

フーチングの損傷メカニズムに関する実験的検討

幸左賢二¹・古池正宏²・森田修二³・水田崇志⁴

¹正会員 Ph.D. 阪神高速道路公団工務部 (〒541-0046 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

²正会員 阪神高速道路公団工務部 (〒541-0046 大阪市中央区久太郎町4-1-3)

³正会員 工博 ㈱奥村組 電算センター (〒545-8555 大阪市阿倍野区松崎2-2-2)

⁴正会員 ㈱オリエンタルコンサルタンツ関西支社 (〒532-0003 大阪市淀川区宮原3-3-31)

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。

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

(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。

(2) 道路橋示方書による照査

平成2年度版道路橋示書に基づき、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

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。

3. 設計基準年度による比較

下記に示す試験体をモデルとして、地震時荷重に対するフーチングの設計年度別の比較を行った。設計基準としては、橋脚が設計された昭和39年、橋脚に保有耐力法が取り入れられた平成2年、フーチングの保有耐力法が取り入れられた平成8年道路橋示方書の3ケースとした。比較を簡便化するために、柱断面は変化させずに、必要軸方向鉄筋量を求めた。表-3に示すとおり、昭和39年の柱軸方向筋は1.5%であったが、平成8年道示による保耐法レベルの設計では、2.0%と増加し、柱基部における終局曲げ耐力で比較すると52.6tfから64.6tfと1.2倍の曲げ耐力が必要となる。フーチングの下面に配置される必要鉄筋量は昭和39年震度法レベルの設計では、D13-16本となる。これに対して平成8年道示に基づいた必要鉄筋量はD13-26本となり、約1.6倍の鉄筋量となる。フーチング上面に配置される鉄筋量は、平成2年度以前の震度法レベルの曲げに対する設計では、設計水平震度は平成8年道示による等価水平震度に比べて小さく、このためフーチング上面が引張となるような作用曲げモーメントは小さい。従って、曲げモーメントによってフーチングの上面鉄筋量が決定されることは少なく、構造細目であるフーチング下面鉄筋量の1/3程度を配置する規定により鉄筋量が決定されている。平成8年道示に基づいたフーチングの曲げモーメントに対する設計では、設計荷重が大きくなったことからフーチング上面の引張力によりD13-14本の鉄筋量が必要となり、震度法レベルの設計に比べて鉄筋量は大幅に増加している。

4. 実験概要

(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

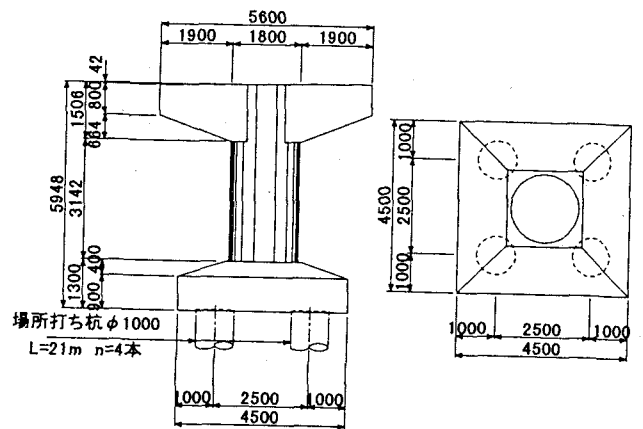


図-1 対象構造一般図

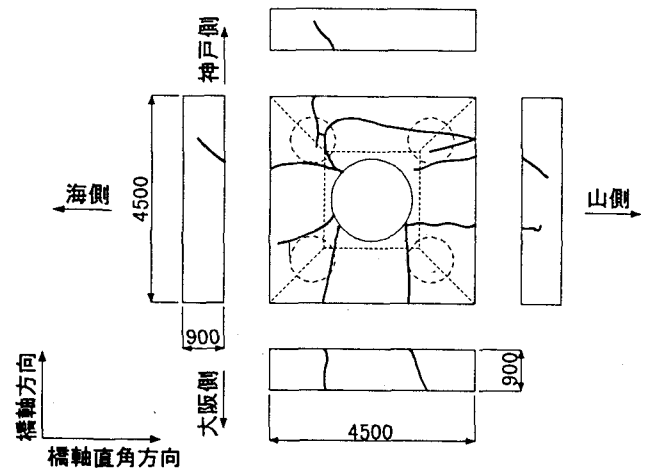


図-2 フーチング損傷状況

表-1 せん断応力度照査結果

		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 曲げ応力度照査結果

		曲げ 応力度 (kgf/cm ²)	許容応力度 (kgf/cm ²)
橋軸 方向	建設当時 $kh=0.20$	2 638	3 000
	H2道示 $kh=0.25$	4 873	3 000
直角 方向	建設当時 $kh=0.20$	3 006	3 000
	H2道示 $kh=0.25$	4 945	3 000

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－3 設計基準年度の比較

設計年度		S39 年度	H2 道示	H8 道示
水平震度	—	震度法 0.20	震度法 0.25	保耐法 0.49
	上部工重量	tf 109	109	109
σ_{ck}	柱	kgf/cm ² 240	270	270
	フーチング	kgf/cm ² 240	240	240
柱軸方向鉄筋		— D22-8	D25-8	D25-8
軸方向鉄筋比		% 1.5	2.0	2.0
終局水平耐力		tf 52.6	64.6	64.6
下面	有効幅	cm 250	250	250
	必要鉄筋量	— D13-16	D13-19	D13-26
上面	有効幅	cm 160	160	250
	鉄筋量	有効幅内	D13-3	D13-6
		有効幅外	D13-2	D13-4
	必要鉄筋量	—	D13-5	D13-10
		—	D13-7	D13-9
	採用値	—	D13-6	D13-10

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．

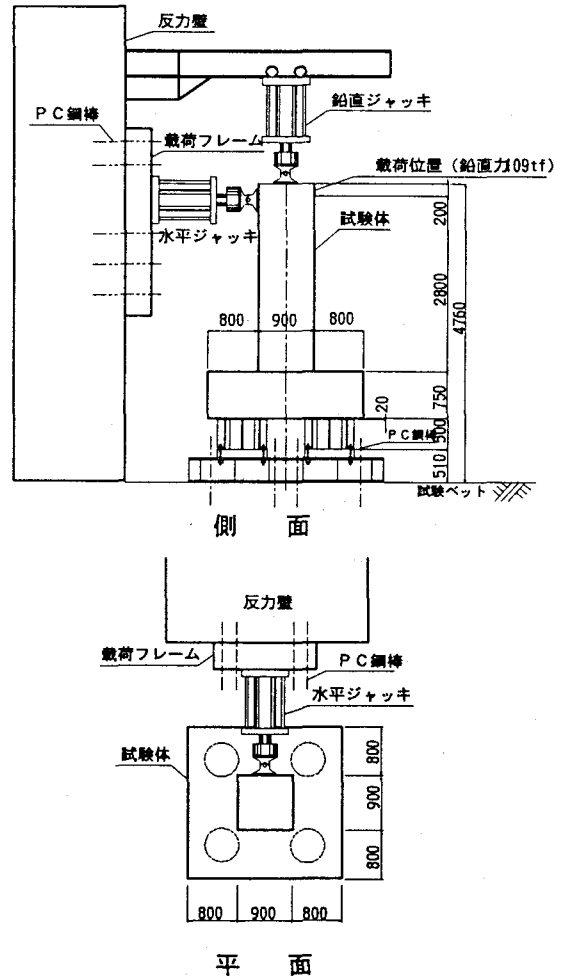
①フーチングの材料強度は損傷構造物に合わせコンクリート設計基準強度 $\sigma_{ck}=240\text{kgf/cm}^2$ （平均実圧縮強度 256kgf/cm^2 ）とし，鉄筋はSD345（D13実降伏強度： 3690kgf/cm^2 ，D16実降伏強度： 4180kgf/cm^2 ，D29実降伏強度： 4030kgf/cm^2 ）を用いた．

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，柱基部で損傷を生させないように設計モーメントの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．

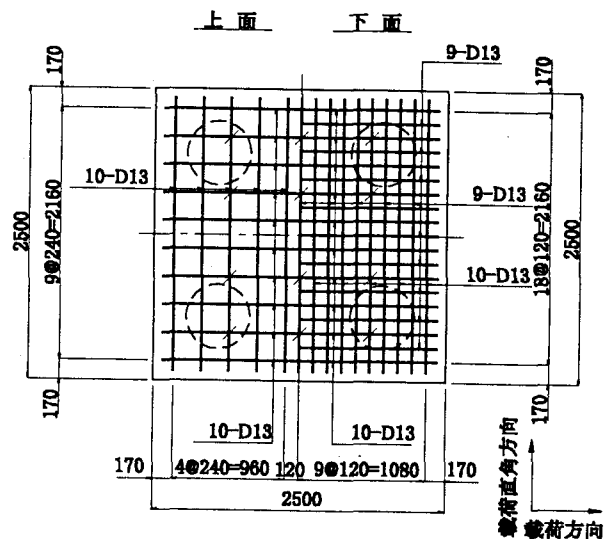
③フーチングの下側主鉄筋量は，柱基部に生じる抵抗モーメントに対して，許容応力度（ $\sigma_{sa}=3000\text{kgf/cm}^2$ ）以内となるように設計した．なお，設計上は水平載荷荷重39.8tfでフーチングの下面鉄筋が許容応力度に達し，水平載荷荷重59.6tfで，フーチングの下面鉄筋が降伏応力度に達する．また，上側には下側と同一径鉄筋を2倍間隔で配筋した．

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．

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－4に示す．



図－3 試験体構造図



図－4 フーチング配筋概要

表－4 基本緒元

	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

(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/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、2.8mの位置に単調載荷し、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) とした変位制御で載荷した。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 δy を基本としているが、荷重増分が大きい範囲では0.1 δy 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。

変位計位置図

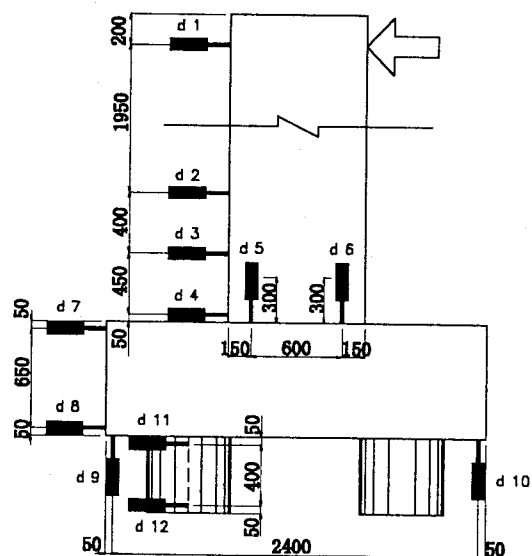


図-5 変位計の配置

5. 実験結果および考察

(1) 損傷状況

図-6にひびわれ進展模式図を示すとともに、図-7に最大載荷荷重時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、載荷方向に対して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 (1500μ) 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 δy , 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(載荷軸方向および載荷軸直角方向)が降伏ひずみに達した。
- ⑧変位7 δy (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。

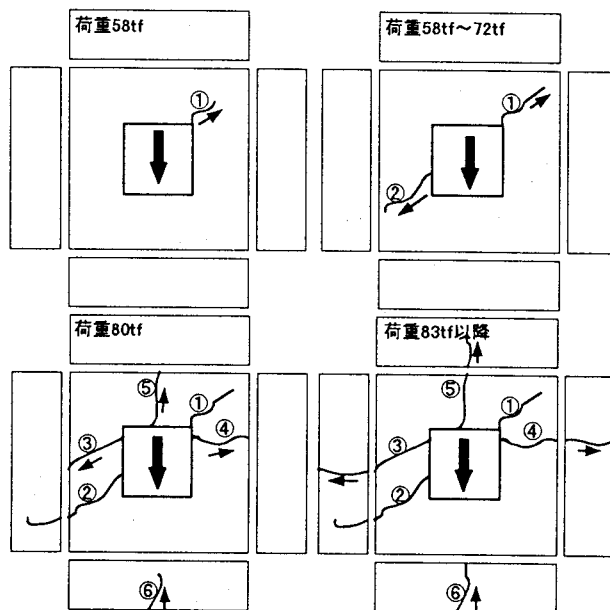


図-6 ひびわれ進展状況模式図

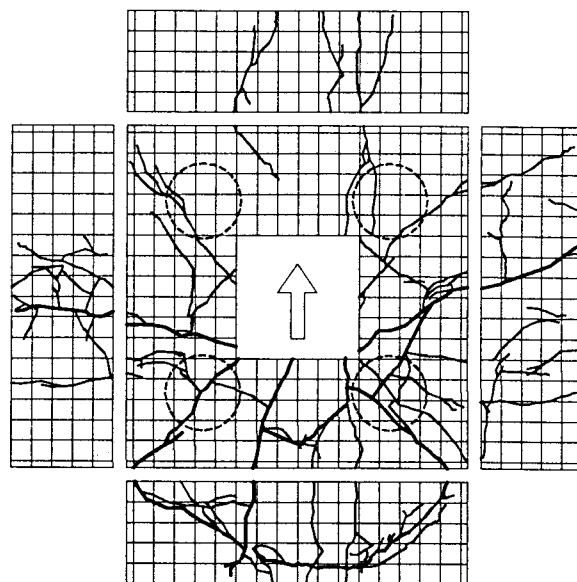


図-7 損傷状況図

(2) 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变形がフーチング自体の变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130mmであった。よって、フーチングの損傷によるじん性率は7程度となった。

(3) 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、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。

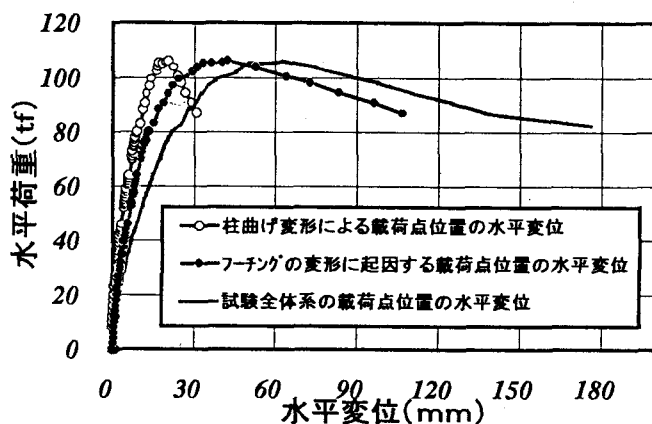


図-8 載荷荷重と各要因による水平変位の関係

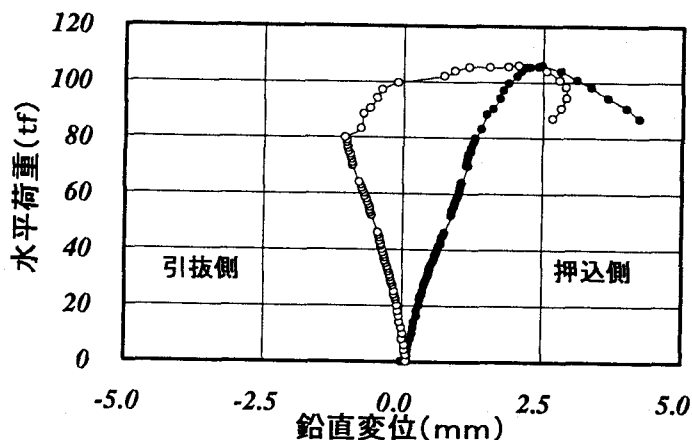


図-9 フーチングの鉛直変形量

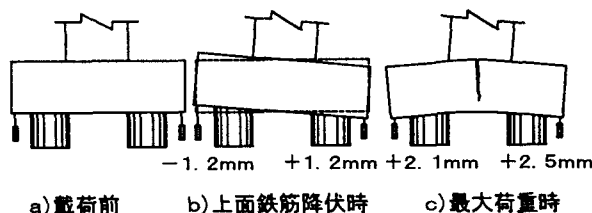


図-10 フーチング変形挙動模式図

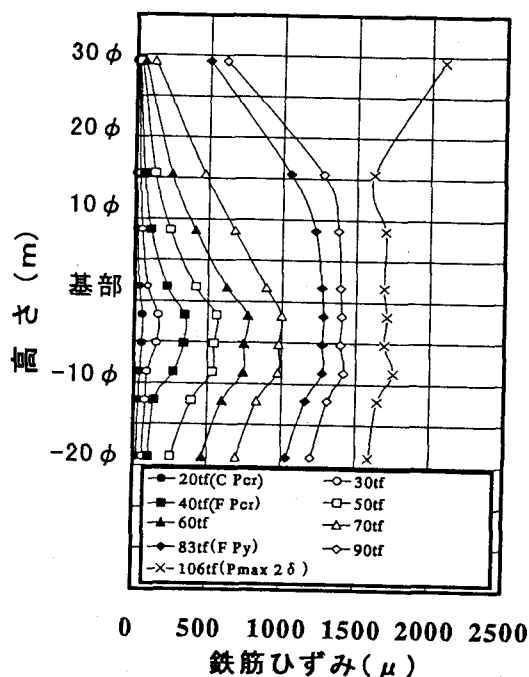


図-11 柱軸方向鉄筋ひずみ分布

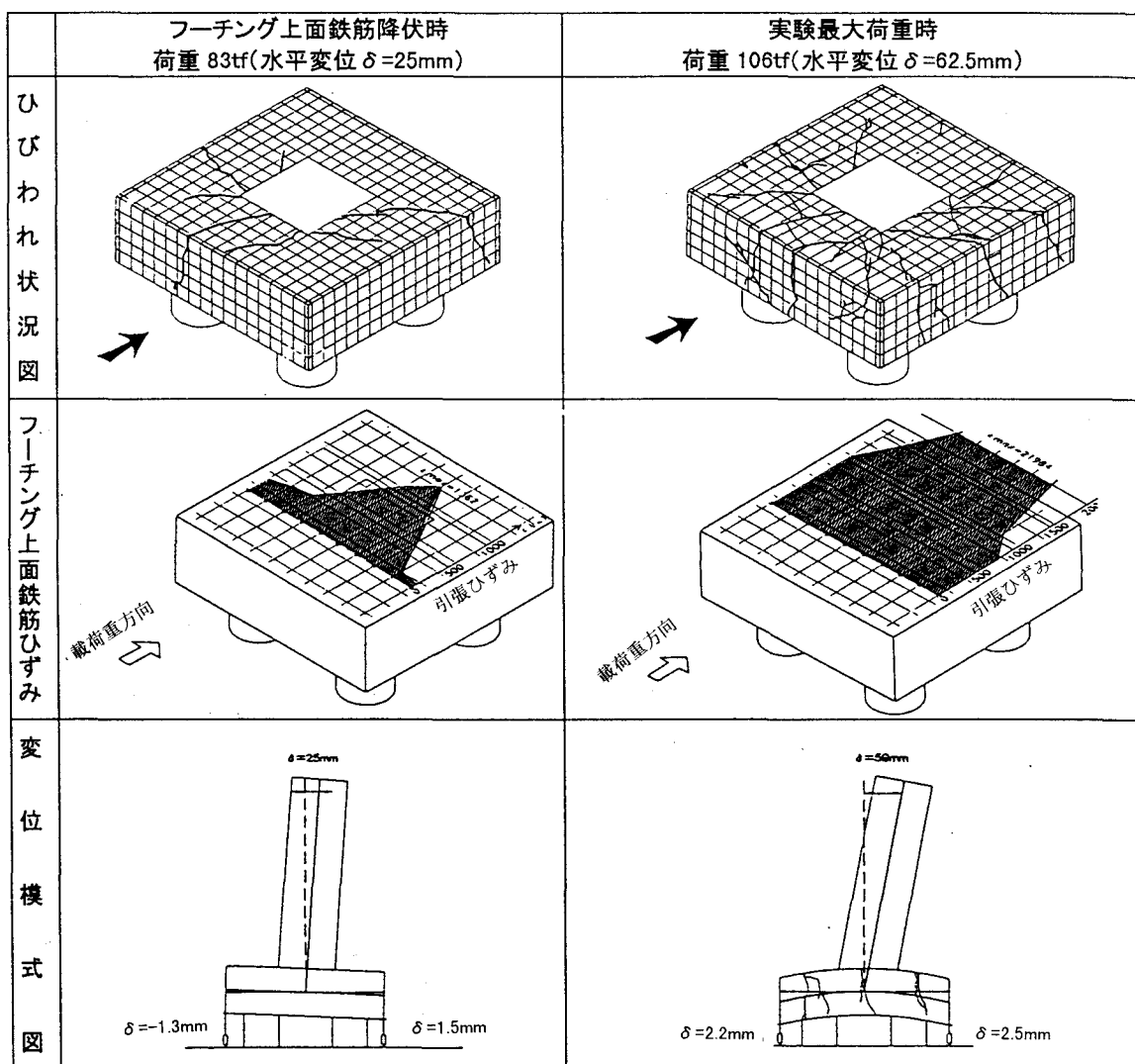


図-12 主要荷重点における損傷状況

(4) 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1000 μ (2100kgf/cm²)~1300 μ (2700kgf/cm²)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1600 μ (3400kgf/cm²)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。

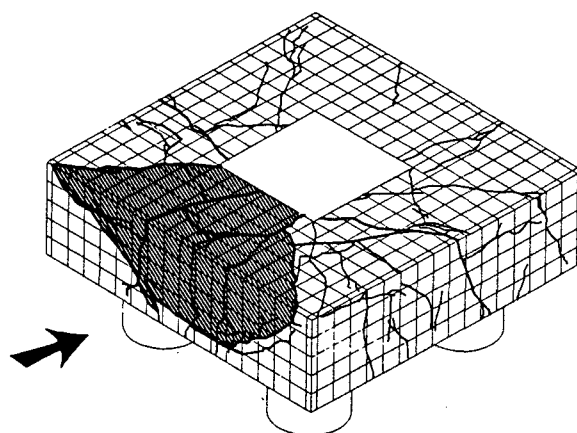
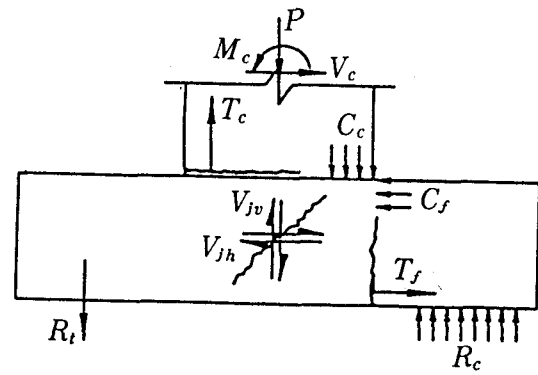


図-13 破壊状況図

(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－１２に載荷荷重 83 tf（フーチング上面鉄筋降伏時）および載荷荷重 106 tf（最大荷重時）の損傷状況図を示す。また、図－１３に実験終了直前の損傷状況を示す。図－１２からも分かるように、荷重 83 tf 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ープビーム効果により大きくなり、また下面の曲げに対してアーム長が小さいため発生モーメントも小さくなり、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 106 tf 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。



図－１４ 接合部のせん断照査模式図

表－５ 照査結果

水平荷重	80tf時 弾性変形時	109tf時 実験最大荷重
Dc	0.90m	0.90m
Bc	0.90m	0.90m
df	0.675m	0.675m
Aeff	2.48m ²	2.48m ²
P	109.0tf	109.0tf
fa	44.0tf/m ²	44.0tf/m ²
Wft	11.7tf	11.7tf
Rt	140.0tf	213.0tf
Tc	248.2tf	357.9tf
Vjv	96.5tf	133.2tf
bjeff	1.8m	1.8m
vjv	79.4tf/m ²	109.6tf/m ²
ft	10.4kgf/cm ²	13.3kgf/cm ²
引張強度	19.8kgf/cm ²	19.8kgf/cm ²

$$f_t = f_s/2 + \sqrt{(f_s/2)^2 + v_{jv}^2}$$

$$f_s = P / A_{ef}$$

$$v_{jv} = V_{jv} / b_{jeff} d_f \quad (1)$$

ここに、
P：全軸力 A_{ef}：有効面積 b_{jeff}：接合部の有効幅
d_f：フーチングの有効高

6. フーチング接合部に対する評価

橋脚とフーチングとの接合部は、抵抗幅は大きいものの橋脚と梁の接合部と同じ条件である。そこで、本試験体を対象にPriestleyらが提案している柱とフーチング接合部の斜め引張応力の照査を実施した。

図－１４に接合部に作用するせん断力の模式図を示すが、接合部領域の平均主引張応力は、モールの応力円を用いて等価な接合部せん断応力V_{jv}と平均鉛直応力faから次式のようになる。

(1) 式で与えられる主引張応力とコンクリートの引張強度を比較することにより接合部の引張破壊を評価することができる。フーチングが弾性挙動に近い荷重80tf時と実験最大荷重106tf時の試算結果を表－５に示す。荷重80tf時の斜め引張応力は10.4kgf/cm²とコンクリート引張応力度(19.8kgf/cm²)よりも小さくなっている。実験最大時では、斜め引張応力度は13.3kgf/cm²とコンクリート引張応力度よりもやや小さい値となっているものの、照査応力が平均応力であることを考慮すると局部的には引張応力を越えていることも考えられる。またPriestleyらは引張応

力度が 14kgf/cm^2 程度を超える場合には、接合部に十分な鉄筋を配置するように奨励しており、本荷重では引張破壊を生じやすい状態ではあると考えられる。

7. 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プ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、抵抗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。これは、フーチング内の柱主鉄筋や下面主鉄筋の抵抗あるいはコンクリートの噛み合わせ効果が生じるためと考えられる。

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いことが明らかとなった。

⑤試験体接合部の斜め引張応力度の照査を実施した。その結果、実験最大時では発生応力度は 13.3kgf/cm^2 とコンクリートの引張応力度よりもやや小さい値となったが、局部的には引張応力を超えていたとも考えられる。

⑥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." A CI 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.