

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

Experimental Study of Footing Effected by Shear Span Ratio due to Earthquake Load

幸左賢二*・藤井康男**・小林和夫***・水田和之****

Kenji Kosa, Yasuo Fujii, Kazuo Kobayashi and Kazuyuki Mizuta

* Ph. D. 九州工業大学 建設社会工学科 (〒804 北九州市戸畑区仙水町1-1)

** 阪神高速道路公団工務部 (〒541 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

*** 工博 大阪工業大学工学部 (〒531 大阪市旭区大宮5-16-1)

**** 新構造技術大阪支店 (〒541 大阪市中央区南本町4-5-7)

To investigate the behavior of footing under seismic loading, three 1/3 scale monolithic specimens composed of a pier, a footing, and piles were constructed, and they were loaded by the monotonic loading procedure using the shear span ratio and reinforcement ratio in the footing as the parameters.

According to the test results, dominating damage was the damage at the connection up to the maximum load regardless of the difference in the shear span ratio (a/d). It was also found that the maximum load was rather large, 1.5 ~ 1.8 times the design load, in any specimen. From this, it is considered that load-carrying capacity of the footing exceeds that of the pier in bridges designed by the old standard.

Key Words: Footing, shear span ratio, failure mechanism, earthquake load

1. まえがき

兵庫県南部地震による橋梁被害の特徴のひとつとして、橋脚に比較して基礎構造、特にフーチングの損傷が比較的軽微であったことが上げられる。例えば、阪神高速道路3号神戸線の詳細調査においてもフーチングは、損傷度の高いA、Bランクのものではなく、比較的軽微なCランク程度の損傷が数基発生したのみであった。また、損傷したフーチングの特徴としてはせん断スパン比 a/d (a : 柱基部より最外縁杭までの距離, d : フーチング有効高) が小さく、すなわち、作用せん断力に比べて抵抗せん断力が大きいことや、上面に主なひび割れが集中しており、通常の曲げやせん断損傷とは異なる損傷形態であった。そこで、過年度上記の損傷フーチングを対象として、1/2スケールの橋脚・フーチング・杭を一体化した試験体により損傷メカニズムを推定した。その結果、主として損傷はフーチング上面で生じるとともに、じん性に富んだ損傷形態であることが明らかとなった^{1), 2)}。損傷は、設計上考慮していない柱・フーチング接合部における応力集中が主原因であり、接合部の設計法を十分考慮する必要があると考えられる^{3), 4)}。しかしながら、この損傷形態が一般の a/d が1前後のフーチングでも支配的であるか、あるいは上面鉄筋の役割などについては不明確である。そこで、

杭間距離によって上面に作用する力が異なり、また上面に発生するひび割れに抵抗するのは、コンクリートの引張力および鉄筋量であることから、損傷形態の支配的要因と考えられるせん断スパン比およびフーチング鉄筋量をパラメータとした、単調載荷試験を実施して、地震時の終局挙動を評価した^{3), 4), 5)}。

2. 実験概要

2. 1 試験体諸元と材料特性

試験体はフーチングにCランク損傷が生じた橋梁をモデルとし、橋脚・杭・フーチングを一体とした1/3スケールとした。以下に具体的な構造諸元の決定手法を述べる。

①プロトタイプ橋脚の柱形状は直径1.8mの円形であったが、損傷発生方向を明確にするために、断面幅を同一とした矩形形状(0.55x0.55m)とし、基部付近で損傷を生じさせないように設計モーメントの2.5倍程度となるようにD22鉄筋を28本配筋した。

②フーチングの材料強度は、コンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$ (平均実圧縮強度No. 1: 258kgf/cm², No. 2: 262kgf/cm², No. 3: 264kgf/cm²)とし、鉄筋はSD345(D10実降伏強度: 3750kgf/cm², D13実降伏強度: 3500kgf/cm², D25実降伏強度: 3600kgf/cm²)を用いた。

側面図

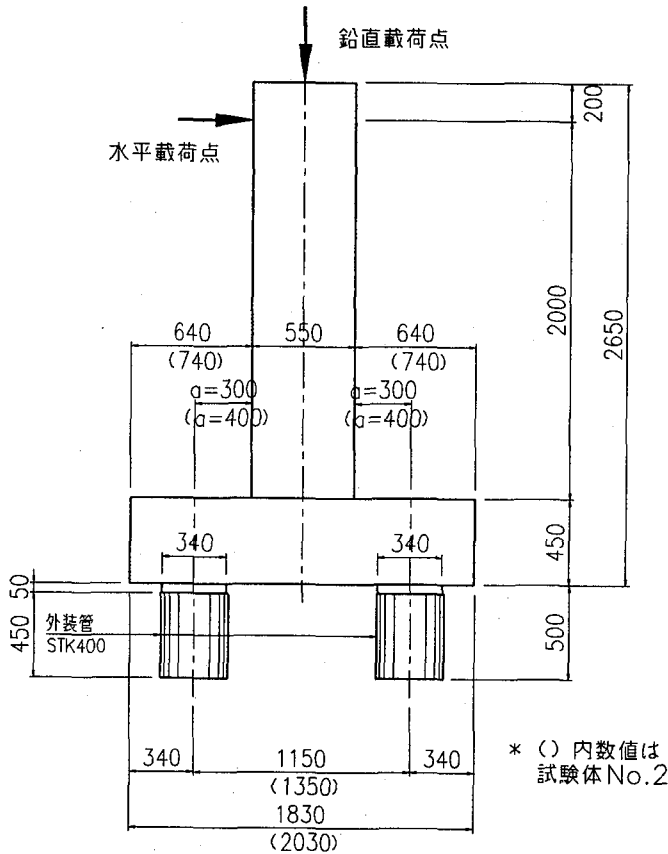


図-1 試験体構造図

③フーチングの形状は、全高、有効高を同一とし、 a/d を0.75、1.0と変化させた。フーチングの下側主鉄筋量は、柱基部に生じる抵抗モーメントに対して許容応力度 ($\sigma_{sa}=3000\text{kgf/cm}^2$) 以内となるように設計した。その結果、下側鉄筋量は、試験体No.1がD13@12cm、試験体No.2がD13@10cmとなる。また、上面鉄筋量は、道路橋示方書の配筋細目に基づいて下面鉄筋量の1/3を配筋した。なお、No.3試験は鉄筋の補強効果を評価するために、No.1試験体から上下面鉄筋量を1.5倍に増加した。

④杭体の設計は、杭先行型破壊を避けるために、柱終局荷重作用時に鉄筋応力度が 1000kgf/cm^2 程度となるように設計した。また、杭体に過度の変形と破壊が生じないように、杭全周を鋼管で補強するとともに、杭頭部の回転を拘束させないために、鋼管とフーチング接合部に5cmの離隔を設けた。

以上により決定した試験体の構造諸元一覧表を表-1、構造図を図-1、フーチング配筋例を図-2、に示す。

2. 2 試験手法

図-3に試験体載荷概要図を示す。図-3に示すように、試験体の杭下端をH鋼に固定し、そのH鋼と試験体ベッドをP C鋼棒により緊張し固定した。

表-1 構造諸元一覧表

		供試体No.1	供試体No.2	供試体No.3
柱	柱高	2,200mm		
	水平荷重作用高	2,000mm		
	柱断面	550mm×550mm		
	柱鉄筋量	28本×D22 ($A_s=108.388\text{cm}^2$)		
フーチング	a/d	0.75	1.00	0.75
	全幅	1,830mm	2,030mm	1,830mm
	全高	450mm		
	有効高	390mm		
	鉄筋	上面	D10 ctc 240	D10 ctc 200
		下面	D13 ctc 120	D13 ctc 100
杭	杭径	$\phi 340$		
	杭間隔	1,150mm	1,350mm	1,150mm
	杭鉄筋量	10本×D25 ($A_s=50.67\text{cm}^2$)		
使用材料	コンクリート	設計基準強度=27.0 kgf/cm ²		
	フーチング、杭	" =24.0 kgf/cm ²		
	鉄筋	SD345		

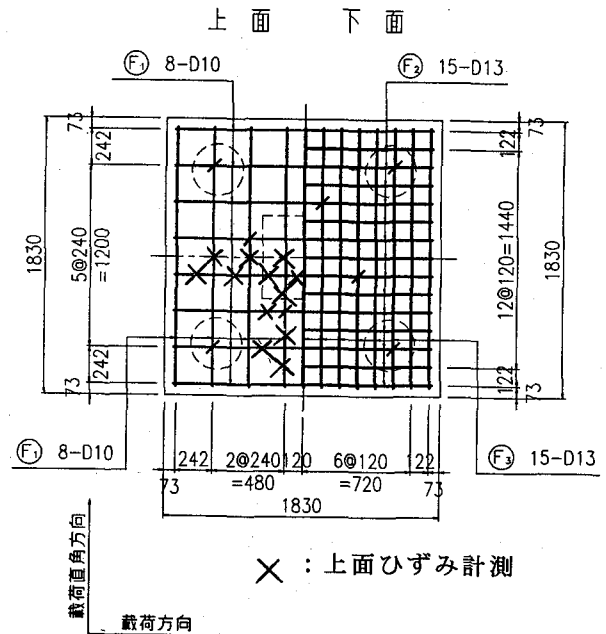


図-2 フーチング配筋例 (No.1)

載荷荷重は、上部工反力に相当する鉛直荷重と地震力に相当する水平荷重の2軸載荷とした。このうち、鉛直荷重は、上部工死荷重相当力 (16kgf/cm^2) を柱天端に一定荷重として載荷した。なお、鉛直ジャッキは水平変形に追従し、柱水平変位に対して常に鉛直方向を保つようにした。水平載荷方法は、所定の鉛直荷重を保持した状態で柱基部から、2.0mの位置に損傷モードを簡略化するため単調載荷し、フーチング上面鉄筋が降伏した荷重 (No.1:25.0tf, No.2:34.5tf, No.3:34.9tf) までは荷重制御で行い、それ以降は測定したフーチング上面鉄筋降伏時の変位を降伏変位 (δ_y) とした変位制御で載荷した。また、荷重制御時の荷重増加ステップは5tf, 変位制御時の変位

— 1407 —

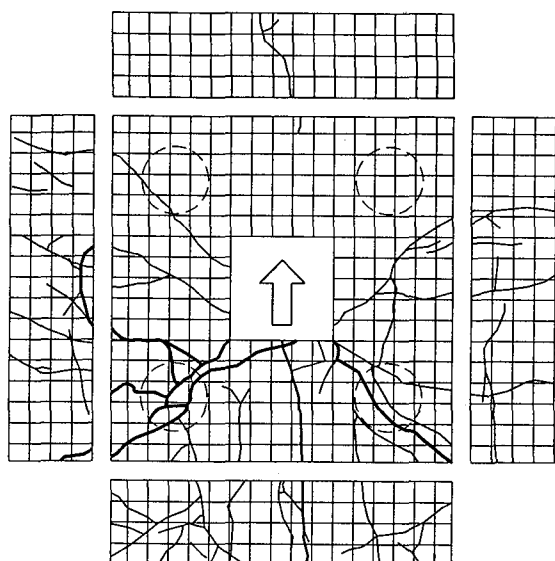


図-6 損傷状況図 (No. 1)

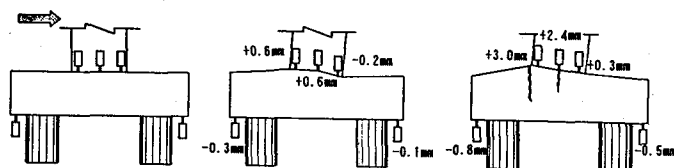


図-9 フーチング変形挙動模式図

により算出した。

$$L2 = d7 + (V8 - V7) \cdot 2.45 / 1.73 \quad (2)$$

④フーチングによる変形

フーチングの水平変位と曲げ変形を合わせた変位量で次式により算出した。

$$L3 = d5 + (V6 - V4) \cdot 2.0 / 0.45 - L2 \quad (3)$$

各要因の水平変位と荷重の関係を図-7に示す。全体系の水平量は、降伏時25tfで22mm、最大荷重時27.9tfで38mmを示した後、緩やかな下降曲線を示した。また、上鉄筋降伏荷重まで低下したときを終局変位とすると変位は60mmとなり、じん性率は $\delta u / \delta y = 60 / 22 = 2.8$ となる。フーチング自身による水平変位量および寄与率は、それぞれフーチング上面鉄筋降伏時で7.3mm、33.3%，最大荷重時で16.7mm、43.9%，実験終了時には115.6mm、77.1%となっている。上鉄筋降伏荷重まで低下したときを終局変位とすると変位は36mmとなり、フーチング損傷によるじん性率は4.9となる。このように、じん性率で評価すると、過年度実施した試験体が7程度のじん性率であったの比べると低下が認められたが、この要因には a/d が0.37から0.75と大きくなり、せん断抵抗が小さくなった影響が考えられる。なお、図-7における柱の残留変位量25mmは、損傷に伴う柱の倒れによると

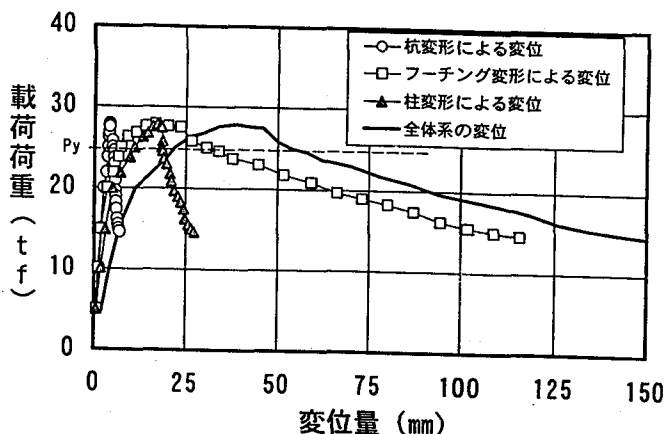


図-7 載荷荷重と各要因による水平変位の関係

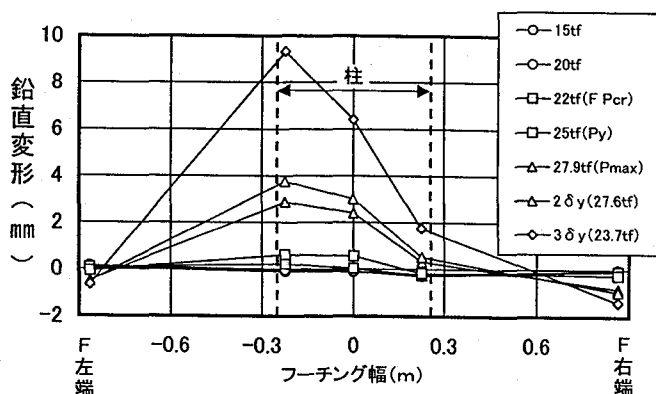


図-8 フーチングの鉛直変形量

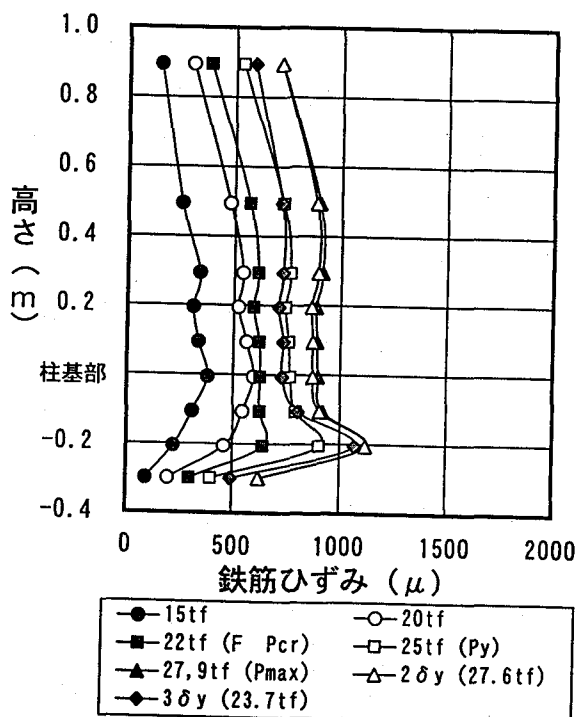


図-10 柱軸方向ひずみ分布

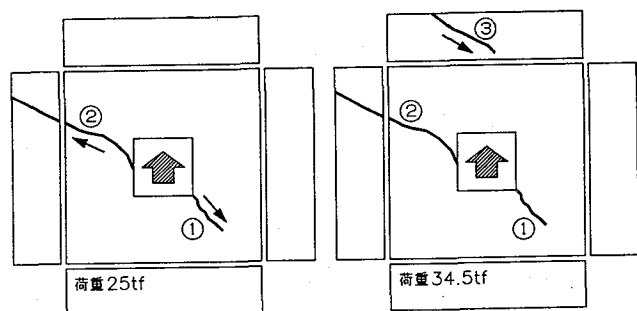


図-12 ひび割れ進展状況模式図 (No. 2)

考えられる。

(3) フーチングの鉛直変形

図-8にフーチングの鉛直変形と荷重の関係、図-9にフーチング変形挙動模式図を示す。この図からフーチング端部には大きな変形が生じていないのにも関わらず、フーチング中央部は荷重の進行に伴い載荷方向に傾くとともに浮き上がり、フーチングは凸型の変形になっていくことが分かる。特に、フーチング上面鉄筋降伏以降、フーチング端部と中央部（柱基部周辺）の変形が大きく乖離していることが分かる。

(4) 柱軸方向ひずみ分布

図-10に柱軸鉄筋のひずみ分布を示すが、最大荷重時でも降伏ひずみに達していないことが分かる。また、軸方向鉄筋の最下端のひずみは、他の部分に比べて比較的小さいことから、軸方向には定着長が十分確保されていると考えられる。ただし、柱部に比較してフーチング内部でひずみが増加しており、柱主鉄筋付近でもフーチング内部ではひび割れが発生している可能性がある。

(5) 上面ひずみ分布

図-11にフーチング上面の載荷方向鉄筋ひずみ分布を示す。載荷荷重の増加に伴い柱近傍前面のひずみが増加し、25tfで鉄筋降伏に至る。その後、降伏の範囲が柱前面および側面の広い範囲に広がる。これに対して、反載荷側の柱近傍ではひずみの増加量が小さい。ひび割れ状況が主として載荷側の上面に集中していることから、損傷の進行および耐荷荷重は柱近傍前面のひび割れおよび鉄筋ひずみによって支配されていると考えられる。

3. 2 No. 2試験体

(1) 損傷状況

No. 1試験体に比較して特徴的な項目についてのみ示す。図-12にひび割れ進展模式図、図-13に損傷状況図を示すとともに、図-14に最終破壊状況図を示す。試験体の主な荷重ステップにおける損傷状況を以下に示す。

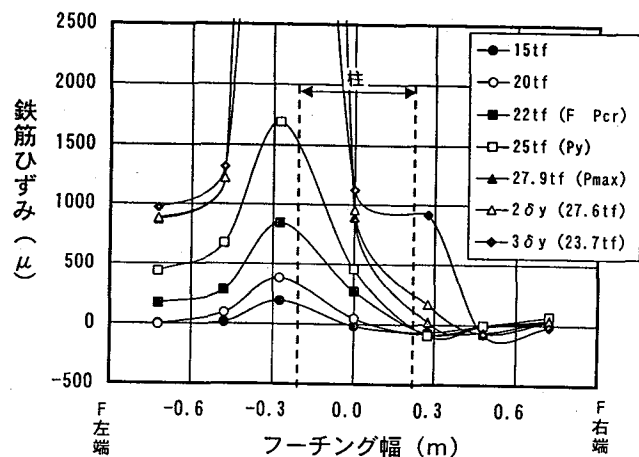


図-11 フーチング上面鉄筋ひずみ分布

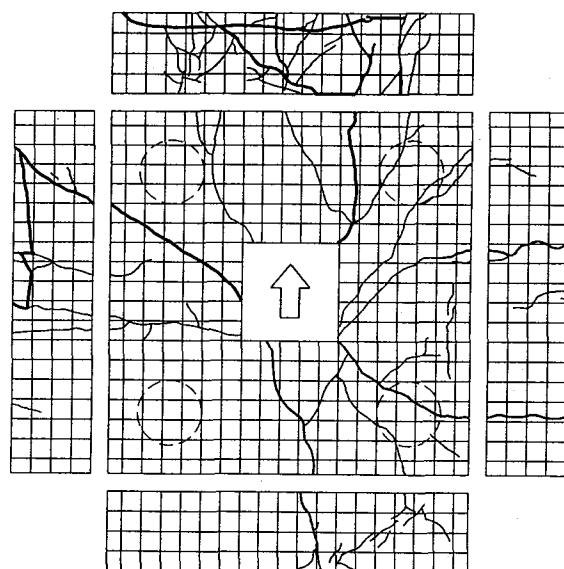


図-13 損傷状況図 (No. 2)

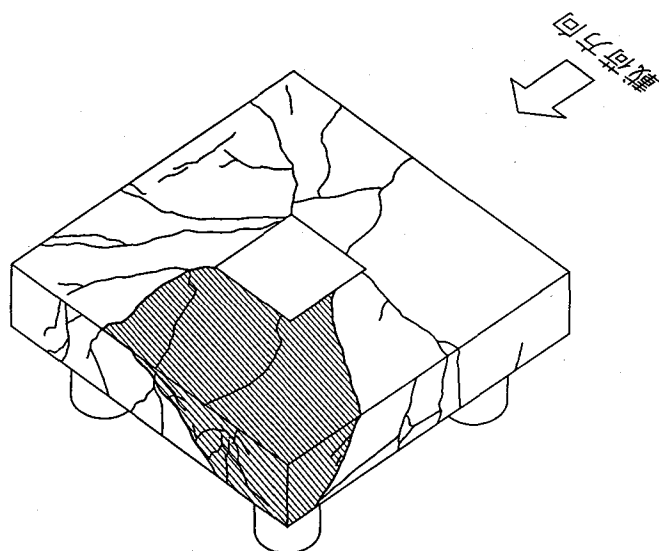


図-14 破壊状況 (No. 2)

①荷重25tfでフーチング上面に、柱隅角部からフーチングコーナーに向かうひび割れと柱中央から反対側に向かうひび割れを確認した（図-12のひび割れ①、②）。

②荷重34.5tf、変位20.5mmで載荷側柱付け根付近のフーチング上面鉄筋が降伏ひずみに達した。

③変位41.2mmで最大荷重37.8tfに達した。

④変位69mmで荷重が30tfから10tfに急減するとともに、フーチング前面の側面ひび割れがフーチング上面に進展した（図-12のひび割れ③）。

⑤変位150mmで実験を終了した。破壊形態としては図-14に示すような柱前面と押し込み杭を結ぶ面が、前面に押し出される形の押し抜きタイプの損傷であった。

（2）荷重－変位関係

各要因の水平変位と荷重の関係を図-15に示す。全体系の変位は、降伏時34.5tfで20mm、最大荷重時37.8tfで41mmを示した後、急激な下降曲線を示した。上鉄筋降伏荷重まで低下したときを終局変位とすると44mmとなり、じん性率は2.2となる。フーチング自身の变形による水平変位および全体变形への寄与率は、それぞれ上面鉄筋降伏時7.9mm、38.8%、最大荷重時で18.7mm、45.8%を示した後、急激な下降曲線を示し、実験終了時には21.1mm、16.3%となった。

3. 3 No. 3試験体

（1）損傷状況

No. 1試験体に比較して特徴的な項目についてのみ示す。図-16にひび割れ進展模式図、図-17に損傷状況図を示すとともに、試験体の主な荷重ステップにおける損傷状況を以下に示す。

①荷重30tfで柱側面の中央から、フーチングコーナーに向かうひび割れを確認した（図-16のひび割れ①）。

②荷重35tf、変位25.4mmで、フーチング上面載荷軸方向鉄筋が、載荷側柱付け根付近で降伏ひずみに達した。

③変位40mmで最大荷重37.4tfに達するとともに、柱隅角部からフーチングコーナーに向かうひび割れを確認した（図-16のひび割れ③）

④荷重17.4tf、変位160mmで実験を終了した。最終破壊形態としては、No. 1試験体と同様にフーチング上面の載荷側のコンクリートが完全に浮き上がり、柱隅角部とフーチングコーナーを結んだ破壊面が確認された。

（2）荷重－変位関係

各要因の水平変位と荷重の関係を図-18に示す。全体系の変位は、降伏時35tfで25mm、最大荷重時37.4tfで39.5mmを示した後、緩やかな下降曲線を示した。上鉄筋降伏荷重まで低下したときを終局変位とする

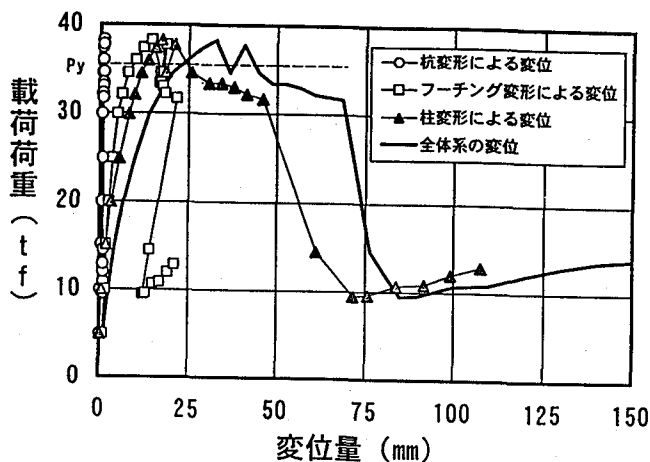


図-15 載荷荷重と各要因による水平変位の関係

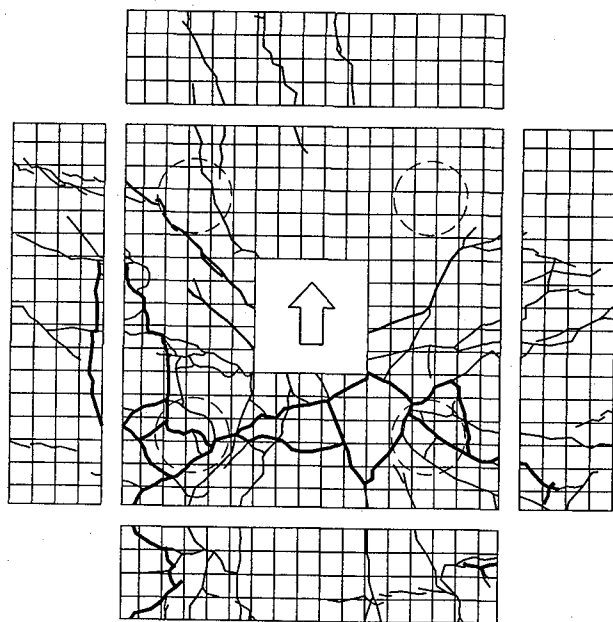


図-16 ひび割れ進展状況模式図 (No. 3)

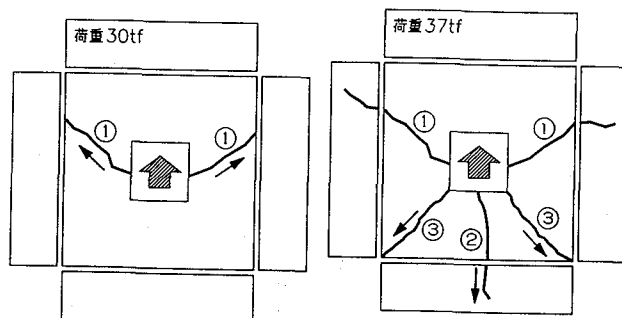


図-17 損傷状況図 (No. 3)

と65mmとなり、じん性率は2.6となる。フーチング自身による水平変位および全体変形への寄与率は、それぞれ上面鉄筋降伏時10.6mm, 37.3%, 最大荷重時で16.1mm, 40.6%を示し、実験終了時には144.7mm, 86.8%となった。上鉄筋降伏荷重まで低下したときを終局変位とすると45mmとなり、フーチング損傷によるじん性率は4.2となる。

4. フーチング損傷に対する考察

4. 1 損傷形態

今回の試験体の損傷状況は以下の2つの損傷形態に分類される。

1) 接合部損傷からコーン状破壊

試験体No. 1, 3および過年度実験のa/dが0.37から0.75までに認められる損傷形態である。最大荷重まではフーチング上面の柱載荷側前面および側面のひび割れが進展してゆき、最終的にはフーチングの載荷側がコーン状の破壊を起こす。この場合、荷重－変位曲線は滑らかな下降曲線を示す。特徴を以下に列記し、損傷モードを図-19に示す。

①鉄筋降伏時：接合部損傷

フーチング上面の柱載荷側前面が降伏する。

②最大荷重時：接合部損傷

フーチング上面鉄筋降伏領域が拡大するとともに、損傷がフーチング上面全域に及ぶ。

③最終破壊：コーン状破壊

接合部がフーチングと分離し、コーン状の引き抜き破壊を生じる。

2) 接合部損傷から押し抜き破壊

接合部No. 2のa/dが1.0の場合に認められる損傷形態である。最大荷重までは、前者と同様であるが、最終的には柱と押し込み側杭の間の圧縮力によって、柱基部載荷側背面がフーチング内にめり込むことによって押し抜きせん断損傷パターンとなる。この場合、荷重－変位曲線は急激な下降曲線を示す。特徴を以下に示し、損傷モードを図-20に示す。

①鉄筋降伏時：接合部損傷

フーチング上面の柱載荷側前面が降伏する。

②最大荷重時：接合部損傷

フーチング上面鉄筋降伏領域が拡大するとともに、損傷がフーチング上面全域に及ぶ。また、柱フーチング接合部と押し込み側杭との圧縮領域でのコンクリートの抵抗が最大となる。

③最終破壊：押し抜き破壊

柱フーチング接合部と押し込み側杭との圧縮領域のコンクリート抵抗面に押し抜き破壊を形成する。

以上のことから、いずれも最大荷重を決定する損傷は上面鉄筋の降伏およびひび割れである。その後、a/dが小さい場合は、柱背面の圧縮側の抵抗が大きく柱前面のコーン状の引き抜き破壊が、a/dが1程度の場合は柱背面の圧縮側の押し抜きせん断破壊が支配

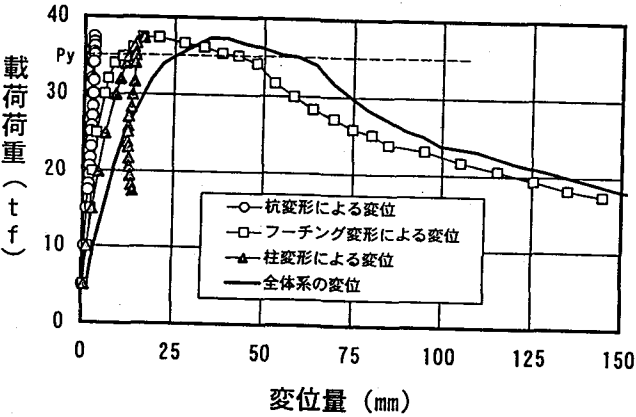


図-18 載荷荷重と各要因による水平変位の関係

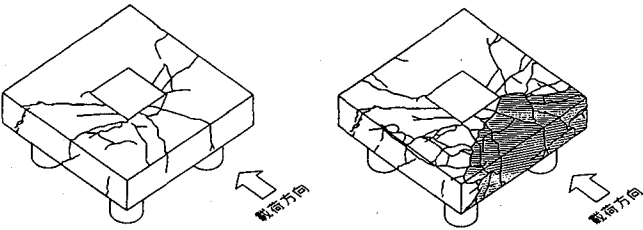


図-19 損傷状況 (No. 1, 3)

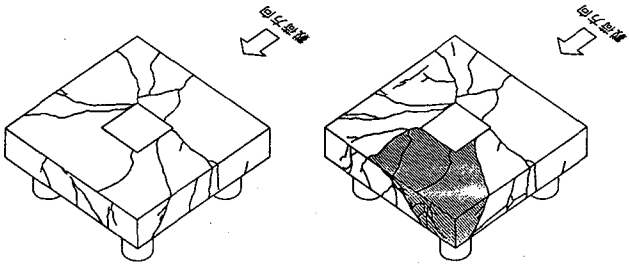


図-20 損傷状況 (No. 2)

表-2 実験と設計耐力の比較

			供試体No.1	供試体No.2	供試体No.3
フーチング鉄筋量			H2道示鉄筋量		1.5×H2道示鉄筋量
実験耐力	降伏荷重	①	25.0tf	34.5tf	35.0tf
	最大荷重	②	27.9tf	37.8tf	37.4tf
H8道示設計耐力			③	16.9tf	20.4tf
安全率	①/③		1.48	1.69	1.79
	②/③		1.65	1.85	1.91

的となる。また、No. 1とNo. 3を比較すると、上面鉄筋の増加によって鉄筋降伏および最大荷重が3割程度増加しており、接合部のひび割れに対しても上面鉄筋が有効であることが分かる。

4. 2 設計耐力との対比

表-2に今回の実験結果と平成8年道示で照査した曲げ耐力結果の対比を示す。表-2の設計耐力はいずれも上面鉄筋降伏時の耐力を示す。実験値は設計値に比べて1.5~1.8倍程度の余裕を持っていることが分かる。フーチングの実験降伏荷重を等価水平震度に直すと、設計水平震度0.25および鉄筋降伏時相当水平震度0.33に対して、実構造物の等価水平震度は1.5~1.8倍の余裕度を考慮すると0.51~0.71の値となり、旧道路橋示方書で設計された橋脚における等価水平震度0.35~0.4の値を上回っている。このように、フーチングは従来設計で剛体としての必要厚や最低鉄筋量の規定などにより、かなりの余剰耐力を有しており、このことが兵庫県南部地震で損傷が比較的軽微であった一因としても考えられる。また、損傷形態としては、 a/d がいずれの範囲でも接合部の損傷が支配的であることが明らかとなった。

5. まとめ

フーチング損傷形態の支配的要因と考えられるせん断スパン比およびフーチング鉄筋量をパラメータとした、3体の橋脚・杭・フーチングを一体とした1/3スケールの単調載荷試験により得られた主な結果をまとめると以下のようである。

①No. 1試験体 ($a/d:0.75$, H2道示鉄筋量)は載荷荷重22tfで柱フーチング接合部隅角付近に発生したひび割れが、フーチング上面から側面に進展した。ついで、荷重27.9tf、変位38.0mmで最大荷重に達したが、ひび割れが三方向にほぼ貫通するとともに、上面鉄筋もほぼ全面に渡って降伏ひずみに達した。その後、接合部がフーチングと分離し、コーン状の引き抜き破壊が生じた。

②No. 2試験体 ($a/d:1.0$, H2道示鉄筋量)は最大荷重37.8tf、変位41mmまではほぼNo. 1試験体と同様の挙動を示した。その後、柱フーチング接合部と押し込み側杭との圧縮領域のコンクリート抵抗面に押し抜き破壊を生じた。

③No. 3試験体 ($a/d:1.0$, H2道示の1.5倍の鉄筋量)は、ほぼNo. 1試験体と同様の挙動を示したが、最大荷重は37.4tfとNo. 1試験体の1.3倍の値を示した。このように、上面鉄筋は接合部のひび割れ制御に対して有効であると考えられる。

④今回の実験結果からは、フーチングの最大荷重を支配する損傷形態としては、 a/d のいずれの範囲においても接合部の損傷が支配的であると考えられる。

⑤No. 1~3のフーチング実験結果は、いずれも設計値に比べて1.5~1.8倍の余裕を持っており、等価水平震度に換算すると0.5以上となり、旧道路橋示方書で設計された橋脚における等価水平震度0.3~0.4の値を上回っていた可能性が考えられる。今後は、実験によって明らかとなった1.5~1.8倍の設計に対する余裕度について検討し、設計に反映することが望まれる。

参考文献：

- 1) 幸左賢二・小林和夫・藤井康男・水田崇志，フーチングの地震時終局挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol. 45A，1999. 3.
- 2) 幸左賢二・藤井康男・水田崇志・森田修二，地震時のフーチング損傷メカニズムに関する研究，第2回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，1998. 12.
- 3) M. J. N. Priestley, F. Seible and G. M. Calvi, Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996.
- 4) Xiao, Y., M. J. N. Priestley, and F. Seible, "Seismic Assessment and Retrofit of Bridge Column Footings." ACI Structural Journal, Vol. 93, No. 1, pp.1-16, January-February, 1996.

(1999年9月17日)