

正負交番繰返し荷重を受ける合成フーチングの 力学性状に関する実験的研究

An Experimental Study on the Steel Concrete Composite Footing under the Cyclic Alternate Load

田 福勝*, 原田尚幸**, 大畑和夫***, 竹口昌弘****

Fusheng TIAN, Naoyuki HARADA, Kazuo OHATA, Masahiro TAKEGUCHI

* 工博 株式会社銭高組 技術研究所 (〒163-1011 東京都新宿区西新宿 3-7-1 新宿パークタワー24F)

** 株式会社銭高組 技術研究所 (〒163-1011 東京都新宿区西新宿 3-7-1 新宿パークタワー24F)

*** 松尾橋梁株式会社 設計部 (〒590-0977 大阪府堺市大浜西町3)

**** 独立行政法人土木研究所 構造物研究グループ (〒305-8516 つくば市南原1-6)

Although many researches on the steel-concrete sandwich structure have been accomplished, there is no application for the footing of bridge. There is no telling if the guideline for the design of steel-concrete sandwich is applicable for the structure as footing with short shear span/depth ratio and concentrated loads. In addition, the specification for the effective width of present specification, specifications for roadway bridges, is not sufficiently evaluated for the application of the steel-concrete composite footing (i.e. hybrid footing) design. The authors conducted alternate cyclic loading experiments with the parameter of shear reinforcing plate spacing to clarify the mechanical behaviour and effective width for bending of hybrid footing.

Key Words: Rapid Construction, Composite Footing, Effective Width, Yield Bending

キーワード: 急速施工, 合成フーチング, 有効幅, 降伏曲げモーメント

1. はじめに

都市部交差点立体化の急速施工のため、橋脚のフーチングを従来の鉄筋コンクリートフーチングに替わり鋼コンクリートサンドイッチ構造の合成フーチングを適用することを検討している^{1,2)}。合成フーチングは鋼板とコンクリートから成る合成構造であり、通常の鉄筋コンクリート構造に比べて、配筋および型枠工事が省略でき、施工性に優れていることが特長である。

しかし、合成フーチングに対しては、これまで研究事例がなく、その力学性状が明らかにされていない。鋼コンクリートサンドイッチ構造の設計法については土木学会より発刊された鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案)³⁾があるが、この指針は主にスラブ等の構造物を対象として、作成されたものであり、今回提案している合成フーチングのようなせん断スパン比が小さく、橋脚柱からの集中荷重を受ける部材の設計に適用するには耐力を確認する必要がある。一方、従来の鉄筋コンクリートフーチングの設計法は、フーチングを梁に置き換

えて、有効幅の概念を用いて断面の曲げ及びせん断に対する照査を行う方法である⁴⁾。しかし、合成フーチングに対する有効幅の提案はなく、また、鉄筋コンクリートフーチングの有効幅の適用性についても明らかにされていない。

そこで、2体の合成フーチングの正負交番繰返し載荷実験を行い、合成フーチングの最大曲げ耐力(最大荷重時の合成フーチング断面に作用する曲げモーメント)、破壊形態を確認すると同時に、曲げに対する設計に用いる有効幅について検討した。

2. 実験概要

実験はせん断補強鋼板の配置間隔をパラメーターとし、図-1に示す設計検討中の合成フーチング寸法の約1/5の試験体を計画した。

耐震設計上では、フーチングに塑性化を考慮せず、橋脚柱に塑性化を考慮するのは一般的であるが、本研究では、フーチングの最大曲げ耐力や破壊形態などを確認す

ることを目的としているため、橋脚柱の先行降伏は許されず、試験体の橋脚柱断面の寸法を縮尺寸法の $400 \times 400\text{mm}$ から $800 \times 800\text{mm}$ まで拡大した。また、図-1 に示す検討中の合成フーチングのせん断スパン比（杭中心から橋脚柱前面までの距離／フーチング断面有効高 $= 1.4$ ）をできる限り保つことを、試験体を固定する治具および反力床の状況などを考慮して、試験体の寸法を決めた。

合成フーチングに用いる鋼板は溶接上の制限で上下面鋼板、せん断補強鋼板にすべて厚み 3.2mm の SS400 の構造用鋼材を用いた。橋脚は厚み 19mm の SM570 の構造用鋼板を用いて溶接による角型鋼管充填コンクリート橋脚柱を採用し、合成フーチングが終局破壊するまで降伏しないように設計した。橋脚柱は合成フーチングの下面鋼板まで差し込んでせん断補強鋼板及び下面鋼板と溶接している。試験体の溶接はすみ肉溶接方法を用い、溶接断面の強度を母材鋼板断面の強度以上であることとした。

また、合成フーチングと橋脚柱に充填するコンクリートは、高流動コンクリートとし、合成フーチングに充填した後、橋脚柱に充填した。試験体の詳細寸法を図-2 に示す。試験体外貌を写真-1 に示す。試験体一覧を表-1 に示す。

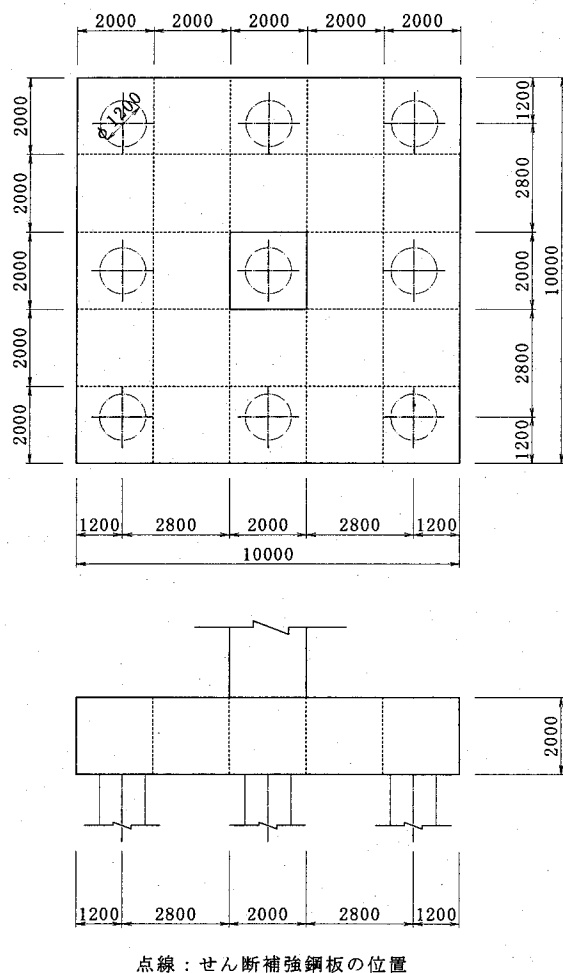


図-1 実物大合成フーチングの寸法

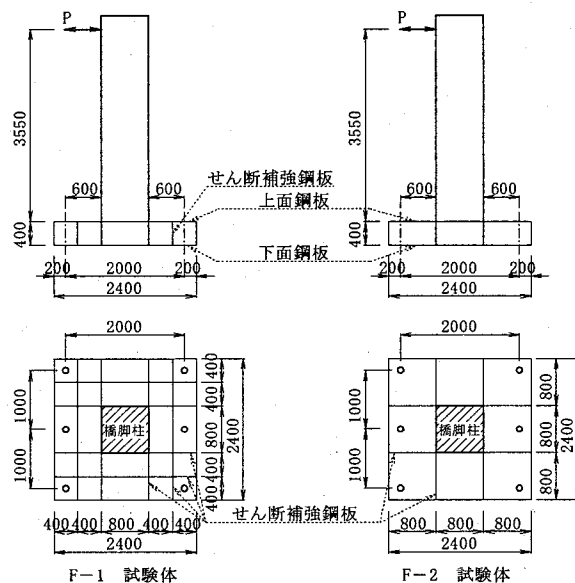


図-2 試験体寸法

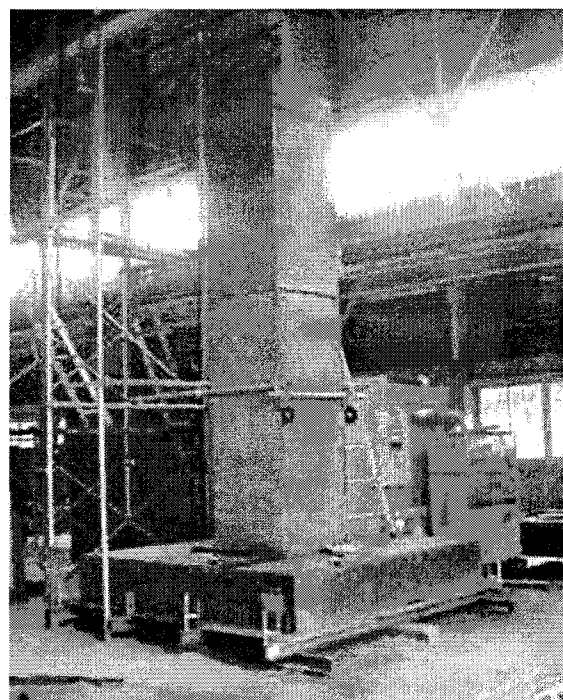


写真-1 試験体外貌

表-1 試験体一覧

試験体名	s/d	a/d	t (mm)	f_{sy} (MPa)	E_s (MPa)	f'_c (MPa)	E_c (MPa)
F-1	1.0	1.5	3.2	350	214000	32.9	18640
F-2	2.0					29.0	17110

注) s: せん断補強鋼板間隔; d: 合成フーチング断面高さ;
a: 橋脚前面から支点までの距離 (せん断スパン);
t, f_{sy} , E_s : 上下面鋼板およびせん断補強鋼板の板厚, 降伏強度, ヤング係数;
 f'_c , E_c : コンクリートの圧縮強度、ヤング係数

載荷装置の概要を図-3に示す。試験体は合成フーチングの6箇所(図-1○印)に配置するPC鋼棒により架台を介して反力床に固定した。また、3本のPC鋼棒により架台を反力壁にも固定した。

正負交番繰返し水平荷重は反力壁に水平固定された2本の油圧ジャッキにより橋脚の頭部に作用させた。水平反力は架台と反力床の間の摩擦抵抗を期待せず、合成フーチング端部に設置している滑り止めと架台を通じて反力壁に伝達させた。載荷プログラムを図-4に示す。

また、実際の橋脚は上部工からの鉛直荷重を常に受けているが、本研究では、フーチングの上面鋼板が引張を受ける場合の曲げに対する有効幅を検討するのも、一つの目的であるため、上面鋼板が引張となる側で曲げ破壊がより容易に発生するように、橋脚に鉛直荷重を載荷していなかった。

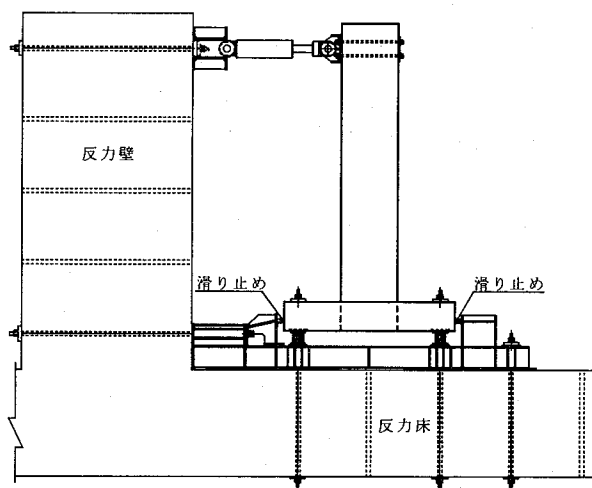


図-3 載荷装置の概要

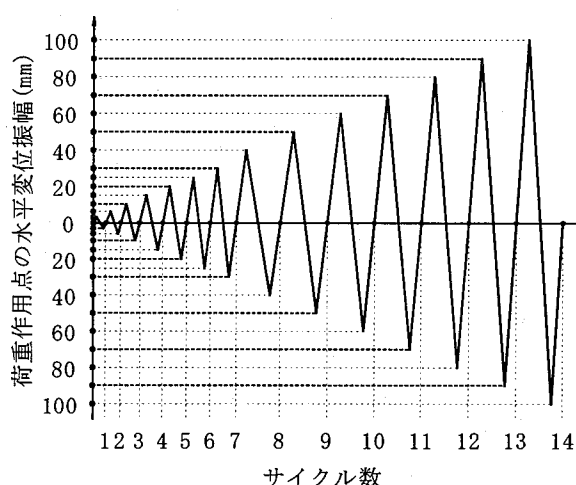


図-4 載荷プログラム

実験では載荷荷重、橋脚柱の頭部と中部および下部の水平変位、合成フーチング上面の鉛直変位、載荷方向お

よび載荷直角方向のフーチング端部の水平変位、フーチング上下面鋼板とせん断補強鋼板のひずみ、支点反力と支点鉛直変位等を計測した。また、フーチングコンクリートのひび割れ状況は、実験終了後にフーチングをカッターで切断し確認した。

3. 実験結果および考察

3.1 荷重-変位曲線

フーチングの剛体水平移動と剛体回転および橋脚柱の曲げ変形などの影響を控除した後の橋脚頭部水平荷重用点における荷重-変位履歴曲線を図-5に示す。図-5に示す変位はフーチングの曲げおよびせん断変形による橋脚頭部水平荷重用点での水平変位であり、式(1)により算出する。

$$\Delta_h = d_1 - (\delta_1 + \delta_2 + \delta_3) \quad (1)$$

ここに、

Δ_h : フーチングの剛体水平移動と剛体回転および橋脚柱の曲げ変形などの影響を控除した後の橋脚頭部水平荷重用点での水平変位

d_1 : 橋脚頭部水平荷重用点における実測水平変位で、図-6に示す変位計 d1 による実測値とする。(以降、変位計 di による実測値を d_i とする)

δ_1 : フーチングの剛体水平移動により橋脚頭部水平荷重用点に生じる水平変位で、図-6に示す変位計 d13~d16 の測定値を用いて、式(2)、式(3)より算出する。

正方向載荷時:

$$\delta_1 = \frac{1}{2}(d_{14} + d_{16}) \quad (2)$$

負方向載荷時:

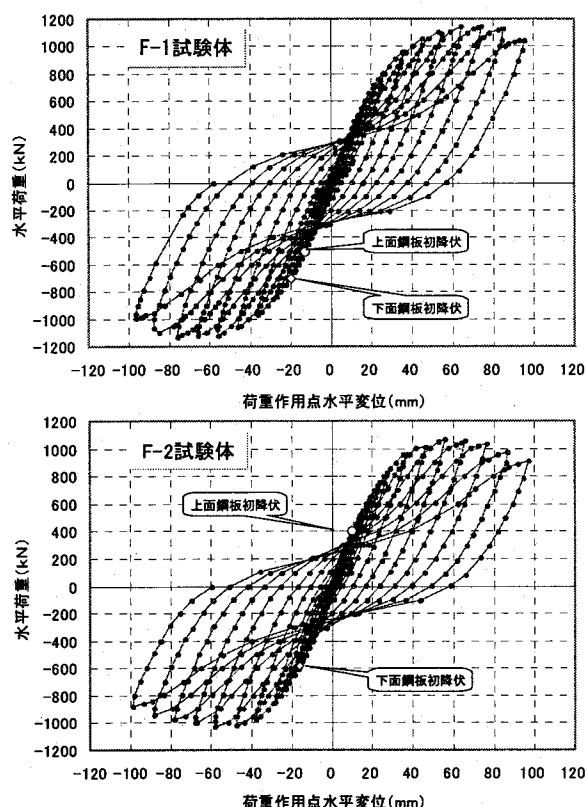
$$\delta_1 = \frac{1}{2}(d_{13} + d_{15}) \quad (3)$$

δ_2 : フーチングの剛体回転により橋脚頭部水平荷重用点に生じる水平変位で、図-6に示す変位計 d3~d8 の測定値を用いて、式(4)より算出する。

$$\delta_2 = \left[\frac{1}{3}(d_3 + d_5 + d_7) - \frac{1}{3}(d_4 + d_6 + d_8) \right] \frac{3550}{2000} \quad (4)$$

δ_3 : 橋脚柱の曲げおよびせん断変形により橋脚頭部水平荷重用点に生じる水平変位で、図-6に示す変位計 d1, d2 および d9~d12 の測定値を用いて、式(5)により算出する。

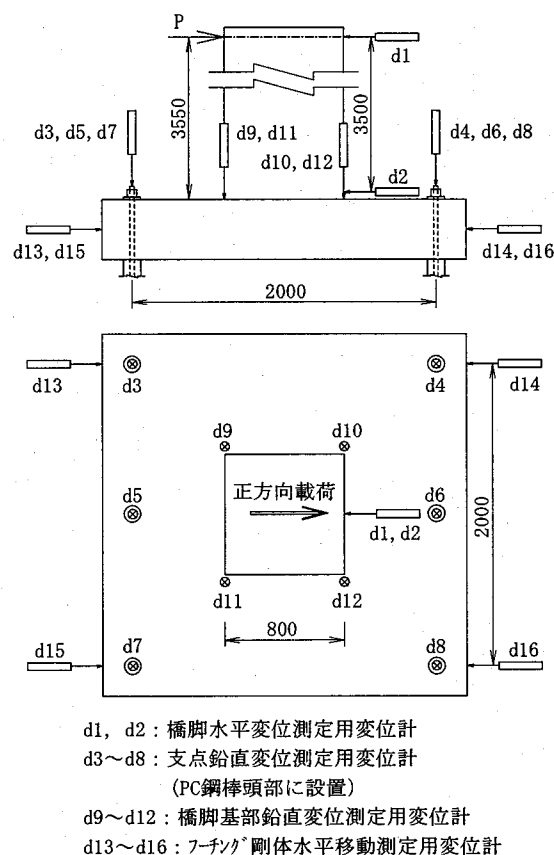
$$\delta_3 = d_1 - d_2 - \left[\frac{1}{2}(d_9 + d_{11}) - \frac{1}{2}(d_{10} + d_{12}) \right] \frac{3550}{800} \quad (5)$$



図－5 荷重－変位履歴曲線

図－5から、いずれの試験体も初降伏するまで履歴曲線はほぼ線形的な挙動を示している。最大荷重以降は急激な荷重低下は生じず、粘り強い変形性能を示した。なお、実験は、載荷点水平変位の測定可能な限界(±100mm)に達した時点で終了した。

最大荷重とその時の橋脚頭部の水平変位を表－2に示す。F-1試験体の最大荷重は、F-2試験体より約1割大きい。これはせん断補強鋼板の配置量とコンクリート強度の違いによる影響であると考えられる。ここで、断面分割法を用いて合成フーチングの全断面が終局状態(コンクリート圧縮縁のひずみ $\epsilon_{cu}=0.0035$)に達したと仮定した場合の全断面終局曲げモーメントを計算し、その計算結果を表－3に示す。表－3より、同じ試験体の場合、コンクリート強度の違いによる終局曲げモーメントの差は1%未満であることにに対し、コンクリート強度が同じ場合、せん断補強鋼板の配置量の違いによる終局曲げモーメントの差は約11%であることが分かった。したがって、せん断補強鋼板の配置量の影響は最も顕著であることが判明された。即ち、合成フーチングに配置するせん断補強鋼板は、鉄筋コンクリートフーチングに配置するせん



図－6 剛体変位測定装置

断補強鉄筋と異なり、せん断のみならず、曲げに対しても抵抗することである。

表－2 最大荷重とその時の橋脚頭部の水平変位

試験体名	正振幅時		負振幅時	
	荷重(kN)	変位(mm)	荷重(kN)	変位(mm)
F-1	1144.0	65.0	1121.0	66.0
F-2	1065.0	56.0	1029.0	58.0

表－3 合成フーチング全断面終局曲げモーメント

試験体名	コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)		右/左
	29.0	32.9	
F-1	1559.8 kN・m	1564.4 kN・m	1.003
F-2	1408.3 kN・m	1410.5 kN・m	1.002
上/下	1.108	1.109	

3. 2 合成フーチングの鉛直変位

合成フーチングの鉛直変位は 16 本の変位計を用いて測定した。F-1 試験体と F-2 試験体の変位計位置が同じであり、変位計の取り付け位置を図－7に示す。

図－7に示す K-K 断面と M-M 断面における鉛直変位の分布がほぼ同じであるため、その 1 つの断面の測定結果

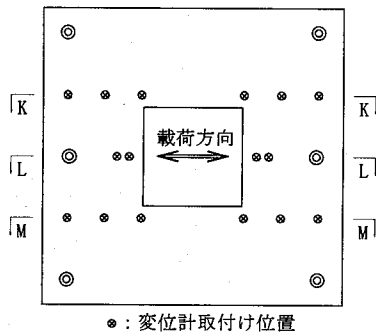


図-7 フーチングの鉛直変位測定位置

を挙げて考察する。

同一の試験体に対して、正方向荷重と負方向荷重の鉛直変位分布がほぼ反対称であるため、ここでは、その中の一つの鉛直変位分布について述べる。

また、正方向（左から右へ）荷重する時のF-1試験体のK-K断面のフーチング鉛直変位分布を図-8に示す。負方向（右から左へ）荷重する時のF-2試験体のK-K断面のフーチング鉛直変位分布を図-9に示す。

図-8と図-9から、橋脚柱に最も離れた位置は沈む変位と上がる変位が概ね同じであるものの、橋脚柱の近傍は上がる変位は沈む変位より遥かに大きい。これは、橋脚柱の引張側のコンクリートがひび割れを発生して、フーチングは浮き上がる現象が生じたと考えられる。しかし、橋脚柱は下面鋼板およびせん断補強鋼板と溶接しているため、鉄筋コンクリートフーチングのような引き抜き破壊は生じていなかった。

3.3 せん断補強鋼板のひずみ分布

せん断補強鋼板のひずみは3軸弾塑性ひずみゲージを用いて測定した。ひずみゲージの貼り付け位置を図-10に示す。F-1試験体とF-2試験体のせん断補強鋼板のひずみ測定結果が概ね同じ傾向であるので、ここでは、F-1試験体のI-I断面における測定結果について考察を行う。図-10に示すように、せん断補強鋼板のひずみゲージはフーチングの断面高さ方向に沿い、上段と下段との二箇所に貼り付けた。

正方向荷重する場合のI-I断面の各せん断補強鋼板の上段における荷重方向のひずみ分布を図-11に示す。また、図-11の横軸の測定位置は図-10の左側に示す。図-11から最大荷重時に橋脚柱と直接に繋いでいる2枚のせん断補強鋼板は荷重方向のひずみが降伏に達しているものの、それ以外のせん断補強鋼板はひずみが小さく、特にフーチング外周に位置する鋼板は荷重方向のひずみがほぼゼロであることがわかった。

正方向荷重する場合のI-I断面の各せん断補強鋼板の下段における荷重方向のひずみ分布を図-12に示す。図から、下段の荷重方向のひずみ分布が上段の分布と同じ

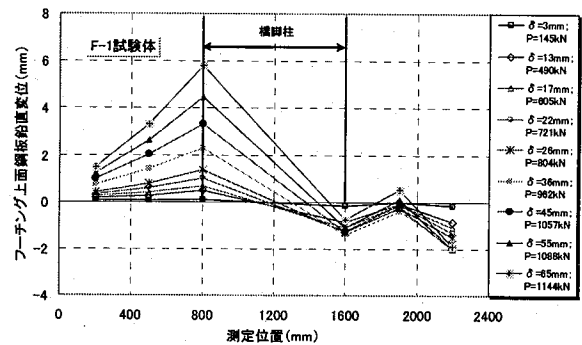


図-8 F-1試験体のフーチング鉛直変位分布

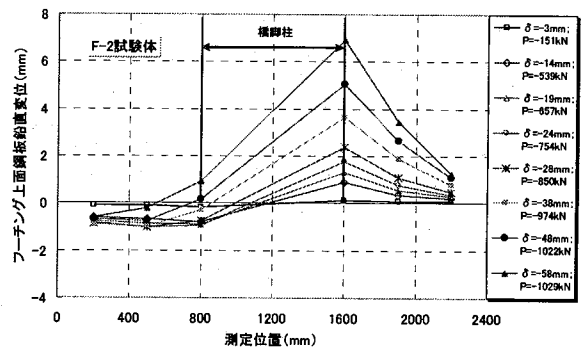


図-9 F-2試験体のフーチング鉛直変位分布

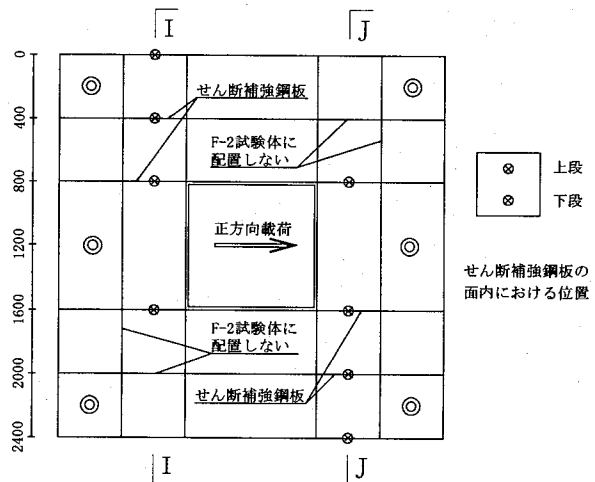


図-10 せん断補強鋼板のひずみゲージ位置

傾向であり、最初の荷重から最大荷重まで全て引張ひずみであることが分かる。これにより、せん断補強鋼板はほぼ全断面に引張応力を受けることが伺える。

正方向荷重する場合のI-I断面の各せん断補強鋼板の上段における最大主ひずみ分布を図-13に、下段における最大主ひずみ分布を図-14に示す。図-11と図-13、図-12と図-14の比較により、最大主ひずみは荷重方向のひずみと殆ど同じ値であることが分かる。また、一

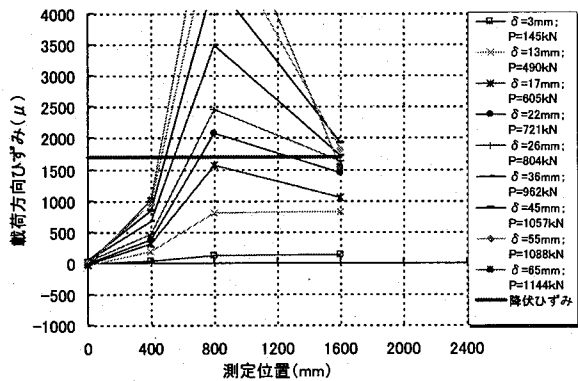


図-11 I-I断面の上段におけるひずみ分布

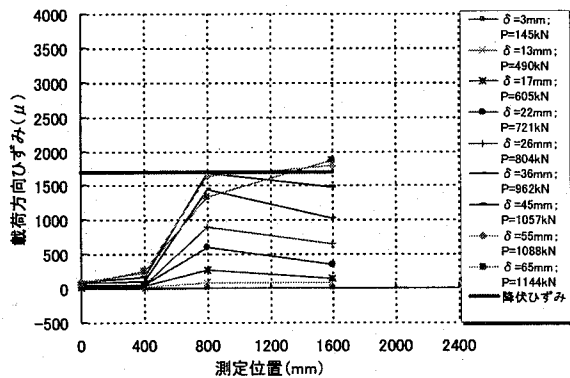


図-12 I-I断面の下段におけるひずみ分布

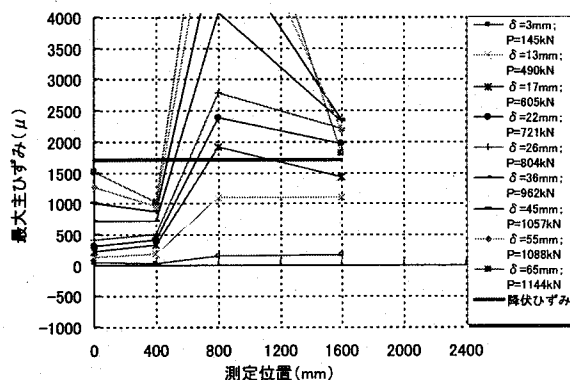


図-13 I-I断面の上段における最大主ひずみ分布

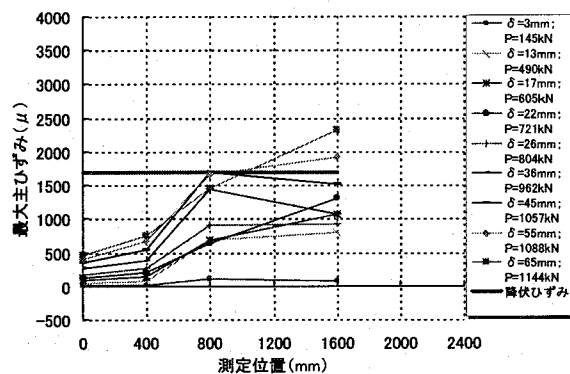


図-14 I-I断面の下段における最大主ひずみ分布

例として、図-10のI-I断面800mm位置で実測した正方向荷重の、 $P=1057\text{kN}$ 時のせん断補強鋼板のひずみ分布を図-15に示す。図-15から、最大主ひずみの方向が荷重方向と大体一致していることと、上段の最大主ひずみが下段より大きいことが見られる。これで、せん断補強鋼板の断面のせん断応力が小さく、荷重方向の引張応力が卓越していることと、せん断補強鋼板は常に偏心引張部材のように働いていることが分かった。一方、図-11と図-13から、橋脚の端部位置の800mmと1600mmの点では降伏ひずみを超えた後、荷重荷重の増大に伴ってひずみの発展は大きく異なっていることが見られるが、この理由は不明である。

上述する考察により、合成フーチングのせん断抵抗メカニズムは図-16に示すトラス機構であると判断される。即ち、合成フーチングのせん断補強鋼板はトラスの引張上弦(下弦)材であり、コンクリートは圧縮斜材である。したがって、圧縮斜材が斜め圧縮破壊を生じない限り、合成フーチングは急激な耐力低下が生じない。

実験終了後の合成フーチングの切断観察により、コンクリートの斜め圧縮破壊は見つからなかったことから、いずれの試験体もせん断破壊ではなく、曲げ破壊であることが分かった。

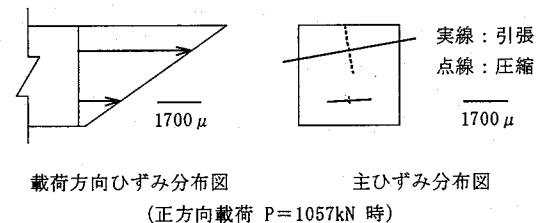


図-15 せん断補強鋼板の断面応力状況

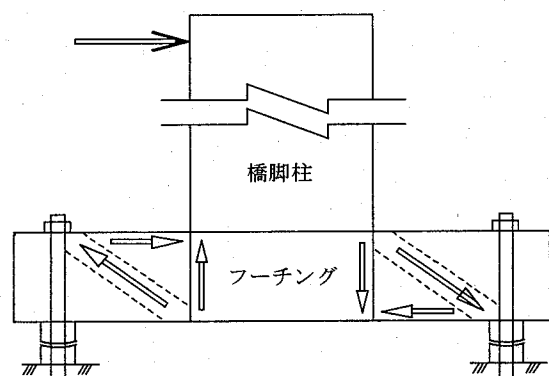


図-16 合成フーチングのせん断抵抗メカニズム

3. 4 合成フーチング上下面鋼板のひずみ分布

合成フーチングの上下面鋼板のひずみは3軸弾塑性ひずみゲージを用いて測定した。F-1試験体とF-2試験体の上下面鋼板のひずみゲージの貼り付け位置が全く同

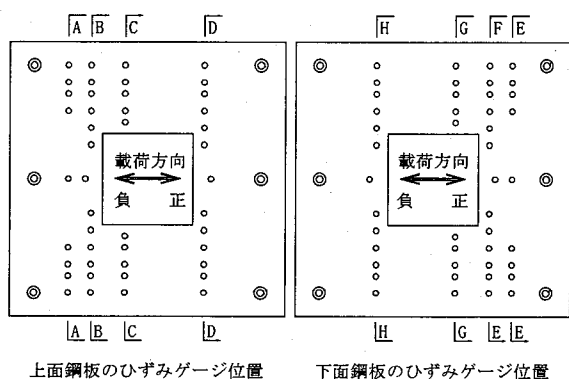


図-17 上下面鋼板のひずみゲージ位置

じであり、その位置を図-17に示す。また、図に示すひずみゲージの位置は上から下に見る場合の配置図である。ここでは、ひずみの測定値が最も大きい橋脚柱の前面のフーチング断面（B-B、D-D および F-F、H-H 断面）における測定結果のみについて述べる。

(1) F-1 試験体

正方向荷重の場合、F-1 試験体のフーチング上面鋼板 B-B 断面の荷重方向ひずみ分布を図-18に示す。下面鋼

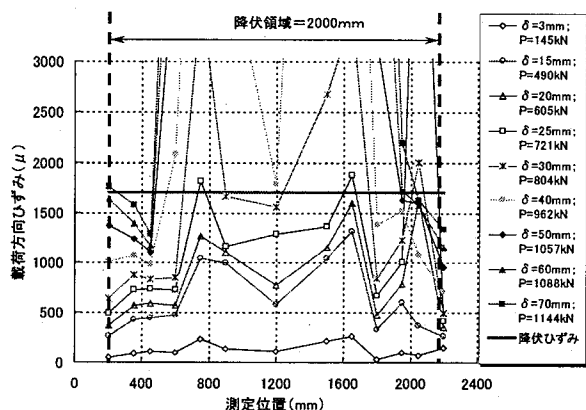


図-18 試験体 F-1 の上面鋼板のひずみ分布

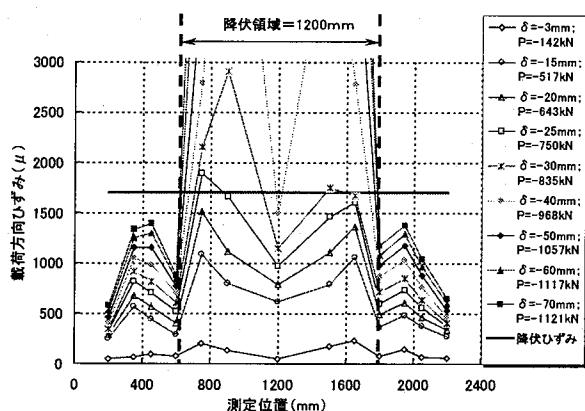


図-19 試験体 F-1 の下面鋼板のひずみ分布

板 F-F 断面の荷重方向ひずみ分布を図-19に示す。図に示すひずみ分布は最大荷重までのものである。太いラインは鋼板の単軸降伏ひずみレベルである。図-18 から、最大荷重 1144 kN 時の上面鋼板の降伏領域（荷重直角方向の幅）が 2000mm 以上に達したが、図-19に示す下面鋼板の降伏領域が約 1200mm であることが分かる。

また、上下面鋼板の何れも中心部のひずみの発展が遅れていることが見える。これは上下面鋼板を角型鋼管の橋脚柱に溶接していることで、橋脚柱の鋼板の面外剛性の影響やせん断遅れの影響を受けたものと考えられる。

(2) F-2 試験体

正方向荷重の場合、F-2 試験体のフーチング上面鋼板 B-B 断面の荷重方向の引張りひずみ分布を図-20に示す。下面鋼板 F-F 断面の荷重方向の引張りひずみ分布を図-21に示す。図-20、図-21 から、最大荷重 1029 kN 時の上面鋼板の降伏領域が 2000mm 以上に達したが、下面鋼板の降伏領域が約 1300mm であることが分かる。

図-18 から図-21 までのひずみ分布により、いずれの試験体も最大荷重時に橋脚柱前面のフーチング断面で、上面鋼板はフーチング全幅の約 85%が、下面鋼板は全幅の約 50%が降伏した。これはフーチングの両端部の下側

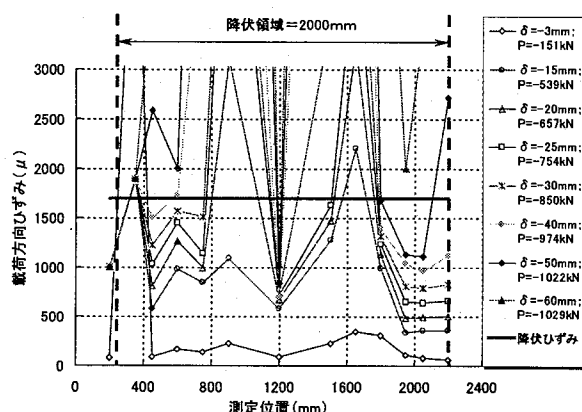


図-20 試験体 F-2 の上面鋼板のひずみ分布

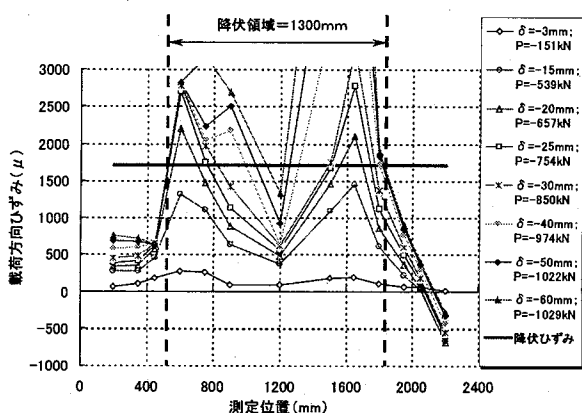


図-21 試験体 F-2 の下面鋼板のひずみ分布

(図-3 参照)に設置している水平滑り止めからの圧縮力が影響したものであると考える。

しかし、最大荷重時の上下面鋼板の降伏領域の広さに試験体間の差は見られず、せん断補強鋼板の配置量による影響は見られなかった。

3. 5 合成フーチング上下面鋼板の主ひずみ分布

合成フーチング上下面鋼板の初降伏時の主ひずみ分布を図-22に示す。F-1試験体の橋脚柱前面の上下面鋼板の主ひずみはF-2試験体に比べ、広い領域にわたって発達していることが分かる。これは載荷直角方向のせん断補強鋼板の配置量(配置間隔)の影響であると考えられる。即ち、載荷直角方向のせん断補強鋼板の配置間隔が狭くなるほど(配置量が多いほど)、応力を分散する効果が強くなる。しかし、最大荷重時には、F-1とF-2試験体の降伏領域はほぼ同じになってきた。

また、図-22から、2つの試験体ともに、橋脚柱の前面付近において、ひずみが最も大きく、角部付近で最初に降伏に達している。これは鉄筋コンクリートフーチングの曲げに対する照査断面位置と一致している⁴⁾。したがって、合成フーチングの曲げに対する有効幅の検討は鉄筋コンクリートフーチングの場合と同様に橋脚柱前面の断面に対して行うことにする。また、橋脚柱前面のフーチング上下面鋼板の引張主ひずみの方向は載荷方向と概ね同じであり、ひずみの成分が載荷方向の成分(測定値 ε_x)が卓越していることが分かる。したがって、以

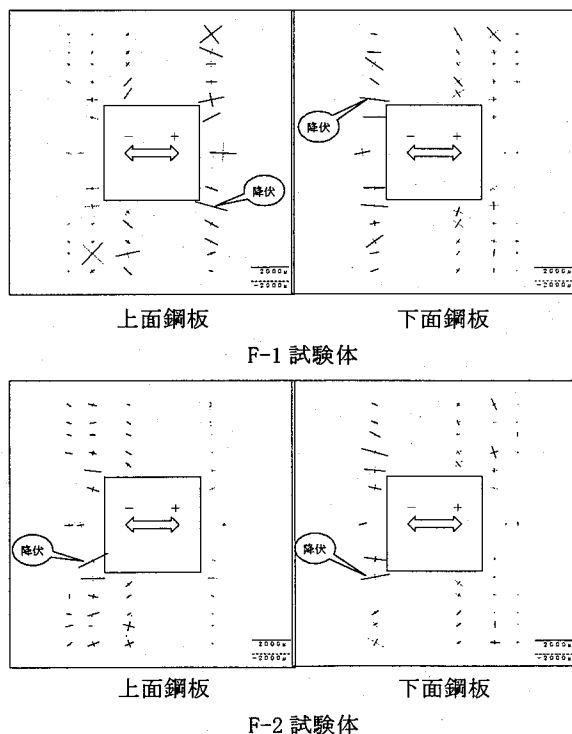


図-22 上下面鋼板の主ひずみ分布(初降伏時)

降の曲げに対する検討は載荷方向のひずみのみで行うことにする。

3. 6 合成フーチング上下面鋼板の初降伏荷重

初降伏荷重および初降伏が発生する位置を調べるために、各載荷ステップで記録した合成フーチングの上下面鋼板のひずみを調べ、最初に降伏ひずみ(試験値 1700μ)に達した際の載荷荷重を初降伏荷重とする。これにより確認した初降伏荷重を表-4に示す。初降伏に達したステップを図-5の荷重-変位履歴曲線にも示している。

表-4より、F-1試験体の初降伏荷重はF-2より約1割程度大きい。この違いは載荷方向のせん断補強鋼板の配置量や載荷直角方向に配置するせん断補強鋼板の応力分散効果による影響であると考えられる。

表-4 合成フーチング上下面鋼板の初降伏荷重

試験体名	上面鋼板引張	下面鋼板引張
F-1	504.1 kN	702.4 kN
F-2	399.2 kN	580.0 kN

3. 7 曲げに対する有効幅

(1) 荷重レベル

実験結果に基づいて曲げに対する有効幅を検討するために、まず、常時・暴風時・レベル1地震時及びレベル2地震時荷重に相当する載荷荷重を求める必要がある。道路橋示方書V耐震設計編⁵⁾には、レベル1地震時のフーチングに対する照査はフーチングに有害な損傷が生じない健全な状態を保持できることを照査することが規定されている。合成フーチングの健全な状態の限界はその上下面鋼板が初降伏に達する状態であると考えられる。したがって、レベル1地震時の有効幅を検討する際には、合成フーチング上下面鋼板の初降伏時の載荷荷重を用いることにする。

レベル2地震時の場合は、フーチング断面に作用する曲げモーメントが降伏曲げモーメント以下であることと規定されている。実測結果ではフーチング上下面鋼板の降伏は最初、橋脚の角部付近で発生し、荷重の増加に伴い降伏領域が徐々に広がり、最大荷重までに荷重-変位包絡線上に明確な降伏点が見られない。また、最大荷重に達しても降伏しない領域が残っている。したがって、レベル2地震時の有効幅の検討は安全性、経済性を考慮し、鉄筋コンクリートフーチングに対する研究成果⁶⁾を参考にし、最大荷重を用いることとした。

(2) 合成フーチング断面の作用曲げモーメント

橋脚柱前面の合成フーチング断面に作用する曲げモー

メントは、次のように求めた。

合成フーチング上下面鋼板の初降伏時の作用曲げモーメントと最大荷重時の作用曲げモーメントの計算モデルを図-23に示す。ここで、フーチングの左右端部に設置された水平滑り止めが圧縮力しか負担しないため、滑り止めが常に載荷荷重と同じ大きさで、載荷方向と反対する荷重をフーチング端部に作用すると仮定する。したがって、上面鋼板が引張を受ける側のフーチングは軸力を負担せず、下面鋼板が引張を受ける側のフーチングのみが軸力を負担することとなる。

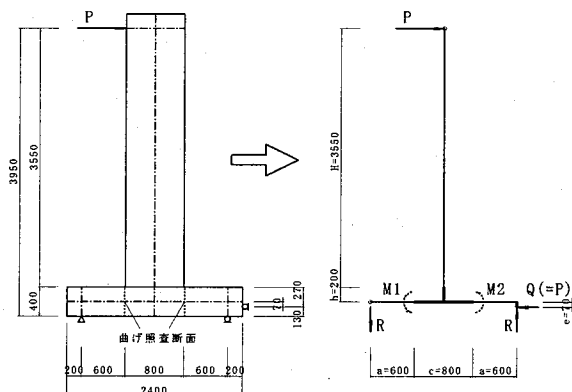


図-23 作用曲げモーメント計算モデル

作用曲げモーメントは滑り止めによる軸力を考慮して次式により求める。

①合成フーチング上面鋼板が引張を受ける場合

$$M_1 = \frac{H+h+e}{2a+c} aP \quad (6)$$

②合成フーチング下面鋼板が引張を受ける場合

$$M_2 = \frac{H+h+e}{2a+c} aP - eP \quad (7)$$

ここに、 M_1 ：上面鋼板が引張を受ける場合の作用曲げモーメント

M_2 ：下面鋼板が引張を受ける場合の作用曲げモーメント

H ：水平荷重の作用線から合成フーチング上面までの距離（＝3550 mm）

h ：フーチング幾何中面から上面までの距離（＝200 mm）

a ：フーチング支点反力作用線から曲げ照査断面までの距離（＝600 mm）

c ：橋脚柱の載荷方向の幅（＝800 mm）

e ：フーチング左右端部の滑り止めの水平反力作用線からフーチング幾何中面ま

での距離（＝70 mm）

P ：橋脚頭部に作用する水平力

初降伏荷重時の作用曲げモーメントを表-5に示す。

表-5 初降伏時の作用曲げモーメント

試験 体名	上面鋼板引張		下面鋼板引張	
	P_{ey} (kN)	M_{ey} (kN・m)	P_{ey} (kN)	M_{ey} (kN・m)
F-1	504.1	577.7	702.4	755.8
F-2	399.2	457.5	580.0	624.1

注： P_{ey} ：初降伏荷重

M_{ey} ：初降伏時の作用曲げモーメント

最大荷重時の作用曲げモーメントを表-6に示す。

表-6 最大荷重時の作用曲げモーメント

試験 体名	上面鋼板引張		下面鋼板引張	
	P_u (kN)	M_u (kN・m)	P_u (kN)	M_u (kN・m)
F-1	1144.0	1311.0	1121.0	1206.2
F-2	1065.0	1220.5	1029.0	1107.2

注： P_u ：最大荷重

M_u ：最大荷重時の作用曲げモーメント

(3) 合成フーチング断面の降伏曲げモーメント

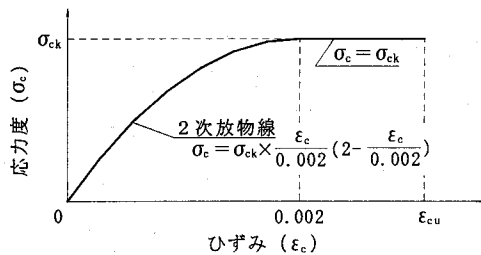
合成フーチング断面の降伏曲げモーメントの算出は、鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針（案）³⁾および道路橋示方書IV下部構造編⁴⁾を参考に次の仮定に基づいて行う。

- ① 上下面鋼板を載荷方向に配置する同断面積の鉄筋に等価換算し、単軸の応力のみを負担する。
- ② セン断補強鋼板の曲げに対する抵抗を無視する。
- ③ 維ひずみは断面の中立軸からの距離に比例する。
- ④ コンクリートの引張強度を無視する。
- ⑤ 引張鋼板（等価鉄筋）の載荷方向のひずみは単軸降伏ひずみとする。
- ⑥ 軸力は断面の幾何中心に作用する。
- ⑦ コンクリートの応力-ひずみ関係は図-24に示す曲線に従う。

表-1に示す材料の力学特性値を用いて、上述した計算仮定により求めた幅1m当りの合成フーチング断面の降伏曲げモーメントの計算結果を表-7に示す。

表-7 降伏曲げモーメント（断面幅1m当り）

試験 体名	上面鋼板引張	下面鋼板引張
	M_{cy1} (kN・m)	M_{cy1} (kN・m)
F-1	396.8	443.7
F-2	396.3	434.9



ここに、

σ_{ck} : コンクリート設計基準強度 (MPa)

σ_c : コンクリート応力度 (MPa)

ϵ_c : コンクリートのひずみ

ϵ_{cu} : コンクリートの終局ひずみ

図-24 コンクリートの応力-ひずみ曲線

(4) 有効幅の検討

合成フーチングの上面鋼板が引張を受ける場合、有効幅を $b = t_c + 0.5d$ (t_c : 橋脚柱幅; d : フーチング断面有効高) からフーチング全幅まで $0.5d$ 刻みで変化させて、

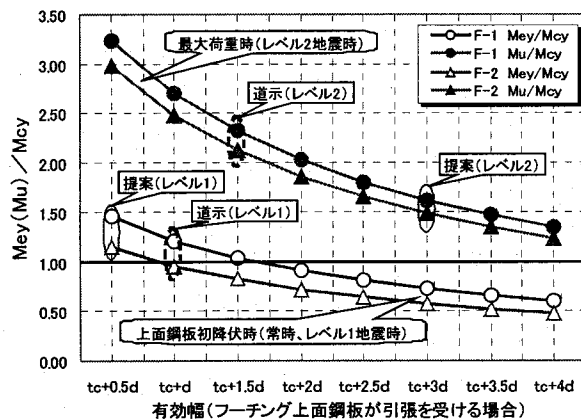


図-25 実験値と計算値の比較 (上面鋼板引張)

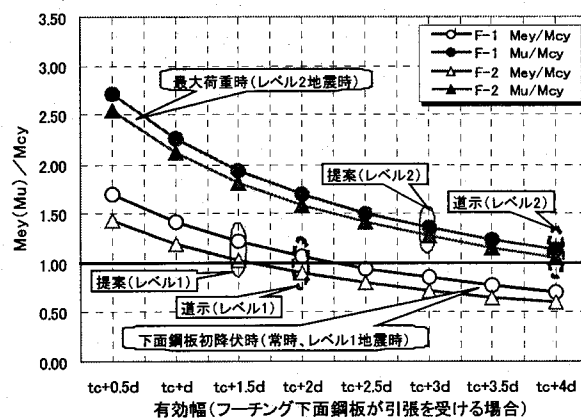


図-26 実験値と計算値の比較 (下面鋼板引張)

それぞれ降伏曲げモーメント M_{cy} を計算し、実験値 M_{ey} , M_u と比較した。比較結果を図-25 に示す。

同様に、下面鋼板が引張を受ける場合の比較結果を図-26 に示す。

なお、図中には、道路橋示方書IV下部構造編⁴⁾で適用されている有効幅を用いた場合の結果も併記した。

道路橋示方書IV下部構造編⁴⁾の有効幅は、F-1 試験体に対して実験値を安全側に評価しているが、F-2 試験体に対してはレベル1地震時に危険側に評価している。

したがって、著者らは図-25 と図-26 に示すように合成フーチングの曲げに対する有効幅を下記のとおり提案した。

① 上面鋼板が引張を受ける場合

常時、レベル1地震時: 有効幅 $b = t_c + 0.5d \leq B$

レベル2地震時: 有効幅 $b = t_c + 3d \leq B$

② 下面鋼板が引張を受ける場合

常時、レベル1地震時: 有効幅 $b = t_c + 1.5d \leq B$

レベル2地震時: 有効幅 $b = t_c + 3d \leq B$

ここに、 t_c : 橋脚柱幅

d : フーチング断面有効高

B : フーチング全幅

上述した合成フーチングの有効幅を提案する際の基本的考え方として、a) 常時、レベル1地震時に対しては、実験では初降伏荷重が概ね最大荷重の半分以下であることと供用期間中に対する検討であるため、実験値/計算値を1以上とする。b) レベル2地震時に対しては、終局時の検討に相当するものであるため、実験値/計算値を1.20以上と設定した上、過大な変形を生じさせないことも考慮に入れた。

提案した曲げに対する有効幅は橋脚断面の幅とフーチングの断面高についての適用範囲を設けない。しかし、鉄筋コンクリートフーチングのように、合成フーチング断面内で曲げモーメントの再分配が確実に行為されるために、上下面鋼板を載荷方向に配置する同断面積の鉄筋に等価した場合の等価鉄筋量は釣合鉄筋量の1/2以下とする。また、提案した有効幅はフーチングのせん断スパン比が1.5の2体試験体の実験結果に基づいたものであるため、今後は、せん断スパン比をパラメータとする更なる検証が望まれる。

4. 結論

① 合成フーチングは上下面鋼板が初降伏するまでほぼ線形的な挙動を示し、最大荷重時まで明確な降伏点が見られない。また、最大荷重時以降も急激な荷重低下が生じず、粘り強い変形性能を示した。

② 橋脚柱の引張側のフーチングは、橋脚柱の近傍において、荷重の増大に伴い、浮き上がる現象が見られるものの、引き抜き破壊は発生してなかった。これは橋脚柱

をフーチングの下面鋼板まで差込んで下面鋼板およびせん断補強鋼板と強固に溶接していたからである。

③合成フーチングのせん断抵抗メカニズムはトラス抵抗機構であり、せん断補強鋼板はせん断ではなく、偏心引張部材の働きであることが分かった。これによって、トラス機構の斜め弦材であるコンクリートの斜め圧縮破壊は発生しない限り、合成フーチングは急激な脆性破壊は生じないと考える。実験終了後のフーチングを切断した確認により、いずれの試験体は曲げ破壊であることが判明された。

④せん断補強鋼板の配置間隔(量)は2倍の違いに対して、初降伏荷重および最大荷重に及ぼす影響はわずか1割ぐらいであることが分かった。したがって、曲げに対する有効幅の検討には、せん断補強鋼板の曲げに対する影響は無視できる。

⑤合成フーチングの曲げに対する有効幅は、本実験結果から鉄筋コンクリートフーチングに適用されている有効幅と違うことが分かった。

⑥今回の実験結果に基づき、合成フーチングの曲げに対する有効幅を提案した。

⑦本研究で提案した有効幅はフーチングのせん断スパン比が1.5の2体試験体の実験結果に基づいたものであるため、今後は、せん断スパン比をパラメータとする更なる検証が望まれる。

なお、本検討は、「交差点立体化の路上工事短縮技術の開発」に関する共同研究(土木研究所、銭高組、松尾橋梁)で実施したものである。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 山花豊, 上甲宏: 交差点急速立体化 ZEM 工法, 土木技術, Vol. 59. 4, pp. 43-47, 2004年4月
- 2) 田福勝, 福井次郎, 竹口昌弘, 大畑和夫: 合成フーチングの曲げに対する有効幅に関する実験的研究, CS2-038 土木学会 第60回年次学術講演会, 平成17年9月
- 3) 土木学会: コンクリートライブラリー第73号, 鋼コンクリートサンドイッチ構造設計指針(案), 平成4年7月
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書IV下部構造編, 平成14年3月
- 5) 日本道路協会: 道路橋示方書V耐震設計編, 平成14年3月
- 6) 白戸真大, 古荘伸一郎, 福井次郎, 加藤秀章: 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, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 1327-1338, 2001年3月

(2005年9月10日受付)