

フーチングの地震時終局挙動に関する実験的研究

Experimental Study of Ultimate Behavior of Footing due to Earthquake Load

幸左賢二*・小林和夫**・藤井康男***・水田崇志****

Kenji Kosa, Kazuo Kobayashi, Yasuo Fujii and Takashi Mizuta

* Ph.D. 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 大阪工業大学教授工学部土木工学科 (〒531 大阪市旭区大宮5-16-1)

*** 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)

**** (株) 村エントロソカタン 関西支社 (〒532 大阪市淀川区宮原3-3-31)

Several damaged footings with cracks on their upper surface were found after the Hanshin-Awaji Earthquake. Cracking on the upper surface of the footing is not considered in the normal design procedure. To investigate the failure mechanism and the bearing capacity of the footing, 1/2 scale tests were performed using models simulating such damage. At a load 106 tf (deformation: 55 mm), which is 2.5 times larger than the yield strength, most of the main reinforcements on the upper surface reached the yield strain and the maximum load. The failure mechanism of the tested specimens were similar to those of damaged footings, and this cracking may be caused by the concentrated tensile stress at the corner where the footing and column intersected.

However, this type of failure had a relatively high ductility (ductility factor: 7) due to resistance of the main reinforcements of piles and the main reinforcements of the footing.

Key Words: footing, failure mechanism, ultimate strength, earthquake load

1. まえがき

1995年1月17日早朝に発生した兵庫県南部地震は、阪神地方に甚大な損害を与えた。阪神高速道路においても例外ではなく、特に3号神戸線の兵庫県域の区間においては、橋脚の損傷や上部工の想定以上の移動によって5箇所で落橋に至るなどの大きな損害を被った。一方、今回の地震の特徴の一つとしては、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。フーチングは通常梁部材とみなして部材を許容応力度以内におさめるとともに、剛体とみなせる必要厚を確保するように設計されている。このため十分な厚さが確保されているうえ、スラブ構造となっており設計断面の余剰耐力が大きく、橋脚に比べてフーチングの耐力が相対的に大きく、このような理由により損傷が少なかったとも考えられるが、その詳細な原因は現状の研究では明確にはなっていない。

一方、兵庫県南部地震による被害を契機に、道路橋示方書などにおいては、構造物全体系および構成

各部材ごとについて限界状態設計法が適用されつつある¹⁾。例えば、フーチングについては、その損傷メカニズムが複雑で不明点も多いことから、フーチング鉄筋降伏以内におさめることを目標として設計が実施されている。新道路橋示方書では地震時設計外力が従来の2倍程度となることから、橋脚は帯鉄筋によりじん性を高めるとともに、場合によっては強度も増加させる必要がある。また、フーチングは鉄筋の降伏を限界とすること、橋脚耐力よりも1.1倍の強度を確保するために、部材寸法、鉄筋量が大幅に増加することが予想される。以上のように、フーチングは単柱式橋脚に比べて複雑な形状となっていることもあって、実橋レベルのフーチングの載荷実験も極めて少なく、地震時の終局挙動については明確にはなっていない。そこで、兵庫県南部地震においてもっとも大きなCランクの損傷を生じたフーチングを対象に、1/2スケールの橋脚・フーチング・杭を一体とした試験体を作成し、単調載荷試験を実施して、損傷メカニズムおよび損傷原因を明らかにするとともに、地震時の終局挙動を評価した。

2. 実験対象構造物

2.1 損傷状況

実験対象構造物の構造図を図-1に示す。本橋脚は、橋脚高さ4.6m、直径1.8mの円形断面であり、基礎構造は直径1.0mの場所打ち杭である。梁を含む上部工死荷重は約390tfである。柱・フーチング・杭のコンクリート設計基準強度は240~270kgf/cm²となっており、鉄筋材質はSD345相当のものが使用されていた。損傷状況は、図-2に示すようにフーチング上面ひびわれのうち数本は柱基部より放射状にフーチング縁端に伸びていた（平均ひびわれ幅7mm）。また、フーチング側面では上面より発生したひびわれがフーチング厚の下面より1/2の範囲まで進行していた。なお、柱部およびフーチング下面には顕著なひびわれは認められなかった。

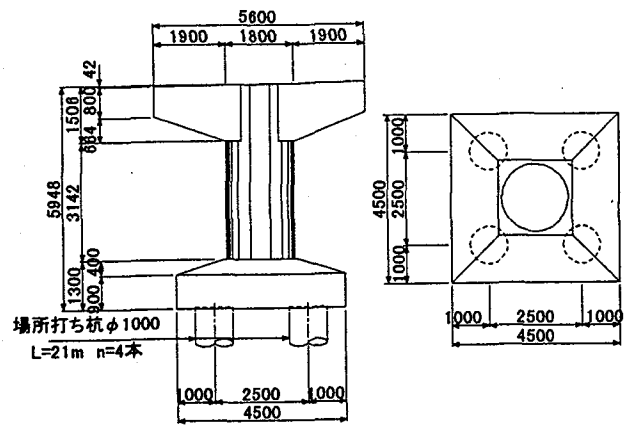


図-1 対象構造一般図

2. 2道路橋示方書による照査

平成2年度版道路橋示方書に基づき、せん断力、曲げ耐力、主鉄筋定着長について照査した。

せん断については、せん断スパン比 (a/d) が0.48と小さくなり、平成2年度版道示では照査不要となっている。参考に表-1に柱前面を照査位置とした震度法レベルのせん断応力度を示すが許容値を満足している。表-2にフーチング下面の曲げモーメントに対する応力照査結果を示すが、建設当時は許容値を満足するものの、平成2年度版道示では震度法レベルの地震荷重に対して下面鉄筋応力度が降伏応力度 (3500kgf/cm²) を超える結果となっている。一方フーチング上側では杭の引き抜き力が発生しないために、フーチング上面が引張となるような曲げモーメントは発生しない。柱軸方向の実定着長は1983mmであり、必要長1775mmを満足している。以上のように、いずれの照査も基準を満足しており、平成2年度版道示レベルからはフーチング上面よりのひびわれ発生原因は特定できなかった。そこで、損傷に至る過程および終局耐力を明確にするために下記に示すような1/2スケールの橋脚・フーチング・杭を一体とした試験体を用いた載荷試験を実施した。なお、損傷モードを簡略化すること、および実構造物の損傷はフーチング上面からのひびわれ進展が支配的であったことから、一方向のみの載荷によっても損傷モードの再現が可能であると考えられたので、単調水平載荷試験とした。

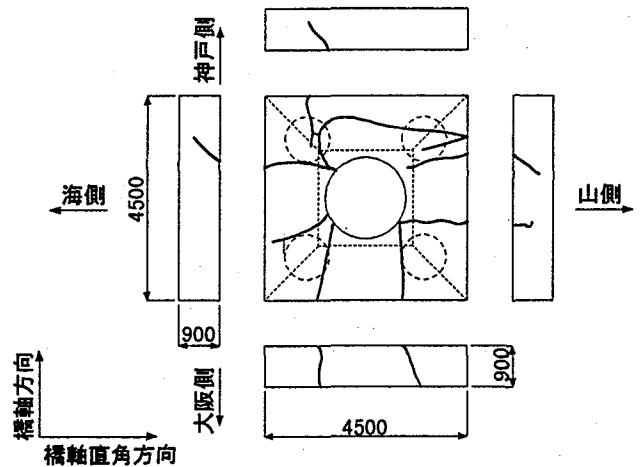


図-2 フーチング損傷状況

3. 実験概要

3.1 試験体緒元と材料特性

試験体は橋脚を含むフーチングモデルの1/2スケールとした。以下に具体的な構造緒元の決定手法を述べる。

①フーチングの材料強度は損傷構造物に合わせ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256kgf/cm²) とし、鉄筋はSD345 (D13実降伏強度:

表-1 せん断応力照査結果

		せん断応力度 (kgf/cm ²)	許容応力度 (kgf/cm ²)
橋軸方向	建設当時 $kh=0.20$	0.35	10.2
	H2道示 $kh=0.25$	0.36	10.2
直角方向	建設当時 $kh=0.20$	0.35	10.2
	H2道示 $kh=0.25$	0.36	10.2

建設当時:建設当時の設計水平震度

H2道示:平成2年道路橋示方書に準拠した設計水平震度

表-2 曲げモーメントによる柱軸方向鉄筋応力度照査

		鉄筋応力度 (kgf/cm ²)	許容応力度 (kgf/cm ²)
橋軸方向	建設当時 $kh=0.20$	2638	3000
	H2道示 $kh=0.25$	4873	3000
直角方向	建設当時 $kh=0.20$	3006	3000
	H2道示 $kh=0.25$	4945	3000

建設当時:建設当時の設計水平震度

H2道示:平成2年道路橋示方書に準拠した設計水平震度

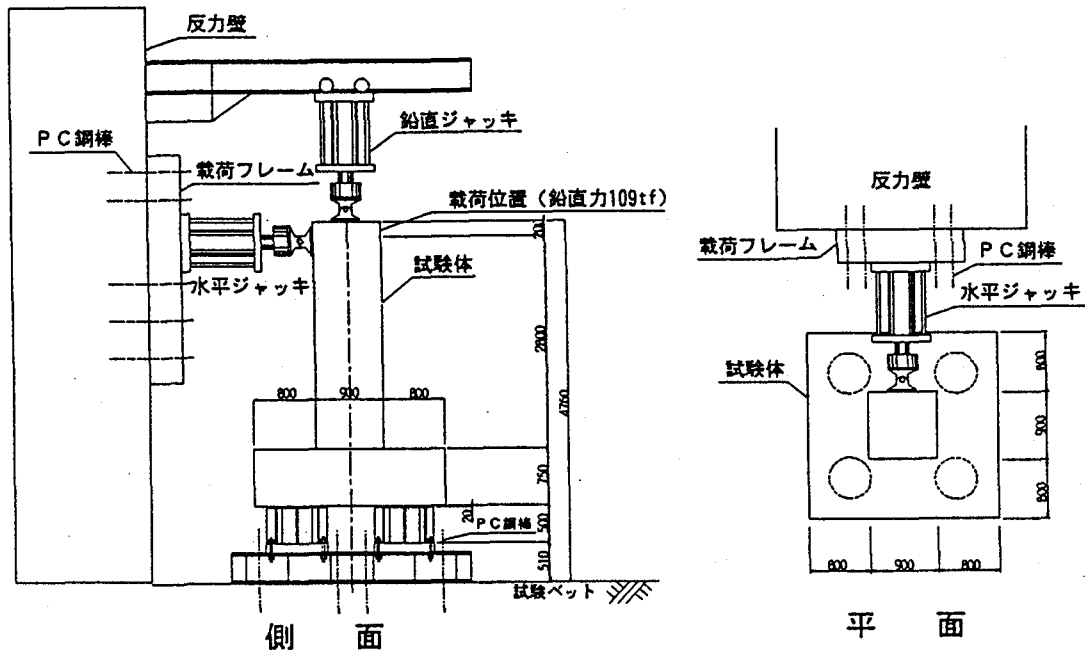


図-3 試験体構造図

3690kgf/cm², D16実降伏強度: 4180kgf/cm², D29実降伏強度: 4030kgf/cm²) を用いた。

② 損傷橋脚の柱形状は直径1.8mの円形断面であったが、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(0.9x0.9m)とし、柱基部で損傷を生じさせないように道路橋示方書による設計モーメントの3倍程度となるように、D29鉄筋を28本配筋した。なお、a/dは0.37となる。

③ 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。設計上は水平載荷荷重39.8tfでフーチングの下面鉄筋が許容応力度に達し、水平載荷荷重59.6tfで、フーチングの下面鉄筋が降伏応力度に達する。また、上側には下側と同一径鉄筋を2倍間隔で配筋しているが、スターラップ鉄筋は配置していない。なお、本配筋はほぼ平成2年度道路橋示方書を満足する状態となっている。

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/cm²程度となるように設計した。

以上により決定した構造図を図-3に、フーチングの配筋図を図-4に、基本諸元を表-3に示す。

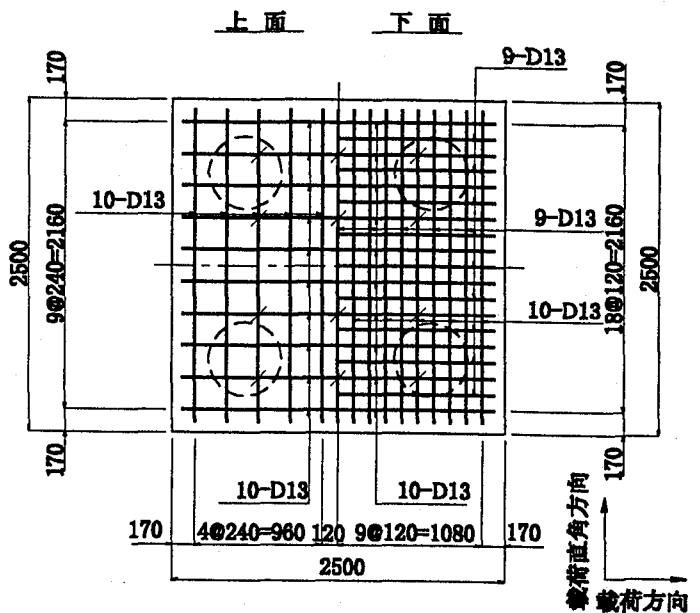


図-4 フーチング配筋概要

3. 2 試験方法

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。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(13.4kgf/cm²)を柱天端に一定荷重として載荷した。なお、鉛直ジャッ

表-3 基本諸元

	橋脚柱	フーチング	基礎杭
形状寸法	90cm 90cm 300cm	250cm 250cm 75cm	φ55cm 50cm
軸方向鉄筋	橋軸 D29-8 直角 D29-8	下面 D13-19 上面 D13-10	1段 D25-15 2段 D25-7
スターラップ	D16ctc10cm	なし	D16ctc5cm
かぶり	5cm	7.5cm	5cm

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。水平荷重方法は、所定の鉛直荷重を保持した状態で柱基部から、2.8mの位置に単調荷重し、フーチング上面鉄筋が降伏した83tf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 (δy)とした変位制御で荷重した。また、荷重制御時の荷重増加ステップは20tf、変位制御時の変位増加ステップは $0.5\delta y$ を基本としているが、荷重増分が大きい範囲では $0.1\delta y$ きざみとした。測定項目は、載荷点変位、柱の水平変位の高さ方向分布、フーチングの水平および鉛直変位、フーチング上面および下面の鉄筋ひずみなどである。図-5に変位計の配置を示す。

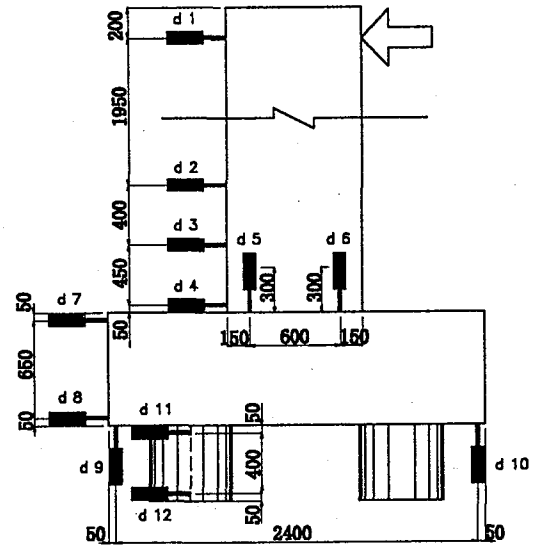


図-5 変位計の配置

4. 実験結果および考察

4. 1 損傷状況

図-6にひびわれ進展状況模式図を示すとともに、図-7に最大荷重荷重時106tfにおける損傷状況を示す。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。

- ①荷重25tfでフーチング下面において荷重直角方向にひびわれが発生した。
- ②荷重34tfで柱基部に曲げひびわれが発生した。
- ③荷重58tfで柱フーチング接合部隅角付近よりひびわれが発生した(図-6のひびわれ①)。
- ④荷重72tfで柱フーチング接合付近に発生したひびわれが、荷重方向に対して45度に進展し、側面に達した。
- ⑤荷重80tfでフーチング直角方向の上面およびフーチング加力側上面に新たなひびわれが発生した(図-6のひびわれ③, ④, ⑤)。
- ⑥荷重83tf, 変位25mmでフーチング上面鉄筋が降伏ひずみ近傍(1500 μ)に達したので、この段階を便宜的に橋脚・フーチング全体系としての降伏と定義した。また、荷重80tf時に発生し、フーチング上面直角方向に進展したひびわれが側面に達し、そのひびわれ幅も広がった。
- ⑦変位 $2.2\delta y$, 荷重106tfで最大荷重に達するとともに、フーチング下面鉄筋(荷重軸方向および荷重軸直角方向)が降伏ひずみに達した。
- ⑧変位 $7\delta y$ (175mm)で降伏荷重(82tf)程度に低下するとともに、フーチング載荷側のコンクリートが浮き上がり、コーン状のひびわれが観察された。この段階で載荷装置の変位追従限界に達したので、実験を終了した。

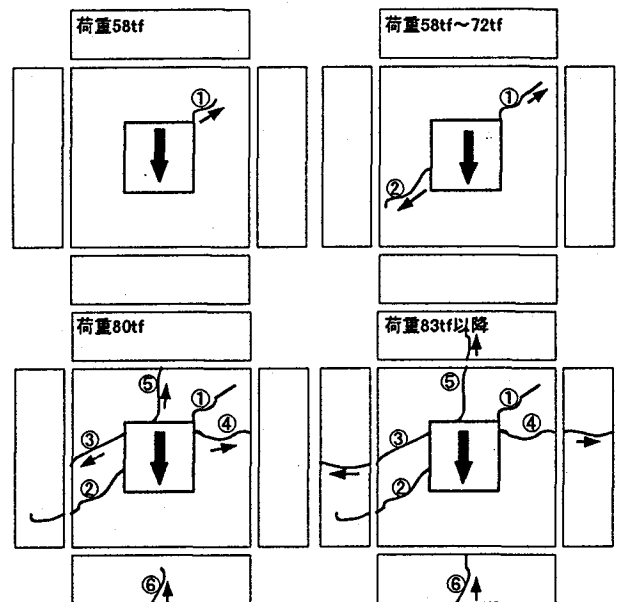


図-6 ひびわれ進展状況模式図

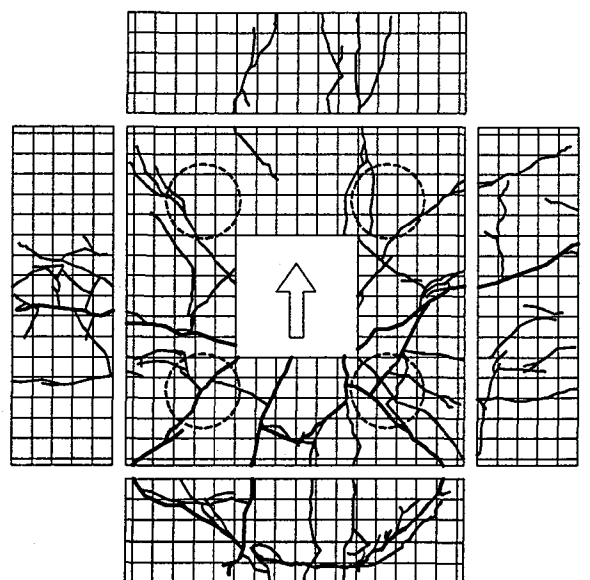


図-7 損傷状況図

4. 2 荷重-変位関係

(1) 水平変位に与える部位の寄与率

本試験体の載荷点位置における水平変位には、フーチングの回転や損傷による変形、杭の曲げ変形、

柱の曲げ変形および回転などによる変形が含まれる。これら載荷点位置における影響度を下記に示す変位計測結果を用いて分類した。

①試験体全体系の載荷点位置での水平変位

フーチング全体系の水平変位を載荷点位置での変位計 (d1) により求める。

②柱の曲げ変形

柱基部の回転による変形は、柱基部より高さ30cmの位置に設置した鉛直方向の変位計 (圧縮側d5, 引張側d6) により計測する。また、柱の曲げ変形は変位計 (d1~d4) を用いて計測する。

③フーチングの変形による水平変位

フーチングの変形による水平変位は、上記の①から②を取り除いた値であるとして求める。

図-8に載荷荷重と各要因による水平変位の関係を示す。図-8よりフーチング上面鉄筋が降伏する以前の水平荷重80tfまでは、柱の曲げ変形およびフーチングの変形による水平変位の寄与率はそれぞれ40%, 60%となっている。これに対して最大荷重時にはそれぞれ33%, 67%, 最大変形時(175mm)には、26%, 74%となっており、フーチングの変形による影響が著しく増加している。すなわち、大変形時には構造物全体の変形がフーチング自体の変形により支配されていることが分かる。

また、上鉄筋降伏時の荷重まで低下したときを終局変位とするとほぼ175mmとなり、じん性率 ($\delta u / \delta y$) としては7程度が確保されていることになる。また、上鉄筋降伏時のフーチング損傷により生じる水平変位は18mmであり、降伏荷重まで低下した終局変位は110mmであった。よって、フーチングの損傷によるじん性率は6程度となった。

(2) フーチングの鉛直変形

図-9にフーチング鉛直変形量、図-10にフーチング変形挙動模式図を示す。荷重80tfまでは、フーチングの押し込み側と引き抜き側ではほぼ同程度の変位量を示していることから、剛体変形していると考えられる。これに対して、フーチングの上面鉄筋降伏以降は、上記の剛体挙動は成立せず、引き抜き側の変位が反転している。図-10の模式図に示すように、

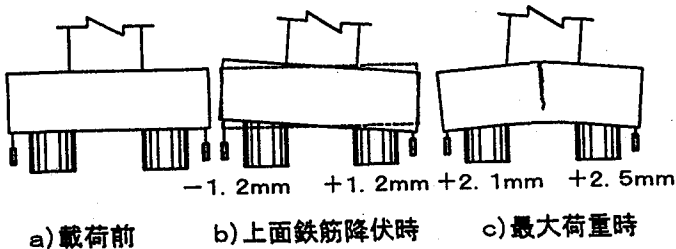


図-10 フーチング変形挙動模式図

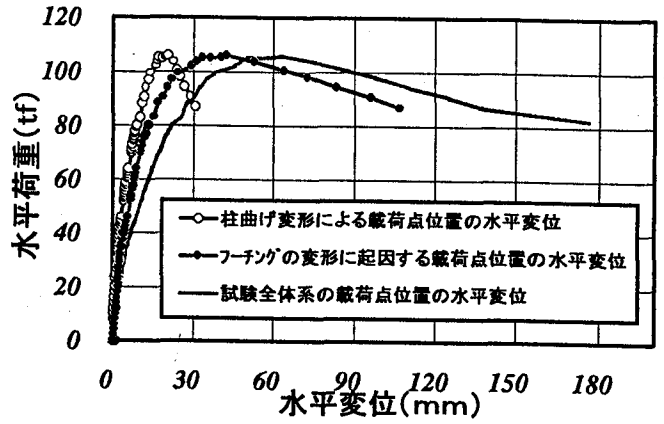


図-8 載荷荷重と各要因による水平変位の関係

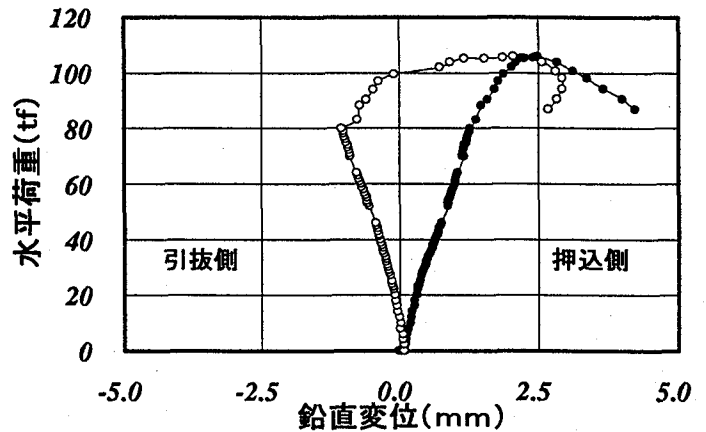


図-9 フーチングの鉛直変形量

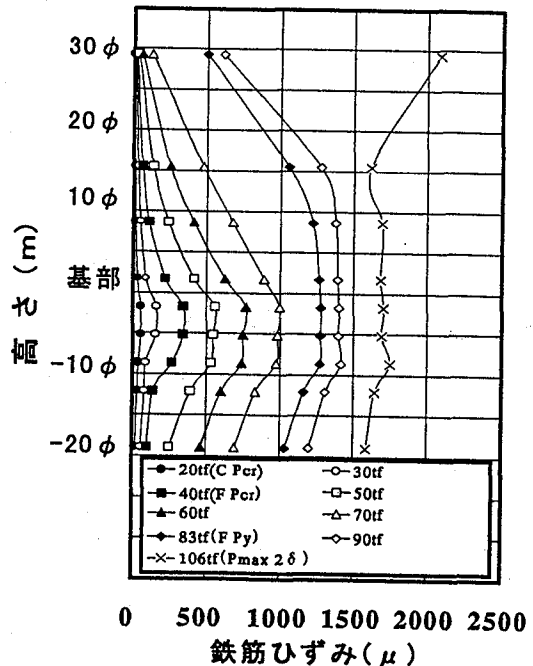


図-11 柱軸方向鉄筋ひずみ分布

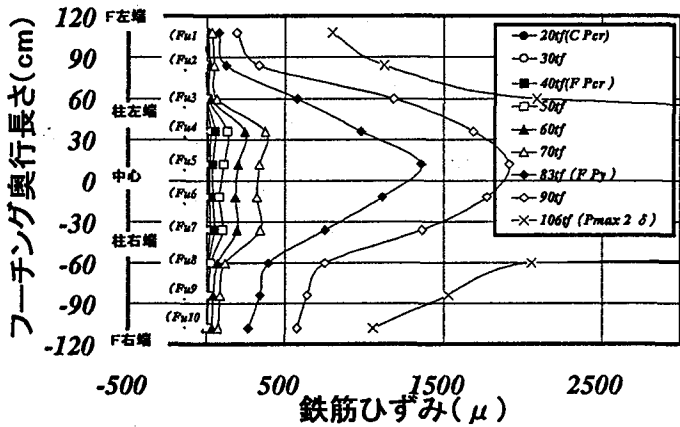


図-12 フーチング上面鉄筋ひずみ分布

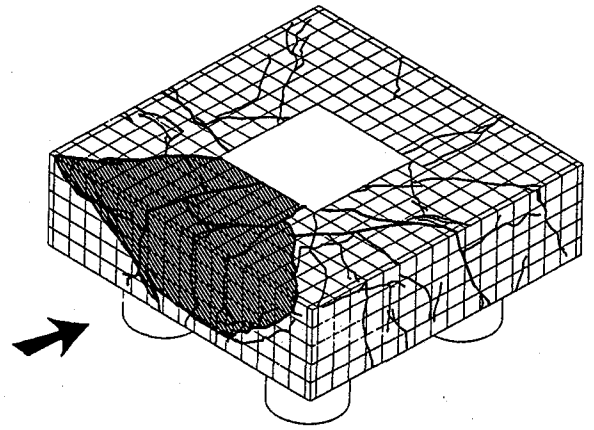


図-14 破壊状況図

	フーチング上面鉄筋降伏時 荷重 83tf(水平変位 $\delta=25\text{mm}$)	実験最大荷重時 荷重 106tf(水平変位 $\delta=62.5\text{mm}$)
ひびわれ状況図		
フーチング上面鉄筋ひずみ		
変位模式図		

図-13 主要荷重点における損傷状況

フーチング上面ひびわれの広がりに伴い、フーチング全体が上に凸となる変形モードに変化していることが分かる。すなわち、柱・フーチング接合部付近を中心に折れ曲がっていることが分かる。

4. 3柱軸方向鉄筋ひずみ分布

図-11に柱軸方向鉄筋ひずみ分布を示す。荷重20~30tfでは柱下端ひずみが100~200

μ に達するとともに、柱下端に曲げひびわれが発生した。荷重70tfまでのひずみは三角形分布を示しているが、それ以降荷重の増加に伴いひずみ分布が均等となり、柱の曲げひびわれが分散してゆくことが分かる。荷重80tfのフーチング内部の鉄筋ひずみは 1000μ (2100kgf/cm^2)~ 1300μ (2700kgf/cm^2)程度であり弾性域の範囲である。また、最大荷重時

の鉄筋ひずみも 1600μ (3400kgf/cm^2)程度の値となっており、降伏ひずみには達していない。以上より、柱部材は弾性挙動を示しており、試験体の降伏および終局挙動はフーチングの変形による影響が大きいと考えられる。

4. 4 フーチング上面鉄筋ひずみ分布

図-12にフーチング上面鉄筋ひずみ分布図を示す。荷重 80tf 時にフーチング上面加力側の中央からひびわれが発生すると同時に柱中央付近のひずみ ($Fu5$)が増加した。上面鉄筋ひずみ ($Fu5$)は荷重 90tf で 1900μ と降伏ひずみ値を上回るとともに、フーチング上面ひびわれの進展が顕著となった。上面鉄筋降伏時のひずみ分布から面積換算して求めた有効幅は 130cm と道路橋示方書から求めた値 (160cm)よりもやや小さいが、これは測点が載荷点近傍であることによる影響も考えられる。

4. 5 最大荷重付近の損傷モードに関する考察

フーチングのひびわれ発生から最大荷重に至る損傷形態について考察する。図-13に載荷荷重 83tf (フーチング上面鉄筋降伏時) および載荷荷重 106tf (最大荷重時) の損傷状況図を示す。図-13からも分かるように、荷重 83tf 付近では柱・フーチング接合部上面から発生したひびわれは、ひびわれ進展を上側鉄筋により制御されていたが、上面鉄筋が降伏に達することにより徐々に抵抗力が減少し上面のひびわれ幅が増加するとともに、ひびわれが側面に進展してゆくことが分かる。このとき、ひびわれは主として上面部分だけであるので、フーチングは剛体に近い挙動をしている。なお、上面に生じるひびわれについては、現在FEM解析を実施中であるが、載荷荷重の増加に伴い生じる接合部付近の引張応力が接合部の耐力 (フーチング上面のコンクリートおよび鉄筋抵抗) を超えるために生じると考えられる^{2),3)}。また、本実験のように a/d (a :柱から杭までの距離, d :フーチング高さ) が 0.37 と非常に小さい場合は、フーチング下面のせん断抵抗はデブビーム効果により大きくなる。また、杭間距離が短いために発生モーメントそのものも小さくなる。このように下面は損傷を生じにくい形状となっていることから、主なひびわれは上面から生じると考えられる。次に、載荷荷重 106tf の最大荷重付近では、ひびわれが側面3方向にほぼ貫通するとともに、上側鉄筋もほぼ全幅に渡って降伏ひずみに達している。この状態では柱とフーチングの一体性はほとんどなくなっており、フーチングも剛体挙動を示さなくなっている。そのため、抵抗荷重は増加せず徐々に減少し、変形のみが増加する傾向となる。このタイプの損傷においては、側面方向へのひびわれの進

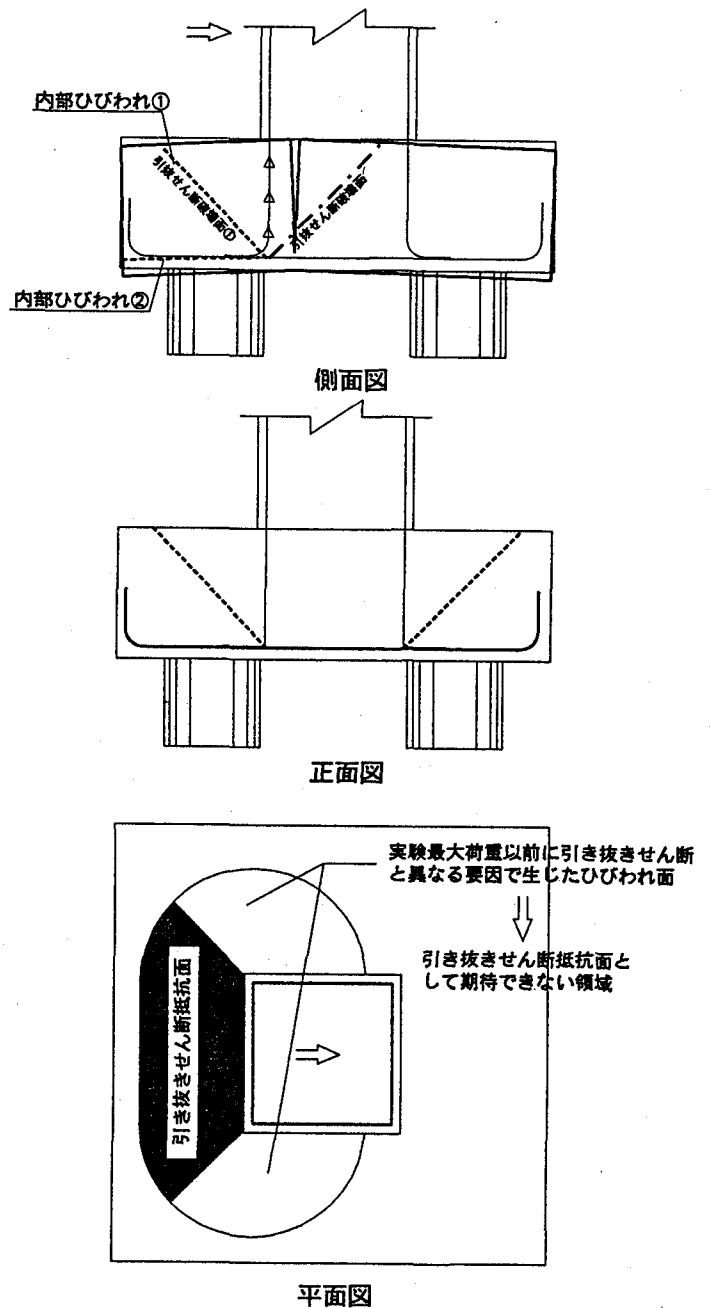


図-15 アンカ-フレームモデルによる斜め引張破壊

表-4 照査結果

	引張応力度	せん断応力度	許容応力度
鉄筋降伏時	2100kgf/cm^2	7.3kgf/cm^2	9.0kgf/cm^2
最大荷重時	3500kgf/cm^2	12.1kgf/cm^2	9.0kgf/cm^2

展に伴い、フーチング内の杭の主鉄筋や下面鉄筋の抵抗やコンクリートの噛み合わせ効果によりひびわれの進展が抑制されることにより、急激な破壊または荷重の低下は生じず、本実験でもじん性率的には7程度を有する変形性能に富んだ破壊性状を示した。

4. 6 コーン破壊に対する考察

図-14に示すように、最大荷重以降 $6\delta y$ 付近から上面コンクリートが加力側に浮き上がるようなコーン形状の破壊面が確認された。実験終了後実施したコア採取により得られた浮き上がりによる内部の損傷状況を図-15に示すが、柱軸方向鉄筋の折り曲げ部から45度方向のひびわれおよびフーチング下面鉄筋の上側に沿って発生するひびわれが観察された。このうち、45度方向のひびわれはアンカーフレームの引き抜きせん断とほぼ対応するため、せん断応力を照査した。なお、算定手法は阪公基準⁴⁾に準じるとともに、柱の曲げによる軸方向鉄筋(最外縁)の引張力(引き抜き力)は、軸方向鉄筋ひずみの実測データを用いて算定している。表-4に示すとおり、フーチング上面鉄筋降伏時の引き抜きせん断応力度は許容値以内であるが、実験最大荷重時では許容値を超過する結果となっている。上記は最終損傷状態では、柱主鉄筋の付着抵抗が減少するに伴い、コーン破壊が生じる可能性があることを示している。

5. まとめ

兵庫県南部地震においてCランク損傷を生じたフーチングを対象に1/2スケールの橋脚・フーチング・杭を一体化した試験体を用いた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。

①試験体は、載荷荷重58tfで柱フーチング接合部隅角付近に発生したひびわれが、フーチング上面から側面に進展した。その後、荷重106tf、変位 $2.2\delta y$ で最大荷重に達したが、ひびわ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。なお、最大耐荷荷重は106tfと設計荷重40tfに比べて2.5倍の大きな耐荷性能を示した。

②このように上面ひびわれが支配的な損傷となる要因としては、本試験体は a/d が0.37と非常に小さく、フーチング下面はデーブビーム効果により抵抗耐力が大きいことが考えられる。

③試験体は最大荷重に達した後、荷重が徐々に減少し、変位 $7\delta y$ で降伏荷重程度に低下したが、じん性率7程度の変形性能に富んだ損傷となった。このように変形性能に富んだ原因としては、フーチング内の柱主鉄筋や上下面の鉄筋がひびわれの進展を拘束し、徐々にひびわれが進展していくためと考えられる。

④フーチング変形による全体水平変位の寄与率は、

水平荷重80tfで60%、最大荷重時(106tf)で67%、最大変形時(175mm)で74%となっており、構造物全体の変形のうちフーチングによる変形の影響が大きかったことが明らかとなった。

⑤今回の実験により、 a/d が小さいフーチングは上面より生じる放射線状のひびわれが終局挙動を支配し、通常の設計で想定している曲げおよびせん断損傷とは異なる損傷モードであることが明らかとなった。しかしながら、この損傷は曲げ損傷タイプと同様の比較的じん性能に富んだものであった。本実験は目的が損傷メカニズムの検討であることから、損傷モデルのみを対象としており、耐力の定量的な評価までには至らなかった。今後、さらに a/d や鉄筋量をパラメータとした評価を行い、上面鉄筋の効果、コンクリートの抵抗力などを定量的に把握する必要があると考えられる。

参考文献：

- 1) 日本道路協会、道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、1996.12.
- 2) M. J. N. Priestley, F. Seible and G. M. Calvi, Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996.
- 3) 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.
- 4) 小松定夫・田井戸米好、鋼製ラーメン橋脚の設計と解説、1979.11.

(1998年9月18日)