

引張り力による曲げ・せん断を受けるフーチングの限界状態に関する実験的研究

An experimental study for the critical state of footings subjected to moment and shear by tension

白戸真大*, 古荘伸一郎**, 福井次郎***, 加藤秀章****

Masahiro SHIRATO, Shin-ichiro FURUSHO, Jiro FUKUI and Hideaki KATOU

*正会員 工修 国土交通省土木研究所 (〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地) 構造橋梁部基礎研究室 研究員

**正会員 株式会社 大林組 土木技術本部 設計第一部 (土木研究所交流研究員 H11.4.1~H12.3.31)

***正会員 工修 建設省土木研究所 構造橋梁部基礎研究室 室長

****国土交通省 長島ダム工事事務所 (前 土木研究所 構造橋梁部基礎研究室 研究員)

In footings, tensile fiber stress results from bending caused by tensile forces from pull-out piles during earthquakes. However in such condition, a reasonable calculation method has not been established for the bending and shear capacity of the footings in such condition yet. In this paper, we describe the result of a loading test using model footings supported piles to investigate the failure of the footings whose top are in tension. The loading test consists of the following four cases; two cases are to investigate bending failure and the others are to investigate shear one. The experimental result shows that the footings resist with their almost full width at and after maximum strength and with a tied arch mechanism for shear even when their reinforcement bar at the top is the main reinforcement bar.

Key Words: footing, highway bridge, moment, shear, ultimate strength

キーワード: フーチング, 道路橋, モーメント, せん断, 終局耐力

1. はじめに

橋梁が地震力を受けるとき、フーチングや頂版は、橋脚からの水平力の作用により下面側が主鉄筋になる場合と上面側が主鉄筋になる場合が存在する。このうち、下面側が主鉄筋になる場合は、柱および杭からの圧縮力の作用に対して設計することになる。このような荷重状態に対しては、過去にRCディープビームやディープスラブの荷重試験¹⁾²⁾が数多く行われており、曲げ、せん断耐荷機構は比較的よく分かって来ている。

土木研究所基礎研究室においても、フーチング部材の設計法を開発するために荷重試験³⁾⁴⁾を行ってきた。その結果、版としてのせん断耐力を把握し、平成8年道路橋示方書⁵⁾には厚い部材としてのせん断耐力算定法、および版部材としての曲げ耐力算定法、押し抜きせん断耐力算定法を導入している。そこでは曲げ耐力の算定は全断面を有効として良いこととしており、また、せん断耐力の算定にあたってはアーチ効果を考慮して、せん断スパン比に応じてはりとしてのせん断耐力を割り増している。

一方、上面側が主鉄筋となる場合には、柱および杭からの引張り力の作用に対して設計することとなる。兵庫県南部地震以前のように設計地震力が小さいときには、死荷重の非常に大きい橋梁のような構造物の設計において、引張り

による荷重状態が問題になることは生じなかった。このため、これまでに引張りによる荷重状態を想定した荷重実験が行われた事例はほとんどなく、耐荷機構が明らかになっていない。したがって、平成8年版の道路橋示方書⁵⁾においては、非常に安全側と考えられるが、上面側が主鉄筋となる場合には、曲げ耐力算定の有効幅は許容応力度法と同様に柱幅にフーチング有効高を加えたものを用いている。また、せん断耐力の算定は梁としてのせん断耐力式を用いるものとしている。この非常に安全側と考えられる設定のため、これまで地震による被災事例がほとんどないフーチングの配筋量が著しく増大しており、フーチング上面側が主鉄筋となる場合で設計が決まる事例もでてきている。このため、フーチング上面側が引張りとなる場合の曲げ、せん断耐力の算定方法の確立が必要とされている。

そこで、筆者らは、上面側が主鉄筋となる場合のディープビームおよびフーチングの曲げ、せん断耐荷試験を行った。本論文は、これらの荷重実験結果を報告するとともに、実験結果に基づき上面側が主鉄筋となる場合のフーチング耐力算定法を提案するものである。

2. 曲げ耐力に関する実験

2.1 実験概要

供試体は引張り側のフーチングの荷重状態を再現するた

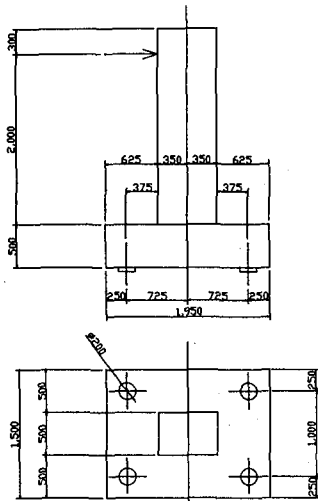


図-1 供試体形状

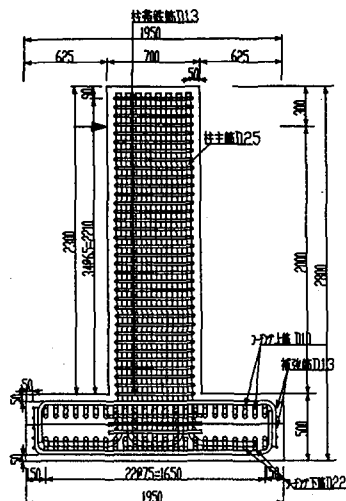


図-2 case1配筋図 (側面図)

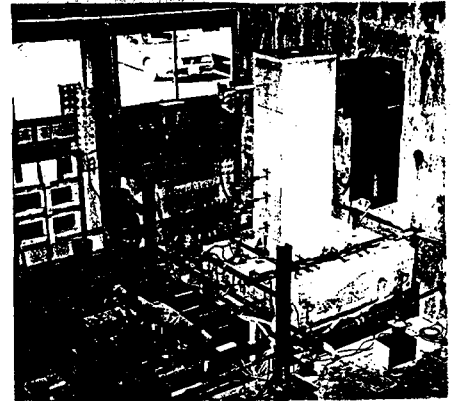


写真-1 載荷状況

表-1 実験ケース

実験ケース	case1	case2
基礎形式	杭基礎 (4 本杭)	
計画破壊形式	曲げ	
フーチング形状	対称モデル	
有効高さ d(mm)	450	
コンクリート強度 σ_{ck} (N/mm ²)	28.7	27.7
フーチング主鉄筋降伏点 σ_{sy} (N/mm ²)	374.9	359.1
フーチング配筋 (上筋)	D10@75	D13@150
フーチング配筋 (下筋)	D22@75	D22@75
主鉄筋比 (%) (上筋)	0.18	0.17
主鉄筋比 (%) (下筋)	0.98	0.98

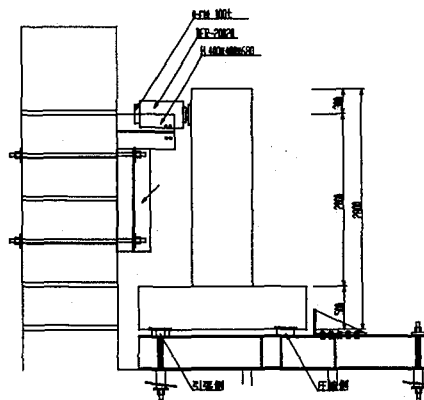
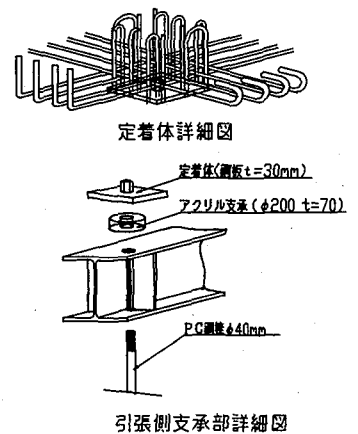


図-3 供試体固定条件



め、全て橋脚柱-フーチング-杭基礎の全体モデルとする。モデルは、実際の橋脚の1/5程度の縮尺でモデル化したものである。実験ケースは2ケースで、表-1に示すようにフーチング上面は鉄筋量を一定とし、配筋間隔を変化させたものである。この配筋間隔の違いが有効幅にどのように影響するかを確認する。供試体形状を図-1に、配筋図を図-2に、固定条件を図-3に示す。ここで、柱の主鉄筋の定着部には配力筋を配置してある。フーチングと架台の間は非固定の亚克力版をはさんであり、引張側の支承は定着鉄筋を溶接した鋼板による定着体を配置し、亚克力版を中空断面として、その中にあらかじめネジ切りしてあるPC鋼棒を通して、定着体にナットで固定している。圧縮側の亚克力版は充実断面である。亚克力版を使用したのは、杭頭バネを模擬するためであり、ヤング率 2.85×10^4 N/mm²、厚さ 70mm、半径 100mm のものを使用した。水平方向に関しては、杭は固定せずに供試体端部をキャンバーにより固定するものとした。載荷は柱頂部付近の水平ジャッキにより行い、静的・一方多サイクル載荷とする。フーチング上面の鉄筋が降伏する水平荷重が作用した時の水平変位を 1δ とし、以後の載荷は 1δ ずつ変位を増加させる。載荷状況を写真-1に示す。なお、フーチングの

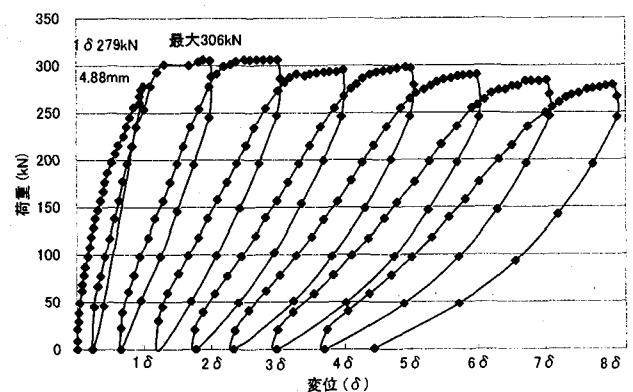


図-4 荷重-変位曲線 (case1)

上面側が主鉄筋となる側でより容易に破壊するように、橋脚に鉛直荷重は載荷していない。

2.2 case1 実験結果

図-4に載荷点における荷重-変位曲線、図-5に供試体損傷進行状況の模式図を示す。載荷初期の157kNでフーチングの側面にひび割れ①、215.8kNの荷重でフーチングの引張り側接合部付近にひび割れ②が生じ、278.6kN、水平変位4.88mmでひび割れ③付近の上側の鉄筋が降伏し

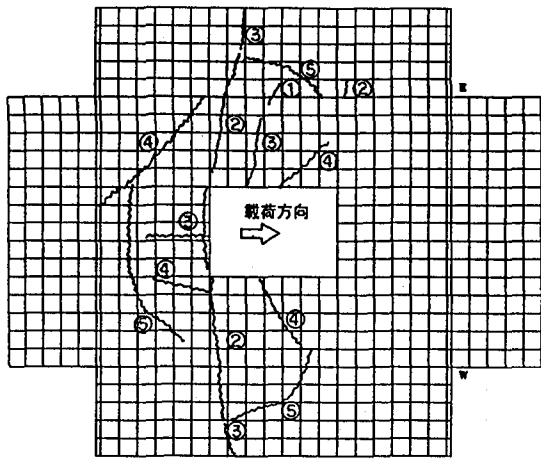


図-5 供試体損傷進行状況 (case1)

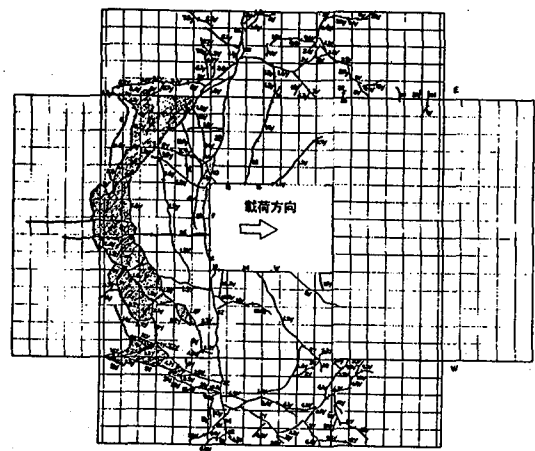


図-6 ひび割れ状況図 (case1 実験終了後)

ている(1 δ)。1 δ 以降2 δ まで載荷する間に、フーチング上面及び側面に大きなひび割れ③～⑤が生じており、フーチング上側の鉄筋が降伏した後に変位が増大し、ひび割れ⑤にみられるような接合部の破壊に移行しているものと考えられる。1 δ 以降、ひび割れによる損傷は大きいものに対して、急激な耐力の低下は見られない。case1 は最終的に26 δ 、269.8kN、126.84mmまで載荷を行っている。図-6に実験終了後のひび割れ図を、写真-2に実験終了後の損傷状況を示す。

幸左ら⁷⁾は、本論文の実験と同様の実験を兵庫県南部地震において被災した橋脚フーチングの模型を用いて行っ

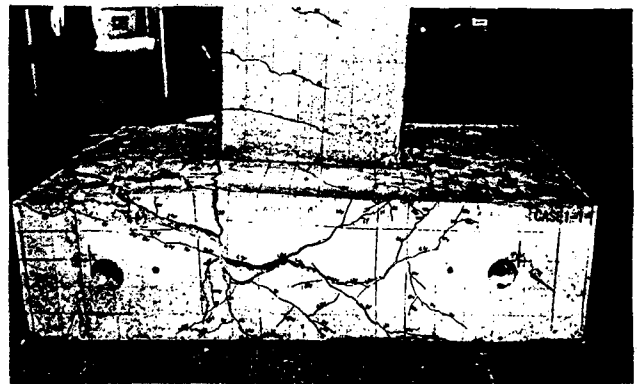


写真-2 供試体損傷状況 (case1 実験終了後)

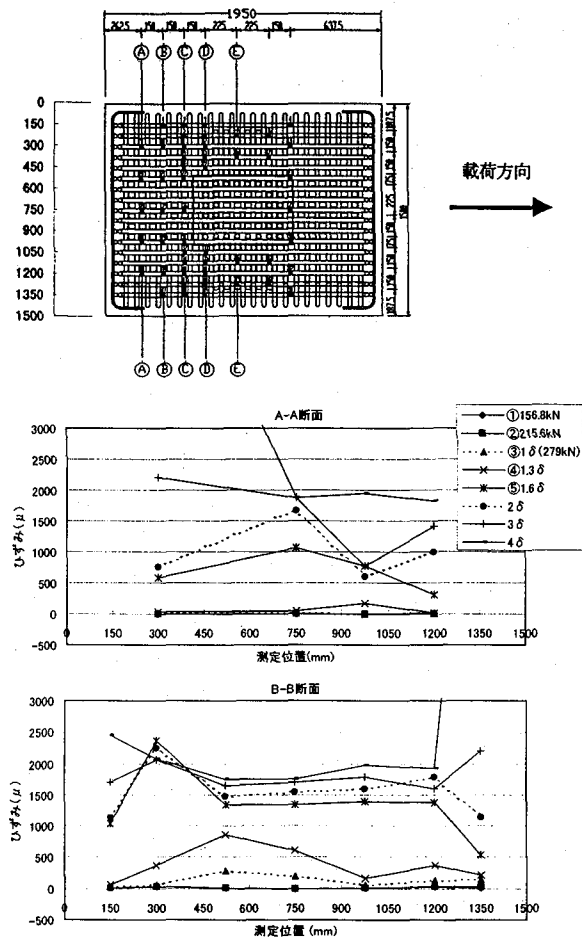
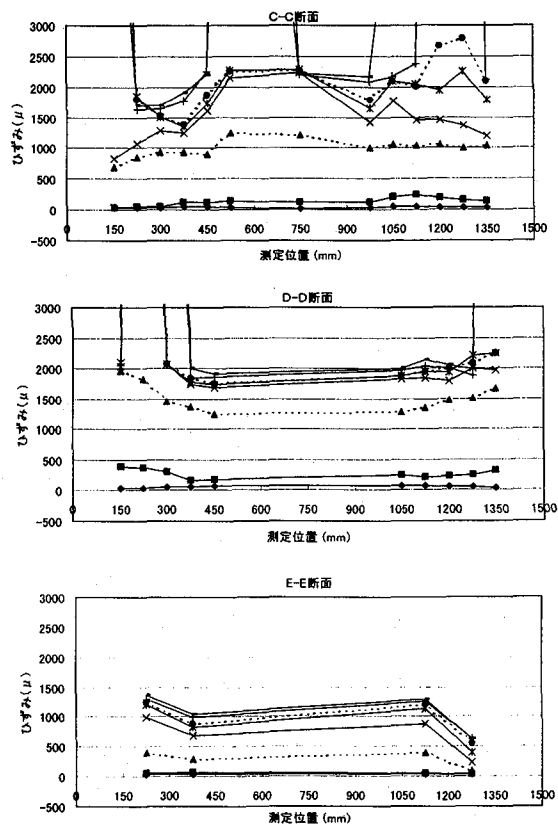


図-7 フーチング上面ひずみ分布 (case1)



ているが、そこでも類似の破壊形態が見られる。しかし、幸左らの実験では、フーチング上面鉄筋の降伏後、橋脚とフーチング接合部でひび割れが部材内部へ進展していくような破壊形態であったのに対して、本実験では、写真-2の実験終了後の状態が示すように、むしろフーチング上面の鉄筋が上側に持上げられるような破壊形態であった。

図-7にフーチング上面側の主鉄筋に貼りつけたひずみゲージにより計測した、載荷方向鉄筋のひずみ分布を示している。1 δ 時に注目すると、D-D断面の柱から一番遠い鉄筋が降伏ひずみに達しているのがわかる。1.3 δ 時にはC-C断面、D-D断面共に全幅に近い範囲で鉄筋は降伏ひずみまで達している。現在の設計では、曲げ照査断面を柱前面としているが、実験結果からもこの柱前面位置が最も厳しい応力状態であることが見受けられる。また、ほぼ杭位置の断面である断面A-A断面、B-B断面についても破壊が進行するにつれてひずみも増加し、最終的には全幅の範囲で降伏している。柱中央部のE-E断面は、フーチング上面にひび割れが発生しているものの、鉄筋は降伏には至っておらず、1.3 δ 以降ひずみの増加は僅かであった。

2.3 case2 実験結果

図-8にcase2の載荷点における荷重-変位曲線を、実験終了後のひび割れ図を図-9に示す。載荷は最終的には10 δ 、223.7kN、147mmまで行っている。損傷の進行状況および破壊形態はcase1とほぼ同様で、上面鉄筋の降伏にともなう接合部の破壊であった。1 δ 以降の繰り返し載荷中、急激な耐力の低下は見られないが、case1と比較して荷重の減少が大きい。case1とcase2で1 δ の変位が異なった理由は不明であるが、1 δ 時の荷重や損傷状況の進展から考えると、計測方法の問題と考えている。

図-10にフーチング上面のひずみ分布図を示す。ひずみ分布図を見ると、1 δ 時にはC-C断面とD-D断面に加えてE-E断面でも鉄筋が降伏しているのが分かる。1 δ 以降は、C-C断面とD-D断面でひずみが急増し、case1と比較しても広範囲での降伏が見られる。フーチング上面側の配筋については密に配筋することにより損傷を小さく抑えることができると考える。

2.4 実験値と計算値の比較

設計実務上は、フーチングの構造解析ははりに置き換えて行うため、有効幅の設定が必要となる。そこで、次に示すような有効幅についてそれぞれ耐力を計算し、実験値との比較を行うものとした。

- ① $b = t_c + d$ (ここで t_c : 柱幅、 d : 有効高とする)
- ② $b = t_c + 2d$
- ③ フーチング全幅

ここで、それぞれ①は道路橋示方書Ⅳ、②はPriestleyらが実験により提案しているもので、文献⁹⁾に示される。③は道路橋示方書Ⅳにおいて下面側が主鉄筋になる場合に適用されている有効幅である。

図-11は、最大荷重時および鉄筋降伏時の柱前面位置の作用モーメント M_{cy} と計算値(降伏曲げモーメント M_{cy})を比較したものである。作用モーメント M_{cy} は図-12の骨

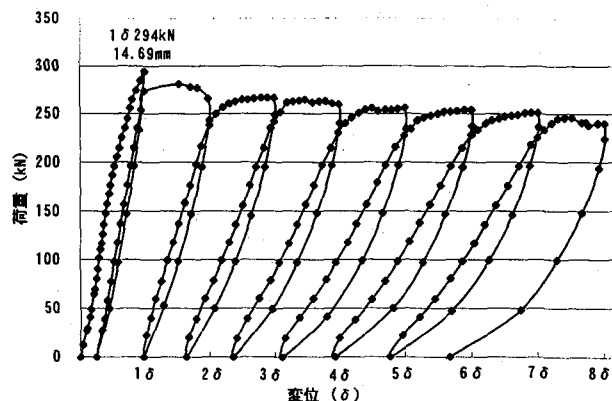


図-8 荷重-変位曲線 (case2)

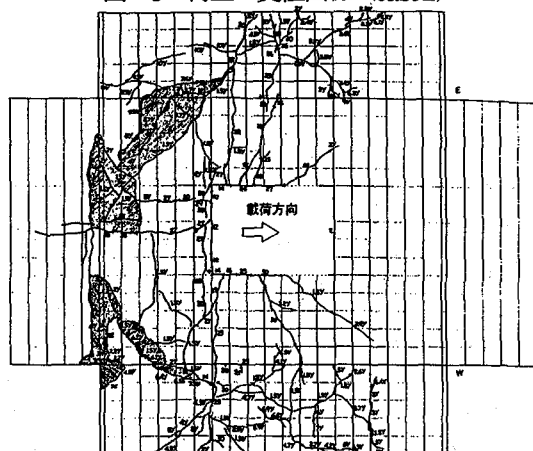


図-9 ひび割れ状況図 (case2 実験終了後)

組モデルを用いて算定した。また計算に必要な材料強度などは、材料試験値を用いている。これによると、case1・case2共にほぼ同様の結果となっているのが分かる。有効幅を $b = t_c + d$ とした場合、最大荷重時の作用モーメントは計算された降伏曲げモーメントの約1.6倍となる。有効幅を $b = t_c + 2d$ とした場合はほぼ1となり、計算値を若干上回っている。有効幅を全幅とした場合も $b = t_c + 2d$ と同様であった。本実験の供試体では橋軸直角方向のフーチング幅が小さく、全幅と $b = t_c + 2d$ との差が殆ど無いため、両者に大きな差が生じない。また鉄筋降伏時の柱前面位置の作用曲げモーメントと計算値(降伏曲げモーメント)を比較すると、case1においては、有効幅を $b = t_c + 2d$ 、全幅としたときに計算された降伏曲げモーメントが実測値より大きくなる結果となり、危険側の評価となっている。なおcase2においては鉄筋降伏荷重が最大荷重となっているため、最大荷重時と鉄筋降伏時は同じ値となっている。

2.5 曲げ耐力の評価

ここでは実験結果に基づき、フーチング上面側主鉄筋が引張となる場合の曲げ耐力の評価方法についての提案を行う。

まず、曲げ耐力照査断面についてはこれまで通りフーチングの柱前面位置を照査断面とすることを提案する。この理由は以下の通りである。

・フーチング上面側の主鉄筋のひずみ分布をみると、柱前面位置にある鉄筋が最初に降伏している。

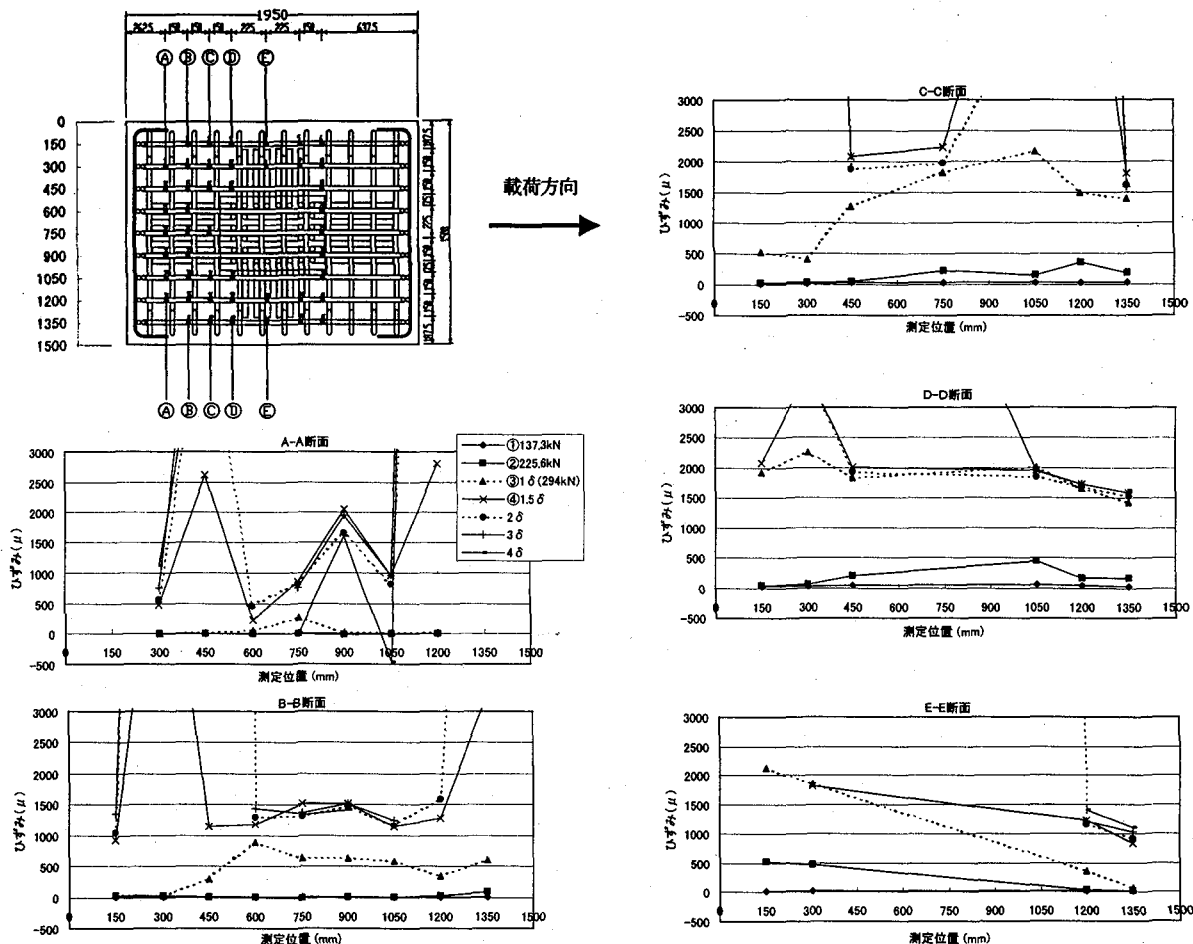


図-10 フーチング上面ひずみ分布 (case2)

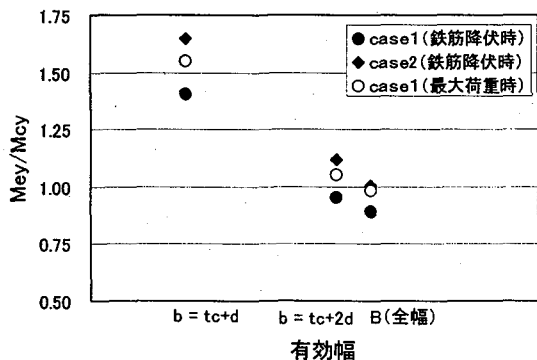


図-11 実験値/計算値の比較 (最大荷重時)

・フーチングの損傷状況を観察すると、柱前面の位置より曲げひび割れが発生し、このひび割れは荷重が載荷されるにしたがって柱接合部に進展している。また、幸左らの実験⁷⁾でも、鉄筋降伏後のこの柱前面のひび割れの進展がフーチングの接合部の破壊を引き起こすものであることが示されている。

次に、フーチングの耐力計算を梁に置き換えて行うための有効幅について考察する。

供用期間中に受けると考えられる荷重に対してフーチングには有害な損傷が生じず健全な状態を保持する場合には、有効幅を $b = t_c + d$ とするのが良いと考えられる。この $b = t_c + d$ で算出される曲げ耐力は実験では 1.0 に達した

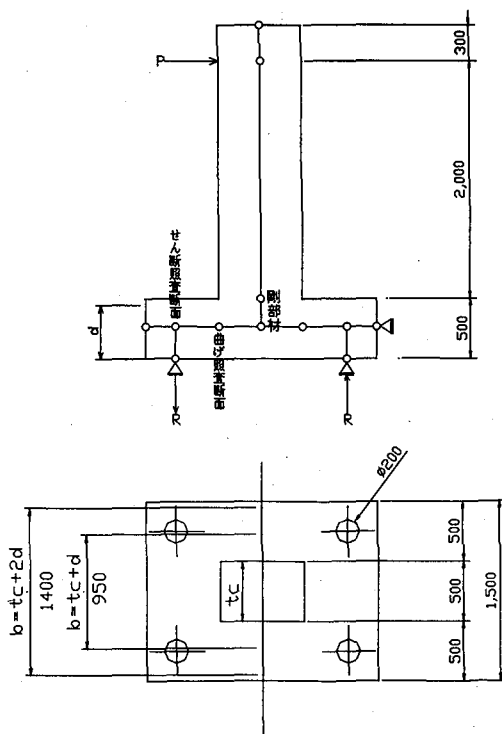


図-12 計算モデルおよび有効幅の取り方

時のモーメントに相当した初降伏時耐力と言え、フーチングは微小な曲げひび割れが生じる程度の健全性を損わない状態といえる。

一方、レベル2地震時の設計のように部材の耐力を考慮した設計を行う場合は、有効幅 $b=t+2d$ とするのが良いと考えられる。 $b=t+2d$ で算出される曲げ耐力は、最大荷重時に相当しており、損傷はフーチング全体にわたってひび割れが生じている。また、フーチング上面側主鉄筋のひずみ分布より、鉄筋降伏後、載荷荷重が増すにしたがって全幅に近い範囲でひずみ量が増加し降伏に至っているのが分かる。よって、上面側の主鉄筋が引張となる場合においてもフーチング全幅に近い範囲で曲げモーメントに抵抗していると考えられる。フーチング幅が著しく広い場合には、全幅の有効幅は期待できない可能性があるが、杭間隔が著しく大きくなれば、本実験結果から有効幅を $b=t+2d$ までは確保できると考えられる。

3. フーチングのせん断耐力に関する実験

まず、フーチングのような厚い部材の耐荷機構を把握し、せん断スパンをパラメータとした実験を行うため、フーチングをディープビームでモデル化した載荷実験である caseA シリーズ・caseB シリーズを行った。その後、版としての挙動を把握するため caseC シリーズの載荷実験を行っている。

3.1 caseA シリーズ実験

供試体は、橋脚柱と片側のフーチングを模した形状であるが、実物の上下を逆にした状態で載荷している。荷重は、杭の定着筋をモデル化した鉄筋を鋼板に溶接し、さらにその鋼板に取り付けた治具を介して引張力を耐力の低下が確認されるまで単調載荷した。

実験ケースはせん断スパンを変化させた3ケースとせん断補強筋を配置した2ケースの計5ケースとした。各実験ケースの諸元を表-2に示す。また、せん断スパン比1.0の供試体形状を図-13、配筋図を図-14に示す。なお、せん断スパンはここでは柱外縁から定着筋中心位置を表している。フーチング部の有効高さは800mm、断面の幅は600mmで、配置した引張鉄筋はD32が5本（鉄筋比0.84%）であり、これらは各ケースで同様である。

図-15に荷重変位曲線、図-16に典型的な破壊形状としてcaseA-1の供試体ひび割れ状況を示す。その他のケースもすべて同様の性状であった。ある荷重でフーチング部に生じたせん断ひび割れは、荷重の増加とともに斜め上方に進展する①。柱前面より内側にまで伸びたひび割れは角度を水平②から下向きに変え、柱の圧縮部に向かって進展し③、アーチのようなひび割れ形状を形成する。最終的には、アーチ状のひび割れより上側に別の斜めひび割れが生じ④、それが供試体上下面を貫き、急激にせん断破壊を生じる。このアーチ状のひび割れが圧縮力の流れを示していると考えられ、上側引張のフーチングのせん断破壊は、下側引張と同様に、この圧縮されるコ

表-2 実験ケース

		A-1	A-2	A-3	A-4	A-5
載荷実験結果	せん断スパン比 a/d	0.5	1.0	1.5	1.0	1.5
	せん断スパン a (mm)	400	800	1200	800	1200
	最大荷重時変位 (mm)	5.65	5.10	15.20	5.99	6.90
	最大荷重 (kN)	1276	737	660	809	522
材料試験結果	コンクリート強度 (N/mm ²)	23.4	24.7	22.6	23.8	22.8
	主鉄筋降伏点 (N/mm ²)	364.8				
	主鉄筋降伏ひずみ (μ)	1950				
	せん断補強鉄筋降 伏点 (N/mm ²)	なし			383.7	
	せん断補強鉄筋降 伏ひずみ (μ)	なし			2032	

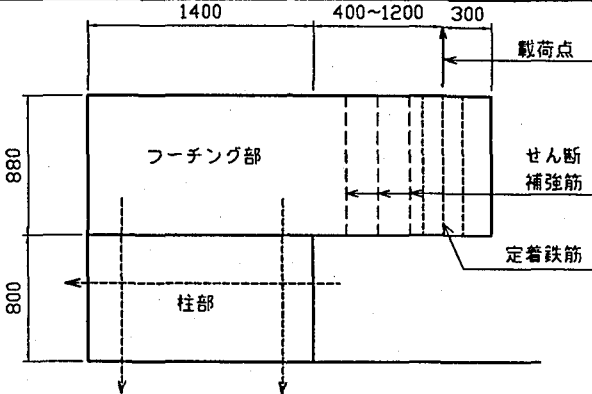


図-13 供試体形状

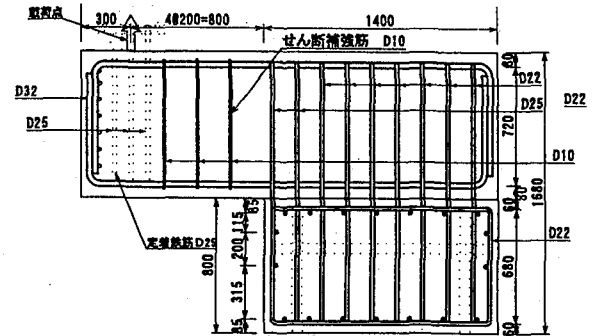


図-14 配筋図

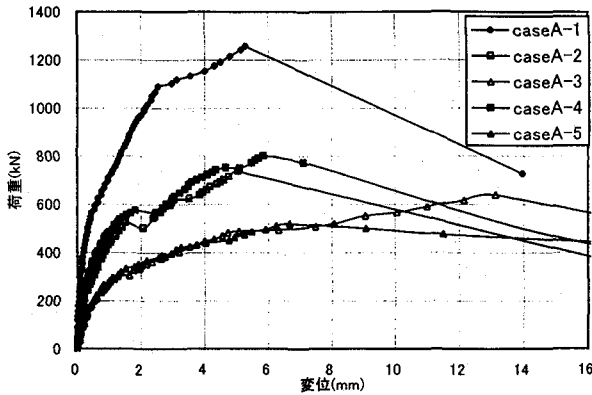


図-15 荷重-変位曲線 (caseA シリーズ)

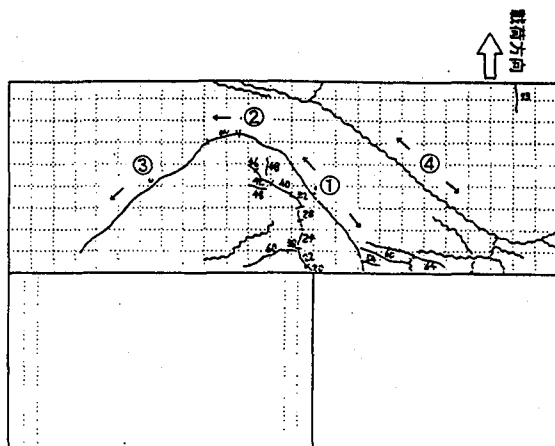


図-16 ひび割れ状況図 (caseA-1)

コンクリートの破壊を考慮することで予想できると考えられる。このようにディープビームとしてのタイドアーチ的なせん断耐力機構が認められる。そこで、実験時最大荷重 S_e を梁としてのせん断耐力の計算値 S_c で除したものとせん断スパンの関係を図-17 に示す。梁としてのせん断耐力の算定は平成 8 年版道路橋示方書下部構造編にある次式を用いた。

$$S_c = C_e C_{pt} \tau_c b d \quad (1)$$

S_c : コンクリートが負担するせん断耐力

C_e : 部材断面の有効高 d に関する補正係数⁶⁾

C_{pt} : 軸方向引張鉄筋比 (%) で、中立軸よりも引張側にある軸方向鉄筋の断面積の総和を bd で除した値⁶⁾

τ_c : コンクリートが負担できる平均せん断応力度⁶⁾

b : 部材断面幅

d : 部材断面の有効高

せん断スパン比が小さくなると、上側引張の場合においてもせん断耐力の増加が認められる。しかし、せん断スパン比が 1.0 程度以下と小さい場合には、せん断ひび割れは柱前面より内側のフーチングにまで達していることから、実際のせん断スパンは、杭位置から柱前面までの距離より大きくなっていると考えられる。

また、caseA-5 はせん断補強筋を配置したにもかかわらず、caseA-3 より耐力が小さくなっている。ディープビームにおけるせん断補強筋の効果を定量的に評価することはまだ困難である⁹⁾。この供試体での梁としての鉄筋が負担できるせん断力とコンクリートが負担できるせん断力の比が計算上 0.37 であり、また、コンクリートの負担分が a/d が小さくなるにしたがい増加していることを考えると、これは D10 のせん断補強筋では受け持つせん断耐力自体が小さく、せん断補強筋の影響がコンクリート負担分のばらつきに埋もれてしまったものと考えられる。

3.2 caseB シリーズ実験

caseB シリーズのうち、caseB-5 の供試体形状および配筋図を図-18 に示す。供試体は caseA と同様、橋脚柱と片側のフーチングを模した形状で、90 度回転させた状態であ

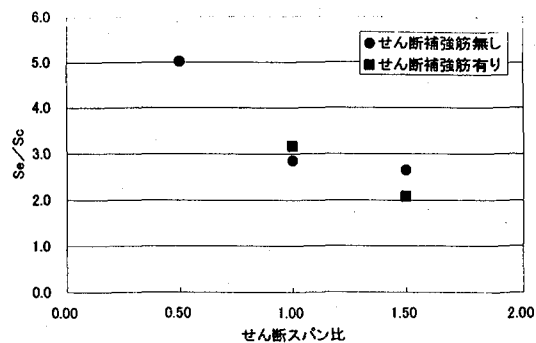


図-17 せん断耐力の比較 (caseA シリーズ)

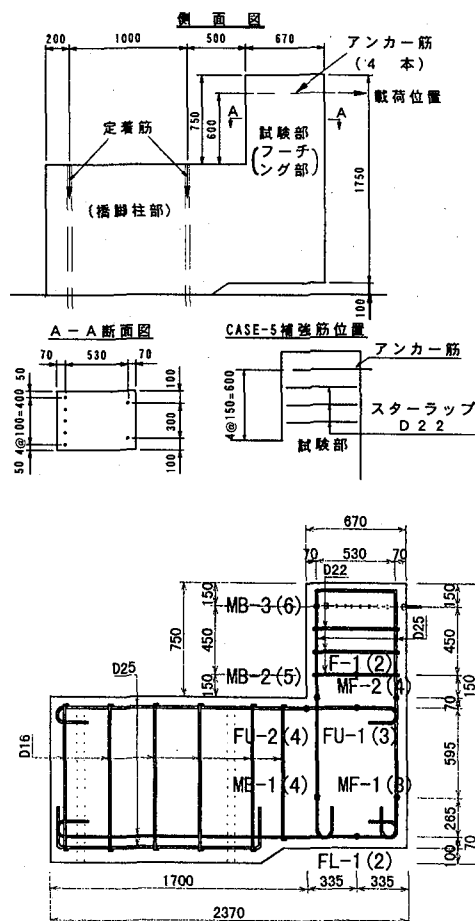


図-18 供試体形状および配筋図 (caseB-5)

る。荷重は、杭の定着筋をモデル化したアンカー筋に、引張力を耐力の低下が確認されるまで単調荷重した。

各実験ケースの諸元を表-3 に示す。実験ケースはせん断スパン比に着目し、せん断スパンを変化させた 4 ケースと、caseB-1 にせん断補強筋 (スターラップ) を配置した caseB-5 の計 5 ケースとした。なお、ここではせん断スパンをアンカー筋の位置から柱前面までとしている。

図-19 に荷重-変位曲線を示す。実施した 5 ケースの破壊状況は、caseB-1, 3 および 4 はフーチング部のせん断破壊となり、caseB-2 および caseB-5 はアンカー筋定着部の引き抜きせん断破壊と考えられた。(図-20)

図-21 に caseB-1 の破壊時のひび割れ状況を示す。ひび割れの進行から破壊に至るまでの挙動は caseA シリーズと

表-3 実験ケース (caseB シリーズ)

		B-1	B-2	B-3	B-4	B-5
せん断スパン比	a/d	1.00	0.50	2.00	2.50	1.00
引張鉄筋比	Pt(%)	0.84	0.84	0.84	0.84	0.84
せん断スパン	a(mm)	600	300	1200	1500	600
部材幅	b(mm)	500	500	500	500	500
有効高さ	d(mm)	600	600	600	600	600
せん断補強鉄筋比	$\rho_w(\%)$	—	—	—	—	1.03
コンクリートの圧縮強度	$\sigma_{ck}(N/mm^2)$	23.5	26.0	27.3	27.1	27.4
主鉄筋降伏点	$\sigma_{sy}(N/mm^2)$	361.3	361.3	361.3	361.3	361.3
せん断耐力	$Sc(kN)$	178	182	184	184	183
実験値						
最大作用せん断力	$Se(kN)$	380	514	249	239	474
実験値/計算値						
Se/Sc		2.14	2.83	1.35	1.30	2.59

同様であった。なお、せん断補強筋を配置した caseB-5 では、せん断破壊に至る前に引き抜きせん断破壊となったため定量的な検討はできなかったが、caseB-1 に比べ約 25% 最大荷重が大きくなっており、せん断補強筋の効果があることが確認できた。caseB-5 では、はりとしてのせん断補強筋負担分はコンクリートの負担分に対して計算上 1.81 であり、caseA-4、caseA-5 に比べ大きいことから、せん断補強筋の効果があらわれたものと考えられる。

3.3 caseC シリーズ実験

caseC シリーズ実験は、フーチングのような版構造の構造物がどのような挙動を示し、耐荷機構を持つのかを把握するための実験である。せん断スパン比がせん断耐力にどのように影響するのかを確認するために、上面側が主鉄筋となる部分のせん断スパン比を変化させている。各実験ケースの諸元を表-4 に示す。また、図-22 に供試体形状図、図-23 に配筋図を示す。

供試体の固定方法、載荷方法は 2.1 の曲げの実験と同様である。ただし、ここでは図-21 に示すようにフーチング形状を非対称としている。これはフーチング上面側が主鉄筋となる場合のせん断耐力が不明確であったことから、下面側が主鉄筋となる側が先に降伏・破壊することのないように、下面側が主鉄筋となる側のせん断耐力を大きくする理由からである。

(1) caseC-1 実験結果

図-24 に caseC-1 および caseC-2 の載荷点における荷重-変位曲線を示す。caseC-1 の荷重-変位曲線を見ると、681kN で最大荷重を示している。最大荷重後はなだらかに荷重が低下する性状が確認され、最大耐力点以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。500kN 付近で不連続となっているのは、載荷途中に供試体を固定している架台がずれたため、変位計を盛替えたためである。

図-25 に供試体損傷進行状況、図-26 に実験終了後のひび割れ状況図を示す。294.3kN で曲げの実験と同様にフーチング上面に曲げひび割れ①が生じている。343.4kN でフーチング上面②の位置に、392.4kN で側面にせん断ひび割れ③が生じ、その後、フーチング側面では、引張杭のフ

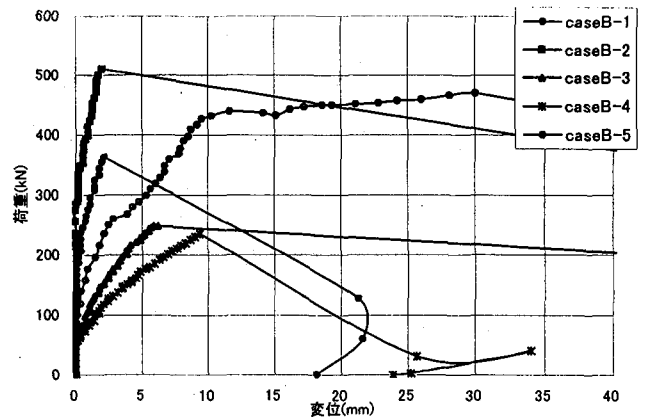


図-19 荷重-変位曲線 (caseB シリーズ)

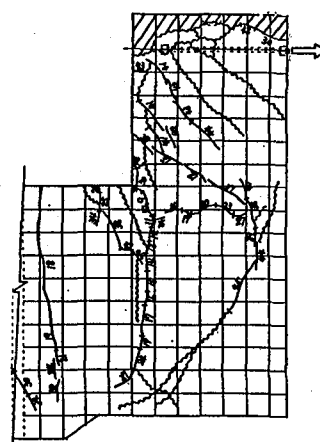


図-20 B-5 ひび割れ状況

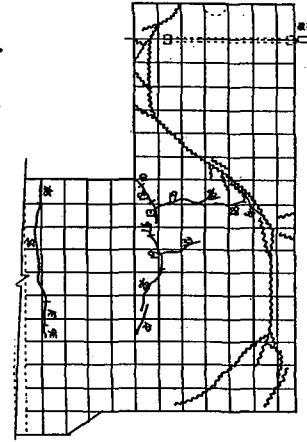


図-21 B-1 ひび割れ状況

表-4 実験ケース (caseC シリーズ)

実験ケース	caseC-1	caseC-2
基礎形式	杭基礎 (4 本杭)	
計画破壊形式	せん断	
フーチング形状	非対称モデル	
せん断スパン a (mm)	375	600
せん断スパン比 a/d	0.833	1.33
有効高さ d (mm)	450	
コンクリート強度 $\sigma_{ck}(N/mm^2)$	26.2	29.4
フーチング主鉄筋降伏点 $\sigma_{sy}(N/mm^2)$	375.2	375.2
フーチング配筋 (上筋)	D29@75	D29@75
フーチング配筋 (下筋)	D22@75	D22@75
主鉄筋比 (%) (上筋)	1.62	1.62
主鉄筋比 (%) (下筋)	0.98	0.98

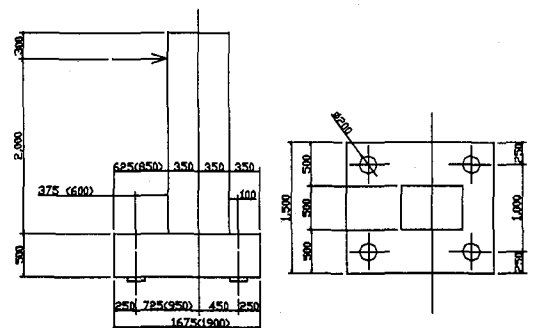


図-22 供試体形状 (caseC シリーズ) () は caseC-2 を示す

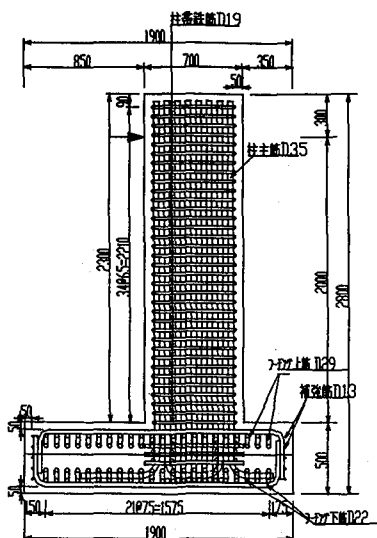


図-23 caseC-2 配筋図 (側面図)

ーチング上端から圧縮杭フーチング下端に向かうように、せん断ひび割れ④が大きく進行し最大荷重に達している。また、ひび割れ④は同時に柱接合部付近で向きを変え、柱の圧縮縁に進展している。後者は梁モデルで行われた載荷実験で観察されたせん断ひび割れと同様のものと考えられる。また、前者はそれとは違い柱を含む断面ではなくフーチングの側面であること、および圧縮杭の存在により生じたひび割れと考えられる。

図-26 のフーチング底面のひび割れを観察すると、引張り杭側では載荷直角方向にひび割れが生じているのに対し、圧縮杭側では載荷方向にひび割れが生じている。

このようにフーチングが版としての挙動を示しており、フーチング中心線付近では、caseA や caseB シリーズ実験と同様に荷重が伝達されているが、フーチング側面では荷重の伝達経路が異なっているものと考えられる。よって、上面側が主鉄筋となるフーチングにせん断補強鉄筋を配置する場合には、柱の側方部分にも配置する必要があると考えられる。

図-27 にフーチング上面のひずみ分布図を示す。曲げに関する実験とは異なり、最大荷重までは緩やかにひずみが増加する。最大荷重後、供試体の損傷が進み変形が増大すると、急激に鉄筋のひずみが増加し降伏する破壊形態となっている。caseC シリーズではフーチング上側の鉄筋量をかなり大きくしているため、最大荷重時に鉄筋は降伏までいらず、上面側の引張主鉄筋のひずみは最大で 1000 μ 程度であった。また、引抜き側杭の定着鉄筋も降伏していなかった。

(2) caseC-2 実験結果

図-24 の caseC-2 の載荷点における荷重-変位曲線をみると、575kN で最大荷重を示している。最大荷重後は caseC-1 と同様、なだらかに荷重が低下する性状が確認され、最大耐力点以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。写真-3 に実験終了後の供試体損傷状況を示す。損傷の進展状況、最終的には破壊形

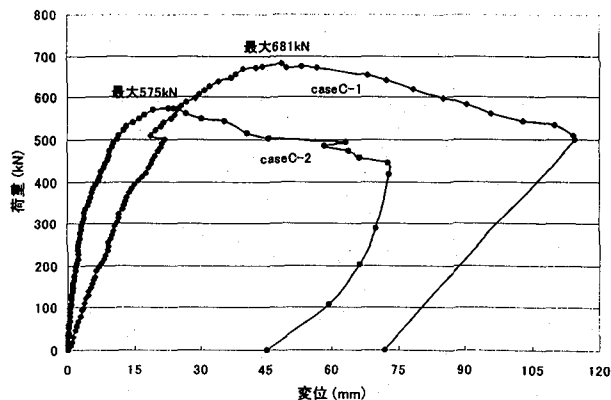


図-24 荷重-変位曲線 (caseC-1, caseC-2)

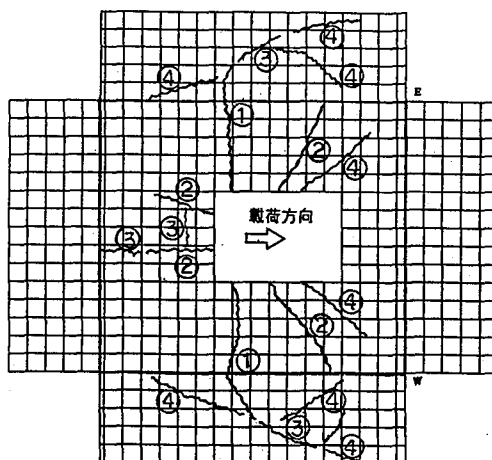


図-25 フーチング損傷進行状況

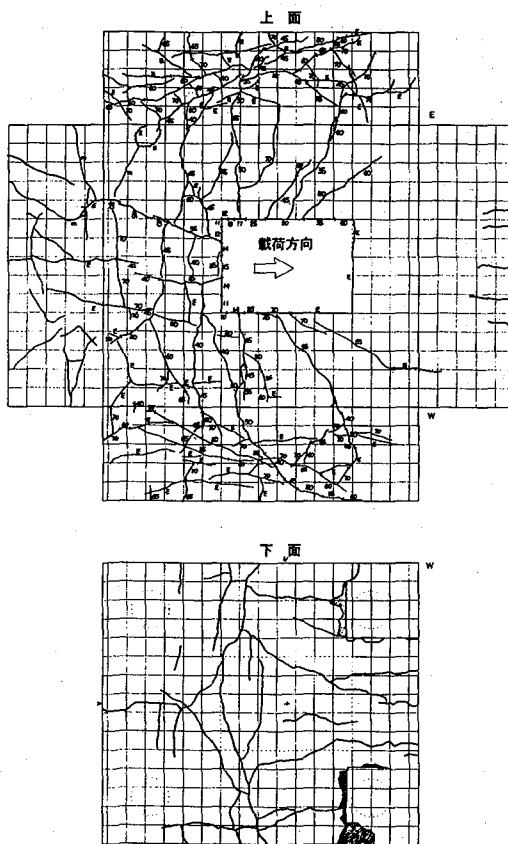


図-26 ひび割れ状況図 (caseC-1 実験終了後)

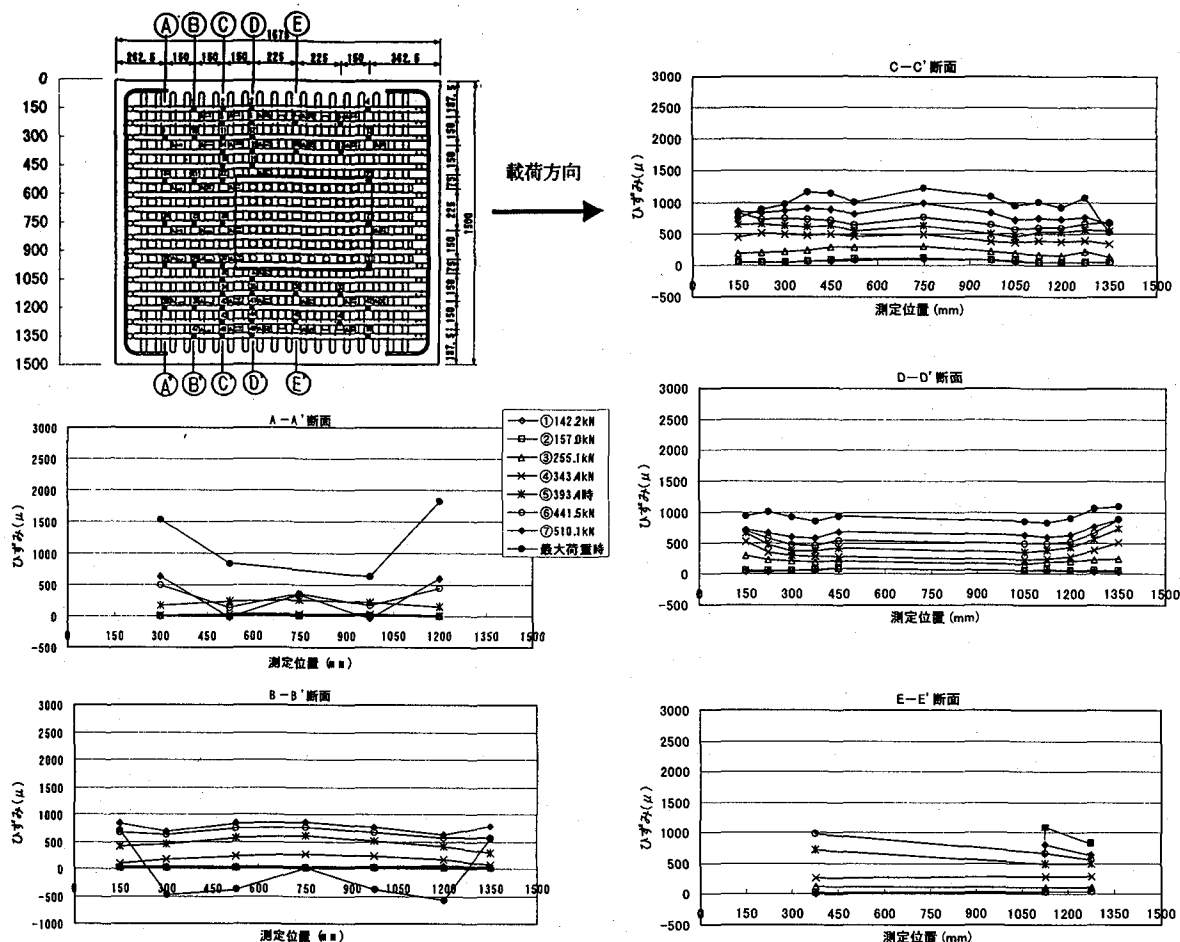


図-27 フーチング上面ひずみ分布 (caseC-1)

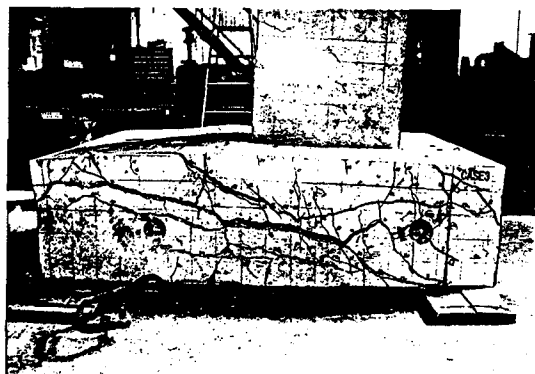


写真-3 供試体損傷状況

態も caseC-1 と同様であった。図-28 にフーチング上面のひずみ分布を示す。caseC-1 と同様の結果となっており、最大荷重までは緩やかにひずみが増加し、最大荷重後変形が増大すると、急激に鉄筋のひずみが増加し降伏する破壊形態となっている。最大荷重時に、フーチング上面の引張主鉄筋のひずみは最大で 1000 μ 程度であり、鉄筋は降伏までいたっておらず、また、引抜き側杭の定着鉄筋も降伏には至っていない。よって、フーチングのせん断破壊が生じ、最大荷重に達したものと考えられる。

3.4 せん断耐力の評価

ここでは、これまでの実験結果をふまえ、フーチング上面側の鉄筋が引張となる状態でのせん断耐力の評価方法を提案する。特にせん断スパンのとり方、およびせん断スパン比によるせん断耐力の割増し方法について述べる。ここにいうせん断耐力の割増しとは、次式に示すように、はりとしてのせん断耐力度式(1)をせん断スパン比に応じた割増し係数 C_{dc} で割増すことである。

$$S_{dc} = C_{dc} S_c \quad (2)$$

ここに、 S_{dc} は割増し後のディープビームのせん断耐力である。この手法は現在の道路橋示方書⁹⁾でも、下面側が主鉄筋となるフーチングのせん断耐力算定法として取り入れられている。また、筆者らはさらにデータの収集・分析を行うことで、多数の載荷試験結果の平均値を推定する C_{dc} として次式を提案している¹⁰⁾。

$$C_{dc} = \frac{14.0}{1 + (a/d)^2} \quad (2)$$

ここに、

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割増し係数

a : せん断スパン

d : フーチングの有効高

C_{dc} の算定に用いたデータは 121 データあり、式(2)のまわりに平均値 1.07、変動係数 23.7% で分布するものである。

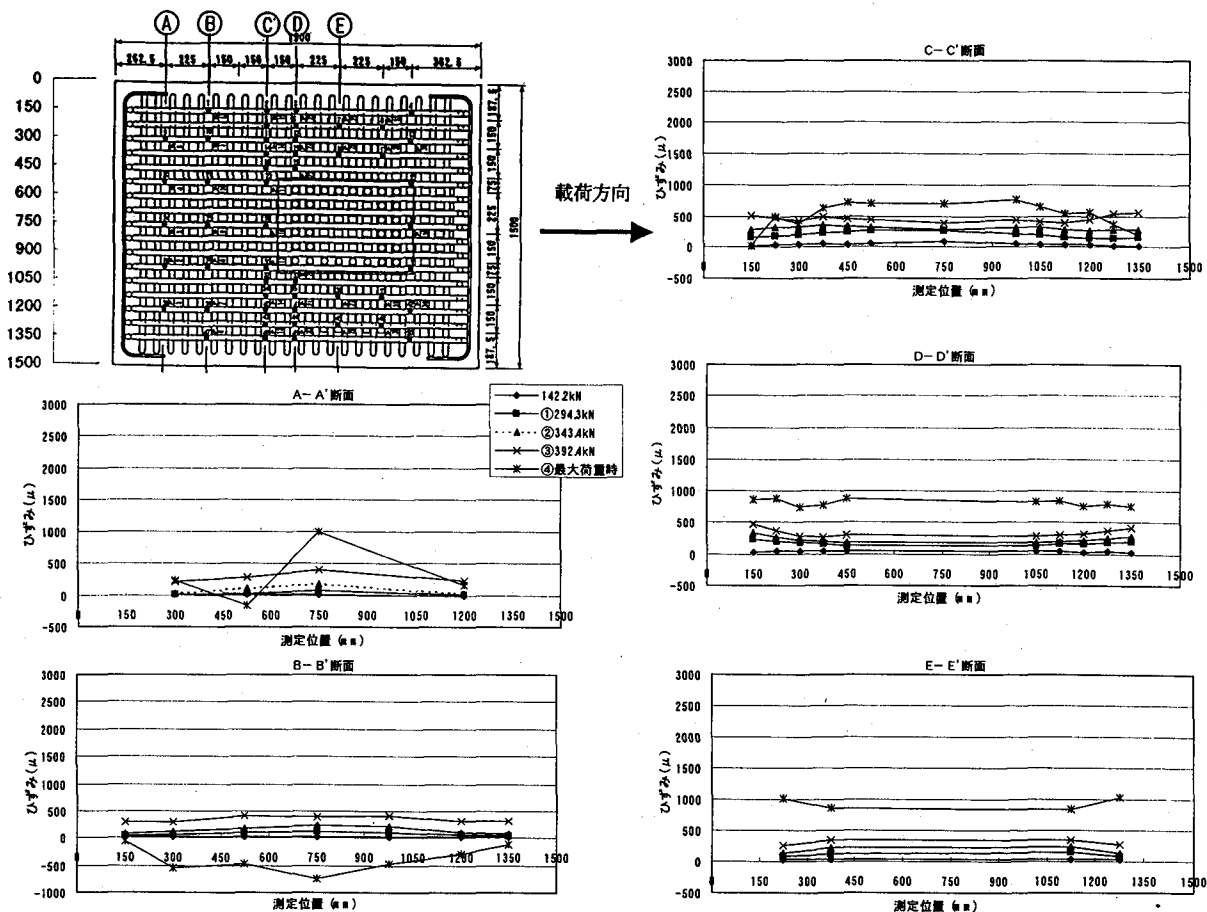


図-28 フーチング上面ひずみ分布 (case C-2)

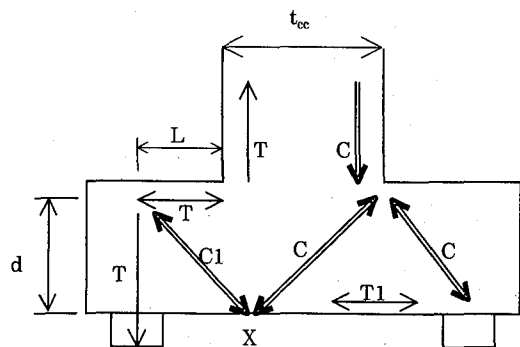


図-29 ストラット-タイモデル

過去の実験^{4), 5)}より、下面側が主鉄筋となる場合は、圧縮杭中心から橋脚柱の圧縮縁に向けて直線的な圧縮領域の流れとなっているのが分かっている。それに対し上面側が主鉄筋となる場合にも、アーチ状の圧縮ストラットが形成されており、式(2)で同様なせん断耐力の割増が可能であると考えられる。ただし、アーチ状のストラットであるため、せん断スパンのとり方は単純ではなく、さらにひび割れ形状より、せん断スパンは下面側が主鉄筋となる場合よりも大きくなると考えられる。

図-29にここで想定するストラット-タイモデルを示す。C1の圧縮ストラットの破壊がここで想定するせん断破壊である。圧縮ストラットC1は、Lの長さや有効高さd、ま

たT1の大きさにより点Xと連動する。しかし、T1に示す引張り領域は、柱前面位置ですぐに0となるわけではなく、柱の直下の領域まで及ぶものと考えられる。せん断スパンは柱の圧縮縁の位置やフーチングの有効高さに依存すると考えられるため、ここでは実験での最大荷重時の杭に作用する引抜き力(すなわちせん断耐力)と以下に示すせん断スパンの関係式(2)との比較を行うことにする。

$$\bullet a=L \quad (\text{図-30}) \quad \bullet a=L+d \quad (\text{図-31})$$

$$\bullet a=L+t_{cc}/2 \quad (\text{図-32}) \quad \bullet a=L+t_{cc} \quad (\text{図-33})$$

ここで、Lは杭位置から柱前面までの距離、 t_{cc} は図-29に示すように柱の荷重方向の幅であり、せん断耐力の算定は図-12と同様の計算モデルで行った。また、 a/d の小さい部材におけるせん断補強鉄筋の効果は定量的に評価することが困難であるため⁹⁾、ここでは比較に用いない。

これらより、フーチング上面が主鉄筋となる場合においても、せん断スパンをdや t_{cc} に応じて適切に設定することで同様の C_k によりせん断耐力の割増しが可能であることが分かる。なかでも $a=L+d$ 、または $a=L+t_{cc}/2$ とする場合が適合性がよく、いずれかで精度よくせん断耐力を算定できると考えられる。ただし、どのせん断スパンの設定がよいのかは、ここで用いている供試体形状があまりバリエーションがないため、今後は様々な柱幅、杭配置に対して数値解析などで検討を行う必要がある。

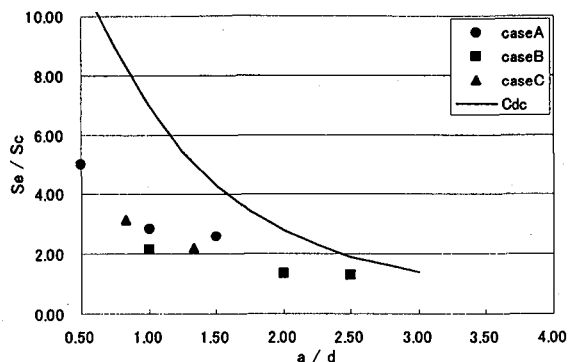


図-30 Se/Sc と a/d および C_{dc} の比較 ($a=L$)

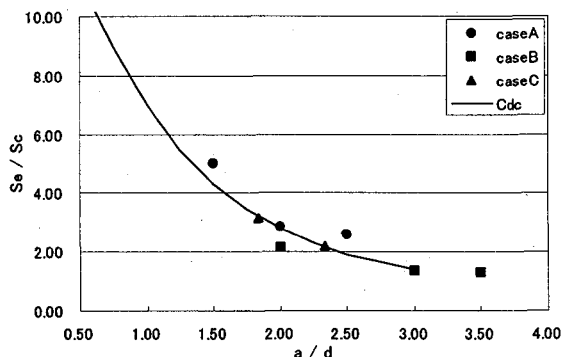


図-31 Se/Sc と a/d および C_{dc} の比較 ($a=L+d$)

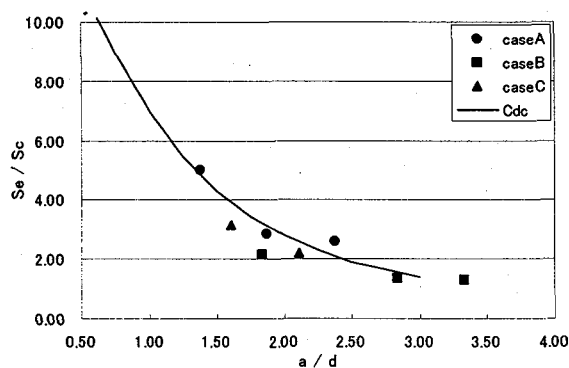


図-32 Se/Sc と a/d および C_{dc} の比較 ($a=L+t_{cc}/2$)

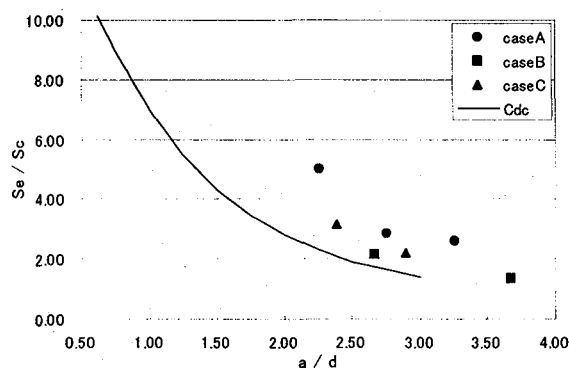


図-33 Se/Sc と a/d および C_{dc} の比較 ($a=L+t_{cc}$)

4. まとめ

上面側が主鉄筋となるフーチングの破壊挙動について、実験により得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 曲げに関しては、柱前面の鉄筋の降伏以降、接合部の破壊へと移行する。しかし、じん性的な挙動を示し急激に耐力が低下するようなことはなかった。
- (2) 最大耐力時はフーチング全断面で曲げに抵抗することが分かった。
- (3) せん断に関しては、上面側が主鉄筋となる場合にも、タイドアーチ的な耐荷機構を有することがわかった。また、ストラット・タイモデルによる耐荷メカニズムを提案した。
- (4) 下面側が主鉄筋となる場合に比べて、せん断スパンは大きくなることが分かった。また、このせん断スパンを適切に設定することで、せん断耐力の割増しが可能である見通しを得た。
- (5) フーチング側面の柱接合部位置にせん断補強筋を配置することで、せん断破壊や接合部の破壊に対して有効であることが分かった。
- (6) フーチングのせん断破壊は最大荷重に達した後も、脆性的な挙動ではなく、緩やかに耐力が低下する破壊挙動である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：鉄筋比が小さい鉄筋コンクリートディープビームのせん断耐力に関する調査，土木研究所資料，第1944号，1983。
- 2) Walraven, J. and Lehwalter, N. : Size effects in short beams loaded in shear, ACI structural journal, Vol.91, No.5, pp. 585-593, 1994.
- 3) 二羽淳一郎：ディープビームの鉄筋コンクリート部材のせん断耐荷機構，東京大学博士論文，1983。
- 4) 建設省土木研究所：橋梁基礎フーチングおよび頂版のせん断耐力に関する実験的研究，土木研究所資料，第3483号，1997。
- 5) 建設省土木研究所：フーチングの設計および補強方法に関する実験的研究，土木研究所資料，第3550号，1998。
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編，1996。
- 7) 幸左賢二，藤井康男，小林和夫，水田和之：せん断スパン比に着目したフーチングの地震時挙動実験，構造工学論文集，Vol. 46A, pp. 1405-1412, 2000. 3.
- 8) M. J. N. Priestley, F. Seible and G. M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996.
- 9) 社団法人 土木学会：平成8年制定 コンクリート標準示方書[設計編]，1996。
- 10) 白戸真大・福井次郎・幸左賢二・梅原剛：ディープビーム・フーチングのせん断耐力算定法に関する研究，構造工学論文集，Vol. 47A, 2001.

(2000年9月14日 受付)