

上面鉄筋が少ない既設フーチングの正負交番載荷実験 (その1)

引地 宏陽¹・松原 拓朗¹・藤田 亮一²・押川 亮彦²・傳 斌²・小橋 実咲²

¹正会員 首都高速道路株式会社 技術部 技術推進課（〒100-8930 東京都千代田区霞が関1-4-1）

²正会員 株式会社エイト日本技術開発（〒532-0034 大阪府大阪市淀川区野中北1-12-39）

1. はじめに

首都高速道路では、兵庫県南部地震後の平成7年から11年にかけて、橋脚の倒壊を防止するため約7,200基の橋脚に対し、RC柱、鋼製橋脚柱の耐震補強を実施している。平成8年からは支承部の耐震補強も実施しており、現在も継続して耐震補強工事を施工している。一方で、橋脚基礎に対しては、過去の震災で落橋につながる大きな被害がないことから、拡幅等の改築工事等で基礎に作用する荷重が増加する場合を除き、耐震補強は実施していない。

道路橋示方書・同解説（以下、道示）では、橋脚のフーチングについては、梁部材とし、鉄筋コンクリート断面の降伏曲げモーメントがレベル2地震時にフーチングに生じる曲げモーメントを上回るように軸方向鉄筋を配筋することにより、レベル2地震時に部材が降伏しないように設計する。新設する橋脚であれば、必要となる軸方向鉄筋を配筋することができるが、レベル2地震動を考慮していない既設フーチングでは、フーチングの軸方向鉄筋量が少ないため、降伏曲げモーメントが小さく、一般的にレベル2地震時の照査を満足しない。なお、レベル2地震時のせん断力がせん断耐力を超過するケースも多く存在するが、FEM解析を用いたせん断耐力の算出では、道示のせん断耐力算出式によるせん断耐力の概ね3倍程度のせん断耐力となることを確認していることから、軸方向鉄筋量が少ない既設フーチングの曲げ破壊に着目した。

また、橋脚フーチングの変形性能について確認した既往の載荷試験は、2×2列の杭配列とした試験体がほとんどであり、実橋脚と同様の多列の杭を有する試験体を用いた例は少ない。多列の杭を対象とし

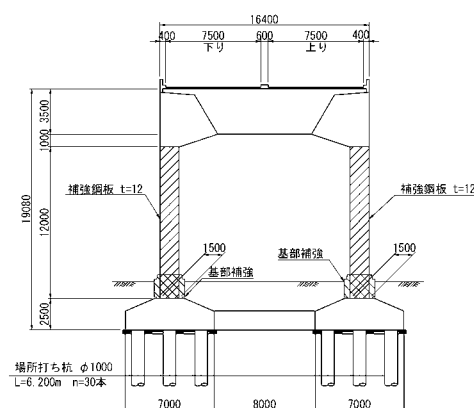


図-1 モデル橋脚

た載荷試験では、4本杭の試験体では得られなかった結果が得られている¹⁾。さらに、既設橋脚のフーチングは、テーパを有していることが多いが、テーパを有するフーチングの載荷試験は、ほとんど行われていない。

以上から、曲げ破壊が先行する既設橋脚のフーチングについて、フーチング降伏後の変形性能を確認するため、フーチングの主鉄筋量が少なく、テーパ及び多列の杭を有する橋脚を模擬した縮小試験体を制作し、正負交番載荷試験を実施した。

2. 載荷試験の条件

(1) モデルとする橋脚の選定

試験体は、以下に示す事項から図-1に示すモデル橋脚を対象とした。

- ・ 軸方向鉄筋量が少なく、耐震照査においてフーチングの曲げ耐力が不足する橋脚であること
- ・ 基礎杭が多列の杭配列（5×3列）であること
- ・ フーチングにテーパを有していること

モデル橋脚は、昭和39年に供用を開始した、

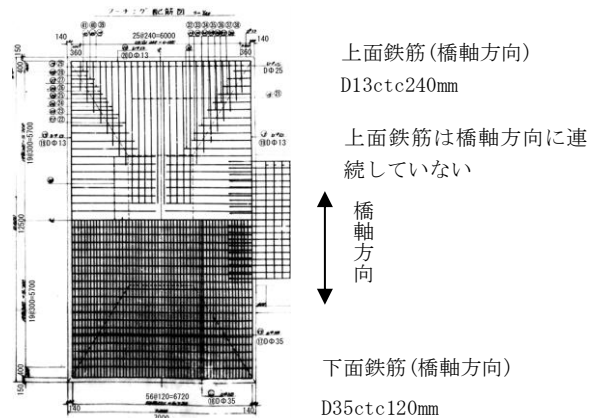


図-2 モデル橋脚フーチングの配筋状況

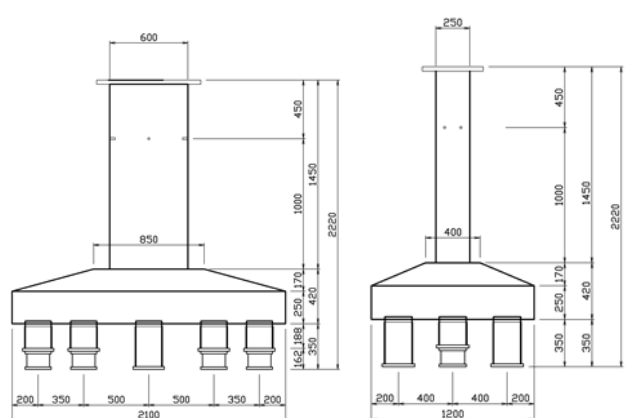


図-3 試験体の形状

表-1 モデル橋脚及び試験体の諸元

	モデル橋脚		試験体諸元 (1/6スケール)	
	12,000mm		1,450mm (1,000mmに荷重載荷)	
柱	柱断面 (幅×奥)		250mm×600mm	
	鉄筋量 (鉄筋比)	橋軸	D19@75mm×2段 (0.0115)	
		橋軸直角	D19@70~90×1段 (0.0057)	
		帯鉄筋	D13@70mm (橋軸: 0.0145, 直角: 0.006)	
フーチング	幅×奥		1,200mm×2,100mm	
	全高		420mm (柱前面), 250mm (端部)	
	有効高		380mm (柱前面), 210mm (端部)	
	鉄筋 (鉄筋比)	上面	橋軸D25@250 (0.000933), 直角D13@300 (0.000189)	
		下面	橋軸D10@45~75 (0.003599), 直角D10@120~160 (0.001471)	
		せん断	なし	
杭	杭径		15本φ200mm	
	杭間隔		350mm~500mm	
	鉄筋量 (鉄筋比)		D13×8本 (0.03226)	
使用材料	コンクリート	柱	27N/mm ²	
		フーチング	18又は27N/mm ²	
		杭	24N/mm ²	
	鉄筋		SD345 (柱), SD295 (フーチング・杭)	

表-2 鉄筋の材料試験結果

	材質	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)
D4	SD295A	386	513	2117
D6	SD295A	344	509	1855
D10	SD295A	370	511	1894
D13	SD295A	363	489	1769
D19	SD345	405	585	2037

表-3 コンクリートの材料試験結果

	呼び強度 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング率 (N/mm ²)
柱	27	35.3	2.70	26,333
フーチング	18	25.9	1.99	24,033
杭	24	37.3	2.62	26,267

39.0m+59.0m+45.0mの支間長であるPC3径間箱桁有ヒンジラーメン橋の中間橋脚であり、主桁と橋脚は剛結されている。さらに橋脚は、柱を2本有する門型のラーメンであり、梁に上部構造が剛結されている。フーチングは左右独立しており、地中梁で接続されている。橋脚は左右対称であることから、載荷試験では片側のフーチングのみを模擬した試験体とした。

図-2にモデル橋脚のフーチングの配筋図を示す。上面の主鉄筋は連続しておらず、斜引張鉄筋についても記述がない。橋軸方向に実橋脚に生じるレベル2地震時の曲げモーメントは6,987kN・mであるが、上面鉄筋の鉄筋量が少なく、鉄筋が連続していないことから降伏曲げモーメントは1,422kN・mと発生す

る曲げモーメントに対し、約1/5であり照査を満足しない。なお、図-2のようなフーチングの配筋方法とした橋脚は、首都高速道路でも数は少ない。

(2) 試験体諸元

試験体の形状を図-3に、モデル橋脚と試験体の諸元の比較を表-1に示す。試験体の形状は、実験施設の載荷荷重を考慮して実橋脚の1/6とした。フーチング降伏後の変形性能を確認することが目的であるため、柱が破壊しないよう柱高は低く設定した。鉄筋量は、鉄筋比が実橋脚と同等になるように配筋したが、杭が損傷するとフーチング降伏後の変形性能が確認できないため、試験体の杭は軸方向鉄筋の鉄筋比を実橋脚よりも大きくした。コンクリート強度

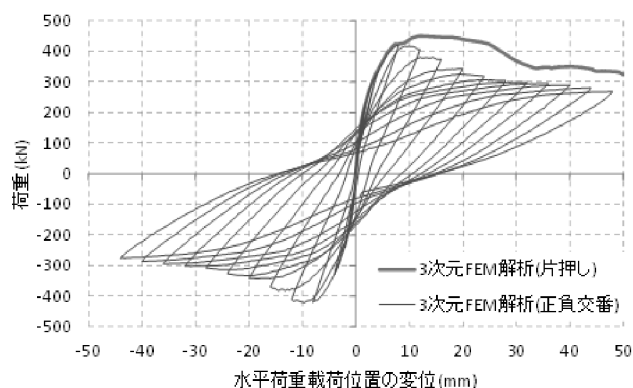


図-4 片押し荷重と正負交番荷重の荷重変位曲線の違い

は、実橋脚のコンクリート強度が不明であり、事前に実施したFEM解析でコンクリート強度が荷重変位関係に大きな影響がなかったため、呼び強度を 18N/mm^2 とした。

試験体に用いた鉄筋及びコンクリートの材料試験結果を表-2及び表-3に示す。

3. 事前解析

試験体の破壊過程を推定するため、試験体を対象とし、骨組み解析と弾塑性FEM解析による事前解析を行った。弾塑性FEM解析は、WCOMDを用いた2次元モデルによる解析とDIANAを用いた3次元モデルによる解析を実施した。骨組み解析では、まず水平変位 $\delta=0.5\text{mm}$ 程度でフーチングに生じるせん断力がせん断耐力を超過し、次に $\delta=1.65\text{mm}$ でフーチング上面鉄筋のひずみが降伏ひずみを超える結果となった。橋脚柱の応答曲率が降伏曲率を超えるのは $\delta=2.5\text{mm}$ であり、フーチングの損傷が先行する。また、2次元及び3次元モデルにおけるFEM解析では、フーチングの上面鉄筋の降伏変位は 2.0mm であった。

荷重方法による荷重変位曲線の違いをFEM解析にて予測した。単調漸増荷重（以下、片押し荷重）と正負交番荷重繰返し漸増荷重（以下、正負交番荷重）では、図-4に示すように、 $\delta=5\text{mm}$ 程度の最大耐力以降、正負交番荷重の方が、荷重の低下が大きい傾向であった。なお、同一変位での荷重繰返し回数を1回とした場合と3回とした場合では、大きな違いはなかった。

4. 荷重試験

(1) 荷重方法

鉛直荷重は、実橋脚の死荷重による応力度と同等の応力度が発生するよう 314kN を荷重した。軸力が常に鉛直下向きに作用するよう、回転支承およびス

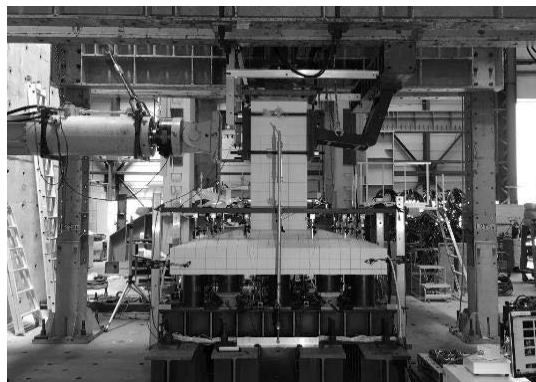


写真-1 荷重試験装置の全景

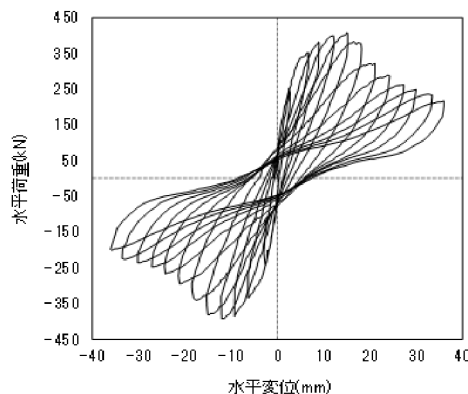


図-5 水平荷重-水平変位関係

ライド支承を用いて荷重し、回転変位が生じていても一定の鉛直荷重を保持する装置で制御した。

水平荷重は、曲げによる損傷を把握することを目的としているため、事前解析で最大荷重後の荷重低下が大きい正負交番荷重とした。フーチング上面の鉄筋が降伏する変位 δ_y の整数倍の変位を漸増荷重することにした。同一変位での繰返し回数は、解析では大きな違いがなかったこと、3回とした場合、供試体の破壊形態の判別が困難となる可能性があることを考慮し1回とした。

(2) 計測

試験体のコンクリート表面、柱基部、フーチング上面、下面及び杭の主鉄筋には計215枚のひずみゲージを取り付けた。また、橋脚の変形量を計測するため、変位計を柱、フーチング及びH鋼架台に設置した。さらに杭反力を確認するため、15本中9本の杭にロードセルを設置した。

(3) 荷重試験

荷重試験では、上面鉄筋のひずみに q を加え、事前解析による降伏変位も参考にして荷重を行った。フーチング上面の鉄筋に貼り付けたひずみゲージに降伏を超えるひずみが生じた水平変位は 6.7mm であった。鉄筋量が少ない場合、コンクリートのひび割れ

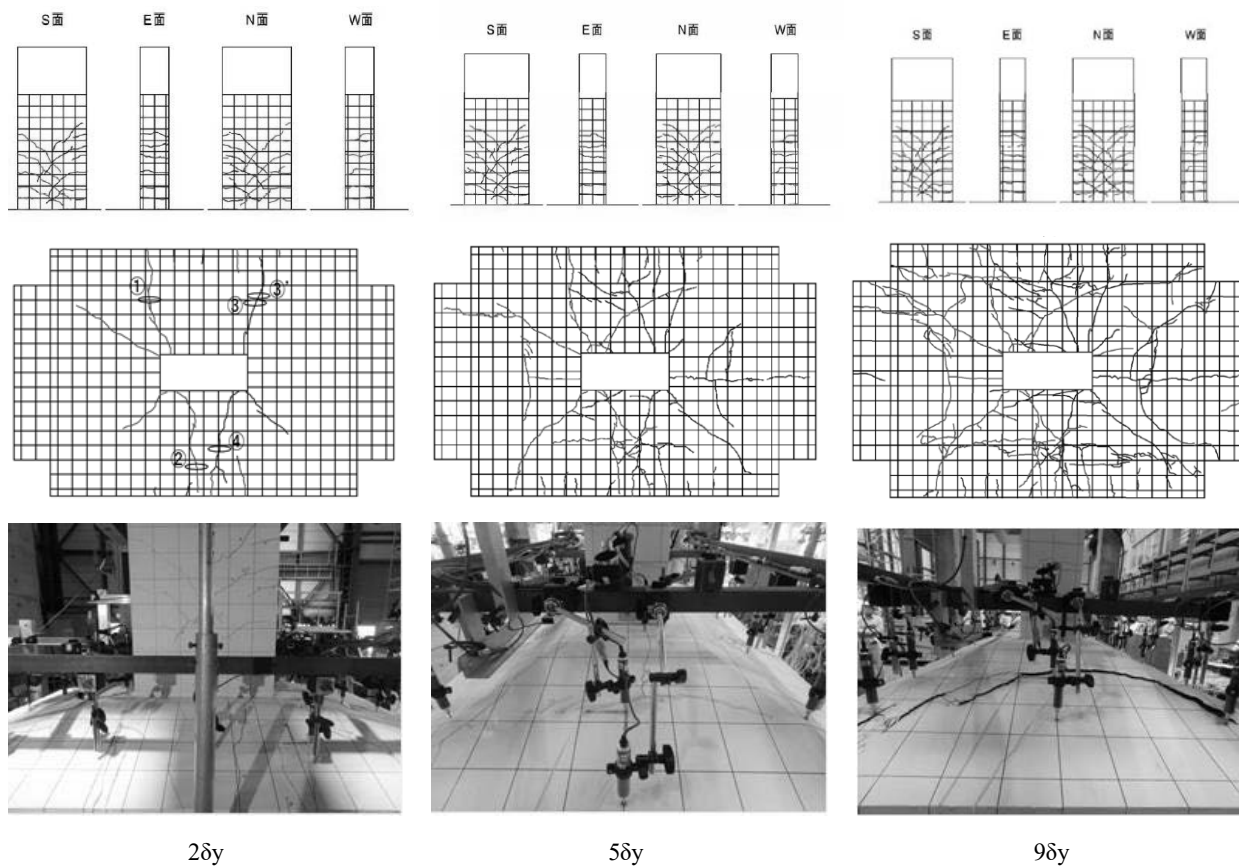
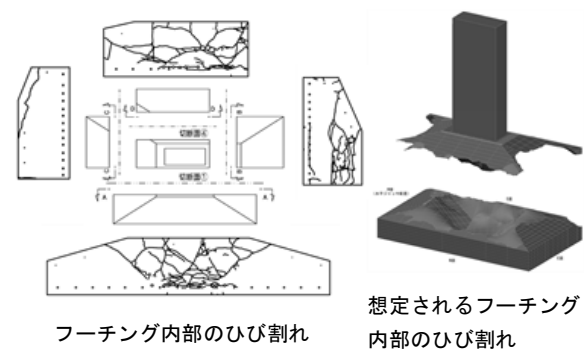


図-6 ひび割れ進展状況

発生荷重が鉄筋降伏時の降伏荷重を上回ることがあり、その場合は、ひび割れが生じると同時に鉄筋に降伏を超える大きなひずみが発生する。降伏変位を大きく評価すると、正負交番载荷の繰り返し回数が少なくなることも考慮し、水平荷重-水平変位関係と事前解析の結果から、降伏変位 δy を3mmとして载荷を進めた。なお、ひずみゲージにより計測された上面主鉄筋の降伏変位が6.7mmとなったことについては、鉄筋周辺のコンクリートの引張強度を考慮すると妥当な値となることを確認している。载荷試験により得られた荷重変位曲線を図-5に示す。

载荷ステップ毎の試験体の状況を以下に示す。

- ① $2\delta y$ ($\delta = 6.7\text{mm}$) フーチング上面鉄筋が降伏し、载荷方向直角方向にひび割れが発生
- ② $3\delta y$ ($\delta = 9.0\text{mm}$) $2\delta y$ で発生したひび割れが側面まで伸びる (ひび割れ幅0.4~0.9mm)
- ③ $4\delta y$ ($\delta = 12.0\text{mm}$) 载荷方向のひび割れが発生 (ひび割れ幅0.5~1.1mm)
- ④ $5\delta y$ ($\delta = 15.1\text{mm}$) 最大荷重 $P = 407.0\text{kN}$
- ⑤ $7\delta y$ ($\delta = 21.1\text{mm}$) フーチング上面のひびわれが開いたまま戻らなくなる
- ⑥ $9\delta y$ ($\delta = 27.3\text{mm}$) フーチング側面角部の微小剥落が発生



フーチング内部のひび割れ

想定されるフーチング内部のひび割れ

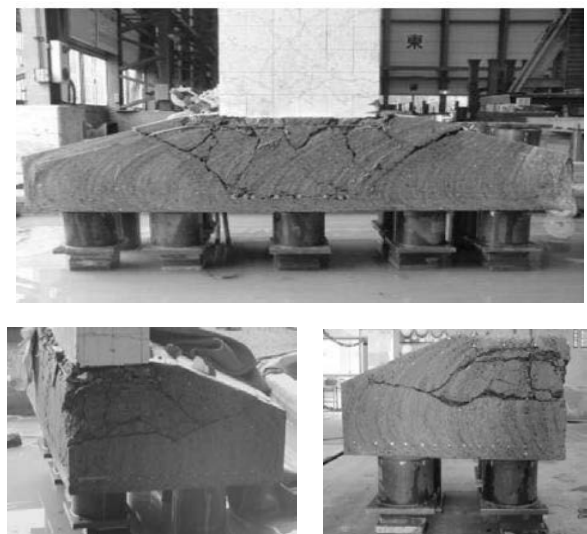


図-7 フーチング内部のひび割れ状況

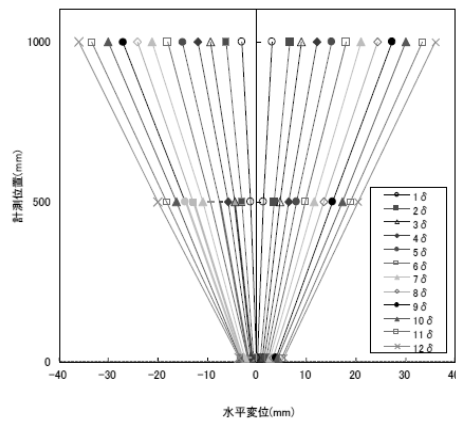


図-8 杭の水平変位分布

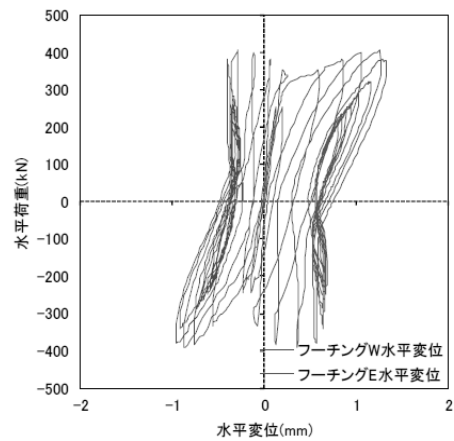


図-9 フーチングの水平変位分布

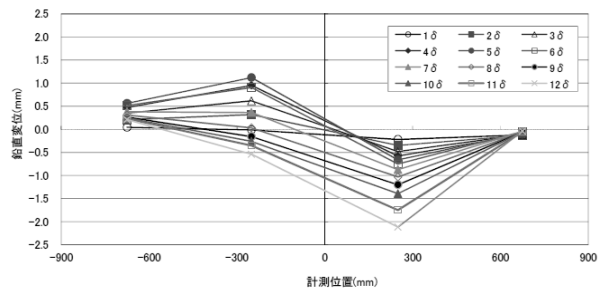
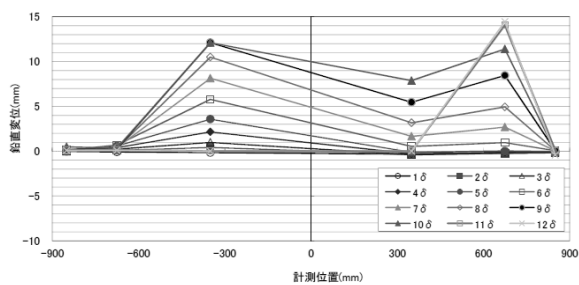


図-10 フーチングの鉛直変位分布

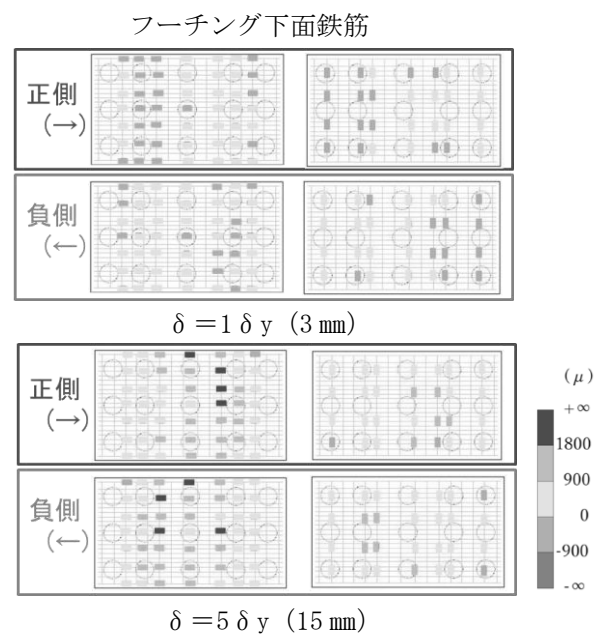
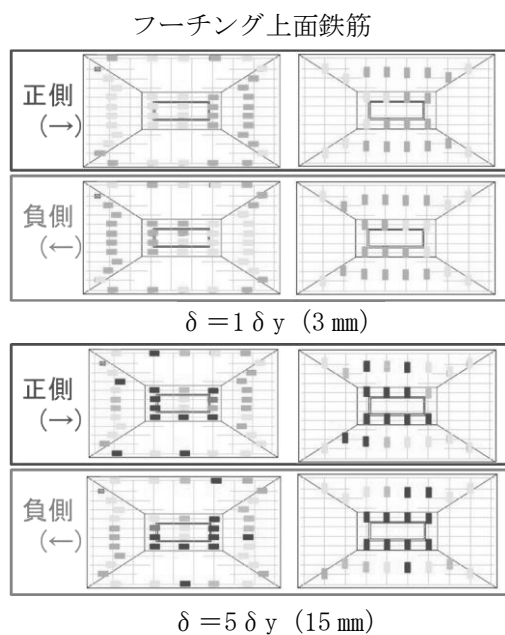


図-11 フーチング上面と下面の鉄筋ひずみ発生状況

⑦ 12δy (δ=36.1mm) 水平荷重P=216.3kNまで低下し1δyの水平荷重P=252.5kNを下回ったため、載荷終了

2δy, 5δy, 9δyにおけるひび割れの進展状況を図-6に、載荷完了後の試験体のフーチング内部のひび割れ状況を図-7に示す。想定されるフーチング内部のひび割れは、切断により観察されたひび割れから、立体的なひび割れの状況を予想した図である。

正負交番繰返し載荷試験により、フーチングには柱主鉄筋の下端を起点としたすり鉢状のひび割れ面が生じている。5δy以降は、フーチングがひび割れにより分断された状態となり、水平荷重が低下するものの急激な破壊が生じることはなかった。また、載荷は12δyで終了したが、鉛直荷重は載荷終了時も安定して支持されている状態であった。破壊形態は、曲げ破壊やせん断破壊に分類することはできず、フ

ーチング特有の破壊形態となったといえる。

図-8に柱の水平変位分布を示す。これを見ると、1～3 δy においては多少の柱曲げがみられるものの、それ以降の柱の変位分布はほぼ直線であることがわかる。これは、柱主鉄筋の下端を起点としたひび割れが生じたことにより、柱が柱主鉄筋を起点に倒壊モードになり、柱の破壊が進行していないためである。

図-9に示すフーチングの水平変位分布をみると、フーチング全体の変位は最大で1mm程度である。このことから、载荷により供試体全体が水平移動しているのではなく、荷重変位曲線の水平変位は、柱上端の変位が大部分を占めることが確認できる。

図-10にフーチングの鉛直変位分布を示す。上面は損傷が進行するにつれて上側に持ち上げられており、柱基部からテコの原理で押し上げられていると考えられる。下面の変位は柱を中心にS字型の分布になっており、フーチング全体として曲げ挙動を示している。

図-11に計測したフーチング上面と下面の鉄筋のひずみを示す。赤色部分が降伏ひずみに達した箇所である。上面の鉄筋については1 δy の時点では降伏していないが、前述したとおり、コンクリートのひび割れ発生荷重が鉄筋降伏時の降伏荷重を上回るためであり、実際には降伏相当の荷重が作用している。载荷方向と直交方向いずれの鉄筋も柱付近にひずみ大きい。下面の鉄筋については、中央の杭と隣接する杭の間に大きなひずみが生じており、フーチング全体として曲げ挙動を示していると考えられ、フーチングの鉛直変位分布とも整合している。また、载荷方向の鉄筋に大きなひずみが出ており、直交方向のひずみはそれよりも小さいため、フーチングの全幅で曲げの挙動を示していると考えられる。载荷方向で柱から離れた箇所では、载荷初期から後期にかけて終始ひずみが小さいことから、弾性的に挙動していることがわかる。

図-12に杭反力の計測結果を示す。1 δy の時点では柱から遠い杭の荷重分担が近い杭よりも大きく、かつ柱の前後でほぼ対称に荷重が発生していることから、フーチングが剛体的な挙動をしているといえる。5 δy になると、正側载荷の引抜力が大きいのは最も柱に近い杭である。これは、フーチングの損傷が進行して一体性が失われ、最外縁の杭に荷重が伝達できていないことを示しているといえる。押込力については最外縁の杭の圧縮力が最も大きくなっており、柱の荷重が伝達されている。押込側はひび割れが生じていても载荷に伴ってひび割れが閉じて荷重が伝達されていると考えられる。9 δy 以上になると押込

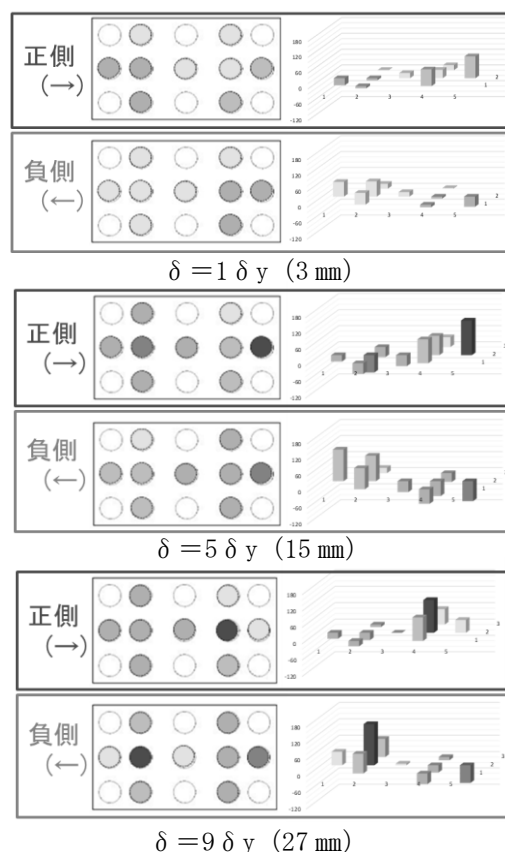


図-12 杭反力の計測結果

側でも最外縁の杭には十分荷重が伝達されず、柱に近い杭に大きな押込力が発生している。変形が大きくなるとフーチングの損傷が大きくなり、押込側もひび割れが十分閉じずにフーチングの一体性が失われていると考えられる。

4. まとめ

フーチング上面の主鉄筋が少ない試験体を用い、正負交番繰返し漸増载荷試験を実施し、橋脚の変形性能を確認した。結果は、柱を中心としたすり鉢状のひび割れが形成され、最大耐力が生じた後に耐力低下が生じるが、耐力が低下した後も鉛直荷重は保持できており、変形性能を有することが確認できた。今後、载荷試験結果をもとにフーチングの変形性能について、引き続き検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 藤田亮一他: 上面鉄筋が少ない既設フーチングの正負交番载荷実験(その2), 第22回橋梁等の耐震設計シンポジウム, 2019年7月(投稿中)
- 2) 安藤高士, 服部匡洋, 篠原聖二: 多列杭を有する既設フーチングの耐震性に関する実験的検討, 性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, No. 20, pp. 501-506, 2017.7