

論文 フーチングの地震時挙動把握のための再現実験

水田崇志*1 藤井康男*2 幸左賢二*3 小林和夫*4

要旨: 阪神高速道路公団3号神戸線は兵庫県南部地震により多数の橋脚が損傷した。今回の地震による損傷箇所の特徴としては、橋脚柱の損傷事例に比して基礎構造物、特にフーチングの損傷が比較的軽微であったことが挙げられる。本実験は、その中でも実際にフーチングの損傷が生じた実橋脚の縮小模型供試体を作成し、その破壊メカニズムを把握するため再現実験を行った。その結果、実験によるひびわれ発生形態は、実橋と同様な傾向を示し、また、フーチング損傷による変形性能はある程度ねばりのある破壊性状を示した。

キーワード: フーチング, 大型載荷実験, 変形性能

1. はじめに

兵庫県南部地震では、多数のRC橋脚・基礎が被災した。この事例を教訓に、平成8年に道路橋示方書が改訂された。改定内容の特徴として下部工・基礎工における耐震設計は、終局耐力を有することのみならず、十分な変形性能を有することが要求されるようになった。フーチングの設計手法に着目すると、フーチングの設計で支配的である地震荷重を震度法レベルから、兵庫県南部地震相当の地震荷重まで引き上げられたことが挙げられる。これにより、フーチングの鉄筋量は従来の鉄筋量と比して増大した。

また一方では、兵庫県南部地震における既設RC橋脚・基礎の被災事例では、柱の被災事例に対して、フーチングの被災事例は極めて少なく、それに起因する橋脚の崩壊あるいは落橋の事例は見られなかった。このことは、H2道示以前に設計されたフーチングは兵庫県南部地震レベルの地震荷重に対しても、十分な耐力および変形性能を有したことが考えられる。

これより、兵庫県南部地震の地震荷重作用時におけるフーチングの挙動を把握することは、今後の補強工法に対する有効な手法を示すこととなり、さらには限界状態

設計法的な設計規範の確立という面からも重要であると考えられる。

以上のような背景のもとで、本実験は兵庫県南部地震によりフーチング部が損傷した京橋ランプ橋脚の1/2スケールによる試験体を対象に、単調漸増水平載荷実験を実施し、フーチングの損傷メカニズムの再現、変形性能の把握および終局耐力に関する基礎データを得ること目的とした。

2. 実験対象構造物の概要

2.1 実験対象橋脚の構造諸元

実験対象橋脚である京橋ランプ橋脚は、兵庫県南部地震によりフーチング部位が損傷した。京橋入路P3橋脚ランプ橋脚は、昭和40年代前半に設計された橋脚であり、構造図を図-1に示す。橋脚は、橋脚高さ約6.0mで直径1.5mの円形断面を有するRC単柱式橋脚であり、基礎は場所打杭 ϕ 1.0m \times 4本の杭基礎形式である。上部工死荷重反力は約400tfである。柱・フーチング・杭におけるコンクリートの設計基準強度はいずれも $\sigma_{ck}=24$ 0kgf/cm²であり、鉄筋材質はいずれもSD345相当であった。

*1 (株)オリエンタルコンサルタンツ関西支社総合技術部 工修(正会員)

*2 阪神高速道路公団本社工務部設計課 (正会員)

*3 九州工業大学助教授 工学部建設社会工学科 Ph.D(正会員)

*4 大阪工業大学教授 工学部土木工学課 工博(正会員)

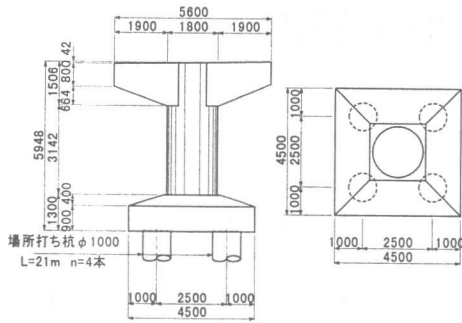


図-1 実験対象橋脚の構造図

2.2 実験対象橋脚の損傷状況

実験対象構造物の兵庫県南部地震によるフーチング部の損傷状況を図-2に示す。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それぞれフーチング縁端の垂線方向にのびていた。ひびわれは、橋軸方向および橋軸直角方向ともに発生していた。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1/2から下面の範囲まで進行していた。フーチングのひびわれ幅は平均で約7mmであった。柱には兵庫県南部地震による顕著な損傷は見られなかった。

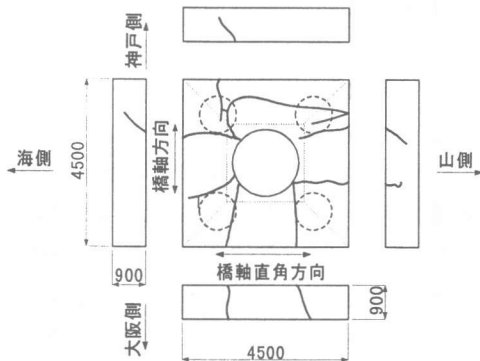


図-2 実験対象橋脚のフーチングひびわれ発生状況

3. 実験計画

3.1 試験体の設計

試験体の各部材寸法は実験対象橋脚の約1/2スケールであり、各部材の配筋量は実験対象橋脚耐力の1/2相似比となるように決定した。設計手順を下記に示す。
①試験体各部材寸法は実験対象橋脚の1/2を基本とした。また、実験対象橋脚の柱形状は張出し式円柱橋脚であったが、試験体の柱形状は載荷試験を簡便

にするため矩形断面(0.9m×0.9m)に変更した。なお、その時の部材寸法は面積比による換算値を用いた。

②材料強度は実験対象橋と同様にコンクリート設計基準強度240kgf/cm²、鉄筋材質SD345とした。

③柱の設計は、柱基部の終局耐力が実験対象橋脚の終局耐力の1/2となるように柱鉄筋量を決定した。

④フーチングの設計は上記①②より決定した柱の軸方向鉄筋量から柱基部の抵抗モーメントを算定し、これを柱基部におけるフーチングの作用断面力とした。フーチングの主鉄筋量は、この作用断面力を用いて許容応力度法により決定した。設計時の安全率は地震時を用い、コンクリートおよび鉄筋の許容応力度はそれぞれ $\sigma_{ca}=120$ kgf/cm²、 $\sigma_{sa}=3000$ kgf/cm²とした。

⑤本試験体の最小鉄筋径はD13とし、フーチング上面の配筋量は下面配筋量の1/2とした。

⑥試験体は柱先行型破壊を避けるため上記①②③で決定した柱の軸方向鉄筋から2ランク(D22→D29)上げ、柱部材のコンクリート設計基準強度も同理由より1ランク(240kgf/cm²→270kgf/cm²)上げて試験体を製作した。

⑦杭体の設計は、杭先行型破壊を避けるため柱(最終)の終局耐力時の断面力に対し許容値 $\sigma_{sa}=1000$ kgf/cm²、 $\sigma_{ca}=80$ kgf/cm²として安全側(ひび割れを生じない程度)に設計した。今回の試験ではフーチングの変形挙動に着目しており、杭の変形および破壊を避けるため、杭とフーチング接合部(杭頭部のあき2cm)を除いて杭全周を鋼管により補強した。以上により決定されたフーチングの配筋図を図-3に示す。

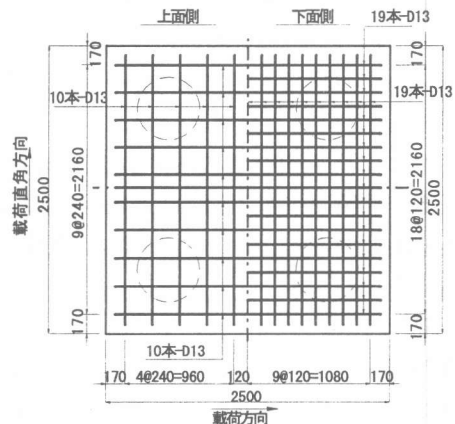


図-3 フーチングの配筋図

試験体の載荷概要を含む構造図を図-4に、試験体の基本諸元を表-1に、使用材料の機械的性質を表-2と3に示す。

表-1 試験体の基本諸元

	橋脚柱	フーチング	杭
形状寸法	900mm	2500mm	φ550mm
	900mm	2500mm	500mm
	3000mm	750mm	
主鉄筋	D29-8	D13-19(下側)	D25-15(1段)
	D29-8	D13-10(上側)	D25-7(2段)
帯鉄筋	D16@100mm	—	D16@50mm
かぶり	50mm	75mm	50mm

表-2 コンクリートの性質

	橋脚柱	フーチング・杭
σ_{ck}	270kgf/cm ²	240kgf/cm ²
材齢	16日(早強コンクリート)	23日(早強コンクリート)
最大骨材寸法	25mm以下	25mm以下
f_c' (試験値)	303kgf/cm ²	256kgf/cm ²

表-3 補強材の機械的性質

呼び径	D29	D16	D13
材質	SD345	SD345	SD345
公称断面積(cm ²)	6.424	1.986	1.267
公称弾性係数(kgf/mm ²)	21000	21000	21000
降伏点強度(kgf/mm ²)	40.3	41.8	36.9
降伏ひずみ($\times 10^{-3}$)	1900	2000	1760
引張強さ(kgf/mm ²)	60.8	65.2	50.3

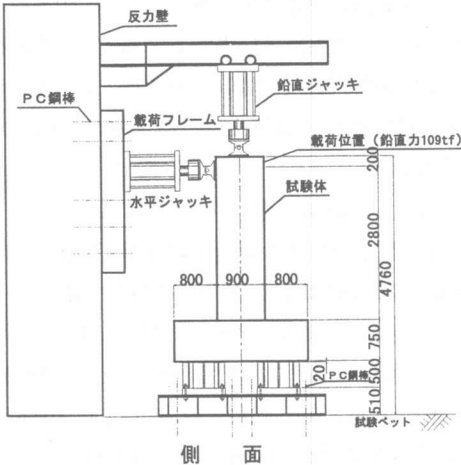


図-4 試験体載荷概要ならびに構造図

3.2 試験方法

試験体は、杭下端をH鋼に固定し、そのH鋼と床(試験ベット)をPC鋼棒により緊張して固定した。載荷荷重は、上部工反力に相当する鉛直荷重と地震時水平力に相当する水平力の2軸載荷とした。

鉛直荷重は、上部工死荷重(換算値)に相当する所定の鉛直反力(13.4kgf/cm²)を柱天端に載荷し、試験

終了まで一定に保持した。なお、鉛直ジャッキは水平方向に移動することにより柱水平変位に対しても常に鉛直方向に載荷した。

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の位置に単調漸増水平載荷を基本とした。

水平荷重は、フーチング上面鉄筋が降伏する荷重83tfまでは荷重制御で行い、それ以降は、フーチング上面鉄筋降伏荷重時の載荷点位置における変位を降伏変位(δ_y)とした変位制御で載荷した。また、荷重制御時の荷重ステップ増加量は20tfを基本とし、変位制御時の変位ステップ増加量は0.5 δ_y とした。

荷重除荷時は載荷点位置での変位が0cmに戻るまで負の荷重で引き戻した。

4. 実験結果ならびに考察

4.1 ひびわれ状況

試験体のひびわれ発生状況の模式図を図-5に、実験終了時の破壊状況図を図-6に示す。

試験体フーチングのひびわれ破壊状況は、水平荷重16tf時にフーチング下面の載荷直角方向に初期ひびわれが発生し、荷重25tf時に柱基部において曲げひびわれが発生した。荷重30tf時にフーチング上面の柱とフーチング付け根部位よりひびわれ①が発生し、荷重増加に伴って45°方向に進展した。荷重72tf時にフーチングの上面にひびわれ②が発生し、側面方向に進展した。また、荷重80tf時にフーチングの上面にひびわれ③④が発生した。フーチングの上面鉄筋は荷重83tfで降伏ひずみ近傍($\epsilon = 1500\mu$)となり、ひびわれ③④が側面に達し、ひびわれ幅も広がった。この段階を便宜的に試験体の降伏と定義し、この時点の水平変位量は約25mmであった。このひびわれは、荷重増加に伴って側面および底面まで貫通し、最終的には破壊の支配的なひびわれとなった。

フーチングの上面鉄筋降伏以降も荷重は増加しており、それに伴ってフーチング上面のひびわれは放射状に進展する傾向がみられた。荷重106tf付近でフーチング下面鉄筋が降伏($\epsilon = 1800\mu$ 以上)し、最大荷重となった。

なお、本実験は最大荷重以降も変位制御により水

平単調荷重を行い、水平変位量175mm(荷重82tf)の時点で載荷装置の変位追従能力が限界値に達したため実験を終了し、この変位を最大変位とした。

最大荷重以降にはフーチング加力側のコンクリート部が浮き上がるような破壊性状を示した(図-6網掛け部)。

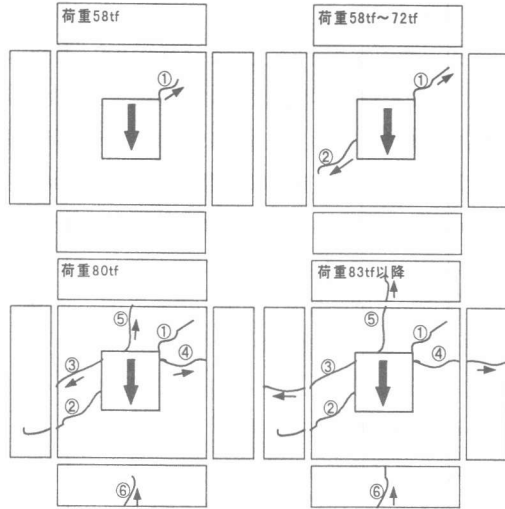


図-5 ひびわれ発生状況図

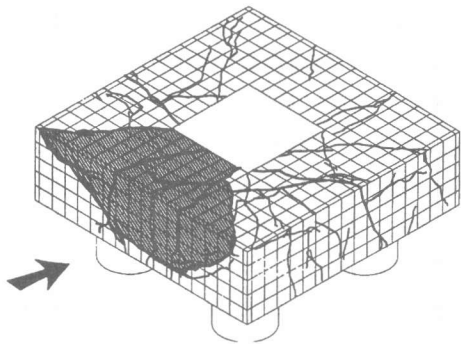


図-6 破壊状況図(最大変位時)

4.2 試験体と京橋ランプ橋脚の損傷比較

実験対象橋脚のひび割れ状況から、支配的なひびわれは、実橋・試験体共にフーチング上面で発生しており、ひびわれ発生の傾向が一致した。また、最大荷重時のひびわれ状況に着目すると、フーチング上面で柱付け根付近に発生したひびわれがフーチングの周辺部に放射状に進展している。この傾向は、実橋上面でのひびわれ状況と同様の傾向を示している。これより、試験体は一方単調水平荷重であり、実橋フーチングのように

地震力に対する正負交番荷重の影響は考慮されていないものの、試験体のひびわれ進展状況(①~②)は実橋フーチングの損傷状況とほぼ同様の傾向を示し、フーチングの破壊性状を再現できたものと考えられる。

4.3 荷重と変位

(1) 各要因の水平変位(載荷点位置)寄与分担

図-7に水平荷重と試験体の変位に対する各部材の寄与分担率の関係を、図-8に各部材の載荷点位置における要因毎の水平変位と荷重の関係を示す。図-7では荷重40tfまでは、変位量が微小であるため変位計性能によるばらつきが生じる。ここでは、変位が安定した荷重40tf以降から寄与分担率を示している。図-7より、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損傷による水平変位寄与率は、それぞれ約35%および約40%となっている。これに対し、実験最大荷重時($P_{max}=108tf$)の柱曲げ変形およびフーチング損傷による載荷点位置の水平変位の寄与率は、それぞれ約30%および約60%となり、フーチング上面鉄筋降伏以降フーチング損傷による水平変位の寄与率が著しく増加している。最大水平変位時のフーチング損傷による水平変位の寄与率は約70%と増加した。

(2) フーチングの損傷に着目した水平変位

図-8より、フーチングの損傷による載荷点位置での水平変位に着目すれば、4カ所の変曲点を有している。第1変曲点は水平荷重40tf時のフーチング上面のひびわれ発生時である。第2変曲点はフーチング上面鉄筋降伏時(水平荷重80tf)である。第3変曲点は水平荷重100tf時の杭変形による影響である。第4変曲点は最大水平荷重106tfのフーチング下面鉄筋降伏時である。

試験体のフーチング上面鉄筋降伏荷重時(約83tf)のフーチング損傷による載荷点位置での水平変位は10mm、最大荷重時(106tf)における水平変位は35mmであった。また、最大荷重の80%を終局変位と仮定すれば、その時点での水平変位は98mmとなった。

試験体のフーチング損傷による変形性能は、上面鉄筋降伏時の水平変位を基準変位量($1\delta y$)とした靱性率から評価すれば、終局荷重時で見かけ上約10 δy 程

度確保されていたことになる。なお、最大荷重 (Pmax) 除荷後の載荷点位置の残留変位は25mmであった。

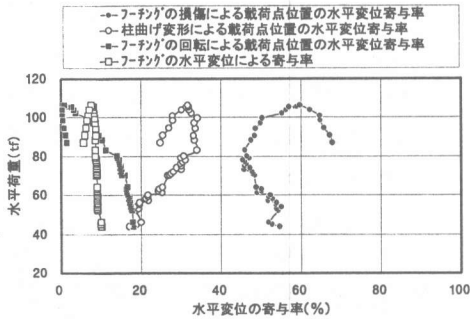


図-7 荷重と水平変位寄与率の関係

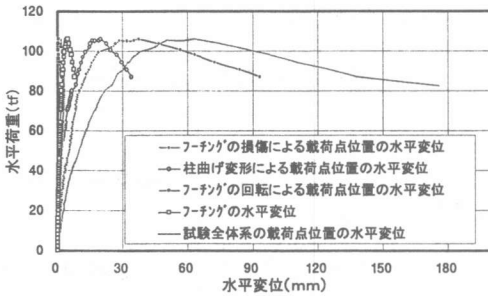


図-8 水平荷重とフーチング損傷による水平変位

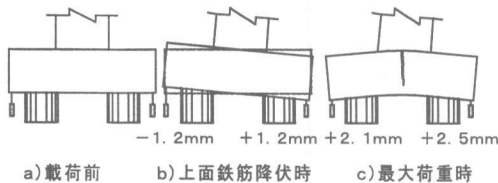
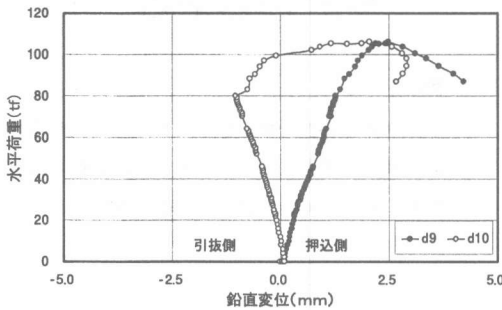


図-9 フーチングの鉛直変位と水平荷重の関係

(4) フーチングの鉛直変位と水平荷重の関係

図-9にフーチングの鉛直変位と水平荷重の関係を示す。初期荷重載荷からフーチング上面鉄筋が降伏する荷

重80tf前までは、フーチングの鉛直変位が押し込み側と引き抜き側でほぼ同程度の鉛直変位量を示していることからこの時点まではフーチングは剛体変形(回転)しているものと考えられる(図-9b)。フーチングの上面鉄筋降伏以降は、上記の剛体挙動が成立せず、引き抜き側の変位の増加方向が反転している。目視ではフーチング終局時の変形挙動はフーチング中心を頂点とした上向きに凸の変形挙動を示し、引き抜き側のフーチングの鉛直変位も終局時には押し込み側に变化している(図-9c)。

5. 破壊メカニズムの解析的検討

5.1 解析手法

フーチングの破壊メカニズムについては、プリズー等の提案しているストラット-タイモデルにより概略検討を行った¹⁾。ここでのストラット-タイモデルは、フーチング内部の応力場(応力の流れ)を圧縮材(C)と引張材(T)からなるトラスモデルとして力の大きさを評価するものである。具体的なモデルを図-10に示す。このモデルは、柱軸方向鉄筋からフーチングに伝達される引張力の作用点は、付着切れ位置(節点③)としている。フーチング内の水平力の作用点は柱圧縮側鉄筋とフーチング上面鉄筋の交点(節点①)に設置している。また、杭引き抜き側に作用するフーチングの引張材(T3)は、鉛直方向に配置されている。

実験は、フーチングの破壊挙動に着目したためにフーチング破壊先行型としている。したがって、プリズーモデルを試験体にそのまま適用することはできないものと考えられ、本試験体の破壊状況に応じてモデルを修正した。修正方法は以下の通りである。

- ・フーチング内における作用水平力(Vc)の作用点を節点②③とし、その大きさを各々作用水平力(Vc)全体の1/2とする。
- ・本試験体は引張斜材であるT3部材の引張破壊と考えられる。

図-11にこのモデルと破壊を支配したひびわれを示す。引張斜材T3に作用する引張力が、この斜材の強度(=抵抗面積×コンクリートの引張強度)を超えると、破壊、すなわちひびわれが生じる。このように生じるひびわれは、図-11(a)に示すように引張斜材T3から垂直方向

にフーチング上下面に向かって進展する。フーチング表面(上面あるいは下面)では、支持点(杭)中心からの同心円的なひびわれを形成し、試験体ひびわれ状況と一致する。

しかし、ブリスリーモデルをそのまま適用すると、ひびわれはT3部材に対して法線上(水平方向)に進展するため、実験結果のひびわれ発生状況と一致しない。そこで、ひびわれ進展方向を考慮してモデルを改良し、節点②は柱軸方向鉄筋(引張側)とフーチング上面鉄筋の交点上(節点②)に設置し、T3引張斜材に角度を与えた。

・柱軸方向鉄筋のフーチング内の引張力作用点は、軸方向鉄筋ひずみ分布図が一定値を示した15φ(鉄筋直径の15倍)を採用した。

5.2 解析結果ならびに考察

フーチング上面鉄筋降伏時の水平荷重は80tf(実験値)であった。フーチング上面の鉄筋に対応するも部材はT2引張材であるが、これが降伏強度に達する水平荷重はブリスリーモデル44tf、修正モデルで87.8tfとなり、実験値と修正モデルはよく一致した。なお、コンクリートの引張に対する抵抗力は無視した。

T3引張斜材破壊時の修正モデルにおける水平力は55tfである。これに対して、実験におけるT3引張斜材に対応するひびわれ進展が顕著であったのは荷重80tf時であり、修正モデルの方が小さな値となった。これは、T3部材の引張耐力の算定手法により大きく異なるものと考えられる。

本検討に用いたT3引張材の耐力算定法は応力場の面積を杭断面積とし、コンクリートの引張強度は $0.5fc^{(2/3)}$ (土木学会式)として算定している。よって、応力場の大きさを明確にするためには、FEM解析および実験等によりT3部材の抵抗面積および引張強度を算定する必要があるものと考えられる。

6. まとめ

①兵庫県南部地震によりフーチングが損傷した実橋フーチング損傷状況と、縮小模型試験体のひびわれ発生は、いずれもフーチング上面から支配的なひびわれが発生し、放射状に進展していることから、よく一致

している。よって的確な再現実験ができたものとする。

②フーチング破壊を前提とするため、柱の剛度を大きくした。このことにより、フーチング損傷による変形が支配的となり、変形性能は良好な性状を示した。

③フーチングの変形は、フーチング上面鉄筋鉄筋が降伏するまでは剛体変形を示したが、降伏以降は異なる変形モードになった。

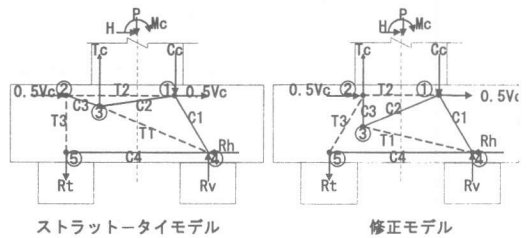


図-10 ストラット-タイモデル図

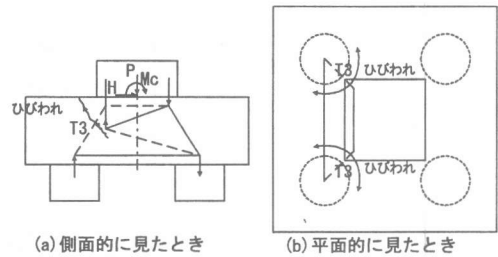


図-11 破壊を支配したひび割れ

参考文献

- 1) Yan Xiao, M. J. Nigel Priestley and Frieder Seible : Seismic Assessment and Retrofit of Bridge Column Footing, ACI Structural Journal January-February 1996