

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第3550号

マイクロフィルム用資料

土木研究所資料

フーチングの設計および補強方法に 関する実験的研究

平成10年3月

建設省土木研究所
構造橋梁部基礎研究室

Copyright©(1998)by P.W.R.I.

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

フーチングの設計および補強方法に 関する実験的研究

基礎研究室	室	長	福井	次郎
	研	究	七澤	利明 ^{※1}
		〃	加藤	秀章
		〃	大越	盛幸
	交流研究員		南澤	聡 ^{※2}
		〃	渡辺	明貞 ^{※3}

要 旨

フーチングやケーソン基礎頂版など部材厚の大きな版部材の合理的設計法の確立のためこれまでいくつかの実験を行い、耐力算定式の提案を行ってきたが、様々な基礎形式や支持条件に適合し得る耐力算定法は確立されていない。

そこで、本研究では、二軸載荷による杭基礎フーチングと直接基礎フーチングの曲げおよびせん断に関する耐力確認実験を行い、耐力算定式との比較検討を行った。また、部材厚の大きな版部材におけるせん断補強筋の効果についての確認実験も行った。

キーワード：フーチング、ディープスラブ、杭基礎、直接基礎、せん断補強筋

※1 平成9年3月まで在籍 現国土庁大都市圏整備局 計画課

※2 交流研究員在職期間（平成7年4月～平成8年9月）

※3 交流研究員在職期間（平成9年4月～平成10年3月）

目 次

1. まえがき	1
2. 実験目的	1
3. 実験方法および実験結果	2
3.1 鉛直載荷実験	2
3.1.1 実験概要	2
3.1.2 支承板のモデル化	7
3.1.3 実験結果	8
3.2 二軸載荷実験	28
3.2.1 実験概要	28
3.2.2 ゴム支承のモデル化	35
3.2.3 実験結果	39
4. 実験におけるフーチングの耐力および断面力の算定方法	86
4.1 曲げに関する検討	86
4.1.1 曲げ耐力の算定方法	86
4.1.2 作用曲げモーメントの算定方法	88
4.2 せん断に関する検討	91
4.2.1 せん断耐力の算定方法	91
4.2.2 作用せん断力の算定方法	99
5. 計算値と実験値の比較	100
5.1 鉛直載荷実験	100
5.1.1 CASE-1-1	100
5.1.2 CASE-1-2	104
5.1.3 CASE-1-3	108
5.1.4 各結果の比較	112

5.2 二軸載荷実験	114
5.2.1 CASE-2-1	114
5.2.2 CASE-2-2	118
5.2.3 CASE-2-3	122
5.2.4 CASE-2-4	126
5.2.5 CASE-2-5	130
5.2.6 CASE-2-6	134
5.2.7 各結果の比較	138

6. まとめ	140
--------------	-----

参考文献	141
------------	-----

資料 コアボーリング結果	143
--------------------	-----

1. まえがき

橋梁基礎におけるフーチングは、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。しかし、従来の設計法では、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、兵庫県南部地震のような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、終局時の破壊形態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。

建設省土木研究所基礎研究室では、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を目的とし、破壊形態や耐力確認のための実験および解析を行っている。

この試験調査は、平成4年度から平成7年度まで行われた「大断面躯体の設計法に関する試験調査」¹⁾の継続として行われているものである。これまでの試験調査では、耐力算定式を提案し、ケーソン頂版や杭基礎フーチングをモデル化した供試体での主にせん断に関する耐力確認実験を行ってきた。

平成8年度は、フーチングのせん断耐力に及ぼすせん断補強筋の効果の確認実験を行った。また、二軸載荷による杭基礎フーチングと直接基礎フーチングの曲げおよびせん断に関する耐力確認実験も行った。

この報告書においては、実験の概要および実験値と耐力算定値との比較検討を行っている。

2. 実験目的

ディープスラブのせん断補強筋の効果については、実験例も少なく未だ解明されていないのが現状である。そこで、杭基礎フーチングのせん断補強筋がどのようにせん断耐力へ影響するかを鉛直荷重のみを載荷して確認することとした。この実験では、せん断補強筋量をパラメーターとしている。

また、平成7年度は杭基礎フーチングに、地震時における荷重状態を想定し、鉛直荷重と曲げモーメントを同時に作用させた二軸載荷実験を行い、耐力算定式との比較検討を行ったが、大地震時に想定される曲げモーメントと軸力の比率よりも曲げモーメントの割合が小さい状態での破壊であった。そこで、平成8年度は曲げモーメントが卓越した状態での杭基礎フーチングと直接基礎フーチングの曲げおよびせん断の破壊形態や耐力の確認を行うこととした。杭基礎フーチングについては、杭の配置が破壊形態や耐力にどのように影響するかも確認することとした。

3. 実験方法および実験結果

3.1 鉛直載荷実験

3.1.1 実験概要

本実験は、杭基礎フーチングのせん断耐力に及ぼすせん断補強筋の効果を確認する実験である。せん断補強筋量を変えた同一形状の供試体を3体製作し、鉛直荷重を載荷してその破壊形態や耐力を確認する。供試体諸元を表-3.1.1、供試体形状寸法および配筋状態を図-3.1.1～図-3.1.3に示す。

なお、載荷柱（鋼製）とフーチングの間には、荷重の局部載荷を防ぐためにゴム板を介した。また、支承板は実際の杭の鉛直方向バネと同程度の弾性係数となるアクリル製のものを8個配置した。

表-3.1.1 供試体諸元

	CASE-1-1	CASE-1-2	CASE-1-3
せん断スパン a (cm)	50.0		
有効高さ d (cm)	50.0		
せん断スパン比 a/d	1.0		
主鉄筋比 p_t (%)	1.65		
せん断補強筋比 p_w (%)	0.0	0.2	0.5
主鉄筋降伏強度 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3921	3921	3921
コンクリート圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	221.0	240.0	202.0

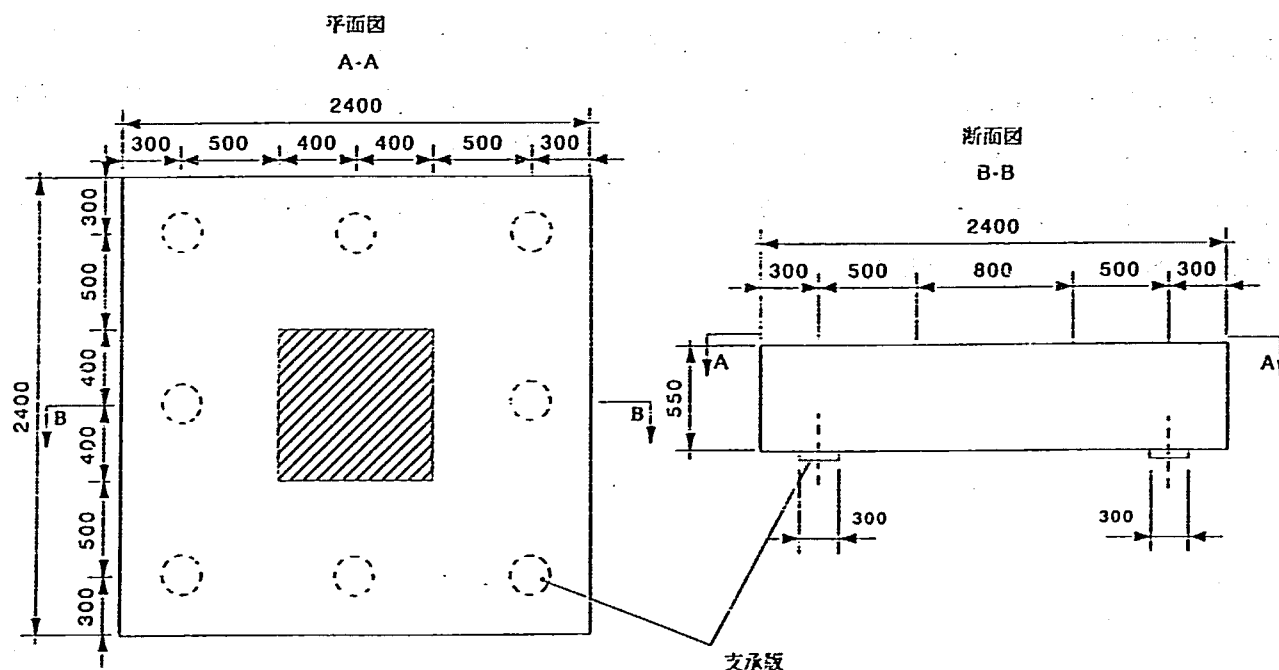


図-3.1.1 供試体の形状寸法

載荷方法は、構造物実験施設3000tf大型構造部材万能試験機を用いて、変位制御による静的単方向単調載荷とした。その実験状況を図-3.1.4に示す。

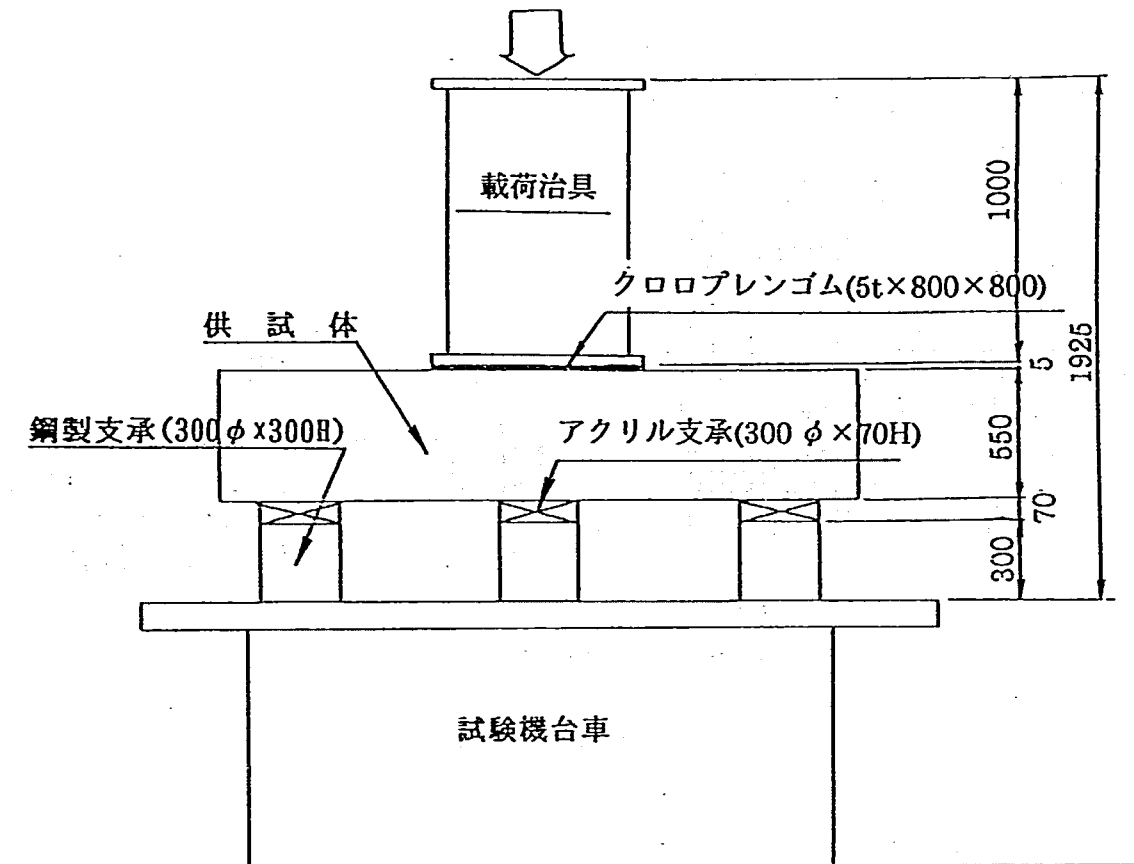


図-3.1.4 実験状況

計測項目は、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とした。計測点数を表-3.1.2に示すとともに、変位計およびひずみゲージ設置位置を図-3.1.5～図-3.1.7に示す。ひずみゲージは、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。

表-3.1.2 計測点数

計測項目	計測箇所	点数	備考
載荷荷重	鉛直荷重	1点	ロードセル
供試体変位	供試体上面	2点	載荷板の対角
	供試体下面	7点	
鉄筋ひずみ	上側鉄筋	52点	13箇所×2×2方向
	下側鉄筋	52点	13箇所×2×2方向
	せん断補強筋	68点	17箇所×2×2段

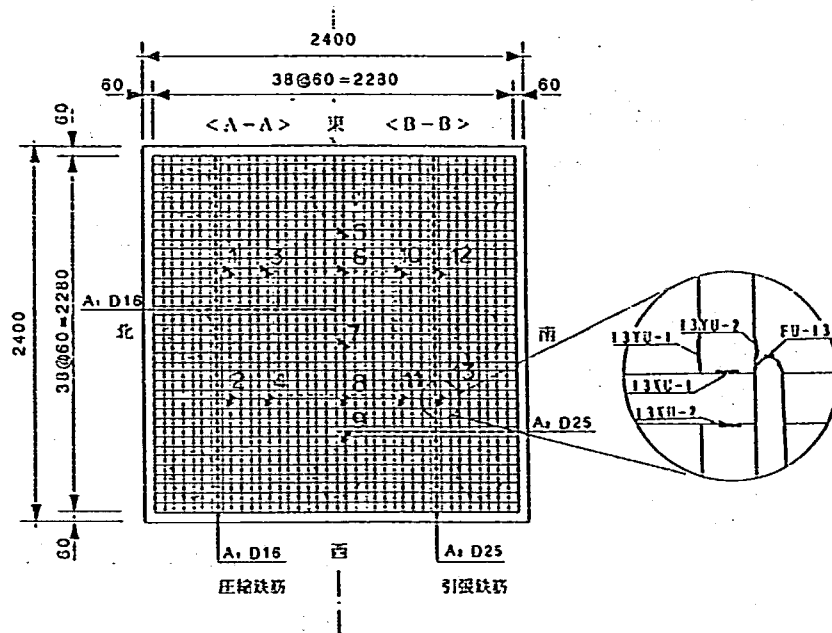


図-3.1.5 ひずみゲージの設置位置 (上側及び下側鉄筋)

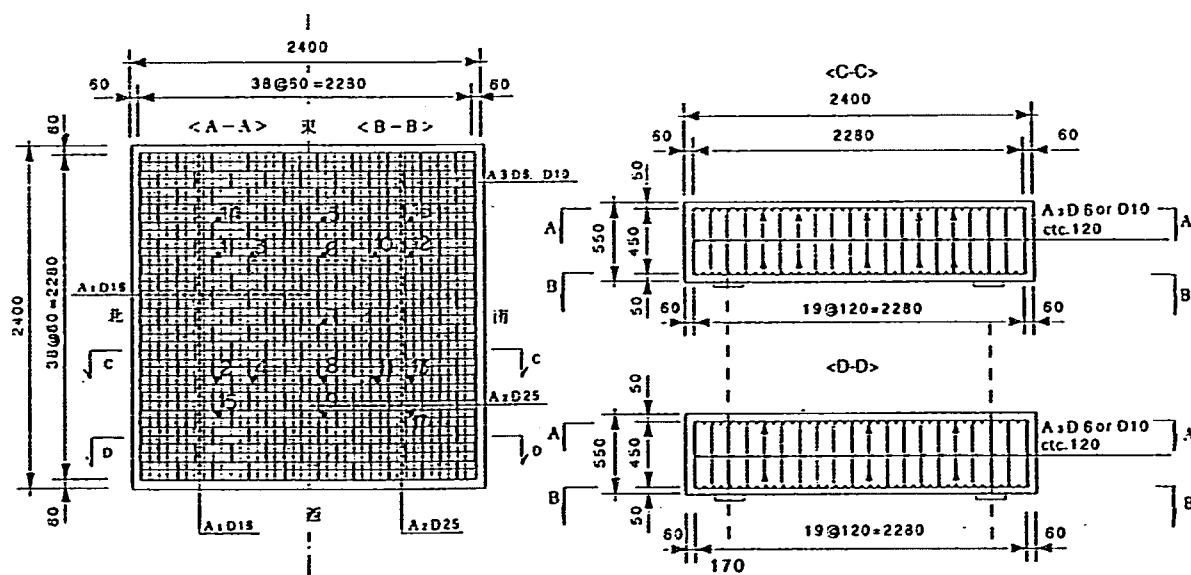


図-3.1.6 ひずみゲージの設置位置 (せん断補強筋)

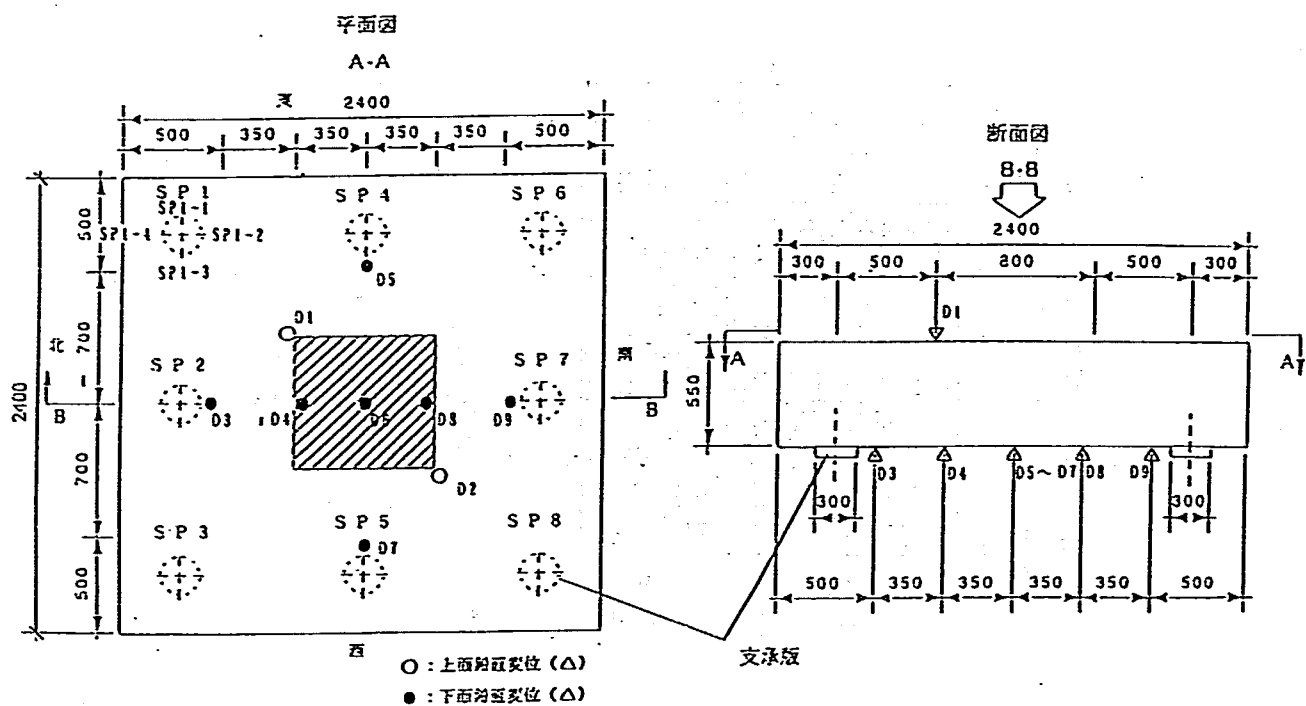


図-3.1.7 変位計の設置位置

3.1.2 支承板のモデル化

支承板のモデル化は、支承の材料の弾性係数を実際に施工される杭の鉛直バネ係数に合わせることに
より行う。

モデル化の対象としては、施工実績が比較的多い直径1mの場所打ち杭で杭長を15mと想定する。この時
杭の鉛直バネ係数 K_v は、道路橋示方書Ⅳ下部構造編²⁾（以下、道示Ⅳ）に示される式(3-1)を用いて以
下のとおりとなる。

$$K_v = \frac{A \cdot E}{L} \dots\dots\dots (3-1)$$

$$= \frac{7854 \times 250000}{1500} = 1309000 \text{ (kgf/cm)}$$

ここに、

A : 場所打ち杭の断面積 (cm²)

E : 場所打ち杭の弾性係数 (kgf/cm²)

L : 杭長 (cm)

供試体レベルにおける杭の鉛直バネ係数 K_v が実構造レベルにおける杭の鉛直バネ係数と同一なもの
として、式(3-2)により支承の弾性係数 E' を求め、材料を決めることとした。

$$E' = \frac{K_v \cdot L'}{A'} \dots\dots\dots (3-2)$$

$$= \frac{1309000 \times 7}{314} = 29000 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

ここに、

A' : モデル化した杭(直径20cm)の断面積 (cm²)

K_v : 実構造レベルでの杭の鉛直バネ係数 (kgf/cm²)

L' : モデル化した杭長 (cm) (=7cm)

支承板の厚さは、実験設備などの諸条件から7cmとした。以上の計算課程より支承は弾性係数が29000
kgf/cm²程度の材料を用いる必要があることとなる。実験においては、表-3.1.3に示した機械的性質を
有するアクリル樹脂を支承に用いることとした。

表-3.1.3 アクリル樹脂の機械的性質

	メチルメタアクリル酸樹脂 (一般名：アクリル樹脂)
弾性係数 (×10 ⁴ kgf/cm ²)	2.5~3.5
圧縮強度 (kgf/cm ²)	775~1350

3.1.3 実験結果

各ケースの最大荷重を表-3.1.4に示す。

表-3.1.4 最大荷重

	CASE-1-1	CASE-1-2	CASE-1-3
せん断スパン a (cm)	50.0		
有効高さ d (cm)	50.0		
せん断スパン比 a/d	1.0		
主鉄筋比 p_t (%)	1.65		
せん断補強筋比 p_w (%)	0.0	0.2	0.5
コンクリート圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	221.0	240.0	202.0
最大荷重 P_{max} (tf)	733.5	902.1	1069.7

各ケースの荷重-鉛直変位の関係を図-3.1.8~3.1.10に、フーチング下面の変位分布図を図-3.1.11~3.1.16に、ひずみ分布図を図-3.1.17~3.1.32に、ひびわれ状況図を図-3.1.33~3.1.41に示す。

3ケースとも載荷初期段階においてフーチング下面に曲げひびわれが発生し、その後、側面まで達した。ひびわれ発生後においては、荷重-変位関係が非線形性となり最大荷重に達した後、フーチング下面に杭中心を結ぶ線に沿った位置において顕著なズレを伴ったせん断ひびわれが観察された。実験後のフーチング下面のひびわれ状況を観察すると、載荷中心部から杭中心を結ぶ線に向かったせん断ひびわれが発生しており、フーチングが押し抜きせん断破壊を生じたものと推定される。また、水平方向のひびわれがフーチング側面に生じ、最終的には下側鉄筋位置での付着破壊が生じていた。

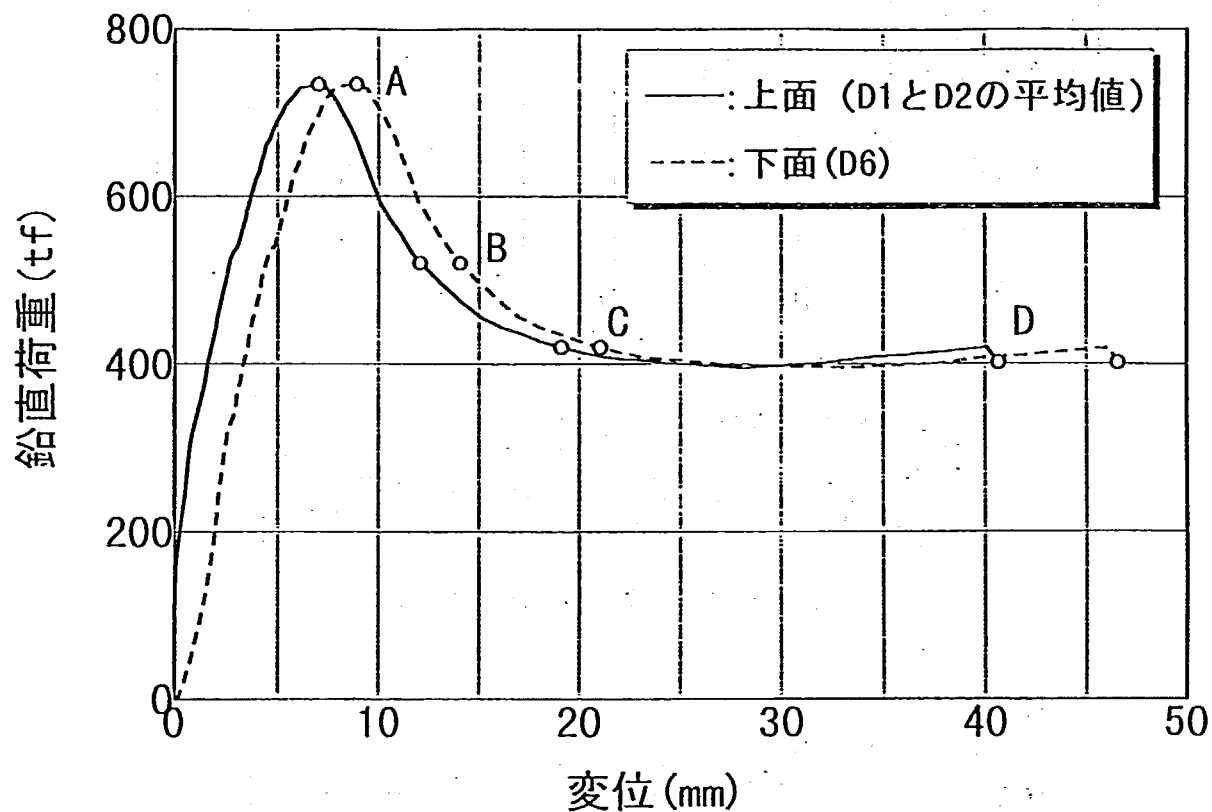
CASE-1-1の実験では、最大荷重時における引張主鉄筋（下側鉄筋）のひずみは、最大で1500 μ 程度であり、鉄筋は弾性範囲内であったと推定される。すなわち、引張主鉄筋が降伏強度に達しないうちに最大荷重に達したので、フーチングはせん断破壊であったと考えられる。

CASE-1-2の実験では、載荷荷重が700tf程度においてせん断補強筋の降伏が確認され、その後、計測を行ったほとんどのせん断補強筋が降伏した状態で最大荷重となった。最大荷重時においては、載荷板および支承がフーチングにめり込んでいた。したがって、せん断補強筋の降伏後にコンクリートのせん断破壊が生じ最大荷重に達したと思われる。

CASE-1-2における最大荷重は、コンクリート強度の違いは考慮されていないが、CASE-1-1の最大荷重より1.23倍大きくなっており、フーチングのようなディープスラブにおいてもせん断補強筋のせん断耐力への寄与はある程度期待できることが示された。この実験においても最大荷重時における引張主鉄筋のひずみは、最大で1500 μ 程度であり、鉄筋は弾性範囲内であったものと推定される。

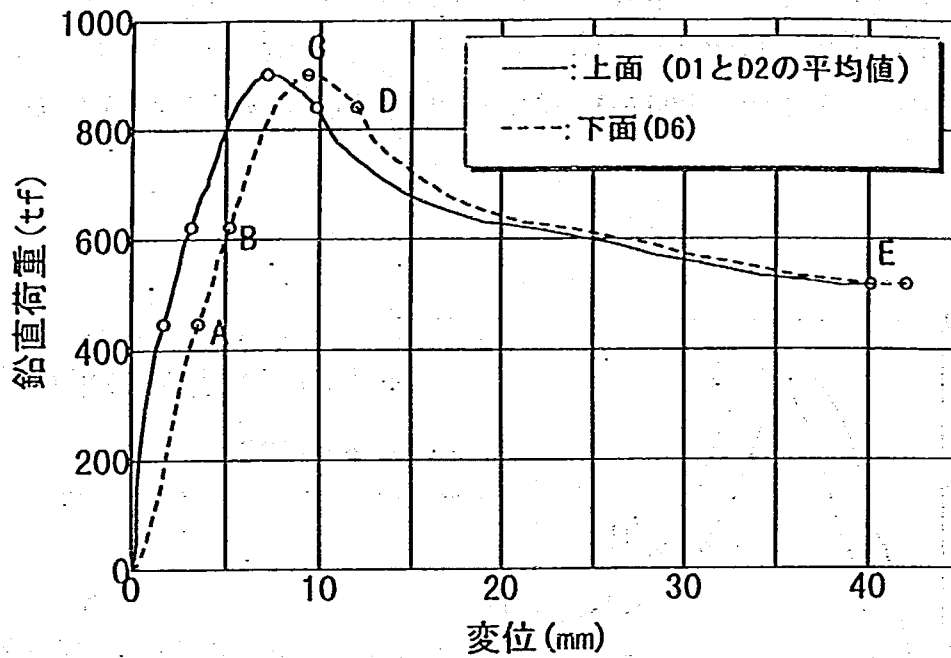
CASE-1-3の実験では、載荷荷重が1000tf程度においてせん断補強筋の降伏を確認したが、CASE-1-2のようにせん断補強筋のほとんどが降伏したものでなく、一部のせん断補強筋のみが降伏したものと推定

された。載荷荷重が1060tfにおいて引張主鉄筋が降伏し、その後、最大荷重となった。しかし、この実験においても最大荷重は、コンクリート強度の違いは考慮されていないが、CASE-1-1の最大荷重より1.46倍、CASE-2-1の最大荷重より1.19倍大きくなっており、せん断補強筋によるせん断耐力の増加が確認された。



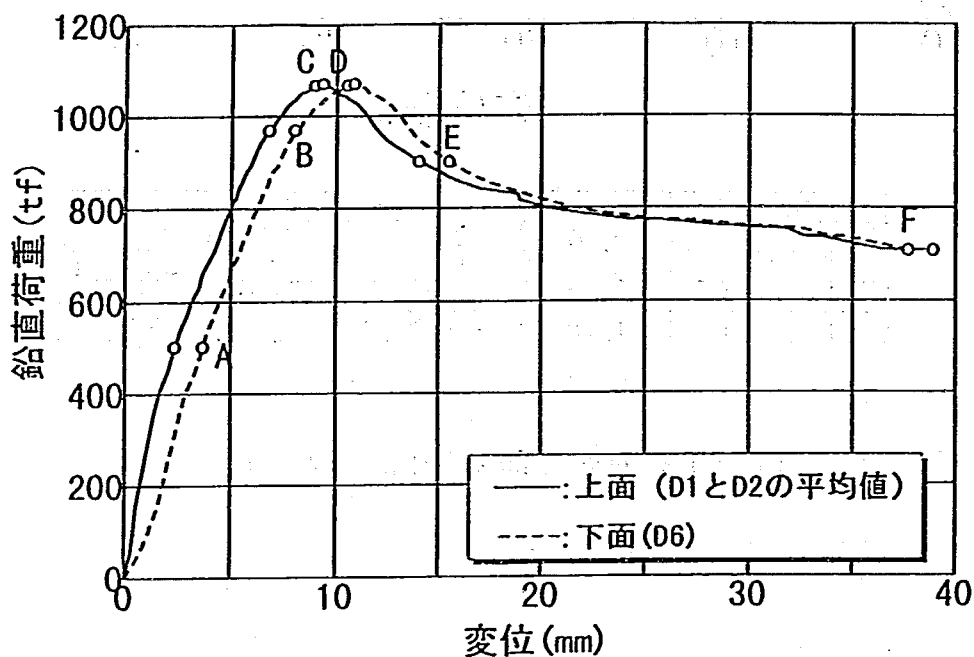
	鉛直荷重(tf)	上面変位(mm)	下面変位(mm)	備考
A	733.5	6.995	8.89	最大荷重発生時 (下側鉄筋1535 μ)
B	519.9	12.05	14.05	下面にひび割れ確認
C	419.8	19.12	21.01	側面の水平方向ひび割れ確認
D	401.8	40.625	46.53	載荷終了

図-3.1.8 荷重-鉛直変位関係 (CASE-1-1)



	鉛直荷重(tf)	上面変位(mm)	下面変位(mm)	備考
A	446.5	1.75	3.57	ひび割れ発生
B	621.5	3.185	5.23	鉛直スラープの隆伏開始
C	902.1	7.18	9.36	最大荷重発生時 (下側鉄筋1770 μ)
D	940.9	9.825	12	下面のひび割れ確認
E	513.4	40.135	42.05	終荷終了

図-3.1.9 荷重-鉛直変位関係 (CASE-1-2)



	鉛直荷重(tf)	上面変位(mm)	下面変位(mm)	備考
A	502.1	2.39	3.7	ひび割れ発生
B	958.1	6.785	8.01	鉛直スラープの隆伏開始
C	1056.6	8.955	10.51	下側鉄筋隆伏
D	1069.7	9.35	10.85	最大荷重発生時
E	899.2	14.025	15.49	下面のひび割れ確認
F	704	37.535	38.91	終荷終了

図-3.1.10 荷重-鉛直変位関係 (CASE-1-3)

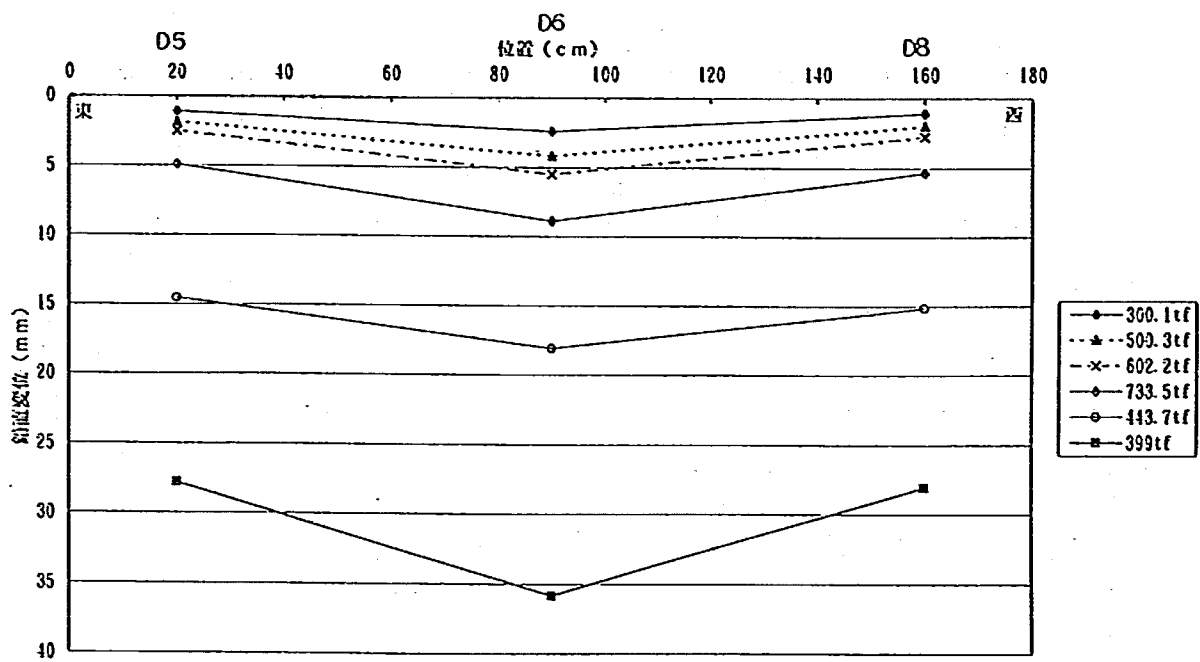


図-3.1.11 フーチング下面の変位分布図 (CASE-1-1 東西方向)

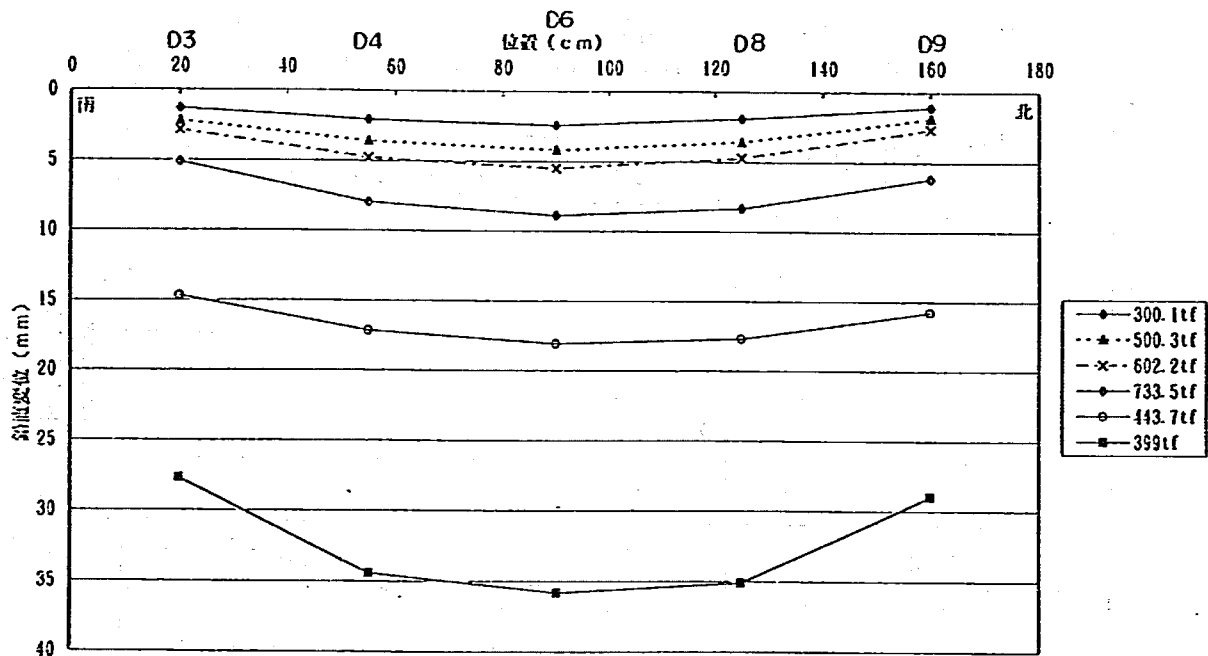


図-3.1.12 フーチング下面の変位分布図 (CASE-1-1 南北方向)

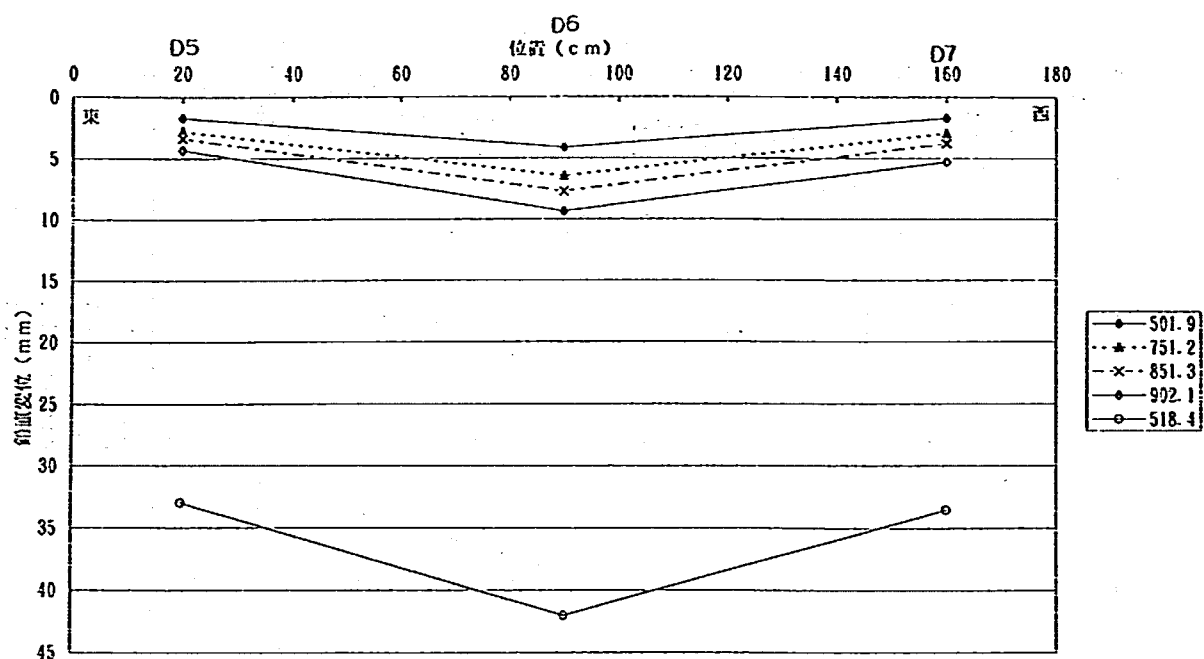


図-3.1.13 フーチング下面の変位分布図 (CASE-1-2 東西方向)

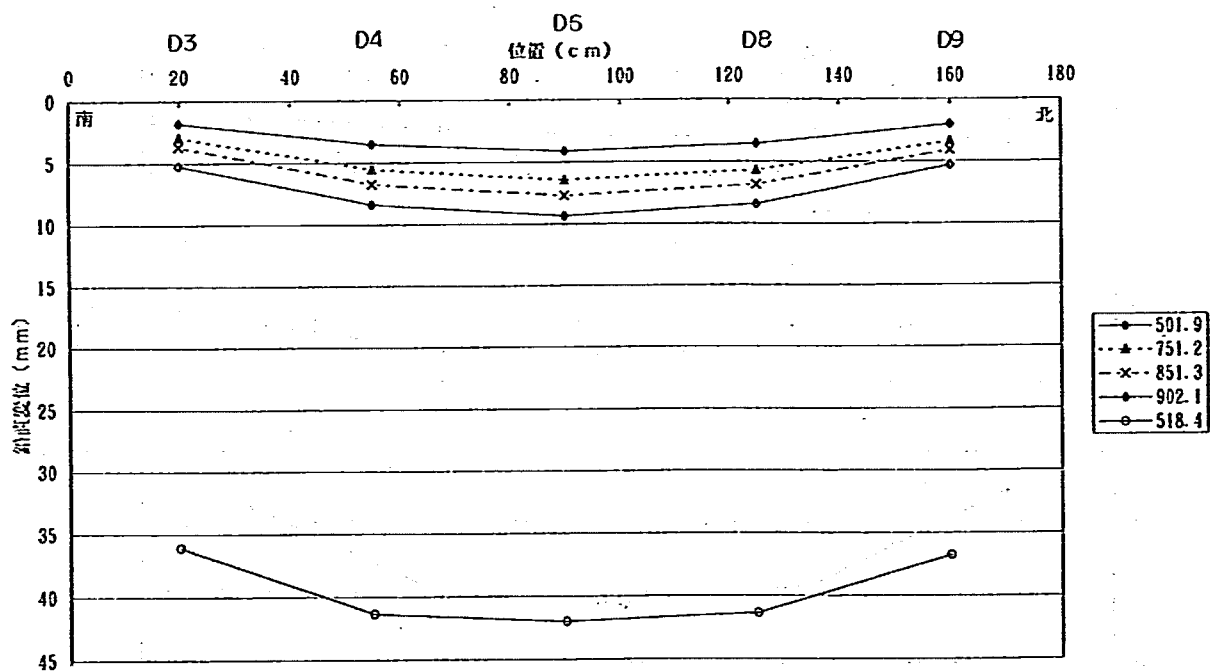


図-3.1.14 フーチング下面の変位分布図 (CASE-1-2 南北方向)

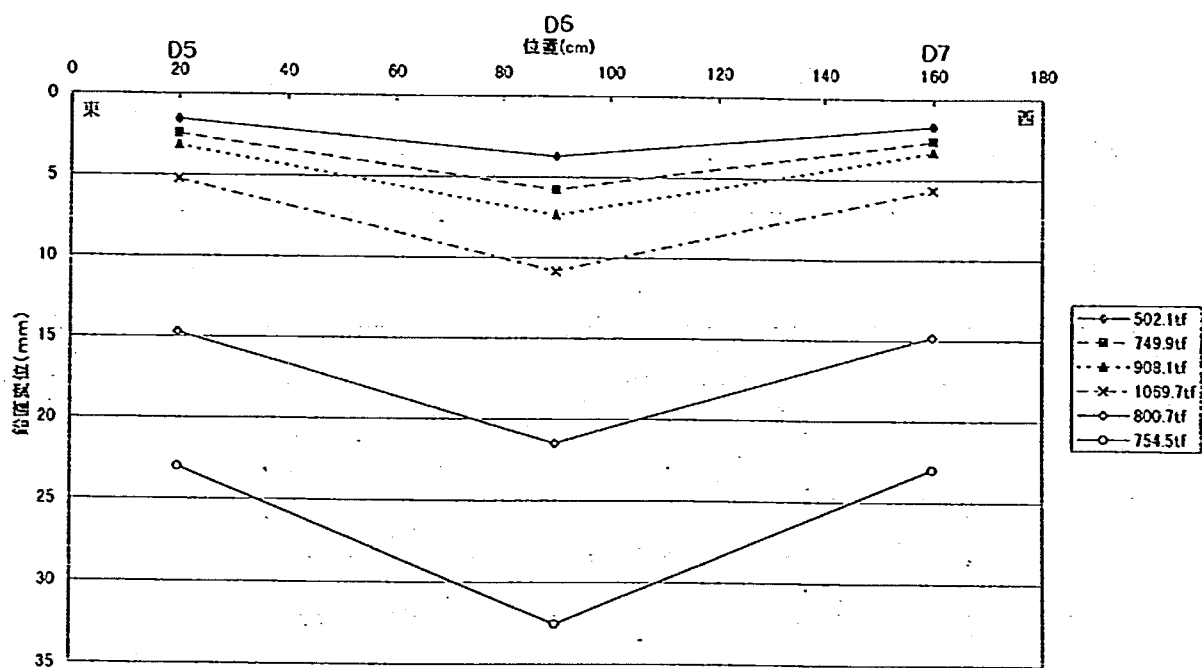


図-3.1.15 フーチング下面の変位分布図 (CASE-1-3 東西方向)

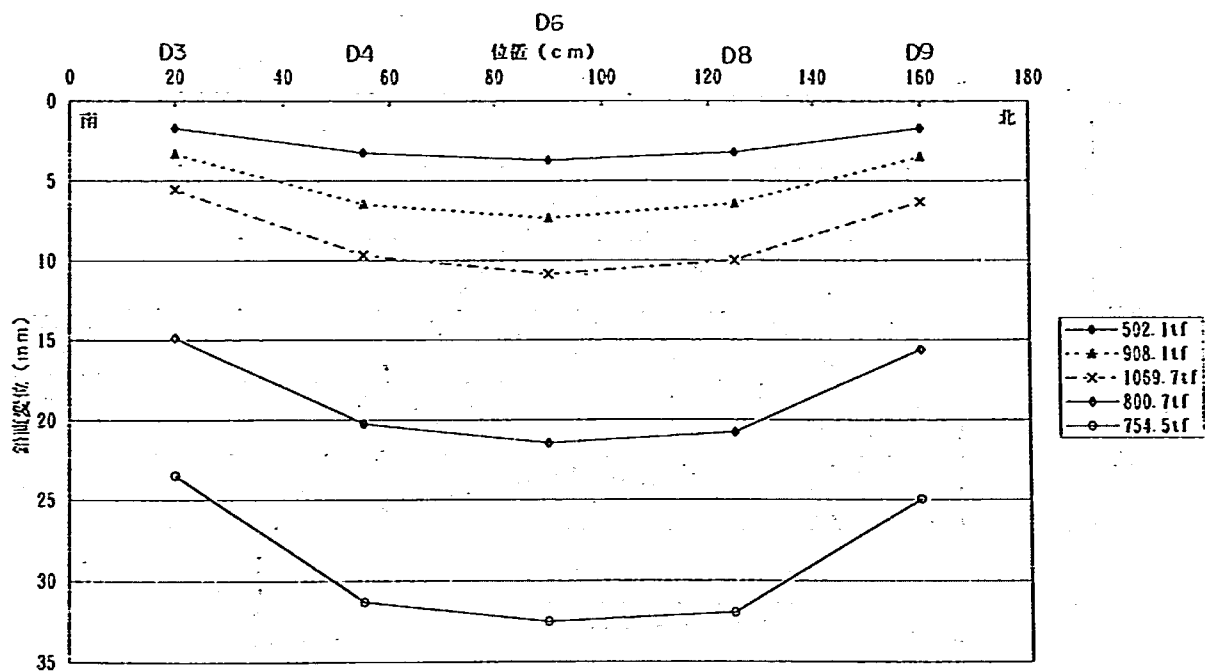


図-3.1.16 フーチング下面の変位分布図 (CASE-1-3 南北方向)

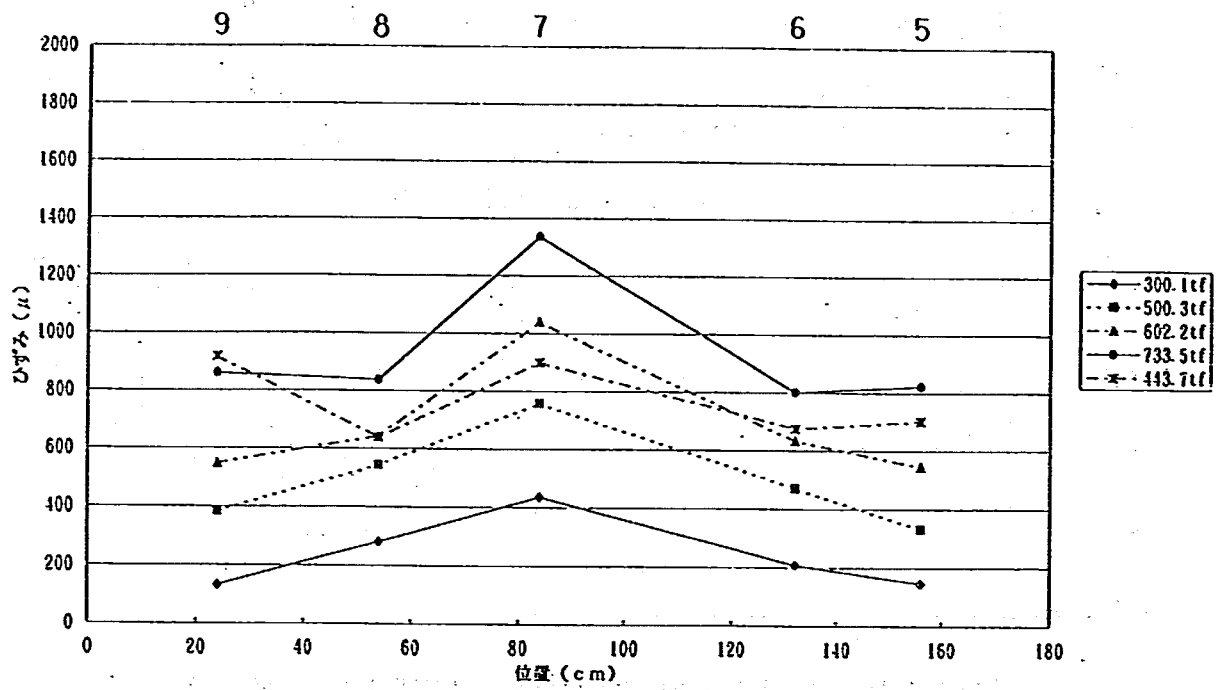


図-3.1.17 ひずみ分布図 (CASE-1-1 下側鉄筋-X方向)

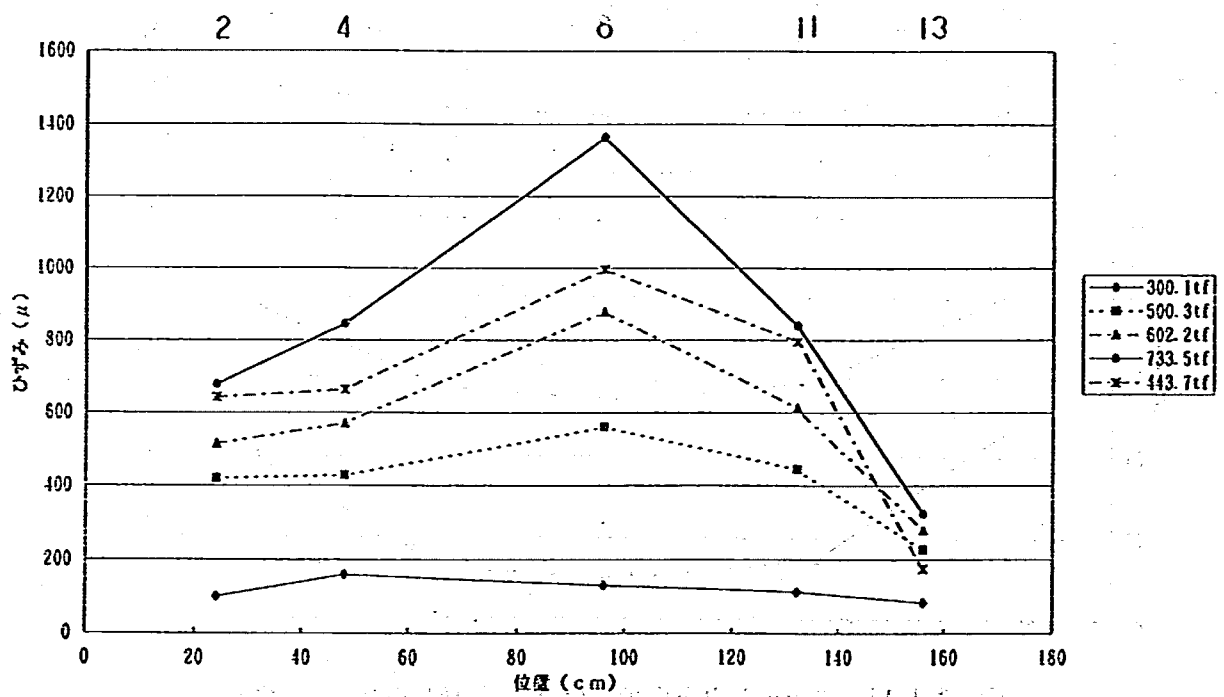


図-3.1.18 ひずみ分布図 (CASE-1-1 下側鉄筋-Y方向)

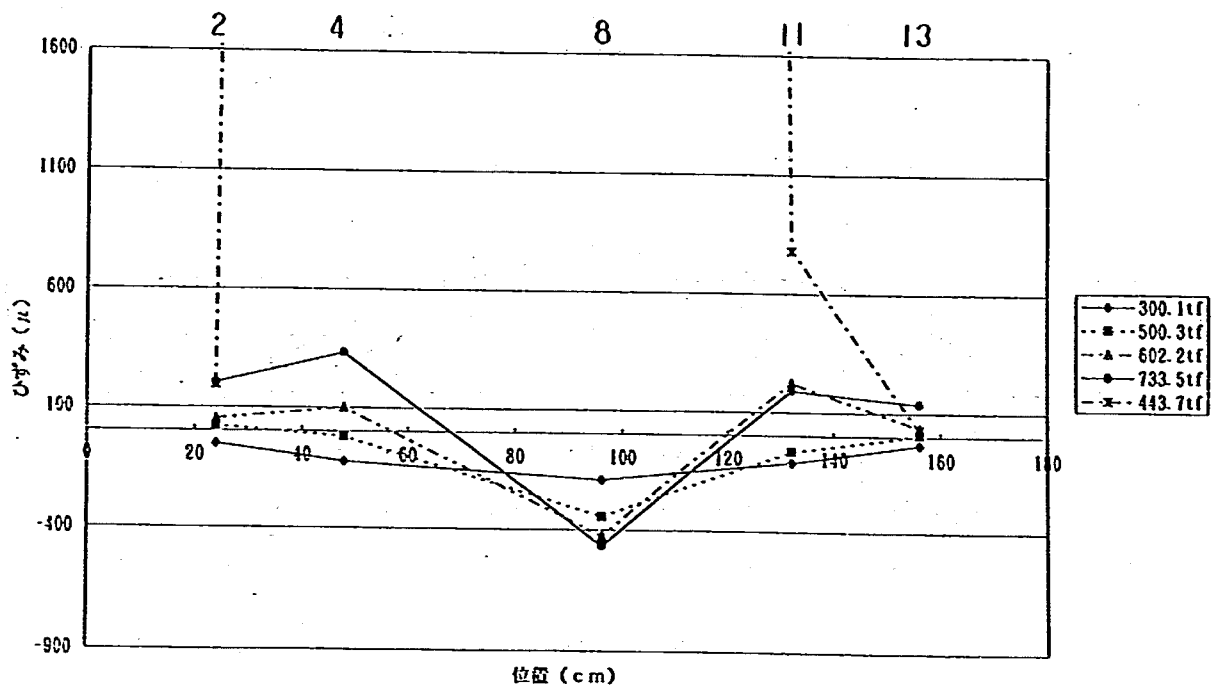


図-3.1.19 ひずみ分布図 (CASE-1-1 上側鉄筋-X方向)

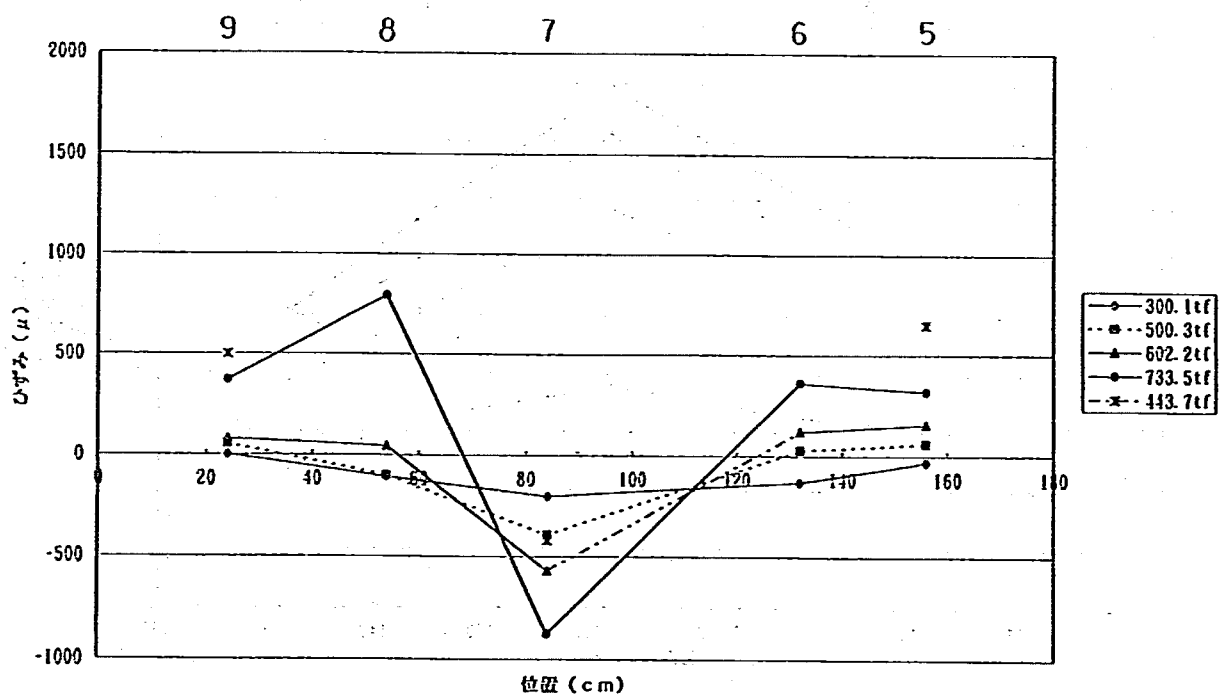


図-3.1.20 ひずみ分布図 (CASE-1-1 上側鉄筋-Y方向)

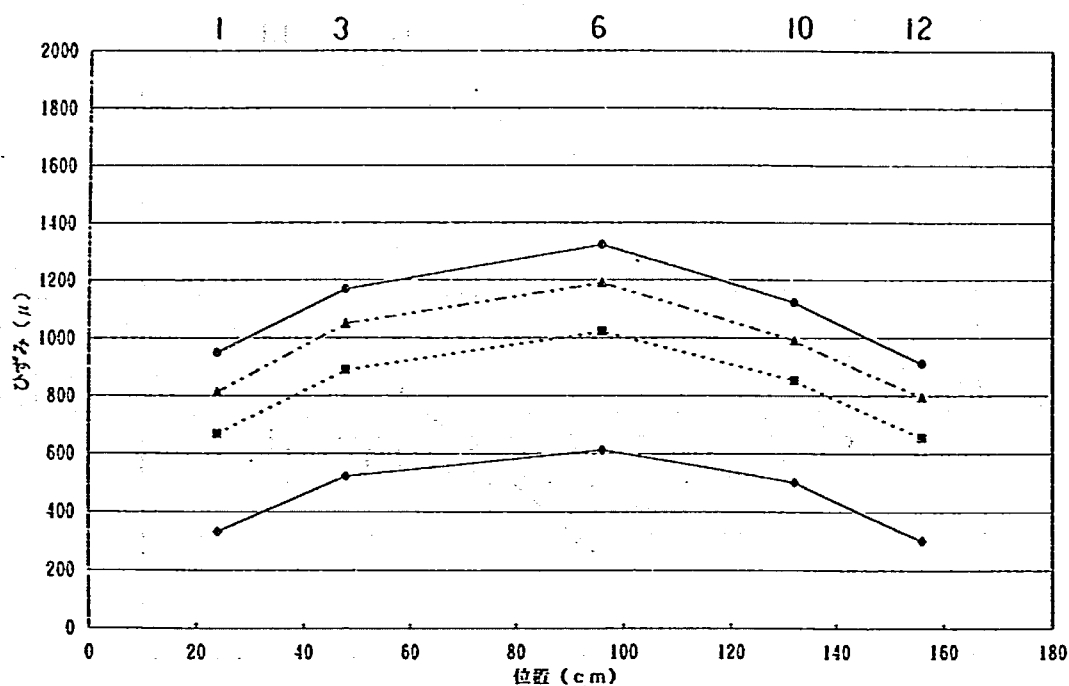


図-3.1.21 ひずみ分布図 (CASE-1-2 下側鉄筋-X方向)

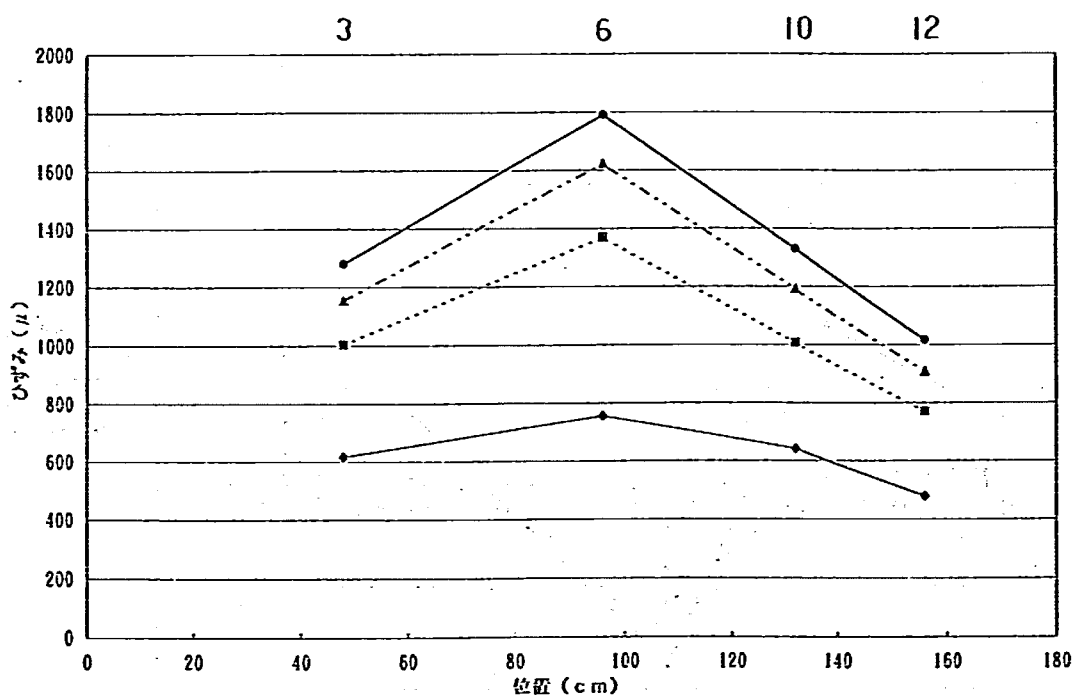


図-3.1.22 ひずみ分布図 (CASE-1-2 下側鉄筋-Y方向)

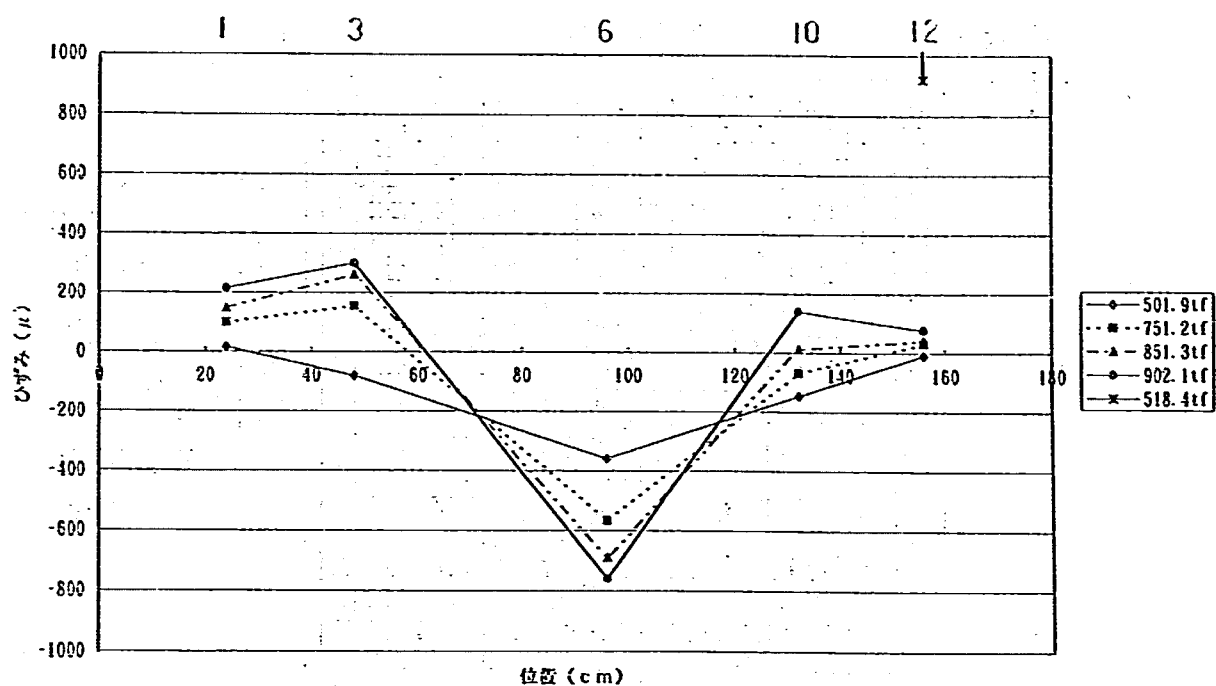


図-3.1.23 ひずみ分布図 (CASE-1-2 上側鉄筋-X方向)

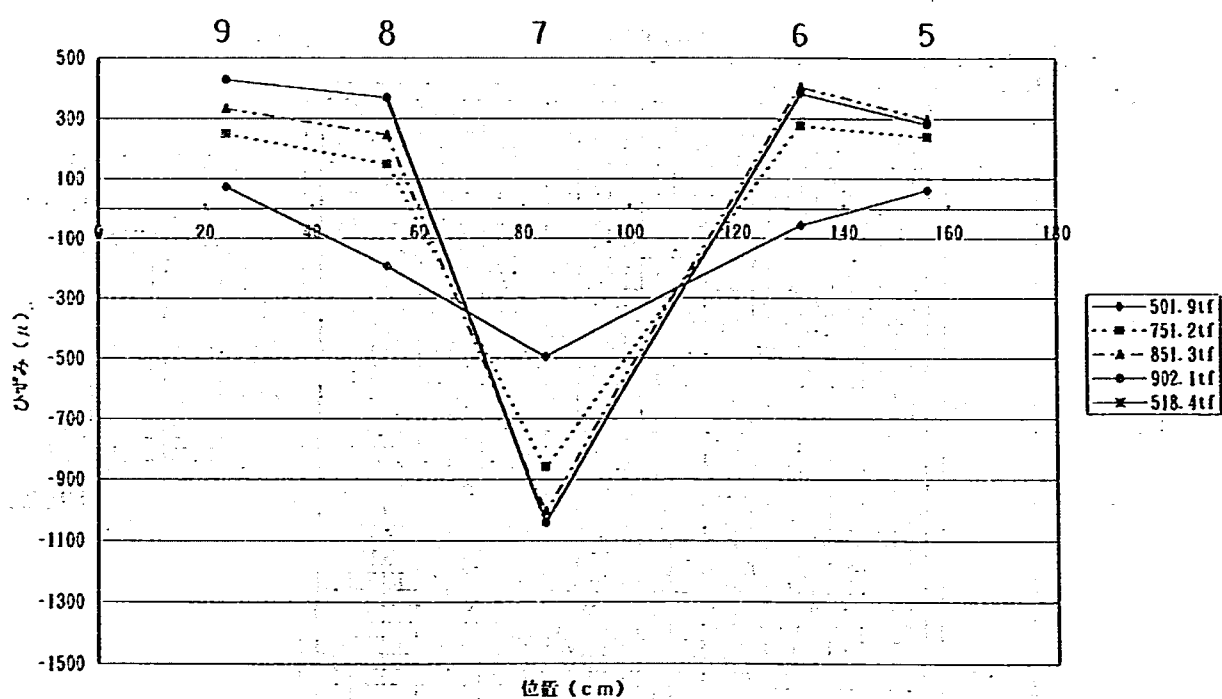


図-3.1.24 ひずみ分布図 (CASE-1-2 上側鉄筋-Y方向)

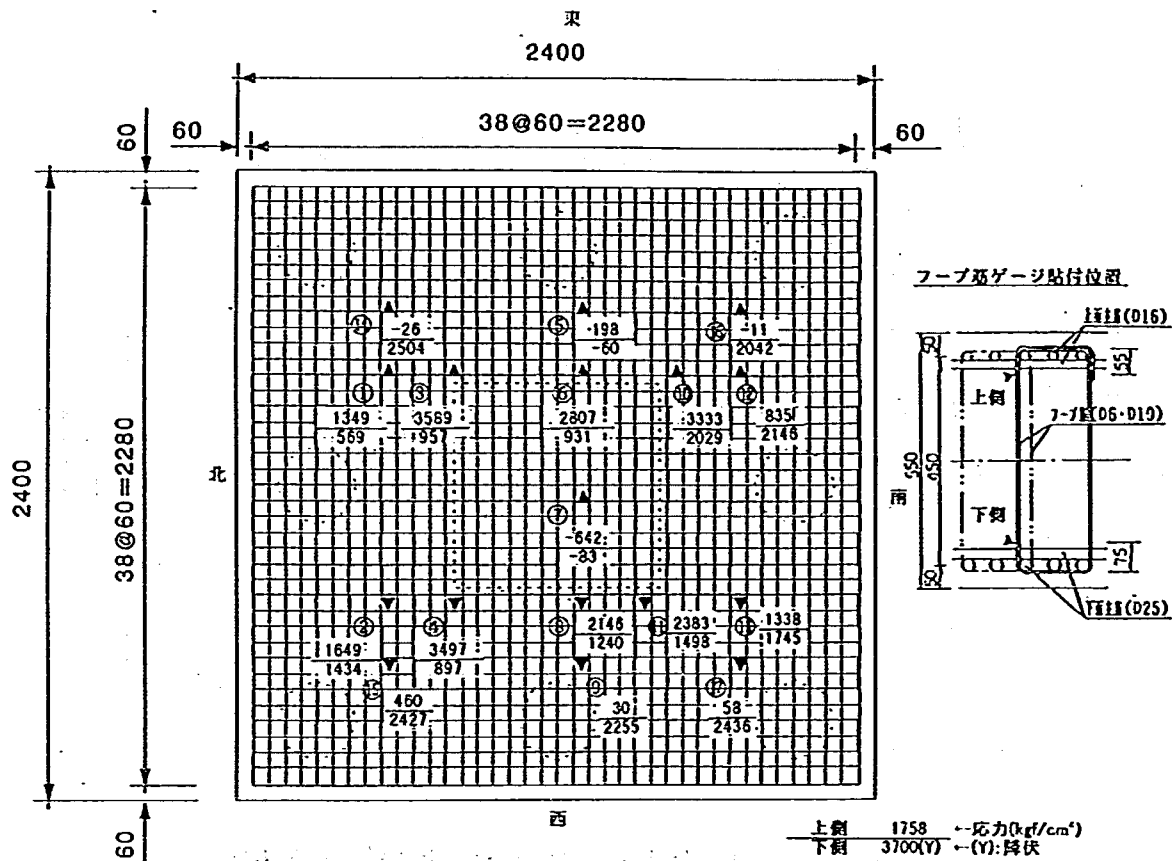


図-3.1.25 せん断補強筋の応力状態 (CASE-1-2 $P=621.51f$)

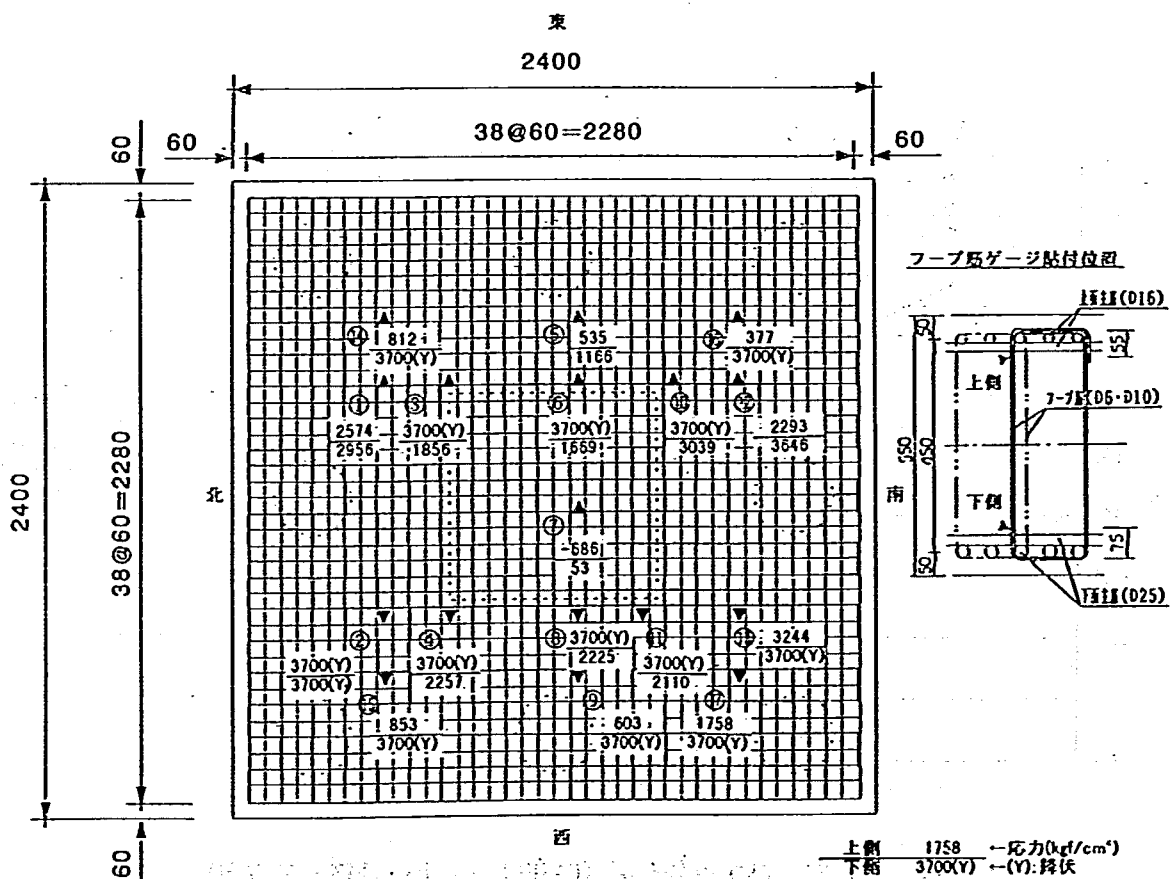


図-3.1.26 せん断補強筋の応力状態 (CASE-1-2 $P=902.11f$)

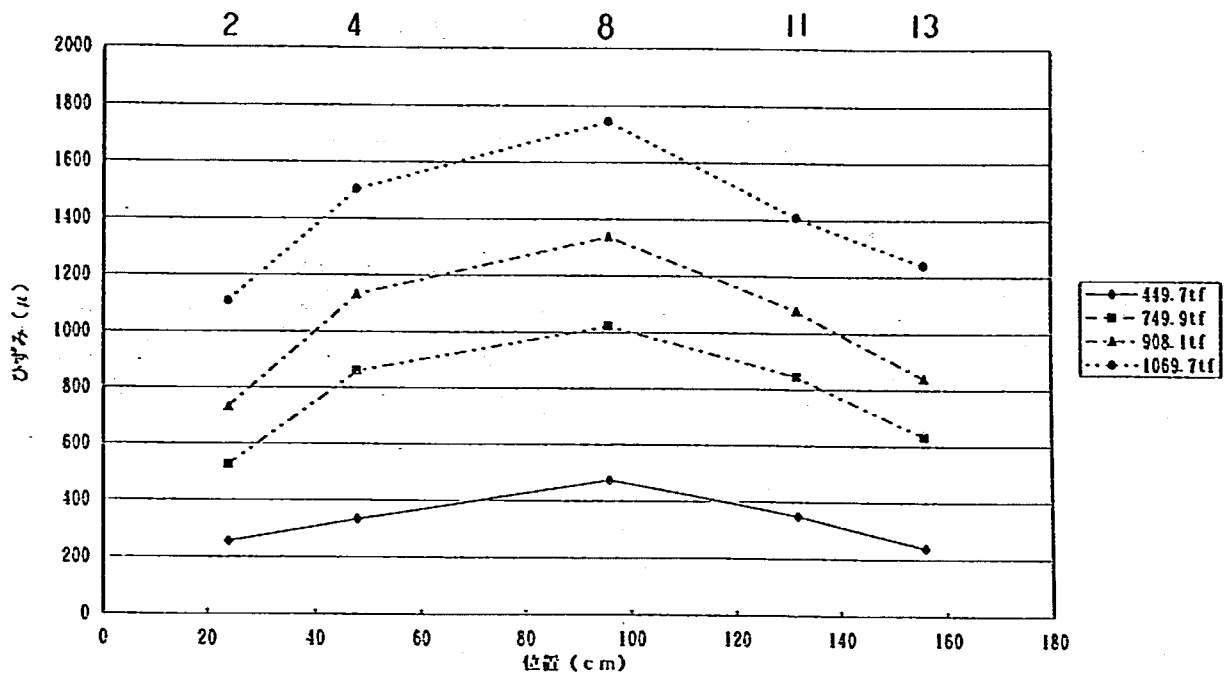


図-3.1.27 ひずみ分布図 (CASE-1-3 下側鉄筋-X方向)

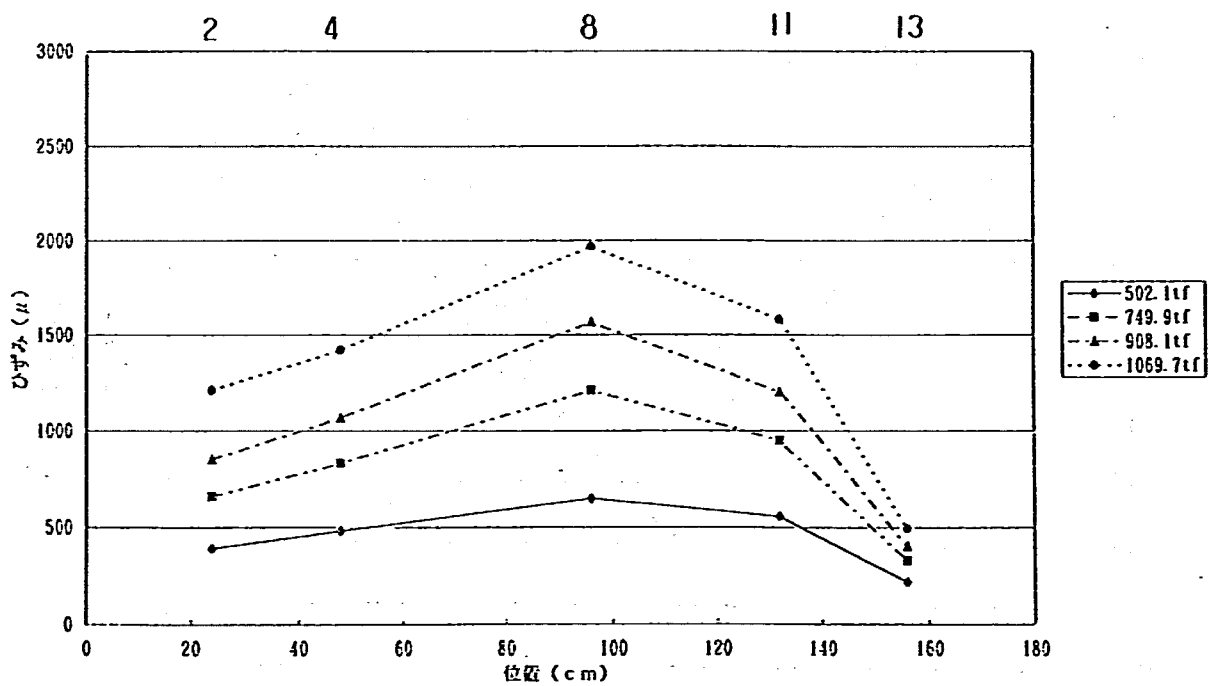


図-3.1.28 ひずみ分布図 (CASE-1-3 下側鉄筋-Y方向)

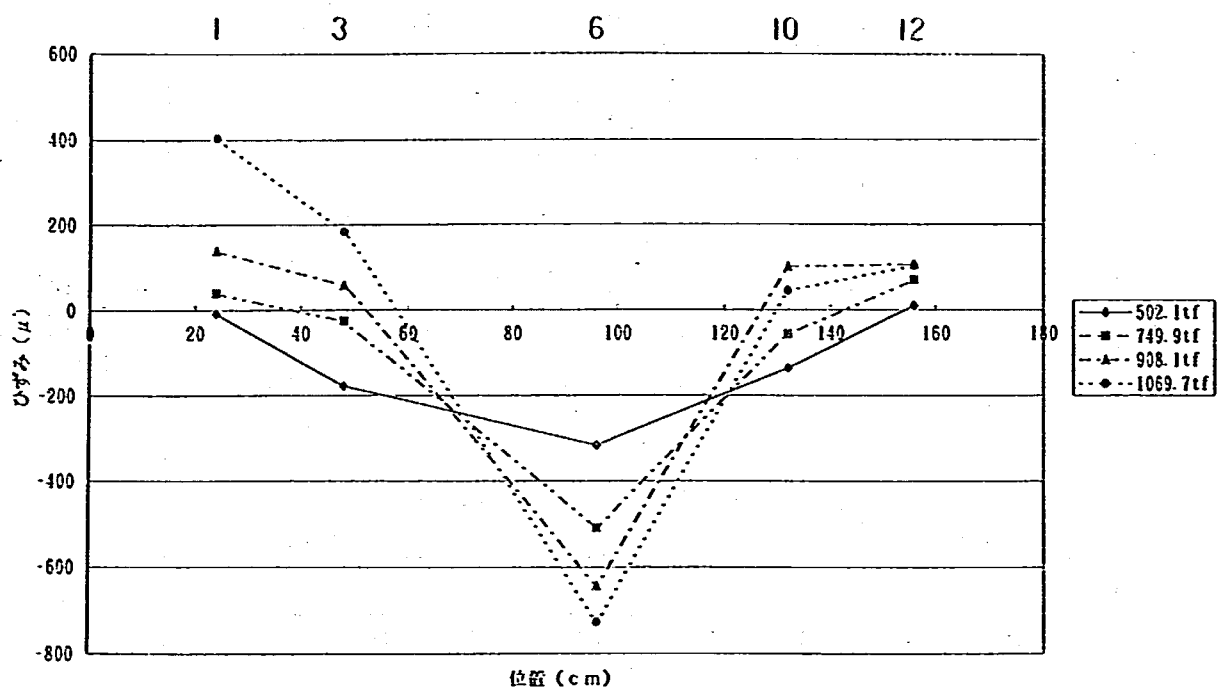


図-3.1.29 ひずみ分布図 (CASE-1-3 上側鉄筋-X方向)

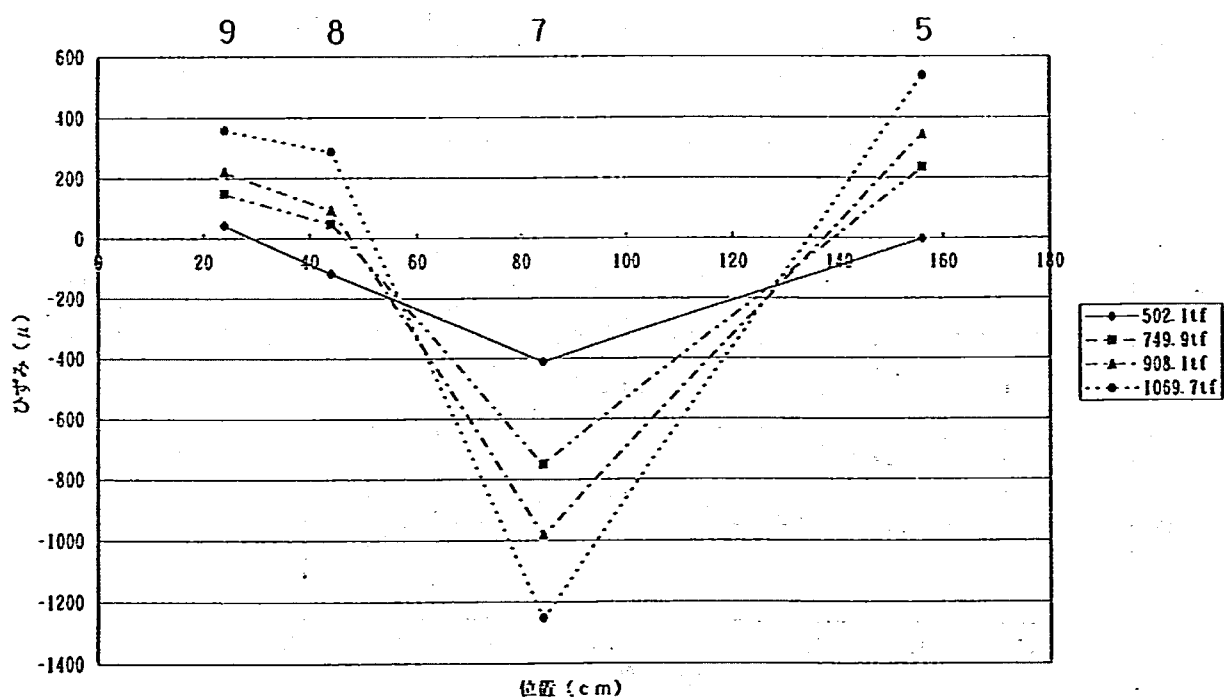
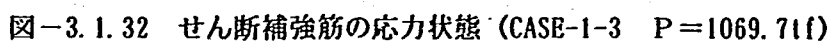
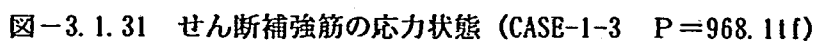


図-3.1.30 ひずみ分布図 (CASE-1-3 上側鉄筋-Y方向)



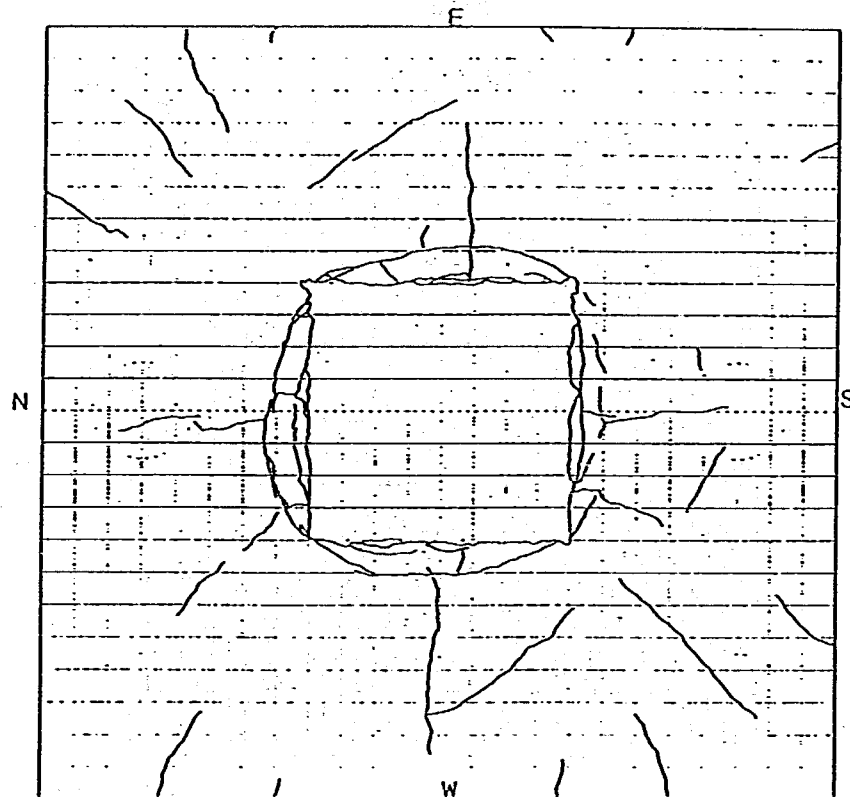


図-3.1.33 ひびわれ状況図 (CASE-1-1 上面)

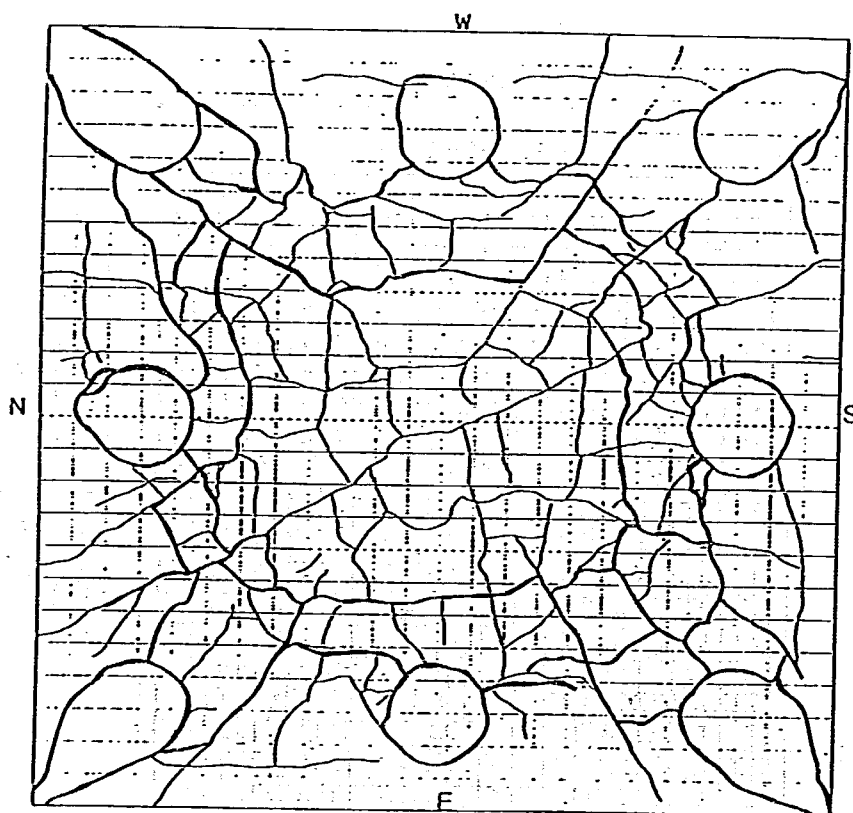


図-3.1.34 ひびわれ状況図 (CASE-1-1 下面)

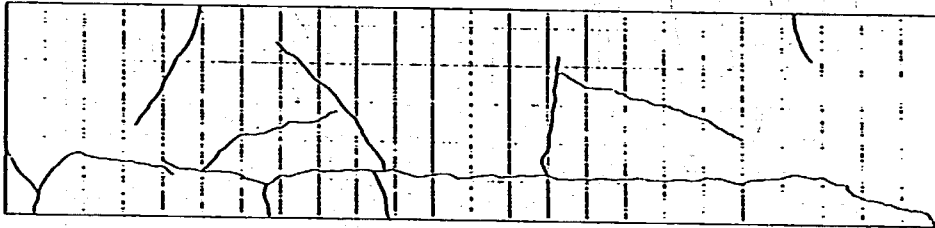
(E 面)

上面

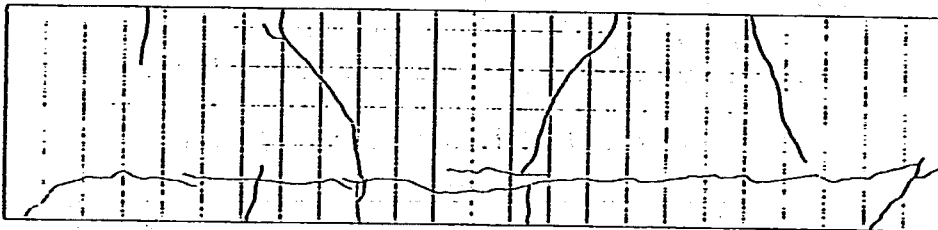


下面

(S 面)



(W 面)



(N 面)

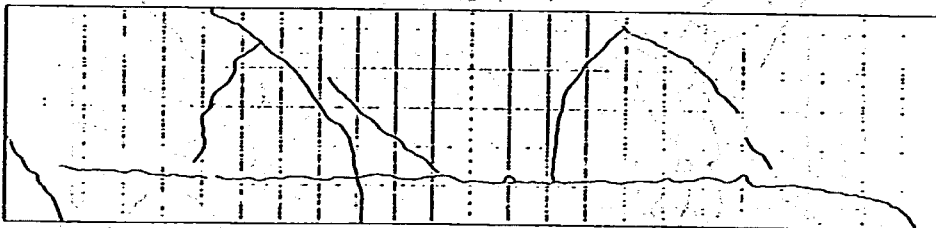


図-3.1.35 ひびわれ状況図 (CASE-1-1 側面)

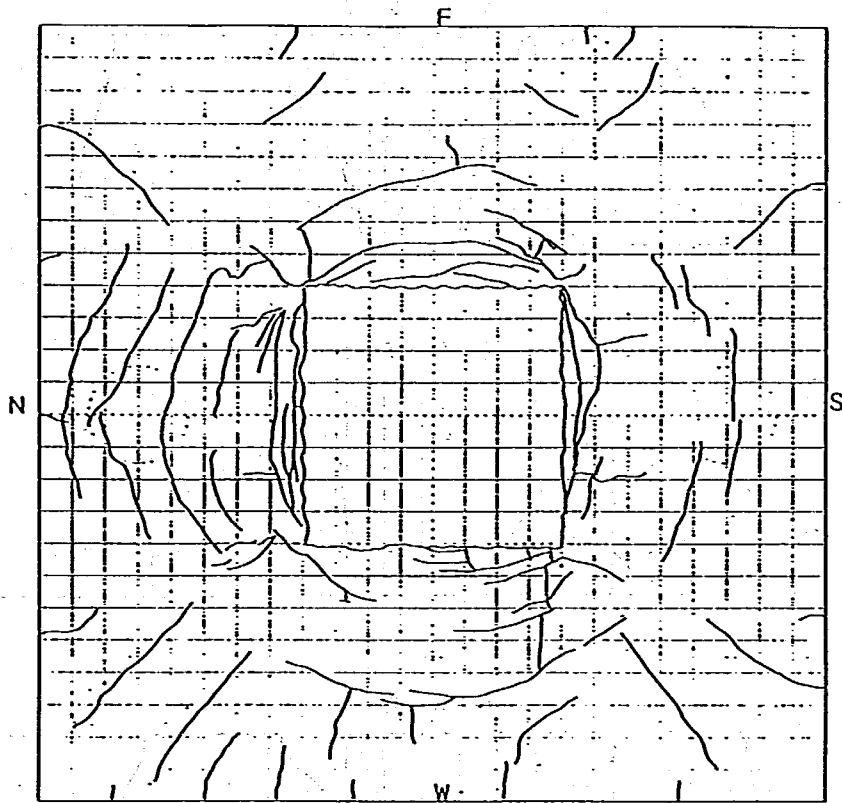


図-3.1.36 ひびわれ状況図 (CASE-1-2 上面)

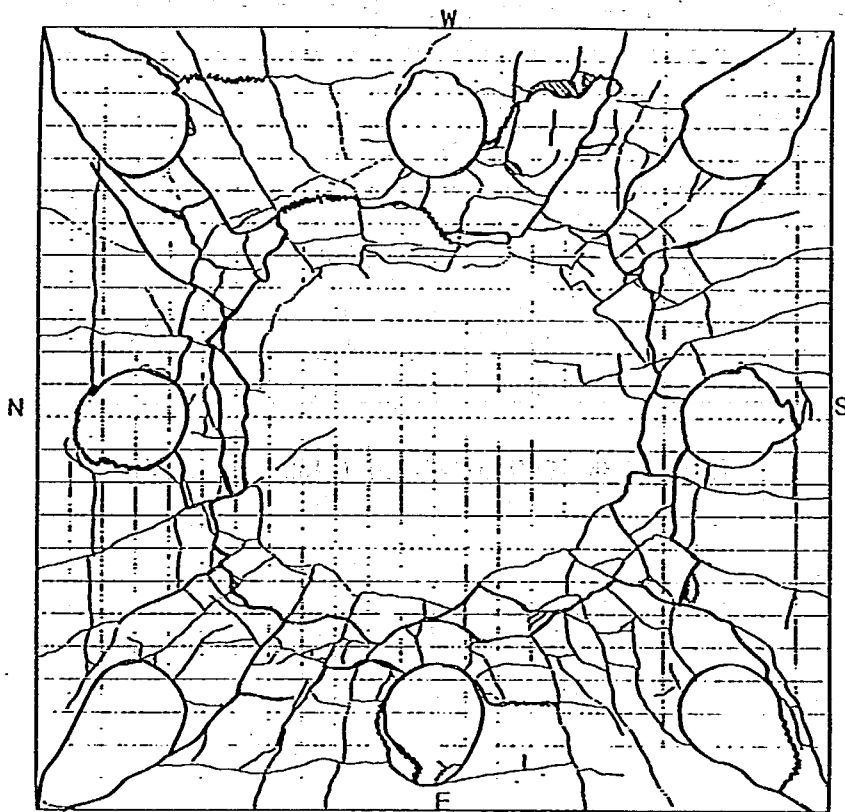
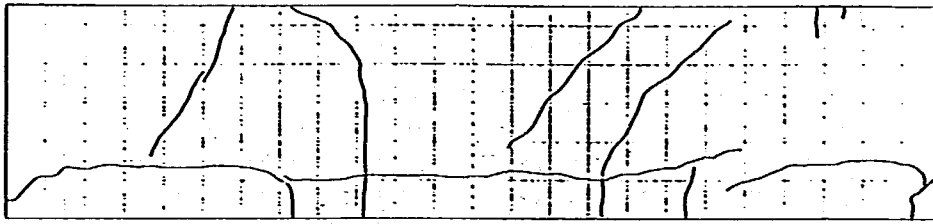


図-3.1.37 ひびわれ状況図 (CASE-1-2 下面)

(E 面)

上面



下面

(S 面)



(W 面)



(N 面)

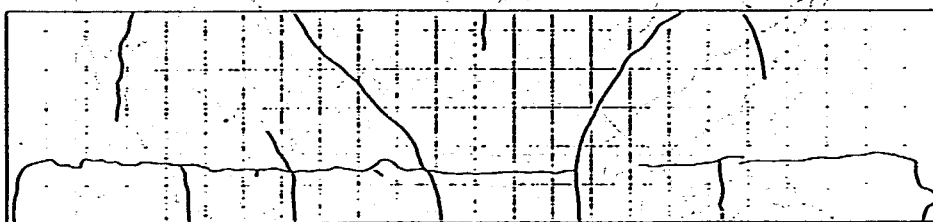


図-3.1.38 ひびわれ状況図 (CASE-1-2 側面)

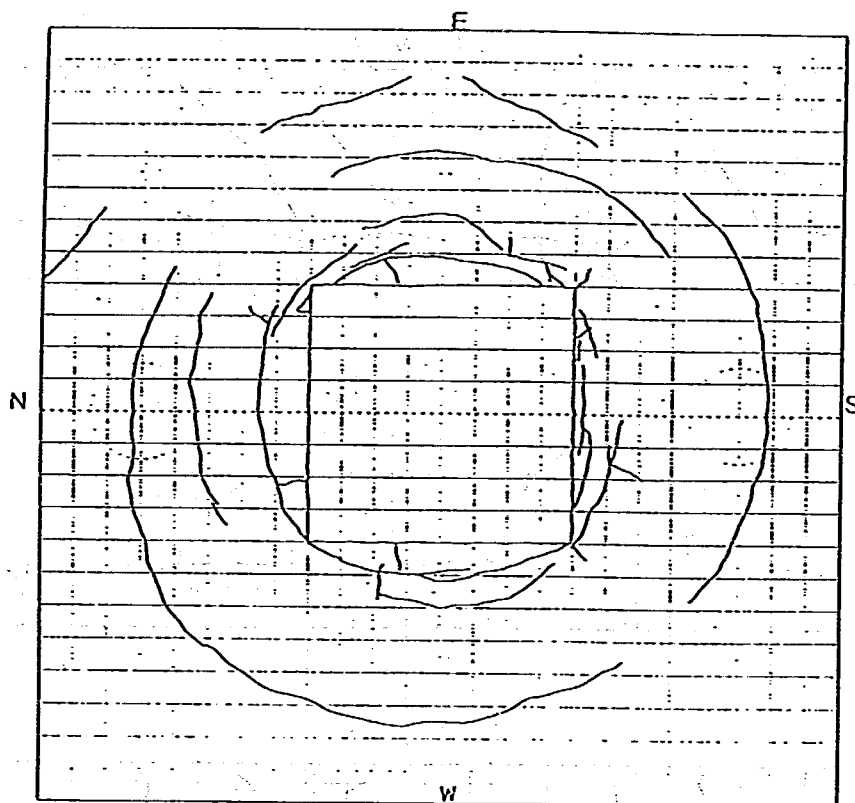


図-3.1.39 ひびわれ状況図 (CASE-1-3 上面)

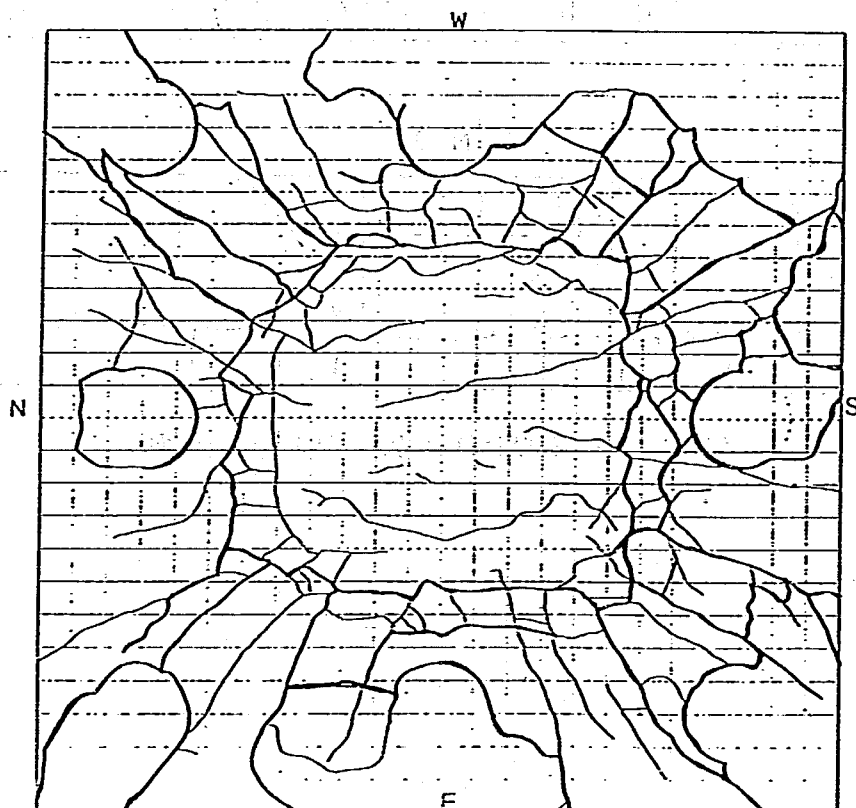
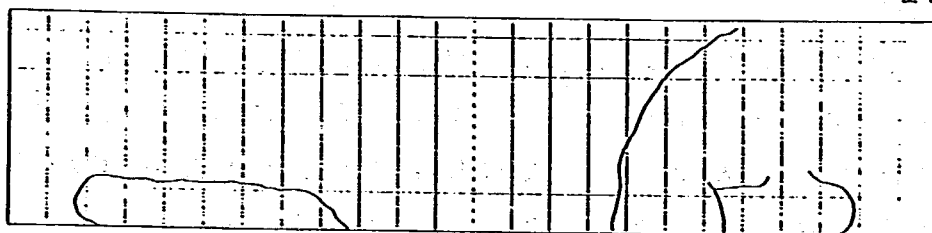


図-3.1.40 ひびわれ状況図 (CASE-1-3 下面)

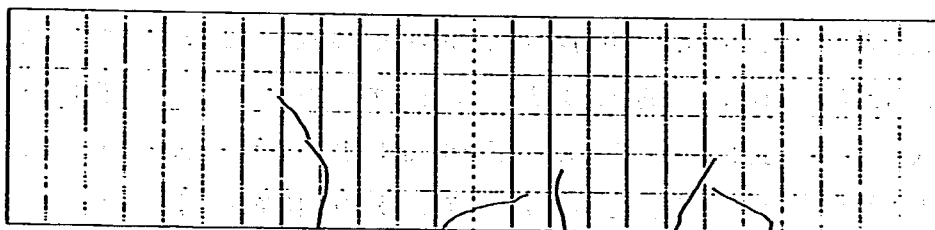
(E 面)

上面

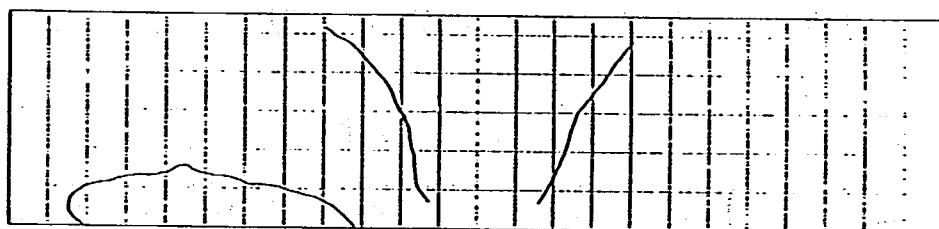


下面

(S 面)



(W 面)



(N 面)

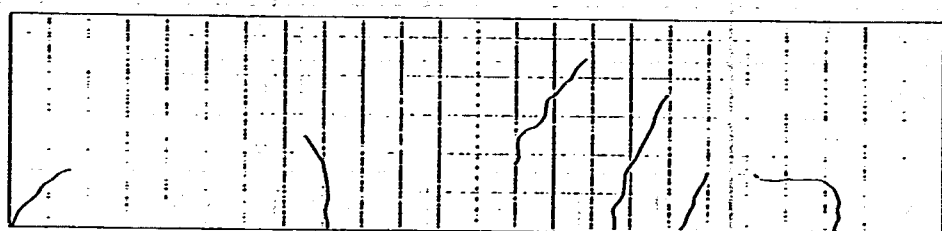


図-3.1.41 ひびわれ状況図 (CASE-1-3 側面)

3.2 二軸載荷実験

3.2.1 実験概要

本実験は、作用する曲げモーメントが卓越した場合の、杭基礎フーチングと直接基礎の曲げおよびせん断の破壊形態や耐力の確認を行うとともに、杭基礎フーチングにおける杭配置による耐荷性状の相違を確認する実験である。供試体は、基礎形式を3種類（8本杭の杭基礎、6本杭の杭基礎、直接基礎）、破壊形態を2種類（曲げ破壊型、せん断破壊型）と相違させた同一形状のものを6体製作した。破壊形態は、主鉄筋比を変えることにより相違させた。全ての供試体にせん断補強筋を配置せず、せん断スパン比を同一とした。

供試体諸元を表-3.2.1、供試体形状寸法および配筋状態を図-3.2.1～図-3.2.3に示す。

水平荷重載荷部となる柱は、鉄筋コンクリート製として、フーチングと一体化した構造となるようにした。柱主鉄筋は、定着長が不足するため、供試体底面に定着板（アンカープレート）と定着ナットを用いて固定することとした。また、杭基礎および直接基礎の支持条件をより現実に近い形とすることから、杭基礎フーチングの実験では、杭の引抜抵抗力をフーチング上面から支持する（押さえつける）ことで再現するとともに、支承板には鉛直載荷実験と同様、アクリル材を用いた。また、直接基礎フーチングの実験では、天然ゴムで支持することにより地盤抵抗を再現した。

表-3.2.1 供試体諸元

	CASE-2-1	CASE-2-2	CASE-2-3	CASE-2-4	CASE-2-5	CASE-2-6
基礎形式	杭基礎（8本杭）		杭基礎（6本杭）		直接基礎	
計画破壊形式	曲げ	せん断	曲げ	せん断	曲げ	せん断
せん断スパン a (cm)	45.0					
有効高さ d (cm)	45.0					
せん断スパン比 a/d	1.0					
主鉄筋比 p_t (%)	0.18	0.9	0.18	0.9	0.18	0.9
主鉄筋降伏強度 (kgf/cm ²)	3948	3897	3948	3897	3948	3897
コンクリート圧縮強度 (kgf/cm ²)	314.0	299.0	261.0	291.0	252.0	283.0

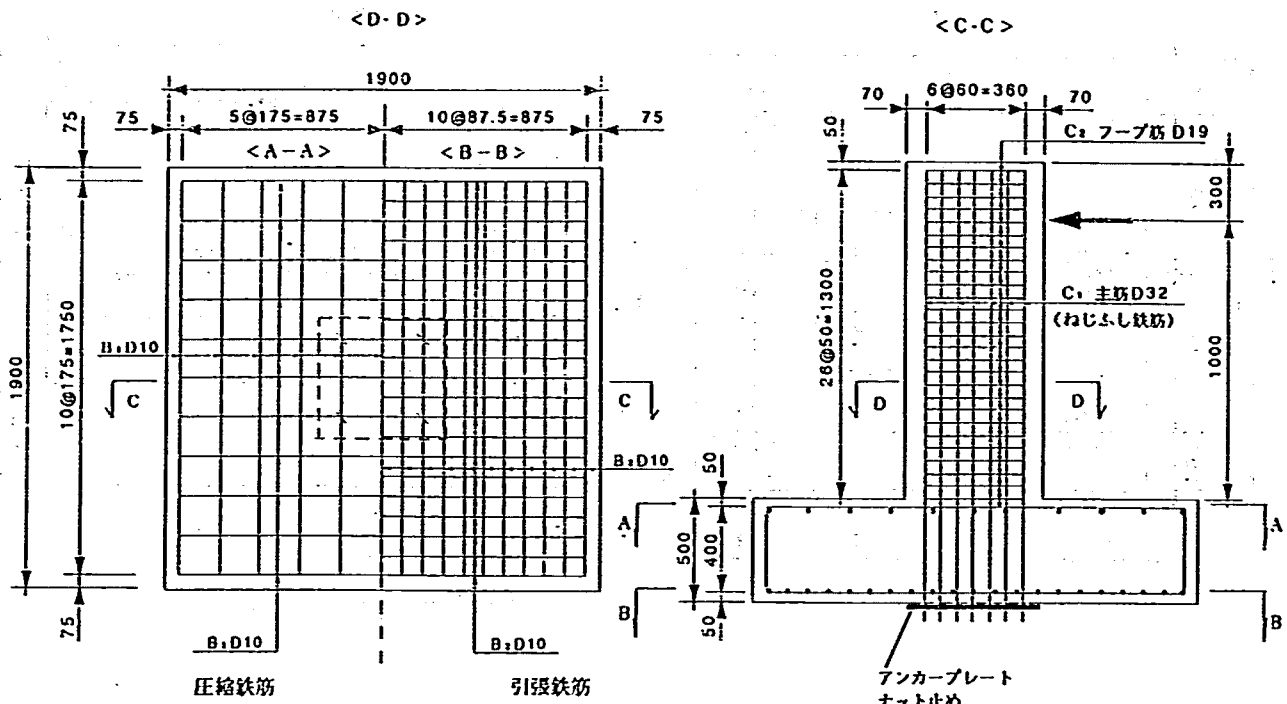


図-3.2.2 配筋図 (CASE-2-1、CASE-2-3、CASE-2-5)

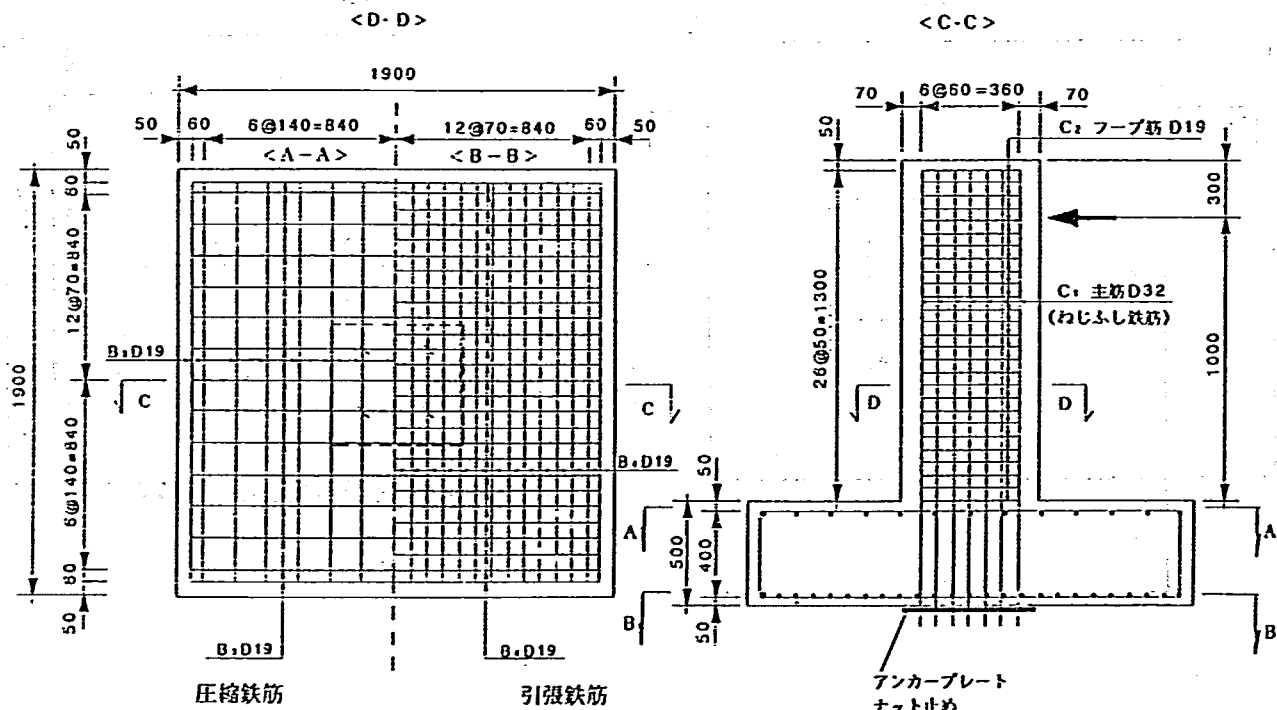


図-3.2.3 配筋図 (CASE-2-2、CASE-2-4、CASE-2-6)

載荷は、基礎特殊実験施設大型材料実験場において鉛直荷重用と水平荷重用の油圧ジャッキおよび架台を設置し、変位制御により行った。まず、計画鉛直荷重を載荷し、その後、正負交番繰り返し水平載荷を行った。なお、変位制御に用いる降伏変位は、載荷柱の水平載荷位置での変位（水平方向変位）を使用することとした。杭基礎フーチングのケースの実験状況を図-3.2.4に示す。

計測項目は、載荷荷重および供試体の各点の変位とひずみとした。計測点数を表-3.2.2に示すとともに、変位計およびひずみゲージ設置位置を図-3.2.5～図-3.2.8に示す。鉄筋のひずみゲージは、上側と下側の直交する2方向の水平鉄筋に貼付した。

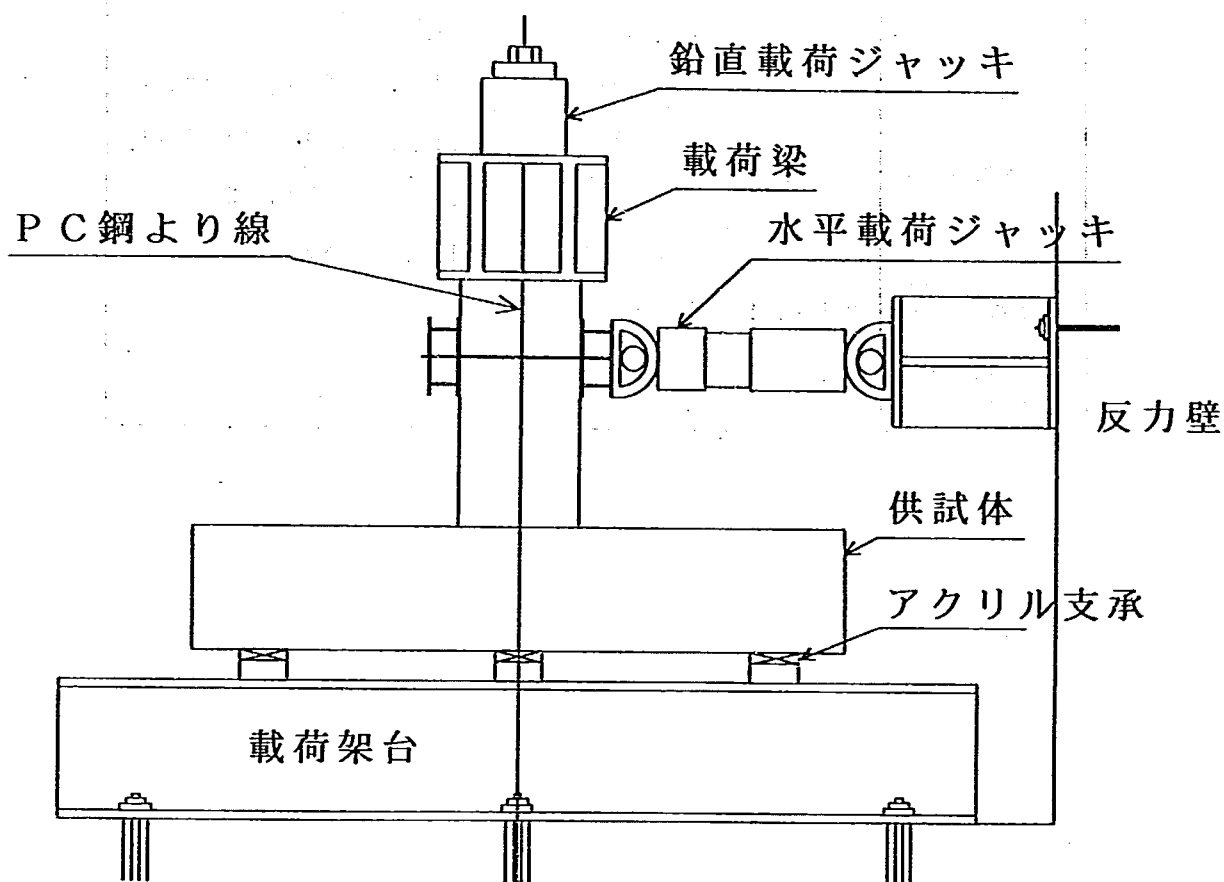
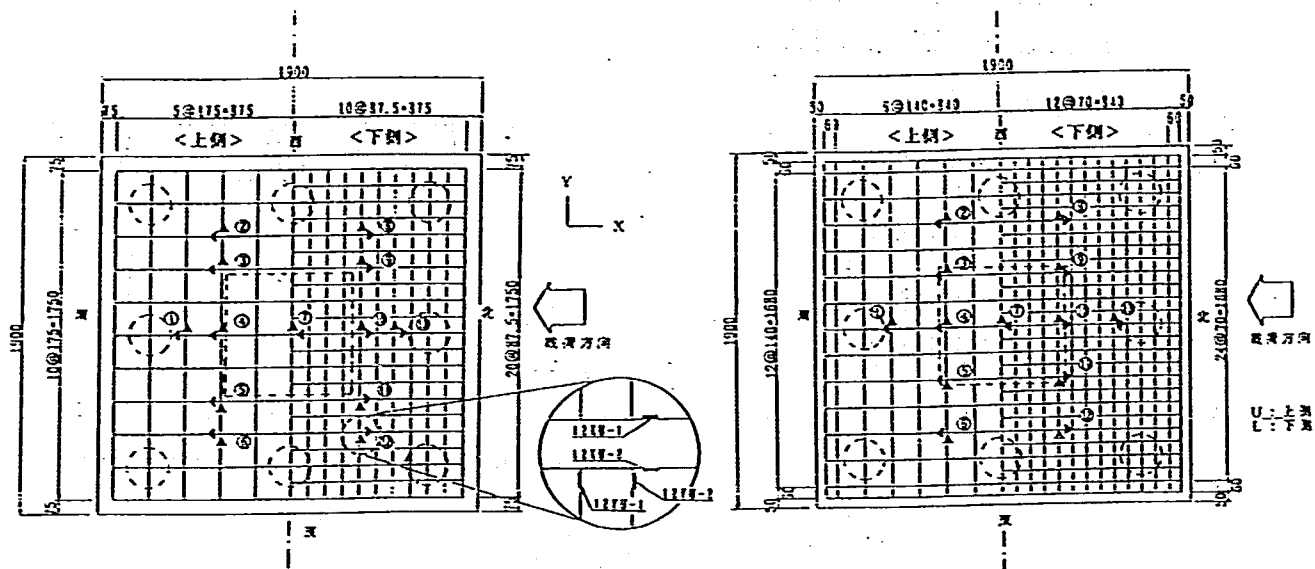


図-3.2.4 実験状況

表-3.2.2 計測点数

計測項目	CASE	計測箇所	点数	備考
載荷荷重	全	鉛直・水平荷重	2点	ロードセル
供試体変位	2-1~2-4	供試体上面	2点	
		供試体下面	7点	
	2-5~2-6	供試体上面	6点	
		供試体下面	4点	
	全	柱水平変位	6点	
		供試体水平変位	4点	
鉄筋ひずみ	全	圧縮鉄筋	52点	13箇所×2×2方向
		引張鉄筋	52点	13箇所×2×2方向
		柱主鉄筋	16点	8箇所×2
		柱せん断補強筋	16点	8箇所×2
支承板ひずみ	2-1~2-4	支承板	4点/枚	
コンクリート表面のひずみ	2-4~2-6	載荷柱基部	4点	



(a) CASE-2-1、CASE-2-3、CASE-2-5

(b) CASE-2-2、CASE-2-4、CASE-2-6

図-3.2.5 ひずみゲージの設置位置 (フーチング)

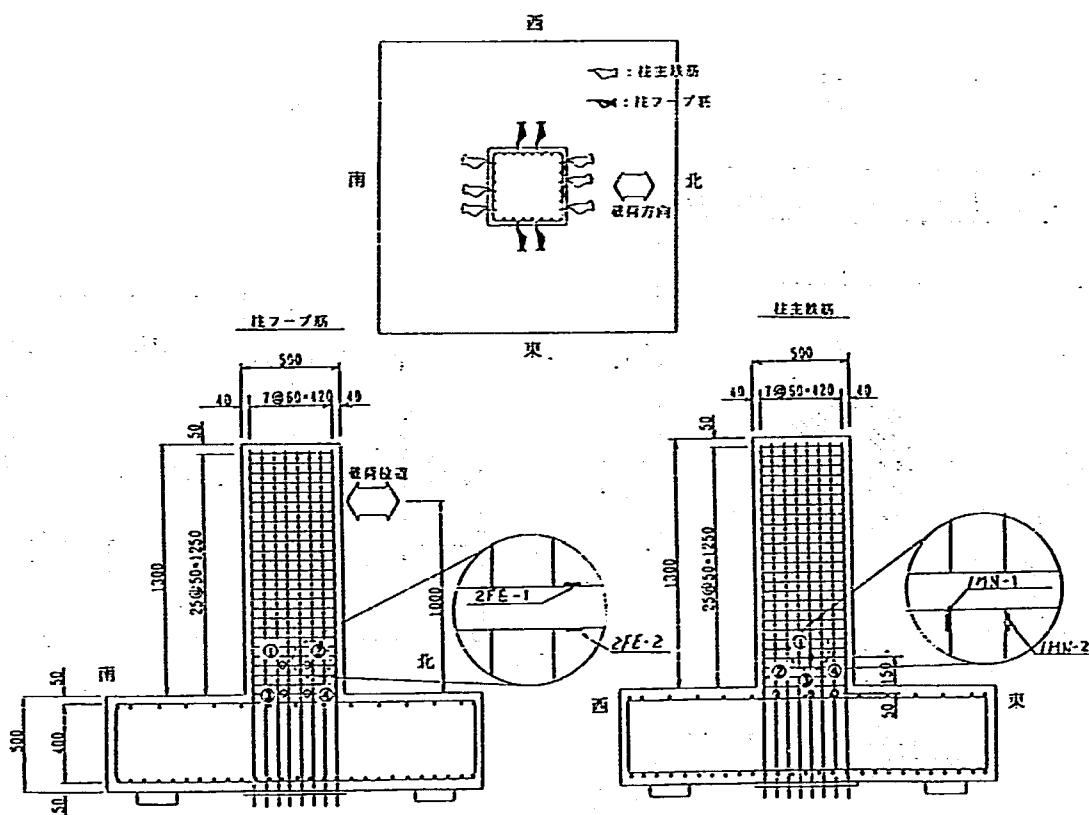


図-3.2.6 ひずみゲージの設置位置 (載荷柱)

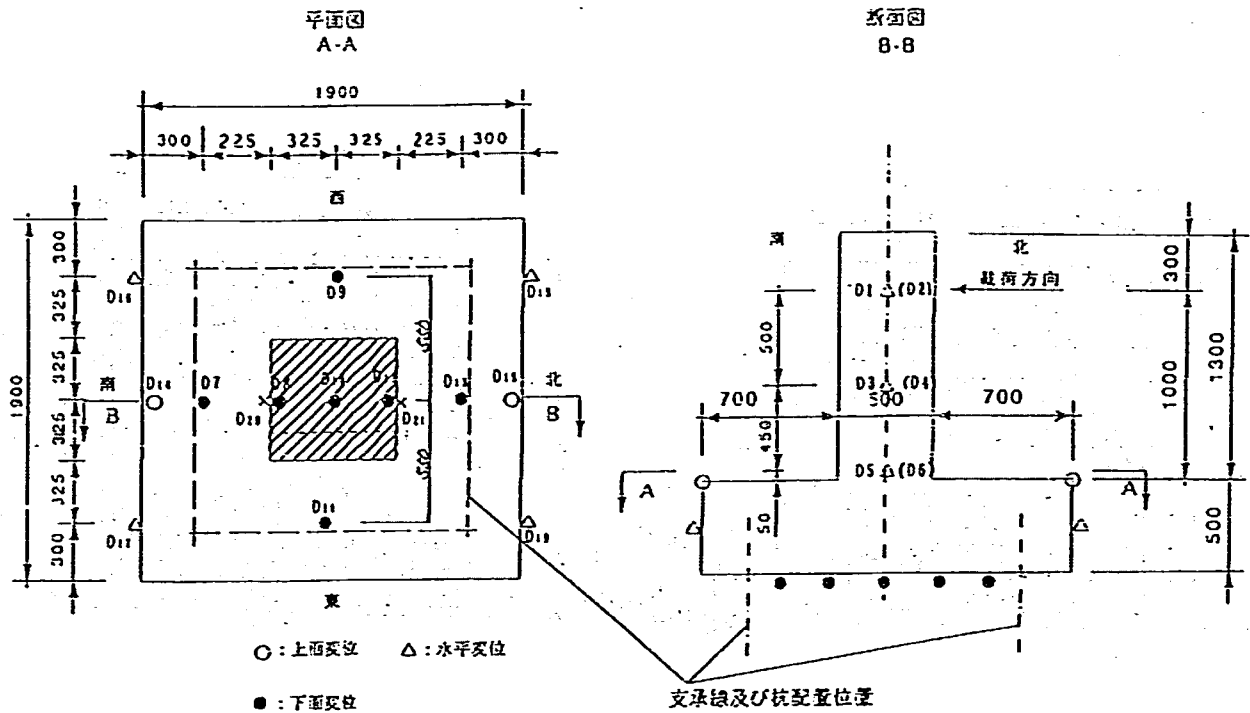


図-3.2.7 変位計の設置位置 (CASE-2-1~CASE-2-4)

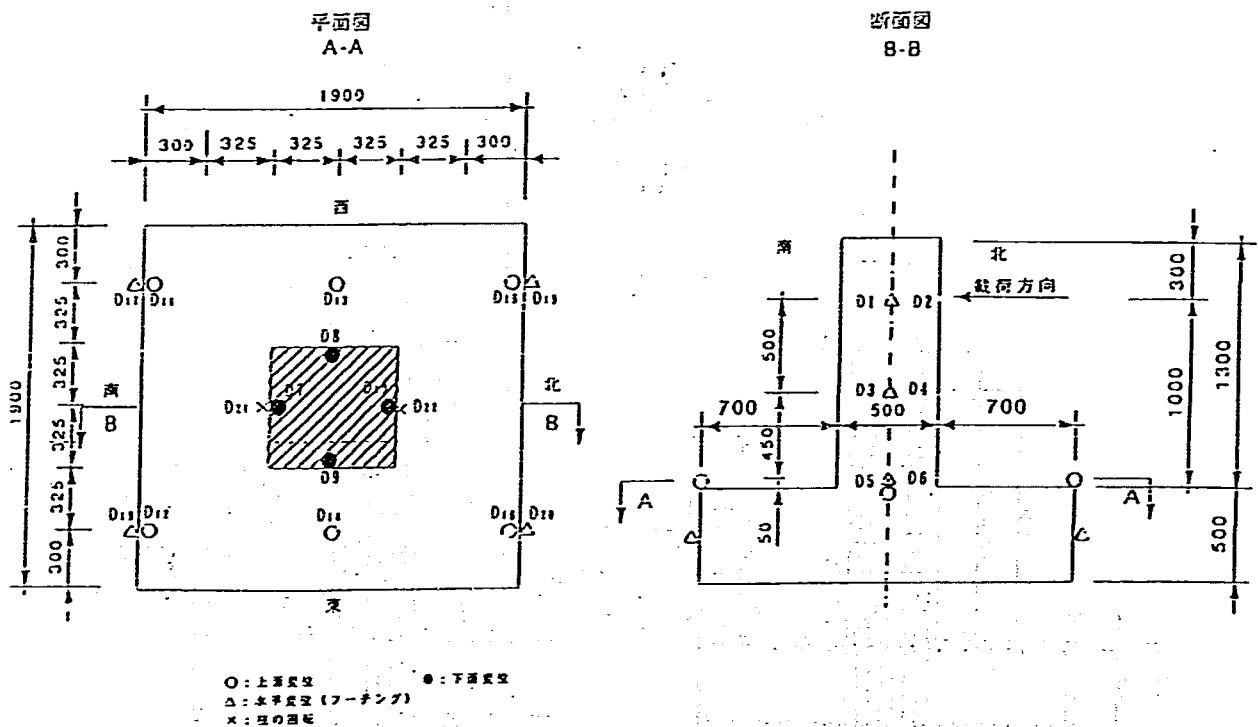


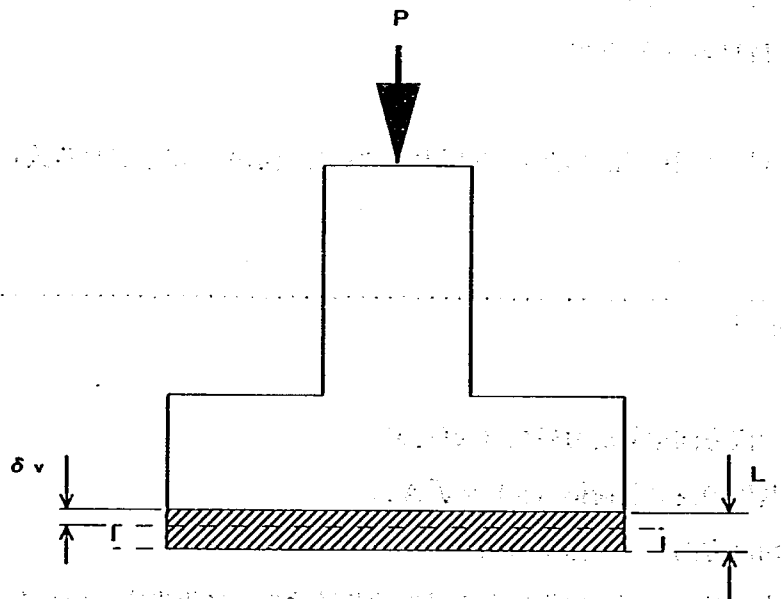
図-3.2.8 変位計の設置位置 (CASE-2-5、CASE-2-6)

3.2.2 ゴム支承のモデル化

直接基礎タイプの実験に用いるゴム支承は、支持地盤の抵抗特性、具体的には地盤バネをモデル化したものとする。

大地震時には大きな偏心荷重を受けて地盤抵抗が非線形化する可能性があるが、ここでは地盤を弾性体としてモデル化することとした。フーチングに作用する鉛直力とフーチング底面における鉛直変位の関係から直接基礎を設置する地盤の鉛直方向のバネ係数を設定する。鉛直荷重が供試体の柱頂部に作用した場合におけるフーチングの鉛直方向変位を図-3.2.9に基づいて考えることとする。ここで、フーチングを剛体として考えることとすると、フーチングを支持する地盤は、フーチング底面全体から鉛直荷重が伝達され、支持地盤は実質、鉛直方向に圧縮された状態になる。この時の鉛直荷重とフーチング底面における鉛直変位量の関係は、式(3-3)となる。

また、式(3-3)の右边における (P/A) 項は、フーチング底面の地盤に作用する圧縮応力 σ であるから式(3-4)のように表される。また、フーチング底面の鉛直変位量 δ_v は、フーチングを支持する材料のひずみと厚さから表すことができる。以上の関係より、地盤の弾性係数 E は、式(3-6)として表される。



δ_v : フーチング底面の鉛直変位量 (cm)

P : 鉛直荷重 (kgf)

L : 支持材の厚さ (cm)

図-3.2.9 直接基礎のモデル化

$$\delta_v = \frac{P}{k_v \cdot A} \dots\dots\dots (3-3)$$

ここに、

δ_v : フーチング底面の鉛直変位量 (cm)

P : 鉛直荷重 (kgf)

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm³)

A : フーチング底面積 (cm²)

$$\frac{P}{A} = \sigma = E \cdot \varepsilon \dots\dots\dots (3-4)$$

$$\delta_v = L \cdot \varepsilon \dots\dots\dots (3-5)$$

よって、

$$E = k_v \cdot L \dots\dots\dots (3-6)$$

ここに、

E : 支持材の弾性係数 (kgf/cm²)

ε : 支持材のひずみ

L : 支持材の厚さ (cm)

[方法1]

実構造レベルにおける地盤の鉛直方向地盤反力係数 k_v を道示IV²⁾に示される式(3-7)により算定する。

$$k_v = k_{v0} \left[\frac{B_v}{30} \right]^{-3/4} \dots\dots\dots (3-7)$$

ここに、

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm³)

B_v : 基礎の換算載荷幅 (cm) $= \sqrt{A_v}$

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (cm²)

k_{v0} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数

ここで、鉛直方向の地盤の変形係数 k_{v0} は、砂、レキおよび砂質土をモデル化することとして道示IV²⁾

7.6.2に示される式(3-8)を用いることとする。

$$k_{v0} = \frac{1}{30} \alpha E_o \dots\dots\dots (3-8)$$

ここに、

α : 地盤反力係数の推定に用いる係数 (=1.0)

E_o : 地盤の変形係数 = 21N

N : N値

式(3-8)に下記の諸数値を代入し、実構造レベルにおける地盤の鉛直方向地盤反力係数 k_v は、以下に示すとおり算出することができる。フーチングの平面寸法は4(m)×4(m)とし、N値は50と仮定する。

$$B_v = \sqrt{400 \times 400} = 400 \text{ (cm)}$$

$$E_o = 21 \times 50 = 1050 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$k_{vo} = \frac{1}{30} \times 1.0 \times 1050 = 35 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$$

$$k_v = 35 \left(\frac{400}{30} \right)^{-3/4} = 5.01 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$$

ここで、支持材の厚み L を10cmと仮定すると、式(3-6)より支持材の弾性係数 E は以下となる。

$$E = 5.01 \times 10 = 50.1 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

[方法2]

道示IV²⁾ 8.4に従い、支持層が均質な場合の鉛直方向地盤反力係数 k_v を求めることとする。

$$k_v = k_{vo} \left(\frac{B_v + 30}{2B_v} \right)^2 \dots\dots\dots (3-9)$$

ここに、

k_v : 鉛直方向地盤反力係数 (kgf/cm³)

B_v : 基礎の換算載荷幅 (cm) = $\sqrt{A_v}$

A_v : 鉛直方向の載荷面積 (cm²)

k_{vo} : 直径30cmの剛体円板による平板載荷試験の値に相当する鉛直方向地盤反力係数

ここで、鉛直方向地盤反力係数 k_{vo} は、砂、レキおよび砂質土をモデル化することとして式(3-8)を用いて求めることとする。

式(3-8)に下記の諸数値を代入し、実構造レベルにおける鉛直方向地盤反力係数 k_v は、以下に示すとおり算出することができる。フーチングの平面寸法は4(m)×4(m)とし、N値は50と仮定する。

$$B_v = \sqrt{400 \times 400} = 400 \text{ (cm)}$$

$$E_o = 21 \times 50 = 1050 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$k_{vo} = \frac{1}{30} \times 1.0 \times 1050 = 35 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$$

$$k_v = 35 \left(\frac{400 + 30}{2 \times 400} \right)^2 = 10.1 \text{ (kgf/cm}^3\text{)}$$

ここで、支持材の厚み L を10cmと仮定すると、式(3-6)より支持材の弾性係数 E は以下となる。

$$E = 10.1 \times 10 = 101 \text{ (kgf/cm}^2\text{)}$$

よって、直接基礎フーチングの実験においては、厚さ10cm、弾性係数が50.1~101kgf/cm²相当の材料を供試体底面全体に配置する必要がある。そこで、本実験においては、硬度が柔らかいゴム材料に着目することとし、上述の弾性係数と比較的数値が一致した天然ゴム（NR）を用いてモデル化を行うこととした。その力学的特性を表-3.2.3に示す。

表-3.2.3 天然ゴム（NR）の性質

性 質	天然ゴム（NR）
弾性係数（kgf/cm ² ）	150

3.2.3 実験結果

各ケースの最大荷重を表-3.2.4に示す。

表-3.2.4 最大荷重

		CASE-2-1	CASE-2-2	CASE-2-3	CASE-2-4	CASE-2-5	CASE-2-6
基礎形式		杭基礎（8本杭）		杭基礎（6本杭）		直接基礎	
計画破壊形態		曲げ	せん断	曲げ	せん断	曲げ	せん断
せん断スパン a (cm)		45.0					
有効高さ d (cm)		45.0					
せん断スパン比 a/d		1.0					
主鉄筋比 ρ_t (%)		0.18	0.9	0.18	0.9	0.18	0.9
鉛直荷重 P_{vmax} (tf)		100.0	200.0	100.0	200.0	150.0	300.0
水平荷重	X 方向鉄筋の降伏荷重 (tf)	55.9	-	40.9	-	41.3	103.3
	Y 方向鉄筋の降伏荷重 (tf)	55.2	-	45.2	-	27.0	-
	最大荷重 P_{tmax} (tf)	61.5	88.2	46.9	81.1	-58.6	-104.9

各ケースの破壊形態を判定するための要因の発生の有無（最大荷重時）を表-3.2.5に示す。

表-3.2.5 破壊形態判定のための要因の発生の有無

		CASE-2-1	CASE-2-2	CASE-2-3	CASE-2-4	CASE-2-5	CASE-2-6
基礎形式		杭基礎（8本杭）		杭基礎（6本杭）		直接基礎	
計画破壊形態		曲げ	せん断	曲げ	せん断	曲げ	せん断
下側鉄筋の降伏		○	×	○	×	○	○
支承部および荷重作用点の破壊		○	○	○	○	○	○
斜めひびわれの発生		○	○	○	○	×	○

CASE-2-1の水平荷重—水平変位関係を図-3.2.10に、フーチング下面の変位分布図を図-3.2.11～3.2.12に、ひずみ分布図を図-3.2.13～3.2.16、ひびわれ状況図を図-3.2.17～3.2.20に示す。

CASE-2-1では、鉛直荷重載荷初期段階においてフーチング下面に曲げひびわれが発生し、その後、側面までひびわれが達した。ひびわれ発生後においては、曲げひびわれの進展が顕著であり、1本のひびわれに局所的な開口が見られ、下側鉄筋の降伏時点においては、水平荷重載荷方向に直角に発生した曲げひびわれのひびわれ幅は、2～3mm程度になっていた。

下側鉄筋のひずみは、水平荷重の載荷方向（X方向）に配置された鉄筋のひずみよりその直角方向（Y方向）に配置された鉄筋のひずみの方が300～700 μ 程度大きく、Y方向鉄筋の降伏が先行することとなった。しかし、ひずみ性状およびひびわれ状況よりX方向とY方向における力の分担が同程度であり、2方向ばり的な耐荷挙動となっていることが推定される。したがって、一般のフーチングの場合にも、杭配置にもよるが2方向配筋の割合は直交する両方向ともに同程度とすることが望ましいものと思われた。

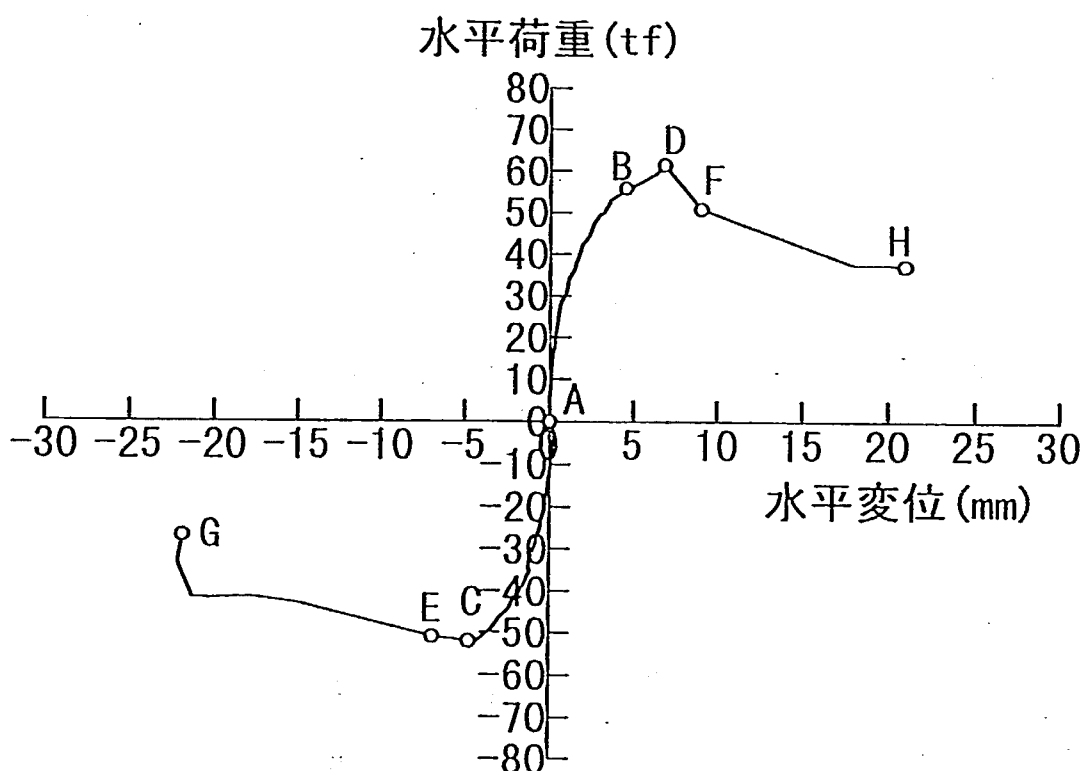
繰り返し載荷時の挙動は、1 δy 時には3サイクルの繰り返し載荷による水平荷重の低下は2%程度であり、履歴関係も安定していた。しかしながら、鉄筋の付着が繰り返し載荷の影響から劣化するため、鉄筋のひずみはある程度変動した。

支承部の鉛直反力の実測値は、載荷初期から載荷終了時まで、水平荷重載荷方向前側3本の内、中央の杭の鉛直反力とその両側の杭の鉛直反力より大きく、杭の位置により鉛直反力の負担率が異なることを確認した。なお、杭の鉛直反力の計算値（杭頭をヒンジと仮定して、変位法に基づいて算出した値）の合計と実験から計測された杭の鉛直反力の合計は、ほぼ同程度の値となった。フーチング下面のひびわれ状況図から分かるように、曲げひびわれや杭位置でのせん断ズレを伴うひびわれが中央付近に集中している。このことから、中央部の杭に比べ、コーナ一部の杭に荷重が十分伝達されていないことが分かる。これは、CASE-2-1では鉄筋量が少なく（0.2%）、水平荷重載荷方向に直交する鉄筋が早期に降伏してしまうため、荷重分担が十分になされないことが原因の一つであると考えられる。

水平荷重が最大値となった後、せん断ひびわれが観察された。終局状態におけるひびわれ幅は、載荷初期段階に生じた曲げひびわれ位置で、最大8mm程度まで開口した。また、水平荷重により載荷柱付根部に発生する曲げモーメントを鉛直荷重を偏心させたものとみなして換算した時の偏心量は、最大時で載荷柱前面より67.3cmとなった。最大荷重時には、支承部がフーチングにめり込んだ状態となるとともに、載荷柱基部が3cm程度フーチングに押し込まれ、載荷柱基部付近においては、フーチング上面部分のコンクリートの剥離、および上側鉄筋の局部的に押し曲げが確認された。供試体の破壊は、載荷版から支承部に至る荷重経路での破壊が卓越することから、外観上は局部的な支承部および載荷柱基部の支圧破壊のように見えたが、部材としての破壊は、タイドアーチ機構のタイ（下側鉄筋）が降伏した後、斜めひびわれの貫通に伴って支承部および荷重作用点が局部破壊したものと推定される。コア抜きの結果、せん断スパン内に斜めひびわれが確認されており、上述の推論を裏付ける結果となっている。

水平荷重—水平変位関係からは、最大荷重後になだらかに耐力が低下する性状が観察された。しかし

ながら、はり部材のせん断破壊のようなぜい性的な破壊とは異なり、鉛直載荷実験と同様に耐力が低下した後の状態においてもある程度の耐荷性能を有していることが確認された。これは、せん断破壊によってフーチング耐力は低下するが、その後も鉄筋のダウエル効果や骨材のかみ合わせ効果などにより、ある程度の残存耐力を保有していること、さらにスラブが3次元的な厚みを有してるため、拘束応力が大きく、はり部材よりもかみ合わせ効果が大きくなっていることに起因するものと思われる。



	水平荷重(tf)	柱頂頭部の水平変位(mm)	備考
A	0	0	鉛直荷重=100tf
B	55.9	4.545	1 δy
C	-52	-4.675	-1 δy
D	61.5	6.88	1.5 δy
E	-51	-6.85	-1.5 δy
F	50.9	9.065	2 δy
G	-26.9	-21.8	-4.6 δy
H	37.2	21.025	4.6 δy

図-3.2.10 水平荷重—水平変位関係 (CASE-2-1 包絡線)

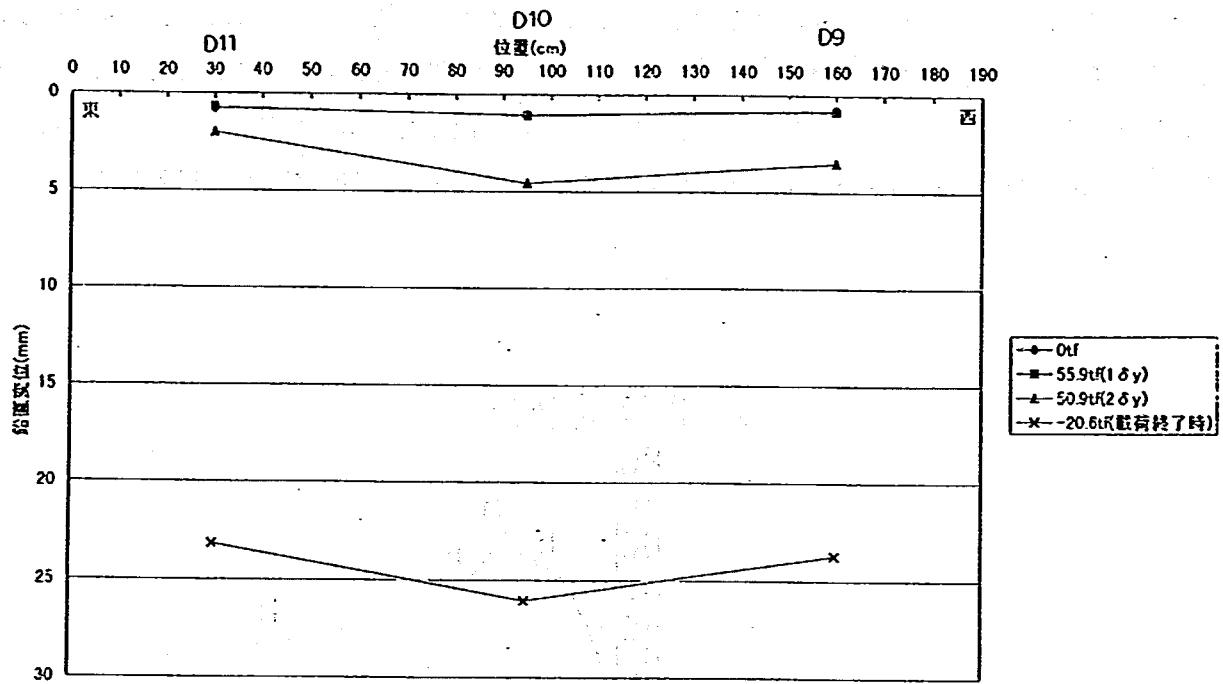


図-3.2.11 フーチング下面の変位分布図 (CASE-2-1 東西方向)

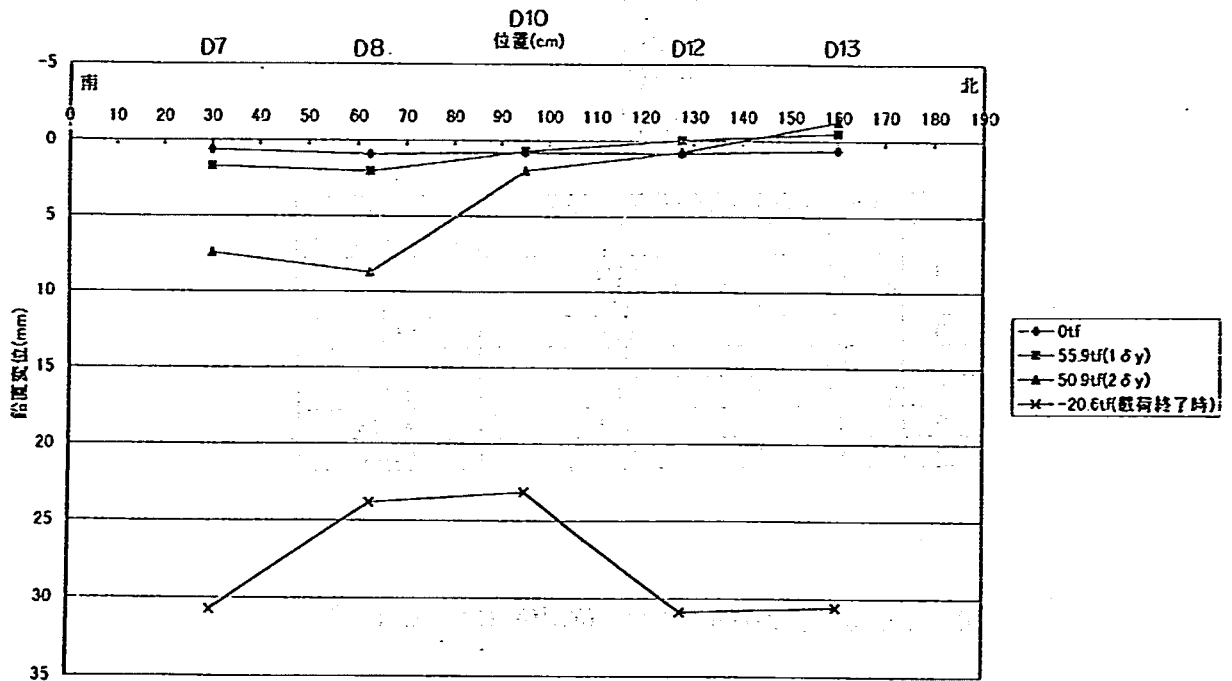


図-3.2.12 フーチング下面の変位分布図 (CASE-2-1 南北方向)

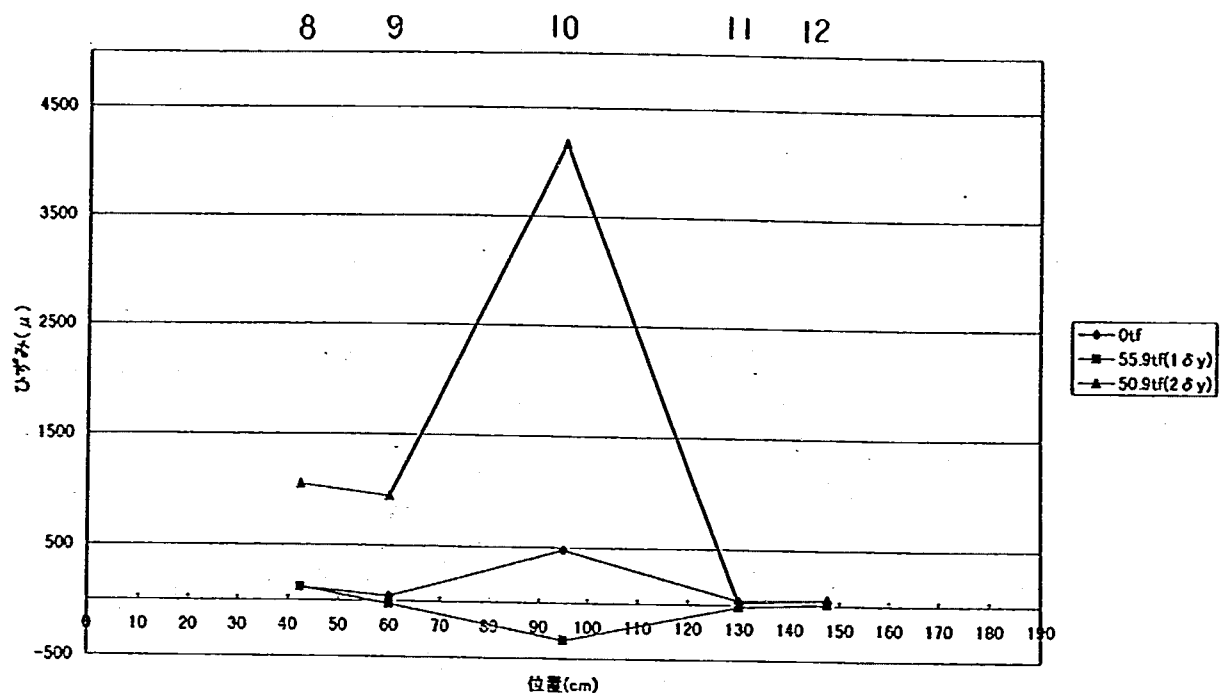


図-3.2.13 ひずみ分布図 (CASE-2-1 下側鉄筋 X方向)

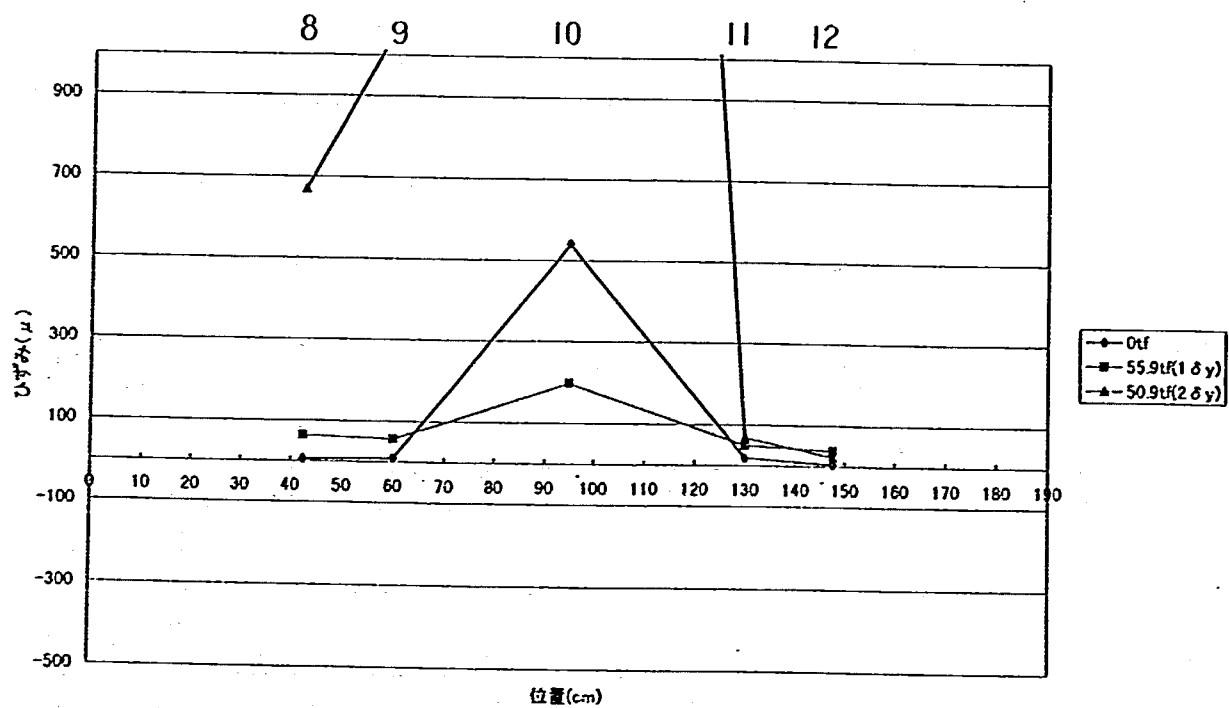


図-3.2.14 ひずみ分布図 (CASE-2-1 下側鉄筋 Y方向)

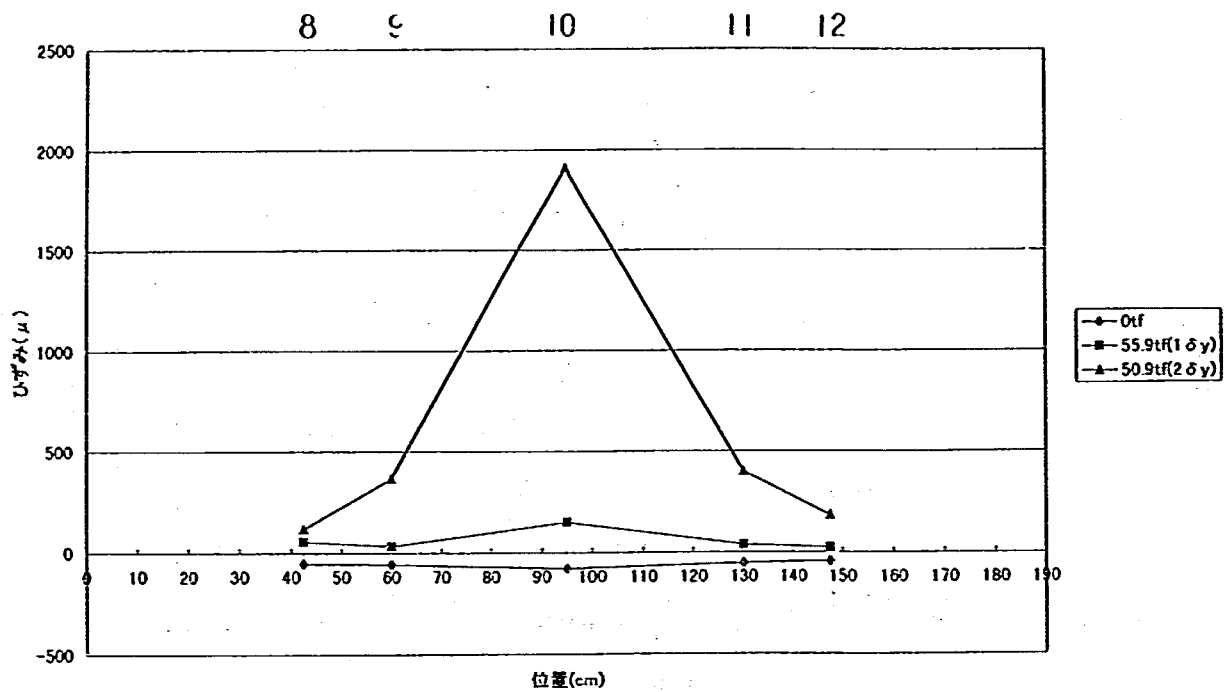


図-3.2.15 ひずみ分布図 (CASE-2-1 上側鉄筋 X方向)

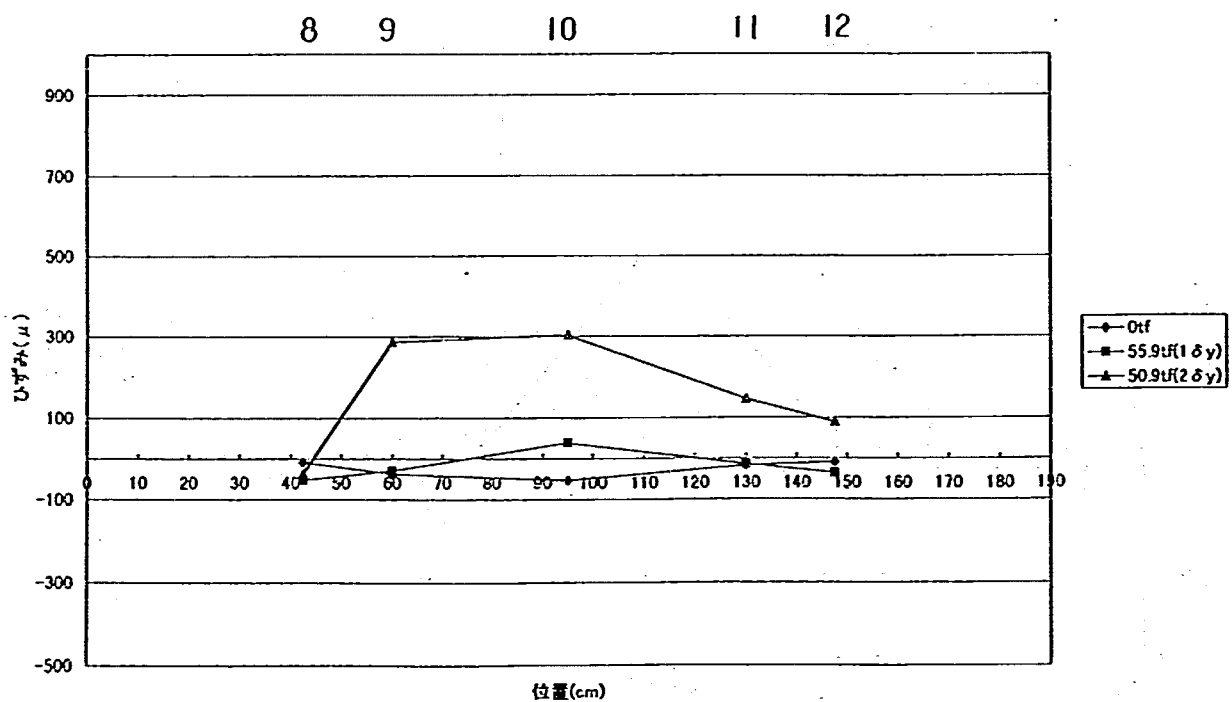


図-3.2.16 ひずみ分布図 (CASE-2-1 上側鉄筋 Y方向)

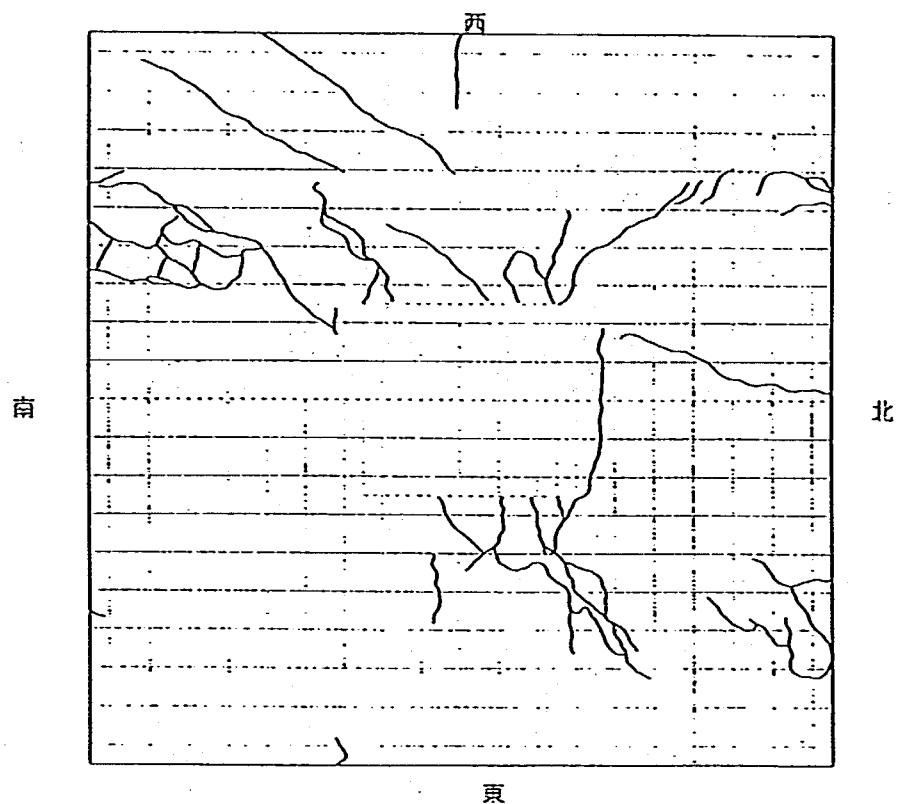


図-3.2.17 ひびわれ状況図 (CASE-2-1 上面)

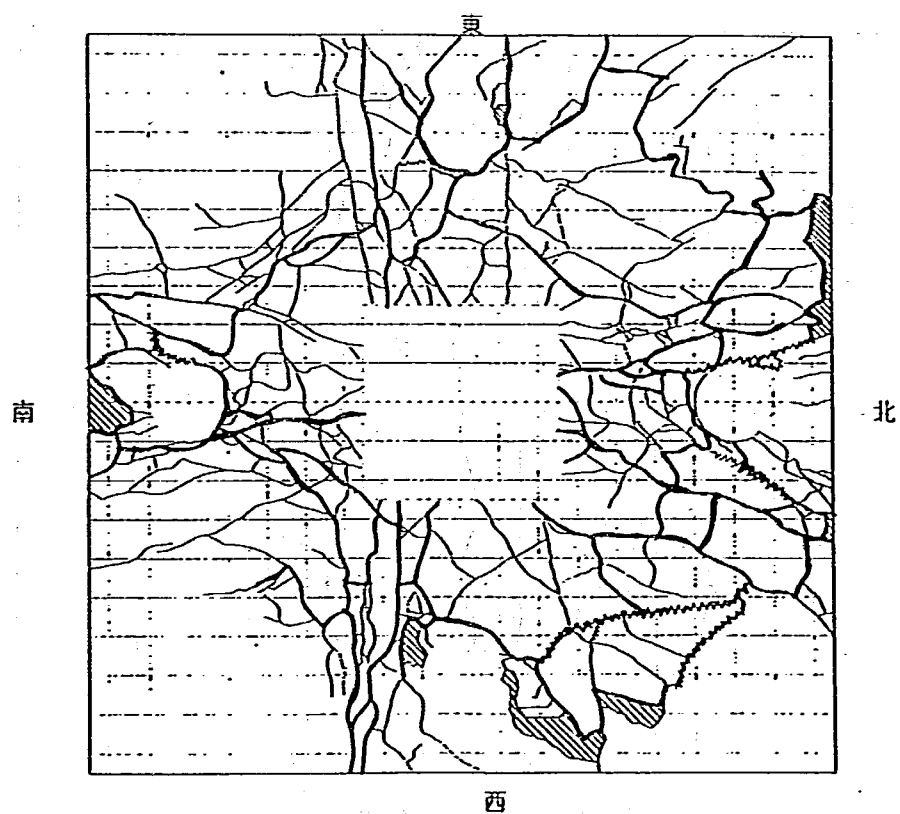
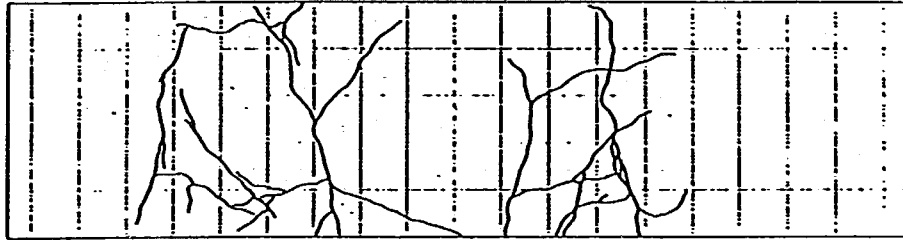


図-3.2.18 ひびわれ状況図 (CASE-2-1 下面)

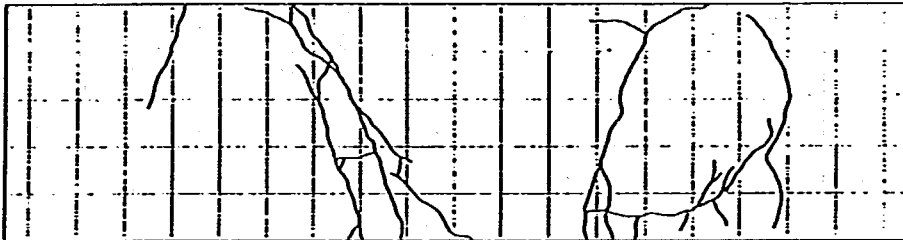
(E 面)

上 面

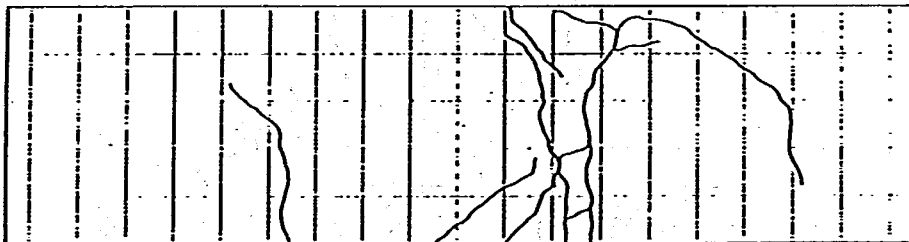


下 面

(S 面)



(W 面)



(N 面)

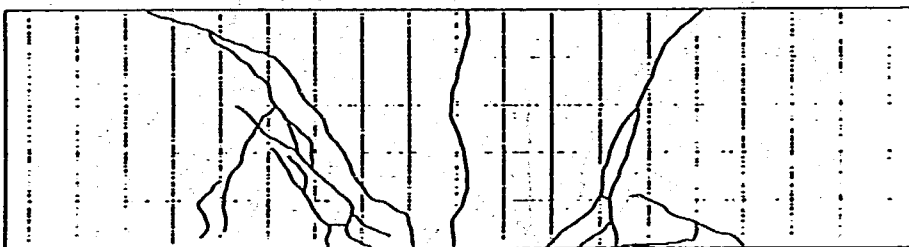
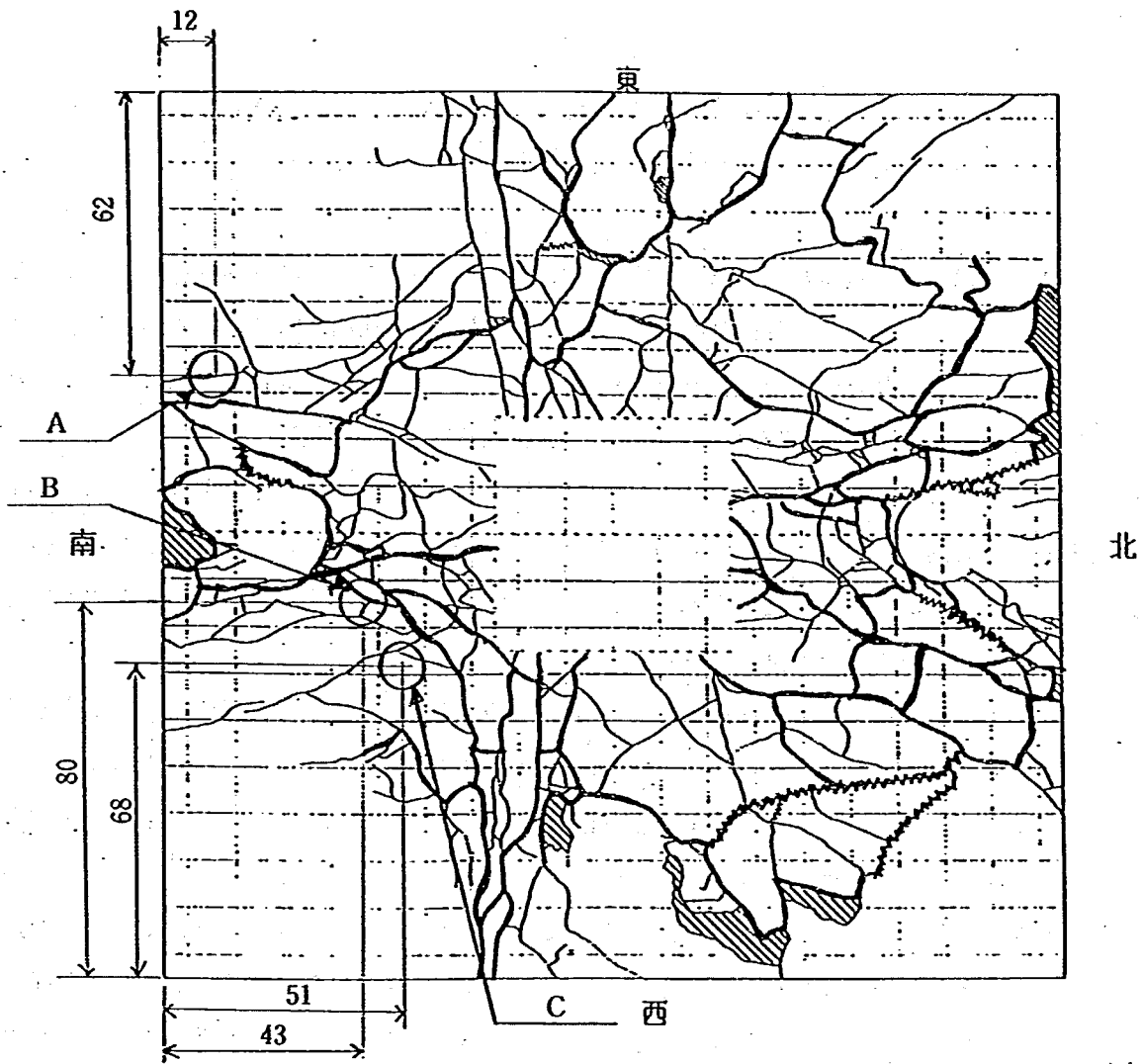
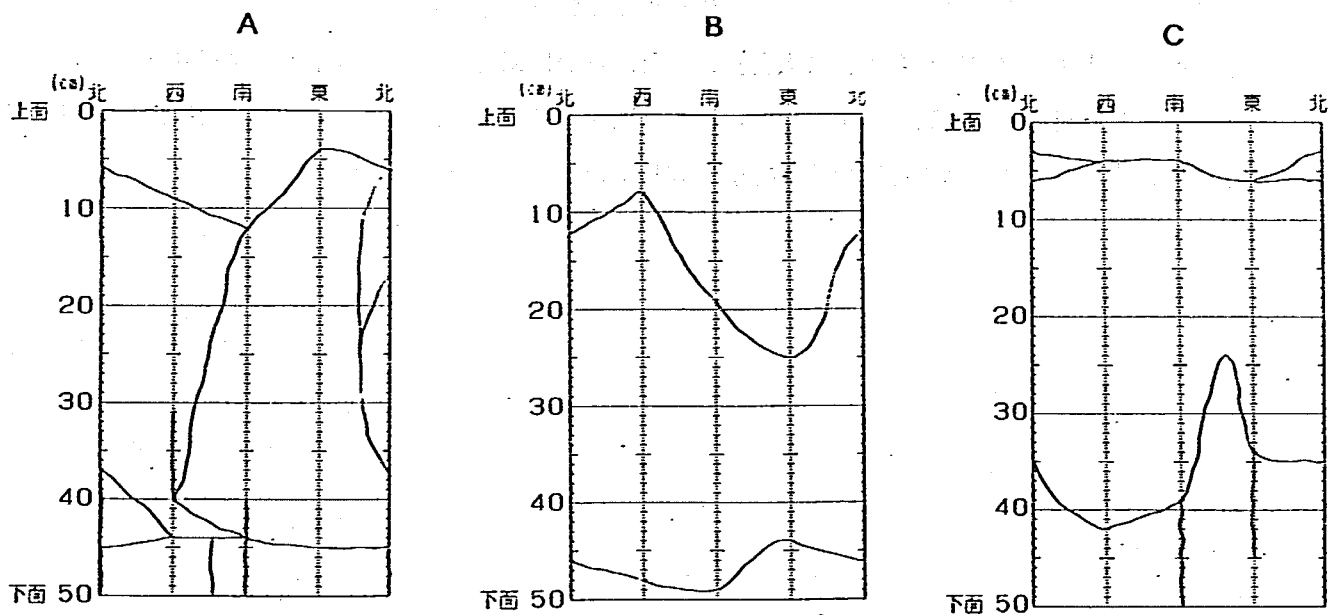


図-3.2.19 ひびわれ状況図 (CASE-2-1 側面)



コア採取位置



コアのひび割れ状況

図-3.2.20 採取したコアのひび割れ状況図 (CASE-2-1)

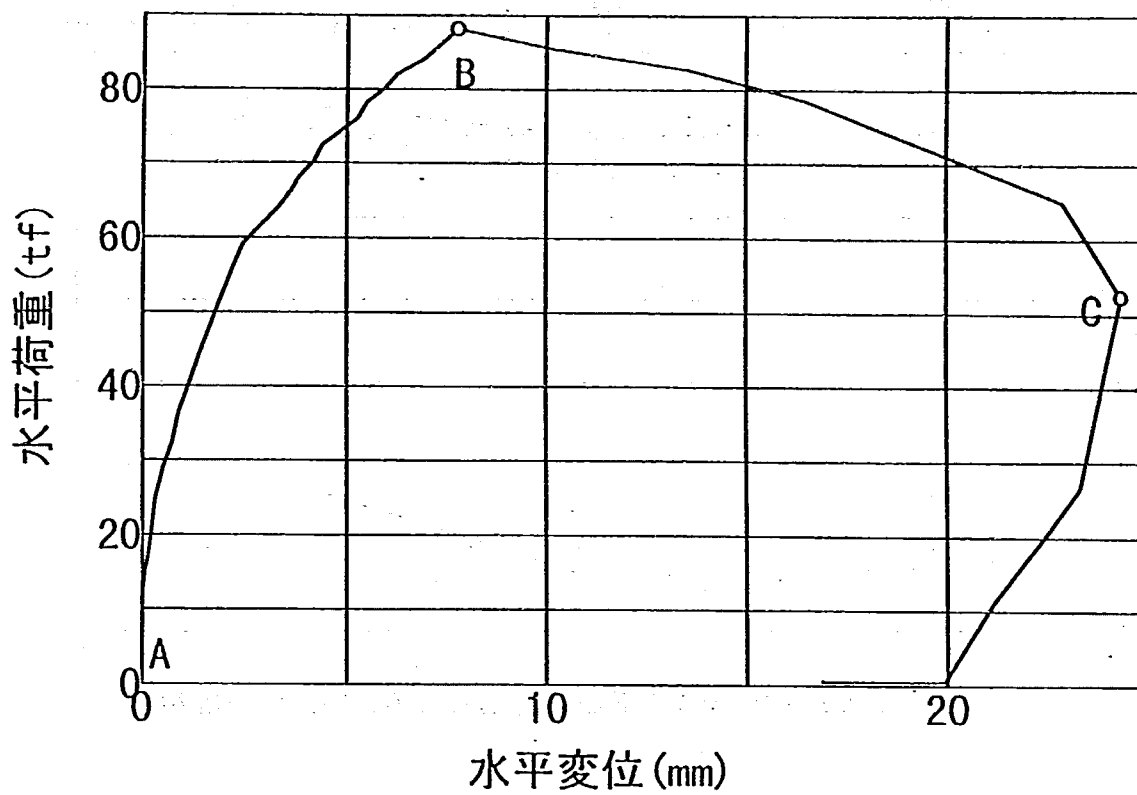
CASE-2-2の水平荷重－水平変位関係を図-3.2.21に、フーチング下面の変位分布図を図-3.2.22～3.2.23に、ひずみ分布図を図-3.2.24～3.2.27、ひびわれ状況図を図-3.2.28～3.2.31に示す。

CASE-2-2では、鉛直荷重・荷重初期段階での側面におけるひびわれの発生は確認されず、水平荷重80tf程度において初めて確認された。鉄筋量の多いこのケースは、荷重初期段階において曲げひびわれが生じたCASE-2-1とは変形挙動とは異なる挙動となった。フーチング下面のひびわれ状況は、ひびわれが広範囲に分散しており、CASE-2-1と異なりコーナ一部杭にも十分荷重が伝達されていることが分かる。

下側鉄筋のひずみは、CASE-2-1と同様に水平荷重の荷重方向（X方向）に配置された鉄筋のひずみとその直角方向（Y方向）に配置された鉄筋のひずみがほぼ同程度の値を示しており、Y方向への力の伝達はX方向と同程度であることが確認された。鉄筋のひずみは、最大荷重時となるまで下側鉄筋は降伏しておらず、弾性状態であったと推定される。

水平荷重が最大値となるとともに柱頂部における水平変位は急激に増加し、耐荷力が低下することとなった。なお、この実験においては鉄筋の降伏前に最大荷重に達したため、3サイクルの繰返し荷重は実施できなかった。また、水平荷重により荷重柱付根部に発生する曲げモーメントを鉛直荷重を偏心させたものとみなして換算した時の偏心量は、最大時で荷重柱前面位置から41.6cmであった。このように偏心量が大きかったため、フーチング下面には、水平荷重・荷重方向の計5本の杭を結ぶような押し抜きせん断型（コの字型）のひびわれが観察された。また、荷重柱基部においては、上側鉄筋が局部的に押し曲げられていた。このケースにおける破壊は、荷重版から支承部に至る荷重経路での破壊が卓越することから、局部的には支承部および荷重柱基部の支圧破壊のように見えた。これは、タイドアーチ機構の支承部および荷重作用点におけるコンクリートの崩壊によって、耐力が決定されたものと推定される。なお、コア抜きの結果、せん断スパン内に斜めひびわれが確認された。

水平荷重－水平変位関係からは、最大荷重後になだらかに耐力が低下する性状が観察された。しかしながら、はり部材のせん断破壊のようなぜい性的な破壊とは異なり、鉛直荷重実験と同様に耐力が低下した後の状態においてもある程度の耐荷性能を有していることが確認された。



	水平荷重(tf)	柱頂頭部の水平変位(mm)	備考
A	0	0.01	鉛直荷重=200tf
B	88.2	8	最大水平荷重発生時
C	52.5	21.9	載荷終了

図-3. 2. 21 水平荷重—水平変位関係 (CASE-2-2 履歴曲線)

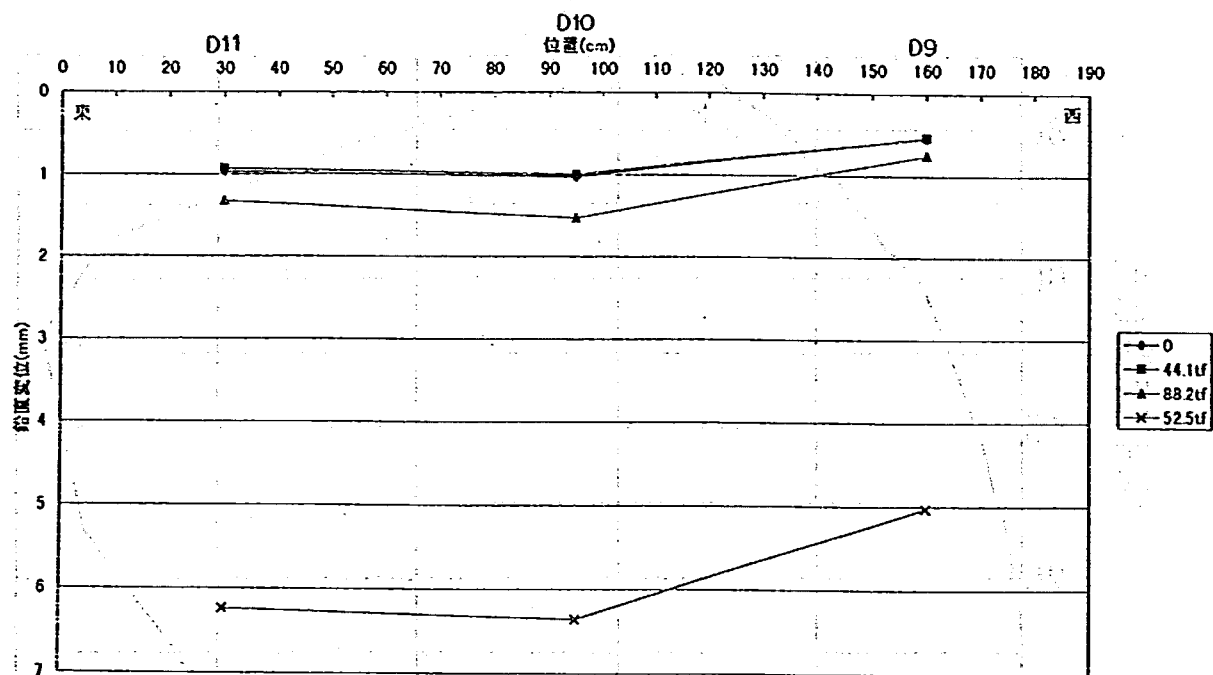


図-3. 2. 22 フーチング下面の変位分布図 (CASE-2-2 東西方向)

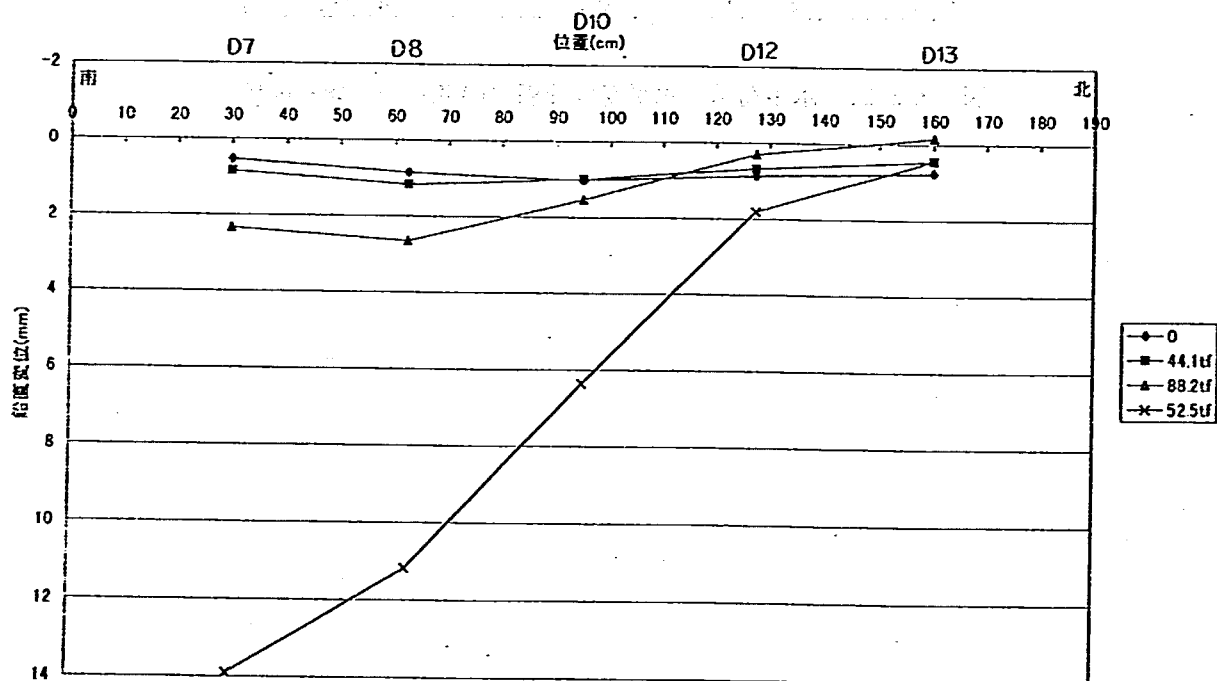


図-3. 2. 23 フーチング下面の変位分布図 (CASE-2-2 南北方向)

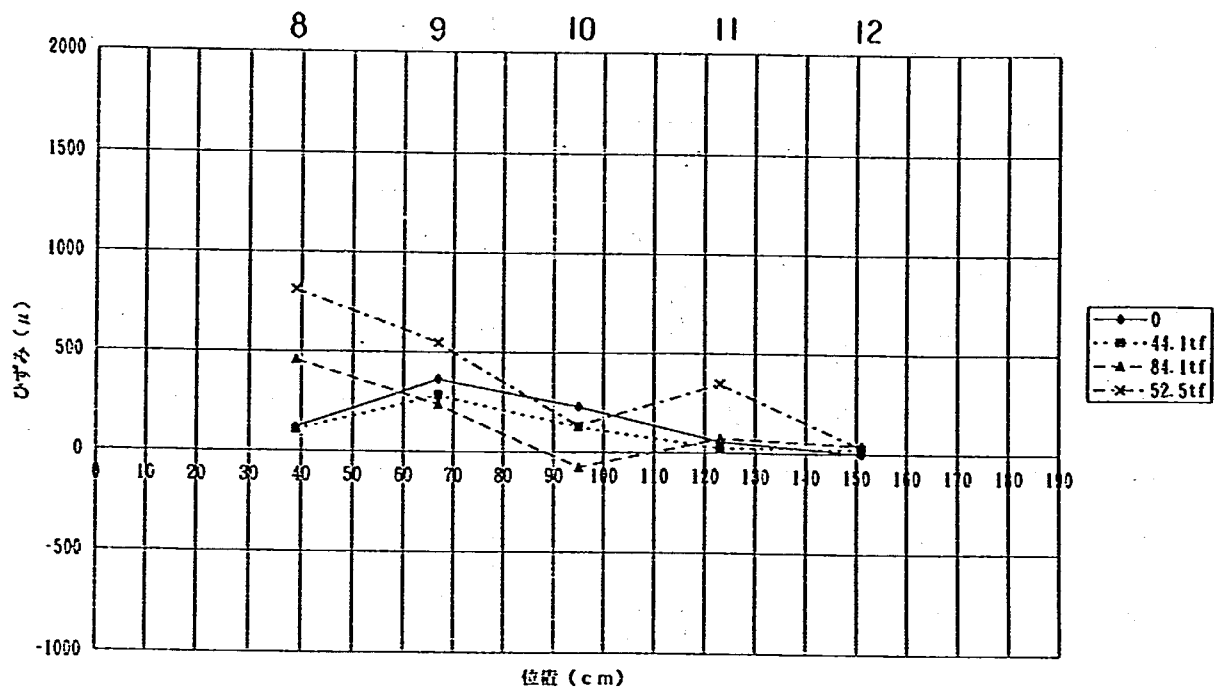


図-3.2.24 ひずみ分布図 (CASE-2-2 下側鉄筋 X方向)

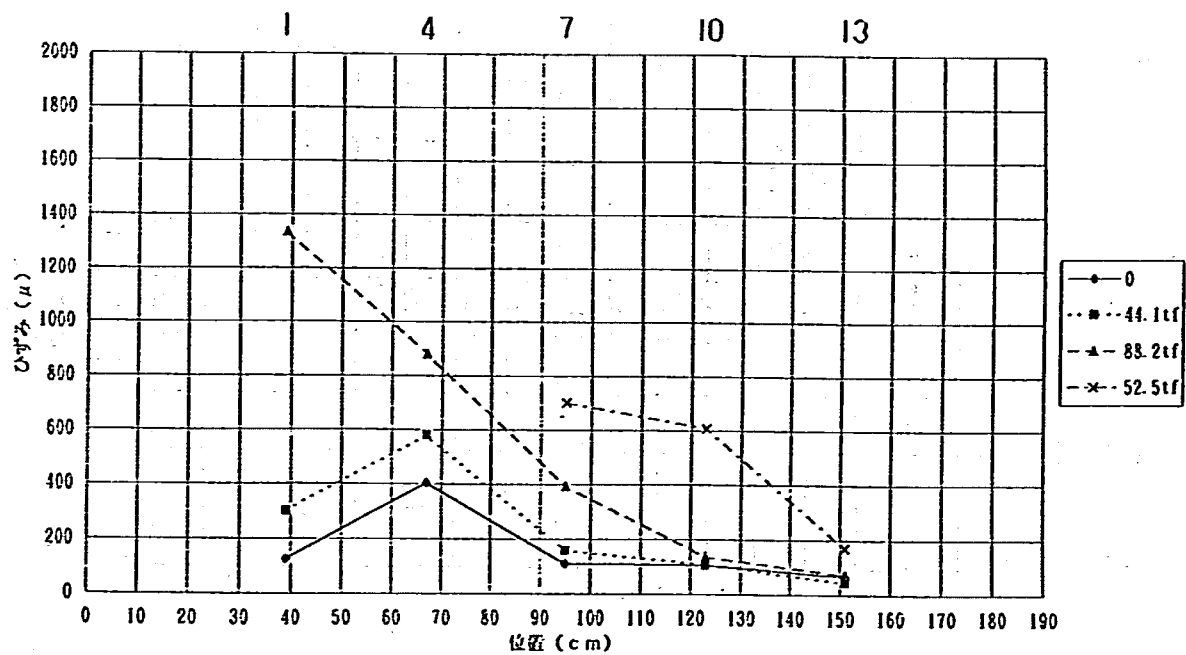


図-3.2.25 ひずみ分布図 (CASE-2-2 下側鉄筋 Y方向)

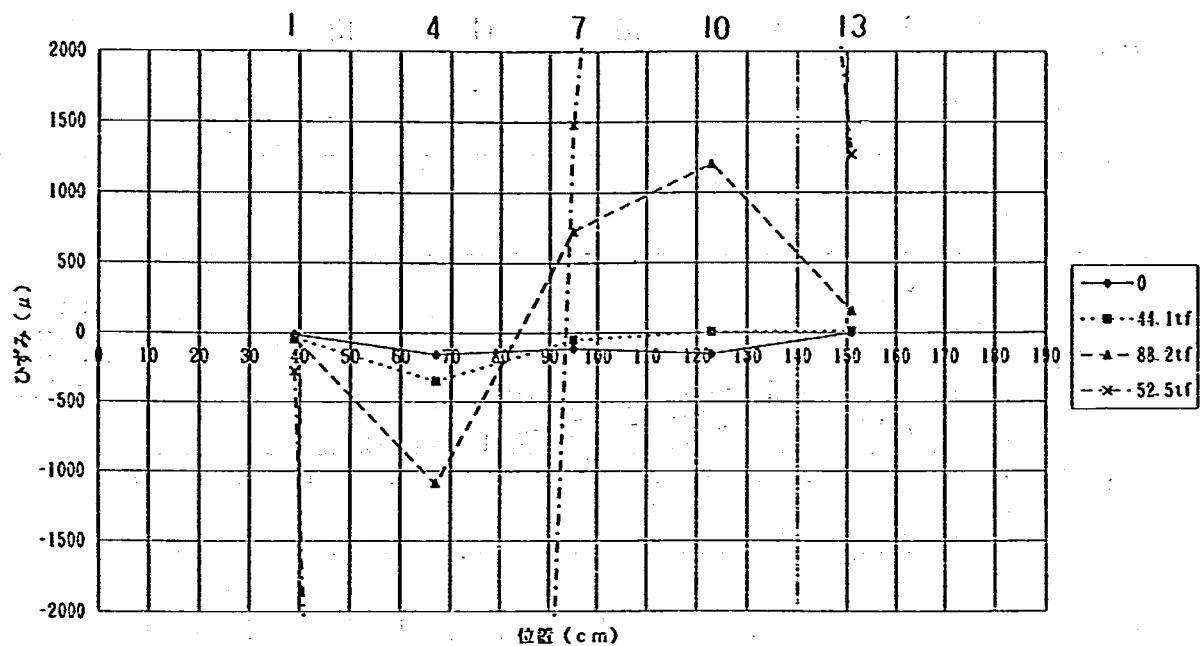


図-3.2.26 ひずみ分布図 (CASE-2-2 上側鉄筋 X方向)

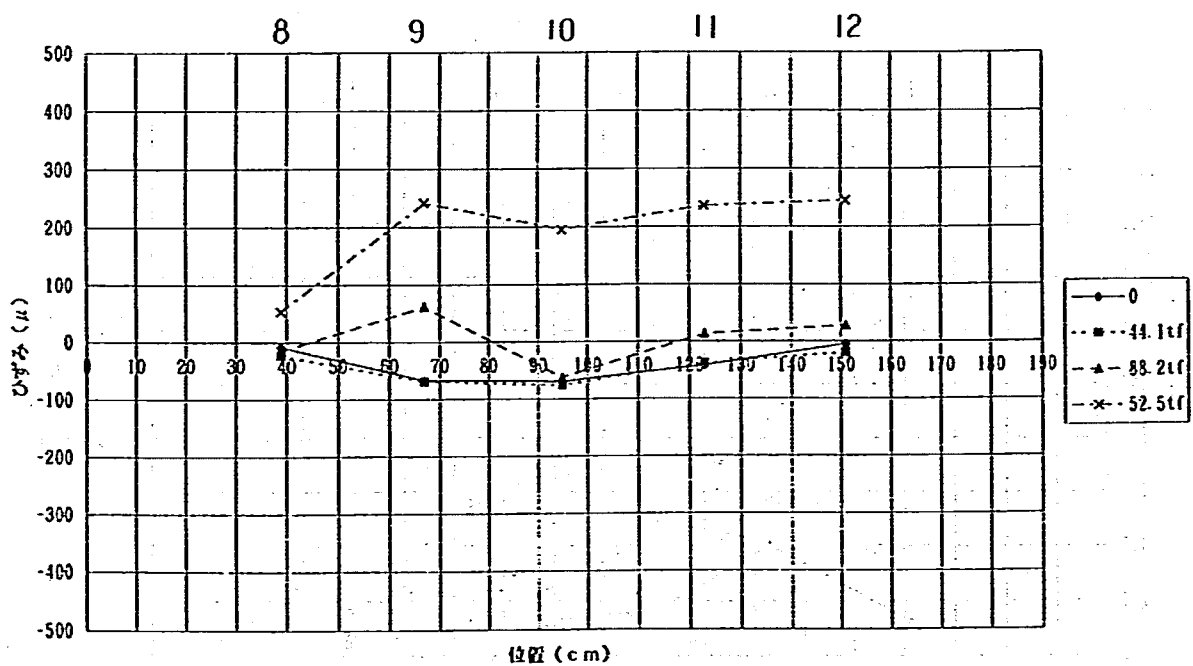


図-3.2.27 ひずみ分布図 (CASE-2-2 上側鉄筋 Y方向)

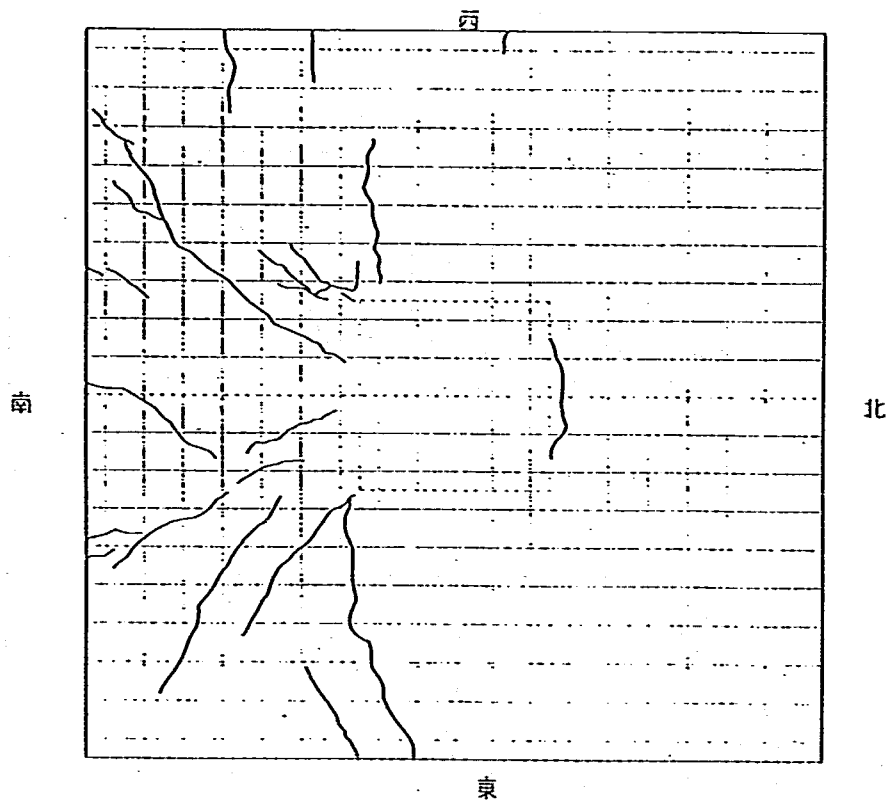


図-3.2.28 ひびわれ状況図 (CASE-2-2 上面)

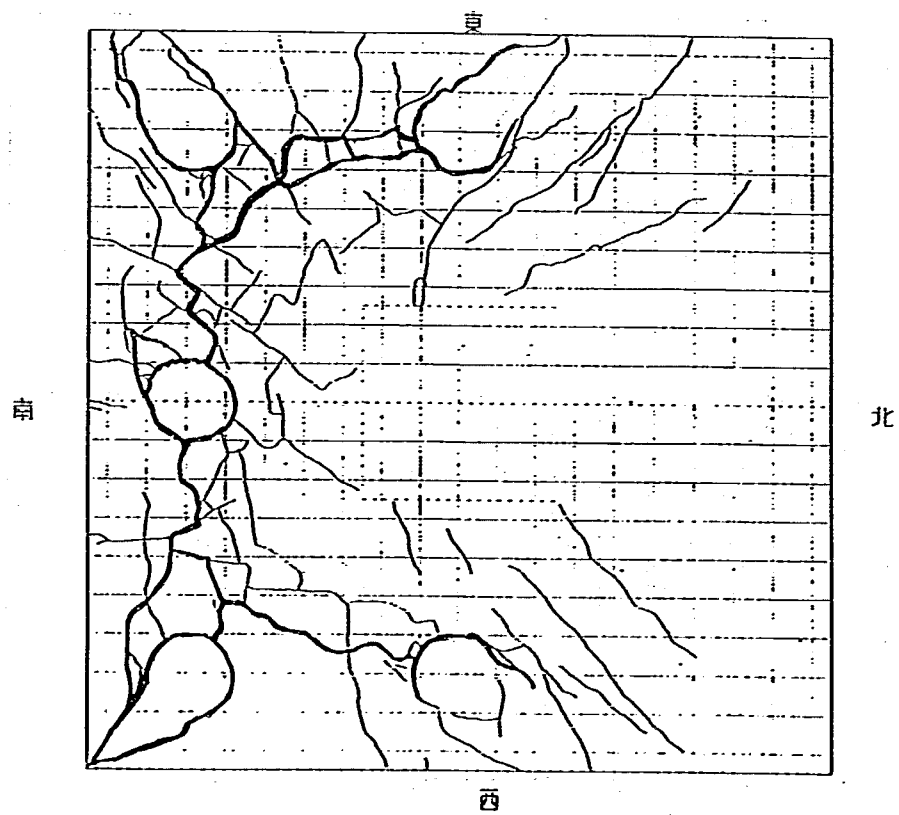
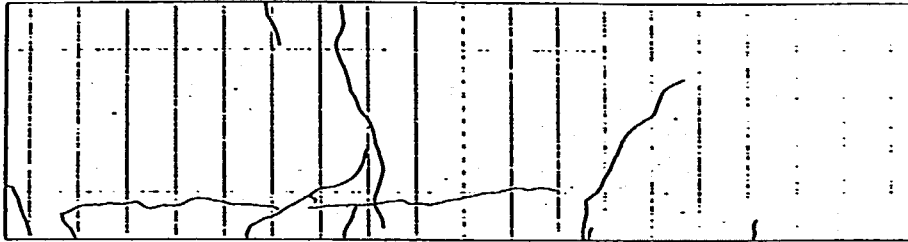
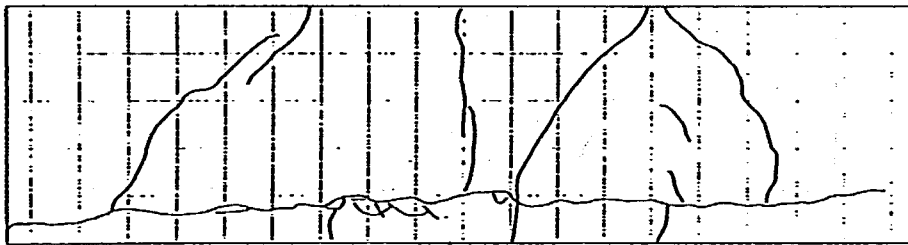


図-3.2.29 ひびわれ状況図 (CASE-2-2 下面)

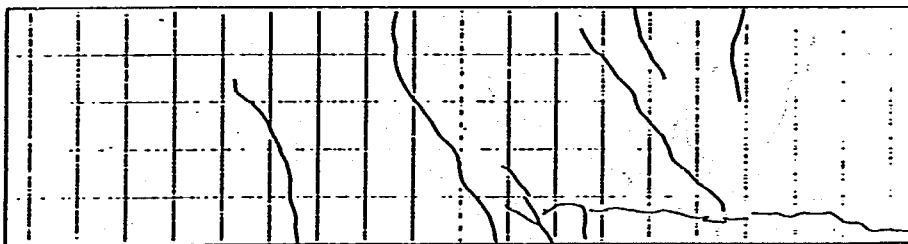
E 面



S 面



W 面



N 面

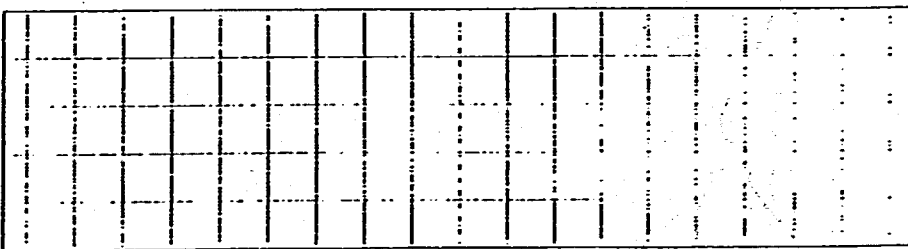


図-3.2.30 ひびわれ状況図 (CASE-2-2 側面)

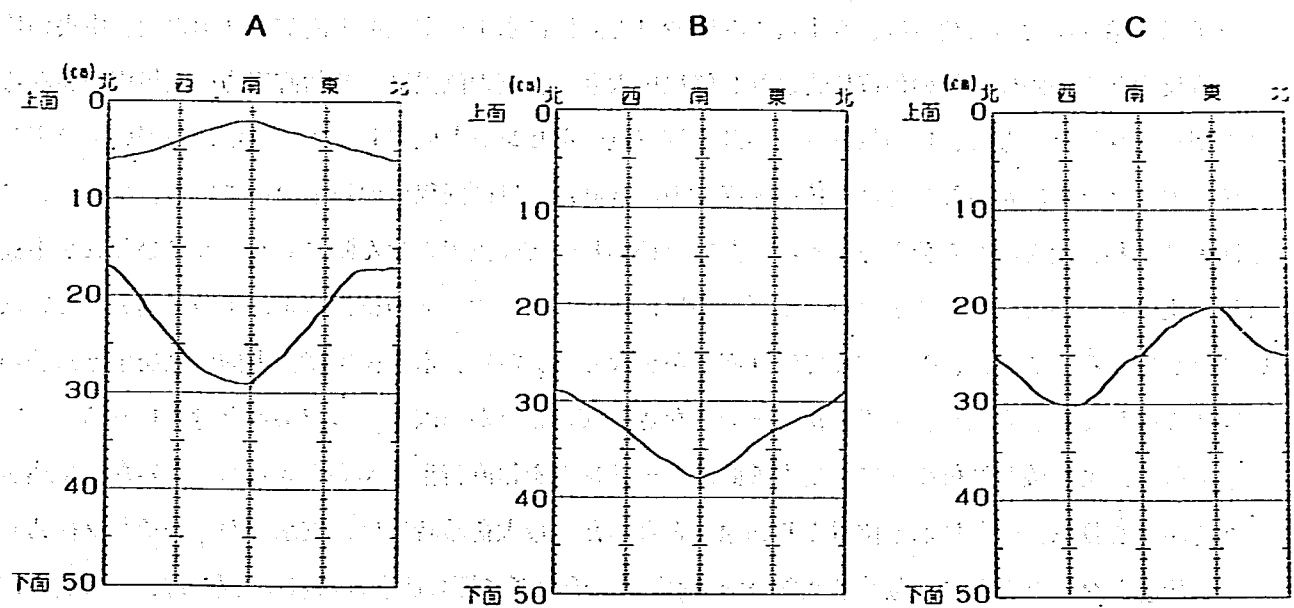
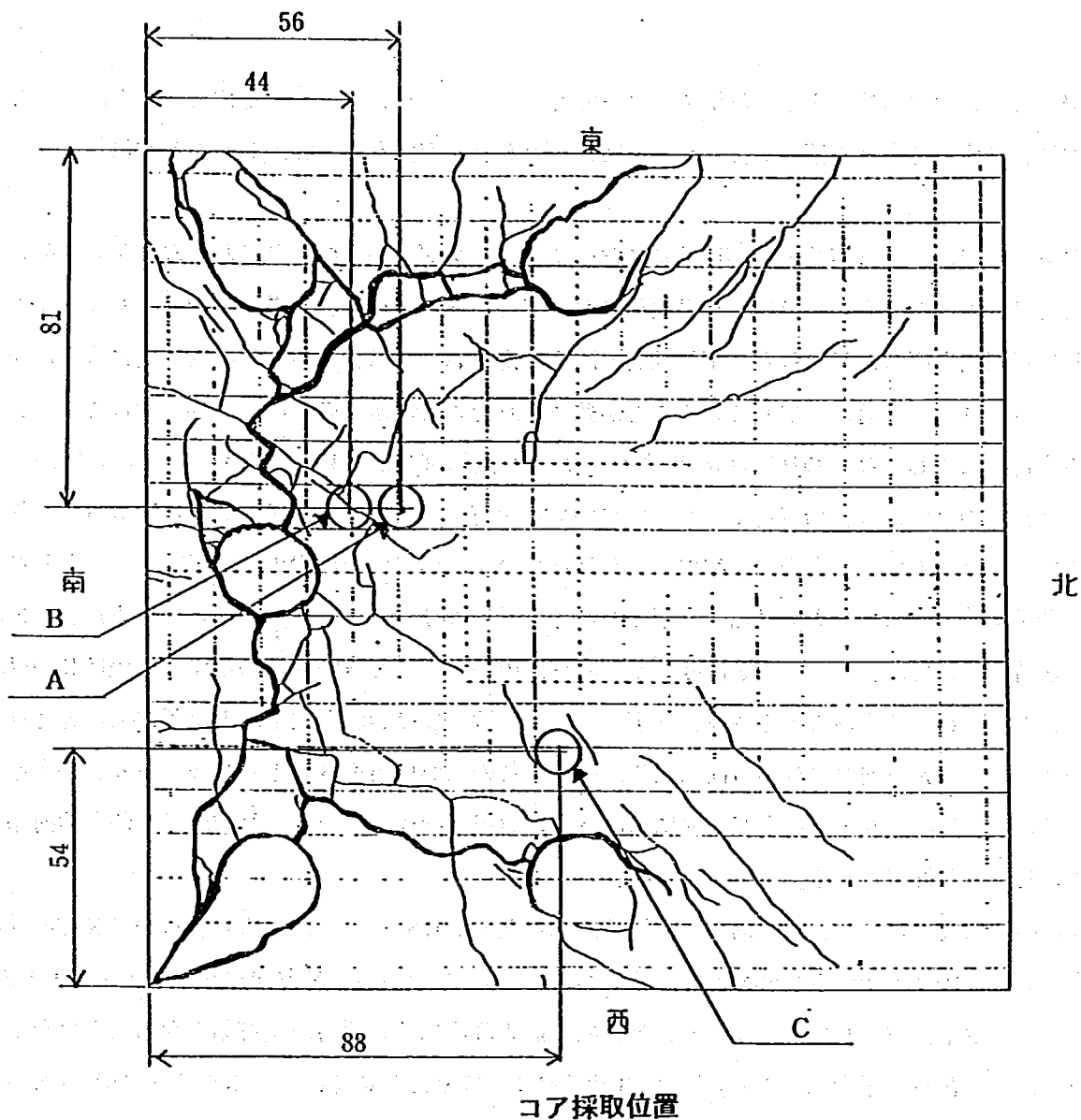


図-3.2.31 採取したコアのひびわれ状況図 (CASE-2-2)

CASE-2-3の水平荷重—水平変位関係を図-3.2.32に、フーチング下面の変位分布図を図-3.2.33～3.2.34に、ひずみ分布図を図-3.2.35～3.2.38、ひびわれ状況図を図-3.2.39～3.2.42に示す。

CASE-2-3では、鉛直荷重載荷初期段階においてフーチング下面に曲げひびわれが発生し、その後、側面までひびわれが達した。ひびわれ発生後においては、曲げひびわれの進展が顕著であり、1本のひびわれに局所的な開口が見られた。下側鉄筋の降伏時点においては、水平荷重載荷方向に直角に発生した曲げひびわれは、顕著に進展していることが確認されその時の水平荷重載荷方向におけるフーチング側面中央付近に生じたひびわれ幅は4mm程度となり、8本杭のCASE-2-1のひびわれ幅より大きくなった。

下側鉄筋のひずみは、鉛直荷重載荷時において水平荷重の載荷方向（X方向）に配置された鉄筋のひずみとその直角方向（Y方向）に配置された鉄筋のひずみがほぼ同程度の値を示した。しかしながら、水平荷重を載荷するとY方向鉄筋のひずみがX方向鉄筋のひずみより大きくなった。また、Y方向鉄筋の降伏時においては、CASE-2-1と同様にY方向鉄筋のひずみとX方向鉄筋のひずみの差は400 μ 程度となった。計測されるひずみの大きさは、ひずみゲージ位置とひびわれ発生位置の関係にも影響されるが、このケースではX方向およびY方向に生じたひびわれの幅が相当程度大きくなっており、ひずみ性状およびひびわれ状況よりX方向とY方向における力の分担が同程度であり、2方向ばり的な耐荷挙動となっていることが推定される。

鉄筋の降伏については、Y方向鉄筋が柱頂部水平変位が1.83mmの時に降伏し、続いてX方向鉄筋がY方向鉄筋の降伏水平変位の1.5倍の変位で降伏した。しかしながら、Y方向鉄筋の降伏からX方向鉄筋の降伏の間で水平荷重が4%増加しており、Y方向鉄筋の降伏に伴い耐力が頭打ちとなることはなかった。

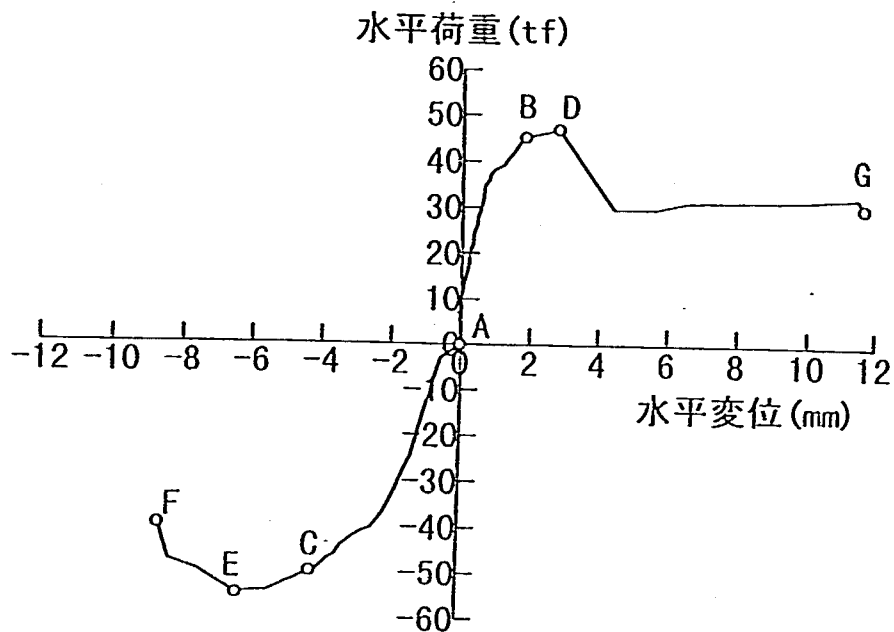
繰り返し載荷時の挙動は、1 δy 時には3サイクルの繰り返し載荷による水平荷重の低下は10%程度であり、ひずみの変動も繰り返し載荷により大きくなった。

支承部の鉛直反力の実測値は、8本杭のCASE-2-1と同様に水平荷重載荷方向前側3本の内、中央の杭の鉛直反力がその両側の杭の鉛直反力より2倍程度大きく、杭の位置により鉛直反力の負担率が異なることが確認された。なお、杭の鉛直反力の計算値（杭頭をヒンジと仮定して、変位法に基づいて算出した値）の合計と実験から計測された杭の鉛直反力の合計は、ほぼ同程度の値となっている。フーチング下面のひびわれ状況図から分かるように、曲げひびわれや杭位置でのせん断ズレを伴うひびわれが中央付近に集中している。このことから、中央部の杭に比べ、コーナー部の杭に荷重が十分伝達されていないことが分かる。これは、CASE-2-2では鉄筋量が少なく（0.2%）、水平荷重載荷方向に直交する鉄筋が早期に降伏してしまうため、荷重分担が十分になされないことが原因の一つであると考えられる。

水平荷重により載荷柱付根部に発生する曲げモーメントを鉛直荷重を偏心させたものとみなして換算した時の偏心量は、載荷柱前面位置より45.4cmとなった。最大荷重時には、支承部がフーチングにめり込んだ状態となるとともに、載荷柱基部が2cm程度フーチングに押し込まれる状態となった。また、載荷柱基部付近においては、フーチング上面部分のコンクリートの剥離および上側鉄筋の局所的な押し曲げが確認された。供試体の破壊は、載荷版から支承部に至る荷重経路での破壊が卓越することから、外観上は局所的な支承部および載荷柱基部の支圧破壊のように見えたが、部材としての破壊は、タイドアー

チ機構のタイ（下側鉄筋）が降伏した後、斜めひびわれの貫通に伴って支承部および荷重作用点が局部破壊したものと推定される。コア抜きの結果、せん断スパン内に斜めひびわれが確認されており、上述の推論を裏付ける結果となっている。

水平荷重－水平変位関係からは、最大荷重後になだらかに耐力が低下する性状が観察された。しかしながら、はり部材のせん断破壊のようなぜい性的な破壊とは異なり、鉛直載荷実験と同様に耐力が低下した後の状態においてもある程度の耐荷性能を有していることが確認された。



	水平荷重(tf)	柱頭部の変位(mm)	備考
A	0	0.03	鉛直荷重=100tf
B	45.2	1.33	1.5 γ
C	-49.7	-4.215	-1.5 γ
D	45.3	2.825	1.5 $\delta\gamma$
E	-54.7	-5.33	-1.5 $\delta\gamma$
F	-39.5	-8.325	破壊(-2.5 γ)
G	30.4	11.525	試験終了時

図-3.2.32. 水平荷重－水平変位関係 (CASE-2-3 包絡線)

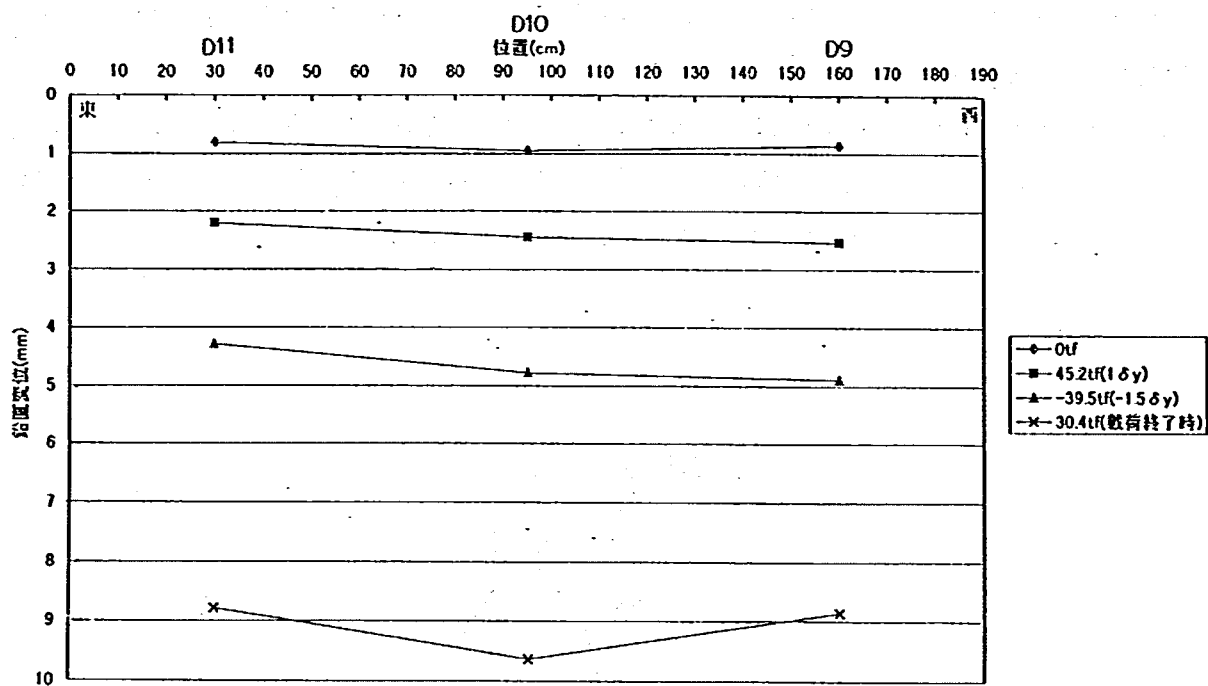


図-3.2.33 フーチング下面の変位分布図 (CASE-2-3 東西方向)

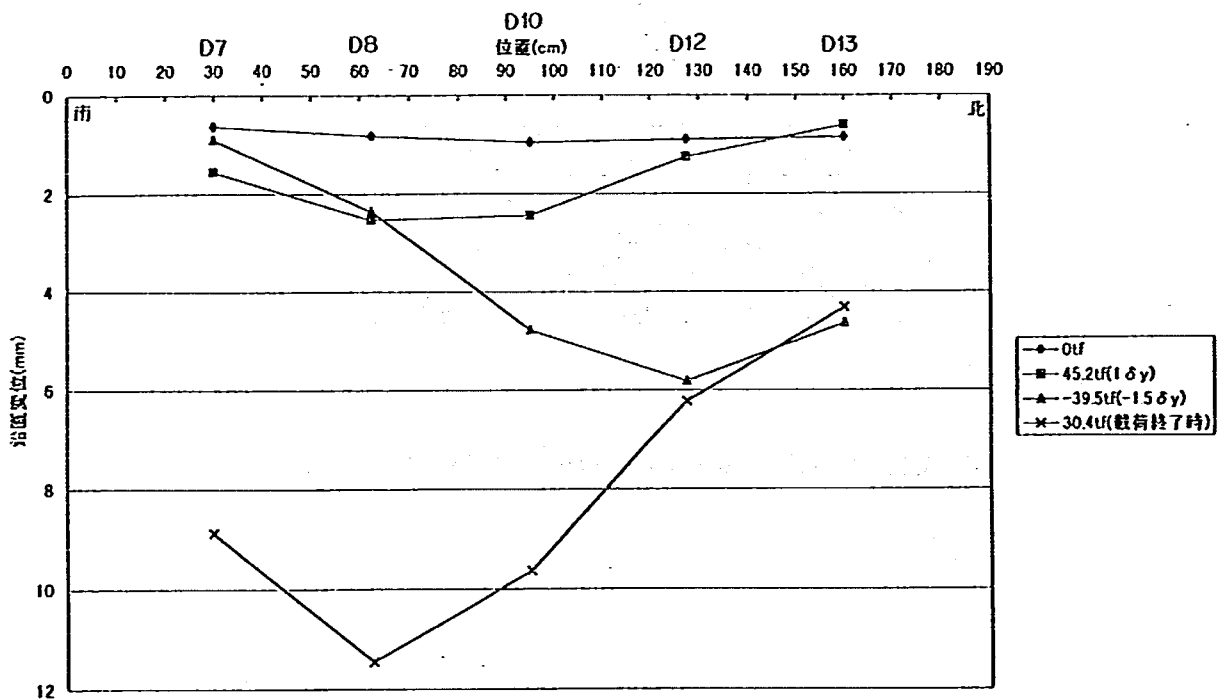


図-3.2.34 フーチング下面の変位分布図 (CASE-2-3 南北方向)

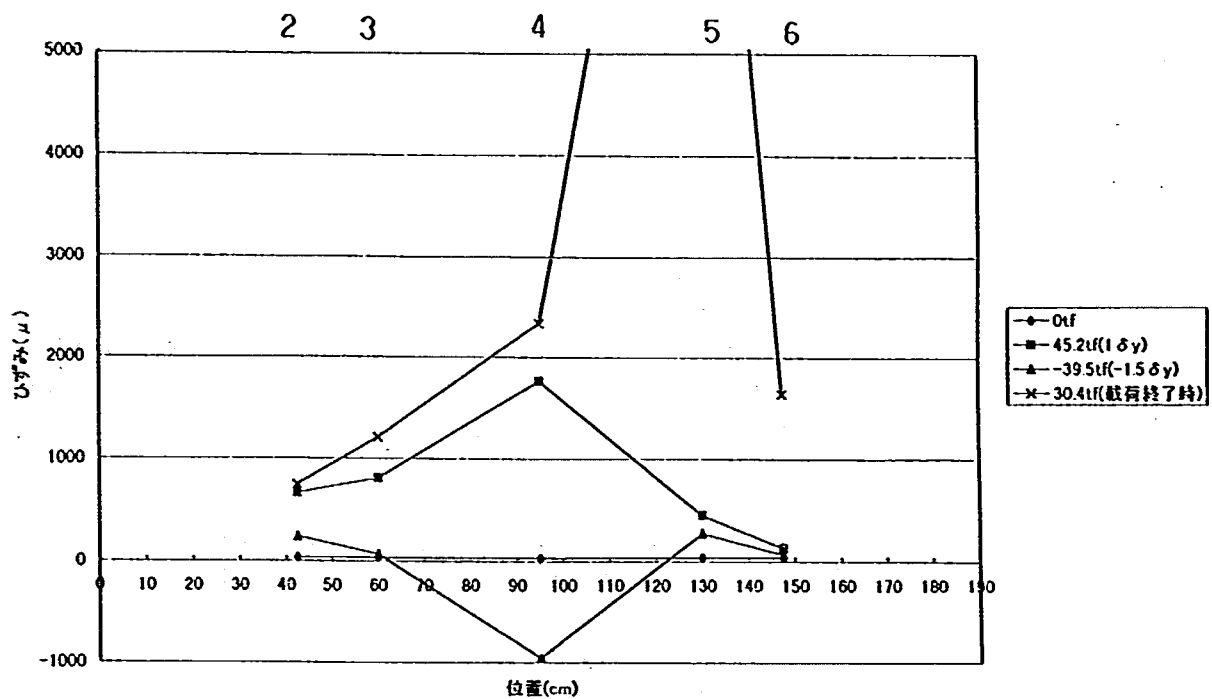


図-3.2.35 ひずみ分布図 (CASE-2-3 下側鉄筋 X方向)

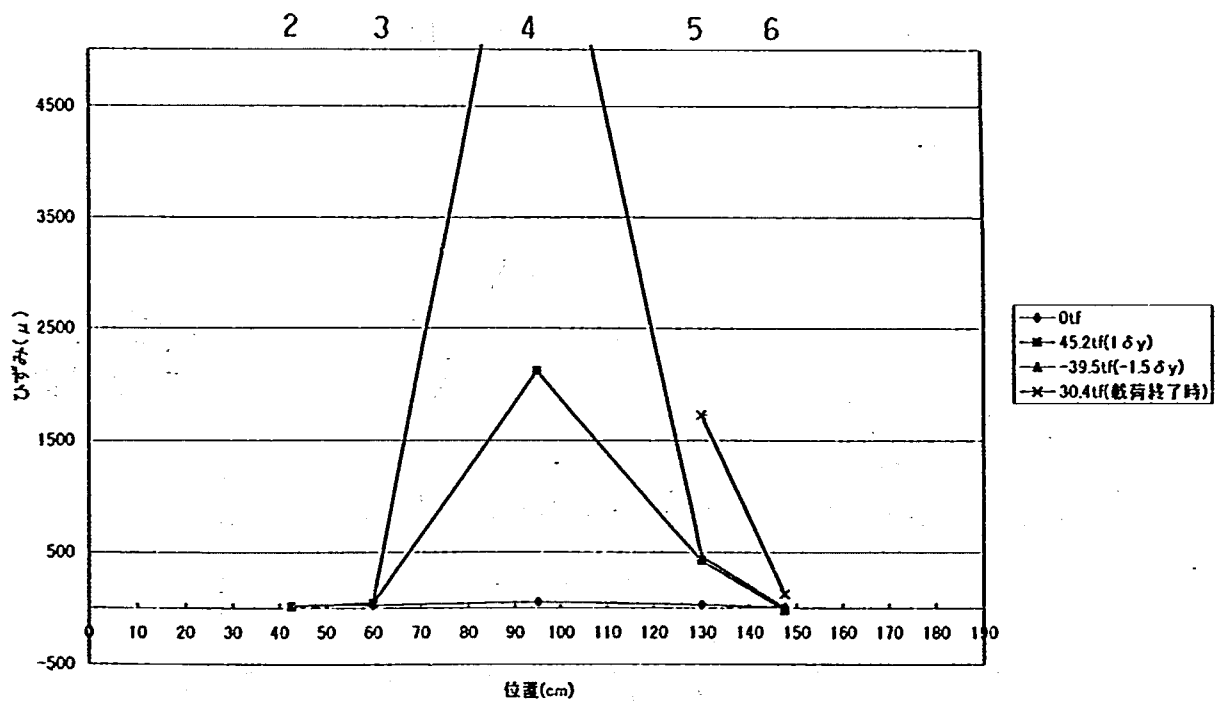


図-3.2.36 ひずみ分布図 (CASE-2-3 下側鉄筋 Y方向)

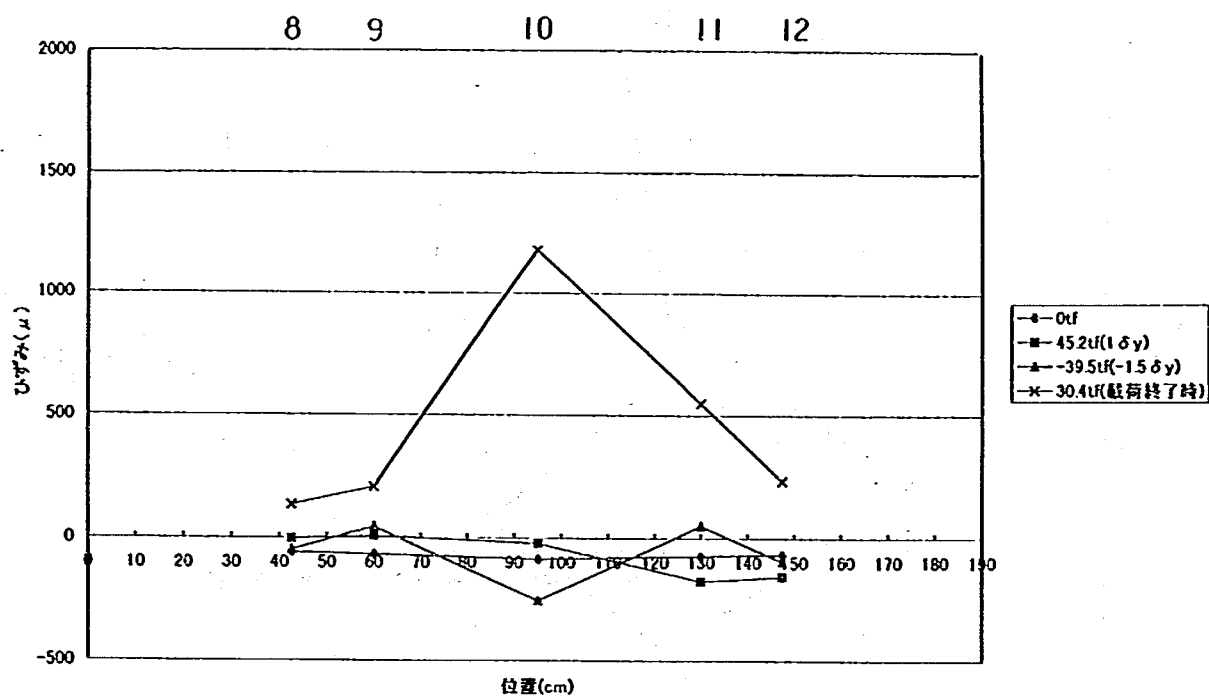


図-3.2.37 ひずみ分布図 (CASE-2-3 上側鉄筋 X方向)

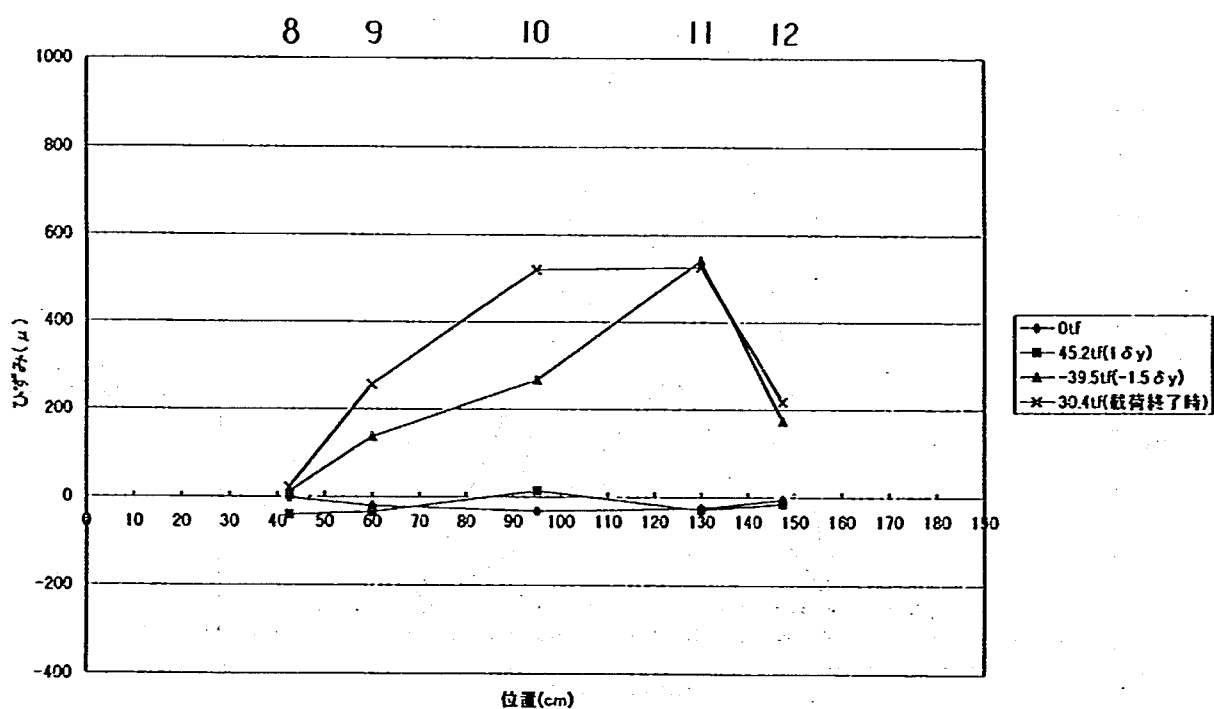


図-3.2.38 ひずみ分布図 (CASE-2-3 上側鉄筋 Y方向)

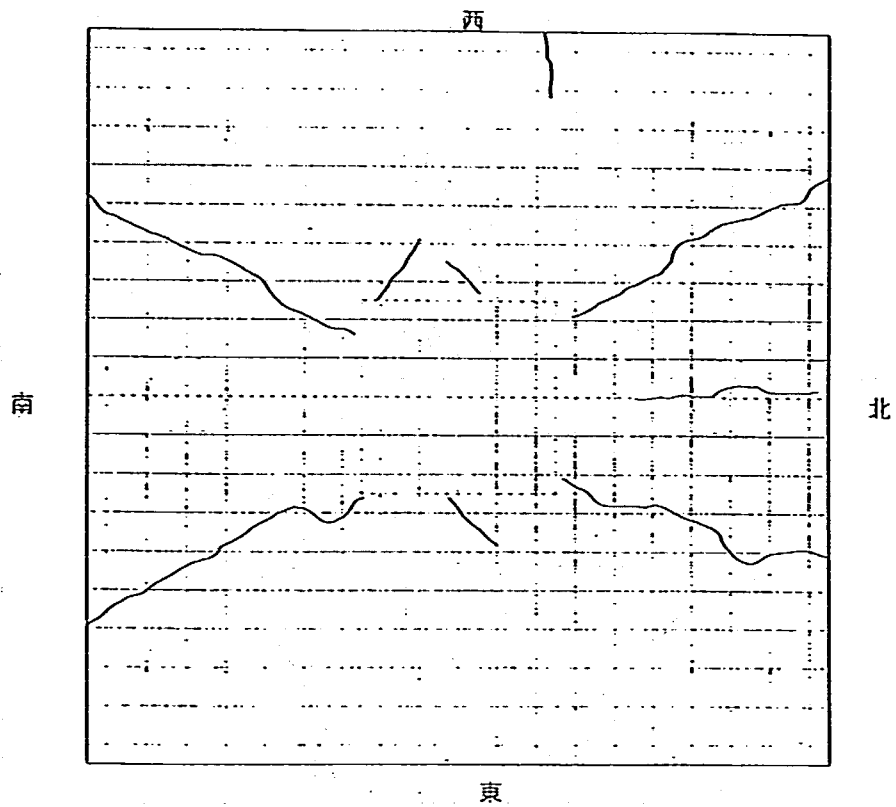


図-3.2.39 ひびわれ状況図 (CASE-2-3 上面)

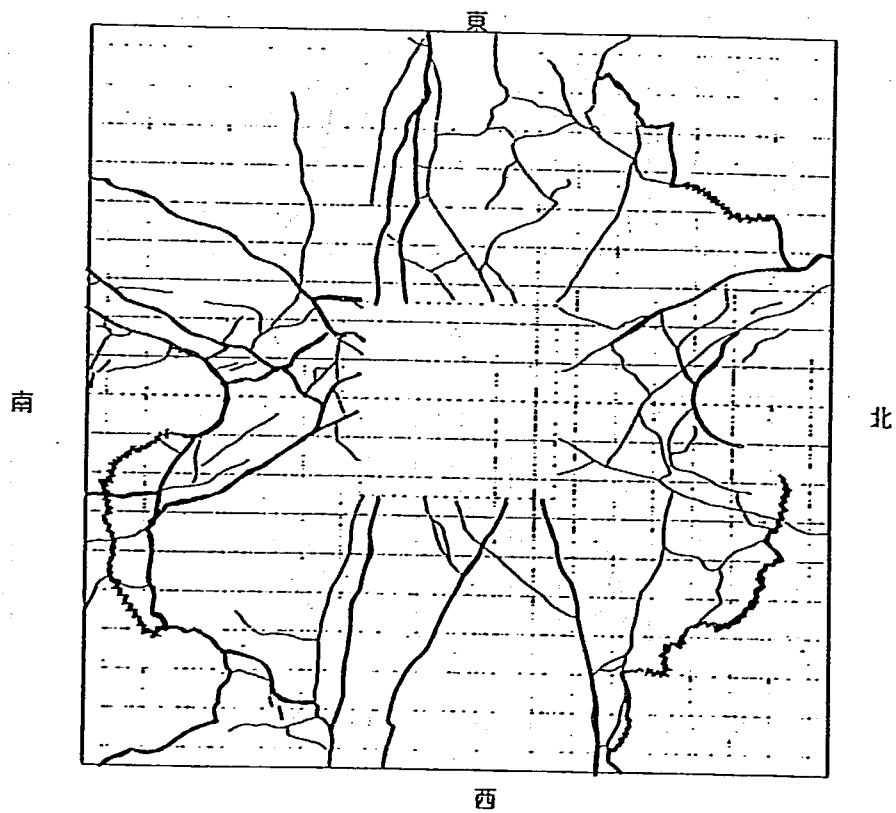
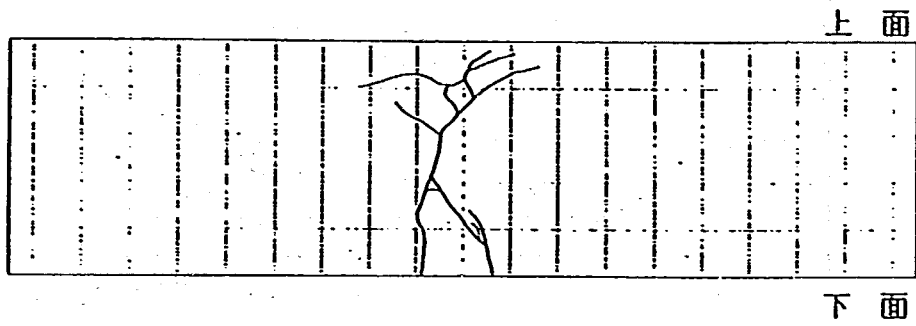
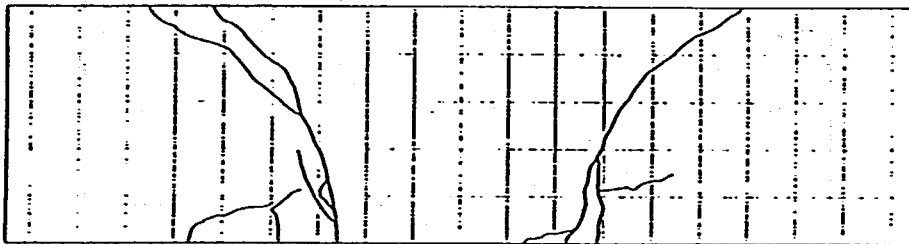


図-3.2.40 ひびわれ状況図 (CASE-2-3 下面)

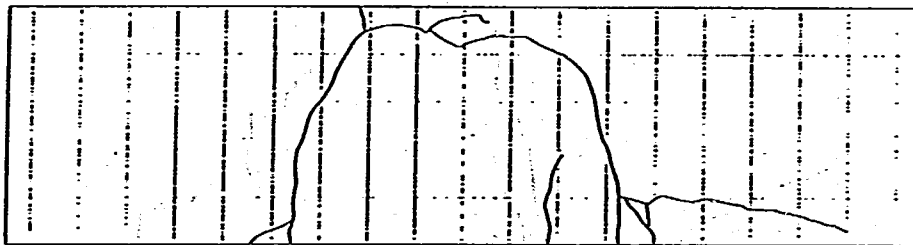
(E 面)



(S 面)



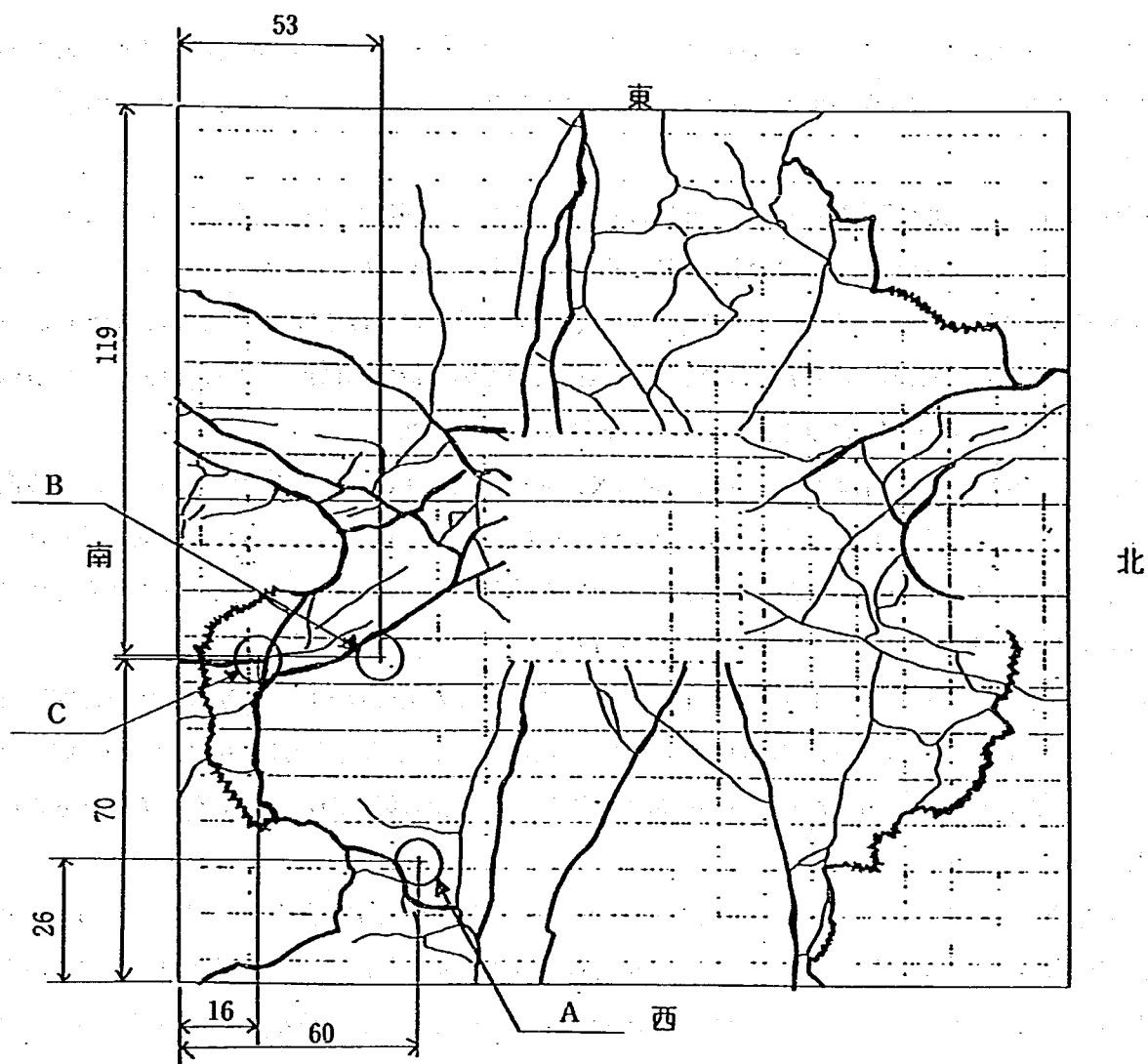
(W 面)



(N 面)

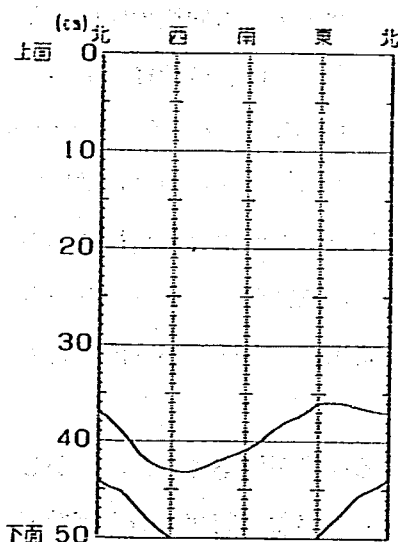


図-3. 2. 41 ひびわれ状況図 (CASE-2-3 側面)

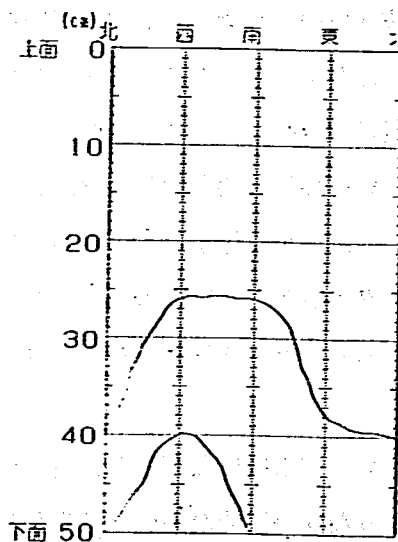


コア採取位置

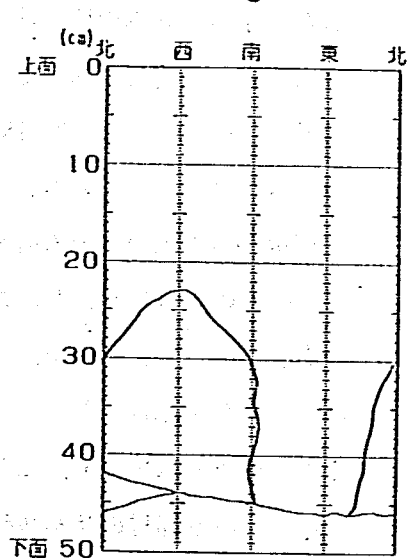
A



B



C



コアのひび割れ状況

図-3.2.42 採取したコアのひびわれ状況図 (CASE-2-3)

CASE-2-4の水平荷重－水平変位関係を図-3.2.43に、フーチング下面の変位分布図を図-3.2.44～3.2.45に、ひずみ分布図を図-3.2.46～3.2.49、ひびわれ状況図を図-3.2.50～3.2.53に示す。

CASE-2-4では、鉛直荷重載荷初期段階においてフーチング側面におけるひびわれが確認された。フーチング下面のひびわれ状況は、ひびわれが広範囲に分散しており、CASE-2-3と異なりコーナー部の杭にも十分荷重が伝達されていることが分かる。なお、最大荷重時におけるひびわれ幅は、1mm程度となり、CASE-2-3より小さいものとなった。また、鉛直載荷実験と同様最終的には下側鉄筋位置での付着破壊が生じ、フーチングの全側面に水平方向のひびわれが発生していた。

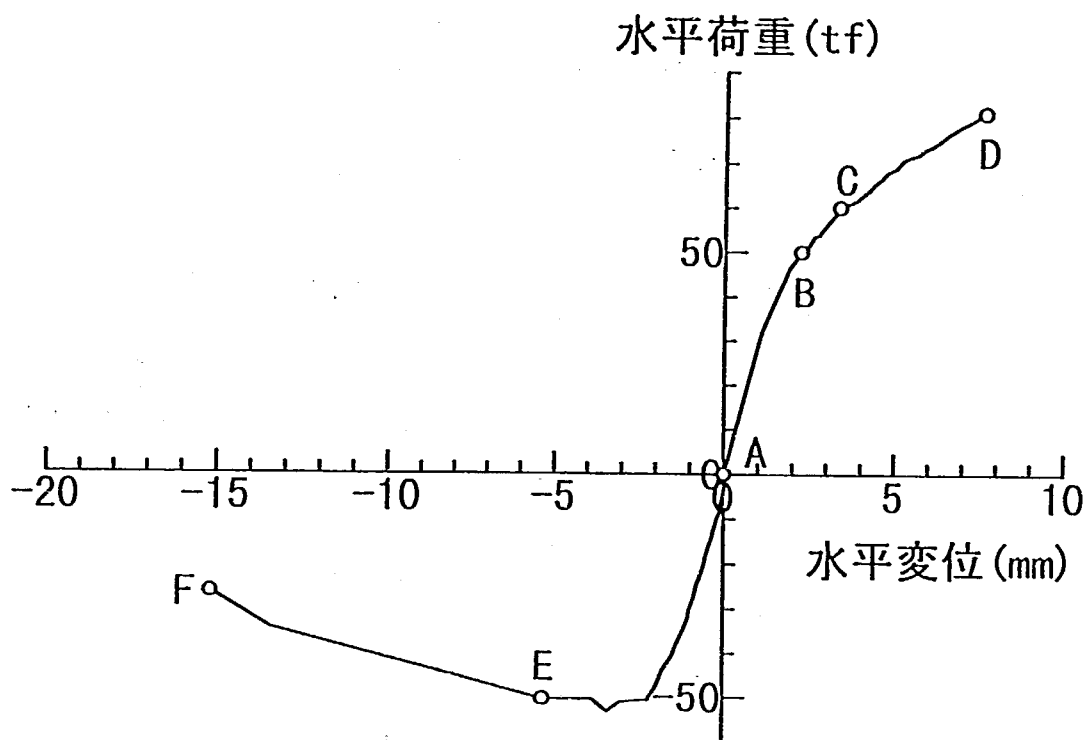
下側鉄筋のひずみは、水平荷重の載荷方向（X方向）に配置された鉄筋のひずみとその直角方向（Y方向）に配置された鉄筋のひずみより大きくなり、CASE-2-1～CASE-2-3に示された傾向とは異なった結果が示された。しかしながら、両方向の鉄筋のひずみの差が小さいことから、他の供試体と同様に2方向ばり的な耐荷挙動となっていることが推定される。

繰り返し載荷時の挙動は、1サイクル目から3サイクル目の載荷の間に、鉄筋のひずみは200 μ 程度変動するとともに、水平荷重が15%程度低下することが示された。最大荷重時における繰り返し載荷では、鉄筋の応力がほぼ降伏応力となり、鉄筋の付着が繰り返し載荷の影響から劣化するため、鉄筋のひずみはある程度変動した。

支承部の鉛直反力の実測値は、8本杭のCASE-2-1と同様に水平荷重載荷方向前側3本の内、中央の杭の鉛直反力とその両側の杭の鉛直反力より2倍程度大きく、杭の位置により鉛直反力の負担率が異なることが示された。杭の鉛直反力の計算値（杭頭をヒンジと仮定して、変位法に基づいて算出した値）の合計と実験から計測された杭の鉛直反力の合計は、ほぼ同程度の値となっている。

水平荷重により載荷柱付根部に発生する曲げモーメントを鉛直荷重を偏心させたものとみなして換算した時の偏心量は、載荷柱前面位置より45.4cmとなった。8本杭のCASE-2-2では、フーチング下面には載荷終了後、5本の杭を結ぶ押し抜き型のせん断ズレが生じていたが、このケースでも同様の傾向となった。最大荷重時には、支承部がフーチングにめり込んだ状態となるとともに、載荷柱基部が2cm程度フーチングに押し込まれる状態となった。また、載荷柱基部付近においては、フーチング上面部分のコンクリートの剥離および上側鉄筋の局所的な押し曲げが確認された。このケースにおける破壊は、載荷版から支承部に至る荷重経路での破壊が卓越することから、局所的には支承部および載荷柱基部の支圧破壊のように見えた。これは、タイドアーチ機構の支承部および荷重作用点におけるコンクリートの崩壊によって、耐力が決定されたものと推定される。なお、コア抜きの結果、せん断スパン内に斜めひびわれが確認された。

水平荷重－水平変位関係からは、最大荷重後になだらかに耐力が低下する性状が観察された。しかしながら、はり部材のせん断破壊のようなぜい性的な破壊とは異なり、鉛直載荷実験と同様に耐力が低下した後の状態においてもある程度の耐荷性能を有していることが確認された。



	水平荷重(tf)	柱頂頭部の水平変位(mm)	備考
A	0	0	鉛直荷重=200tf
B	50	2.225	
C	60.2	3.36	
D	81.1	7.605	
E	-50.3	-5.29	破壊
F	-26.3	-15.14	載荷終了

図-3.2.43 水平荷重-水平変位関係 (CASE-2-4 包絡線)

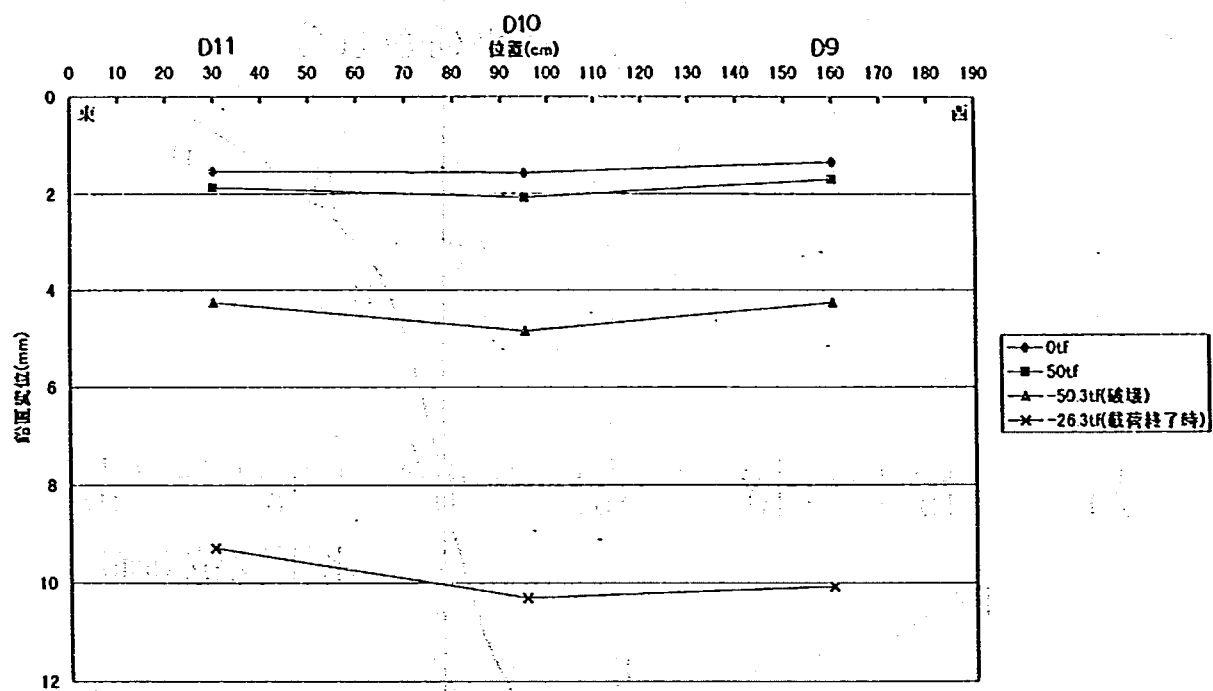


図-3.2.44 フーチング下面の変位分布図 (CASE-2-4 東西方向)

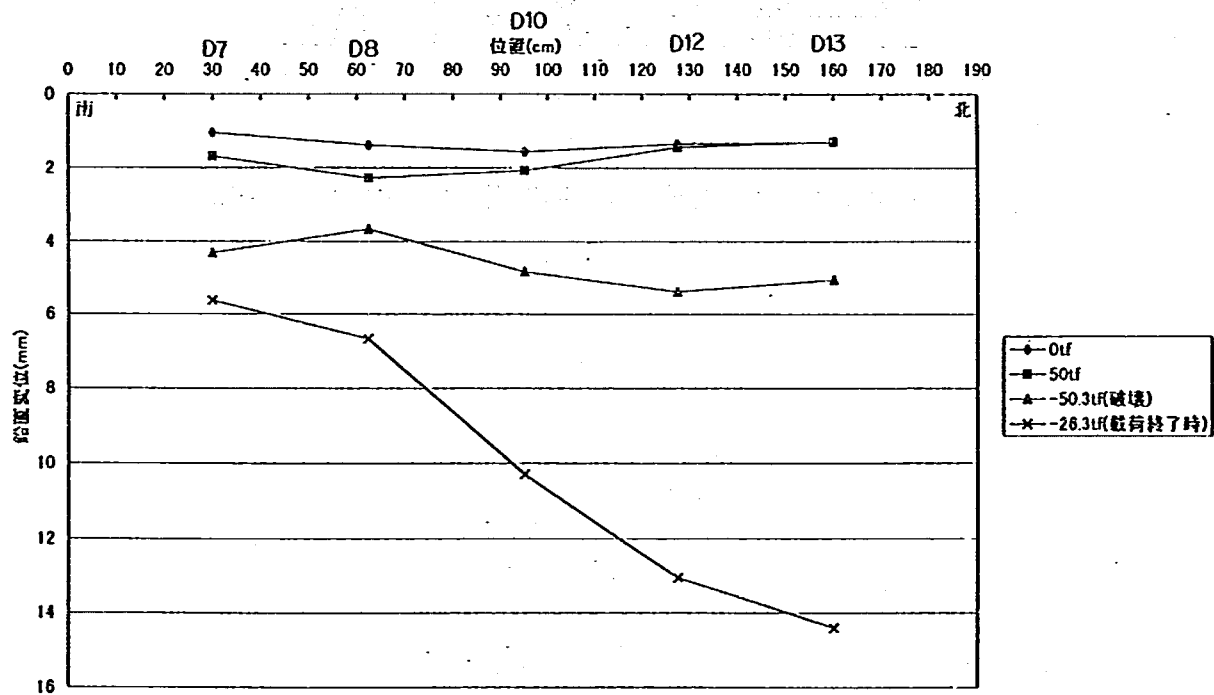


図-3.2.45 フーチング下面の変位分布図 (CASE-2-4 南北方向)

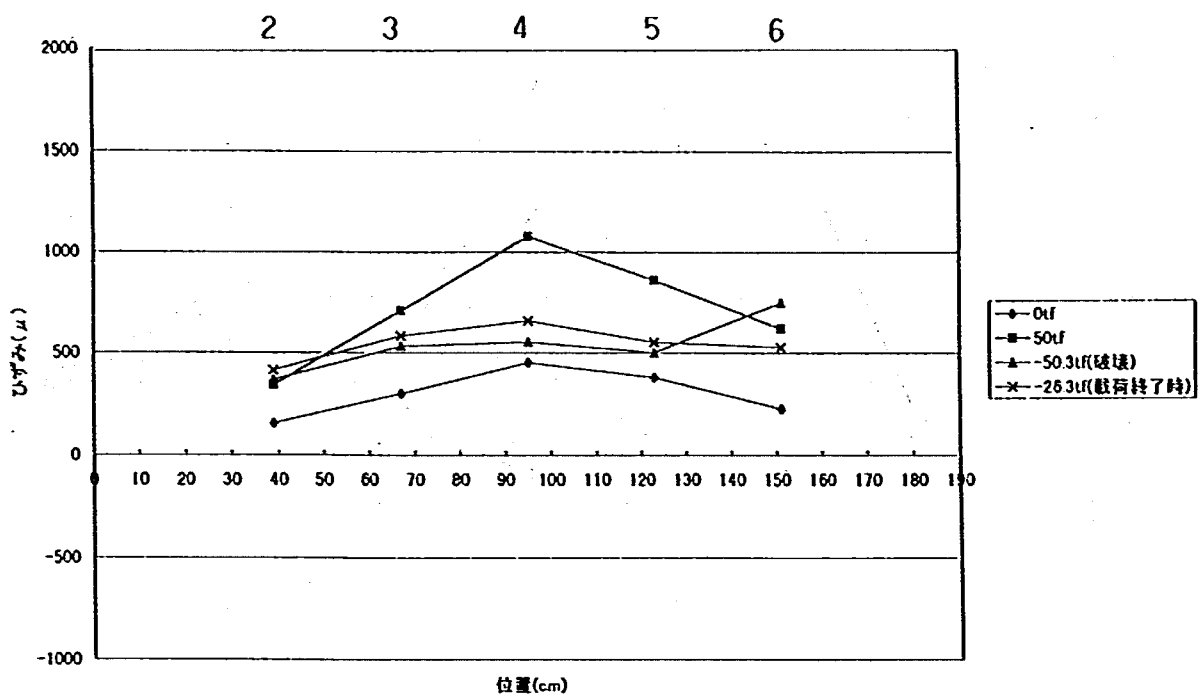


図-3.2.46 ひずみ分布図 (CASE-2-4 下側鉄筋 X方向)

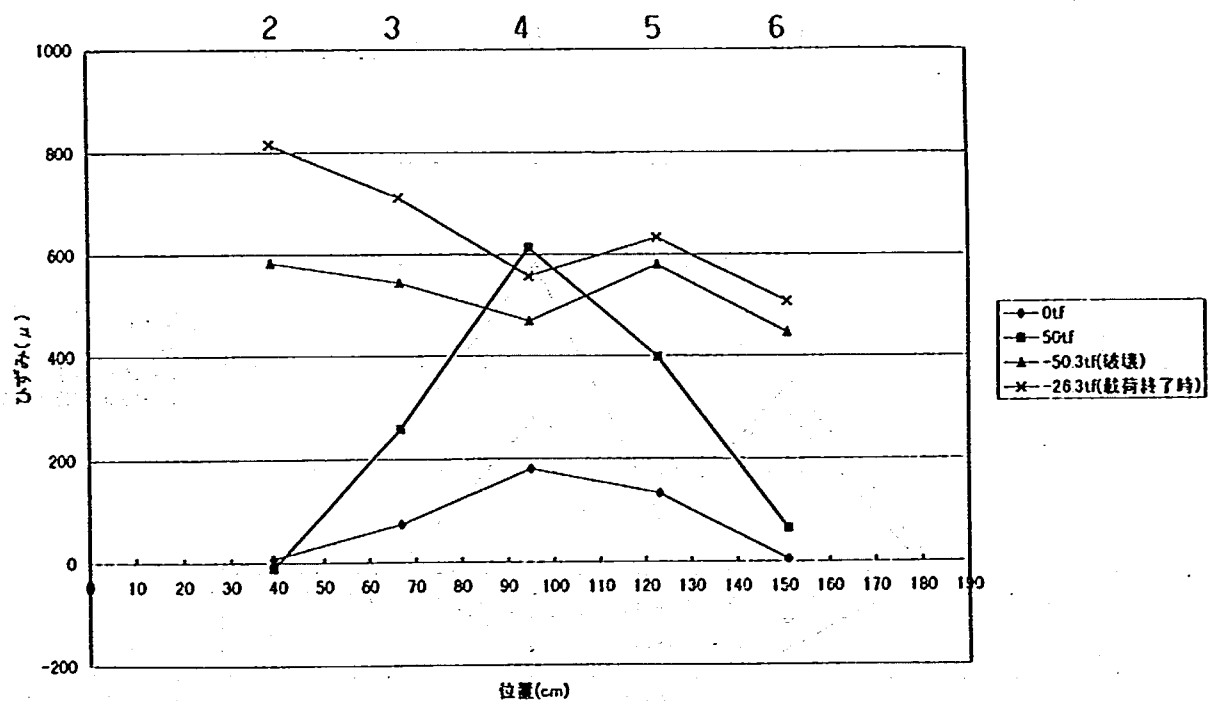


図-3.2.47 ひずみ分布図 (CASE-2-4 下側鉄筋 Y方向)

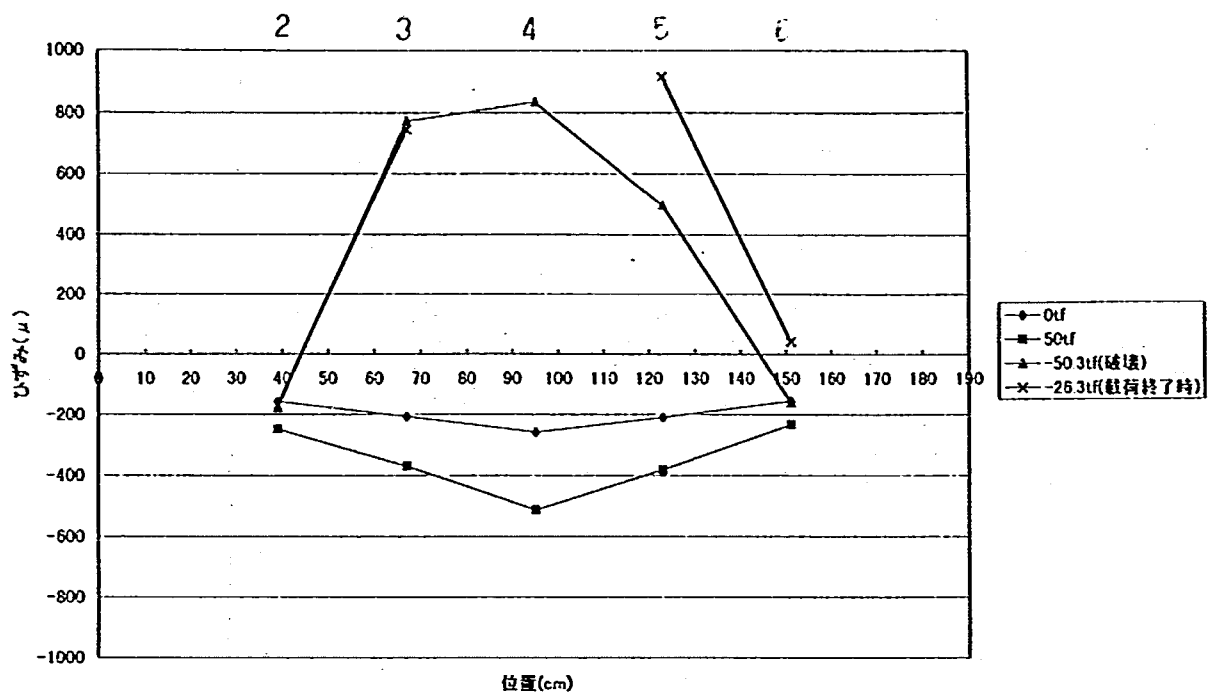


図-3.2.48 ひずみ分布図 (CASE-2-4 上側鉄筋 X方向)

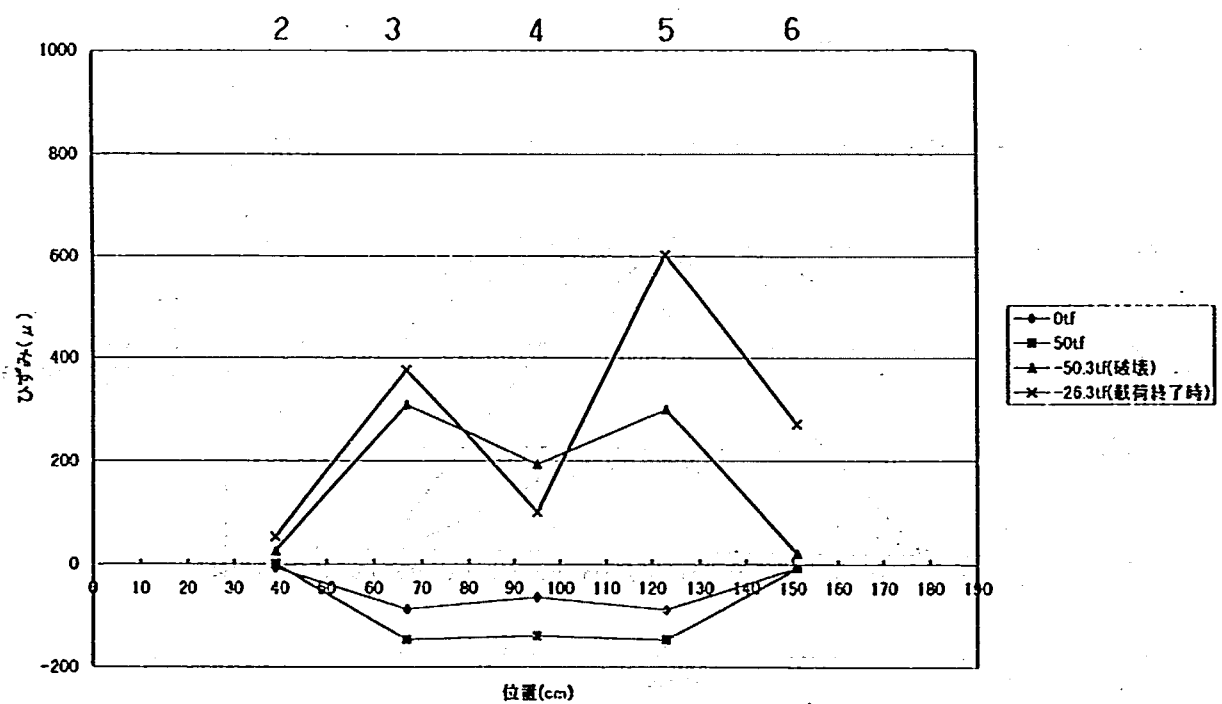


図-3.2.49 ひずみ分布図 (CASE-2-4 上側鉄筋 Y方向)

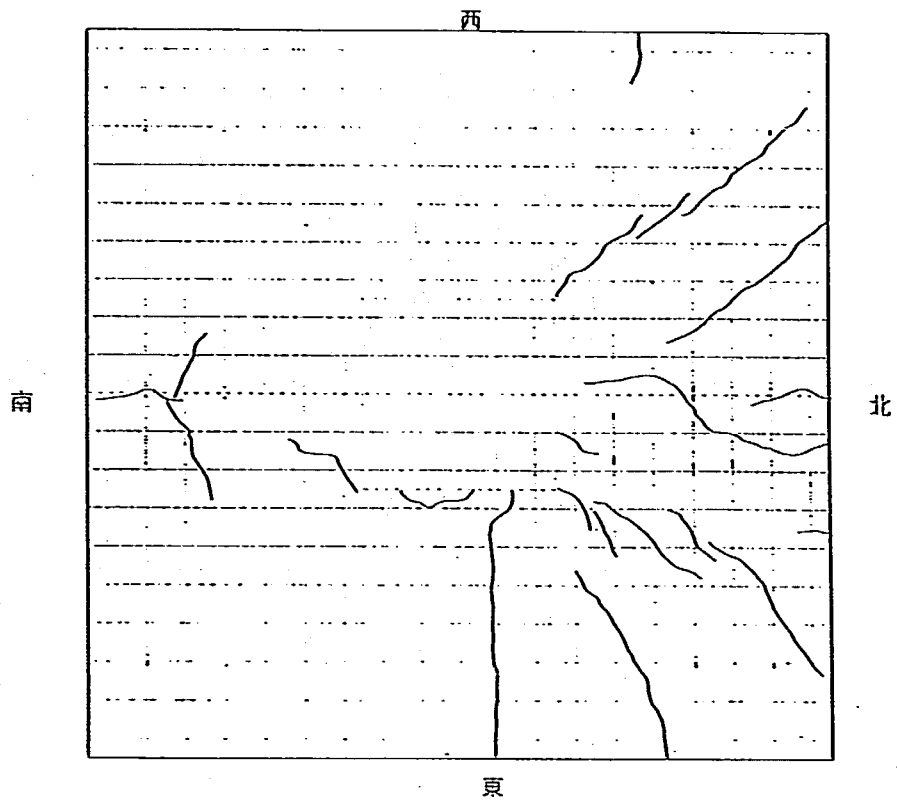


図-3.2.50 ひびわれ状況図 (CASE-2-4 上面)

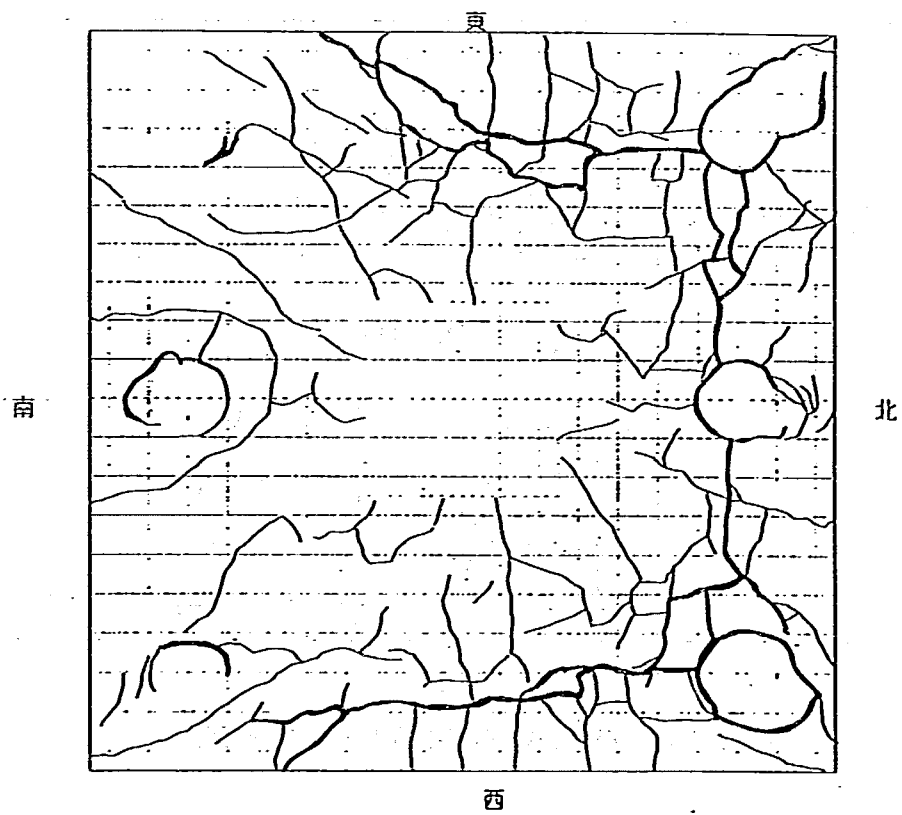
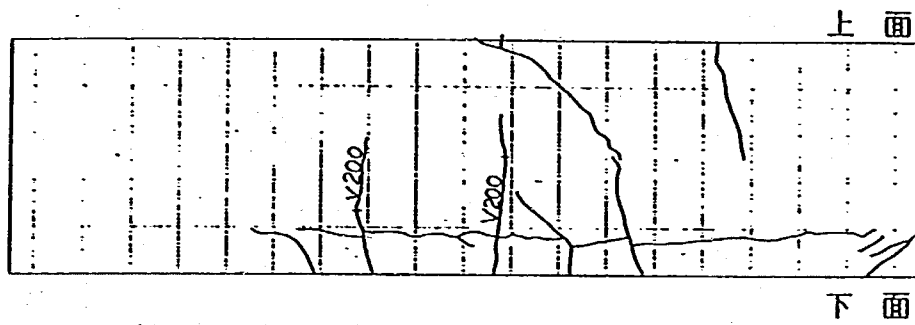
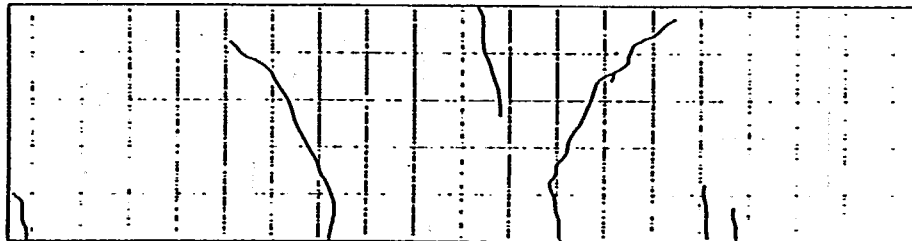


図-3.2.51 ひびわれ状況図 (CASE-2-4 下面)

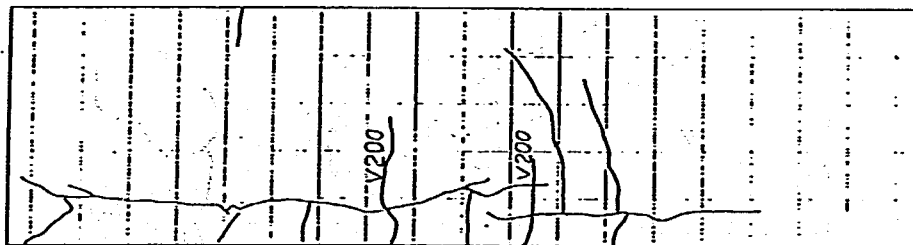
(E 面)



(S 面)



(W 面)



(N 面)

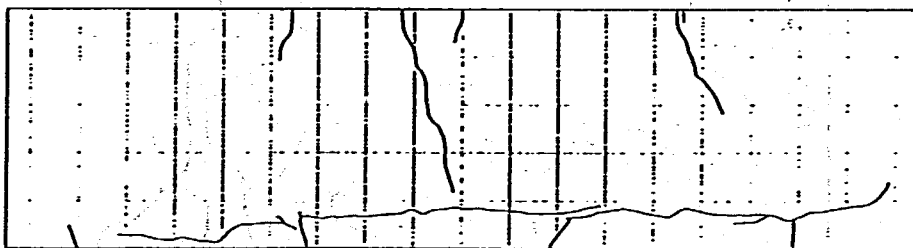
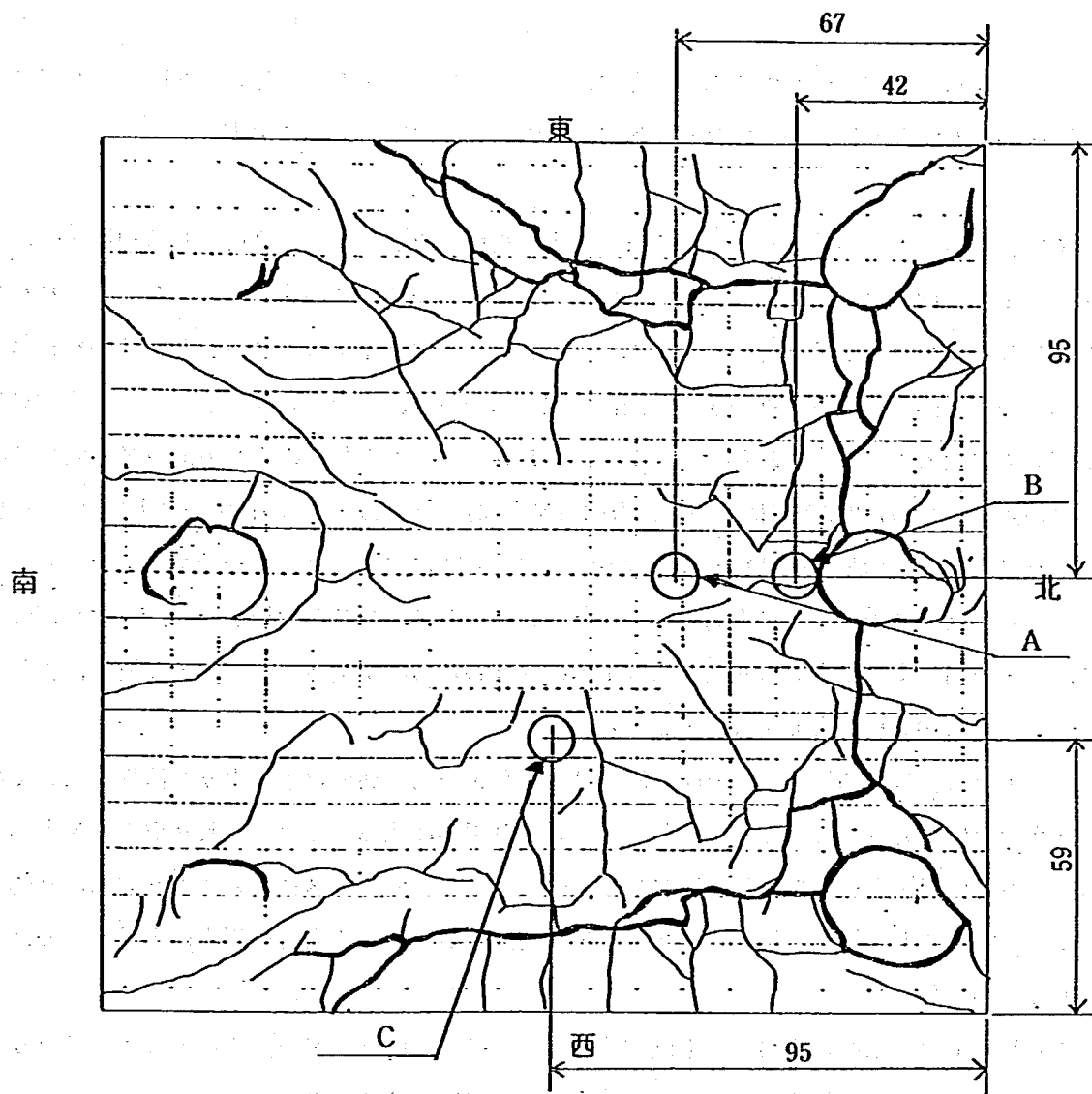


図-3.2.52 ひびわれ状況図 (CASE-2-4 側面)

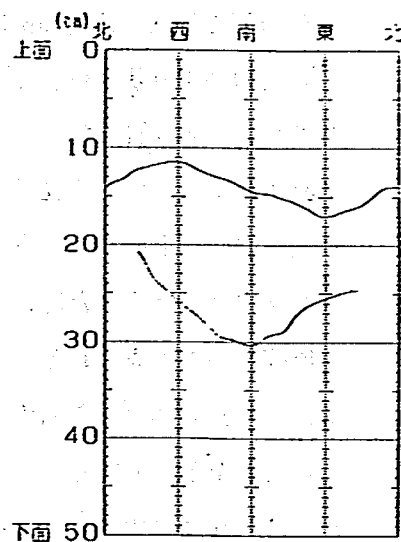
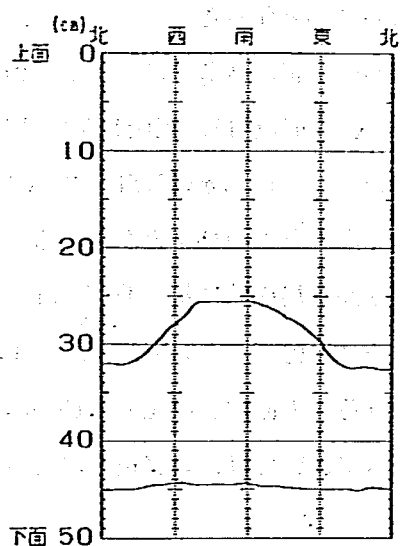
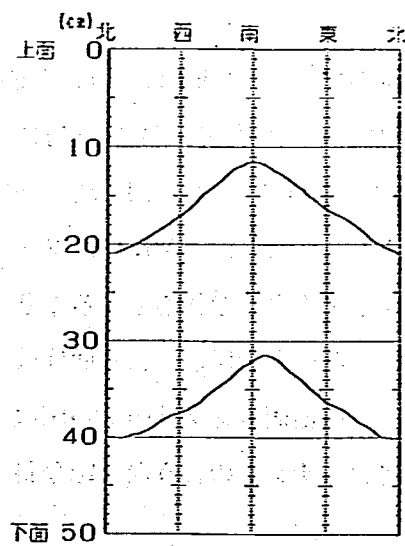


コア採取位置

A

B

C



コアのひび割れ状況

図-3. 2. 53 採取したコアのひびわれ状況図 (CASE-2-4)

CASE-2-5の水平荷重—水平変位関係を図-3.2.54に、フーチング下面の変位分布図を図-3.2.55に、ひずみ分布図を図-3.2.56~3.2.59、ひびわれ状況図を図-3.2.60~3.2.63に示す。

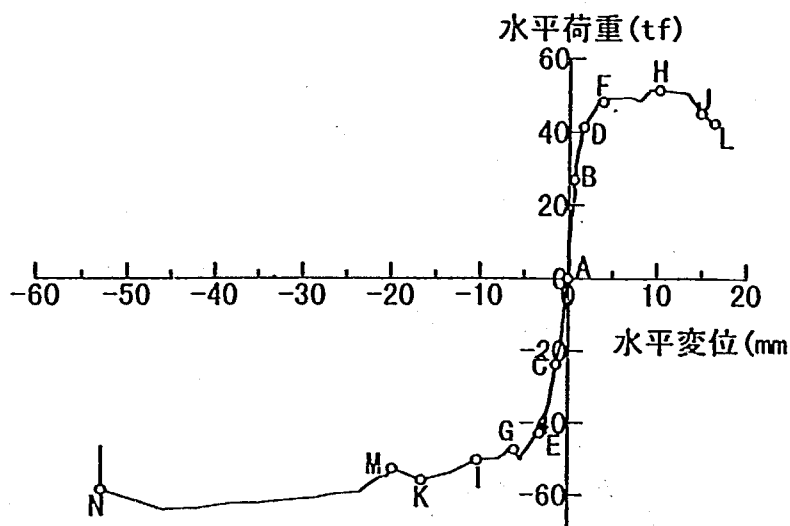
CASE-2-5では、載荷初期から荷重—変位関係は、安定した挙動を示した。鉛直荷重載荷初期段階においてフーチング下面に曲げひびわれが発生し、その後、側面までひびわれが達した。また、ひびわれ発生後は、曲げひびわれの進展が顕著であり、1本のひびわれに局部的な開口が見られた。ひびわれは、CASE-2-1やCASE-2-3と同様に中央付近の狭い範囲に集中しているが、その分布は、杭基礎フーチングのケースとは著しく異なることが示された。このケースにおいては、水平荷重の載荷方向（X方向）に配置された鉄筋が降伏となった2.5 δ 時にその直角方向（Y方向）で生じたひびわれ幅の最大値は2mm程度、X方向で生じたひびわれ幅の最大値は1mm程度となった。4.5 δ 時には、フーチング上面においてもひびわれが見られた。この時点でX方向のひびわれが大きくなり、ひびわれ幅が5mm程度となった。最大荷重時には、X方向およびY方向の4側面に各1本のひびわれのみが開口した。この局所的に生じたひびわれの幅は、最大10mm程度まで開口することとなった。

下側鉄筋のひずみは、載荷初期からY方向鉄筋のひずみがX方向鉄筋のひずみより2倍程度大きくなり、Y方向鉄筋の降伏が先行することとなった。しかし、ひずみ性状およびひびわれ状況よりX方向とY方向における力の分担が同程度であり、直接基礎フーチングのこのケースにおいても2方向ばり的な耐荷挙動となっていることが推定される。ただし、X方向鉄筋が降伏するまでは耐力は上昇し、曲げ剛性は余り低下しなかった。

最大荷重時には、上側鉄筋および下側鉄筋ともに降伏していた。Y方向鉄筋のひずみはとりわけ大きく、付着の劣化が予測される。また、この荷重レベルでは、3サイクルの繰り返し載荷によって水平荷重が20%程度低下するとともに、繰り返しに伴って鉄筋のひずみが累積する結果となった。また、水平荷重により載荷柱付根部に発生する曲げモーメントを鉛直荷重を偏心させたものとみなして換算した時の偏心量は、柱前面位置から39.1cmとなった。

鉄筋のひずみ状態は、Y方向鉄筋は、正側載荷では柱頂部での水平変位が1mmの時に降伏に至り、負側載荷では-2 δy 時に降伏となった。X方向鉄筋は、正側載荷では2.5 δy 時に、負側載荷では-4.5 δy 時にそれぞれ降伏した。上側鉄筋においては、12.5 δy 程度において1900 μ 程度のひずみが生じており、上側鉄筋においてもモーメントが大きくなると引張ひずみが生じることが示された。これは、載荷柱がフーチングに押し込まれた際に、上側鉄筋が局部的に折り曲げられ、ダウエル効果のような状態となることが原因であると思われる。このケースは他のケースと異なり、圧縮側コンクリートの圧壊による曲げ破壊により終局に達したものである。上面および側面のひびわれ状況が、圧縮側コンクリートが圧壊したことを示している。このケースにおいては、コア抜きによって杭基礎フーチングのような明瞭な斜めひびわれは確認されなかった。

このケースでは、ジャッキのストロークの制限から下側鉄筋の破断まで載荷できなかったため、図-3.2.54のように水平変位が進んでも水平荷重は最後まであまり低下しなかった。



	水平荷重(tf)	柱頭頂部の水平変位(mm)	備考
A	0	-0.05	鉛直荷重=150tf
B	27	1.02	1δy(V方向地震時)
C	-23.9	-0.995	-1δy
D	41.3	2.535	2.5δy(X方向地震時)
E	-42.9	-2.51	-2.5δy
F	48.1	5	5δy
G	-47.4	-5	-5δy
H	51.3	9.995	10δy
I	-50.2	-10.005	-10δy
J	44.8	15.02	15δy
K	-55.8	-15.03	-15δy
L	42.1	17.525	17.5δy
M	-52.5	-17.515	-17.5δy
N	-58.6	-50.795	-50δy(載荷終了時)

図-3.2.54 水平荷重—水平変位関係 (CASE-2-5 包絡線)

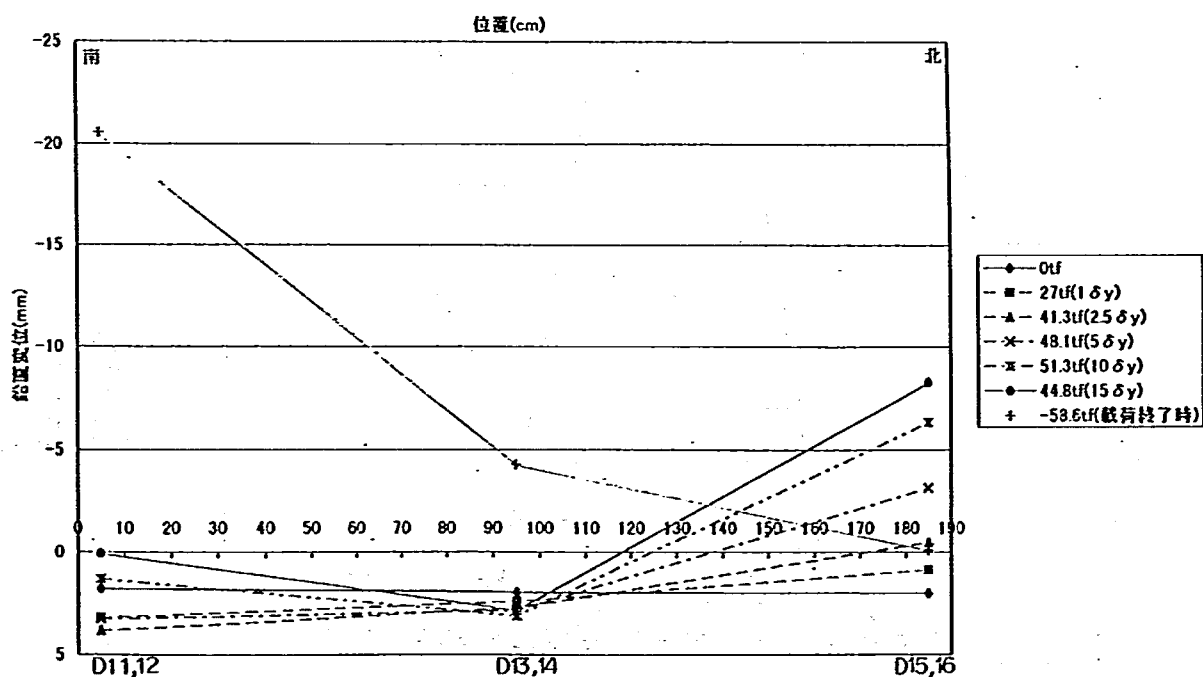


図-3.2.55 フーチング下面の変位分布図 (CASE-2-5 南北方向)

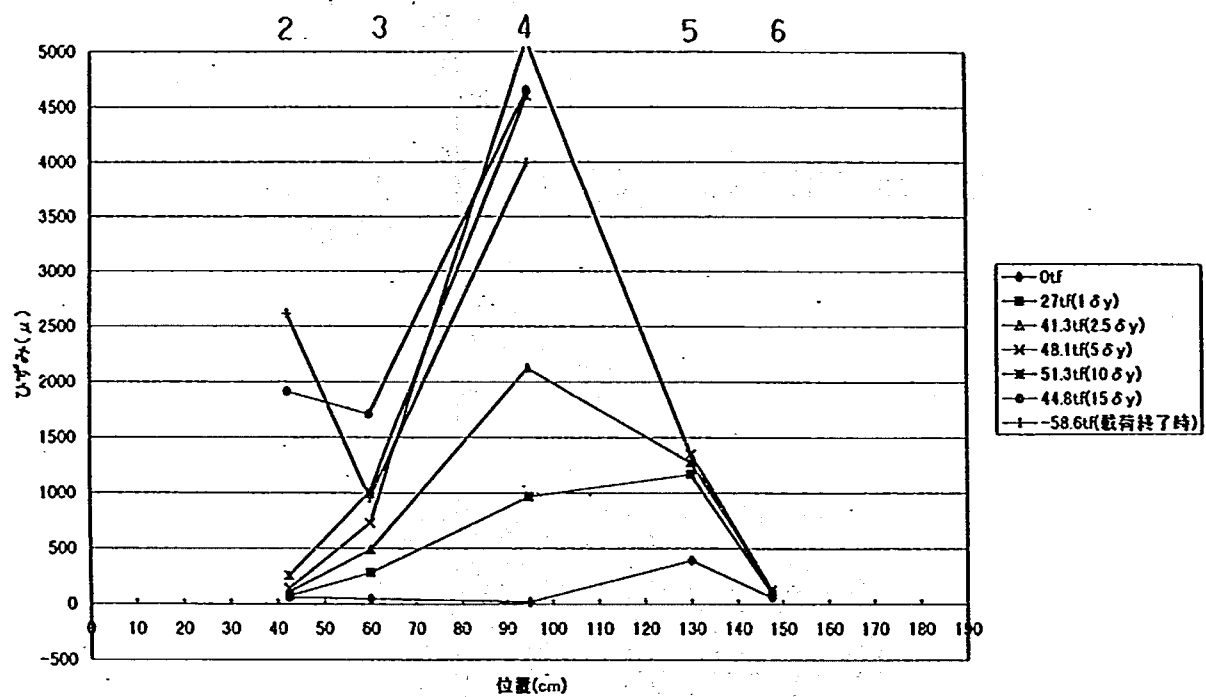


図-3.2.56 ひずみ分布図 (CASE-2-5 下側鉄筋 X方向)

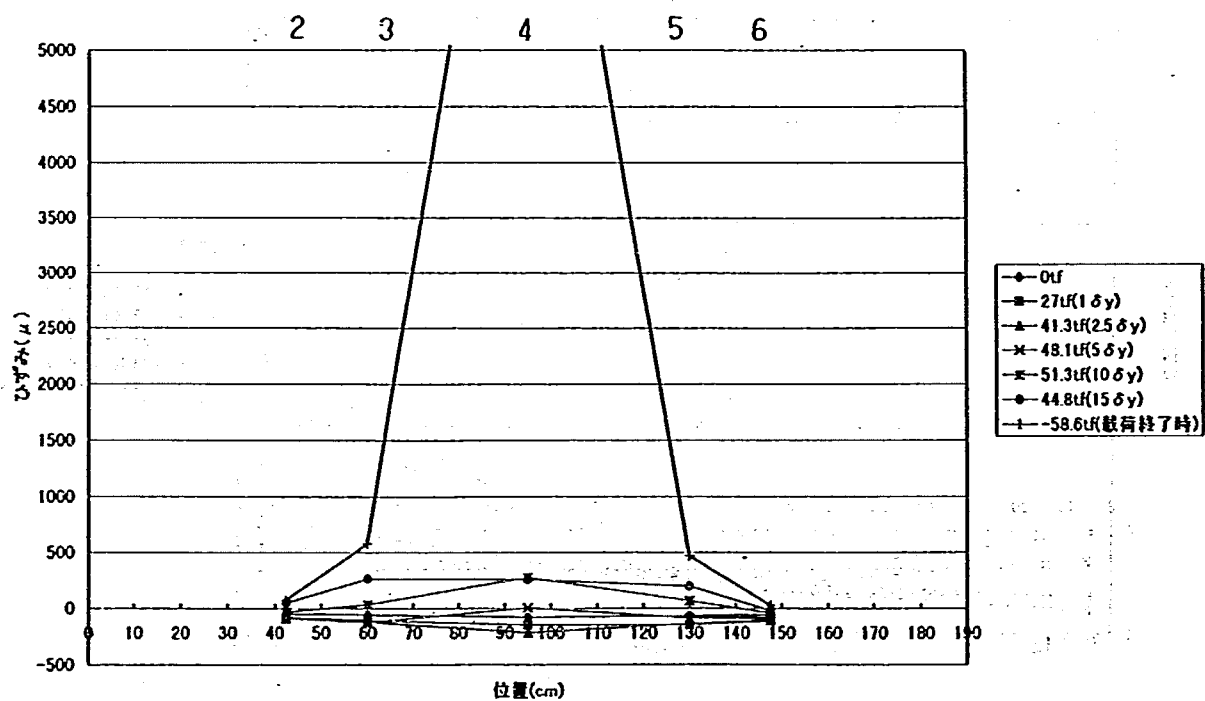


図-3.2.57 ひずみ分布図 (CASE-2-5 下側鉄筋 Y方向)

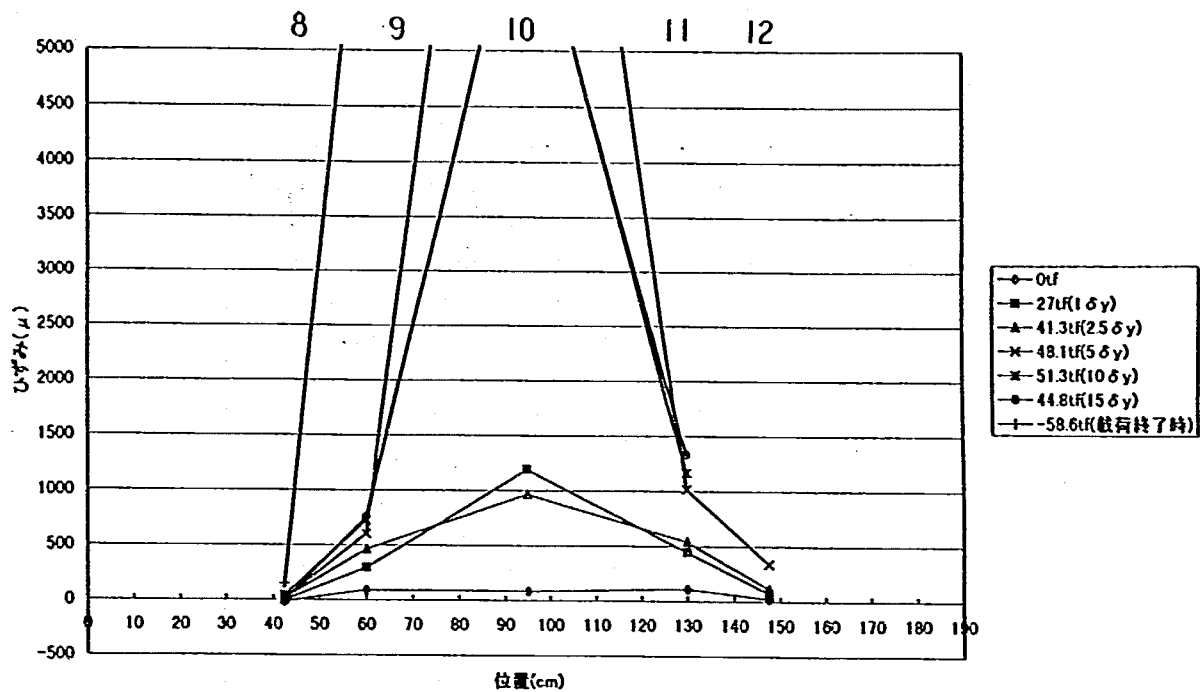


図-3.2.58 ひずみ分布図 (CASE-2-5 上側鉄筋 X方向)

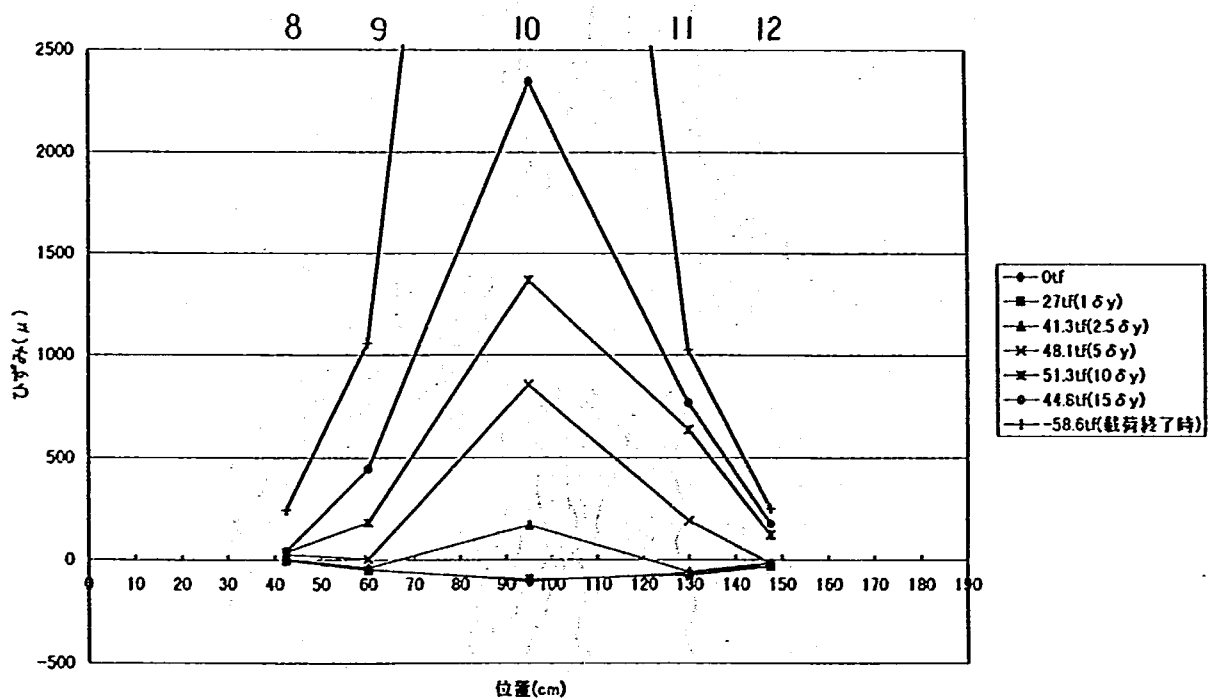


図-3.2.59 ひずみ分布図 (CASE-2-5 上側鉄筋 Y方向)

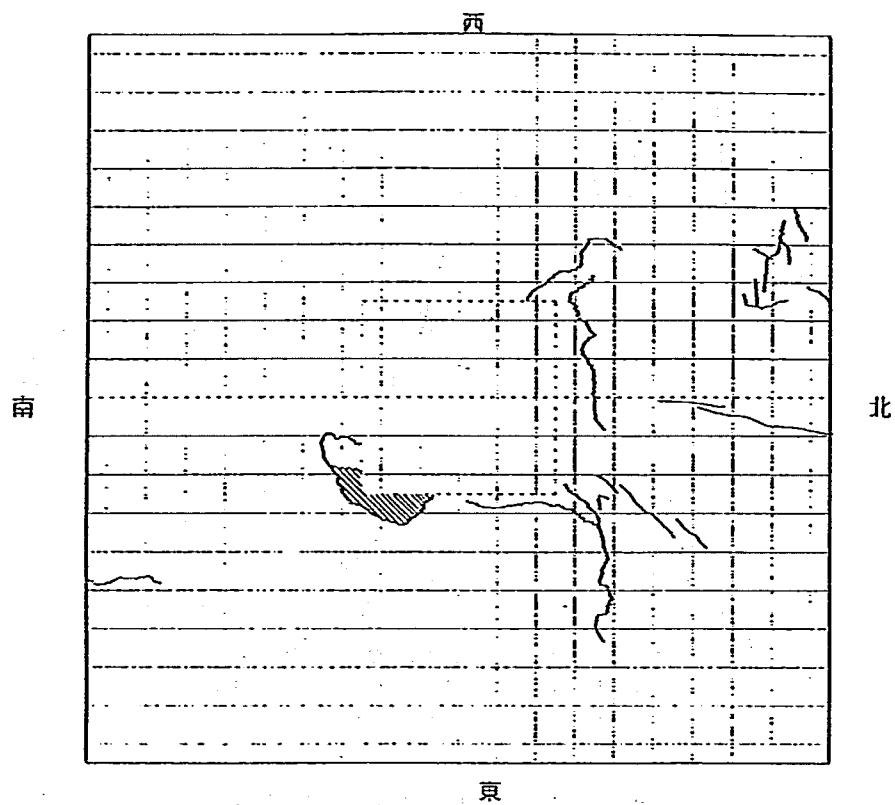


図-3.2.60 ひびわれ状況図 (CASE-2-5 上面)

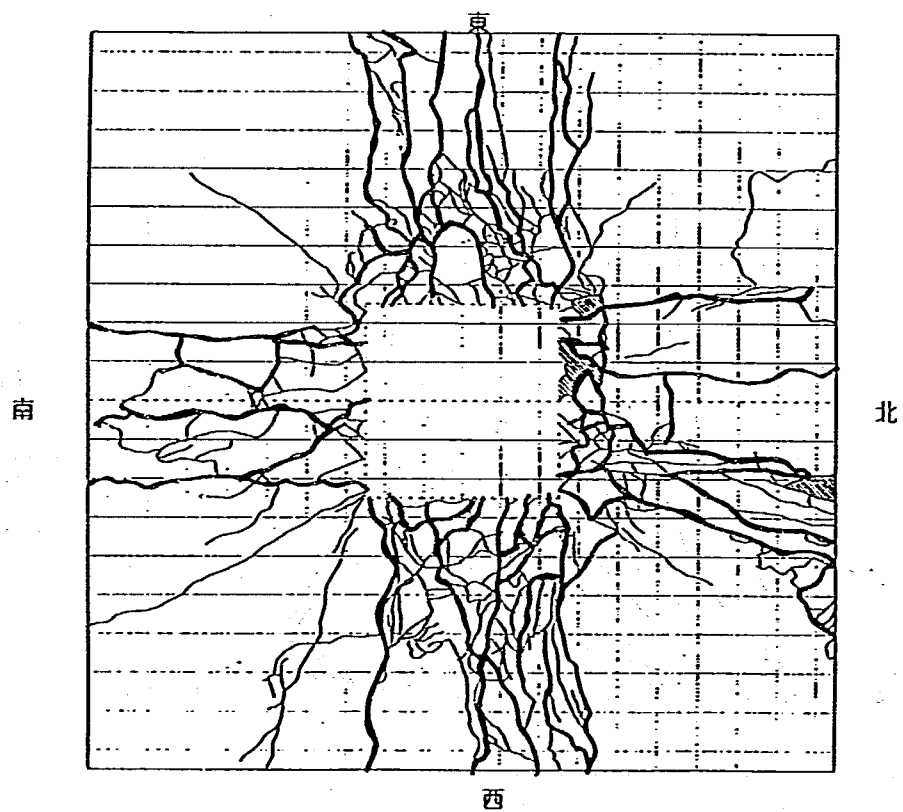
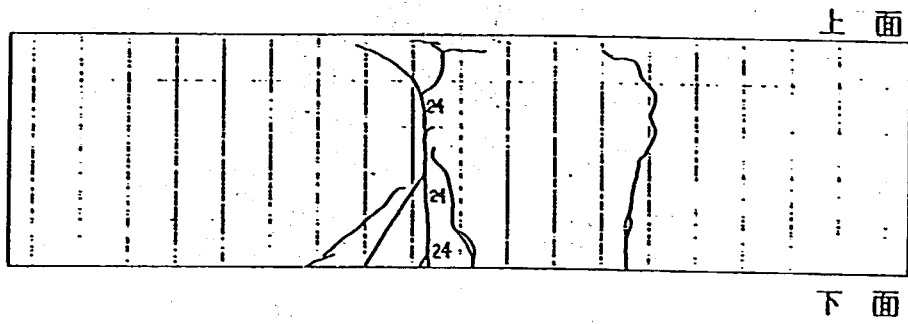
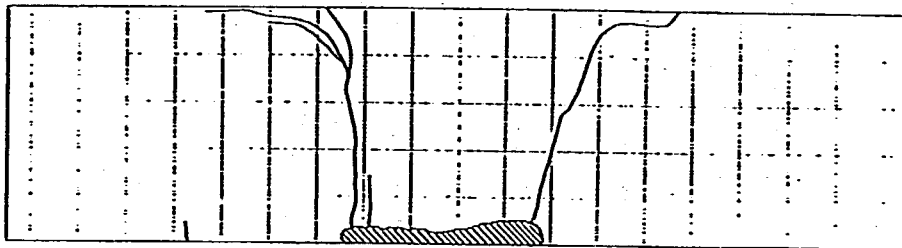


図-3.2.61 ひびわれ状況図 (CASE-2-5 下面)

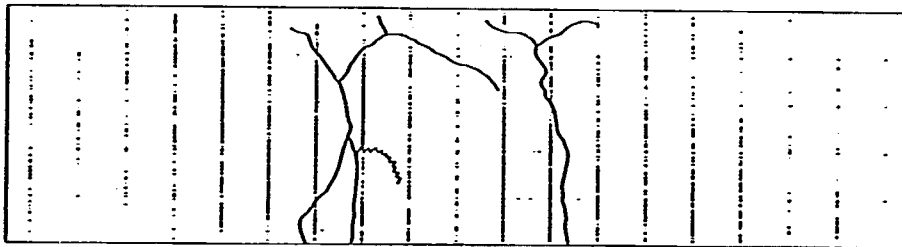
(E 面)



(S 面)



(W 面)



(N 面)

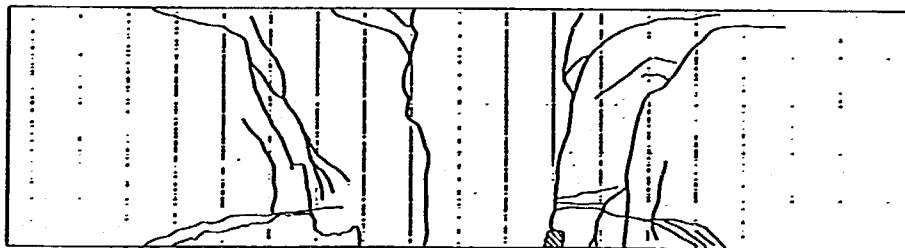
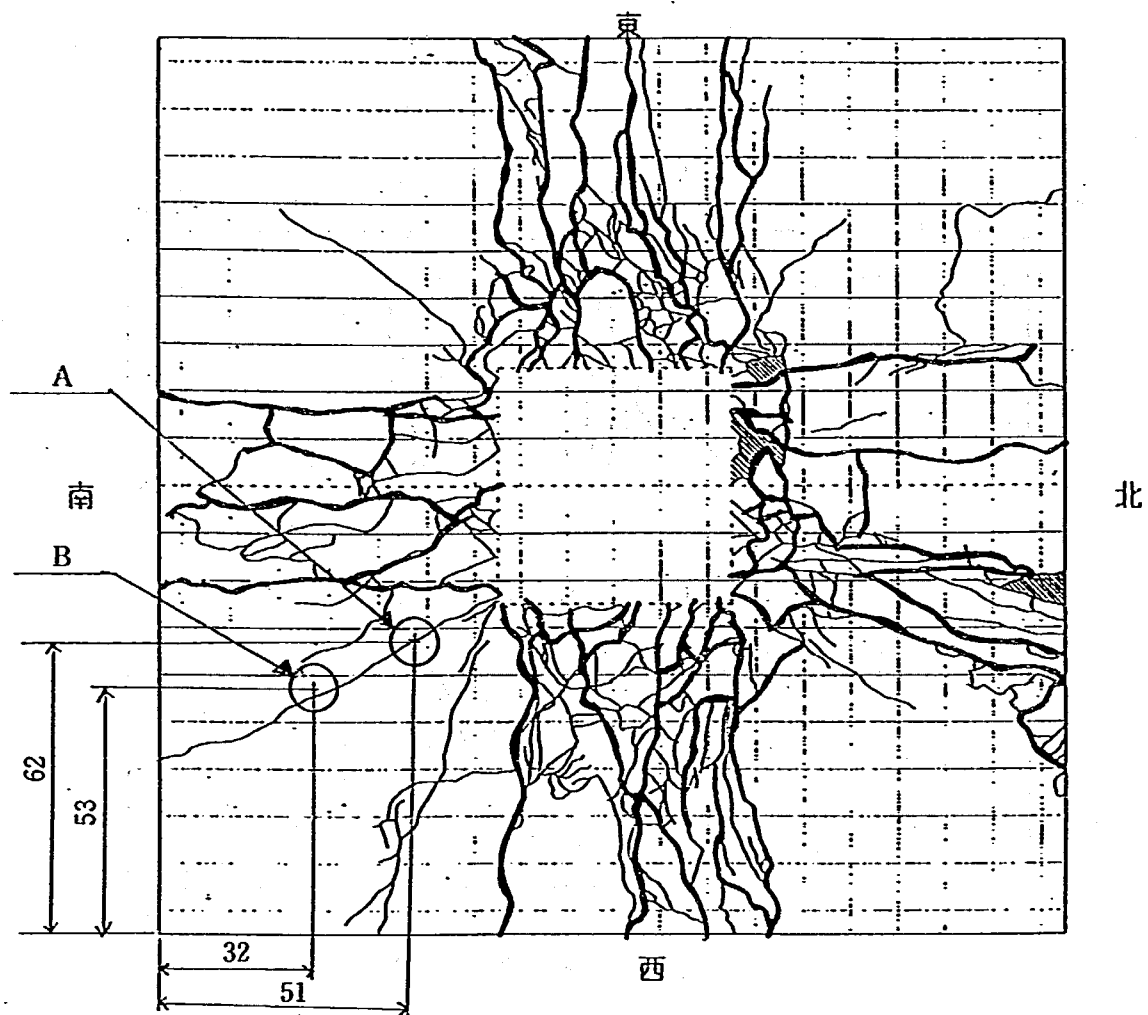
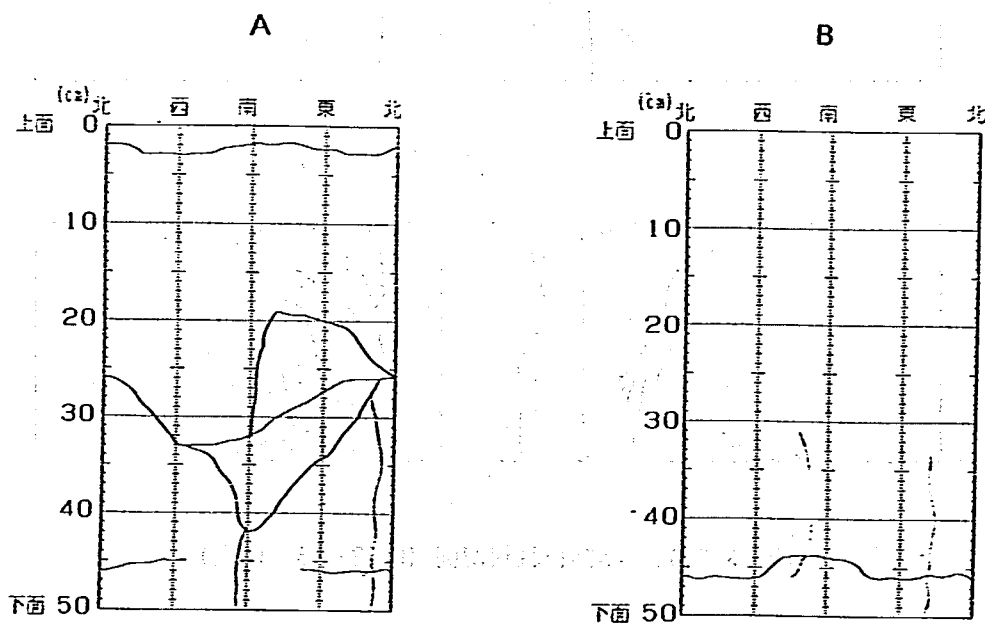


図-3.2.62 ひびわれ状況図 (CASE-2-5 側面)



コア採取位置



コアのひび割れ状況

図-3. 2. 63 採取したコアのひびわれ状況図 (CASE-2-5)

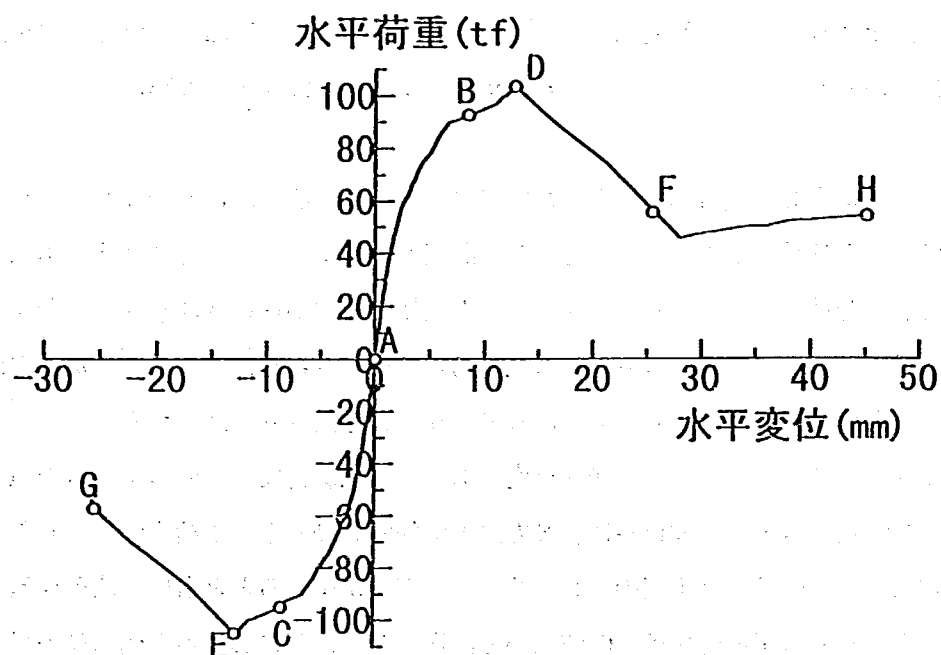
CASE-2-6の水平荷重－水平変位関係を図-3.2.64に、フーチング下面の変位分布図を図-3.2.65に、ひずみ分布図を図-3.2.66～3.2.69、ひびわれ状況図を図-3.2.70～3.2.73に示す。

CASE-2-6では、鉛直荷重載荷初期段階においてフーチング側面におけるひびわれが確認された。ひびわれは、CASE-2-5とは異なり下面全体に分散し、間隔も小さくなった。主鉄筋比（引張鉄筋比）1%程度では、ひびわれの分散性が良好であり、フーチング全体に荷重が伝達されることが分かる。

下側鉄筋のひずみは、水平荷重の載荷方向（X方向）に配置された鉄筋のひずみとその直角方向（Y方向）に配置された鉄筋のひずみより大きくなっており、X方向鉄筋の降伏が先行した。X方向鉄筋の降伏時におけるY方向鉄筋のひずみは1150 μ 程度であり、二軸載荷実験の他のケースの傾向とは異なった結果を得た。1 δ y前の水平荷重90tf時に、X方向上側鉄筋のひずみが圧縮降伏を生じた。この時点では、載荷柱基部におけるフーチング上面のコンクリートに剥離が生じるとともに、載荷柱基部がフーチング中にめり込んだ。鉄筋の圧縮降伏は、CASE-2-5と同様載荷柱基部における上側鉄筋の局所的な折り曲げによって発生したものであると推定される。

最大荷重時には、3サイクルの繰返し載荷によって水平荷重が20%程度低下するとともに、ひずみは急激な伸びを示していた。また、最大荷重時における破壊状態は、CASE-2-2およびCASE-2-4と同様な傾向を示し、下側鉄筋は降伏しなかった。このケースにおける破壊は、載荷版から支承部に至る荷重経路での破壊が卓越することから、局所的には支承部および載荷柱基部の支圧破壊のように見えた。これは、タイドアーチ機構の支承部および荷重作用点におけるコンクリートの崩壊によって、耐力が決定されたものと推定される。なお、コア抜きの結果、せん断スパン内に斜めひびわれが確認された。

水平荷重－水平変位関係からは、最大荷重後になだらかに耐力が低下する性状が観察された。しかしながら、はり部材のせん断破壊のようなぜい性的な破壊とは異なり、鉛直載荷実験と同様に耐力が低下した後の状態においてもある程度の耐荷性能を有していることが確認された。



	水平荷重 (tf)	柱頂頭部の水平変位 (mm)	備考
A	0	0.03	鉛直荷重=300tf
B	92.6	8.505	X方向鉄筋1750 μ
C	-94.9	-8.51	X方向鉄筋1730 μ
D	103.3	12.79	1 δy (X方向降伏)
E	-104.9	-12.8	-1 δy
F	55.3	25.53	2 δy
G	-55.8	-25.485	-2 δy (フーチング上面のコンクリートの剥離)
H	54.3	45.07	載荷終了

1.5 δy 時にY方向の鉄筋降伏

図-3. 2. 64 水平荷重-水平変位関係 (CASE-2-6 包絡線)

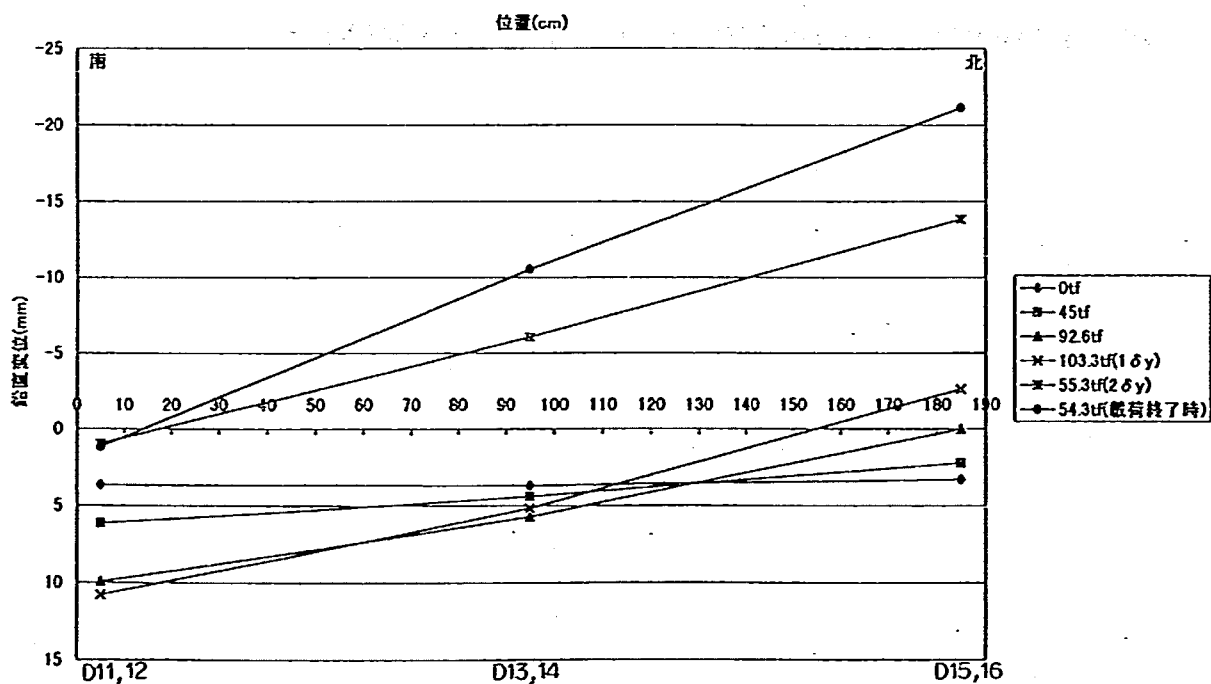


図-3. 2. 65 フーチング下面の変位分布図 (CASE-2-6 南北方向)

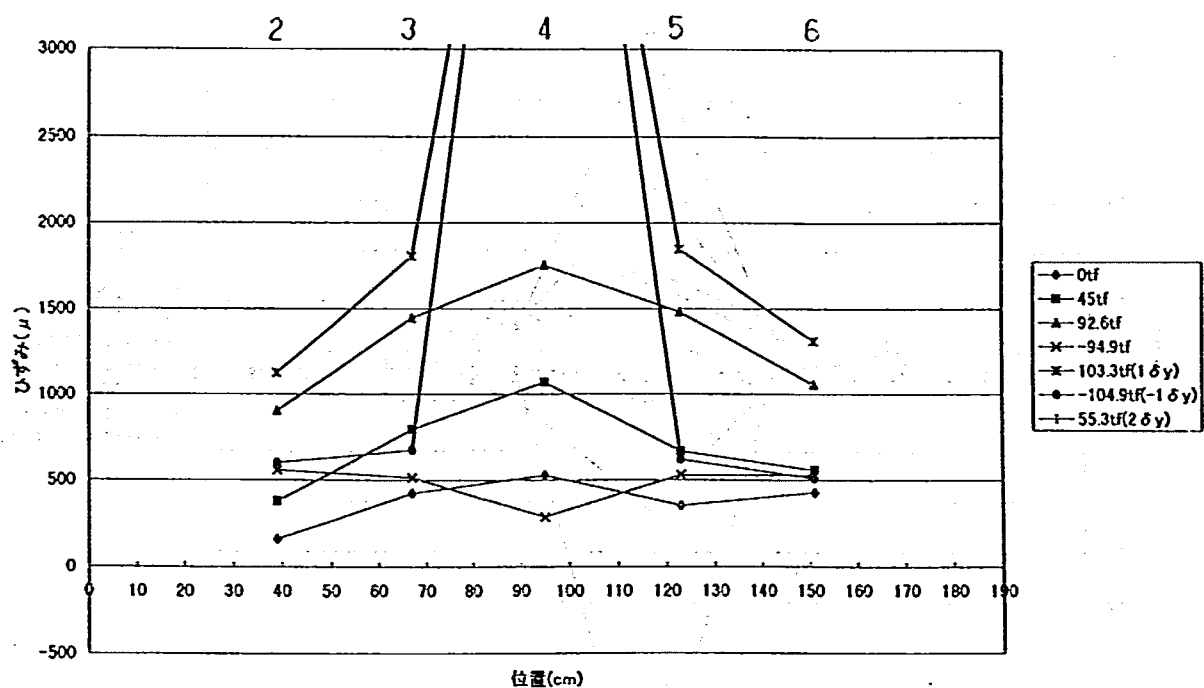


図-3.2.66 ひずみ分布図 (CASE-2-6 下側鉄筋 X方向)

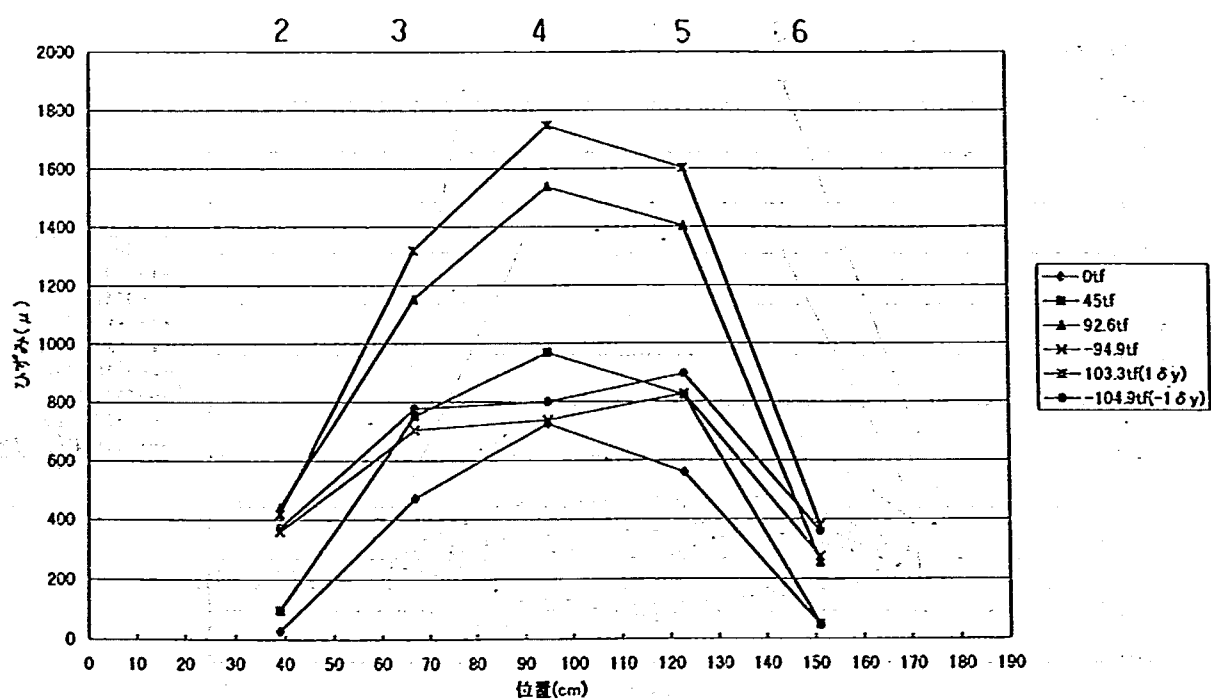


図-3.2.67 ひずみ分布図 (CASE-2-6 下側鉄筋 Y方向)

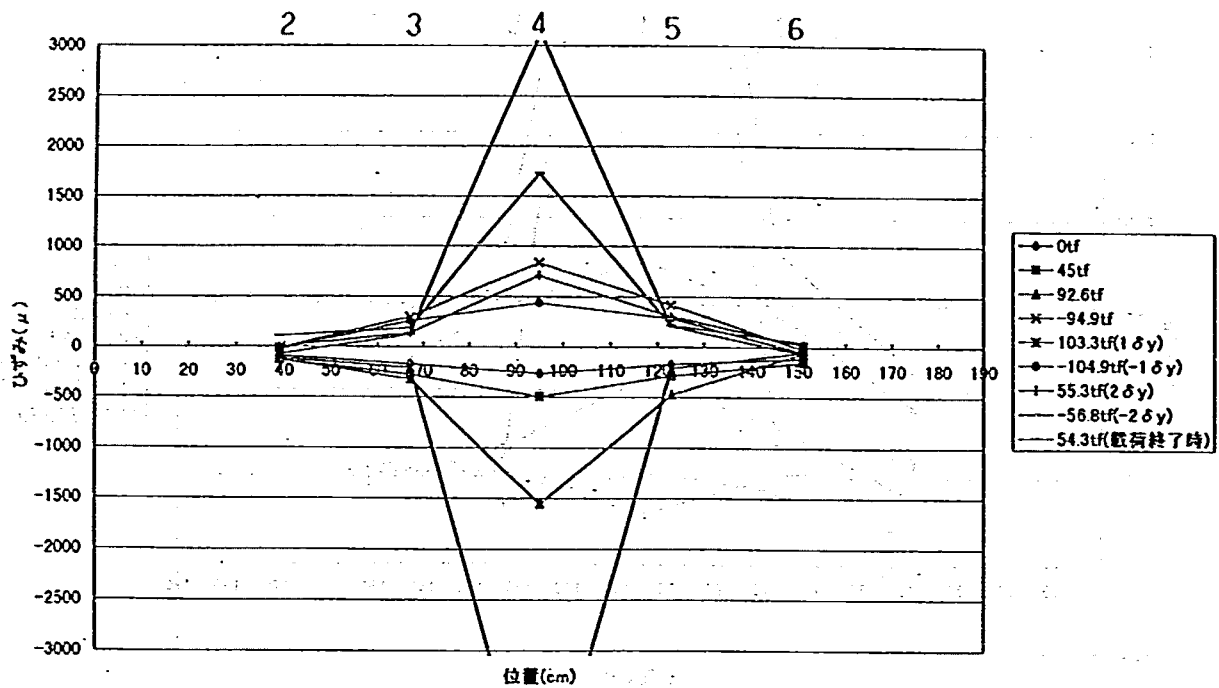


図-3.2.68 ひずみ分布図 (CASE-2-6 上側鉄筋 X方向)

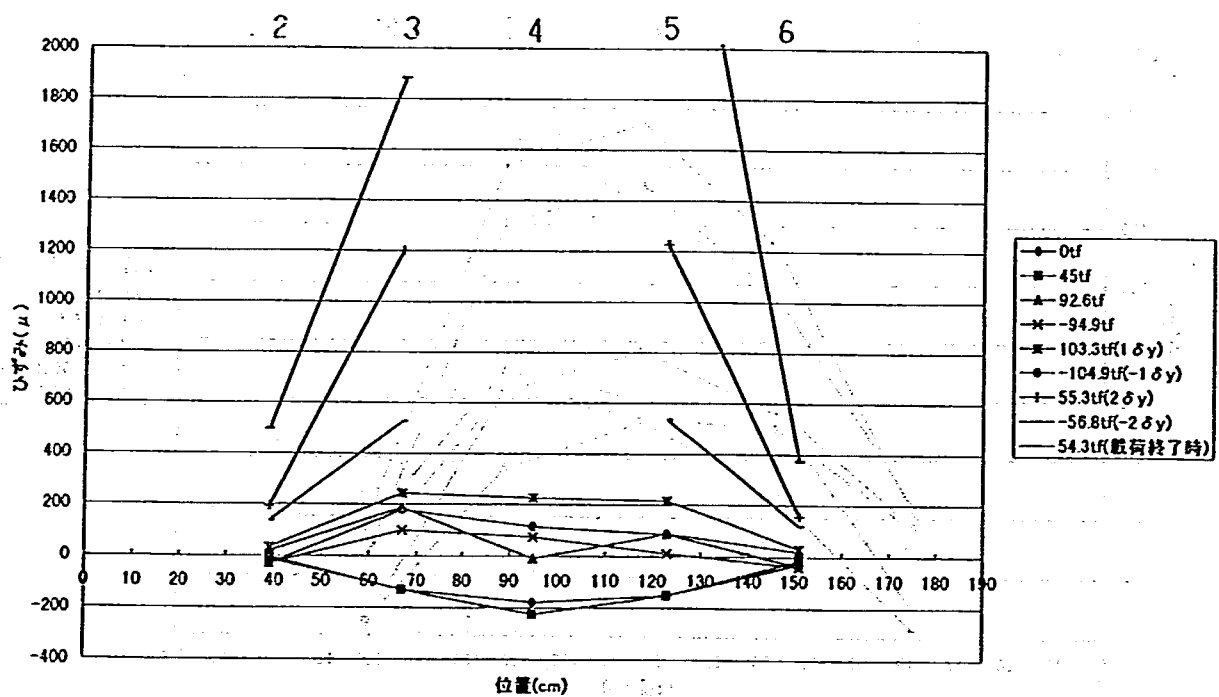


図-3.2.69 ひずみ分布図 (CASE-2-6 上側鉄筋 Y方向)

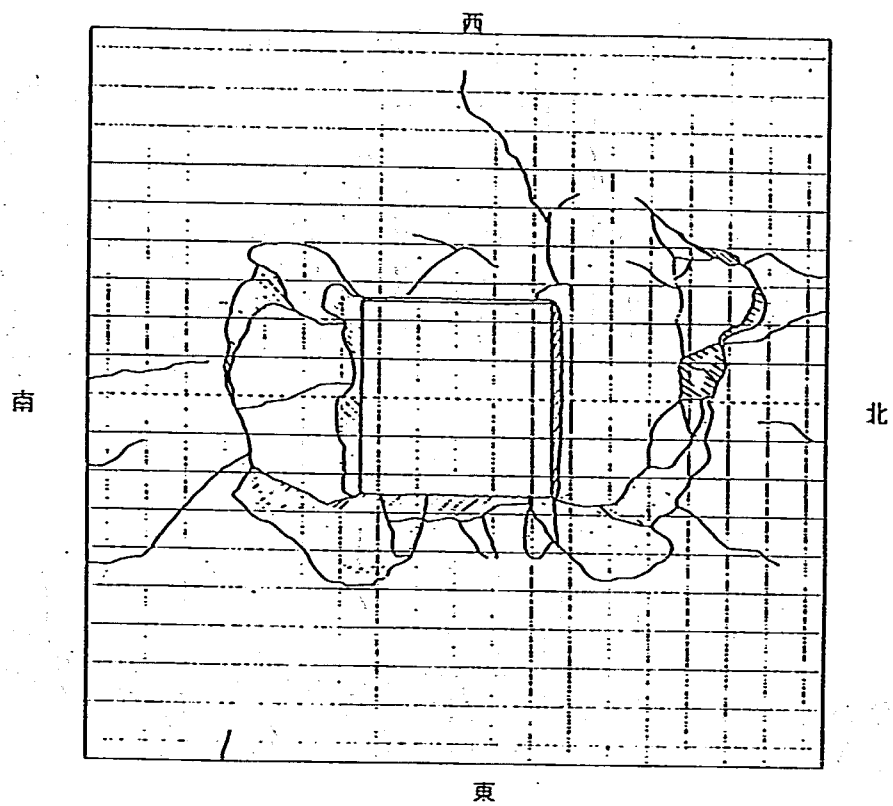


図-3.2.70 ひびわれ状況図 (CASE-2-6 上面)

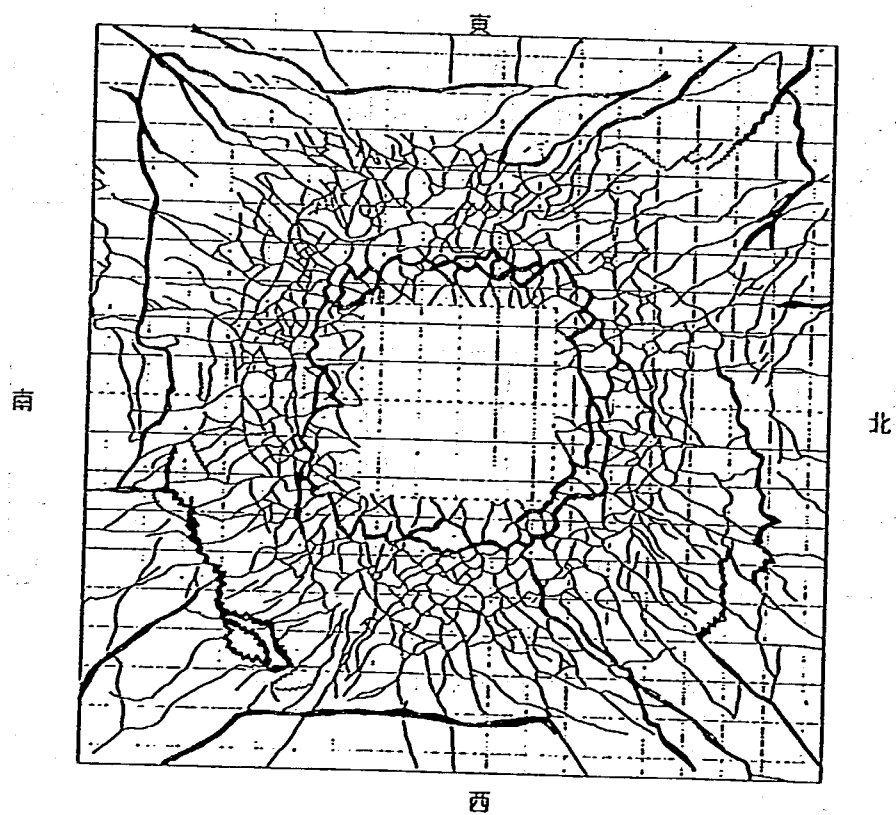
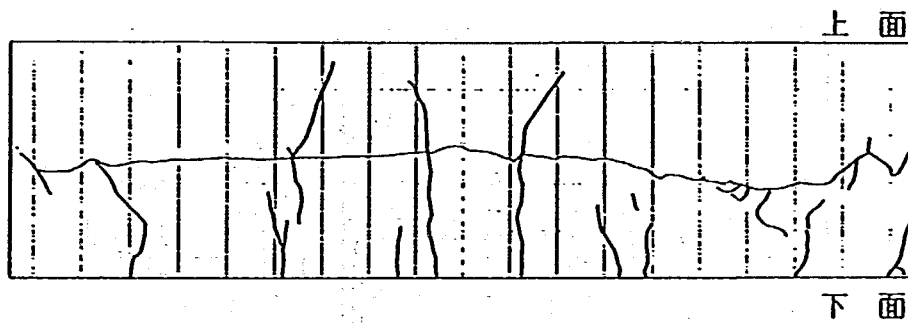
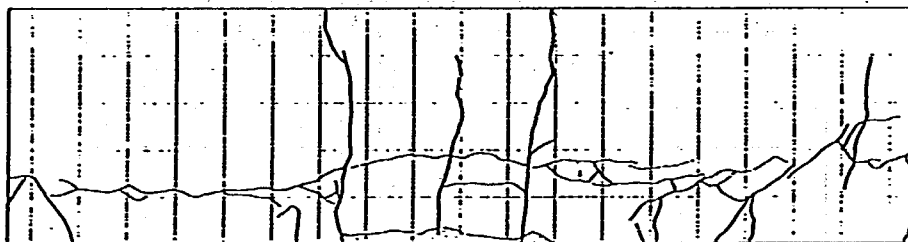


図-3.2.71 ひびわれ状況図 (CASE-2-6 下面)

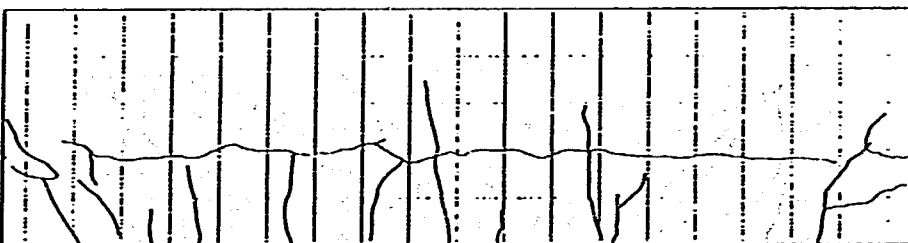
(E 面)



(S 面)



(W 面)



(N 面)

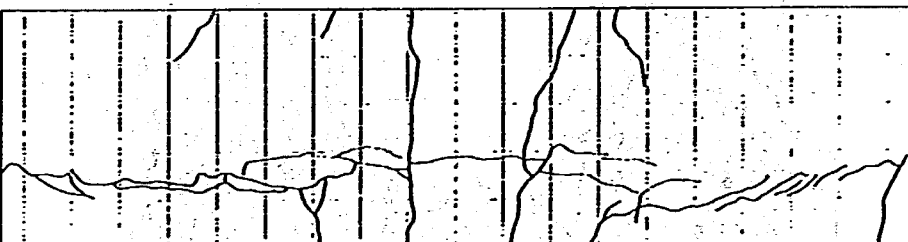
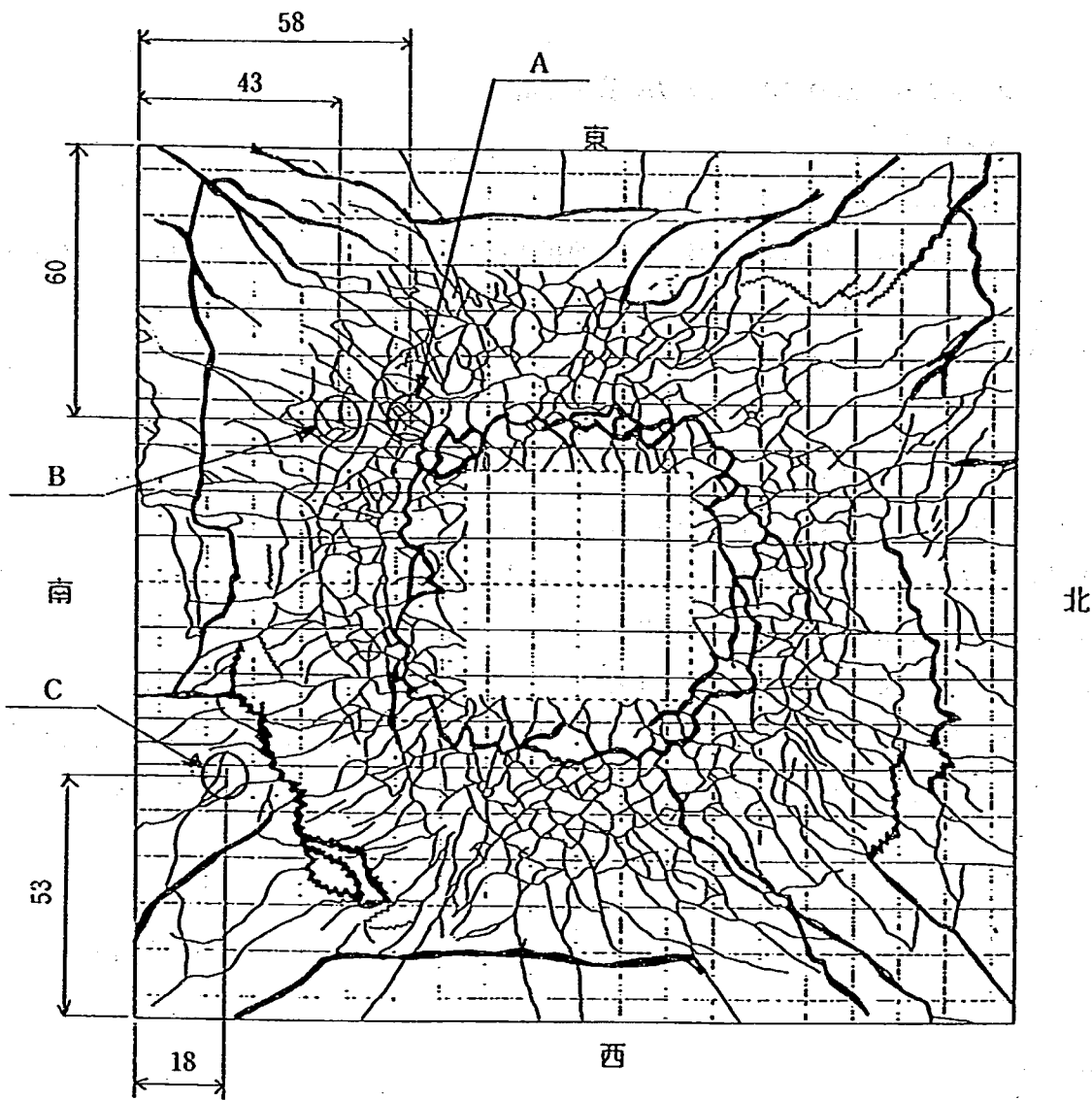


図-3. 2. 72 ひびわれ状況図 (CASE-2-6 側面)

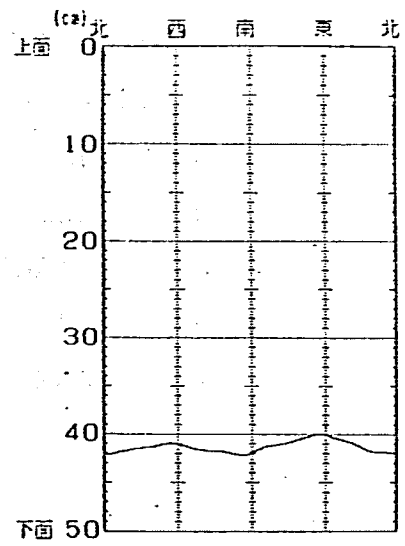
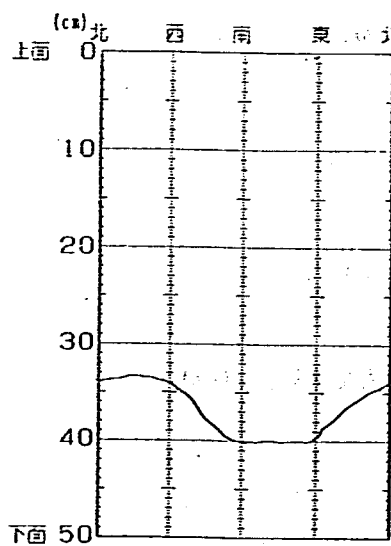
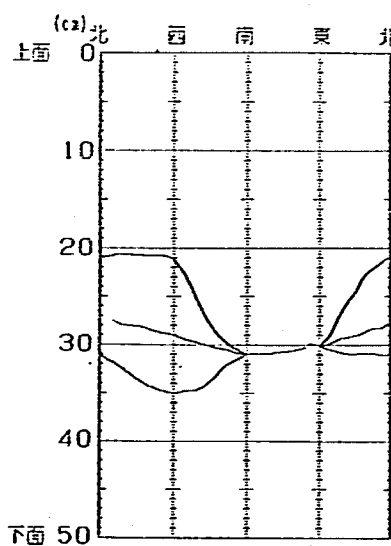


コア採取位置

A

B

C



コアのひび割れ状況

図-3.2.73 採取したコアのひびわれ状況図 (CASE-2-6)

4. 実験におけるフーチングの耐力および断面力の算定方法

4.1 曲げに関する検討

4.1.1 曲げ耐力の算定方法

曲げ耐力は、載荷領域前面位置の断面において算出することとした。この場合、曲げモーメントに対する抵抗幅は、フーチング全幅とする。ここでは、降伏曲げモーメントおよび終局曲げモーメントを実験値と比較することとし、両者を以下に示す関係から算出することとした。

・降伏曲げモーメントの算出方法

部材断面に生じる応力度の計算は、次の仮定に基づいて行う。

- ① 維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例するものとする。
- ② コンクリートおよび鋼材は、弾性体とする。
- ③ コンクリートの引張応力は、無視する。

上記の仮定にしたがって単鉄筋長方形断面として部材の断面力を計算し、引張鉄筋の応力が降伏強度に達したときに生じる曲げモーメントを降伏曲げモーメントとした。降伏曲げモーメントは、次式により算出する。

$$M_y = \sigma_{sy} \cdot A_s \cdot j \cdot d \quad \dots\dots\dots (4-1)$$

$$k = \sqrt{2n \cdot p + (n \cdot p)^2} - n \cdot p$$

$$x = k \cdot d$$

$$z = d - x/3$$

$$j = z/d$$

ここに、

M_y : 降伏曲げモーメント (kgf・cm)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (kgf/cm²)

A_s : 鉄筋量 (cm²)

d : 部材断面の有効高 (cm)

k : 中立軸比

n : 弾性係数比 (= E_s/E_c)

p : 鉄筋比

x : 圧縮縁から中立軸までの距離 (cm)

・終局曲げモーメントの算出方法

道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編²⁾ 2.2.4「部材断面の破壊抵抗曲げモーメント」と同一の方法により求めることとする。

部材断面に生じる応力度の計算は、次の仮定に基づいて行う。

- ① 維ひずみは、断面の中立軸からの距離に比例するものとする。
- ② コンクリートの引張応力は、無視する。
- ③ 鋼材の応力-ひずみ曲線は、完全弾塑性とする。

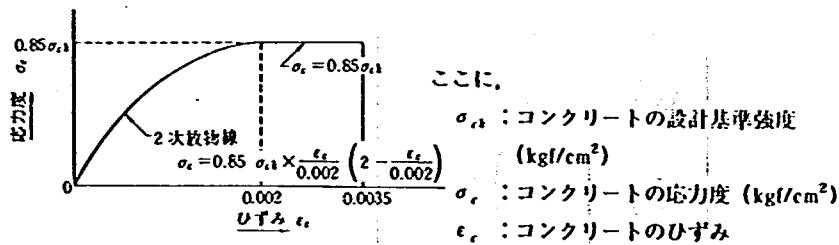


図-4.1.1 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合のコンクリートの応力-ひずみ曲線

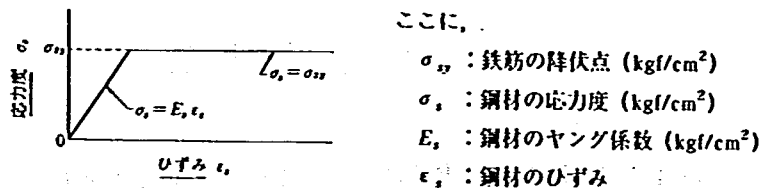


図-4.1.2 破壊抵抗曲げモーメントを算出する場合の鋼材の応力-ひずみ曲線

上記の仮定にしたがって計算し、圧縮側コンクリートが終局ひずみに達するときに生じる曲げモーメントを終局曲げモーメントとした。

$$M_u = \sigma_{sy} \cdot A_s \left[d - \frac{1}{2} \frac{\sigma_{sy} \cdot A_s}{0.85 \sigma_{ck} \cdot b} \right] \dots\dots\dots (4-2)$$

ここに、

M_u : 終局曲げモーメント (kgf・cm)

σ_{sy} : 鉄筋の降伏点 (kgf/cm²)

A_s : 鉄筋量 (cm²)

d : 部材断面の有効高 (cm)

σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

b : 有効幅 (cm)

4.1.2 作用曲げモーメントの算定方法

1) 鉛直荷重のみの場合（鉛直載荷実験）

作用曲げモーメントの算定方法は、載荷領域前面位置より前方にある全ての杭反力により生ずるモーメントの合計値とする。（図-4.1.3参照）

この実験では、次式により求めた。

$$\text{作用曲げモーメント} = (\text{鉛直荷重} / 8(6)) \times 3 \times \text{載荷領域前面から杭中心までの距離} L$$

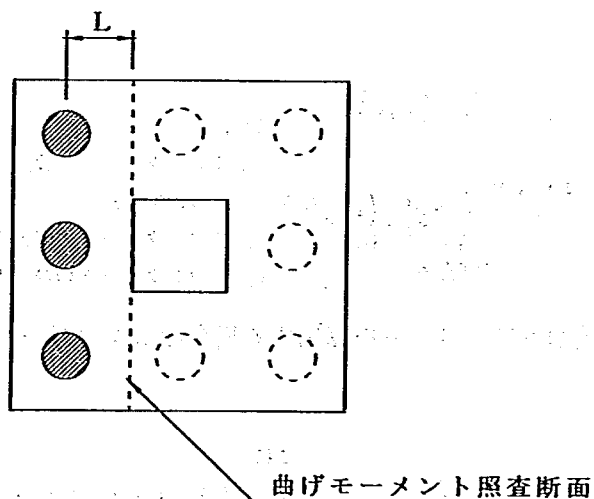


図-4.1.3 鉛直載荷実験における作用曲げモーメント

2) 鉛直荷重とモーメントを受ける場合（二軸載荷実験）

作用曲げモーメントは、載荷実験において計測された鉛直荷重および水平荷重より計算した。ここで、二軸載荷実験においては、水平荷重が大きくなるにつれてフーチングの水平方向の移動を拘束する架台がある程度水平力を負担することから（図-4.1.4参照）、載荷領域前面位置での照査断面における曲げモーメントの計算には、架台で負担される反力を考慮することとした。架台が負担する反力は、正側載荷の場合には、架台を固定するP C鋼棒に取り付けたゲージから反力の大きさを測定しているが、負側載荷の場合には、反力壁とフーチングの間に鋼材を設置しただけであるので、架台から作用する反力は計測していない（図-4.1.5参照）。したがって、正側載荷時における水平荷重と反力の関係から、負側載荷時の架台の反力を推定することとした。図-4.1.4に作用曲げモーメントの算定方法、図-4.1.6に水平荷重と架台の反力の関係を示す。

柱前面位置(A-A断面)での作用曲げモーメント

$$M_A = P_1 \times a - H_1 \times h/2$$

ここに、

P_1 : ロードセルで計測された杭頭での

鉛直反力

H_1 : 杭頭での水平反力

$$H_1 = \alpha (H - H')$$

α : 鉛直反力の分担率

H : 載荷水平荷重

H' : 架台で計測された水平反力

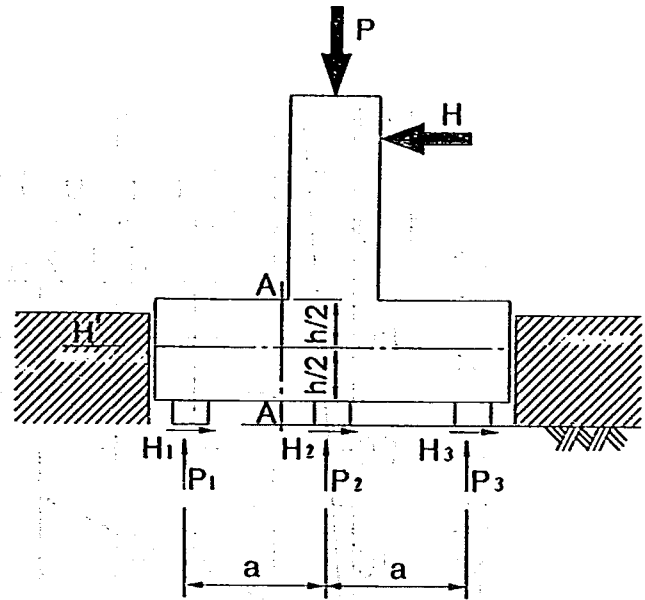


図-4.1.4 作用曲げモーメントの算出方法

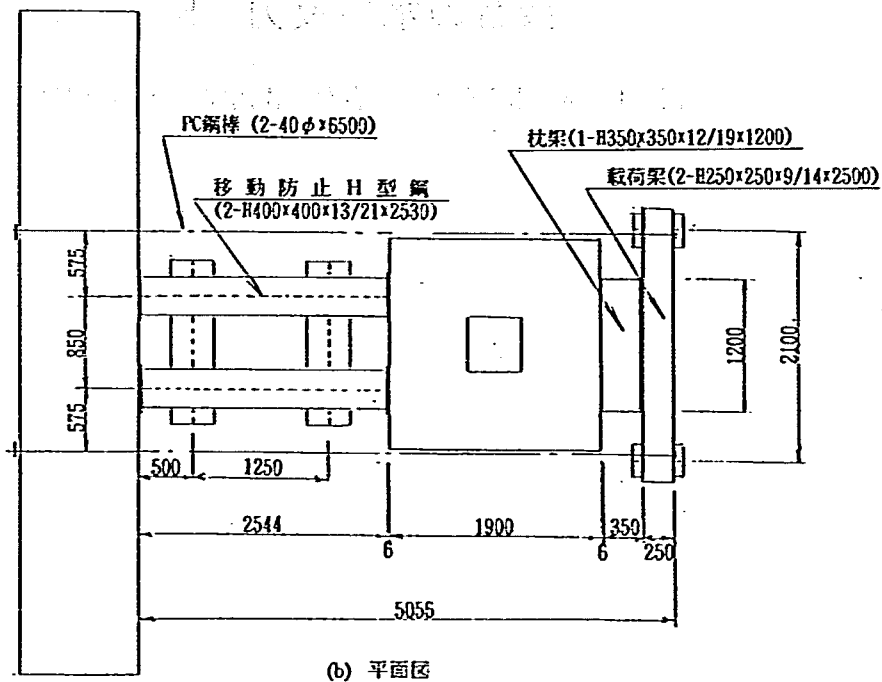


図-4.1.5 二軸載荷実験状況

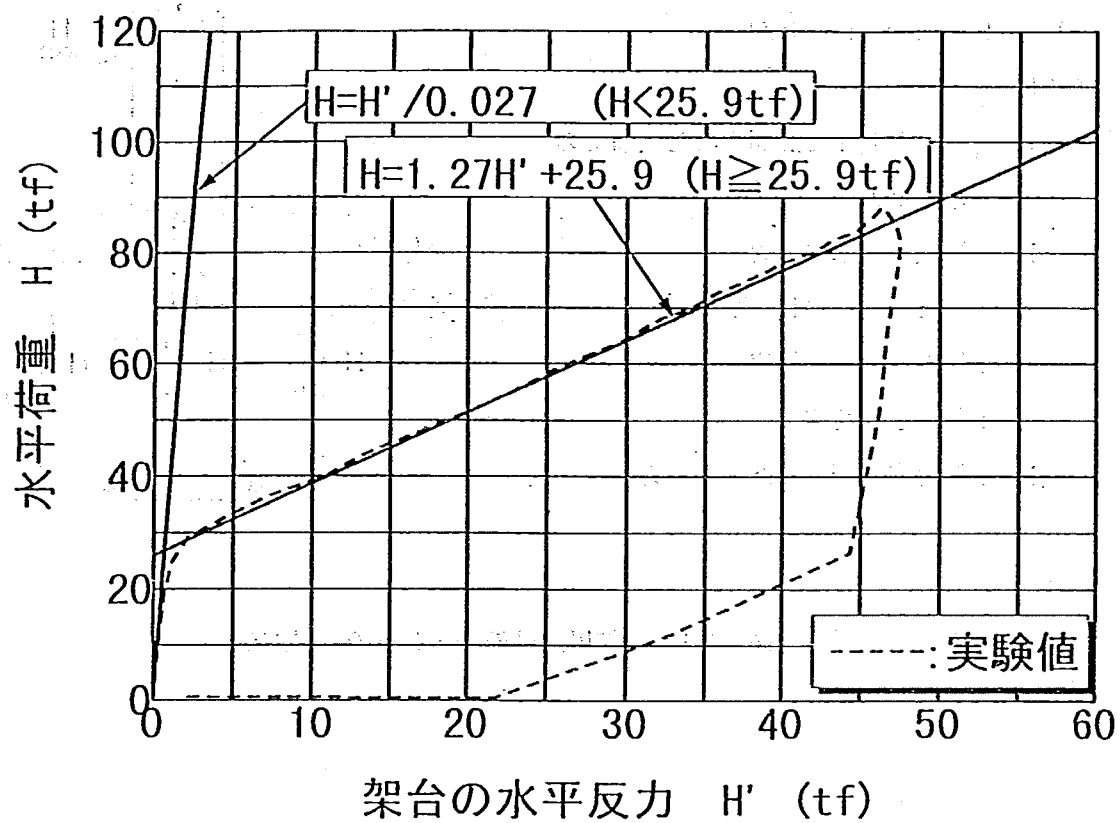


図-4.1.6 水平荷重と架台から作用する反力の関係

4.2 せん断に関する検討

フーチング（ディープスラブ）の場合、せん断耐力を算定する上で次の3つの点が通常のはり部材と異なる。

- ①部材が厚いため、アーチ効果によりコンクリートの負担するせん断耐力が増加する。
- ②一般にせん断スパン比（せん断スパン／有効高）が小さくなるため、せん断補強筋の効果が小さくなる。
- ③スラブの面的な広がりにより、せん断抵抗幅や抵抗機構がはり部材と異なる。

これらをふまえ、以下に本研究で提案・検討したせん断耐力式、せん断スパン、せん断照査断面および作用せん断力の計算法について示す。

4.2.1 せん断耐力の算定方法

せん断耐力は、コンクリートのみで負担するせん断力とせん断補強筋が負担するせん断力を累加して計算する。コンクリートのみで負担するせん断耐力は引張鉄筋比、寸法効果およびコンクリート強度の影響を考慮できる式を用いた。また、せん断スパン比の小さな鉄筋コンクリート部材におけるコンクリート負担分の増加を考慮できる形式とした。

本研究で検討した2つのせん断耐力式を以下に示す。

i) 提案式（新道示式）

せん断応力度については、建設省土木研究所のコンクリート研究室が行ったせん断耐力に関する実験結果³⁾や土木学会コンクリート示方書⁴⁾に掲載されている式に基づいて提案された式により算出する。また、せん断補強筋の負担分については、せん断スパン比の小さな鉄筋コンクリート部材における負担分の減少を考慮できる形式とした。この提案式は、平成8年度の道路橋示方書Ⅳ下部構造編⁵⁾に採用されている。

$$P_s = c_{dc} \cdot S_c + c_{ds} \cdot S_s \quad \dots\dots\dots (4-3)$$

$$S_c = c_c \cdot c_e \cdot c_{pl} \cdot c_N \cdot \tau_c \cdot b \cdot d \quad \dots\dots\dots (4-4)$$

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 s} \quad \dots\dots\dots (4-5)$$

$$c_{dc} = \frac{6.3}{1.3 + 0.8(a/d)^2} \quad \dots\dots\dots (4-6)$$

$$c_{ds} = \frac{(a/d)}{2.5} \leq 1.0 \quad \dots\dots\dots (4-7)$$

ここに、

- P_s : せん断耐力 (kgf)
- S_c : コンクリートの負担するせん断耐力 (kgf)
- S_s : せん断補強筋の負担するせん断耐力 (kgf)

c_{dc} : せん断スパン比によるコンクリートの負担するせん断耐力の補正係数

c_{ds} : せん断スパン比によるせん断補強筋の負担するせん断耐力の補正係数

c_e : 荷重の正負交番作用の影響に関する補正係数 (=1.0)

c_e : 部材断面の有効高 d に関する補正係数で下表の値とする。

有効高 (m)	3 以下	1	3	5	10 以上
c_e	1.4	1.0	0.7	0.6	0.5

c_{pt} : 引張鉄筋比 p_t に関する補正係数で下表の値とする。

引張鉄筋比 (%)	0.1	0.2	0.3	0.5	1.0以上
c_{pt}	0.7	0.9	1.0	1.2	1.5

c_N : 軸力による補正係数 (=1.0)

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度 (kgf/cm^2) で下表の値とする。

コンクリートの設計基準強度 (kgf/cm^2)	210	240	270	300	400
τ_c (kgf/cm^2)	3.3	3.5	3.6	3.7	4.1

b : せん断照査断面幅 (cm)

d : 部材断面の有効高 (cm)

A_w : 間隔 s および角度 θ で配筋されるせん断補強筋量 (cm^2)

σ_{sy} : せん断補強筋の降伏点 (kgf/cm^2)

θ : せん断補強筋が部材軸方向となす角度

s : せん断補強筋の部材軸方向の間隔 (cm)

p_t : 引張鉄筋比 (%)

σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm^2)

a : せん断スパン (cm)

ii) 土木学会式

コンクリート標準示方書¹⁾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

$$P_s = \beta_s \cdot S_c + S_s \quad \dots\dots\dots (4-8)$$

$$S_c = \beta_d \cdot \beta_p \cdot f_{dd} \cdot b \cdot d \quad \dots\dots\dots (4-9)$$

$$S_s = \frac{A_w \cdot \sigma_{sy} \cdot d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 s}$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{100/d}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{p_t}$$

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

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

ここに、

P_s : せん断耐力 (kgf)

S_c : コンクリートの負担するせん断耐力 (kgf)

S_s : せん断補強筋の負担するせん断耐力 (kgf)

b : せん断照査断面幅 (cm)

d : 部材断面の有効高 (cm)

A_w : 間隔 s および角度 θ で配筋されるせん断補強筋量 (cm²)

σ_{sy} : せん断補強筋の降伏点 (kgf/cm²)

θ : せん断補強筋が部材軸方向となす角度

s : せん断補強筋の部材軸方向の間隔

p_t : 引張鉄筋比 (%)

a : せん断スパン (cm)

σ_{ck} : コンクリートの圧縮強度 (kgf/cm²)

(1) せん断スパン

・荷重作用位置

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になる。分布荷重から集中荷重への変換は、図-4.2.1に示すように载荷領域を分割し、分割片の重心位置に集中荷重が作用すると考えた。また、両者の最大曲げモーメントが等しくなるように集中荷重の大きさPを定めた。

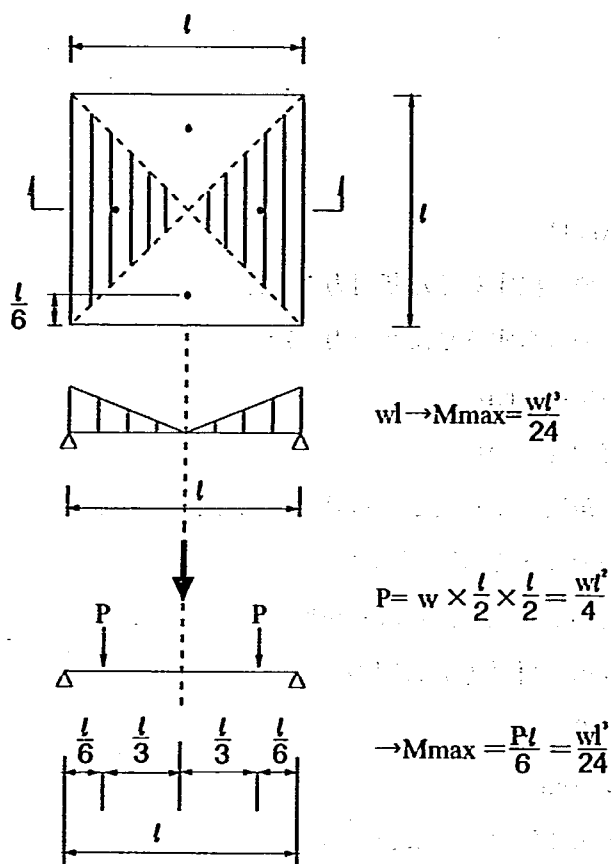


図-4.2.1 分布荷重から集中荷重への変換

・支承位置

杭基礎フーチングの場合は、杭の中心位置とした。また、直接基礎フーチングの場合は、地盤反力の重心位置とした。

・せん断スパンの定義

ここでは、次の2つの方法を用いた。

- a) 分布荷重を集中荷重に変換した荷重作用点から支承までの距離 (図-4.2.2(a)参照)
- b) 荷重領域前面から支承までの距離 (図-4.2.2(b)参照)

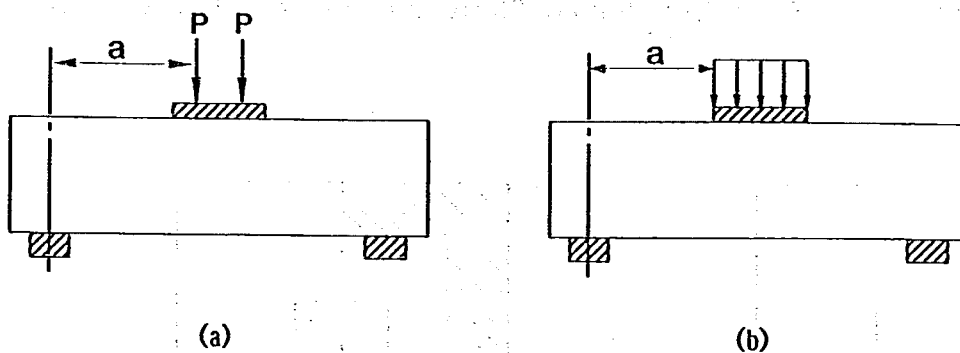


図-4.2.2 せん断スパン a

(2) せん断照査位置

1) 鉛直荷重のみの場合 (鉛直荷重実験)

ここでは、次の2つの方法を用いた。

a) せん断スパンの半分の位置

載荷荷重が載荷中央より左右に 45° に分散するものとして、せん断スパンの半分の位置をせん断照査位置としたもの。(図-4.2.3(a)参照)

b) 載荷部の前面から部材高さの半分の位置

載荷荷重が載荷領域より下方に 45° に分散するものとして、載荷位置から部材高さの半分の位置をせん断照査位置としたもの。(図-4.2.3(b)参照)

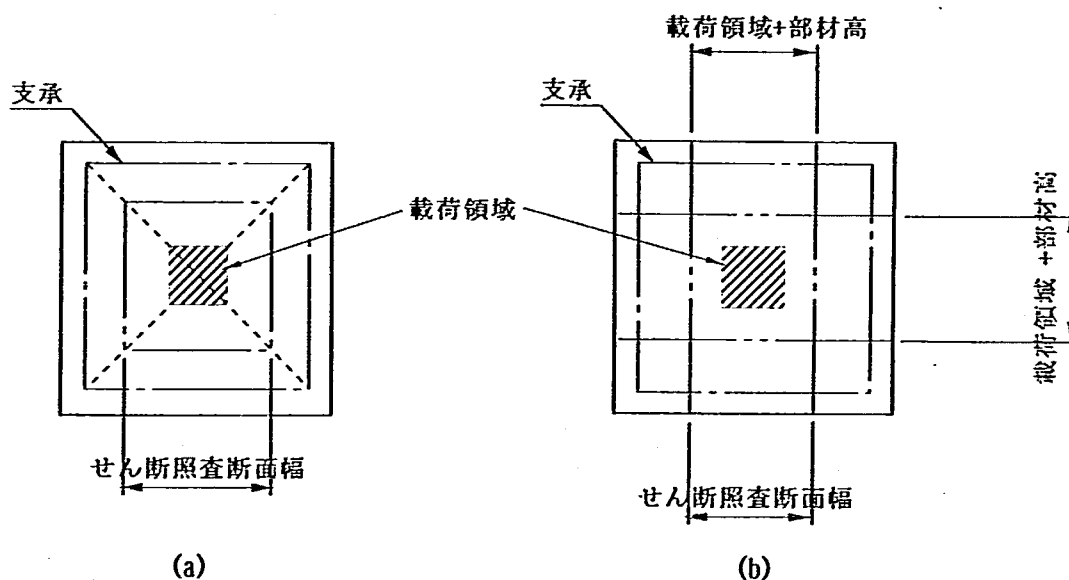
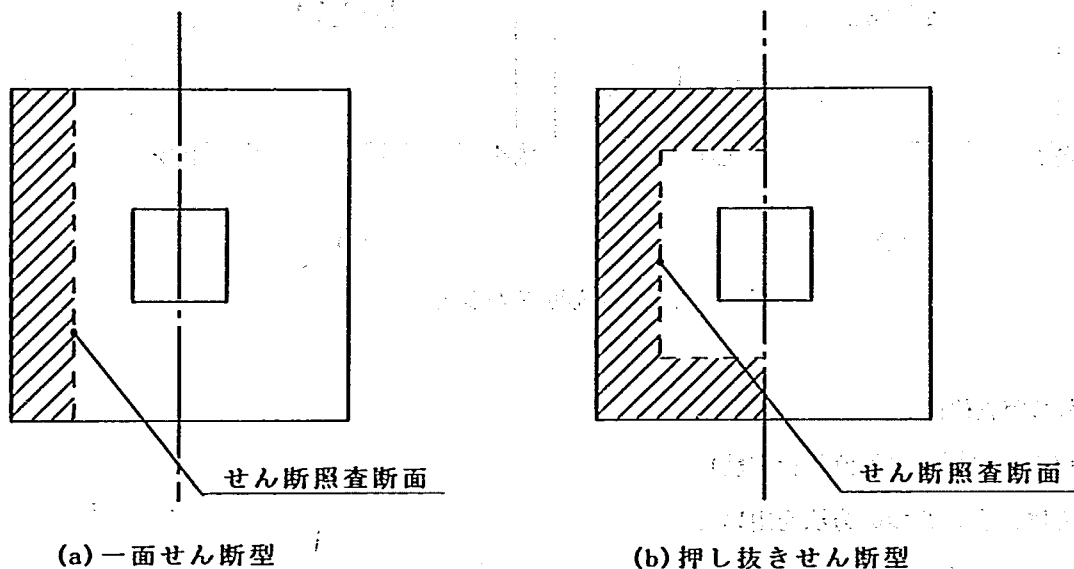


図-4.2.3 せん断照査位置

2) 鉛直荷重とモーメントを受ける場合（二軸載荷実験）

基本的に鉛直載荷実験と同様の算定方法とするが、二軸載荷であり偏心量も大きいため、せん断照査断面を部材の片側半分とする。せん断の照査は、はりのな破壊形態となる一面せん断型（図-4.2.4(a)参照）と押し抜けるような破壊形態となる押し抜きせん断型（図-4.2.4(b)参照）の2つについて行った。各々のせん断照査位置は、鉛直荷重のみの場合と同様に設定した。（図-4.2.5～4.2.8参照）



注) 斜線でハッチされた部分の反力を作用せん断力と考える。

図-4.2.4 鉛直荷重と曲げモーメントを受ける場合のせん断照査方法

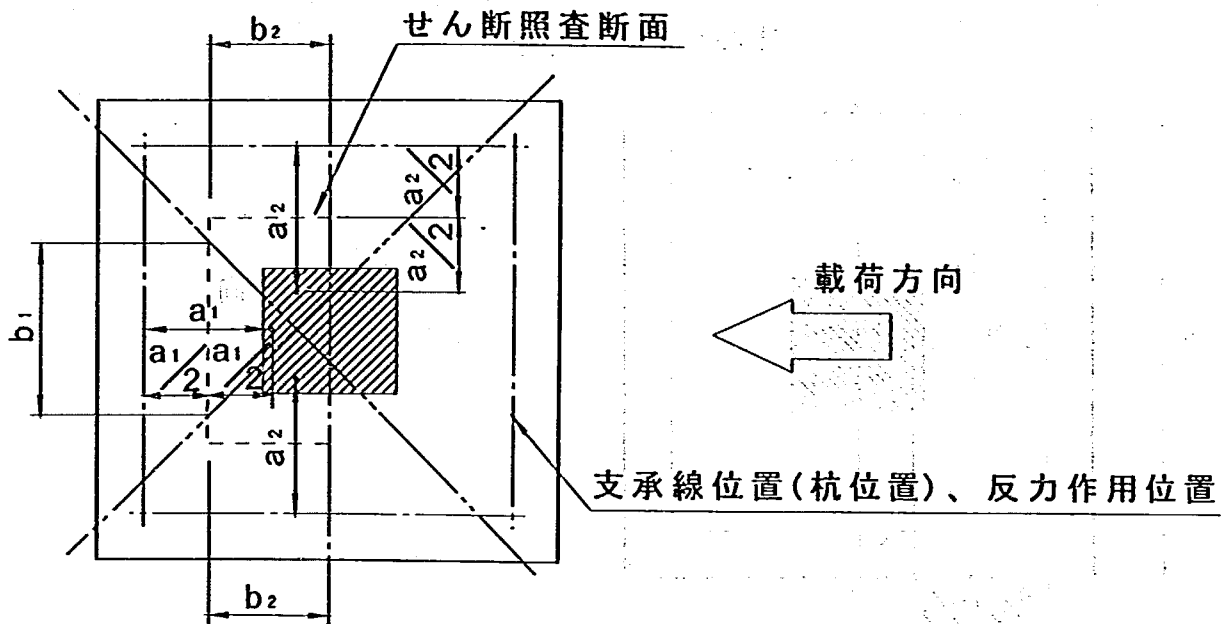


図-4.2.5 せん断照査断面（押し抜きせん断型で照査位置をせん断スパンの半分とした場合）

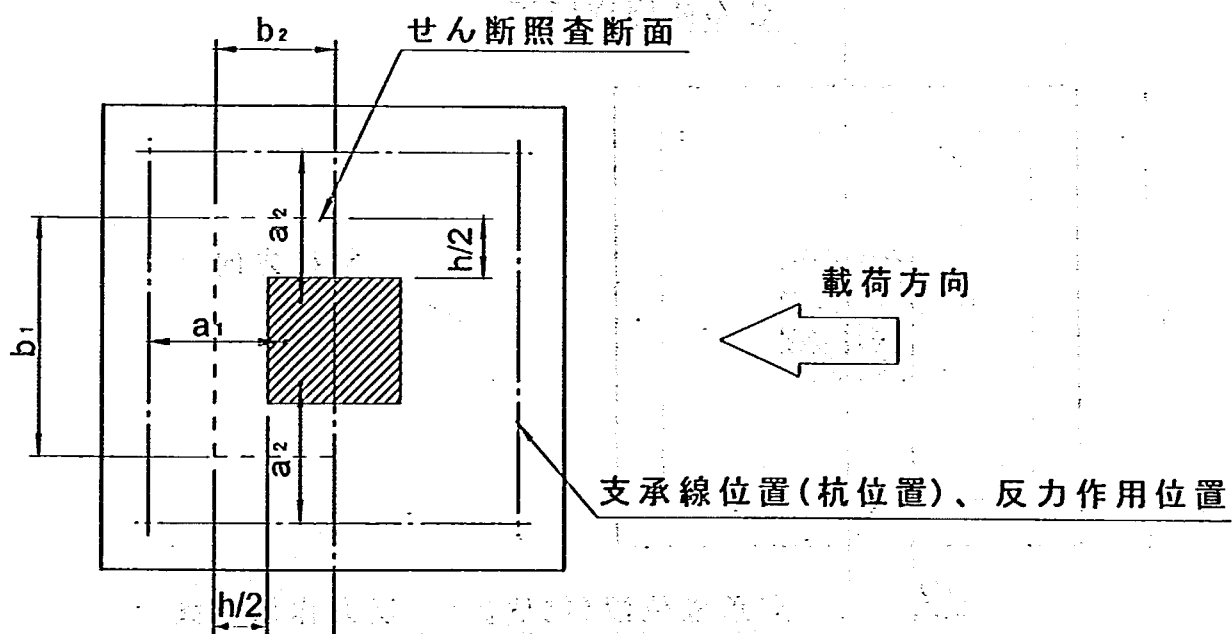


図-4.2.6 せん断照査断面（押し抜きせん断型で照査位置を載荷領域前面から部材高さの半分とした場合）

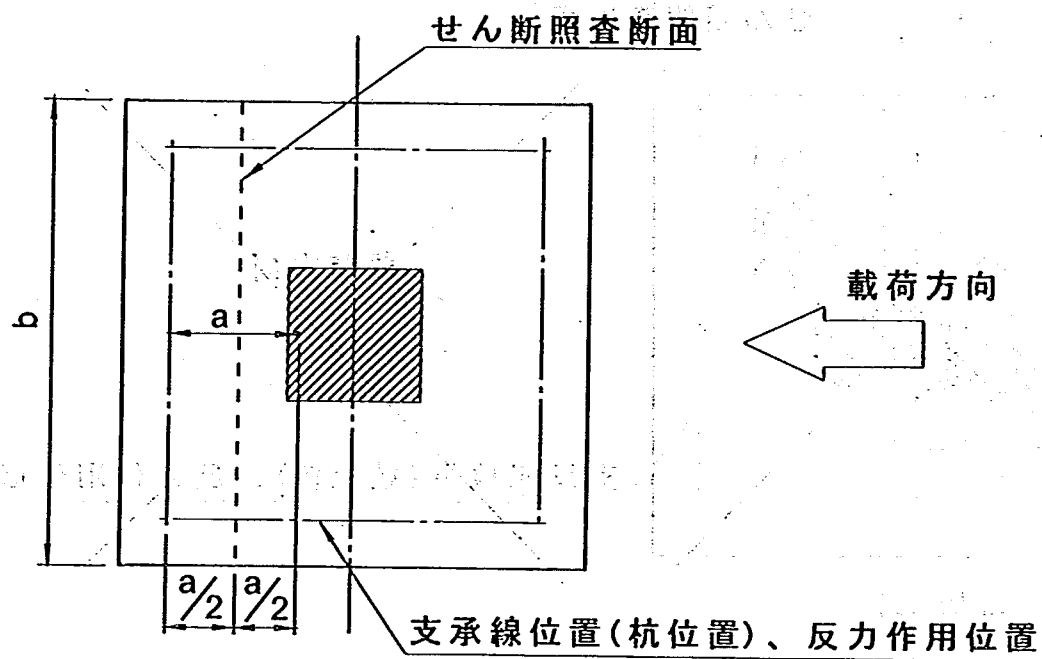


図-4.2.7 せん断照査断面（一面せん断型で照査位置をせん断スパンの半分とした場合）

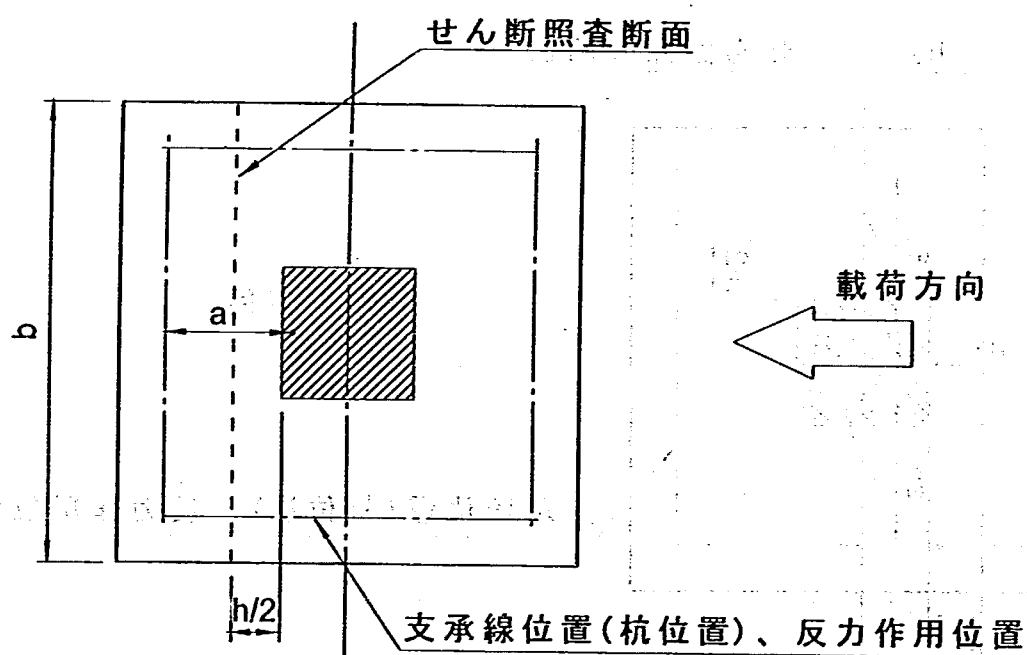


図-4.2.8 せん断照査断面（一面せん断型で照査位置を載荷領域前面から部材高さの半分とした場合）

4.2.2 作用せん断力の算定方法

1) 鉛直荷重のみの場合（鉛直載荷実験）

作用せん断力は、照査断面の外側に位置するすべての反力を考慮することとした。ここでは、すべての杭が照査断面より外側にあり鉛直荷重が杭の鉛直反力の合計と等しくなることから、載荷荷重を作用せん断力とした。

2) 鉛直荷重とモーメントを受ける場合（二軸載荷実験）

作用せん断力は、一面せん断型および押し抜きせん断型それぞれの照査断面の外側に位置する反力を考慮することとした。

杭基礎フーチングの場合には、支承部に設置したロードセルにより、水平荷重が最大値となった時点で計測された各杭の反力を合計したものを作用せん断力とした。

直接基礎フーチングの場合には、地盤の反力が計測できないため、載荷実験において計測された鉛直荷重および水平荷重より、フーチングを剛体と仮定して計算した。

なお、フーチングと水平方向の移動を拘束する架台との鉛直方向の摩擦は作用せん断力の計算の中で考慮しないこととした。

5. 計算値と実験値の比較

5.1 鉛直載荷実験

5.1.1 CASE-1-1

1) 曲げ耐力の比較

CASE-1-1

抵抗幅 b (cm)	240.0
有効高 d (cm)	50.0
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	197.6
引張鉄筋比 p_t (%)	1.65
鉄筋の弾性係数 E_s (kgf/cm ²)	1.95×10^5
コンクリートの弾性係数 E_c (kgf/cm ²)	2.31×10^6
弾性係数比 n	8.44
中立軸比 k	0.4066
圧縮縁から中立軸までの距離 x (cm)	20.33
鉄筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3921.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	221.0
降伏曲げモーメント M_y (tf·m)	334.89
終局曲げモーメント M_u (tf·m)	320.82
実験値	
最大曲げモーメント M (tf·m)	137.5
実験値/計算値	
M/M_y	0.41
M/M_u	0.43

2) せん断耐力の比較

4. 1に基づき算定式、せん断照査位置、せん断スパンを変えた 8 通りの計算結果との比較を示す。

CASE-1-1

算定式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分
せん断スパン a (cm) (荷重作用点から杭中心)	63.3	63.3
有効高さ d (cm)	50.0	50.0
せん断スパン比 a/d	1.27	1.27
照査断面幅 b (cm)	540.0	466.5
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	197.6	197.6
引張鉄筋比 p_s (%)	1.65	1.65
せん断補強筋量 A_w (cm ²)	0	0
せん断補強筋比 p_w (%)	0	0
せん断補強筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	-	-
せん断補強筋が部材軸となす角度 θ (度)	-	-
せん断補強筋の部材軸方向の間隔 s (cm)	-	-
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	221.0	221.0
部材断面の有効高に関する補正係数 c_e	1.29	1.29
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{sr}	1.50	1.50
コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c (kgf/cm ²)	3.37	3.37
コンクリートの負担するせん断耐力 S_c (tf)	176.1	152.1
せん断補強筋の負担するせん断耐力 S_s (tf)	0	0
せん断スパン比による補正係数 c_{dc}	2.43	2.43
せん断スパン比による補正係数 c_{ds}	-	-
せん断耐力 P_s (tf)	427.9	369.6
実験値		
最大鉛直荷重 (反力) P_{max} (tf)	733.5	733.5
実験値/計算値		
P_{max}/P_s	1.71	1.98

CASE-1-1

算定式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分
せん断スパン a (cm) (荷重領域前面から杭中心)	50.0	50.0
有効高さ d (cm)	50.0	50.0
せん断スパン比 a/d	1.0	1.0
照査断面幅 b (cm)	540.0	520.0
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	197.6	197.6
引張鉄筋比 p_s (%)	1.65	1.65
せん断補強筋量 A_w (cm ²)	0	0
せん断補強筋比 p_w (%)	0	0
せん断補強筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	-	-
せん断補強筋が部材軸となす角度 θ (度)	-	-
せん断補強筋の部材軸方向の間隔 s (cm)	-	-
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	221.0	221.0
部材断面の有効高に関する補正係数 c_e	1.29	1.29
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{sr}	1.50	1.50
コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c (kgf/cm ²)	3.37	3.37
コンクリートの負担するせん断耐力 S_c (tf)	176.1	169.5
せん断補強筋の負担するせん断耐力 S_s (tf)	0	0
せん断スパン比による補正係数 c_{dc}	3.0	3.0
せん断スパン比による補正係数 c_{ds}	-	-
せん断耐力 P_s (tf)	528.3	508.5
実験値		
最大鉛直荷重 (反力) P_{max} (tf)	733.5	733.5
実験値/計算値		
P_{max}/P_s	1.39	1.44

CASE-I-1

算定式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分
せん断スパン a (cm) (荷重作用点から杭中心)	63.3	63.3
有効高さ d (cm)	50.0	50.0
せん断スパン比 a/d	1.27	1.27
照査断面幅 b (cm)	540.0	466.5
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	197.6	197.6
引張鉄筋比 p_s (%)	1.65	1.65
せん断補強筋量 A_w (cm ²)	0	0
せん断補強筋比 p_w (%)	0	0
せん断補強筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	-	-
せん断補強筋が部材軸となす角度 θ (度)	-	-
せん断補強筋の部材軸方向の間隔 s (cm)	-	-
コンクリートの圧縮強度 σ_{cs} (kgf/cm ²)	221.0	221.0
β_s	1.19	1.19
β_s	1.18	1.18
f_{cd}	8.92	8.92
コンクリートの負担するせん断耐力 S_c (tf)	338.2	292.2
せん断補強筋の負担するせん断耐力 S_s (tf)	0	0
β_s	1.91	1.91
せん断耐力 P_s (tf)	646.0	558.1
実験値		
最大鉛直荷重 (反力) P_{max} (Bq2DglBx?B 5)	733.5	733.5
実験値/計算値		
P_{max}/P_s	1.14	1.31

CASE-I-1

算定式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分
せん断スパン a (cm) (載荷領域前面から杭中心)	50.0	50.0
有効高さ d (cm)	50.0	50.0
せん断スパン比 a/d	1.0	1.0
照査断面幅 b (cm)	540.0	520.0
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	197.6	197.6
引張鉄筋比 p_s (%)	1.65	1.65
せん断補強筋量 A_w (cm ²)	0	0
せん断補強筋比 p_w (%)	0	0
せん断補強筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	-	-
せん断補強筋が部材軸となす角度 θ (度)	-	-
せん断補強筋の部材軸方向の間隔 s (cm)	-	-
コンクリートの圧縮強度 σ_{cs} (kgf/cm ²)	221.0	221.0
β_s	1.19	1.19
β_s	1.18	1.18
f_{cd}	8.92	8.92
コンクリートの負担するせん断耐力 S_c (tf)	338.2	325.7
せん断補強筋の負担するせん断耐力 S_s (tf)	0	0
β_s	2.5	2.5
せん断耐力 P_s (tf)	845.5	814.3
実験値		
最大鉛直荷重 (反力) P_{max} (tf)	733.5	733.5
実験値/計算値		
P_{max}/P_s	0.87	0.90

このケースは、せん断補強筋のないフーチングの耐力確認実験である。せん断耐力の実験値と計算値を比較した結果を以下にまとめた。

- ① せん断耐力式については、土木学会式を用いて算出した計算値が、提案式（新道示式）を用いた計算値より大きくなる傾向がある。これは、土木学会式による計算値が安全率を含んでないのに対し、提案式による計算値が安全率を見込んでいることが原因の1つであると考えられる。
- ② 全般的な傾向として、提案式は実験値よりも小さな値、土木学会式は実験値とほぼ同等の値を与える。
- ③ せん断照査位置による耐力の相違は、せん断照査位置を載荷領域前面から部材高さの半分とした場合の断面幅が、せん断照査位置をせん断スパンの半分とした場合の断面幅より若干大きくなることに起因したものである。
- ④ 土木学会式を用いてせん断スパンを載荷領域前面より杭中心とした場合の計算値は、せん断照査位置に関係なく耐力を過大に評価することが示された。

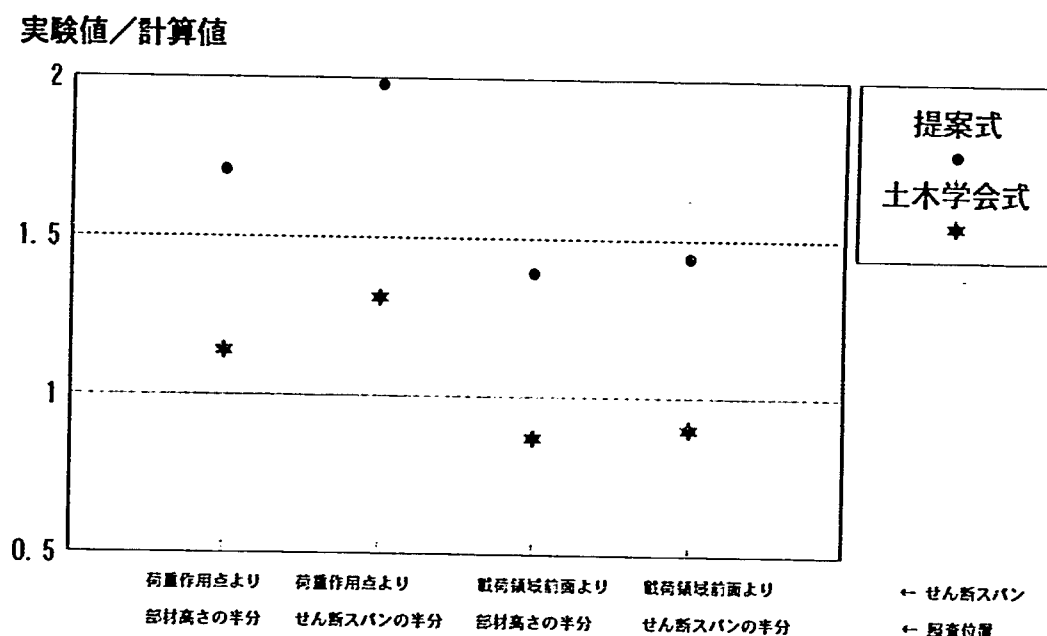


図-5.1.1 実験値／計算値の比較

5. 1. 2 CASE-1-2

1) 曲げ耐力の比較

CASE-1-2

抵抗幅 b (cm)	240.0
有効高 d (cm)	50.0
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	197.6
引張鉄筋比 ρ (%)	1.65
鉄筋の弾性係数 E_s (kgf/cm ²)	1.95×10^5
コンクリートの弾性係数 E_c (kgf/cm ²)	2.45×10^6
弾性係数比 n	7.96
中立軸比 k	0.3977
圧縮縁から中立軸までの距離 x (cm)	19.89
鉄筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3921.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	240.0
降伏曲げモーメント M_y (tf·m)	336.04
終局曲げモーメント M_u (tf·m)	326.09
実験値	
最大曲げモーメント M (tf·m)	169.1
実験値/計算値	
M/M_y	0.50
M/M_u	0.52

2) せん断耐力の比較

4.1に基づき算定式、せん断照査位置、せん断スパンを変えた8通りの計算結果との比較を示す。

CASE-1-2

算定式	提案式	提案式 -
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分
せん断スパン a (cm) (荷重作用点から杭中心)	63.3	63.3
有効高さ d (cm)	50.0	50.0
せん断スパン比 a/d	1.27	1.27
照査断面幅 b (cm)	540.0	466.5
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	197.6	197.6
引張鉄筋比 p_s (%)	1.65	1.65
せん断補強筋量 A_w (cm ²)	13.93	11.40
せん断補強筋比 p_w (%)	0.2	0.2
せん断補強筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3700.0	3700.0
せん断補強筋が部材軸となす角度 θ (度)	90.0	90.0
せん断補強筋の部材軸方向の間隔 s (cm)	12.0	12.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{cc} (kgf/cm ²)	240.0	240.0
部材断面の有効高に関する補正係数 c_e	1.29	1.29
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{ps}	1.50	1.50
コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c (kgf/cm ²)	3.50	3.50
コンクリートの負担するせん断耐力 S_c (tf)	182.9	157.9
せん断補強筋の負担するせん断耐力 S_s (tf)	186.7	152.8
せん断スパン比による補正係数 c_{ac}	2.43	2.43
せん断スパン比による補正係数 c_{as}	0.51	0.51
せん断耐力 P_s (tf)	631.1 (539.7)	536.5 (461.6)
実験値		
最大鉛直荷重 (反力) P_{max} (tf)	902.1	902.1
実験値/計算値		
P_{max}/P_s	1.43 (1.67)	1.68 (1.95)

()内は、せん断スパン比によるせん断補強筋の負担するせん断耐力を低減した値

CASE-1-2

算定式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分
せん断スパン a (cm) (載荷領域前面から杭中心)	50.0	50.0
有効高さ d (cm)	50.0	50.0
せん断スパン比 a/d	1.0	1.0
照査断面幅 b (cm)	540.0	520.0
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	197.6	197.6
引張鉄筋比 p_s (%)	1.65	1.65
せん断補強筋量 A_w (cm ²)	13.93	11.40
せん断補強筋比 p_w (%)	0.2	0.2
せん断補強筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3700.0	3700.0
せん断補強筋が部材軸となす角度 θ (度)	90.0	90.0
せん断補強筋の部材軸方向の間隔 s (cm)	12.0	12.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{cc} (kgf/cm ²)	240.0	240.0
部材断面の有効高に関する補正係数 c_e	1.29	1.29
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{ps}	1.50	1.50
コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c (kgf/cm ²)	3.50	3.50
コンクリートの負担するせん断耐力 S_c (tf)	182.9	176.1
せん断補強筋の負担するせん断耐力 S_s (tf)	186.7	152.8
せん断スパン比による補正係数 c_{ac}	3.0	3.0
せん断スパン比による補正係数 c_{as}	0.4	0.4
せん断耐力 P_s (tf)	735.4 (623.4)	681.1 (589.4)
実験値		
最大鉛直荷重 (反力) P_{max} (tf)	902.1	902.1
実験値/計算値		
P_{max}/P_s	1.23 (1.45)	1.32 (1.53)

()内は、せん断スパン比によるせん断補強筋の負担するせん断耐力を低減した値

CASE-1-2

算定式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分
せん断スパン a (cm) (荷重作用点から杭中心)	63.3	63.3
有効高さ d (cm)	50.0	50.0
せん断スパン比 a/d	1.27	1.27
照査断面幅 b (cm)	540.0	466.5
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	197.6	197.6
引張鉄筋比 p_s (%)	1.65	1.65
せん断補強筋量 A_w (cm ²)	13.93	11.40
せん断補強筋比 p_w (%)	0.2	0.2
せん断補強筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3700.0	3700.0
せん断補強筋が部材軸となす角度 θ (度)	90.0	90.0
せん断補強筋の部材軸方向の間隔 s (cm)	12.0	12.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{cs} (kgf/cm ²)	240.0	240.0
β_s	1.19	1.19
β_s	1.18	1.18
f_{os}	9.30	9.30
コンクリートの負担するせん断耐力 S_c (tf)	352.6	304.6
せん断補強筋の負担するせん断耐力 S_s (tf)	186.7	152.8
β_s	1.91	1.91
せん断耐力 P_s (tf)	860.2	734.6
実験値		
最大鉛直荷重 (反力) P_{max} (tf)	902.1	902.1
実験値/計算値		
P_{max}/P_s	1.05	1.23

CASE-1-2

算定式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分
せん断スパン a (cm) (載荷領域前面から杭中心)	50.0	50.0
有効高さ d (cm)	50.0	50.0
せん断スパン比 a/d	1.0	1.0
照査断面幅 b (cm)	540.0	520.0
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	197.6	197.6
引張鉄筋比 p_s (%)	1.65	1.65
せん断補強筋量 A_w (cm ²)	13.93	11.40
せん断補強筋比 p_w (%)	0.2	0.2
せん断補強筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3700.0	3700.0
せん断補強筋が部材軸となす角度 θ (度)	90.0	90.0
せん断補強筋の部材軸方向の間隔 s (cm)	12.0	12.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{cs} (kgf/cm ²)	240.0	240.0
β_s	1.19	1.19
β_s	1.18	1.18
f_{os}	9.30	9.30
コンクリートの負担するせん断耐力 S_c (tf)	352.6	339.5
せん断補強筋の負担するせん断耐力 S_s (tf)	186.7	152.8
β_s	2.5	2.5
せん断耐力 P_s (tf)	1068.2	1001.6
実験値		
最大鉛直荷重 (反力) P_{max} (tf)	902.1	902.1
実験値/計算値		
P_{max}/P_s	0.84	0.90

このケースは、せん断補強筋比を0.2%としたフーチングの耐力確認実験である。せん断耐力の実験値と計算値を比較した結果を以下にまとめた。

- ① このケースでもCASE-1-1の比較結果でまとめた①～④の項目と同様のことがいえた。
- ② コンクリート強度の違いを考慮せずCASE-1-2の実験値からCASE-1-1の実験値を差し引くと168.6 kNとなる。これはせん断補強筋がせん断力を負担したことが主因であると考えられ、フーチングのような厚い部材においてもせん断補強筋による補強効果があることが分かった。また、この値はトラス理論を用いて計算されたせん断補強筋の負担できるせん断力（せん断照査位置が部材高さの半分の場合186.7 kN、せん断照査位置がせん断スパンの半分の場合152.8 kN）とほぼ同等であること、実験時にほとんどのせん断補強筋が降伏したことから、このケースに関しては通常のはり部材と同様にせん断補強筋の効果を評価できるといえる。

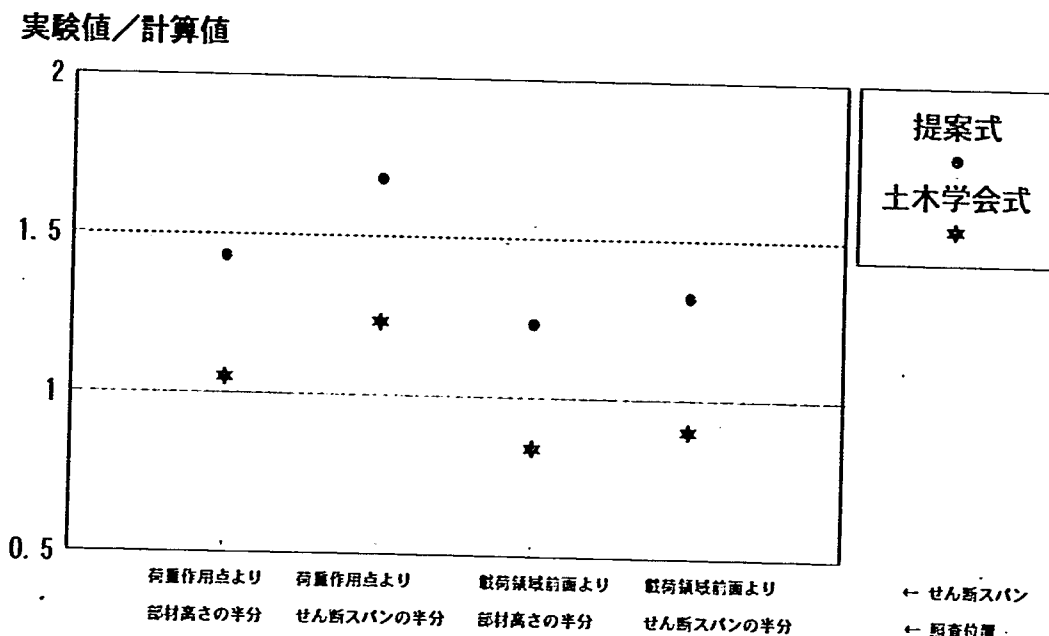


図-5.1.2 実験値／計算値の比較

5. 1. 3 CASE-1-3

1) 曲げ耐力の比較

CASE-1-3

抵抗幅 b (cm)	240.0
有効高 d (cm)	50.0
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	197.6
引張鉄筋比 ρ (%)	1.65
鉄筋の弾性係数 E_s (kgf/cm ²)	1.95×10^5
コンクリートの弾性係数 E_c (kgf/cm ²)	2.56×10^5
弾性係数比 n	7.62
中立軸比 k	0.3912
圧縮縁から中立軸までの距離 x (cm)	19.56
鉄筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3921.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	202.0
降伏曲げモーメント M_y (tf·m)	336.88
終局曲げモーメント M_u (tf·m)	314.56
実験値	
最大曲げモーメント M (tf·m)	200.6
実験値／計算値	
M/M_y	0.60
M/M_u	0.64

2) せん断耐力の比較

4. 1 に基づき算定式、せん断照査位置、せん断スパンを変えた 8 通りの計算結果との比較を示す。

CASE-1-3

算定式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分
せん断スパン a (cm) (荷重作用点から杭中心)	63.3	63.3
有効高さ d (cm)	50.0	50.0
せん断スパン比 a/d	1.27	1.27
照査断面幅 b (cm)	540.0	466.5
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	197.6	197.6
引張鉄筋比 p_s (%)	1.65	1.65
せん断補強筋量 A_w (cm ²)	31.39	25.68
せん断補強筋比 p_w (%)	0.5	0.5
せん断補強筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3948.0	3948.0
せん断補強筋が部材軸となす角度 θ (度)	90.0	90.0
せん断補強筋の部材軸方向の間隔 s (cm)	12.0	12.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{cs} (kgf/cm ²)	202.0	202.0
部材断面の有効高に関する補正係数 c_e	1.29	1.29
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{ps}	1.50	1.50
コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c (kgf/cm ²)	3.30	3.30
コンクリートの負担するせん断耐力 S_c (tf)	172.4	148.9
せん断補強筋の負担するせん断耐力 S_s (tf)	449.0	367.3
せん断スパン比による補正係数 c_{ac}	2.43	2.43
せん断スパン比による補正係数 c_{as}	0.51	0.51
せん断耐力 P_s (tf)	867.9(647.9)	729.1(549.2)
実験値		
最大鉛直荷重 (反力) P_{max} (tf)	1069.7	1069.7
実験値/計算値		
P_{max}/P_s	1.23(1.65)	1.47(1.95)

()内は、せん断スパン比によるせん断補強筋の負担するせん断耐力を低減した値

CASE-1-3

算定式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分
せん断スパン a (cm) (載荷領域前面から杭中心)	50.0	50.0
有効高さ d (cm)	50.0	50.0
せん断スパン比 a/d	1.0	1.0
照査断面幅 b (cm)	540.0	520.0
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	197.6	197.6
引張鉄筋比 p_s (%)	1.65	1.65
せん断補強筋量 A_w (cm ²)	31.39	25.68
せん断補強筋比 p_w (%)	0.5	0.4
せん断補強筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3948.0	3948.0
せん断補強筋が部材軸となす角度 θ (度)	90.0	90.0
せん断補強筋の部材軸方向の間隔 s (cm)	12.0	12.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{cs} (kgf/cm ²)	202.0	202.0
部材断面の有効高に関する補正係数 c_e	1.29	1.29
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{ps}	1.50	1.50
コンクリートが負担できる平均せん断応力度 τ_c (kgf/cm ²)	3.30	3.30
コンクリートの負担するせん断耐力 S_c (tf)	172.4	166.0
せん断補強筋の負担するせん断耐力 S_s (tf)	449.0	367.3
せん断スパン比による補正係数 c_{ac}	3.0	3.0
せん断スパン比による補正係数 c_{as}	0.4	0.4
せん断耐力 P_s (tf)	966.2(696.8)	865.3(644.9)
実験値		
最大鉛直荷重 (反力) P_{max} (tf)	1069.7	1069.7
実験値/計算値		
P_{max}/P_s	1.11(1.54)	1.24(1.65)

()内は、せん断スパン比によるせん断補強筋の負担するせん断耐力を低減した値

CASE-1-3

算定式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分
せん断スパン a (cm) (荷重作用点から杭中心)	63.3	63.3
有効高さ d (cm)	50.0	50.0
せん断スパン比 a/d	1.27	1.27
照査断面幅 b (cm)	540.0	466.5
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	197.6	197.6
引張鉄筋比 p_s (%)	1.65	1.65
せん断補強筋量 A_w (cm ²)	31.39	25.68
せん断補強筋比 p_w (%)	0.5	0.5
せん断補強筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3948.0	3948.0
せん断補強筋が部材軸となす角度 θ (度)	90.0	90.0
せん断補強筋の部材軸方向の間隔 s (cm)	12.0	12.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{cs} (kgf/cm ²)	202.0	202.0
β_s	1.19	1.19
β_w	1.18	1.18
f_{ds}	8.53	8.53
コンクリートの負担するせん断耐力 S_c (tf)	323.4	279.4
せん断補強筋の負担するせん断耐力 S_s (tf)	449.0	367.3
β_s	1.91	1.91
せん断耐力 P_s (tf)	1066.7	901.0
実験値		
最大鉛直荷重 (反力) P_{max} (tf)	1069.7	1069.7
実験値/計算値		
P_{max}/P_s	1.00	1.19

CASE-1-3

算定式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分
せん断スパン a (cm) (載荷領域前面から杭中心)	50.0	50.0
有効高さ d (cm)	50.0	50.0
せん断スパン比 a/d	1.0	1.0
照査断面幅 b (cm)	540.0	520.0
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	197.6	197.6
引張鉄筋比 p_s (%)	1.65	1.65
せん断補強筋量 A_w (cm ²)	31.39	25.68
せん断補強筋比 p_w (%)	0.5	0.4
せん断補強筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3948.0	3948.0
せん断補強筋が部材軸となす角度 θ (度)	90.0	90.0
せん断補強筋の部材軸方向の間隔 s (cm)	12.0	12.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{cs} (kgf/cm ²)	202.0	202.0
β_s	1.19	1.19
β_w	1.18	1.18
f_{ds}	8.53	8.53
コンクリートの負担するせん断耐力 S_c (tf)	323.4	311.4
せん断補強筋の負担するせん断耐力 S_s (tf)	449.0	367.3
β_s	2.5	2.5
せん断耐力 P_s (tf)	1257.5	1145.8
実験値		
最大鉛直荷重 (反力) P_{max} (tf)	1069.7	1069.7
実験値/計算値		
P_{max}/P_s	0.85	0.93

このケースは、せん断補強筋比を0.4%とした供試体の耐力確認実験である。せん断耐力の実験値と計算値を比較した結果を以下にまとめた。

- ① このケースでもCASE-1-1の比較結果でまとめた①～④の項目と同様のことがいえた。
- ② コンクリート強度の違いを考慮しないでCASE-1-3の実験値はCASE-1-1の1.46倍、CASE-1-2の1.19倍であり、このケースについてもせん断補強筋による補強効果が確認された。ただし、CASE-1-2と同様に実験値から補強筋の負担分を計算すると336.2lfとなり、トラス理論を用いて計算されたせん断補強筋の負担できるせん断力（せん断照査位置が部材高さの半分の場合449.0lf、せん断照査位置がせん断スパンの半分の場合367.3lf）よりも小さい。また、CASE-1-2と異なり、実験時に降伏したせん断補強筋は一部であった。このことから、フーチングのような厚い部材においては、せん断補強筋による補強効果はあるものの量が増えるほど効果が小さくなり、はり部材と同様に評価することはできないことが分かった。

実験値／計算値

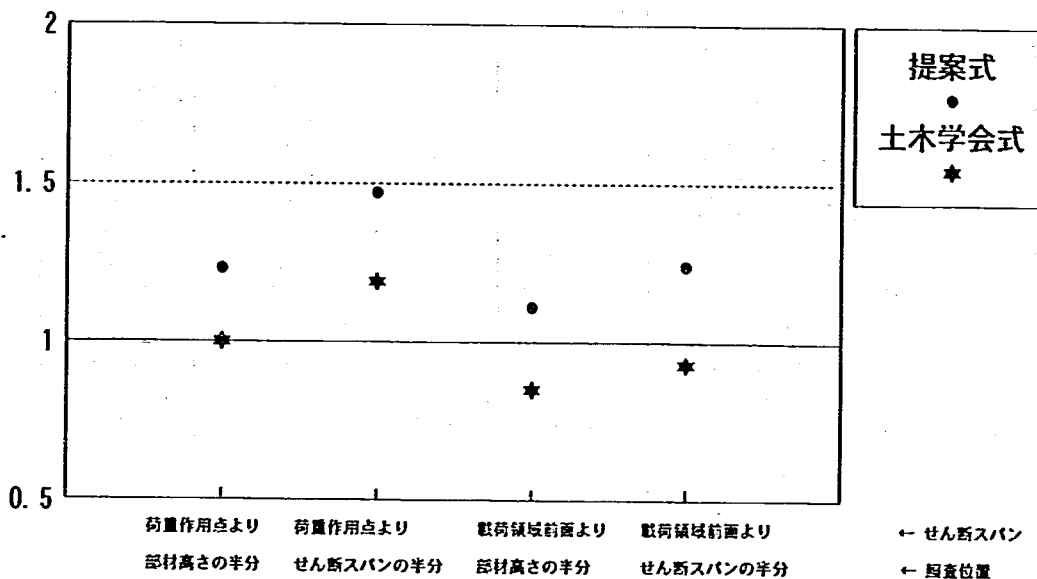


図-5.1.3 実験値／計算値の比較

5. 1. 4 各結果の比較

1) 曲げ耐力の比較

各ケースの実験時の降伏曲げモーメント・最大曲げモーメントと降伏曲げモーメント・終局曲げモーメントの計算値との比較一覧を表-5. 1. 1に示す。

表-5. 1. 1 計算値と実験値の比較一覧

		CASE-1-1	CASE-1-2	CASE-1-3
せん断補強筋比 p_w (%)		0. 0	0. 2	0. 5
実験値/計算値	降伏曲げモーメント	0. 41	0. 50	0. 60
	終局曲げモーメント	0. 43	0. 52	0. 64

2) せん断耐力の比較

各ケースの実験時の最大せん断力とせん断耐力の計算値との比較一覧を表-5. 1. 2に示す。

表-5. 1. 2 計算値と実験値の比較一覧

			CASE-1-1	CASE-1-2	CASE-1-3
せん断補強筋比 p_w (%)			0. 0	0. 2	0. 5
算 定 式	せん断スパン	照査位置			
提 案 式	荷重作用点	$h/2$	1. 71	1. 43(1. 67)	1. 23(1. 65)
	より杭中心	$a/2$	1. 98	1. 68(1. 95)	1. 47(1. 95)
	載荷領域前面	$h/2$	1. 39	1. 23(1. 45)	1. 11(1. 54)
	より杭中心	$a/2$	1. 44	1. 32(1. 53)	1. 24(1. 65)
土木学会式	荷重作用点	$h/2$	1. 14	1. 05	1. 00
	より杭中心	$a/2$	1. 31	1. 23	1. 19
	載荷領域前面	$h/2$	0. 87	0. 84	0. 85
	より杭中心	$a/2$	0. 90	0. 90	0. 93

()内は、せん断スパン比によるせん断補強筋の負担するせん断耐力を低減した値

h : 部材高さ、 a : せん断スパン

表-5. 1. 1より、実験値が計算値を大きく下回っていることから、供試体が曲げ破壊でなかったことが分かる。

表-5. 1. 2では、土木学会式を使い、せん断スパンを荷重作用点より杭中心までとし、照査位置を $h/2$ とした算定値が実験値と良く一致している。ただし、土木学会式が安全率を含んでいないのに対し、提案式(新道示式)が安全率を見込んだ値となっていることに注意しなければならない。また、提案式で用いたせん断スパン比によるせん断補強筋の負担するせん断耐力の低減は、かなり安全側の評価となっている。(図-5. 1. 4参照)

実験値／計算値

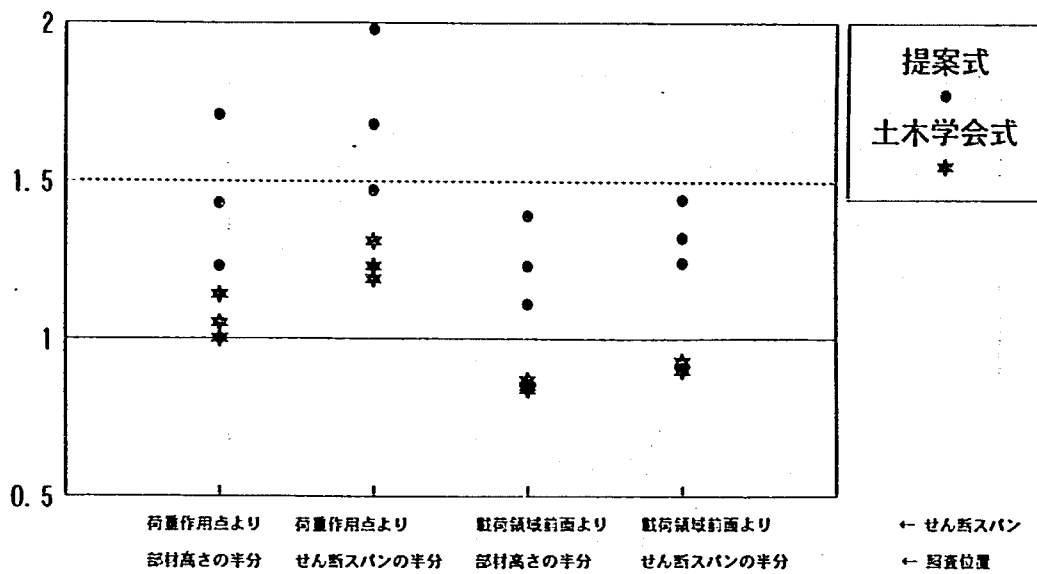


図-5.1.4 実験値／計算値の比較（せん断耐力）

5.2 二軸載荷実験

5.2.1 CASE-2-1

1) 曲げ耐力の比較

CASE-2-1

抵抗幅 b (cm)	190.0
有効高 d (cm)	45.0
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	14.98
引張鉄筋比 p_s (%)	0.18
鉄筋の弾性係数 E_s (kgf/cm ²)	1.86×10^5
コンクリートの弾性係数 E_c (kgf/cm ²)	2.86×10^6
弾性係数比 n	6.50
中立軸比 k	0.1417
圧縮縁から中立軸までの距離 x (cm)	6.38
鉄筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3948.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	314.0
降伏曲げモーメント M_y (tf·m)	25.36
終局曲げモーメント M_u (tf·m)	26.27
実験値	
降伏曲げモーメント M_y' (tf·m)	39.56
最大曲げモーメント M_u' (tf·m)	42.15
実験値/計算値	
M_y'/M_y	1.56
M_u'/M_u	1.60

2) せん断耐力の計算

4. 1に基づき算定式、せん断照査位置、せん断スパン、せん断の型を変えた12通りの計算結果との比較を示す。

CASE-2-1

算定式	提案式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	荷重作用点より	荷重作用点より	荷重作用点より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	49.2	49.2	49.2
せん断スパン a_2 (cm)	54.7	54.7	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	65.8	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	55.1	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	14.98	14.98	14.98
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.18	0.18	0.18
コンクリートの圧縮強度 σ_{cc} (kgf/cm ²)	314.0	314.0	314.0
有効高に関する補正係数 c_e	1.31	1.31	1.31
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{ρ_s}	0.86	0.86	0.86
コンクリートの負担できるせん断応力度 τ_c	3.76	3.76	3.76
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	19.1	12.5	36.2
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	19.1	21.0	-
せん断スパン比による補正係数 c_{dc1}	2.79	2.79	2.79
せん断スパン比による補正係数 c_{dc2}	2.54	2.54	-
せん断耐力 P_s (tf)	101.8	88.2	101.0
実験値			
反力 R (tf)	109.0	109.0	103.1
実験値/計算値			
R/P_s	1.07	1.24	1.02

CASE-2-1

算定式	提案式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	載荷領域前面より	載荷領域前面より	載荷領域前面より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	45.0	45.0	45.0
せん断スパン a_2 (cm)	45.0	45.0	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	95.0	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	47.5	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	14.98	14.98	14.98
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.18	0.18	0.18
コンクリートの圧縮強度 σ_{cc} (kgf/cm ²)	314.0	314.0	314.0
有効高に関する補正係数 c_e	1.31	1.31	1.31
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{ρ_s}	0.86	0.86	0.86
コンクリートの負担できるせん断応力度 τ_c	3.76	3.76	3.76
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	19.1	18.1	36.2
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	19.1	18.1	-
せん断スパン比による補正係数 c_{dc1}	3.0	3.0	3.0
せん断スパン比による補正係数 c_{dc2}	3.0	3.0	-
せん断耐力 P_s (tf)	114.6	108.6	108.6
実験値			
反力 R (tf)	109.0	109.0	103.1
実験値/計算値			
R/P_s	0.95	1.00	0.95

CASE-2-1

算定式	土木学会式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断力の半分	部材高さの半分
せん断スパン	荷重作用点より	荷重作用点より	荷重作用点より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	49.2	49.2	49.2
せん断スパン a_2 (cm)	54.7	54.7	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	65.8	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	55.1	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	14.98	14.98	14.98
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.18	0.18	0.18
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	314.0	314.0	314.0
β_s	1.22	1.22	1.22
β_s	0.56	0.56	0.56
f_{ck}	10.63	10.63	10.63
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	32.7	21.5	62.1
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	32.7	36.0	-
β_{s1}	2.28	2.28	2.28
β_{s2}	2.02	2.02	-
せん断耐力 P_s (tf)	140.6	121.7	141.6
実験値			
反力 R (tf)	109.0	109.0	103.1
実験値/計算値			
R/P_s	0.78	0.90	0.73

CASE-2-1

算定式	土木学会式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断力の半分	部材高さの半分
せん断スパン	載荷領域前面より	載荷領域前面より	載荷領域前面より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	45.0	45.0	45.0
せん断スパン a_2 (cm)	45.0	45.0	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	95.0	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	47.5	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	14.98	14.98	14.98
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.18	0.18	0.18
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	314.0	314.0	314.0
β_s	1.22	1.22	1.22
β_s	0.56	0.56	0.56
f_{ck}	10.63	10.63	10.63
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	32.7	31.0	62.1
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	32.7	31.0	-
β_{s1}	2.5	2.5	2.5
β_{s2}	2.5	2.5	-
せん断耐力 P_s (tf)	163.5	155.0	155.3
実験値			
反力 R (tf)	109.0	109.0	103.1
実験値/計算値			
R/P_s	0.67	0.70	0.66

このケースは、杭基礎フーチングの杭本数を8本とした曲げ破壊型の供試体の耐力確認実験である。
実験値と計算値を比較した結果を以下にまとめた。

- ① 曲げ耐力については、実験値が計算値の1.6倍となった。このことから、フーチングのように2方向に配筋された版では、1方向の配筋のみで計算される曲げ耐力よりもかなり大きな耐力を有することが分かる。
- ② せん断耐力式については、土木学会式を用いて算出した計算値が、提案式を用いた計算値より大きくなる傾向がある。
- ③ せん断照査位置による耐力の相違は、せん断照査位置を載荷領域前面から部材高さの半分とした場合の断面幅が、せん断照査位置をせん断スパンの半分とした場合のせん断幅より若干大きくなることに起因したものである。
- ④ 実験結果から供試体がせん断破壊したものと仮定すると、土木学会式を用いた場合の計算値は、耐力を過大に評価することが示された。

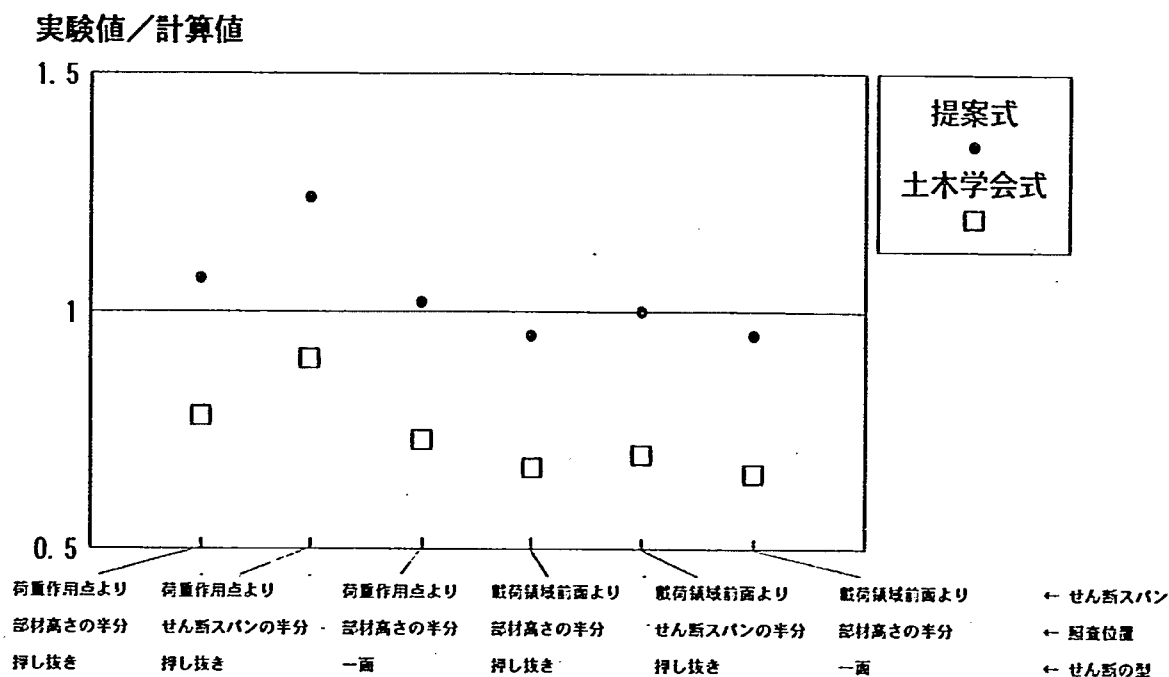


図-5.2.1 実験値／計算値の比較（せん断耐力）

5. 2. 2 CASE-2-2

1) 曲げ耐力の計算

CASE-2-2

抵抗幅 b (cm)	190.0
有効高 d (cm)	45.0
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	77.36
引張鉄筋比 ρ_t (%)	0.9
鉄筋の弾性係数 E_s (kgf/cm ²)	1.88×10^5
コンクリートの弾性係数 E_c (kgf/cm ²)	2.64×10^6
弾性係数比 n	7.12
中立軸比 k	0.2996
圧縮縁から中立軸までの距離 x (cm)	13.48
鉄筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3897.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	299.0
降伏曲げモーメント M_y (tf·m)	122.11
終局曲げモーメント M_u (tf·m)	126.24
実験値	
最大曲げモーメント M (tf·m)	67.38
実験値/計算値	
M/M_y	0.55
M/M_u	0.53

2) せん断耐力の計算

4. 1に基づき算定式、せん断照査位置、せん断スパン、せん断の型を変えた12通りの計算結果との比較を示す。

CASE-2-2

算定式	提案式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	荷重作用点より	荷重作用点より	荷重作用点より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	49.2	49.2	49.2
せん断スパン a_2 (cm)	54.7	54.7	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	65.8	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	55.1	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	77.36	77.36	77.36
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.90	0.90	0.90
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	299.0	299.0	299.0
有効高に関する補正係数 c_e	1.31	1.31	1.31
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{ρ_s}	1.44	1.44	1.44
コンクリートの負担できるせん断応力度 τ_c	3.70	3.70	3.70
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	31.4	20.7	59.7
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	31.4	34.6	-
せん断スパン比による補正係数 c_{dc1}	2.79	2.79	2.79
せん断スパン比による補正係数 c_{dc2}	2.54	2.54	-
せん断耐力 P_s (tf)	167.4	145.6	166.6
実験値			
反力 R (tf)	168.9	168.9	143.9
実験値/計算値			
R/P_s	1.01	1.16	0.86

CASE-2-2

算定式	提案式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	載荷領域前面より	載荷領域前面より	載荷領域前面より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	45.0	45.0	45.0
せん断スパン a_2 (cm)	45.0	45.0	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	95.0	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	47.5	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	77.36	77.36	77.36
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.90	0.90	0.90
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	299.0	299.0	299.0
有効高に関する補正係数 c_e	1.31	1.31	1.31
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{ρ_s}	1.44	1.44	1.44
コンクリートの負担できるせん断応力度 τ_c	3.70	3.70	3.70
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	31.4	29.8	59.7
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	31.4	29.8	-
せん断スパン比による補正係数 c_{dc1}	3.0	3.0	3.0
せん断スパン比による補正係数 c_{dc2}	3.0	3.0	-
せん断耐力 P_s (tf)	188.4	178.8	178.8
実験値			
反力 R (tf)	168.9	168.9	143.9
実験値/計算値			
R/P_s	0.90	0.94	0.80

CASE-2-2

算定式	土木学会式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	荷重作用点より	荷重作用点より	荷重作用点より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	49.2	49.2	49.2
せん断スパン a_2 (cm)	54.7	54.7	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	65.8	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	55.1	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	77.36	77.36	77.36
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.90	0.90	0.90
コンクリートの圧縮強度 σ_{c1} (kgf/cm ²)	299.0	299.0	299.0
β_d	1.22	1.22	1.22
β_p	0.97	0.97	0.97
f_{dd}	10.37	10.37	10.37
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	55.2	36.3	104.9
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	55.2	60.9	-
β_{s1}	2.28	2.28	2.28
β_{s2}	2.02	2.02	-
せん断耐力 P_s (tf)	237.4	205.8	239.2
実験値			
反力 R (tf)	168.9	168.9	143.9
実験値/計算値			
R/P_s	0.71	0.82	0.60

CASE-2-2

算定式	土木学会式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	載荷領域前面より	載荷領域前面より	載荷領域前面より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	45.0	45.0	45.0
せん断スパン a_2 (cm)	45.0	45.0	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	95.0	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	47.5	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	77.36	77.36	77.36
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.90	0.90	0.90
コンクリートの圧縮強度 σ_{c1} (kgf/cm ²)	299.0	299.0	299.0
β_d	1.22	1.22	1.22
β_p	0.97	0.97	0.97
f_{dd}	10.37	10.37	10.37
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	55.2	52.5	105.0
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	55.2	52.5	-
β_{s1}	2.5	2.5	2.5
β_{s2}	2.5	2.5	-
せん断耐力 P_s (tf)	276.0	262.5	262.5
実験値			
反力 R (tf)	168.9	168.9	143.9
実験値/計算値			
R/P_s	0.61	0.64	0.55

このケースは、杭基礎フーチングの杭本数を8本としたせん断破壊型の供試体の耐力確認実験である。
実験値と計算値を比較した結果を以下にまとめた。

- ① 曲げ耐力については、実験値が計算値の0.53倍となり、曲げ破壊を生じていないことが示された。
- ② せん断耐力については、CASE-2-1でまとめた比較結果と同様のことがいえた。

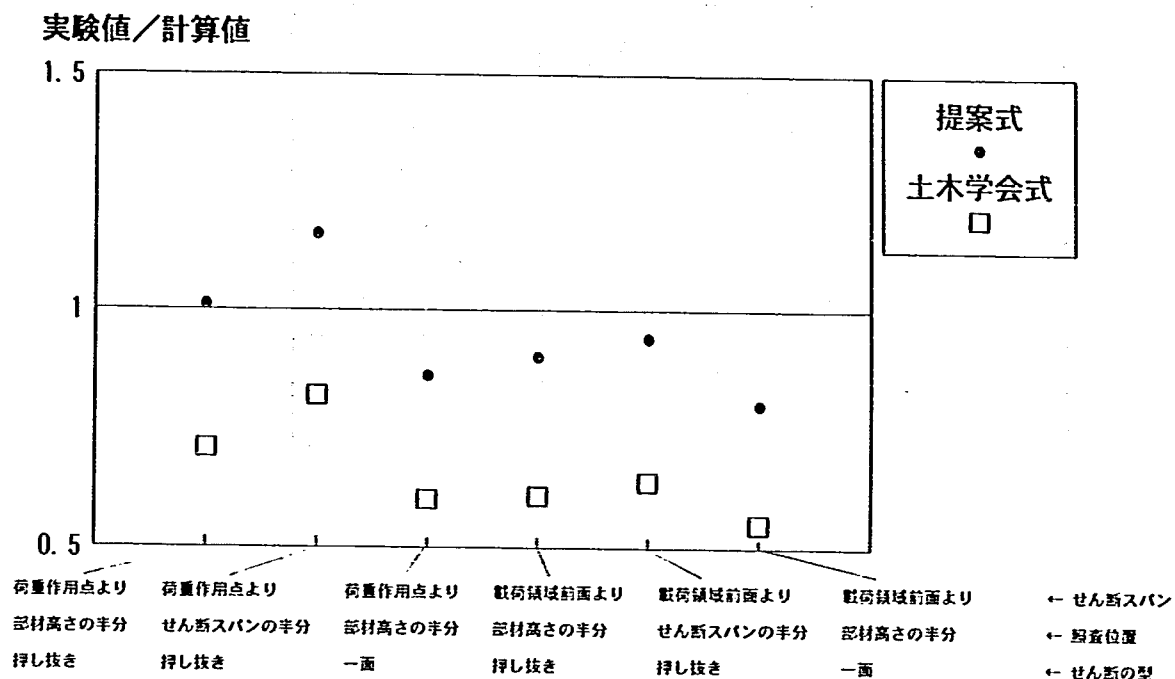


図-5.2.2 実験値／計算値の比較 (せん断耐力)

5. 2. 3 CASE-2-3

1) 曲げ耐力の計算

CASE-2-3

抵抗幅 b (cm)	190.0
有効高 d (cm)	45.0
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	14.98
引張鉄筋比 ρ (%)	0.18
鉄筋の弾性係数 E_s (kgf/cm ²)	1.86×10^5
コンクリートの弾性係数 E_c (kgf/cm ²)	2.58×10^6
弾性係数比 n	7.21
中立軸比 k	0.1487
圧縮縁から中立軸までの距離 x (cm)	6.69
鉄筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3948.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	261.0
降伏曲げモーメント M_y (tf·m)	25.29
終局曲げモーメント M_u (tf·m)	26.20
実験値	
降伏曲げモーメント M_y' (tf·m)	34.86
最大曲げモーメント M_u' (tf·m)	46.22
実験値/計算値	
M_y'/M_y	1.38
M_u'/M_u	1.76

2) せん断耐力の計算

4. 1に基づき算定式、せん断照査位置、せん断スパン、せん断の型を変えた12通りの計算結果との比較を示す。

CASE-2-3

算定式	提案式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	荷重作用点より	荷重作用点より	荷重作用点より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	49.2	49.2	49.2
せん断スパン a_2 (cm)	54.7	54.7	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	65.8	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	55.1	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	14.98	14.98	14.98
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.18	0.18	0.18
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	261.0	261.0	261.0
有効高に関する補正係数 c_e	1.31	1.31	1.31
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{ρ_s}	0.86	0.86	0.86
コンクリートの負担できるせん断応力度 τ_c	3.57	3.57	3.57
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	18.1	11.9	34.4
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	18.1	19.9	-
せん断スパン比による補正係数 c_{dc1}	2.79	2.79	2.79
せん断スパン比による補正係数 c_{dc2}	2.54	2.54	-
せん断耐力 P_s (tf)	96.5	83.7	96.0
実験値			
反力 R (tf)	102.7	102.7	102.7
実験値/計算値			
R/P_s	1.06	1.23	1.07

CASE-2-3

算定式	提案式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	載荷領域前面より	載荷領域前面より	載荷領域前面より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	45.0	45.0	45.0
せん断スパン a_2 (cm)	45.0	45.0	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	95.0	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	47.5	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	14.98	14.98	14.98
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.18	0.18	0.18
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	261.0	261.0	261.0
有効高に関する補正係数 c_e	1.31	1.31	1.31
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{ρ_s}	0.86	0.86	0.86
コンクリートの負担できるせん断応力度 τ_c	3.57	3.57	3.57
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	18.1	17.2	34.4
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	18.1	17.2	-
せん断スパン比による補正係数 c_{dc1}	3.0	3.0	3.0
せん断スパン比による補正係数 c_{dc2}	3.0	3.0	-
せん断耐力 P_s (tf)	108.6	103.2	103.2
実験値			
反力 R (tf)	102.7	102.7	102.7
実験値/計算値			
R/P_s	0.95	1.00	1.00

CASE-2-3

算定式	土木学会式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断バンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	荷重作用点より	荷重作用点より	荷重作用点より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	49.2	49.2	49.2
せん断スパン a_2 (cm)	54.7	54.7	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	65.8	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	55.1	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	14.98	14.98	14.98
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.18	0.18	0.18
コンクリートの圧縮強度 σ_{cs} (kgf/cm ²)	261.0	261.0	261.0
β_s	1.22	1.22	1.22
β_s	0.56	0.56	0.56
f_{ss}	9.69	9.69	9.69
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	29.8	19.6	56.6
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	29.8	32.8	-
β_{s1}	2.28	2.28	2.28
β_{s2}	2.02	2.02	-
せん断耐力 P_s (tf)	128.1	110.9	129.0
実験値			
反力 R (tf)	102.7	102.7	102.7
実験値/計算値			
R/P_s	0.80	0.93	0.80

CASE-2-3

算定式	土木学会式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断バンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	載荷領域前面より	載荷領域前面より	載荷領域前面より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	45.0	45.0	45.0
せん断スパン a_2 (cm)	45.0	45.0	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	95.0	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	47.5	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	14.98	14.98	14.98
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.18	0.18	0.18
コンクリートの圧縮強度 σ_{cs} (kgf/cm ²)	261.0	261.0	261.0
β_s	1.22	1.22	1.22
β_s	0.56	0.56	0.56
f_{ss}	9.69	9.69	9.69
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	29.8	28.3	56.6
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	29.8	28.3	-
β_{s1}	2.5	2.5	2.5
β_{s2}	2.5	2.5	-
せん断耐力 P_s (tf)	149.0	141.5	141.5
実験値			
反力 R (tf)	102.7	102.7	102.7
実験値/計算値			
R/P_s	0.69	0.73	0.73

このケースは、杭基礎フーチングの杭本数を6本とした曲げ破壊型の供試体の耐力確認実験である。
実験値と計算値を比較した結果を以下にまとめた。

- ① 曲げ耐力については、実験値が計算値の1.76倍となった。このことから、フーチングのように2方向に配筋された版では、1方向の配筋のみで計算される曲げ耐力よりもかなり大きな耐力を有することが分かる。
- ② せん断耐力については、CASE-2-1でまとめた比較結果と同様のことがいえた。

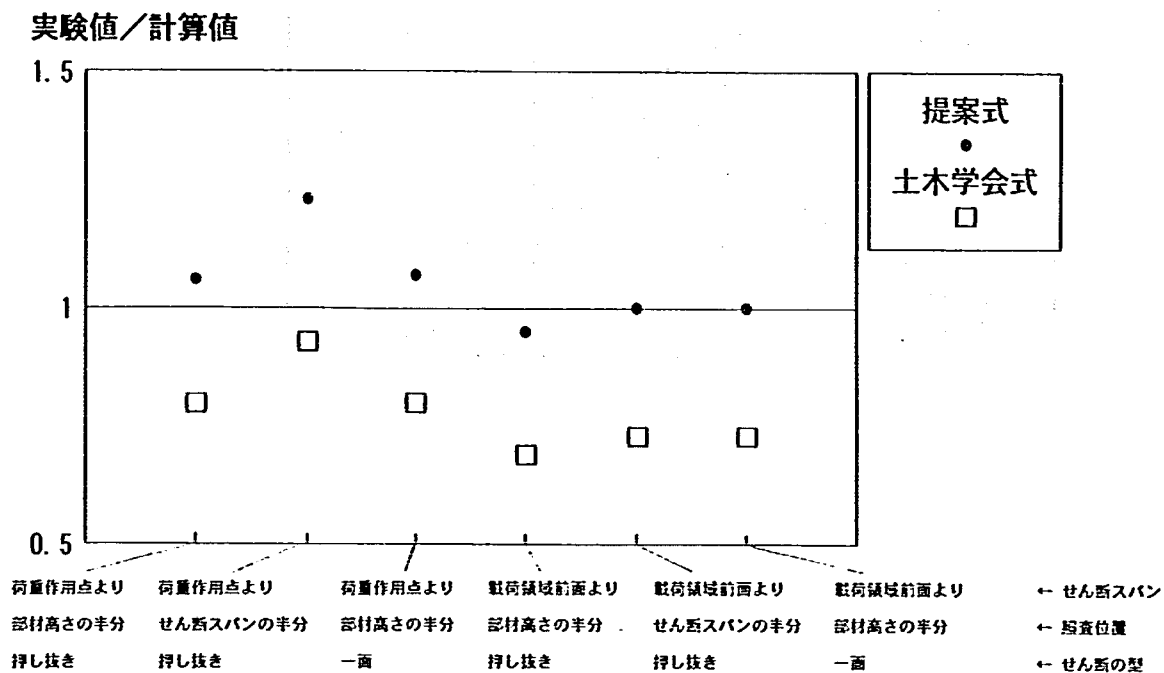


図-5.2.3 実験値／計算値の比較 (せん断耐力)

5. 2. 4 CASE-2-4

1) 曲げ耐力の計算

CASE-2-4

抵抗幅 b (cm)	190.0
有効高 d (cm)	45.0
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	77.36
引張鉄筋比 ρ (%)	0.9
鉄筋の弾性係数 E_s (kgf/cm ²)	1.88×10^5
コンクリートの弾性係数 E_c (kgf/cm ²)	2.74×10^6
弾性係数比 n	6.86
中立軸比 k	0.295
圧縮縁から中立軸までの距離 x (cm)	13.275
鉄筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3897.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{cx} (kgf/cm ²)	291.0
降伏曲げモーメント M_y (tf·m)	122.31
終局曲げモーメント M_u (tf·m)	125.99
実験値	
最大曲げモーメント M (tf·m)	68.02
実験値/計算値	
M/M_y	0.56
M/M_u	0.54

2) せん断耐力の計算

4. 1に基づき算定式、せん断照査位置、せん断スパン、せん断の型を変えた12通りの計算結果との比較を示す。

CASE-2-4

算定式	提案式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	荷重作用点より	荷重作用点より	荷重作用点より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	49.2	49.2	49.2
せん断スパン a_2 (cm)	54.7	54.7	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	65.8	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	55.1	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	77.36	77.36	77.36
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.90	0.90	0.90
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	291.0	291.0	291.0
有効高に関する補正係数 c_e	1.31	1.31	1.31
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{ρ_s}	1.44	1.44	1.44
コンクリートの負担できるせん断応力度 τ_c	3.67	3.67	3.67
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	31.2	20.5	59.2
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	31.2	34.3	-
せん断スパン比による補正係数 c_{dc1}	2.79	2.79	2.79
せん断スパン比による補正係数 c_{dc2}	2.54	2.54	-
せん断耐力 P_s (tf)	166.3	144.3	165.2
実験値			
反力 R (tf)	174.0	174.0	174.0
実験値/計算値			
R/P_s	1.05	1.21	1.05

CASE-2-4

算定式	提案式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	載荷領域前面より	載荷領域前面より	載荷領域前面より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	45.0	45.0	45.0
せん断スパン a_2 (cm)	45.0	45.0	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	95.0	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	47.5	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	77.36	77.36	77.36
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.90	0.90	0.90
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	291.0	291.0	291.0
有効高に関する補正係数 c_e	1.31	1.31	1.31
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{ρ_s}	1.44	1.44	1.44
コンクリートの負担できるせん断応力度 τ_c	3.67	3.67	3.67
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	31.2	29.6	59.2
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	31.2	29.6	-
せん断スパン比による補正係数 c_{dc1}	3.0	3.0	3.0
せん断スパン比による補正係数 c_{dc2}	3.0	3.0	-
せん断耐力 P_s (tf)	187.2	177.6	177.6
実験値			
反力 R (tf)	174.0	174.0	174.0
実験値/計算値			
R/P_s	0.93	0.98	0.98

CASE-2-4

算定式	土木学会式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断が γ の半分	部材高さの半分
せん断スパン	荷重作用点より	荷重作用点より	荷重作用点より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	49.2	49.2	49.2
せん断スパン a_2 (cm)	54.7	54.7	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	65.8	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	55.1	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	77.36	77.36	77.36
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.90	0.90	0.90
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	291.0	291.0	291.0
β_s	1.22	1.22	1.22
β_s	0.97	0.97	0.97
f_{dd}	10.24	10.24	10.24
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	54.5	35.9	103.6
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	54.5	60.1	-
β_{s1}	2.28	2.28	2.28
β_{s2}	2.02	2.02	-
せん断耐力 P_s (tf)	234.4	203.3	236.2
実験値			
反力 R (tf)	174.0	174.0	174.0
実験値/計算値			
R/P_s	0.74	0.86	0.74

CASE-2-4

算定式	土木学会式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断が γ の半分	部材高さの半分
せん断スパン	載荷領域前面より	載荷領域前面より	載荷領域前面より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	45.0	45.0	45.0
せん断スパン a_2 (cm)	45.0	45.0	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	95.0	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	47.5	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	77.36	77.36	77.36
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.90	0.90	0.90
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	291.0	291.0	291.0
β_s	1.22	1.22	1.22
β_s	0.97	0.97	0.97
f_{dd}	10.24	10.24	10.24
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	54.5	51.8	103.6
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	54.5	51.8	-
β_{s1}	2.5	2.5	2.5
β_{s2}	2.5	2.5	-
せん断耐力 P_s (tf)	272.5	259.0	259.0
実験値			
反力 R (tf)	174.0	174.0	174.0
実験値/計算値			
R/P_s	0.64	0.67	0.67

このケースは、杭基礎フーチングの杭本数を6本としたせん断破壊型の供試体の耐力確認実験である。
実験値と計算値を比較した結果を以下にまとめた。

- ① 曲げ耐力については、実験値が計算値の0.54倍となり、曲げ破壊を生じていないことが示された。
- ② せん断耐力については、CASE-2-1でまとめた比較結果と同様のことがいえた。

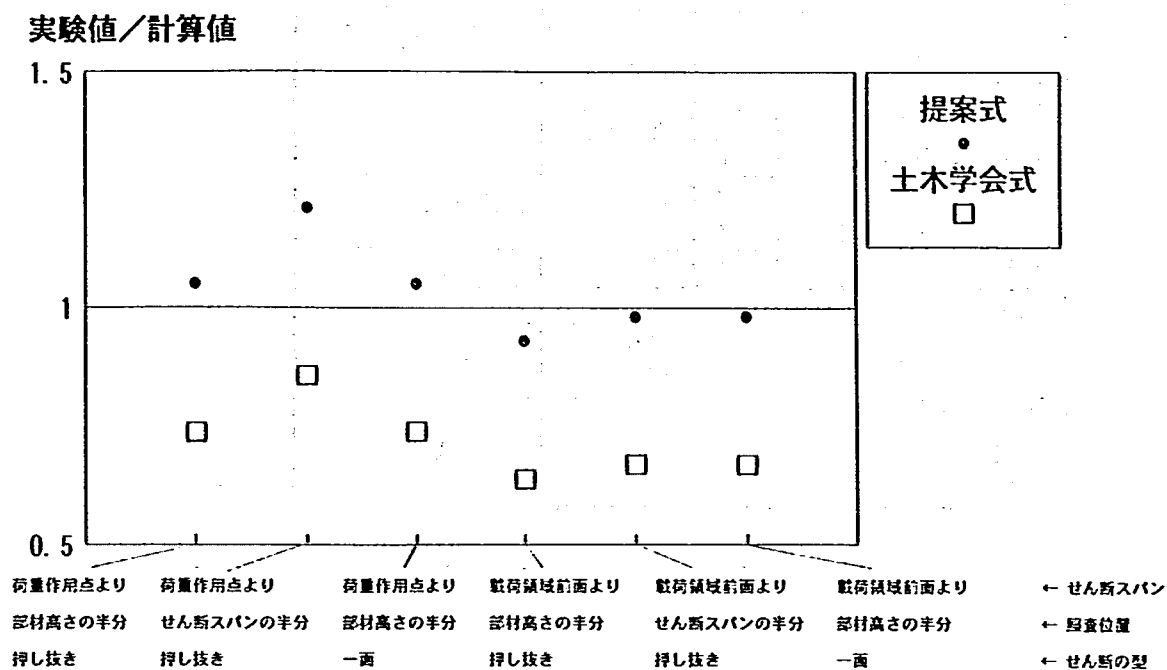


図-5.2.4 実験値／計算値の比較 (せん断耐力)

5. 2. 5 CASE-2-5

1) 曲げ耐力の計算

CASE-2-5

抵抗幅 b (cm)	190.0
有効高 d (cm)	45.0
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	14.98
引張鉄筋比 ρ (%)	0.18
鉄筋の弾性係数 E_s (kgf/cm ²)	1.86×10^5
コンクリートの弾性係数 E_c (kgf/cm ²)	2.71×10^6
弾性係数比 n	6.86
中立軸比 k	0.1453
圧縮縁から中立軸までの距離 x (cm)	6.539
鉄筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3948.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{cx} (kgf/cm ²)	252.0
降伏曲げモーメント M_y (tf·m)	25.32
終局曲げモーメント M_u (tf·m)	26.18
実験値	
降伏曲げモーメント M_y' (tf·m)	18.05
最大曲げモーメント M_u' (tf·m)	28.16
実験値/計算値	
M_y'/M_y	0.71
M_u'/M_u	1.08

2) せん断耐力の計算

4.1に基づき算定式、せん断照査位置、せん断スパン、せん断の型を変えた12通りの計算結果との比較を示す。

CASE-2-5

算定式	提案式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	荷重作用点より	荷重作用点より	荷重作用点より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	45.6	45.6	45.6
せん断スパン a_2 (cm)	53.3	53.3	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	62.2	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	53.3	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	14.98	14.98	14.98
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.18	0.18	0.18
コンクリートの圧縮強度 σ_{c1} (kgf/cm ²)	252.0	252.0	252.0
有効高に関する補正係数 c_e	1.31	1.31	1.31
引張鉄筋比に関する補正係数 $c_{\rho s}$	0.86	0.86	0.86
コンクリートの負担できるせん断応力度 τ_c	3.54	3.54	3.54
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	17.9	11.2	34.1
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	17.9	19.1	-
せん断スパン比による補正係数 c_{dc1}	2.97	2.97	2.97
せん断スパン比による補正係数 c_{dc2}	2.6	2.6	-
せん断耐力 P_s (tf)	99.7	82.9	101.3
実験値			
反力 R (tf)	126.1	116.6	109.1
実験値/計算値			
R/P_s	1.26	1.41	1.08

CASE-2-5

算定式	提案式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	載荷領域前面より	載荷領域前面より	載荷領域前面より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	41.4	41.4	41.4
せん断スパン a_2 (cm)	41.4	41.4	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	91.4	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	45.7	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	14.98	14.98	14.98
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.18	0.18	0.18
コンクリートの圧縮強度 σ_{c1} (kgf/cm ²)	252.0	252.0	252.0
有効高に関する補正係数 c_e	1.31	1.31	1.31
引張鉄筋比に関する補正係数 $c_{\rho s}$	0.86	0.86	0.86
コンクリートの負担できるせん断応力度 τ_c	3.54	3.54	3.54
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	17.9	16.4	34.1
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	17.9	16.4	-
せん断スパン比による補正係数 c_{dc1}	3.19	3.19	3.19
せん断スパン比による補正係数 c_{dc2}	3.19	3.19	-
せん断耐力 P_s (tf)	114.2	104.6	108.8
実験値			
反力 R (tf)	126.1	116.6	109.1
実験値/計算値			
R/P_s	1.10	1.11	1.00

CASE-2-5

算定式	土木学会式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断力の半分	部材高さの半分
せん断スパン	荷重作用点より	荷重作用点より	荷重作用点より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	45.6	45.6	45.6
せん断スパン a_2 (cm)	53.3	53.3	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	62.2	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	53.3	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	14.98	14.98	14.98
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.18	0.18	0.18
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	252.0	252.0	252.0
β_d	1.22	1.22	1.22
β_s	0.56	0.56	0.56
f_{dd}	9.52	9.52	9.52
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	29.3	18.2	55.6
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	29.3	31.2	-
β_{s1}	3.3	3.3	3.3
β_{s2}	2.82	2.82	-
せん断耐力 P_s (tf)	179.3	148.0	183.5
実験値			
反力 R (tf)	126.1	116.6	109.1
実験値/計算値			
R/P_s	0.70	0.79	0.59

CASE-2-5

算定式	土木学会式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断力の半分	部材高さの半分
せん断スパン	載荷領域前面より	載荷領域前面より	載荷領域前面より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	41.4	41.4	41.4
せん断スパン a_2 (cm)	41.4	41.4	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	91.4	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	45.7	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	14.98	14.98	14.98
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.18	0.18	0.18
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	252.0	252.0	252.0
β_d	1.22	1.22	1.22
β_s	0.56	0.56	0.56
f_{dd}	9.52	9.52	9.52
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	29.3	26.8	55.6
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	29.3	26.8	-
β_{s1}	2.71	2.71	2.71
β_{s2}	2.71	2.71	-
せん断耐力 P_s (tf)	158.8	145.3	150.7
実験値			
反力 R (tf)	126.1	116.6	109.1
実験値/計算値			
R/P_s	0.79	0.80	0.72

このケースは、直接基礎フーチングの曲げ破壊型の供試体の耐力確認実験である。実験値と計算値を比較した結果を以下にまとめた。

- ① 曲げ耐力については、実験値が計算値の1.08倍となり、実験値と計算値がほぼ一致した結果となった。
- ② せん断耐力については、CASE-2-1でまとめた比較結果と同様のことがいえた。

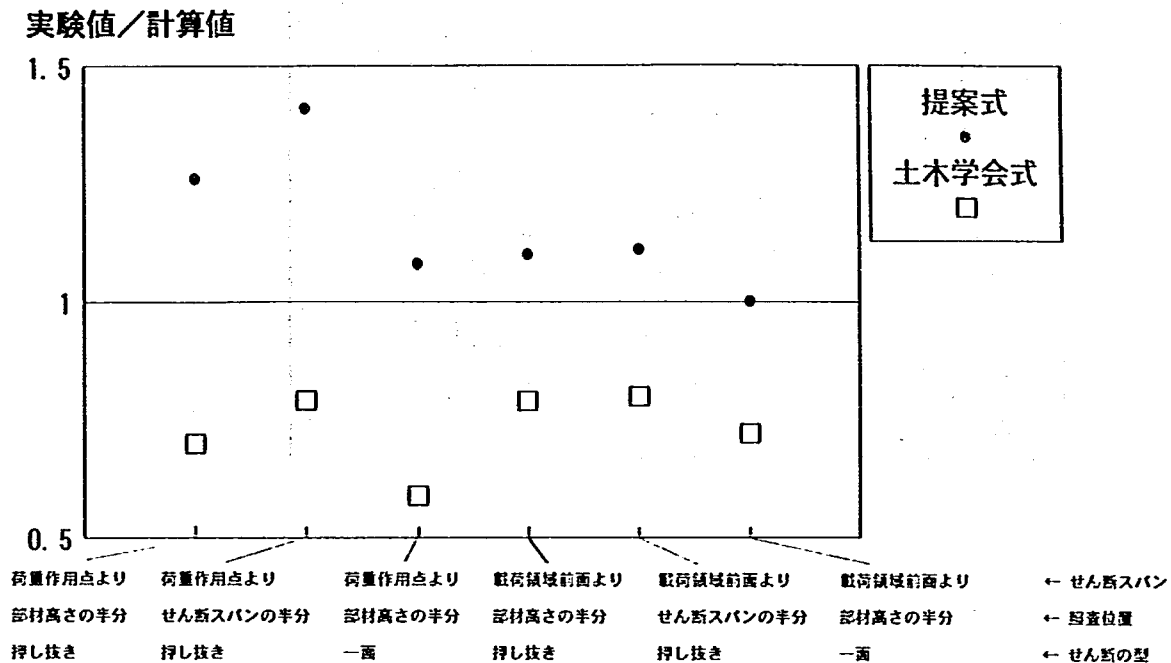


図-5.2.5 実験値／計算値の比較（せん断耐力）

5. 2. 6 CASE-2-6

1) 曲げ耐力の計算

CASE-2-6

抵抗幅 b (cm)	190.0
有効高 d (cm)	45.0
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	77.36
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.9
鉄筋の弾性係数 E_s (kgf/cm ²)	1.88×10^5
コンクリートの弾性係数 E_c (kgf/cm ²)	2.71×10^6
弾性係数比 n	6.94
中立軸比 k	0.2965
圧縮縁から中立軸までの距離 x (cm)	13.343
鉄筋の降伏点 σ_{sy} (kgf/cm ²)	3897.0
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	283.0
降伏曲げモーメント M_y (tf·m)	122.25
終局曲げモーメント M_u (tf·m)	125.71
実験値	
最大曲げモーメント M (tf·m)	45.48
実験値/計算値	
M/M_y	0.37
M/M_u	0.36

2) せん断耐力の計算

4. 1に基づき算定式、せん断照査位置、せん断スパン、せん断の型を変えた12通りの計算結果との比較を示す。

CASE-2-6

算定式	提案式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	荷重作用点より	荷重作用点より	荷重作用点より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	43.4	43.4	43.4
せん断スパン a_2 (cm)	48.9	48.9	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	60.0	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	52.2	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	77.36	77.36	77.36
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.90	0.90	0.90
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	283.0	283.0	283.0
有効高に関する補正係数 c_e	1.31	1.31	1.31
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{ρ_s}	1.44	1.44	1.44
コンクリートの負担できるせん断応力度 τ_c	3.64	3.64	3.64
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	30.9	18.5	58.7
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	30.9	32.3	-
せん断スパン比による補正係数 c_{d1}	3.08	3.08	3.08
せん断スパン比による補正係数 c_{d2}	2.81	2.81	-
せん断耐力 P_s (tf)	182.0	147.7	180.8
実験値			
反力 R (tf)	208.3	191.9	171.8
実験値/計算値			
R/P_s	1.14	1.30	0.95

CASE-2-6

算定式	提案式	提案式	提案式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断スパンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	載荷領域前面より	載荷領域前面より	載荷領域前面より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	39.2	39.2	39.2
せん断スパン a_2 (cm)	39.2	39.2	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	89.2	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	44.6	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	77.36	77.36	77.36
引張鉄筋比 ρ_s (%)	0.90	0.90	0.90
コンクリートの圧縮強度 σ_{ck} (kgf/cm ²)	283.0	283.0	283.0
有効高に関する補正係数 c_e	1.31	1.31	1.31
引張鉄筋比に関する補正係数 c_{ρ_s}	1.44	1.44	1.44
コンクリートの負担できるせん断応力度 τ_c	3.64	3.64	3.64
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	30.9	27.6	58.7
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	30.9	27.6	-
せん断スパン比による補正係数 c_{d1}	3.3	3.3	3.3
せん断スパン比による補正係数 c_{d2}	3.3	3.3	-
せん断耐力 P_s (tf)	203.9	182.2	193.7
実験値			
反力 R (tf)	208.3	191.9	171.8
実験値/計算値			
R/P_s	1.02	1.05	0.89

CASE-2-6

算定式	土木学会式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断バンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	荷重作用点より	荷重作用点より	荷重作用点より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	43.4	43.4	43.4
せん断スパン a_2 (cm)	48.9	48.9	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	60.0	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	52.2	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	77.36	77.36	77.36
引張鉄筋比 p_s (%)	0.90	0.90	0.90
コンクリートの圧縮強度 σ_{c1} (kgf/cm ²)	283.0	283.0	283.0
β_d	1.22	1.22	1.22
β_s	0.97	0.97	0.97
f_{dd}	10.09	10.09	10.09
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	53.7	32.2	102.1
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	53.7	56.1	-
β_{s1}	2.59	2.59	2.59
β_{s2}	2.29	2.29	-
せん断耐力 P_s (tf)	262.1	211.9	264.4
実験値			
反力 R (tf)	208.3	191.9	171.8
実験値/計算値			
R/P_s	0.79	0.91	0.65

CASE-2-6

算定式	土木学会式	土木学会式	土木学会式
せん断照査位置	部材高さの半分	せん断バンの半分	部材高さの半分
せん断スパン	載荷領域前面より	載荷領域前面より	載荷領域前面より
せん断の型	押し抜き	押し抜き	一面
せん断スパン a_1 (cm)	39.2	39.2	39.2
せん断スパン a_2 (cm)	39.2	39.2	-
有効高さ d (cm)	45.0	45.0	45.0
照査断面幅 b_1 (cm)	100.0	89.2	190.0
照査断面幅 b_2 (cm)	50.0	44.6	-
引張鉄筋量 A_s (cm ²)	77.36	77.36	77.36
引張鉄筋比 p_s (%)	0.90	0.90	0.90
コンクリートの圧縮強度 σ_{c1} (kgf/cm ²)	283.0	283.0	283.0
β_d	1.22	1.22	1.22
β_s	0.97	0.97	0.97
f_{dd}	10.09	10.09	10.09
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c1} (tf)	53.7	47.9	102.1
コンクリートの負担するせん断耐力 S_{c2} (tf)	53.7	47.9	-
β_{s1}	2.84	2.84	2.84
β_{s2}	2.84	2.84	-
せん断耐力 P_s (tf)	305.0	272.1	290.0
実験値			
反力 R (tf)	208.3	191.9	171.8
実験値/計算値			
R/P_s	0.68	0.71	0.59

このケースは、直接基礎フーチングのせん断破壊型の供試体の耐力確認実験である。実験値と計算値を比較した結果を以下にまとめた。

- ① 曲げ耐力については、実験値が計算値の0.36倍となり、曲げ破壊を生じていないことが示された。
- ② せん断耐力については、CASE-2-1でまとめた比較結果と同様のことがいえた。

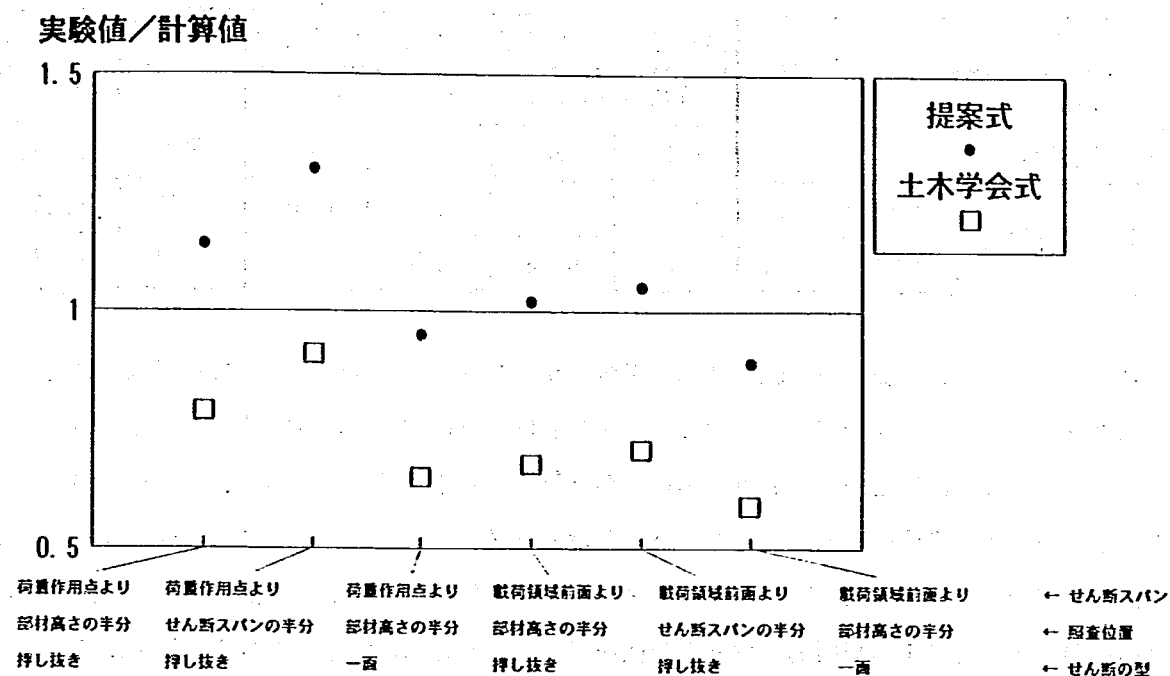


図-5.2.6 実験値／計算値の比較（せん断耐力）

5. 2. 7 各結果の比較

1) 曲げ耐力の比較

各ケースの実験時の降伏曲げモーメント・最大曲げモーメントと降伏曲げモーメント・終局曲げモーメントの計算値との比較一覧を表-5. 2. 1に示す。

表-5. 2. 1 計算値と実験値の比較一覧

		CASE-2-1	CASE-2-2	CASE-2-3	CASE-2-4	CASE-2-5	CASE-2-6
基礎形式		杭基礎 (8 本)		杭基礎 (6 本)		直礎基礎	
計画破壊形式		曲げ	せん断	曲げ	せん断	曲げ	せん断
実験値/計算値	降伏曲げモーメント	1. 56	0. 55	1. 38	0. 56	0. 71	0. 37
	終局曲げモーメント	1. 60	0. 53	1. 76	0. 54	1. 08	0. 36

杭基礎フーチングのCASE-2-1、CASE-2-3の場合、かなり安全側の評価となることが示された。また、直接基礎フーチングのCASE-2-5の終局曲げモーメントは、ほぼ実験値と計算値が一致している。直接基礎フーチングの降伏曲げモーメントは、実験値が計算値より小さくなっている。しかしながら、計算上は差が小さいはずの降伏曲げモーメントと終局曲げモーメントの差が実験時には大きくなっていることから、ここで示したCASE-2-5の降伏曲げモーメントの実験値は、フーチング部材としての降伏ではなく、ひびわれの発生などによる局所的な鉄筋の降伏を示していると思われる。これらの結果から、版部材にはり部材と同様の設計手法を適用しても十分に安全側の設計が行われることが確認された。

曲げ破壊型として計画したCASE-2-1、CASE-2-3、CASE-2-5は、計算曲げ耐力より実験値の方が大きくなったが、せん断破壊型として計画したCASE-2-2、CASE-2-4、CASE-2-6は、実験値が計算曲げ耐力より小さくなった。これらのケースにおいても引張鉄筋は降伏しているが、ダウエル効果による載荷柱前面の上側および下側鉄筋の局所的な降伏と推測され、通常のはり部材に見られるような引張鉄筋の曲げ降伏ではないと考えられる。

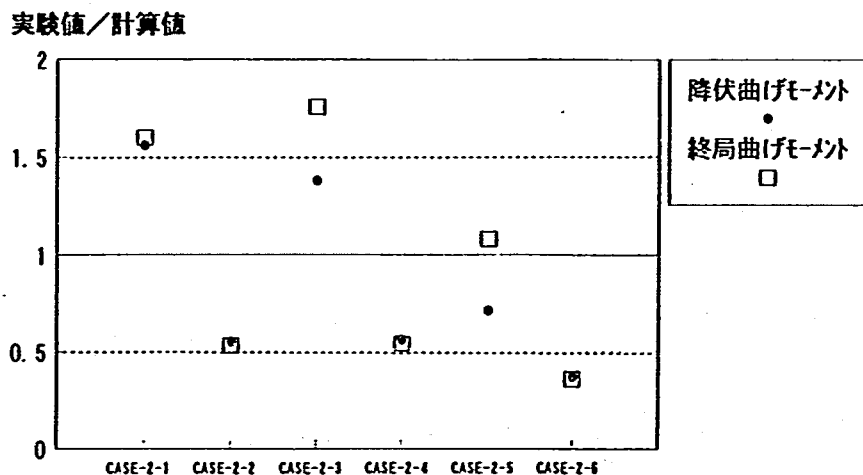


図-5. 2. 7 実験値/計算値の比較 (曲げ耐力)

2) せん断耐力の比較

各ケースの実験時の最大せん断力とせん断耐力の計算値との比較一覧を表-5.2.2に示す。

表-5.2.2 計算値と実験値の比較一覧

				CASE-2-1	CASE-2-2	CASE-2-3	CASE-2-4	CASE-2-5	CASE-2-6
基礎形式				杭基礎 (8 本)		杭基礎 (6 本)		直礎基礎	
計画破壊形式				曲げ	せん断	曲げ	せん断	曲げ	せん断
算定式	せん断パン	型	位置						
提案式	荷重作用点より	押し	h/2	1.07	1.01	1.06	1.05	1.26	1.14
		抜き	a/2	1.24	1.16	1.23	1.21	1.41	1.30
	荷重柱前面より	一面	h/2	1.02	0.86	1.07	1.05	1.08	0.95
		押し	h/2	0.95	0.90	0.95	0.93	1.10	1.02
	荷重柱前面より	抜き	a/2	1.00	0.94	1.00	0.98	1.11	1.05
		一面	h/2	0.95	0.80	1.00	0.98	1.00	0.89
土木学会式	荷重作用点より	押し	h/2	0.78	0.71	0.80	0.74	0.70	0.79
		抜き	a/2	0.90	0.82	0.93	0.86	0.79	0.91
	荷重柱前面より	一面	h/2	0.73	0.60	0.80	0.74	0.59	0.65
		押し	h/2	0.67	0.61	0.69	0.64	0.79	0.68
	荷重柱前面より	抜き	a/2	0.70	0.64	0.73	0.67	0.80	0.71
		一面	h/2	0.66	0.55	0.73	0.67	0.72	0.59

提案式を用いて算出した計算値は、全体的に実験値を精度良く評価しているが、土木学会式を用いて算出した計算値は、全てのケースで耐力を過大評価している。

実験値/計算値

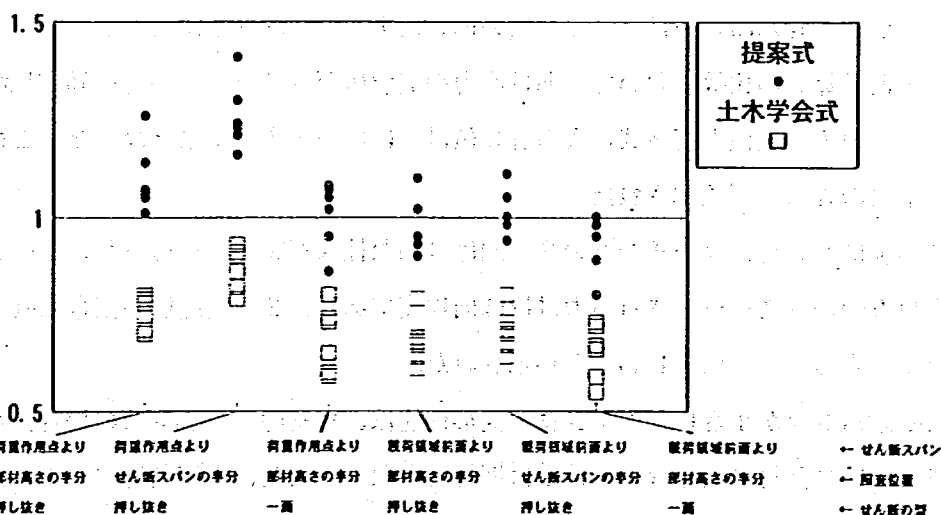


図-5.2.8 実験値/計算値の比較 (せん断耐力)

6. まとめ

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、フーチングのせん断耐力に及ぼすせん断補強筋の効果とフーチングの支持条件による曲げおよびせん断耐力への影響についてそれぞれ確認実験を行い耐力算定式との比較検討を行った。各実験結果および耐力算定式との比較結果から得られた事項を以下にまとめる。

① 鉛直載荷実験

- ・フーチングのような厚い版部材においてもせん断補強筋によるせん断耐力の向上が認められた。しかしながら、せん断補強筋による補強効果はあるもののせん断補強筋量が増えるほどトラス理論で算定される値よりも小さななり、はり部材と同様に評価することができないことが分かった。
また、比較検討において、せん断スパン比によってせん断補強筋の負担するせん断耐力の低減を行ったものは、かなり安全側の評価となった。
- ・フーチングのせん断破壊は、最大荷重後になだらかに耐力が低下する性状が観察された。しかしながら、はり部材のせん断破壊のようなぜい性的な破壊とは異なり、鉛直載荷実験と同様に耐力が低下した後の状態においてもある程度の耐荷性能を有していることが確認された。これは、せん断破壊によってフーチング耐力は低下するが、その後も鉄筋のダウエル効果や骨材のかみ合わせ効果などにより、ある程度の残存耐力を保有していること、さらにスラブが3次元的な厚みを有しているため、拘束応力が大きく、はり部材よりもかみ合わせ効果が大きくなっていることに起因するものと思われる。

② 二軸載荷実験

- ・基礎形式の違いによる耐力への影響は、曲げ耐力では杭基礎フーチングにおいて6本杭および8本杭ともほぼ一致した結果となったが、直接基礎フーチングの場合には、杭基礎フーチングの場合よりも40%程度耐力が小さくなった。曲げ耐力は、基礎形式の違いによる影響を受けることが示された。しかし、せん断耐力は、基礎形式の違いによる影響はほとんどなかった。
- ・実験値と計算値の比較において、曲げ耐力の実験値が計算値より平均1.5倍程度大きくなった。また、せん断耐力の実験値と提案式による計算値は、ほぼ一致する結果となった。これより、今回提案した算定式の妥当性が確認された。
- ・この実験において、フーチングの2方向ばり的な性状が顕著に見られた。フーチングの主鉄筋とその直角方向の鉄筋へ伝達される力はほぼ同程度であり、2方向配筋の割合は直交する両方向ともに同程度とすることが望ましいことが示された。
- ・せん断スパン比が小さいフーチングの変形性能は、杭基礎フーチングの場合、せん断破壊を生じると通常のはり部材のような変形性能は期待できない。また、直接基礎フーチングで鉄筋の降伏が先行した場合、かなりの変形性能を有しており、鉄筋の降伏を生じないせん断破壊の場合は、杭基礎フーチング同様に靱性は期待できない。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：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，1997. 3
- 2) (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
- 3) 建設省土木研究所：大型RCはり供試体のせん断強度に関するデータ集，土木研究所資料第3426号，1996. 1
- 4) (社)土木学会：コンクリート標準示方書 設計編 1991. 9
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 Ⅳ 下部構造編 1996. 12

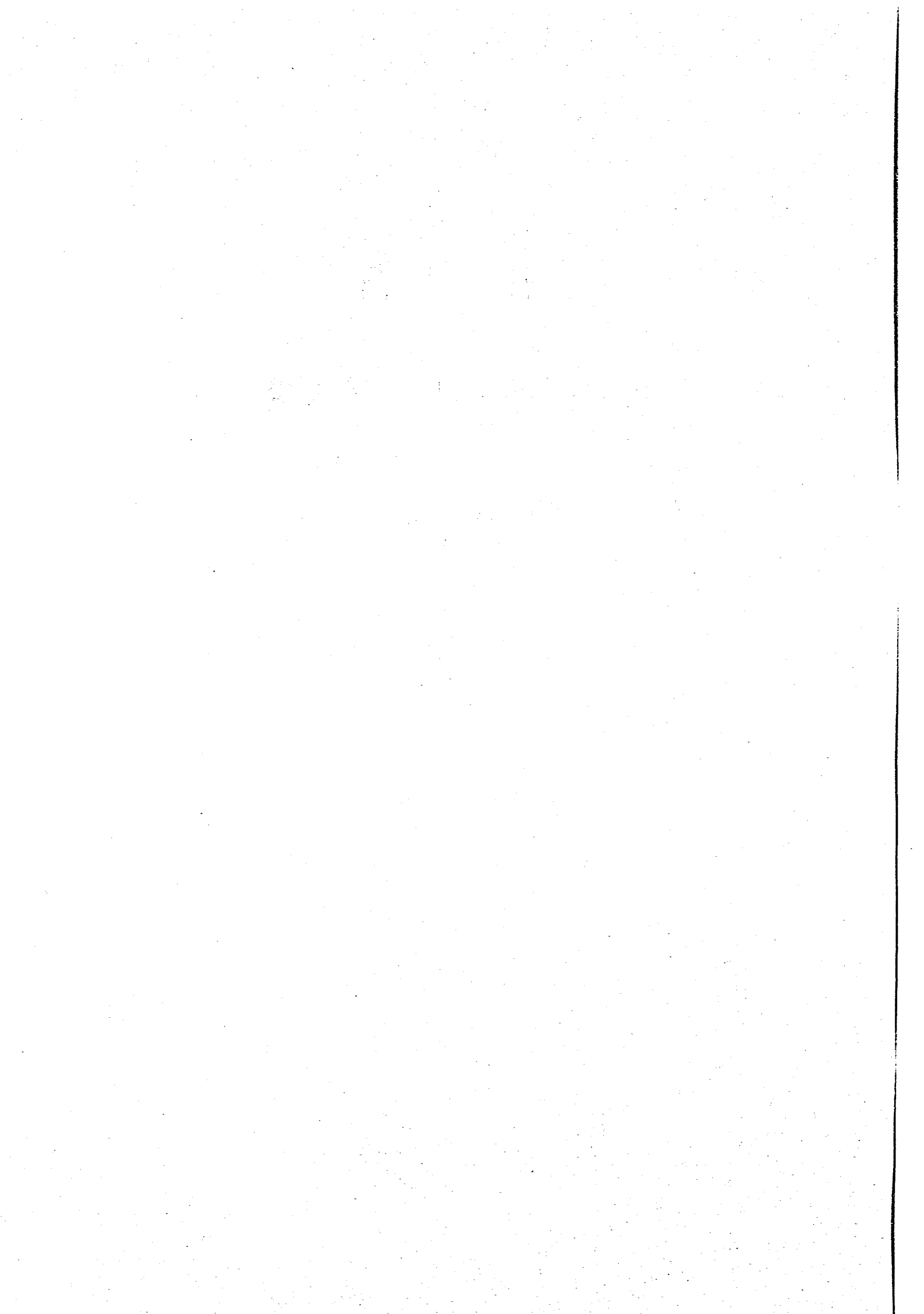
1915-1916

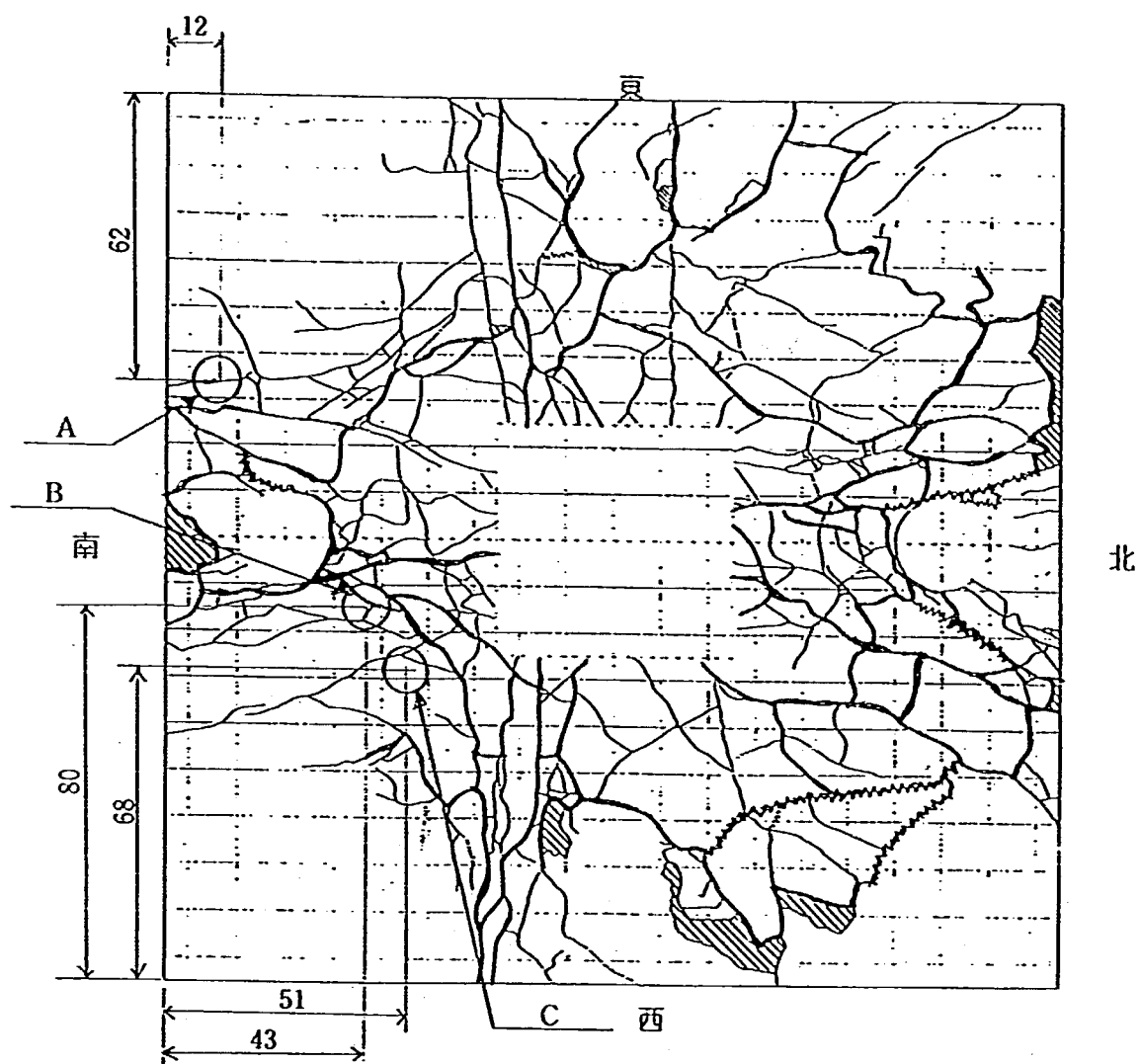
1. The first part of the report deals with the general situation of the country and the progress of the work during the year. It is a summary of the work done by the various departments and a statement of the results achieved.

2. The second part of the report deals with the work done by the various departments during the year. It is a detailed statement of the work done by each department and a statement of the results achieved.

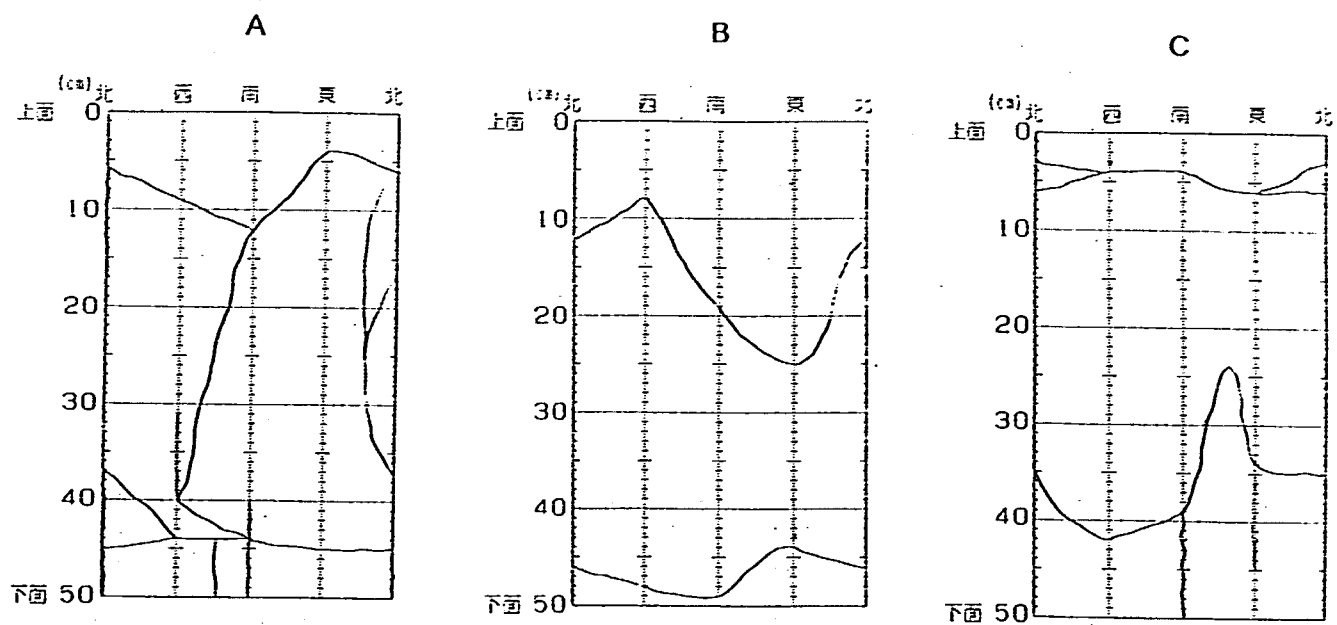
資 料

コアボーリング結果



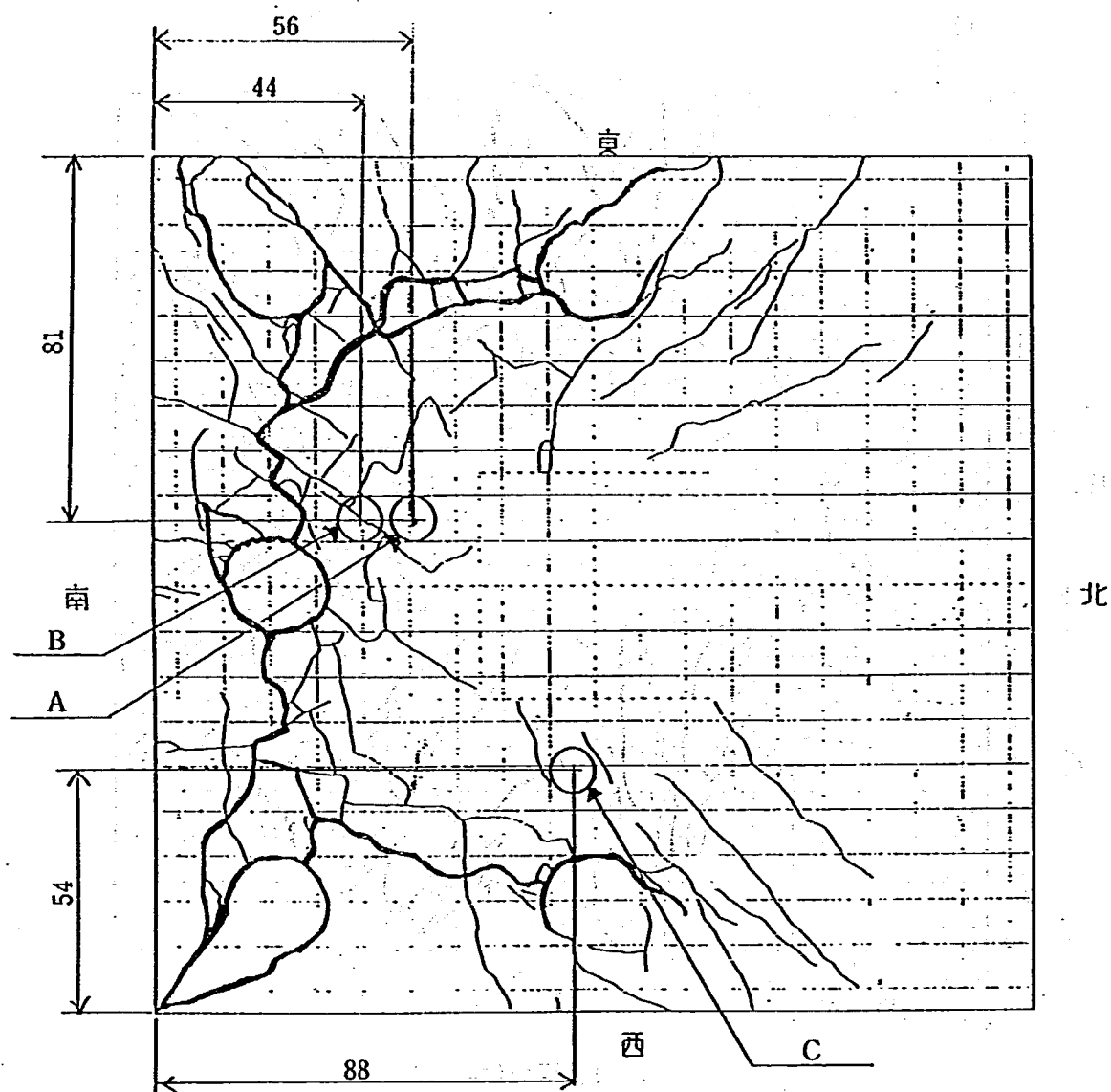


コア採取位置

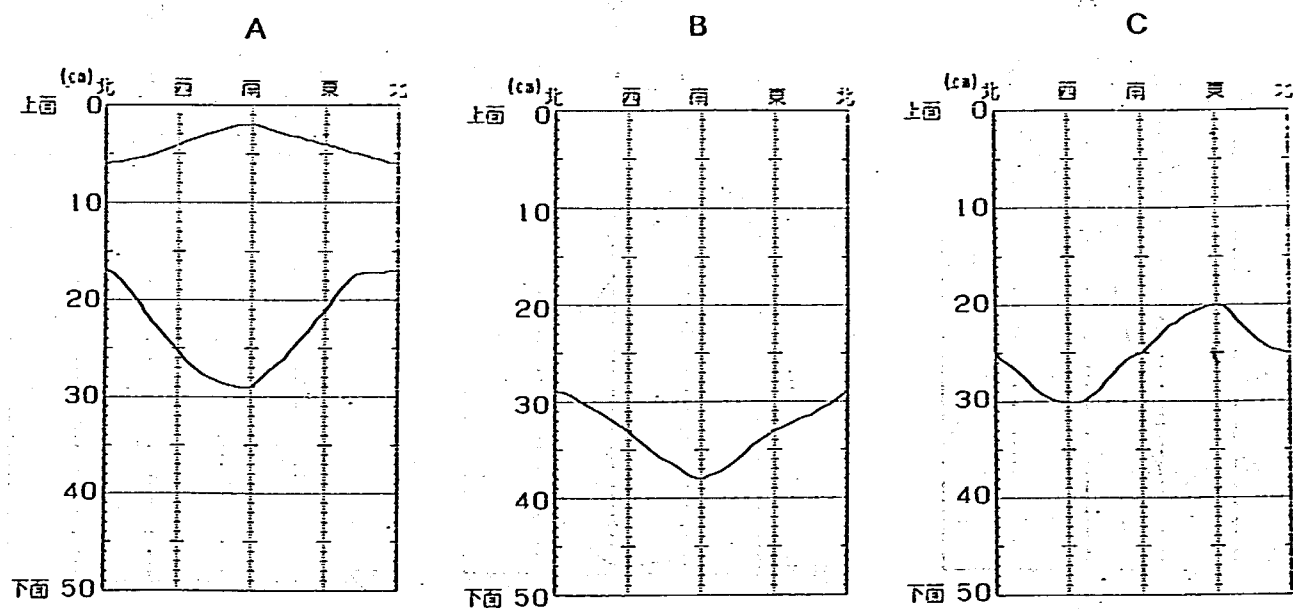


コアのひび割れ状況

コアボーリング結果(CASE-2-1)

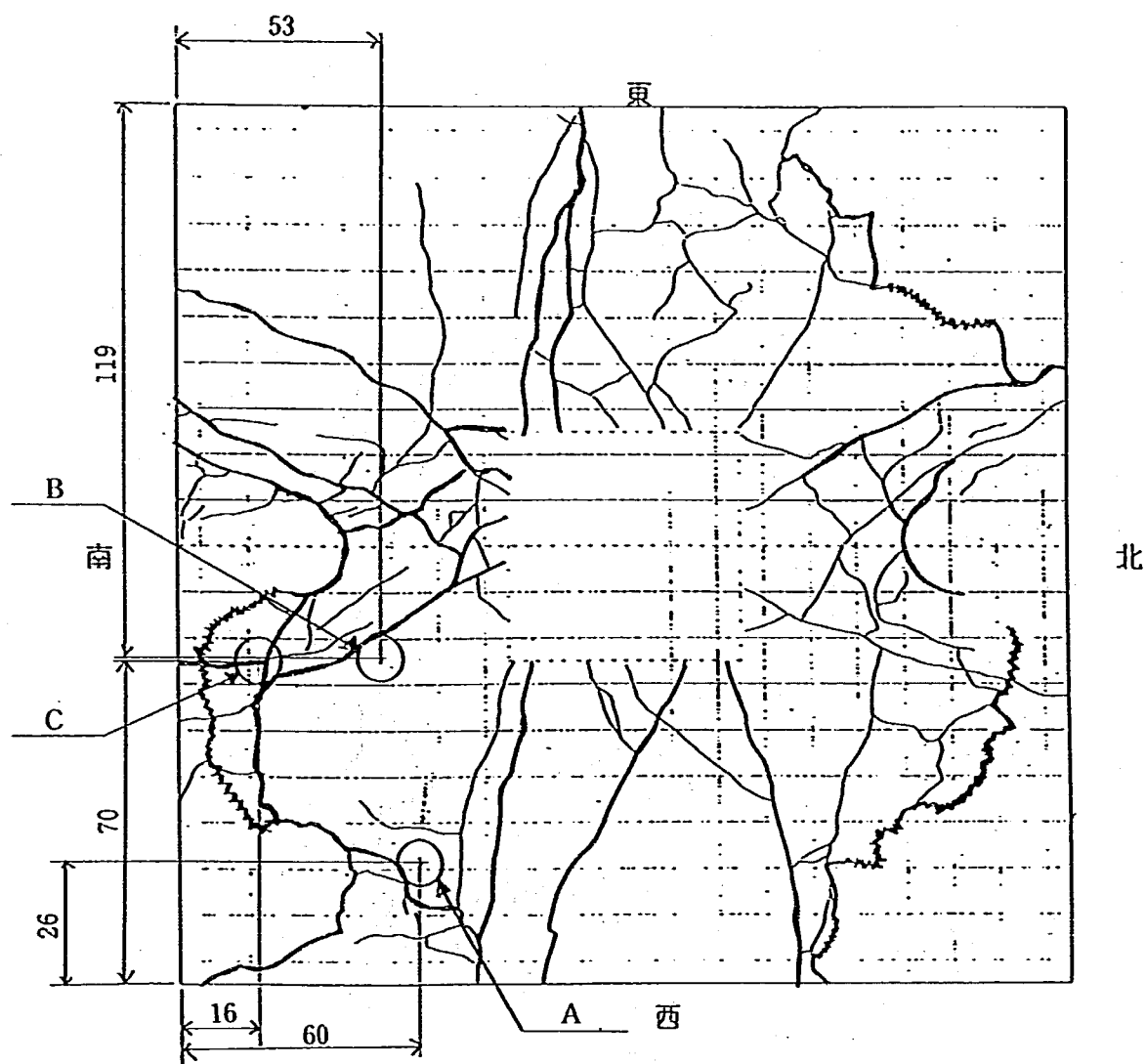


コア採取位置



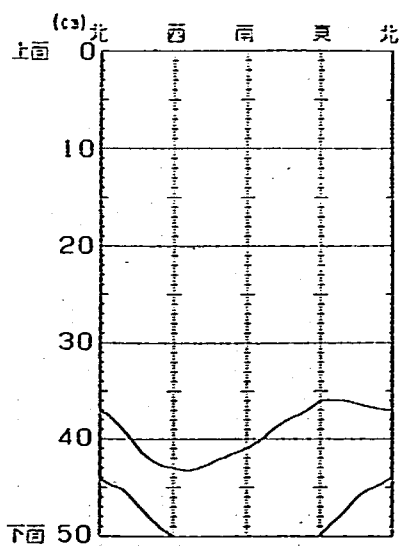
コアのひび割れ状況

コアボーリング結果(CASE-2-2)

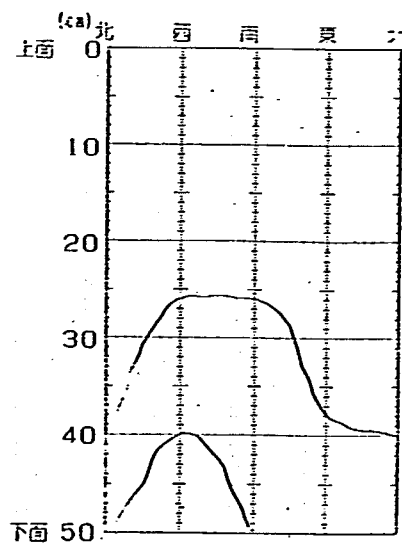


コア採取位置

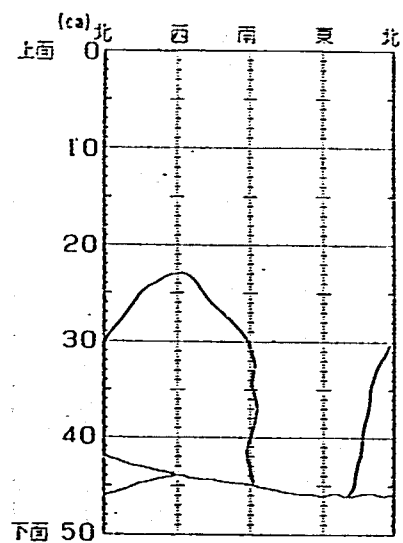
A



B

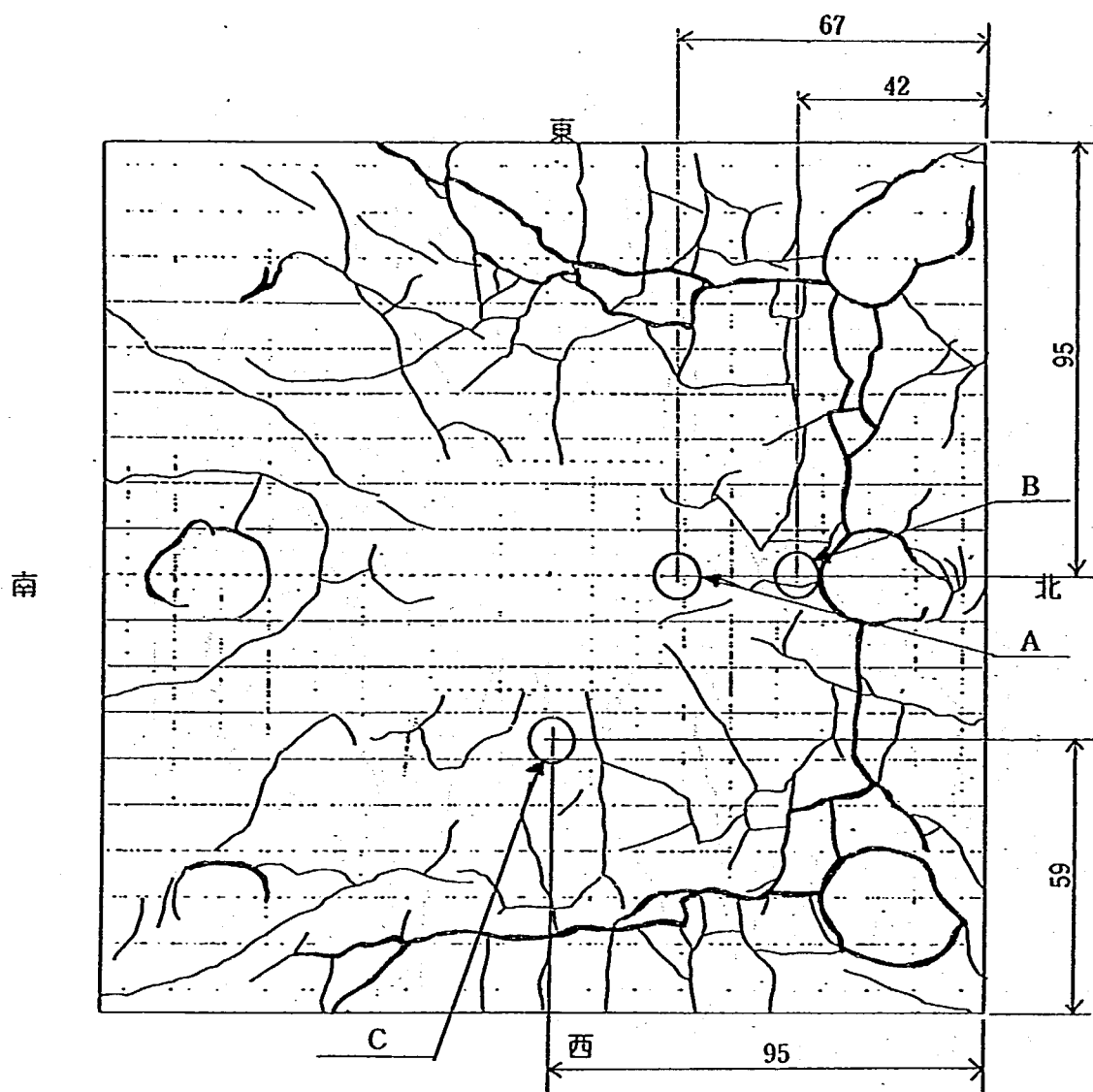


C

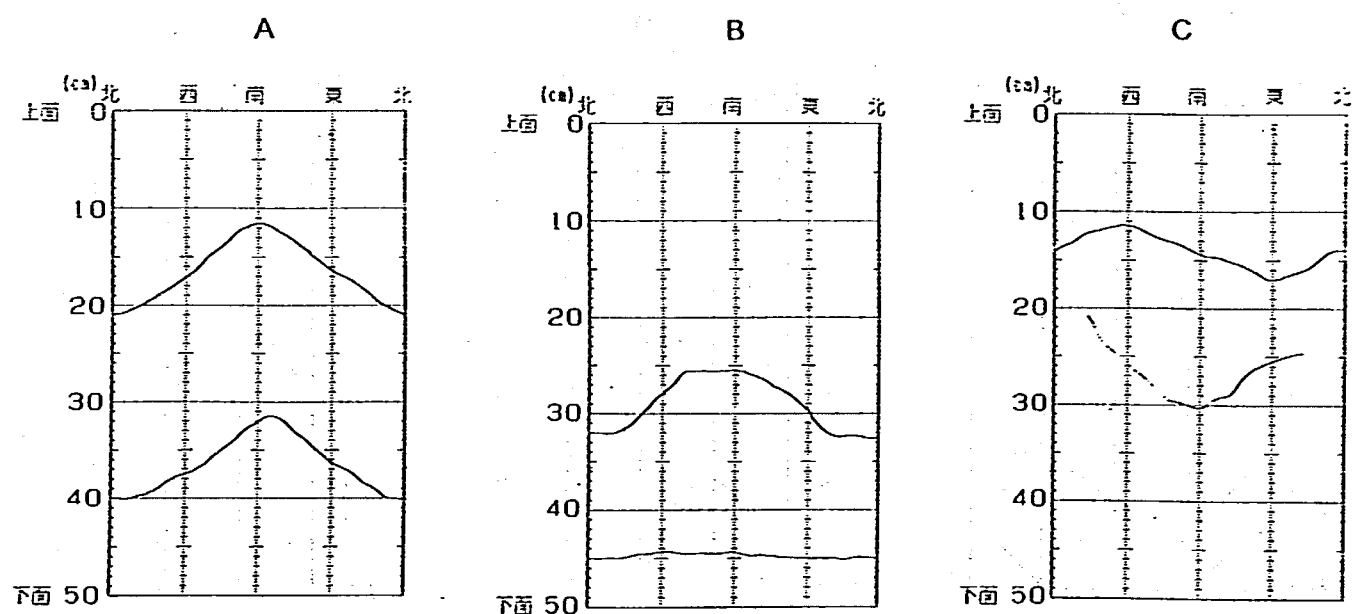


コアのひび割れ状況

コアボーリング結果(CASE-2-3)

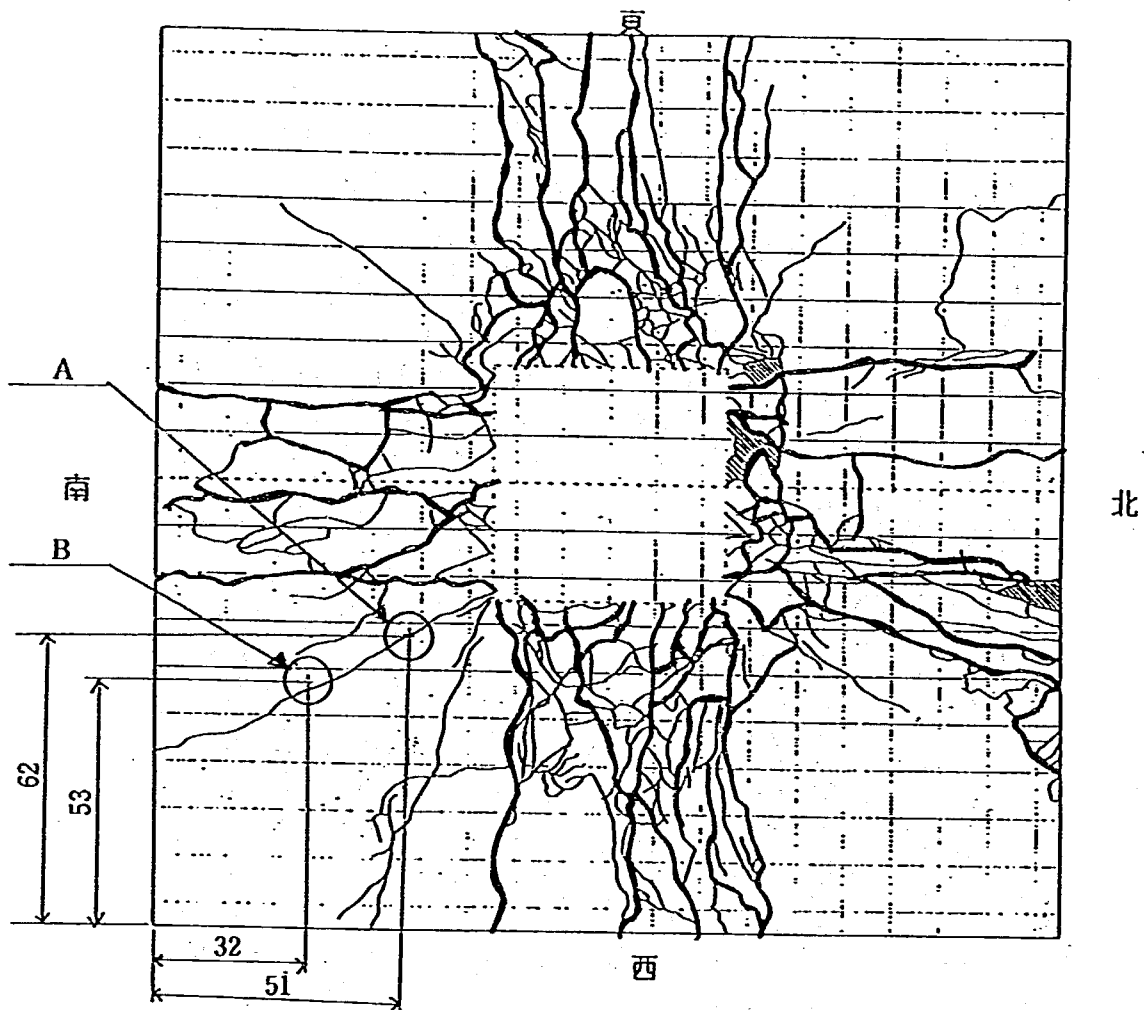


コア採取位置

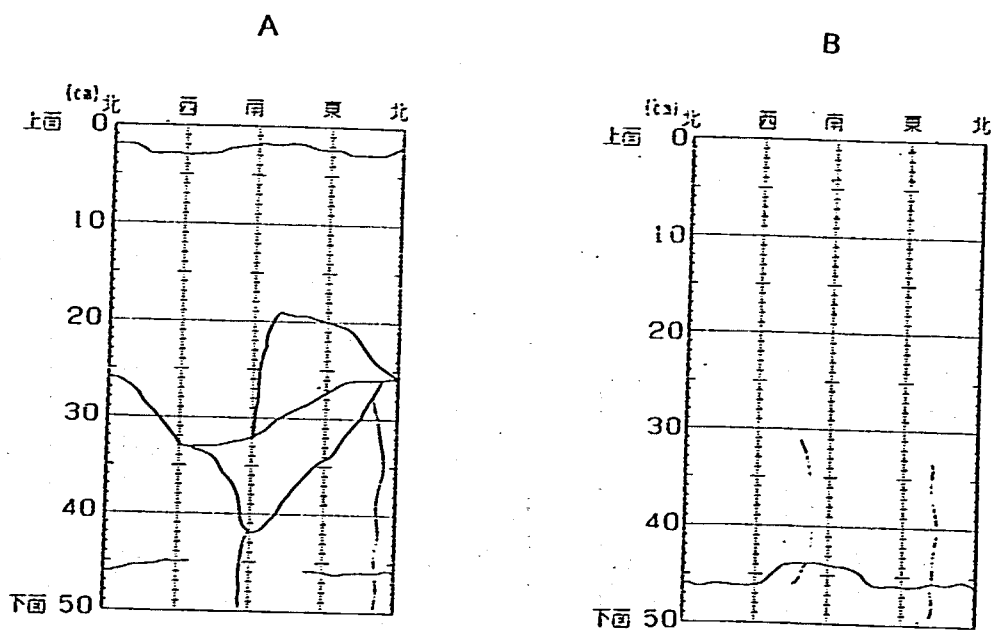


コアのひび割れ状況

コアボーリング結果(CASE-2-4)

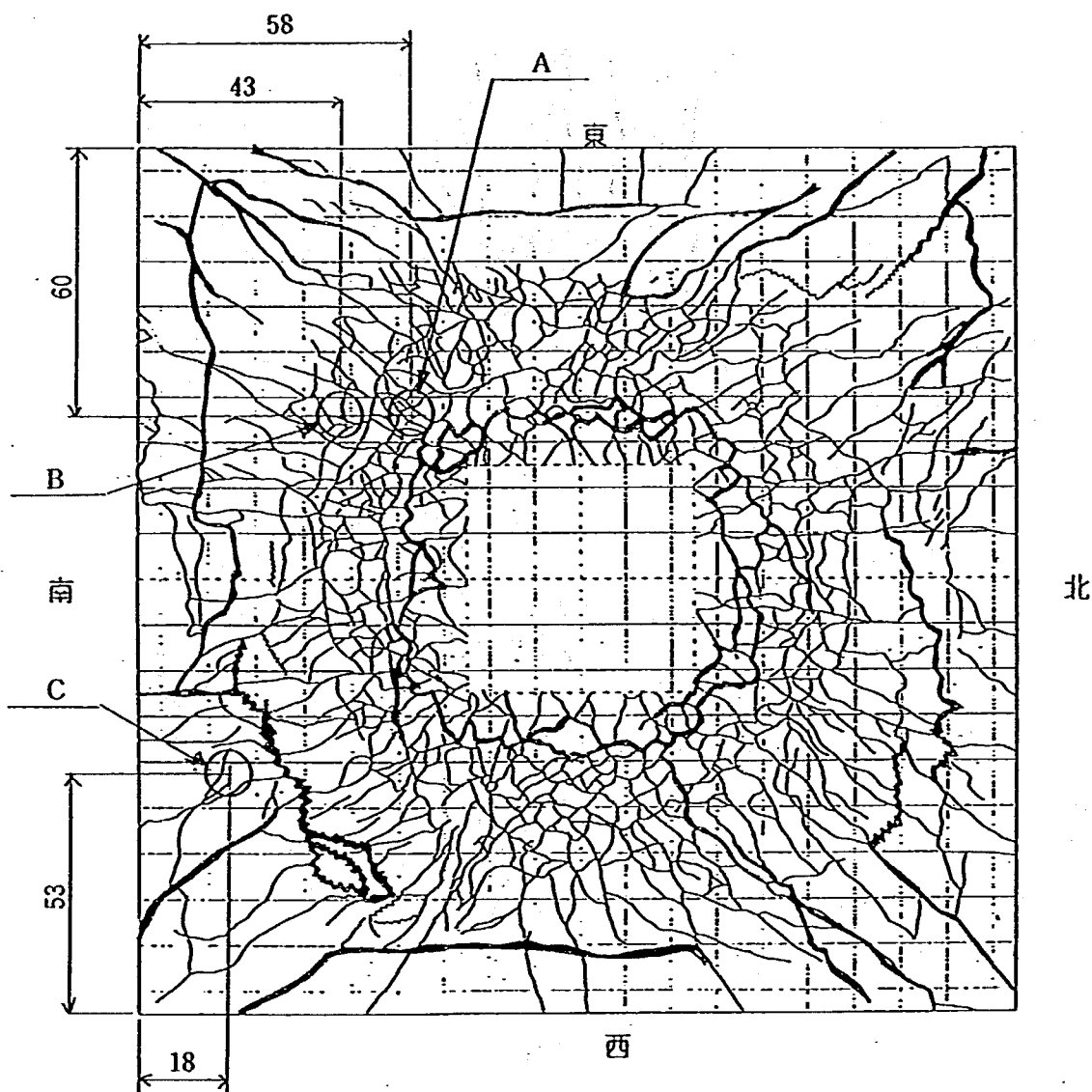


コア採取位置

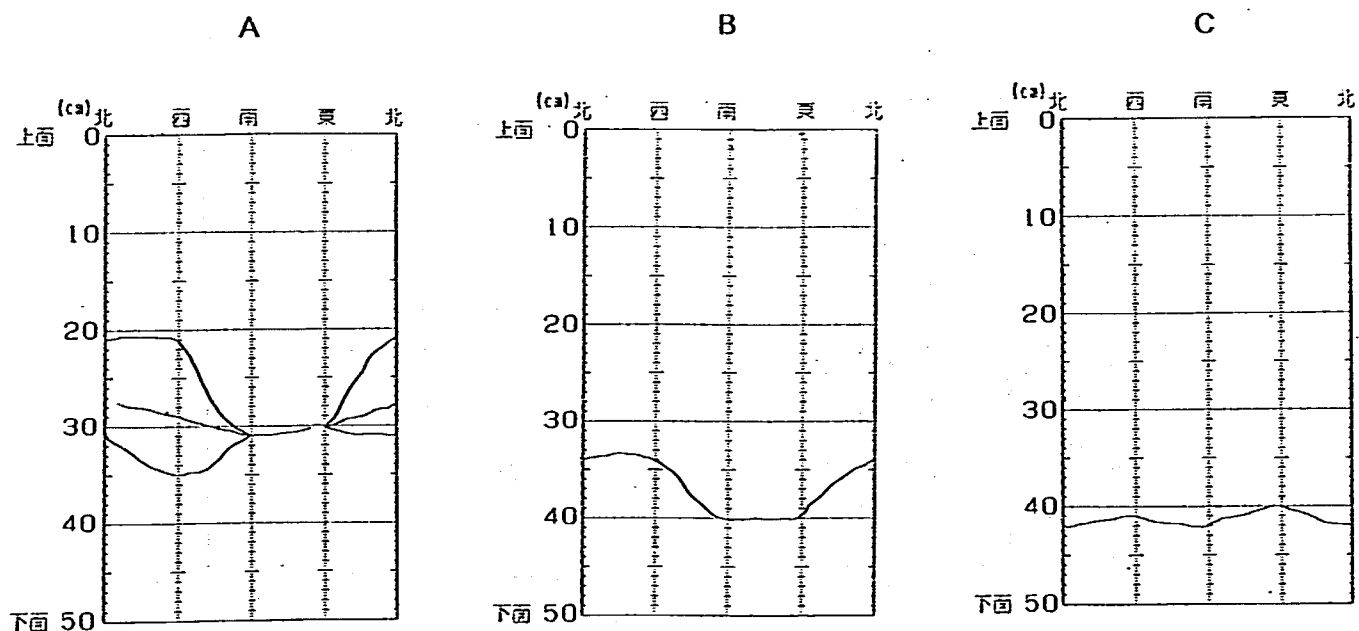


コアのひび割れ状況

コアボーリング結果(CASE-2-5)



コア採取位置



コアのひび割れ状況

コアボーリング結果(CASE-2-6)

フーチングの設計および補強
方法に関する実験的研究

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3550号
平成10年3月(1998)

構造橋梁部 基礎研究室

室	長	福井	次郎
研	究	七澤	利明 ^{※1}
研	究	加藤	秀章
研	究	大越	盛幸
交	流	南澤	聡 ^{※2}
交	流	渡辺	明貞 ^{※3}

要 旨 フーチングやケーソン基礎頂版など部材厚の大きな版部材の合理的設計法の確立のためこれまでいくつかの実験を行い、耐力算定式の提案を行ってきたが、様々な基礎形式や支持条件に適合し得る耐力算定法は確立されていない。
そこで、本研究では、二輪載荷による杭基礎フーチングと直接基礎フーチングの曲げおよびせん断に関する耐力確認実験を行い、耐力算定式との比較検討を行った。また、部材厚の大きな版部材におけるせん断補強筋の効果についての確認実験も行った。

キーワード：フーチング、ディープスラブ、杭基礎、直接基礎、せん断補強筋

※1 平成9年3月まで在籍 現国土庁大都市圏整備局 計画課

※2 交流研究員在職期間(平成7年4月～平成8年9月)

※3 交流研究員在職期間(平成9年4月～平成10年3月)

郵便はがき

50
円
切
手
を
は
つ
て
下
さ
い。

3 0 5 0 8 0 4

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 行

No. _____

土木研究所資料第3550号

No. _____

配布先氏名



配布先住所

土木研究所資料第3550号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏名



土木研究所資料第3550号

フーチングの設計および補強方法に関する実験的研究