

E-ディフェンス試験体を用いた時刻歴応答解析と せん断劣化を考慮した破壊形態の評価

甲斐義隆¹・吉川弘道²

¹正会員 工修 株式会社フォーラムエイト（〒153-0051 東京都目黒区上目黒2-1-1）

²正会員 工博 東京都市大学 総合研究所（〒158-0082 東京都世田谷区等々力8-15-1）

1. はじめに

E-ディフェンスは、これまでの実験施設の制約で解決が困難であった寸法効果や実験結果の解釈、さらに解析モデルの設定などを解決すべく建設された世界最大最強の震動台であり、これまでに多くの研究成果を残している。

本研究では、E-ディフェンスで行われた「C1-2実験」に対して、ブラインド解析を行い時刻歴応答を予測するとともに、実験結果との比較検証を行う。さらに曲げ損傷に伴うせん断劣化を考慮し、試験体の破壊形態を評価するものである。

2. 解析モデル

(1) 解析手法

解析はファイバー要素による立体骨組解析であり、非線形時刻歴応答解析(積分時間間隔 $\Delta t=0.005$ 秒)とした。幾何学的非線形性を考慮した大変位解析としており、解析には動的非線形解析プログラムUC-win/Frames(3D)を用いた。

(2) 立体骨組モデル

解析はE-ディフェンスにて行われた「C1-2実験」を再現し、落下防止用架台をのぞく震動台上の構造物を骨組でモデル化した(図-1)。本試験体は、1970年代に建設された橋脚を想定しており、柱中間部に2箇所段落しを有する。柱部のみファイバー要素を用いた。節点数585、要素数749である。支承条件は、中央橋脚のみ固定であり、端部は可動である。

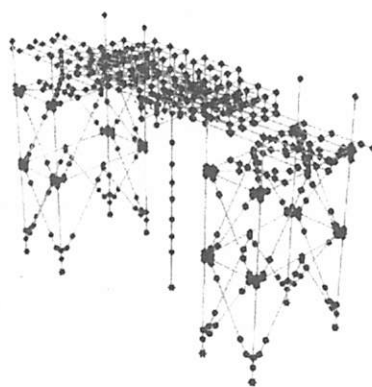


図-1 解析モデル

ファイバー要素を用いた橋脚骨組の節点は、コンクリートの材料および軸方向鉄筋の段落し位置に設けた。通常の設計では、設計上の段落し位置は鉄筋の定着長を考慮して設定するが、本解析では実際に鉄筋がなくなる位置を断面変化位置に設定した。また、要素長は断面高の半分程度となるよう設定した。

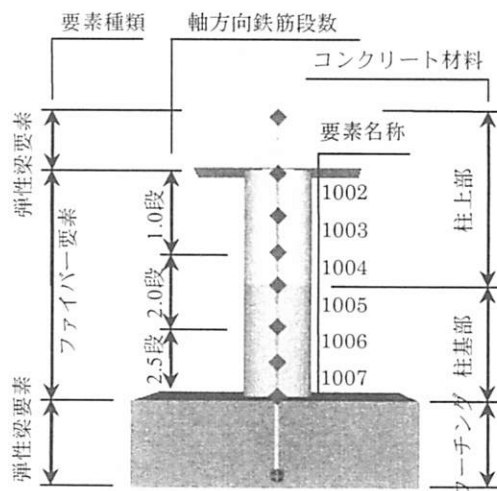


図-2 橋脚の骨組

(3) 材料

コンクリートおよび鉄筋の材料物性値は表-1および表-2の値とした。

表-1 コンクリート材料物性値

箇所	圧縮強度 N/mm ²	静弾性係数 kN/mm ²
フーチング	34.3	27.9
柱基部	33.1	28.9
柱上部	28.4	25.3

表-2 鉄筋材料物性値

箇所	降伏点 N/mm ²	静弾性係数 kN/mm ²
軸方向鉄筋	372.7	192.3
帯鉄筋	395.0	190.0

(4) ヒステリシスおよび断面のメッシュ分割

材料は、材料物性値をもとに設定した。
コンクリートは道路橋示方書V編10.4に示されるコンクリートの応力ひずみ曲線¹⁾を骨格曲線とし、内部履歴は堺らが定式化したモデルとした²⁾。対象橋脚の帯鉄筋は現行道路橋示方書の配筋要領を満足していないため、横拘束効果はないものとして設定した。コアコンクリートには終局以降の最低圧縮応力 σ_{cc} として、ピーク強度 σ_{cc} の20%を考慮した(図-3)。かぶりコンクリート部を密になるようにメッシュ分割を行い、断面あたり1400セルとした。

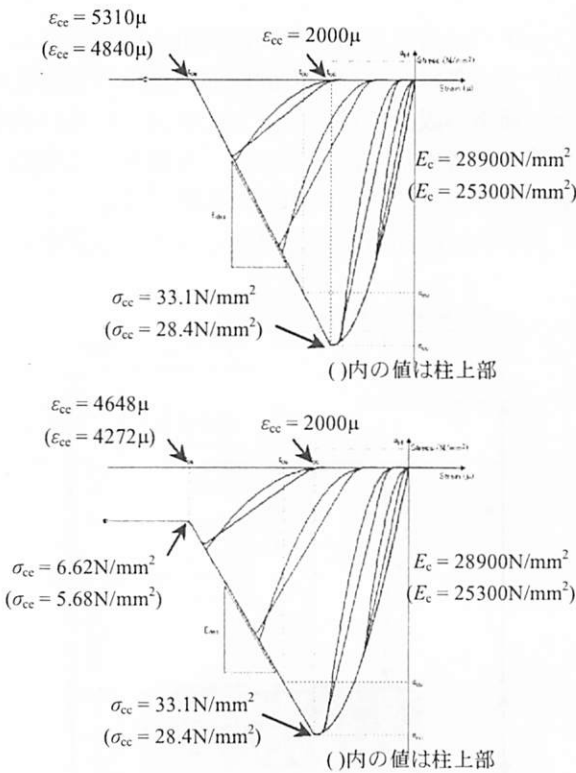


図-3 コンクリートのヒステリシス

鉄筋のヒステリシスは、骨格曲線をバイリニア型とし、内部履歴に修正Menegotto-Pintoモデルを採用した(図-4)。鉄筋の座屈や破断は考慮していない。

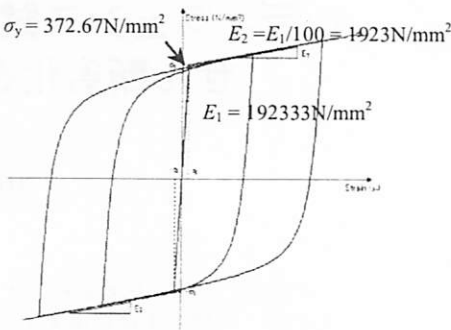


図-4 鉄筋のヒステリシス

(5) 境界条件

支点は、中央橋脚と端部橋脚2基のフーチング下面に完全固定として設けた。
支承は、図-5に示すように、それぞれの条件に応じて3種類設定した。中央橋脚上には柱直上に固定支承があり、それを挟むように転落防止支承が設置されている。転落防止支承は鉛直方向の接触のみ有効とし、剥離には無抵抗とするバネ要素を設定した。端部橋脚の可動支承は、動摩擦力 F を上限、初動変位 δ_1 とするバイリニア型のバネ要素とした。なお、摩擦係数 μ は0.2とした。

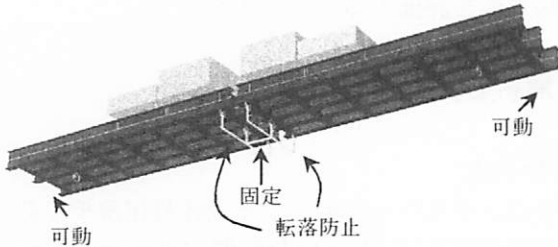


図-5 支承条件

(6) 重量および入力加速度

重量については、解析モデルと震動台上の構造物で一致するよう単位体積重量を調整した。
入力加速度波形は、実験においてフーチング上で計測された加速度を用いた。

(7) 減衰モデル

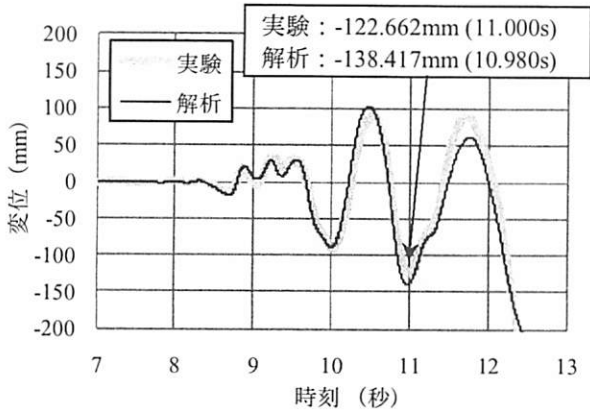
減衰マトリクスは、要素別剛性比例型を採用した。各要素の粘性減衰定数は、桁：2%，コンクリート(弾性部材)：5%とした。ファイバー要素とした橋脚柱部材の粘性減衰定数は0%とし、履歴減衰のみ考慮した。

3. 実験結果と解析結果の比較検証

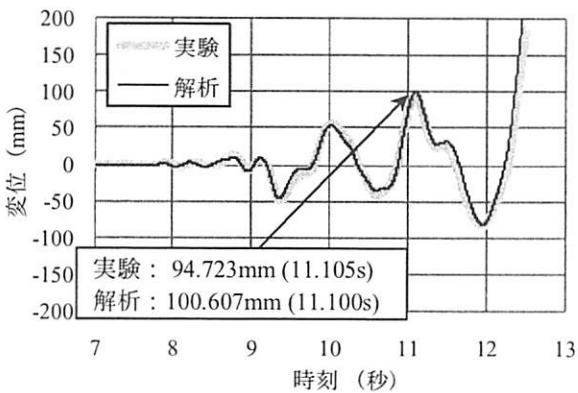
(1) 変位履歴

図-6に橋脚天端での変位履歴を示す。地震動が三次元入力されているため、橋軸直角方向および橋軸方向成分に分解して示す。

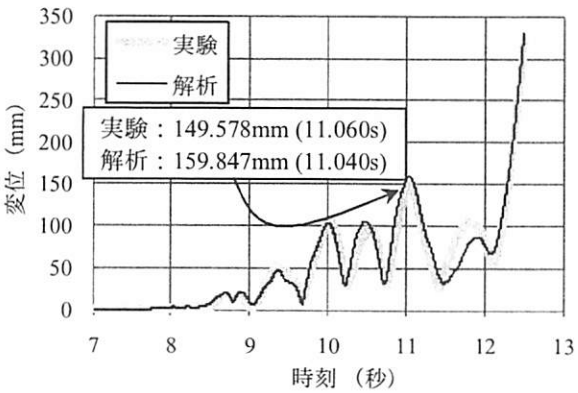
実験では約12.59秒で橋脚の梁が落下防止用架台に衝突しており、この時点にて実験は終了している。解析結果は実験結果より約7%変位が大きい(合成変位)ものの、両者の履歴波形はよく一致していると言える。



(a) 橋軸直角方向成分



(b) 橋軸方向成分

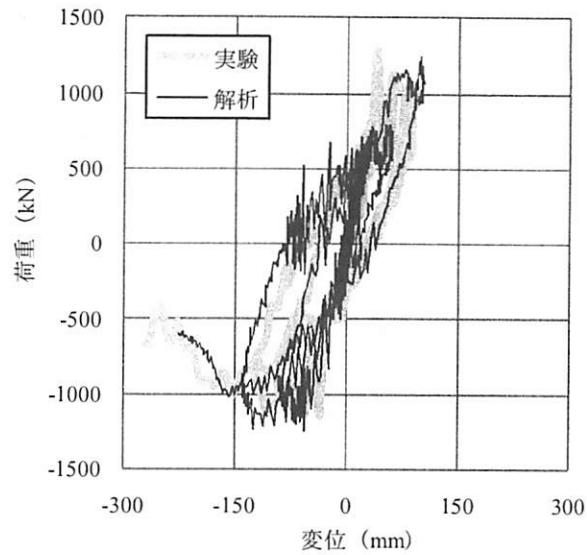


(c) 合成変位

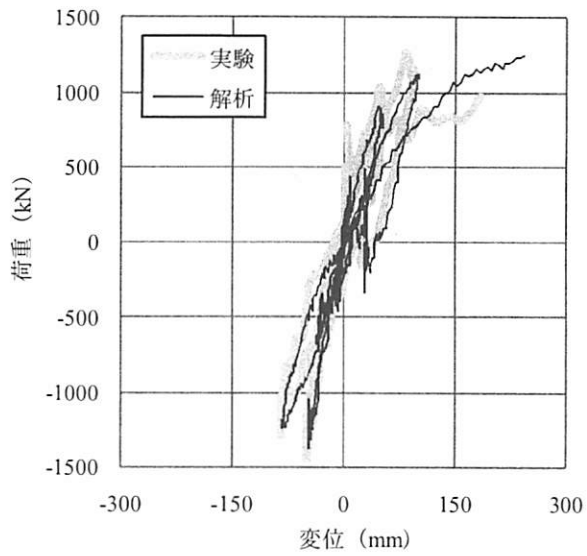
図-6 橋脚天端の変位履歴図

(2) 荷重変位特性

7秒から12.5秒の間での、柱直上の固定支承に生じる水平力と橋脚天端の変位の関係を示した荷重変位曲線を図-7に示す。橋軸直角方向・橋軸方向成分共に、実験と解析結果はよく整合しているが、若干、実験結果(3分力計による計測)の荷重が大きくなっている。



(a) 橋軸直角方向成分



(b) 橋軸方向成分

図-7 荷重変位関係

4. 曲げ損傷の検証

解析の結果得られる、各断面のセルで発生しているひずみから曲げ損傷の過程を表-3に示す。

本橋脚は中間2箇所に段落しがあるものであるが、軸方向鉄筋の引張降伏は、基部(要素1007)→上部(1003)→中間部(1005)の順に発生する。かぶりコン

クリートのピーク強度超過も基部→上部の順に発生するが、コアコンクリートの終局は上部→基部の順となる。

表-3 曲げ損傷の過程

時刻 (秒)	要素 名称	発生イベント	
		断面要素	損傷内容
9.310	1007	軸方向鉄筋	引張降伏
9.360	1003	軸方向鉄筋	引張降伏
9.775	1005	軸方向鉄筋	引張降伏
9.875	1007	かぶりコンクリート	ピーク超過
9.925	1003	かぶりコンクリート	ピーク超過
10.915	1003	コアコンクリート	終局
10.935	1003	かぶりコンクリート	剥落
10.990	1007	コアコンクリート	終局
12.540	1007	かぶりコンクリート	剥落

軸方向鉄筋の引張降伏時およびコアコンクリート終局時の曲率分布を図-8に示す。解析では曲率の結果は、2つの直交する断面の主軸周りのものであるため、これらを合成したものとした。

柱基部の軸方向鉄筋が引張降伏する9.310秒では、基部の曲率が最も大きくなっているが、上部段落し部のコアコンクリートが終局ひずみを超過する10.915秒以降では上部の曲率が大きく伸びており、上部段落し位置での曲げ損傷が進展していることが分かる。

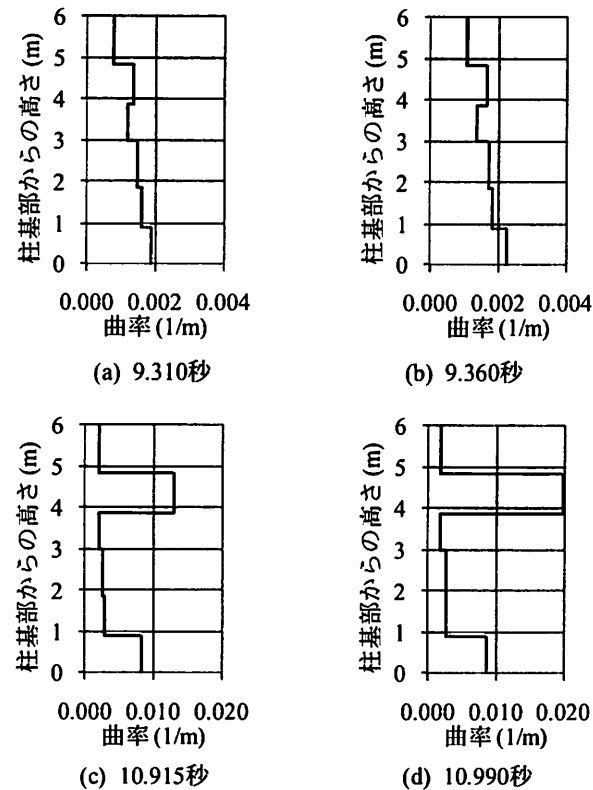


図-8 曲率分布

5. せん断損傷の検証

(1) せん断耐力の評価方法

曲げ損傷を受ける柱部材のせん断耐力は一定ではなく、曲げ損傷の進展と共にせん断耐力が劣化することが知られている³⁾。

Priestleyらは、曲率じん性率の増大に伴うコンクリートの負担するせん断耐力の低下を考慮したせん断耐力評価式⁴⁾を提案している。

$$V_d = V_c + V_s \tag{1}$$

$$V_c = k \sqrt{f'_c} A_e \tag{2}$$

$$V_s = \frac{\pi}{2} \frac{A_h f_{yh} D'}{s} \cot \theta \tag{3}$$

ここで、 k は曲率じん性率に対するコンクリートの負担するせん断耐力であり、両者には図-9の関係がある。一軸曲げと二軸曲げで k の値に差があるが、本検討では二軸曲げの値を用いる。また、 θ は38度としてせん断耐力 V_d を算出する。

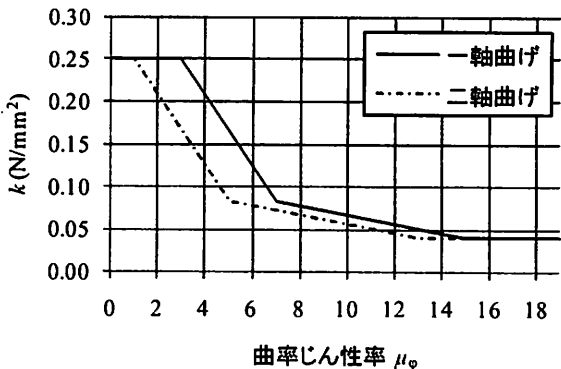


図-9 曲率じん性率と k の関係

(2) 曲率じん性率の算出

曲率じん性率 μ_ϕ は、応答曲率を降伏曲率で除した式(4)で定義される。

$$\mu_\phi = \frac{\phi}{\phi_y} \tag{4}$$

ここで、本試験体は円形断面であるため、その降伏限界を引張鉄筋の合力作用位置において鉄筋の降伏ひずみに達したときと定義する。

降伏曲率は、プッシュオーバー解析により得られる鉄筋の応力度より合力作用位置を算出し、その位

置において鉄筋の降伏ひずみを超過したときの曲率と定義し算出した。

本解析は立体骨組解析により二軸曲げ状態となり、曲率は多方向に定義することができる。本試験体では上部段落し部で曲げ損傷が進展するため、上部段落し位置でのせん断損傷について検証する。

橋軸回り、橋軸直角軸回りそれぞれのモーメントと曲率の関係を図-10に示す。黒実線は時刻歴応答解析の応答値、黒の破線は降伏限界を示している。グレーはプッシュオーバー解析により得られた $M-\phi$ 特性である。最大曲率じん性率は、橋軸回り25.616、橋軸直角軸回り33.033であった。

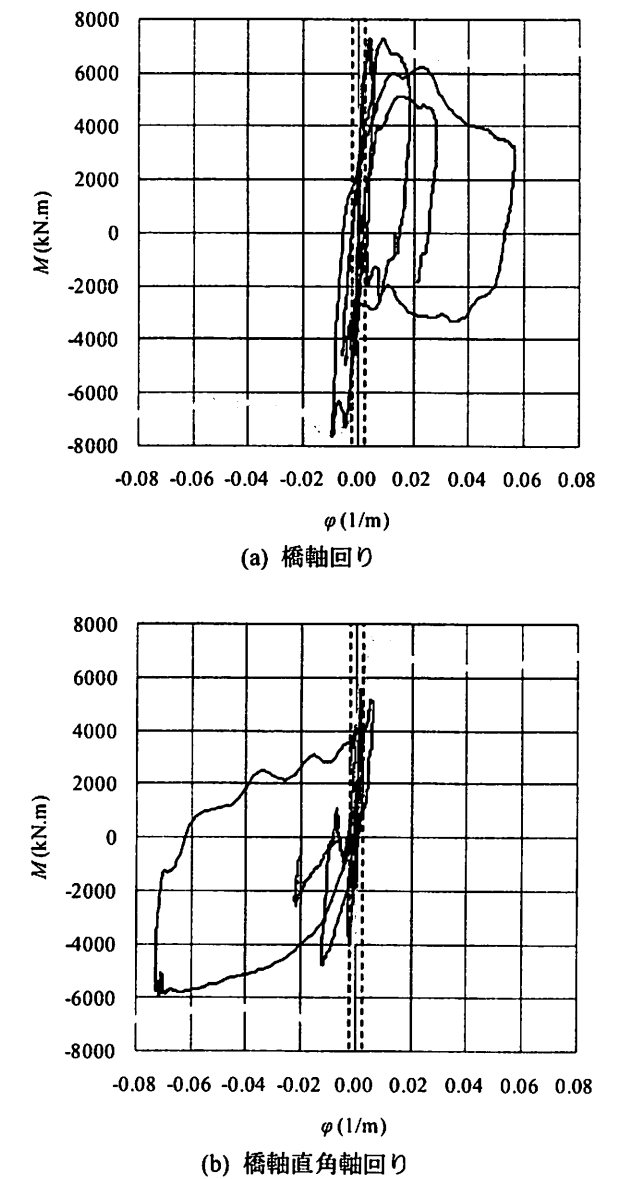


図-10 モーメントと曲率の関係

図-11に曲率じん性率の包絡線履歴を示す。約11秒付近から12.5秒手前にかけて $\mu_\phi=10$ 程度が続き、その後最大値に達する。

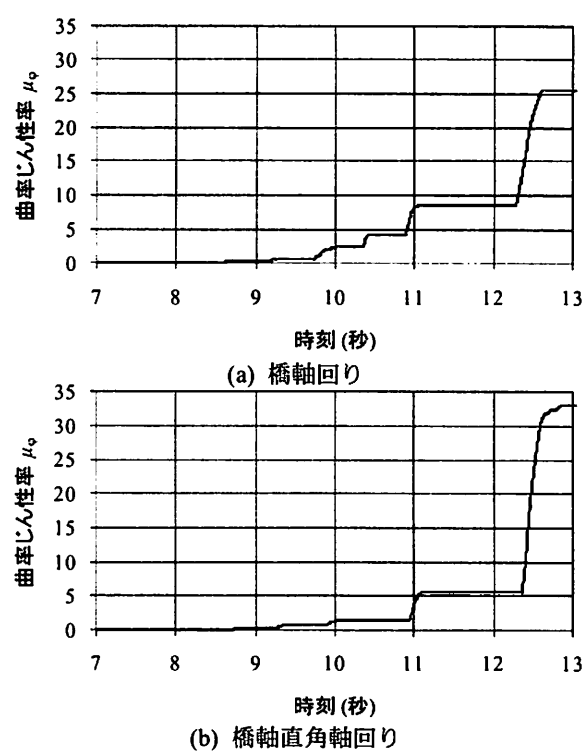


図-11 曲率じん性率の履歴

(3) せん断耐力の算出および損傷判定

式(1)により算出したせん断耐力と、各方向の応答せん断力を比較し図-12に示す。11秒付近で両者は接近するが、せん断破壊は認められない。

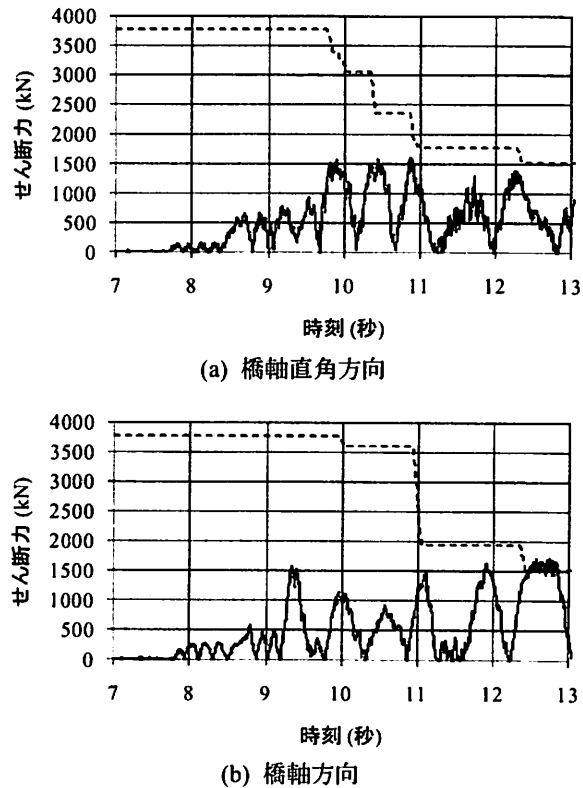


図-12 せん断力とせん断耐力の比較

しかしながら、右近らの実験報告⁵⁾では11秒から12.5秒の間でせん断耐力の喪失が認められており、計算結果と一致しない。本試験体は、地震動を三次元入力しているため、せん断力の橋軸方向および橋軸直角方向成分を考慮する必要があると推察される。

よって、式(5)により算出する橋軸方向および橋軸直角方向成分を合成したせん断力とせん断耐力を比較、検証する。このとき、せん断耐力を算出するにあたり、曲率じん性率についても、式(6)により橋軸回りと橋軸直角軸回りの曲率を合成して算出する。

$$S = \sqrt{S_{LG}^2 + S_{TR}^2} \quad (5)$$

$$\varphi = \sqrt{\varphi_{LG}^2 + \varphi_{TR}^2} \quad (6)$$

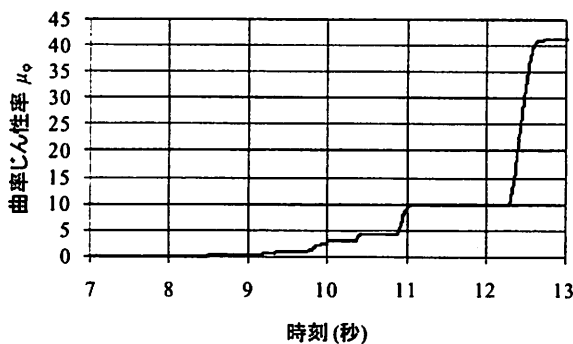


図-13 曲率じん性率の履歴(合成)

二方向成分を合成することで、曲率じん性率は大きくなり、最大41.149となる(図-13)。この曲率じん性率を用いて算出したせん断耐力 V_d と、応答せん断力を比較する。

その結果、11.895秒にてせん断力がせん断耐力を超過し、右近らの実験報告⁵⁾と一致する。

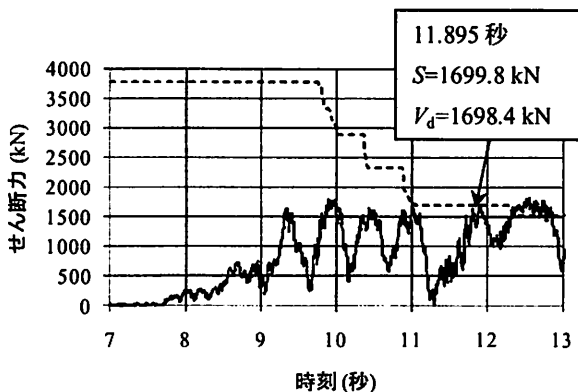


図-14 せん断力とせん断耐力の比較(合成)

6. 結論

- 1) 実大試験体に対して時刻歴応答解析を行った。橋脚天端の応答変位波形などを再現できた。
- 2) 曲率じん性率をパラメータとしたせん断劣化を考慮してせん断損傷の検証を行った。今回のような立体的な挙動を示す試験体に対しては、橋軸方向、橋軸直角方向固有のせん断照査は実験結果と合致しない。
- 3) 橋軸方向および橋軸直角方向成分を合成した曲率じん性率をパラメータとしたせん断耐力と、各方向の応答せん断力を合成したものを比較した結果、実験結果と概ね一致する結果となった。

謝辞：

本解析は、(独)防災科学技術研究所主催の「E-Defenseを用いたC1-2実験(実大RC橋脚せん断破壊震動実験)事前解析コンテストファイバーモデルを用いた解析部門」において事務局より提供された情報をもとに行っています。ここに記して厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，丸善，2002
- 2) 堺淳一，川島一彦，庄司学：横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度-ひずみ関係の定式化，土木学会論文集，No.654，I-52，pp297-316，2000.7
- 3) 吉川弘道：鉄筋コンクリート構造物の耐震設計と地震リスク解析，丸善，2008
- 4) M.J.N.Priestley, F.Seible, G.M.Calvi.: Seismic Design and Retrofit of Bridges, John Wiley & Sons, 1996
- 5) 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講演論文集，pp.199-206，土木学会，2009