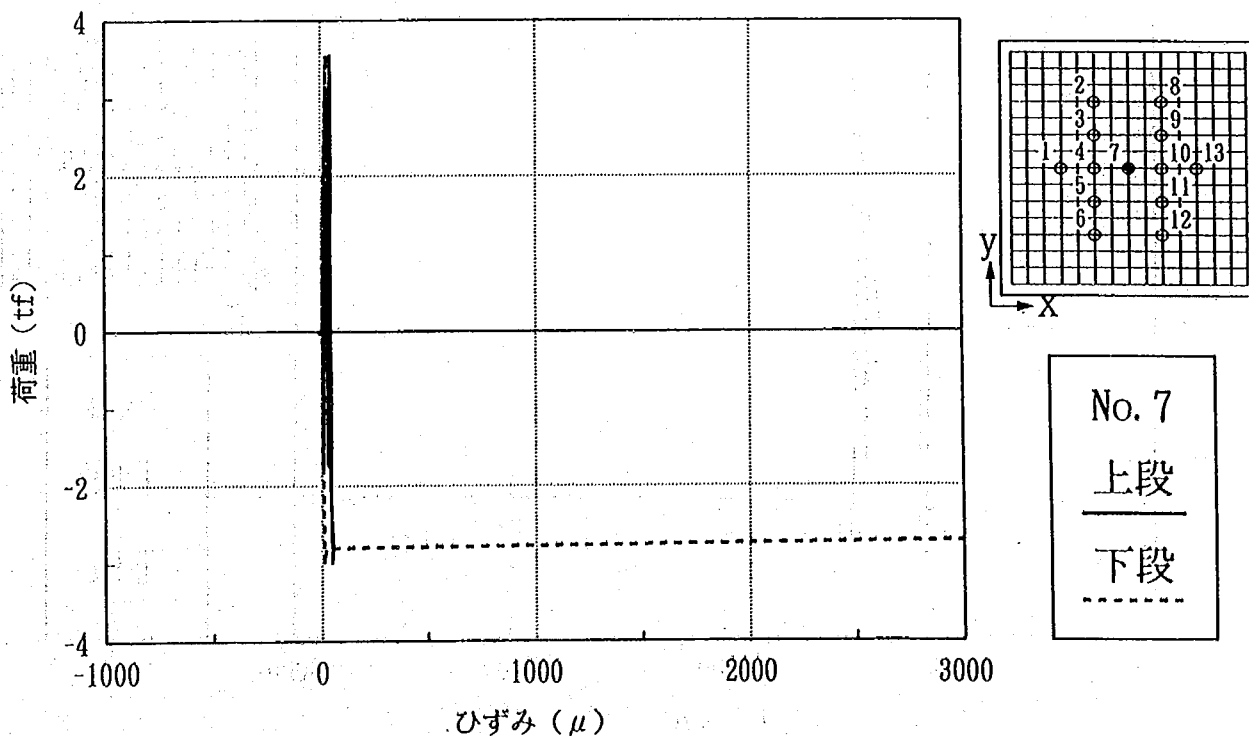


図-参 3.4.20 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

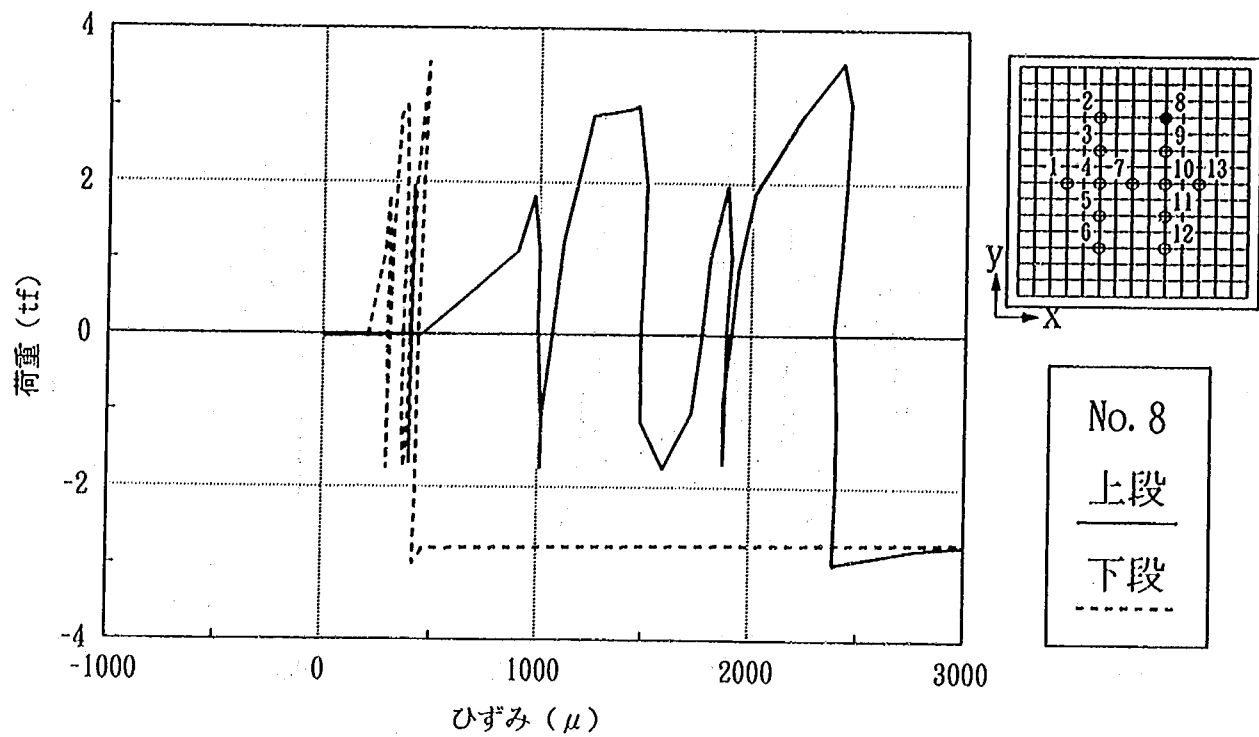


図-参 3.4.21 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

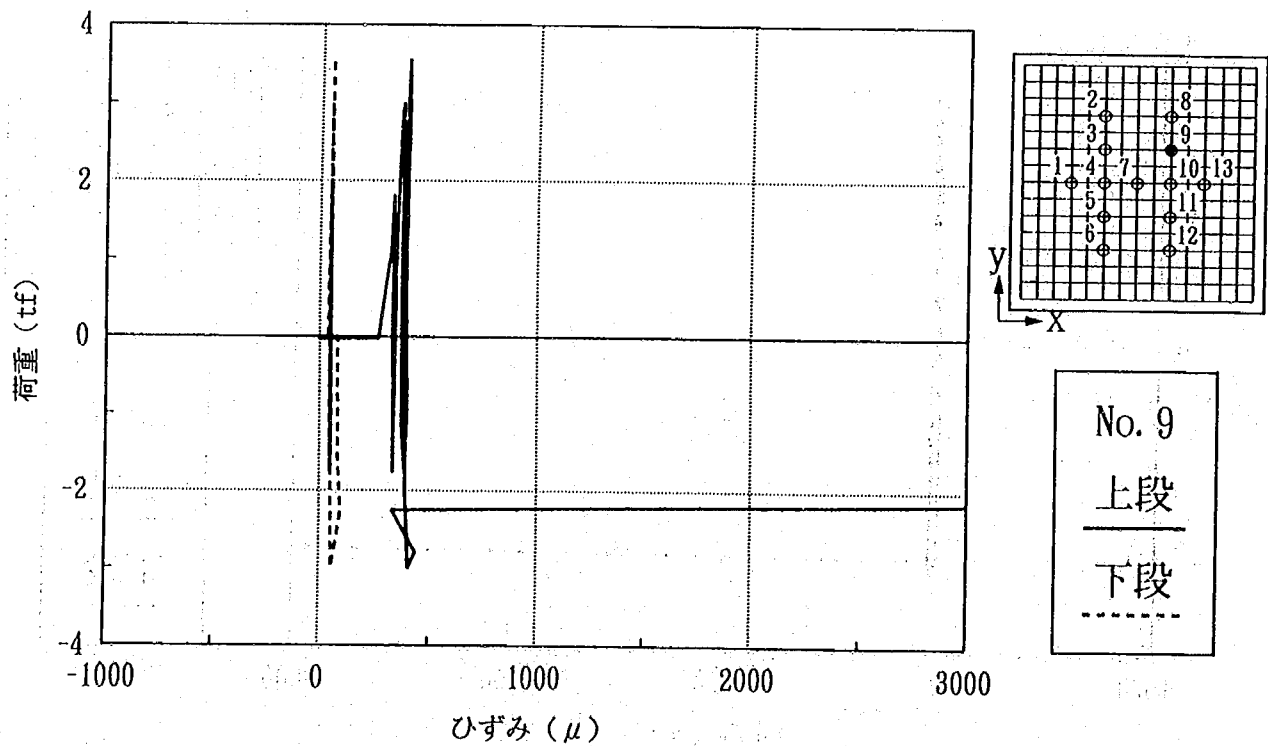


図-参 3.4.22 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

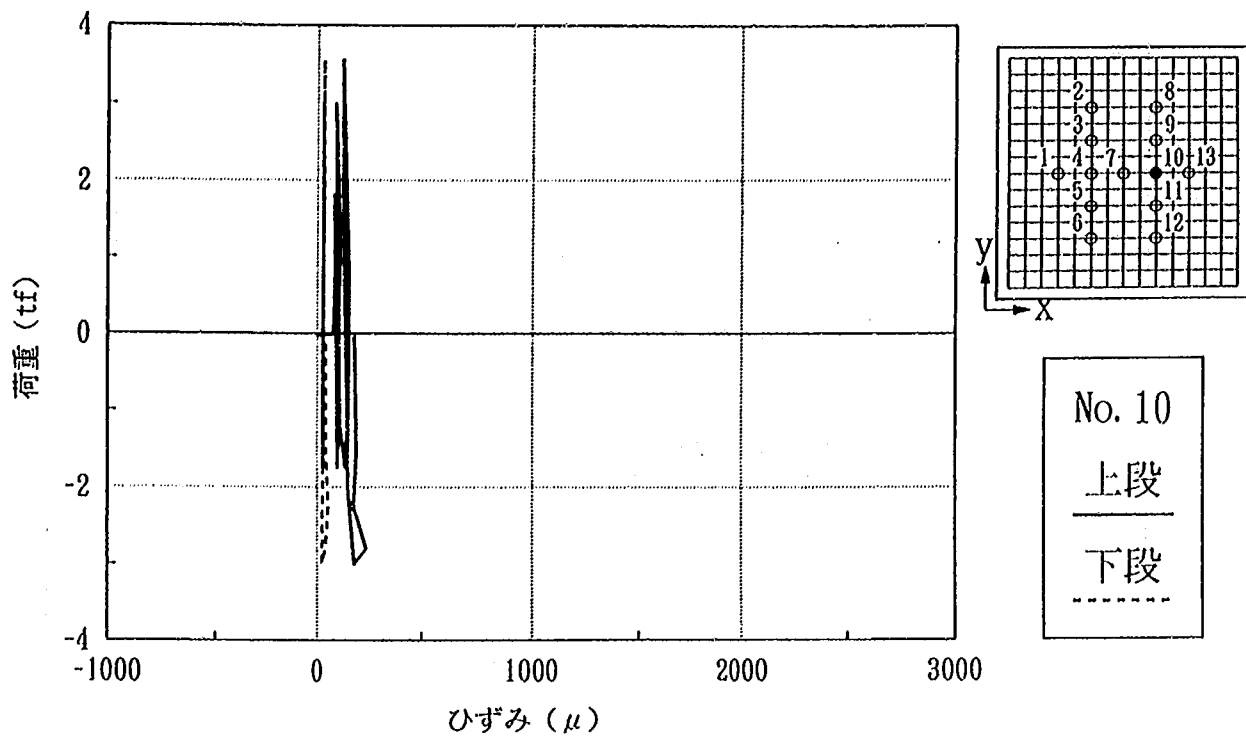


図-参 3.4.23 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

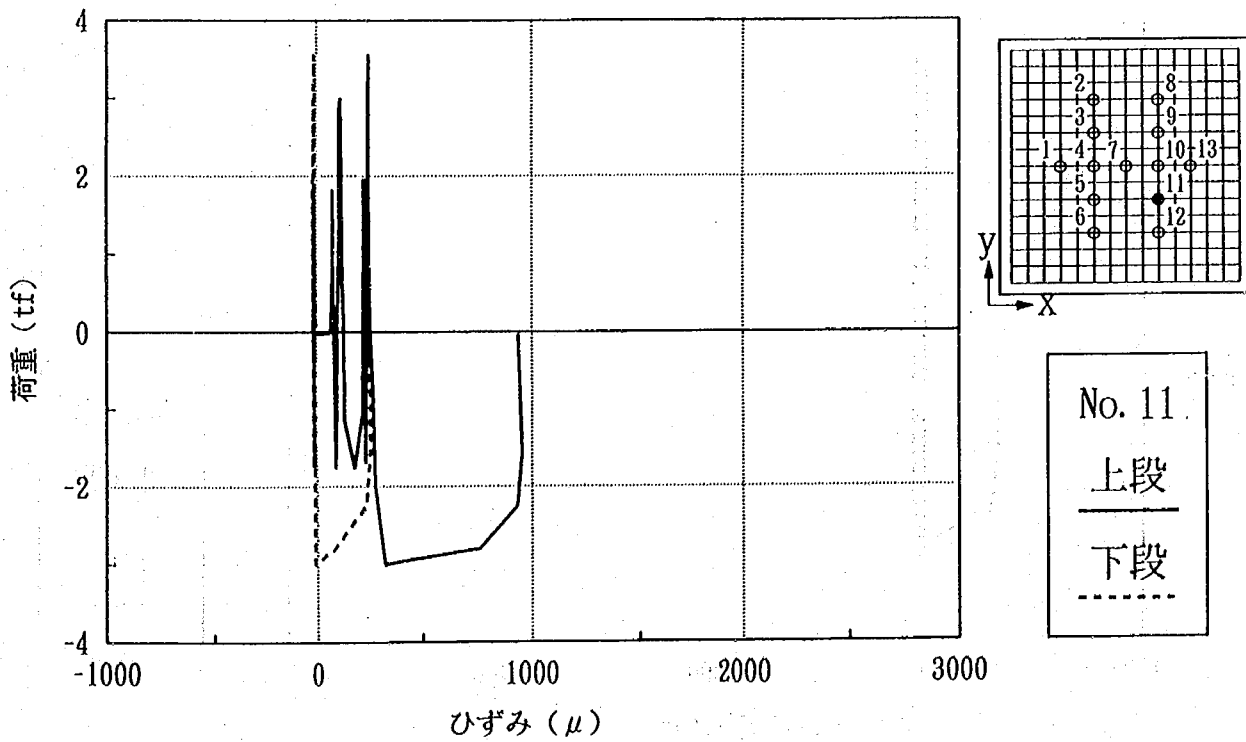


図-参 3.4.24 水平荷重-鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

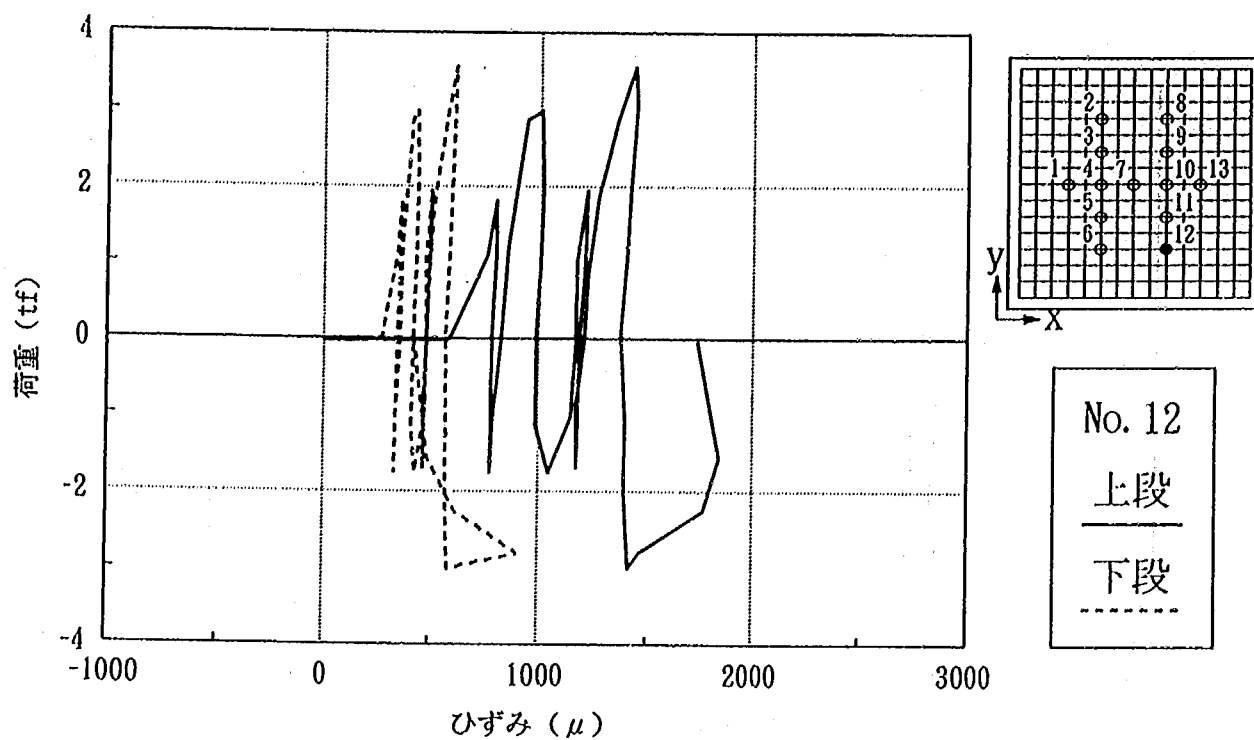


図-参 3.4.25 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

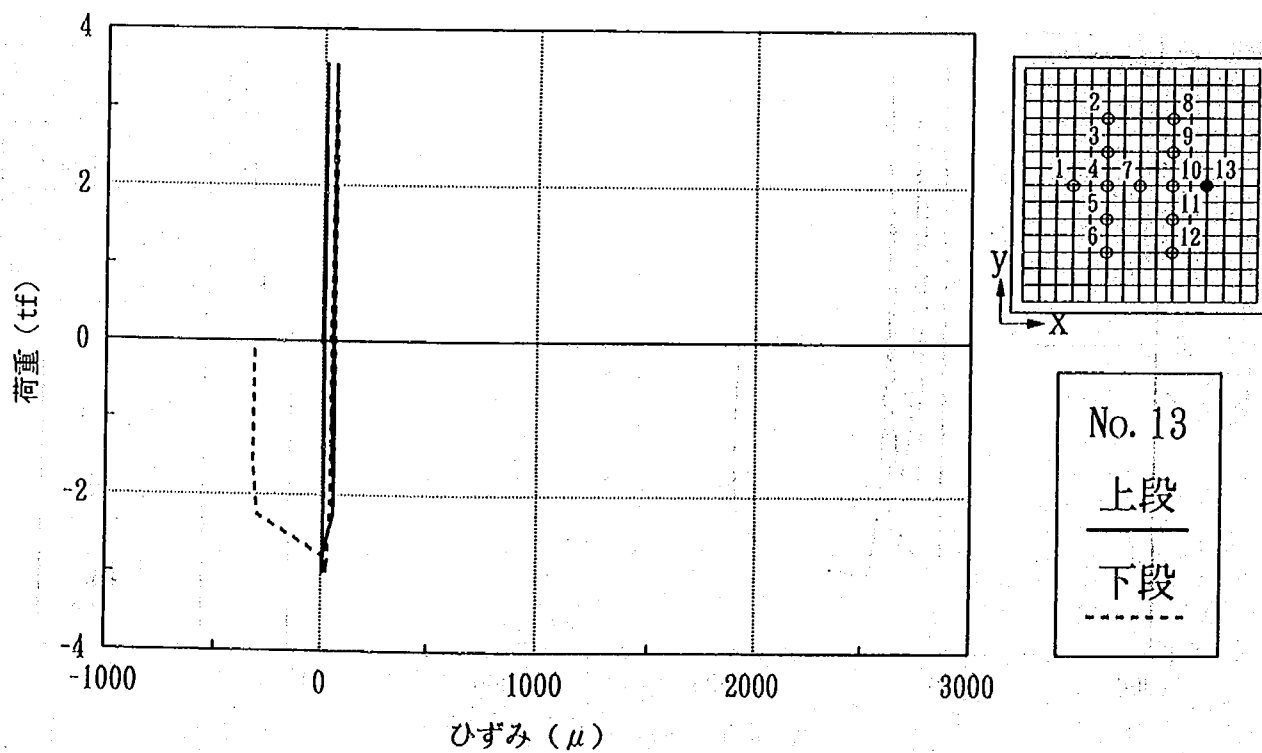
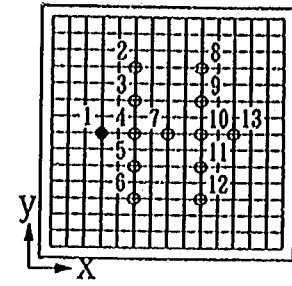
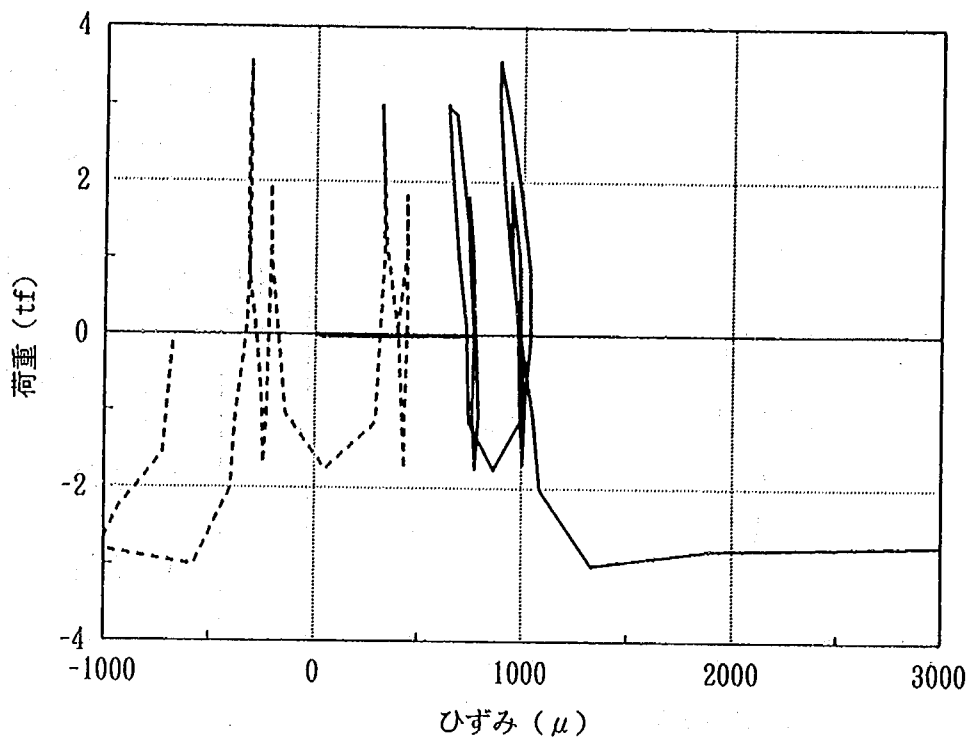


図-参 3.4.26 水平荷重—鉄筋ひずみ (z 方向) 関係

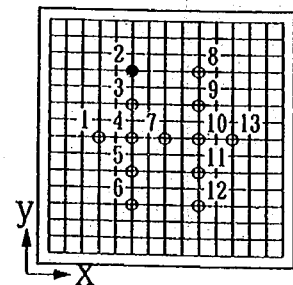
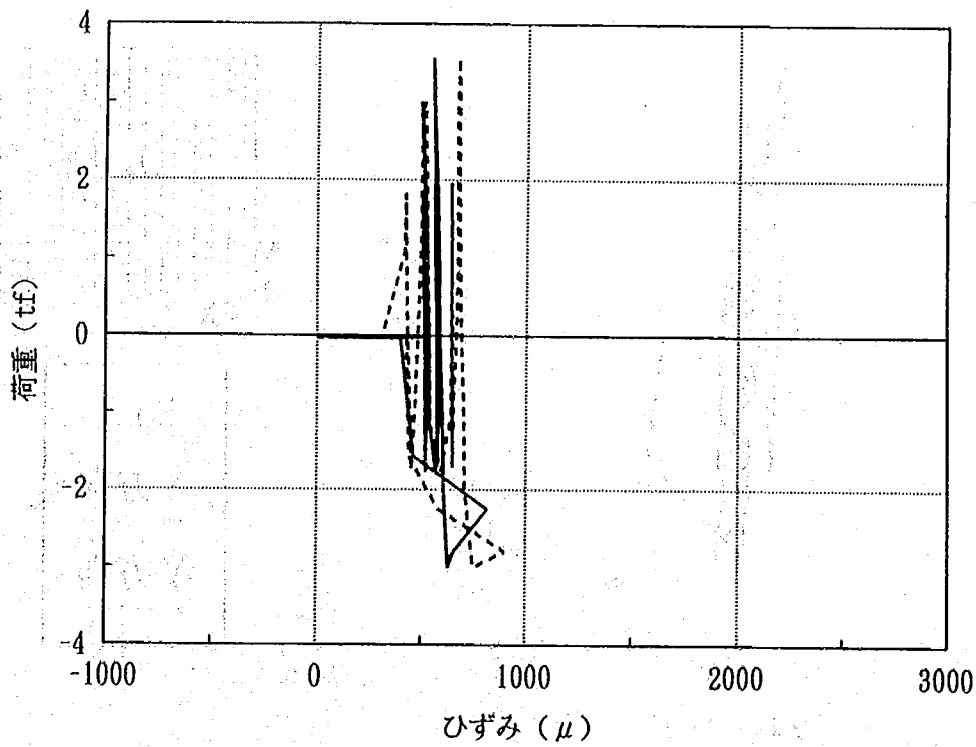


No. 1

X 方向

Y 方向

図-参 3.4.27 水平荷重一下側鉄筋ひずみ関係

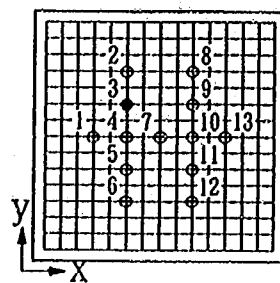
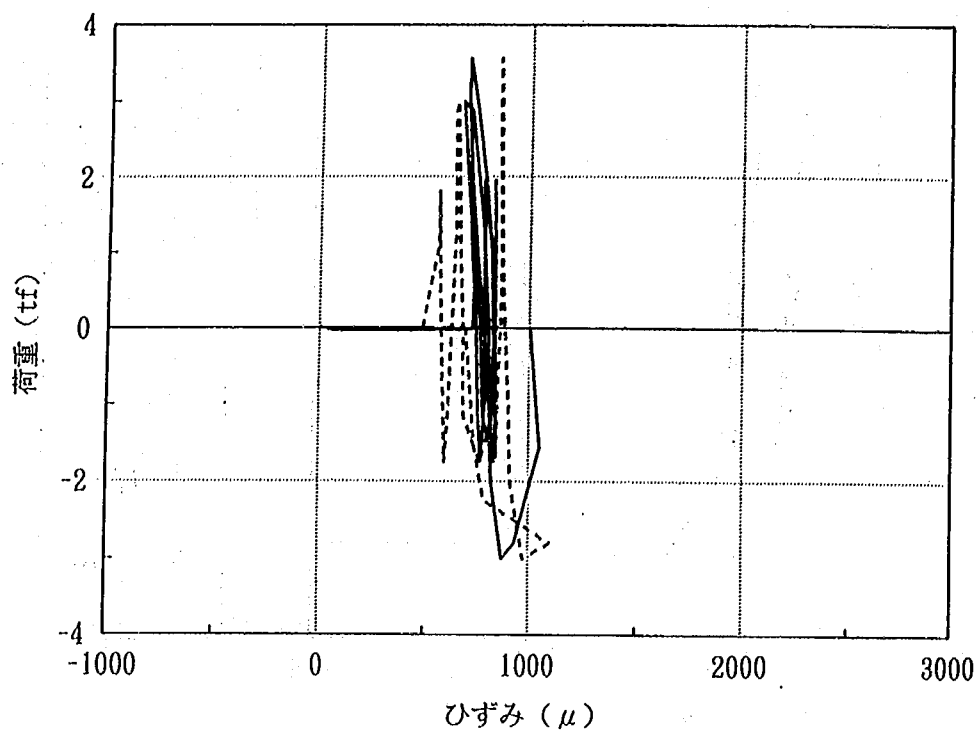


No. 2

X 方向

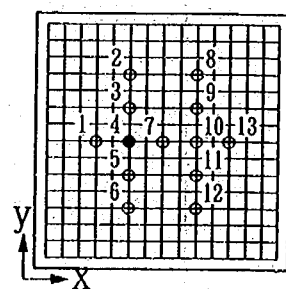
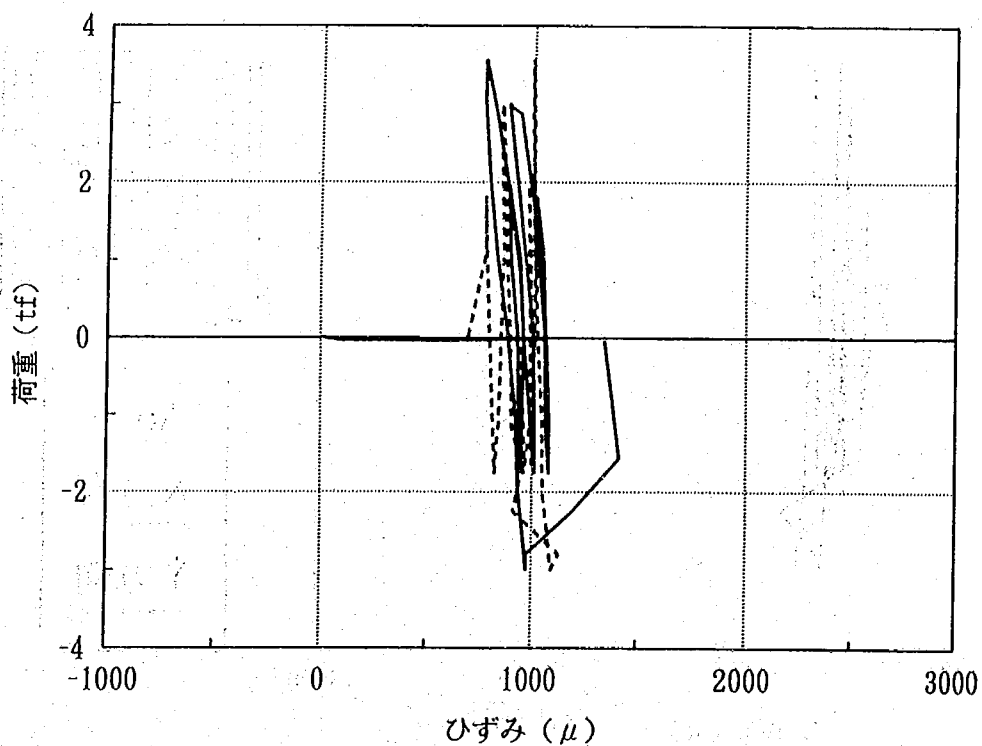
Y 方向

図-参 3.4.28 水平荷重一下側鉄筋ひずみ関係



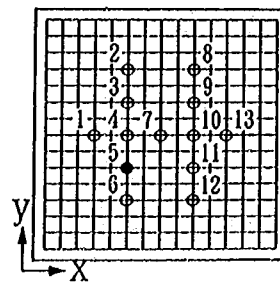
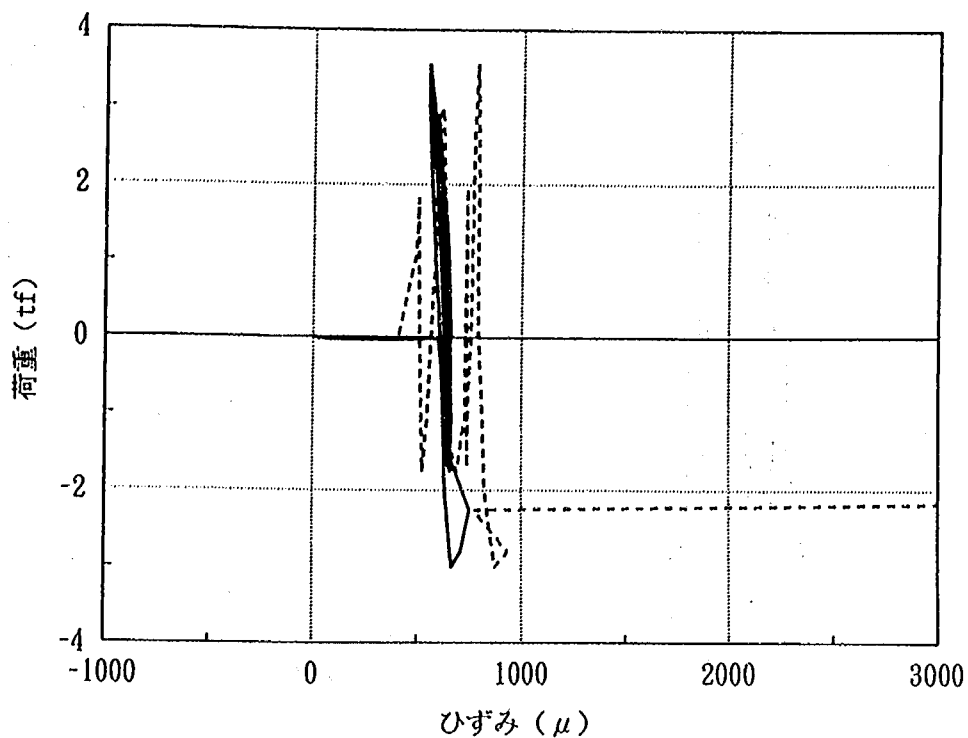
No. 3
X 方向
 Y 方向

図-参 3.4.29 水平荷重—下側鉄筋ひずみ関係



No. 4
X 方向
 Y 方向

図-参 3.4.30 水平荷重—下側鉄筋ひずみ関係

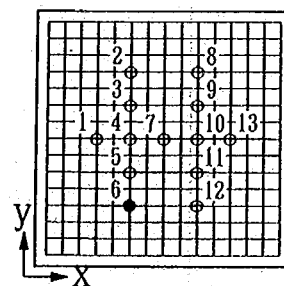
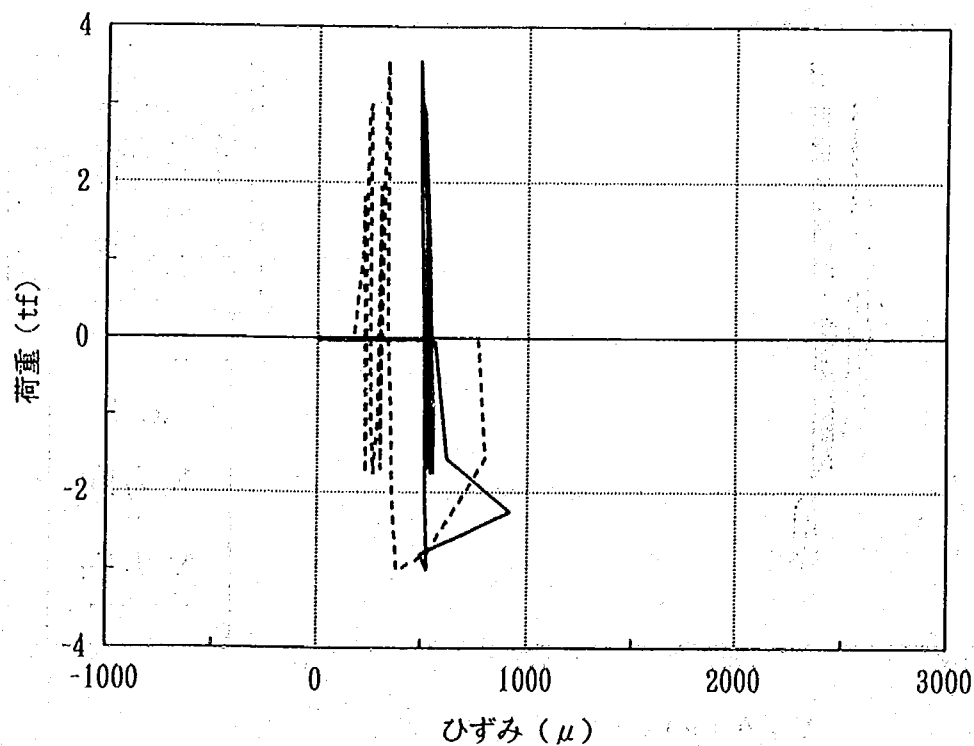


No. 5

X 方向

Y 方向

図-参 3.4.31 水平荷重一下側鉄筋ひずみ関係

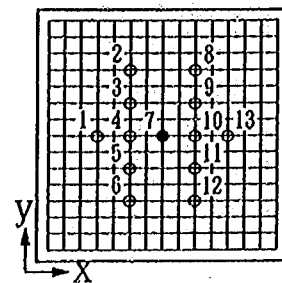
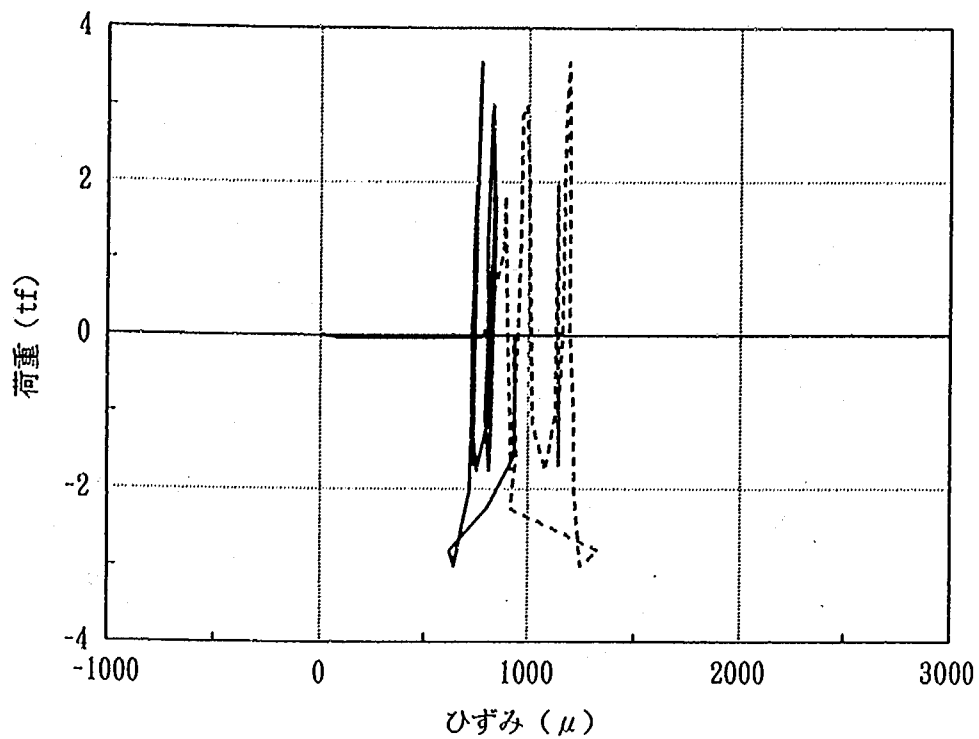


No. 6

X 方向

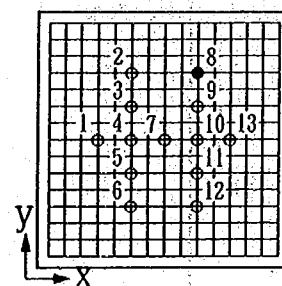
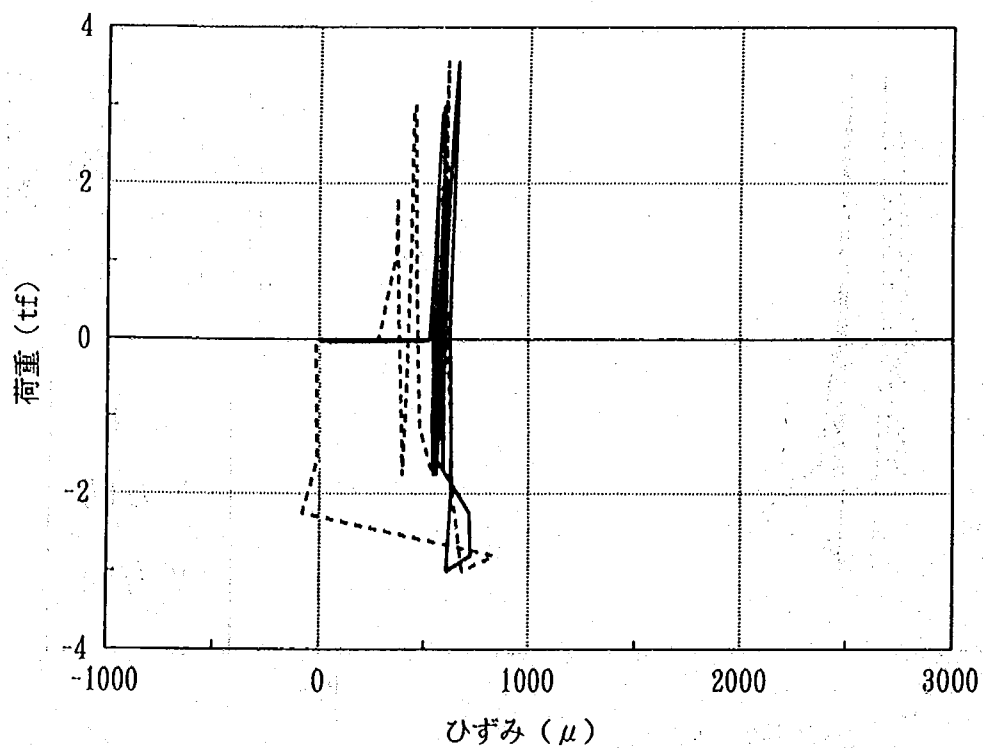
Y 方向

図-参 3.4.32 水平荷重一下側鉄筋ひずみ関係



No. 7
X 方向
 Y 方向

図-参 3.4.33 水平荷重一下側鉄筋ひずみ関係



No. 8
X 方向
 Y 方向

図-参 3.4.34 水平荷重一下側鉄筋ひずみ関係

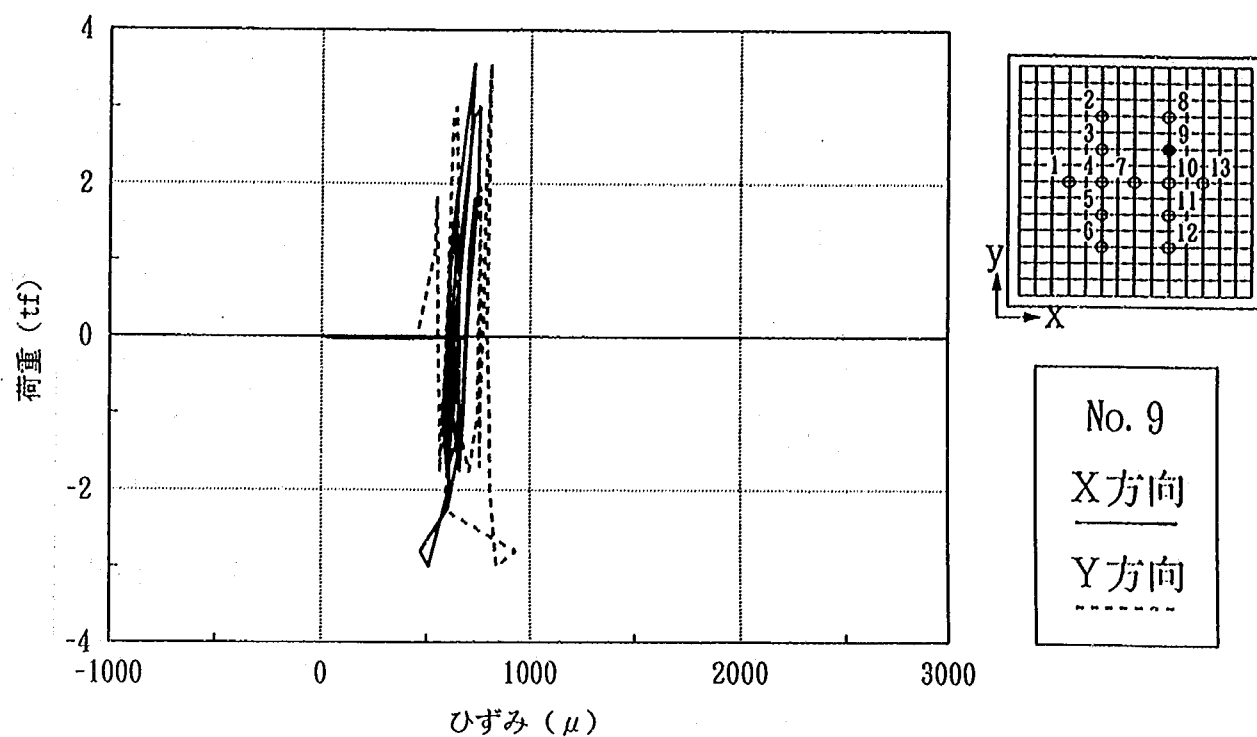


図-参 3.4.35 水平荷重一下側鉄筋ひずみ関係

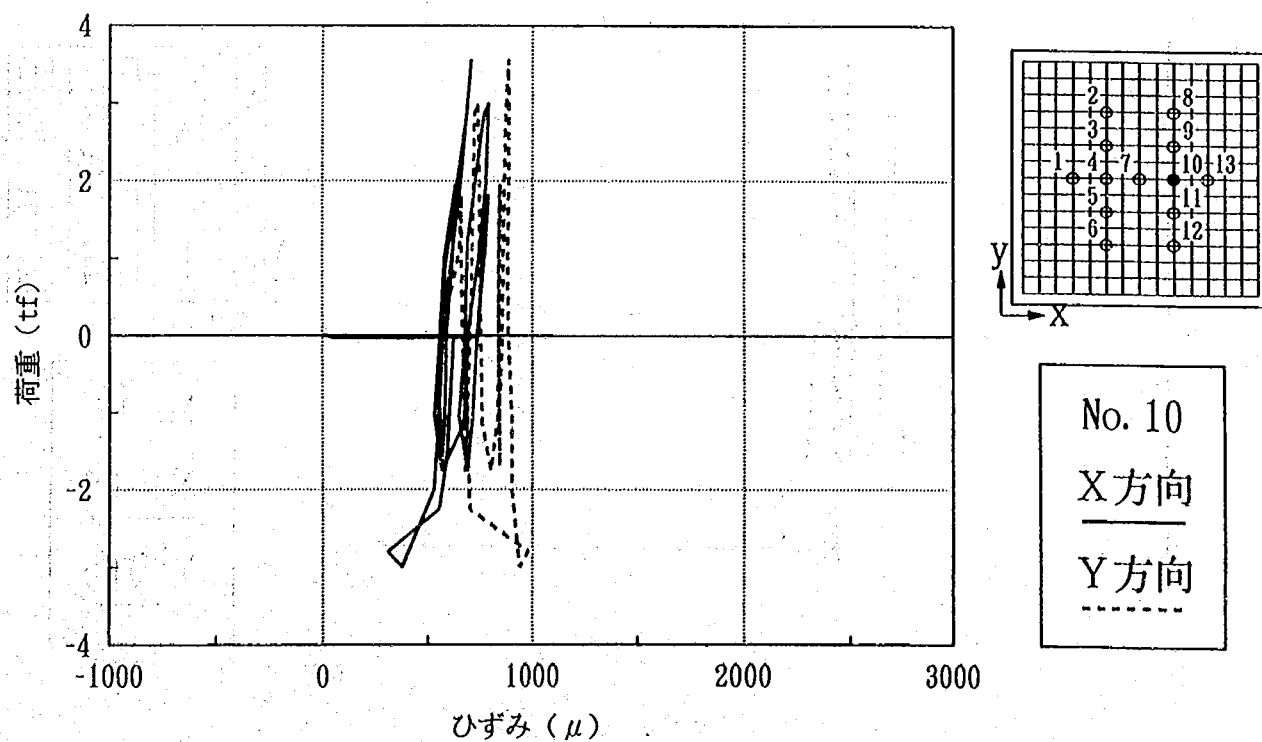


図-参 3.4.36 水平荷重一下側鉄筋ひずみ関係

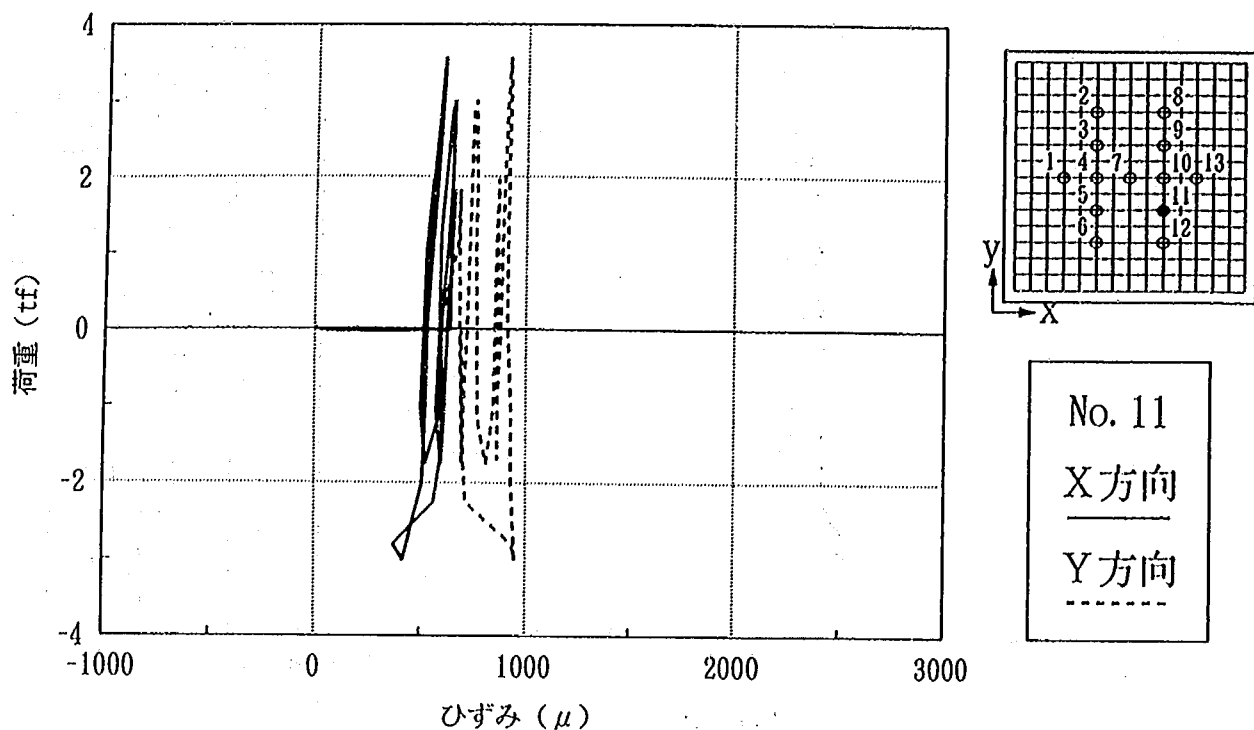


図-参 3.4.37 水平荷重—下側鉄筋ひずみ関係

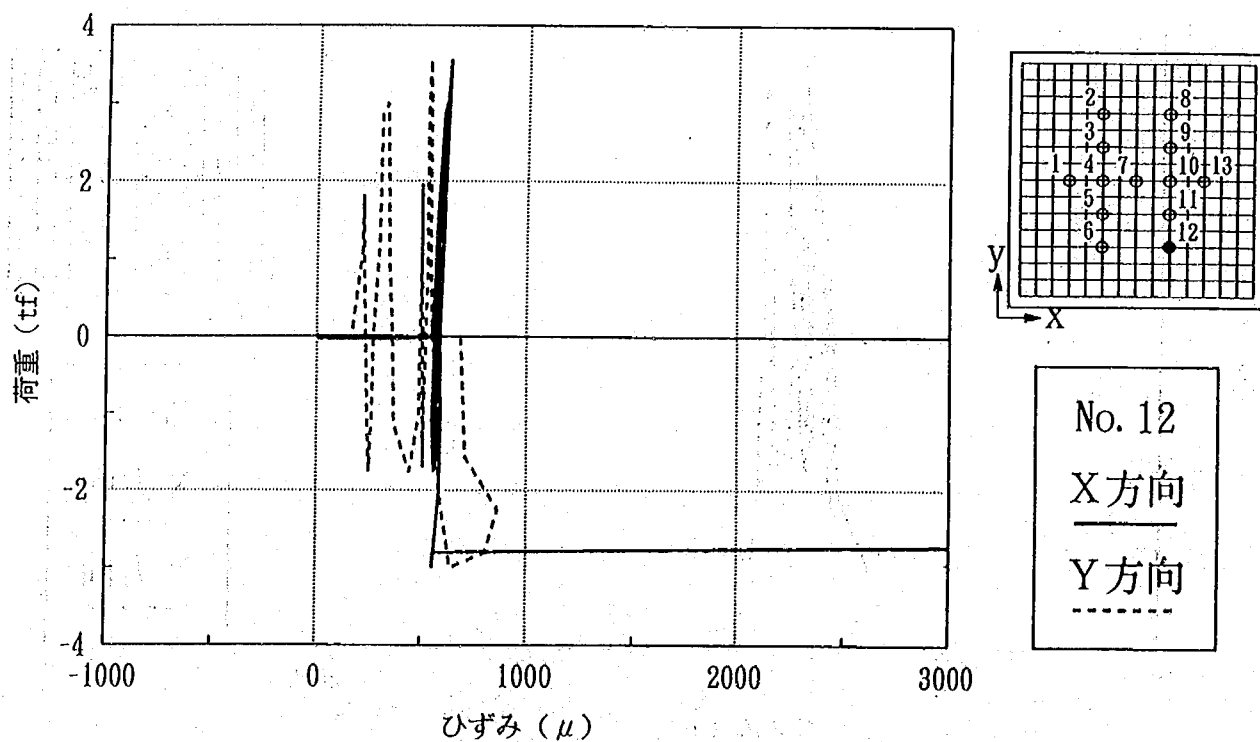


図-参 3.4.38 水平荷重—下側鉄筋ひずみ関係

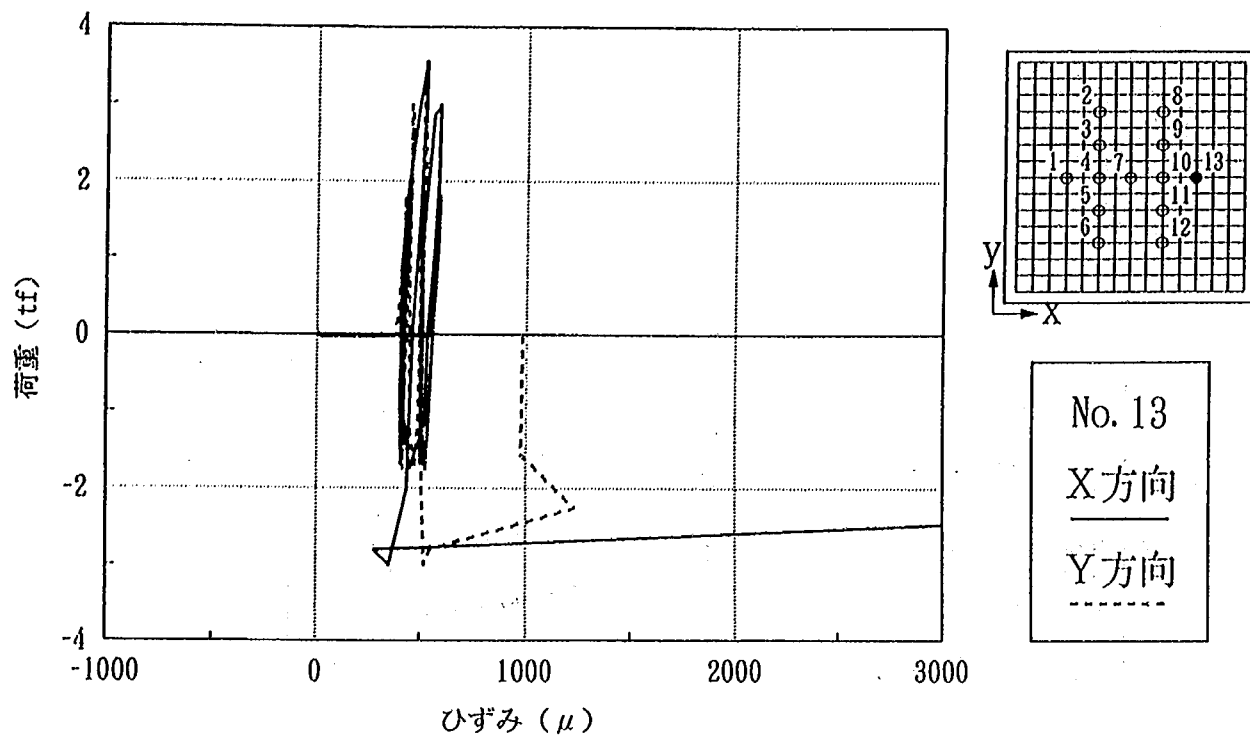


図-参 3.4.39 水平荷重一下側鉄筋ひずみ関係

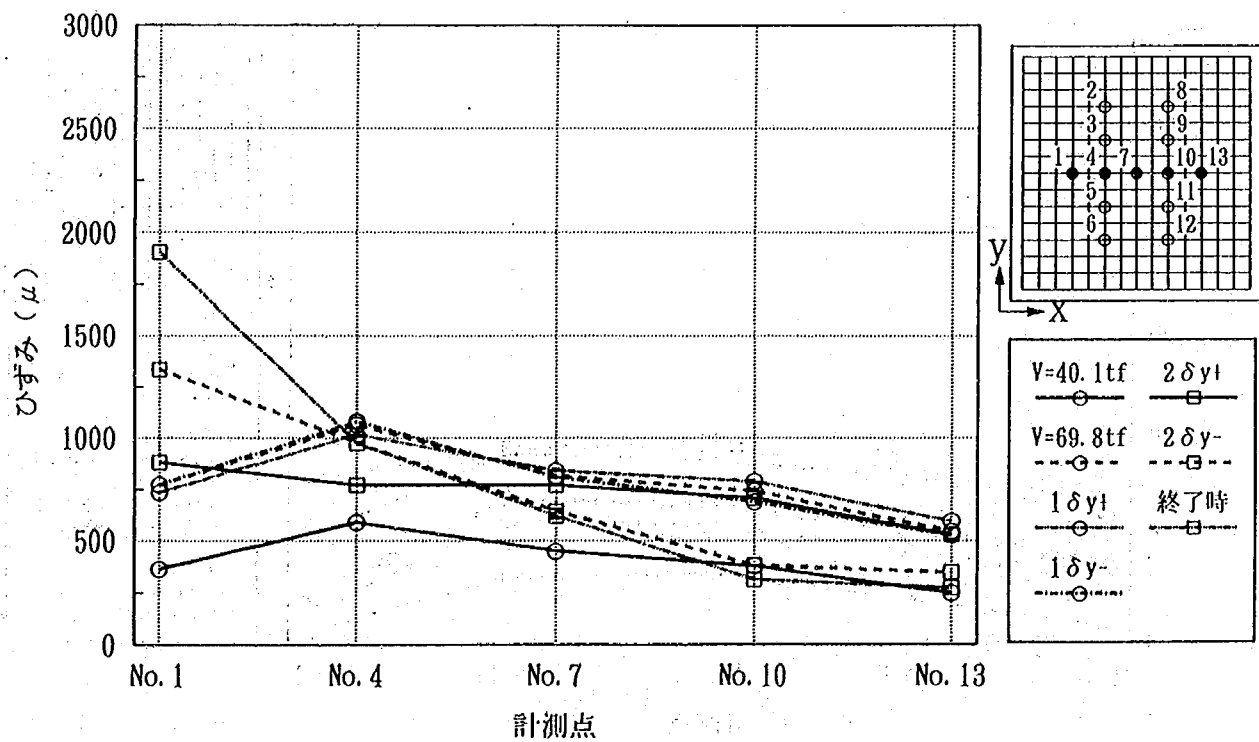


図-参 3.4.40 下側鉄筋ひずみ分布 (x方向)

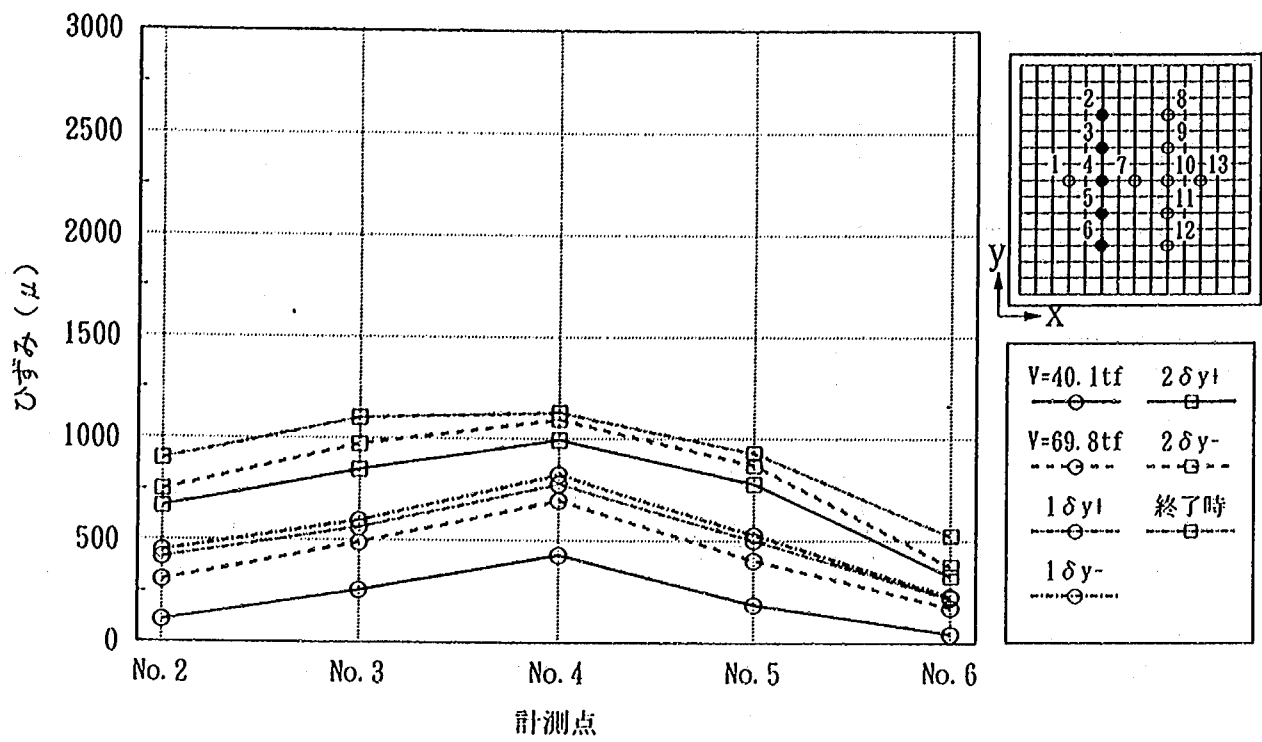


図-参 3.4.41 下側鉄筋ひずみ分布 (y 方向)

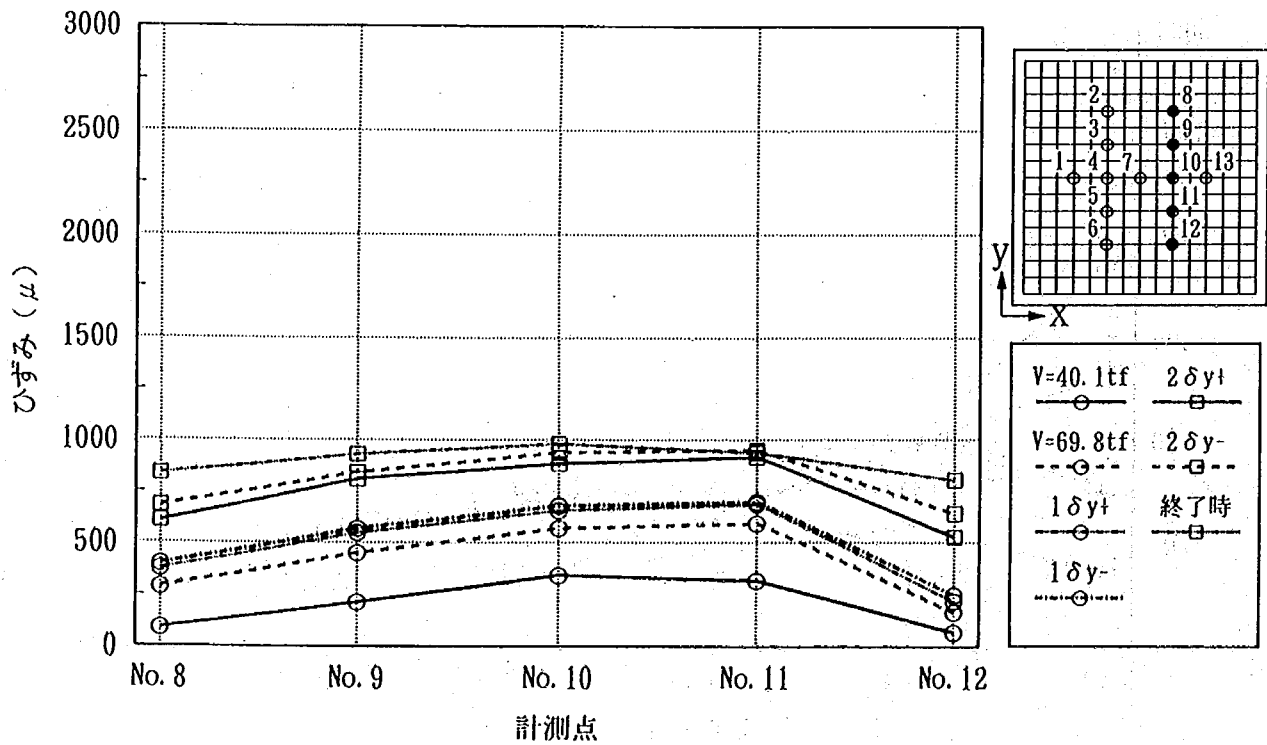


図-参 3.4.42 下側鉄筋ひずみ分布 (y 方向)

橋梁基礎のフーチングおよび頂版の
耐力に関する実験的研究

土木研究所資料第3483号
平成9年3月(1997)

福井 次郎, 七澤 利明, 加藤 秀章, 南澤 聡

要 旨 橋梁基礎におけるフーチングやケーソン基礎頂版は、上部構造や橋台、橋脚からの荷重を基礎に伝達するため、その支間に比べ部材厚の大きな版構造部材、いわゆるディープスラブとなっているが、現在の設計法ではこれらを計算が簡単なはり部材と同様に扱っており、版構造のもつ2方向性が考慮されていない。また、大地震を想定した設計法を考えた場合、部材の終局耐力算定法の精度が重要なポイントとなるが、ディープスラブの耐力算定法は未だ確立されておらず、終局時の破壊機構や支持条件の違いによる影響等も明らかにされていない。そこで、ケーソン基礎頂版やフーチングの模型載荷実験を行い、ディープスラブの破壊機構や耐力等を明らかにするとともに耐力算定法の提案を行い、実験結果との比較考察を行った。

キーワード：ディープスラブ、ケーソン基礎頂版、フーチング、耐力算定法、降伏線理論、2方向はり、ディープビーム

郵便はがき

50円切手
をはって
下さい

305-□□

茨城県つくば市旭一番地
建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室
御中

No. 3

No. 3

配布先氏名

配布先住所





共同研究報告書第 3483 号 部

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名 印

土木研究所資料第3483号

