

E-ディフェンスを用いた段落し部を有するRC橋脚の破壊特性に関する検討

佐々木智大¹・川島一彦²・松崎裕³・右近大道⁴・梶原浩一⁵

¹学生会員 修（工） 東京工業大学大学院 理工学研究科土木工学専攻
（〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1 M1-10）

²フェロー 工博 東京工業大学大学院教授 理工学研究科土木工学専攻（同上）

³正会員 修（工） 東京工業大学大学院助教 理工学研究科土木工学専攻（同上）

⁴正会員 独立行政法人 防災科学技術研究所（〒673-0515 兵庫県三木市志染町三津田西亀田1501-21）

⁵正会員 博（工） 独立行政法人 防災科学技術研究所（同上）

1. はじめに

1995年兵庫県南部地震では主鉄筋段落しを有する橋脚の曲げせん断破壊が落橋に至る甚大な被害の主要原因であった。兵庫県南部地震以降、橋脚の耐震補強が実施されたり、配筋細目が変更されたりした結果、主鉄筋段落しを有する橋脚は過去の被害形態として忘れ去られようとしている。しかし、単に耐震補強結果の有効性を検証する基礎検討としてのみならず、あれだけの被害がなぜ生じたのかを明らかにし、将来再び同様の間違った設計体系へ陥ることを防止する上でも、この被害形態に対する破壊メカニズムの究明が重要である。

主鉄筋段落しされたRC橋脚の破壊モードを調べてみると、図-1に示すように橋脚中間部で降伏からせん断破壊に至る場合と、上部段落し位置から下部段落しに至るせん断破壊となる場合の2種類があることがわかる。2005年度および2006年度に東京工業大学で実施した2カ所で主鉄筋段落しされた縮小RC橋脚模型の載荷実験では、同一諸元の供試体を用いた載荷実験であっても、橋脚の破壊モードは載荷方法に依存することが明らかにされている¹⁾。

また、RC橋脚のせん断耐力には寸法効果があることが知られている。たとえば、河野らは、有効高さが0.135m～3mの範囲にある34体の梁の載荷実験に基づいてコンクリートが負担できるせん断応力が橋脚の寸法の0.33乗に反比例することを示しており、この結果に基づくせん断耐力の評価式を提案している²⁾。二羽らも寸法効果の影響を考慮したせん断耐力の評価式を提案している³⁾。しかし、これらの提案式は、RC梁の載荷実験に基づいたものであり、主鉄筋段落しを有するRC橋脚に対する適用性について検討された例はない。また、主鉄筋段落しを有するRC橋脚の実大模型を用いた実験も行わ

れていない。

以上のように、主鉄筋段落しを有するRC橋脚のせん断破壊特性は複雑であり、その破壊メカニズムは未だ解明されていない点が多い。このため、この破壊メカニズムを解明し、兵庫県南部地震においてあのような甚大な被害が生じた原因を明らかにするため、防災科学技術研究所が有する世界最大の震動台実験施設E-Defenseを用いて、主鉄筋段落しを有する実大RC橋脚模型の加震実験（C1-2実験）が行われた⁴⁾。本論文はC1-2実験の結果を用いて、主鉄筋段落しを有するRC橋脚の曲げせん断破壊特性を検討したものである。



(a) 曲げ破壊モード



(b) せん断破壊モード

図-1 段落しされたRC橋脚の被害

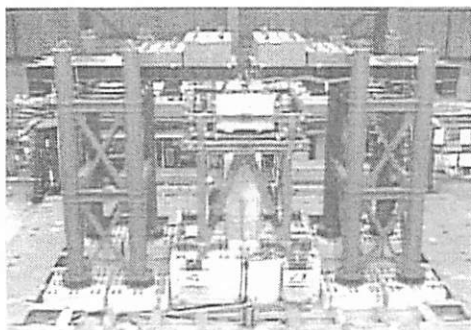


図-2 C1-2実験

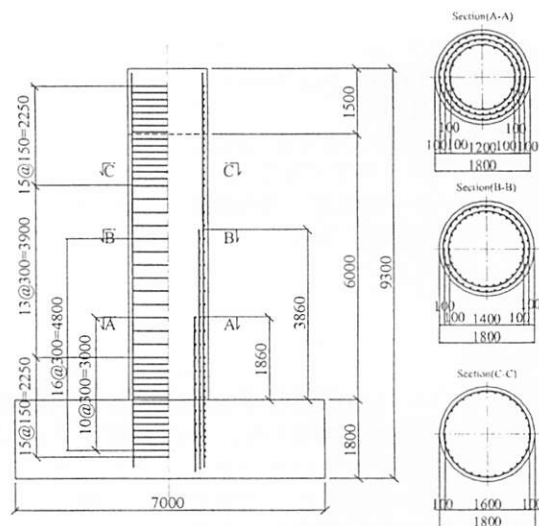


図-3 C1-2橋脚模型

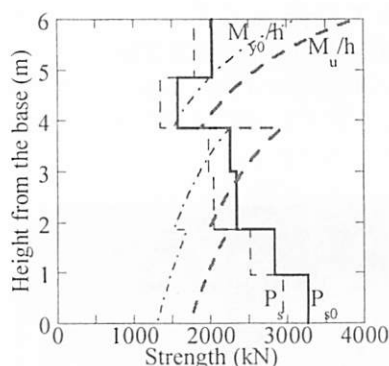


図-4 せん断耐力と曲げ耐力

2. C1-2実験の概要

図-2にはC1-2実験のセットアップを、図-3にはC1-2実験に用いた橋脚模型（以下C1-2橋脚と呼ぶ）の寸法と配筋を示す。C1-2橋脚は橋脚高さ7.5mで径1.8mの円形断面RC橋脚であり、基部から1.86mおよび3.86mの2箇所軸方向鉄筋が途中定着されている。基部から慣性力作用位置までの高さは橋軸方向には8m、橋軸直角方向には9.3mである。また、慣性質量は橋軸方向には307ton、橋軸直角方向には215tonであり、基部に作用する軸圧縮応力は1.17MPaである。

軸方向鉄筋には径32mmのSD345が基部から1.86mより下方では2.5段配筋で80本、基部から

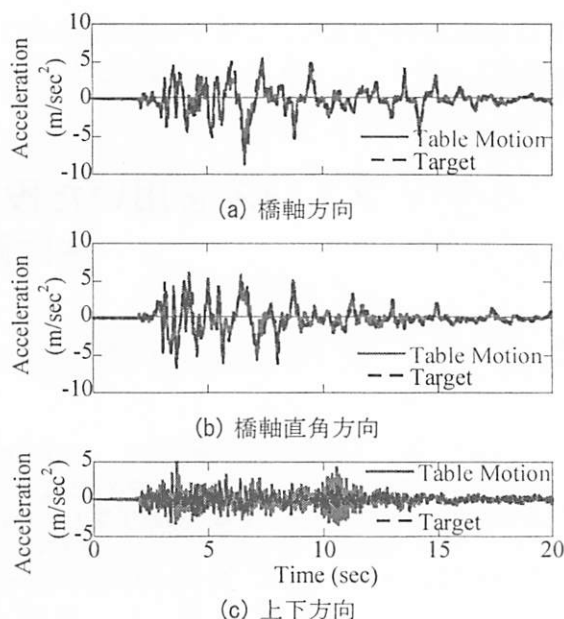


図-5 入力地震動

1.86m～3.86mでは2段配筋で64本、基部から3.86mより上方では1段配筋で32本配置されている。また、内、中央、外側とも帯鉄筋には径13mmのSD345が300mm間隔で配置されている。ただし、外側の帯鉄筋だけ、基部から0.95mより下方と4.85mより上方では、150mm間隔で配置されている。これは、1960年代、1970年代によく採用された配筋である。

引張実験に基づく軸方向鉄筋の降伏強度、引張強度および弾性係数はそれぞれ372MPa、557MPa、195GPaであり、帯鉄筋の降伏強度、引張強度および弾性係数はそれぞれ394MPa、560MPa、190GPaである。また、載荷実験当日に行ったテストピースの圧縮試験の結果得られたコンクリートの平均強度は30.8MPaである。

図-4はC1-2橋脚のせん断耐力と曲げ耐力を各高さで求めたものである。ここで、せん断耐力は河野らの評価式を用いて求めたせん断耐力の平均値、曲げ耐力は道路橋示方書に基づき求めた終局曲げモーメントを載荷点までの距離で除してそれぞれ求めた値である。図-4より、C1-2橋脚のせん断/曲げ耐力比は0.80である。

図-5にC1-2実験に用いた加速度記録を示す。入力加速度としては兵庫県南部地震においてJR鷹取駅で観測された加速度記録を地盤と構造物の相互作用を考慮して振幅だけ80%に縮小した加速度波形（実地震レベル）を用いた。

3. 破壊の進展

図-6はC1-2実験により得られた橋脚天端における応答変位を、図-7は水平2成分の応答変位の軌跡を示したものである。なお、図中に示した点a～fは後述する損傷の進展状況に対応している。7.125秒に

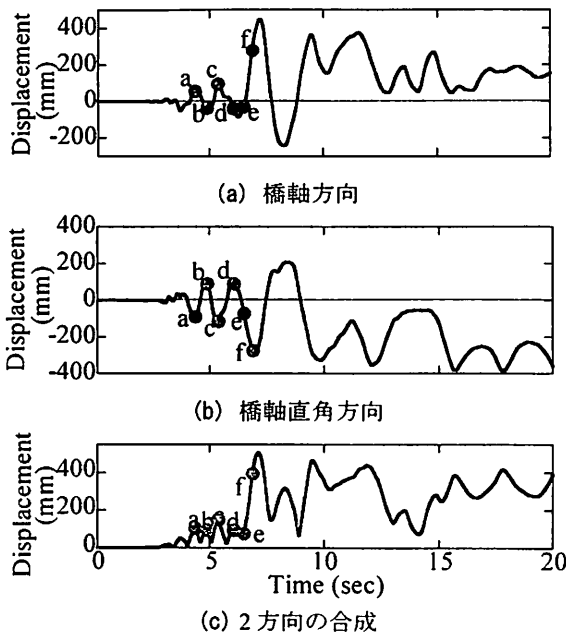


図-6 橋脚天端における応答変位

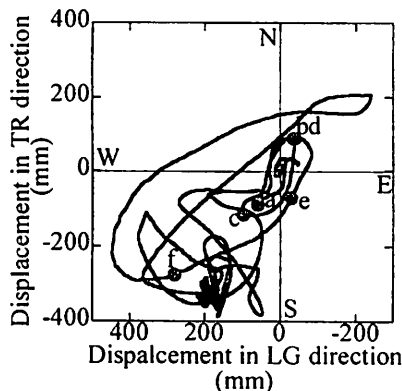


図-7 応答変位の軌跡

応答変位は最大となり、このときの最大応答変位は橋軸方向に439.2mm、橋軸直角方向に-253.0mmである。なお、最大応答変位に達する直前の6.87秒（時刻f）に橋脚横梁が桁の落下防止用架台に衝突した。最終的にSW方向への大きな残留変位が生じ、橋脚横梁が架台にもたれかかった状態で加震を終了した。架台が無ければ橋脚は倒壊した可能性がある。残留変位は、橋軸方向に204.5mm、橋軸直角方向に-343.2mmであった。

図-8は実地震レベル100%加震による上部段落し位置の損傷の進展を示したものである。C1-2橋脚模型は次のように破壊した。

- (a) 橋脚はSW方向に応答したため、4.10秒に上部段落し位置のNW面からE面にかけて曲げひび割れが生じ、4.33秒（時刻a）になるとNW面からW面に向け曲げひび割れがせん断ひび割れへと進展した（図-8(a））。
- (b) 応答の方向がNE方向へと反転したため、4.60秒にW面からSE面にかけて曲げひび割れが発生し、4.87秒（時刻b）にW面の曲げひび割れがNW面に向かうせん断ひび割れに進展した

（図-8(b））。

- (c) 再度応答の方向がSW方向へと反転したため、5.37秒（時刻c）になると、(a)で発生した2本のせん断ひび割れのうち、NW面のせん断ひび割れがW面に、SE面のせん断ひび割れがS面に向かって進展した（図-8(c））。
- (d) 橋脚がNE方向に変位したため、6.04秒（時刻d）になると、上部段落し位置においてN面およびNW面の軸方向鉄筋がはらみだし、かぶりコンクリートが剥落した（図-8(d））。
- (e) 載荷方向が再び反転して橋脚がW方向に変位始めると、6.50秒（時刻e）においてS面およびSW面の軸方向鉄筋がはらみだし、かぶりコンクリートが剥落し始めた（図-8(e））。
- (f) そのまま橋脚がSW方向に大きく変位したため、SW面のかぶりコンクリートが剥落した。6.87秒（時刻f）になると橋脚横梁が架台に衝突した（図-8(f））。その後、W面、NW面、N面、NE面、E面の順に上部段落し位置のかぶりコンクリートが爆発的に剥落し、軸力を支持できなくなった軸方向鉄筋が大きく外側に座屈した。

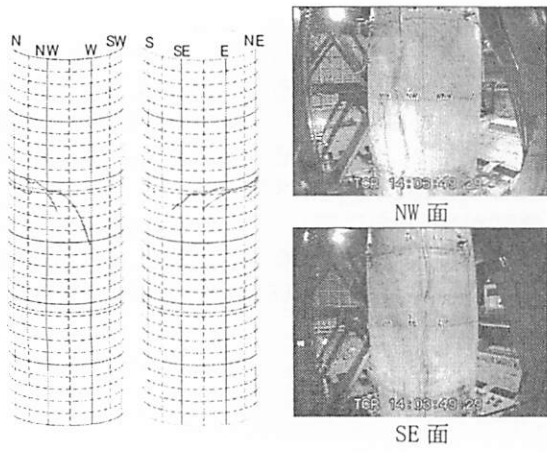
図-9は基部から300mm、1,800mm（下部段落とし位置より60mm下方）、3,900mm（上部段落とし位置より40mm上方）のNE面における外側軸方向鉄筋ひずみである。4.105秒に基部から300mmの、4.11秒に基部から1,800mmの、4.115秒に基部から3,900mmの軸方向鉄筋がそれぞれ降伏しており、C1-2橋脚は基部、下部段落とし位置、上部段落とし位置のいずれにおいても、ほぼ同時に降伏している。

4. 破壊面の損傷状況

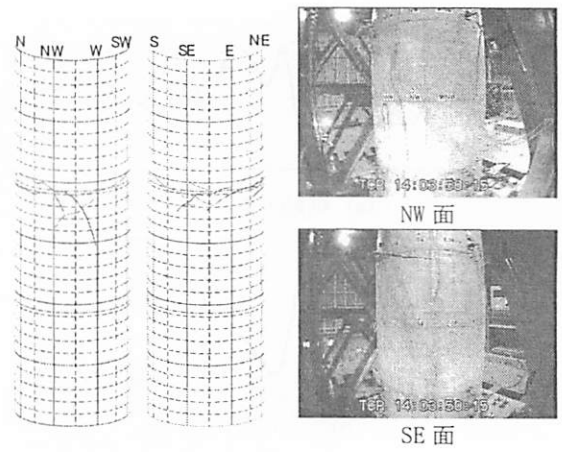
図-10は加震終了後の損傷を示したものである。かぶりコンクリートは全周に渡って剥落し、軸方向鉄筋も大きく座屈した。せん断圧縮破壊と考えられる。また、SW面の軸方向鉄筋が他の面に比較して大きく変形している。これは、SW方向の変位が大きく、この方向に残留変位が生じているためである。

加震終了後、橋脚の撤去のため、基部から4.6m位置で軸方向鉄筋を切断し、横梁をクレーンで持ち上げたところ、ほとんど抵抗なく、基部から4.6mの位置で上部柱部、円筒状のコアコンクリートブロック、下部柱部の3つに分断された。上部柱部とコアコンクリートブロック間の破断面を図-11に示す。上部柱部の下面を見ると断面中心部よりややSW面寄りのあたりがわずかに凸状になっているが、凸部の高さは20～30mm程度であり、ほぼ水平な破断面となっている。また、目視した範囲ではコンクリートの圧壊に相当するような著しいコンクリートの破壊は生じておらず、きれいな破断面をしている。

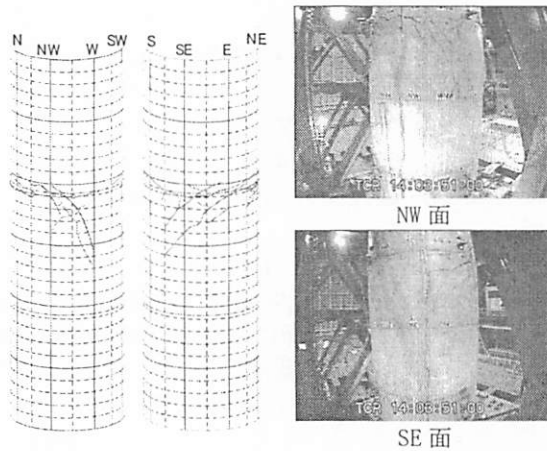
一方、コアコンクリートブロックと下部柱部間の破壊性状を示したのが、図-12及び図-13である。ここで、図-12はコアコンクリートブロックをフーチング上に置いた状態で撮影したものであり、上面が



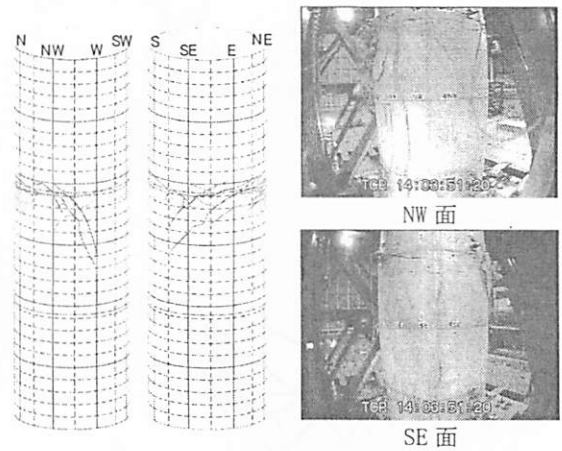
(a) 4.33秒



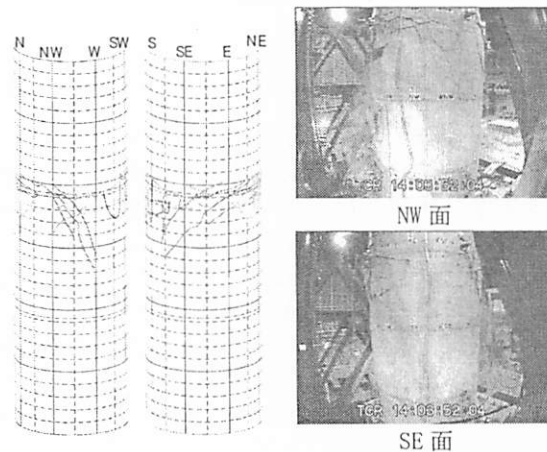
(b) 4.87秒



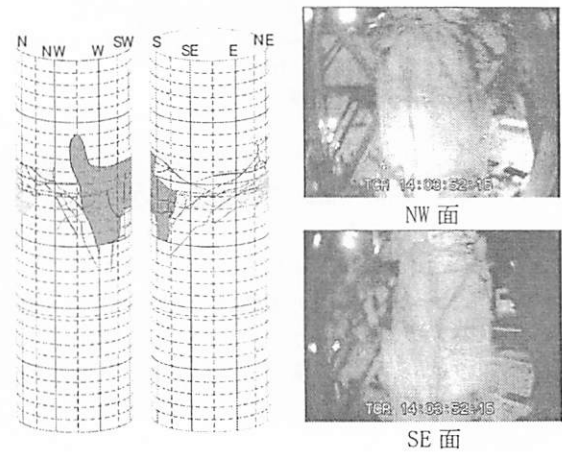
(c) 5.37秒



(d) 6.04秒



(e) 6.50秒



(f) 6.87秒

図-8 損傷の進展

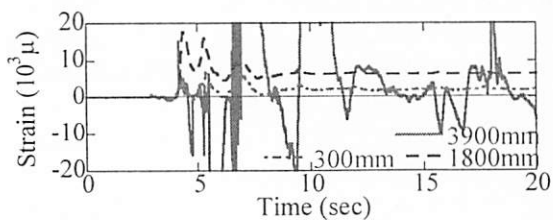


図-9 NE 面軸方向鉄筋ひずみ

実際にはコアコンクリートブロックの下面に相当し

ている。また、図-14は破断面の垂直方向の断面図である。コアコンクリートブロックの下面には、NW面からSE面に向けて引いた直線を頂点とする山の峰がみられる。これは、前述したように斜めせん断ひび割れがNE面上部段落とし位置からSW面下部段落とし位置に向けて、あるいはSW面上部段落とし位置からNE面下部段落とし位置に発生したためである。また、下部柱部の上面では、応答変位の大きかったSW面およびNE面ではコアコンクリートも

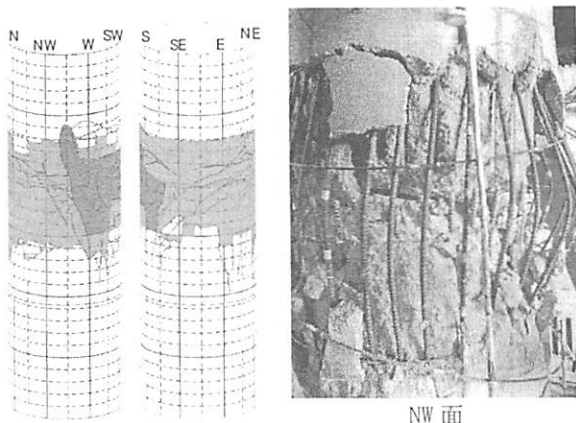
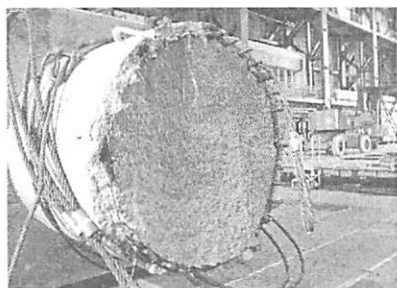


図-10 加震終了後の損傷



(a) 上部柱部の下面



(b) コアコンクリートブロックの上面
図-11 基部から4.6m位置の破断面

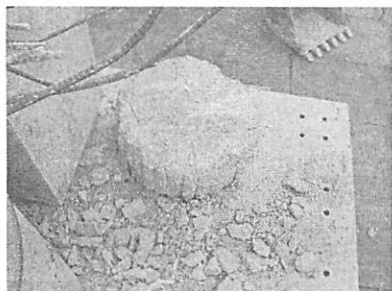


図-12 上部段落し位置のコアコンクリート

激しく圧壊しているが、軸方向鉄筋に囲まれていたため、崩落にまでは至らず、加震後も残った。図-15は下部柱部の上面の破断面において圧壊したコンクリート片を除去した後の状態を示す。SW面およびNE面のコンクリートの圧壊が激しく、NW面からSE面にかけて山の峰がみられる。この下部柱部上面の峰とコアコンクリートブロック下面にある峰がふれあっていたものと考えられる。応答変位の大きかったSW面の損傷が特に激しく、このせん断破壊



図-13 上部段落し位置の破断面

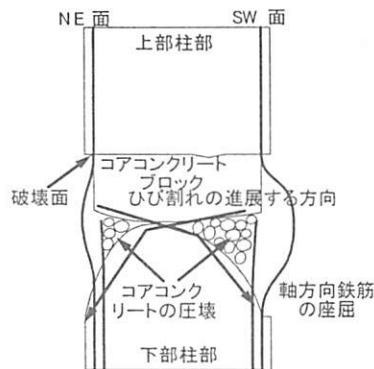


図-14 破壊面の断面図

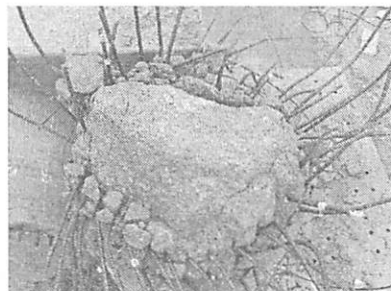


図-15 圧壊したコンクリートを除去した場合

面は基部から2.8m付近まで伸びている。

5. 帯鉄筋の拘束特性

加震の初期には帯鉄筋の周方向ひずみはほとんど生じないが、せん断ひび割れが発生した4.33秒(時刻a)になると、図-16に示すように帯鉄筋ひずみは急速に大きくなり、基部から3,650mm(上部段落し位置から210mm下方)に位置する帯鉄筋ではNW面およびSE面においてひずみが大きい。図-8(a)に示したように、時刻aではせん断ひび割れはNW面上部段落し位置からW面の基部から3mの高さに向けて生じており、このことが基部より3,050mmの高さにおいてW面のひずみが大きくなっていることに対応していると考えられる。しかし、時刻aでは、SE面のせん断ひび割れはまだあまり進展していないため、このことがこの面のひずみは大きくならないことに対応していると考えられる。

図-17は応答の方向が反転した時刻b(4.87秒)における帯鉄筋ひずみである。NW面からW面に向けてせん断ひび割れが発生したことに対応して、基部

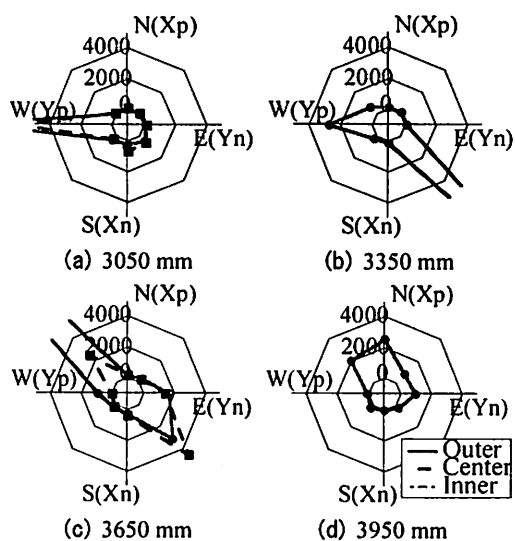


図-16 セン断ひび割れ発生時の帯鉄筋ひずみ (4.33秒)

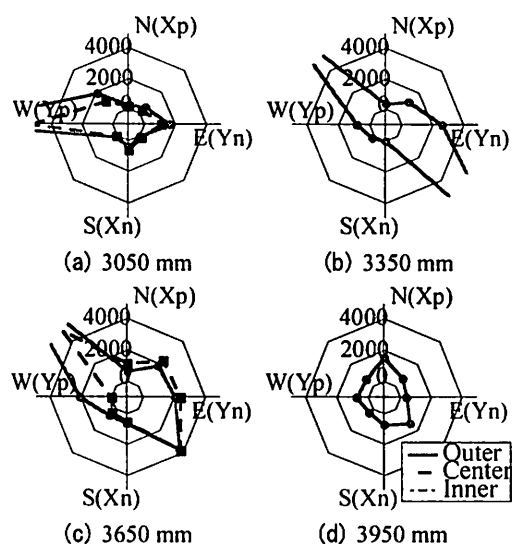


図-17 応答が反転時の帯鉄筋ひずみ (4.87秒)

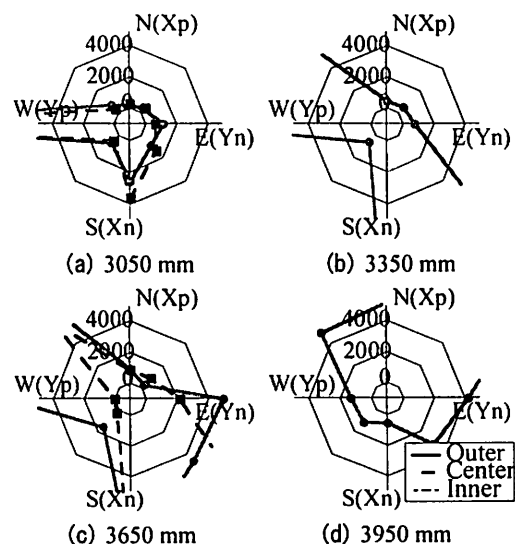


図-18 セン断ひび割れ進展時の帯鉄筋ひずみ (5.37秒)

から3,650mm (上部段落し位置より210mm下方) では, W面の帯鉄筋ひずみが大きくなったと考えられ

る。一方, 基部から3,950mmでは, 帯鉄筋に生じるひずみは値の大きなN面やSE面においても1,800mm程度であり, 基部から4,250mmにおいてはひずみはほとんど生じていない。これは上部段落とし位置に生じた損傷は主に曲げひび割れ1本のみであり, セン断ひび割れはほとんど上に進展していないためである。

図-18はNW面からW面に向けて伸びたセン断ひび割れが進展した時刻c (5.37秒)における帯鉄筋ひずみである。W面およびS面の帯鉄筋ひずみが下方まで大きくなっている。これは, 図-8(c)に示したように, 時刻cでは, NW面からW面に伸びたセン断ひび割れがW面ではほぼ垂直に進展し, さらに, E面からS面に向けてセン断ひび割れが伸びていることと対応していると考えられる。また, 図-8(c)では, セン断ひび割れは基部から2.5m付近まで進展しているが, ここでは示していないが, これに対応して基部から2,450mm位置においても帯鉄筋ひずみが大きくなっており, 損傷の状況とひずみ性状は一致している。基部より3,950mm (上部段落とし位置より90mm上方) のひずみは大きく塑性化した。これは, 上部段落とし位置に多数のひび割れが発生したためと考えられる。なお, 基部より4,250mmでは損傷も発生していないため, 帯鉄筋にひずみは生じていない。

6. コンクリートが負担するせん断力

RC橋脚のせん断耐力 V はコンクリートが負担するせん断力 V_c , 帯鉄筋が負担するせん断力 V_s を用いて一般に式(1)のように表されると仮定する場合が多い。

$$V = V_c + V_s \quad (1)$$

式(1)では, 骨材のかみ合わせによりセン断ひび割れ面に生じるせん断力, 圧縮側コンクリートによるせん断力, 及び引張側の軸方向鉄筋のダウエル効果により生じる抵抗力をまとめてコンクリートが負担するせん断力 V_c としている。骨材のかみ合わせの影響および圧縮側コンクリートに生じるせん断力を理論的に推定することは困難であるため, コンクリートが負担するせん断力 V_c は実験結果に基づいて評価しなければならない。

一方, 帯鉄筋が負担するせん断力 V_s はトラス理論に基づいて式(2)のように表される。

$$V_s = \sum_{i=1}^n 2A_{ii}\sigma_{ii} \sin \beta_i \quad (2)$$

ここで, n はせん断力に抵抗する帯鉄筋の本数, A_{ii}

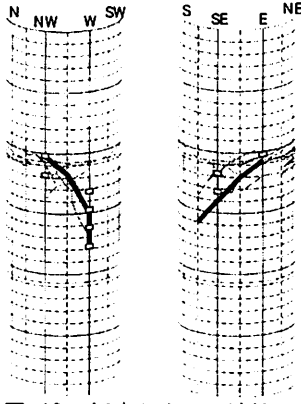
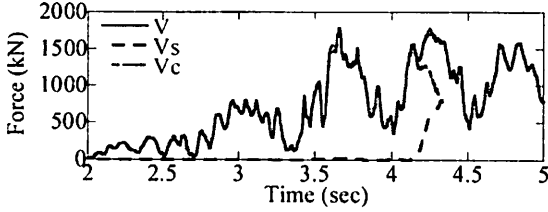
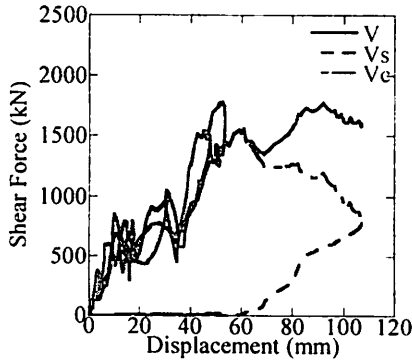


図-19 仮定したひび割れ面



(a) コンクリートおよび帯鉄筋が負担するせん断力



(b) せん断力～水平変位の履歴

図-20 コンクリートおよび帯鉄筋が負担するせん断力

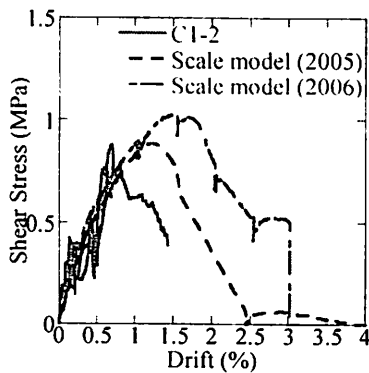


図-21 コンクリートが負担するせん断応力

は i 番目の帯鉄筋の断面積, σ_{ii} は i 番目の帯鉄筋に生じる応力, β_i はせん断力を求める方向と i 番目の帯鉄筋に作用するの力の方向がなす角である.

式(1), (2)を用いて, 帯鉄筋のひずみから帯鉄筋の負担するせん断力を求めるにあたり, 橋脚に生じ

るせん断ひび割れは図-19に示すように仮定する. また, 帯鉄筋に生じる応力は完全弾塑性を仮定し次式のようにして求める.

$$\sigma_{ii} = \begin{cases} E_i \varepsilon_{ii} & (\varepsilon_{ii} < \varepsilon_{iy}) \\ \sigma_{iy} & (\varepsilon_{ii} > \varepsilon_{iy}) \end{cases} \quad (3)$$

ここで, E_i は帯鉄筋の弾性係数, ε_{ii} は i 番目の帯鉄筋のひずみ, ε_{iy} は帯鉄筋の降伏ひずみ, σ_{iy} は帯鉄筋の降伏応力である. なお, 本検討では帯鉄筋の除荷, 再载荷の履歴は考慮せず, せん断ひび割れが初めて開く4.33秒までを検討の対象とした. なお, 応力を評価する際に使用する帯鉄筋ひずみは図-19中に示す点で計測された値を用いることとした. また, C1-2実験は3方向同時加震であり, 橋脚に生じるせん断力は橋軸方向と橋軸直角方向の2成分ある. このため, ここではせん断力の大きさを橋軸及び橋軸直角方向のせん断力の2乗和の平方根によって求めた値で評価することとし, 次式で求める.

$$V = \sqrt{V_{LG}^2 + V_{TR}^2} \quad (4)$$

$$V_{LG} = \sum_{j=1}^{32} V_{LG}^{(j)} + M_b \ddot{u}_{b,LG} + \int_0^6 \frac{M_c}{6} \ddot{u}_{c,LG}(z) dz \quad (5)$$

$$V_{TR} = \sum_{j=1}^{32} V_{TR}^{(j)} + M_b \ddot{u}_{b,TR} + \int_0^6 \frac{M_c}{6} \ddot{u}_{c,TR}(z) dz \quad (6)$$

$$V_s = \sqrt{V_{s,LG}^2 + V_{s,TR}^2} \quad (7)$$

ここで, V は橋脚に作用するせん断力, V_{LG} , V_{TR} はそれぞれ橋脚に作用する橋軸および橋軸直角方向成分のせん断力, V_s は帯鉄筋が負担するせん断力, $V_{LG}^{(j)}$, $V_{TR}^{(j)}$ はそれぞれ j 番目のロードセルで計測された水平力の橋軸および橋軸直角方向成分, M_b は橋脚頂部にある横梁の質量, $\ddot{u}_{b,LG}$, $\ddot{u}_{b,TR}$ はそれぞれ横梁に生じる加速度の橋軸および橋軸直角方向成分, M_c は柱部の質量, $\ddot{u}_{c,LG}(z)$, $\ddot{u}_{c,TR}(z)$ はそれぞれ柱部に生じる加速度の橋軸および橋軸直角方向成分, $V_{s,LG}$, $V_{s,TR}$ はそれぞれ橋脚に作用するせん断力の橋軸および橋軸直角方向成分である.

以上のようにして求めた帯鉄筋が負担するせん断力 V_s から式(1)を用いてコンクリートが負担するせん断力 V_c を求める.

図-20は以上のようにして求めたコンクリートが負担するせん断力を示したものである. これによれば, 時刻4.1秒からコンクリートが負担するせん断力が減少し始め, 帯鉄筋が負担し始めるようになる.

これより, コンクリートが負担するせん断力を橋

脚断面のコアコンクリート面積で除して、コンクリートが負担するせん断応力を求めると図-21のようになる。ここでは、2005年度および2006年度に東京工業大学で行った段落しを有するRC橋脚の載荷実験より求めた結果も併せて示す¹⁾。ここで、縮小模型は直径400mmの円形断面で、2箇所で段落としされている。また、河野らの評価式に基づくせん断/曲げ耐力比は2005年度の供試体では0.84、2006年度の供試体では0.74であり、C1-2では0.80である。このことは、2005年度の供試体はC1-2橋脚よりもより曲げ破壊しやすく、2006年度の供試体はよりせん断破壊しやすいことを示している。図-21によれば、C1-2橋脚のせん断応力はドリフト0.7%で最大になった後、低下していく。これに対して、せん断応力が最大となる変位は2005年度の供試体に比較してドリフトで0.5%程度、2006年度の供試体に比較してドリフトで1.0%程度、それぞれ小さくなる。これには、断面の大きさ（寸法効果）が影響している可能性がある。せん断応力が最大となった後の低下する度合い（勾配）はいずれの模型でもほぼ同程度であり、ドリフト1%あたり0.64MPa程度となっている。

7. まとめ

E-Defenseを用いた主鉄筋段落しされた実大RC橋脚模型C1-2の加震実験結果に基づき、2箇所主鉄筋段落しを有するRC橋脚のせん断破壊特性について検討した。入力地震動は、1995年兵庫県南部地震によりJR鷹取駅で観測された加速度記録を地盤と構造物の相互作用を考慮して振幅だけ80%に縮小した記録である。本検討により得られた結果をまとめると以下の通りである。

1) C1-2模型は、上部段落とし位置に曲げひび割れが発生した後、せん断ひび割れへと進展し、最終的に上部段落とし位置の圧縮側コンクリートの圧壊と軸方向鉄筋の座屈が生じ、破壊した。

2) 上部段落とし位置のせん断破壊面では、応答変

位が大きかったSW面およびNE面の損傷が激しく、コンクリートが圧壊しているのに対し、これに直行するSE面からNW面に向けてコンクリートが山の峰状に残っている。これは、せん断ひび割れがNE面上部段落とし位置からSW面下部段落とし位置に向けて、あるいはSW面上部段落とし位置からNE面下部段落とし位置に向けてせん断ひび割れが進展し、破壊したためである。

3) せん断ひび割れの進展に伴い、せん断ひび割れに近い点の帯鉄筋のひずみが増加していくことが実験的に確認された。

4) 帯鉄筋のひずみと作用せん断力からコンクリートが負担するせん断応力を図-21のように求めた。これを直径400mmの円形断面でC1-2と同様に2箇所で軸方向鉄筋段落としのある模型橋脚から求めたせん断応力と比較すると、C1-2においてせん断応力が最大となる変位は直径400mmの模型に比較してドリフトで0.5%～1.0%程度、小さくなる。これには、模型の寸法効果が影響している可能性があり、今後、さらに、模型数を増やして検討していく必要がある。これに対し、せん断応力が最大となった後の低下勾配は模型の寸法によらず、ほぼ同程度であり、ドリフト1%あたり0.64MPa程度であった。

参考文献

- 1) 佐々木智大、栗田裕樹、川島一彦、右近大通、梶原浩一：2カ所で段落しされたRC橋脚の破壊特性に及ぼす載荷特性の影響、土木学会論文集、投稿中。
- 2) 河野広隆、渡辺博志、菊森佳幹：大型RCはり供試体のせん断強度に関するデータ集、土木研究所資料、第3426号、1996。
- 3) 二羽淳一郎、山田一宇、横沢和夫、岡村甫：せん断補強筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、No. 372/V-5、1986。
- 4) 右近大道、梶原浩一、川島一彦：E-Defenseを用いた実大RC橋脚（C1-2橋脚）震動破壊実験報告、第12回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム、2009。