

WCOMD による実大鉄筋コンクリート橋脚のせん断破壊シミュレーション

株式会社クレアテック 大瀧 健

1. はじめに

鉄筋コンクリート梁部材のせん断破壊現象を FEM 解析によってシミュレーションする研究は数多く行われているが、正負交番荷を受ける柱部材のせん断破壊シミュレーションの解析事例は少ない。ここでは正負交番荷実験によってせん断破壊した実大規模鉄筋コンクリート橋脚を対象とし、市販の FEM 解析ソフトである WCOMD を用いてシミュレーションすることを試みた。ここで、材料強度は実強度を用い、パラメータとして、ソフトウェア上で設定できる鉄筋比、有効鉄筋比、コンクリートの引張硬化/軟化係数、せん断伝達係数等をマニュアル^{2),3)}を参考に適宜変化させ、実験結果を適切に再現できるパラメータを検討した。

2. 解析対象橋脚および実験概要⁴⁾

解析対象とする試験体はせん断破壊するよう設計された断面 2.0x2.0m、シアスパン比 2.5 の矩形鉄筋コンクリート橋脚であり、軸方向鉄筋比 1.82% (36-D51)、せん断補強筋比は 0.07% (D13-@300) である。試験体の形状寸法、配筋概要および荷重方法を図-1 に、試験体緒元を表-1 に示す。荷重方法はフーチングを反力床に固定した状態で試験体頂部加力スタブに取り付けたアクチュエータによって片持ち梁形式で正負交番荷した。なお、軸力は導入していない。

3. 解析モデル

WCOMD におけるコンクリートのひび割れモデルは 2 次元分散ひび割れモデルである。解析モデルを図-2 に示す。解析対象とした試験体は断面内に無筋コンクリート領域を有するため、これをオーバーラッピング要素でモデル化した。なお、フーチングおよび加力スタブは破壊に対して支配

的要因とならないように、実質的な鉄筋比として X、Y 方向ともに一律 2.5% を有する鉄筋コンクリート要素とした。また、せん断破壊型の試験体であるため軸方向鉄筋の座屈は考慮せず、フーチングと橋脚の境界には RC ジョイント要素を設けている。

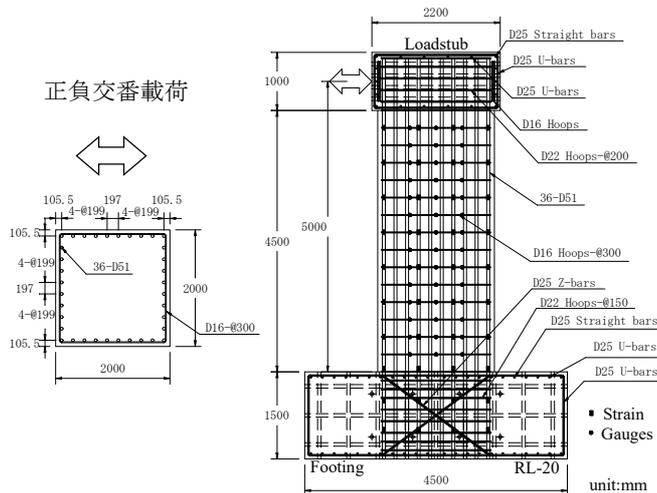


図-1 試験体概要

表-1 試験体緒元

橋脚緒元	断面寸法	2000×2000	mm
	シアスパン	5.0	m
シアスパン比	2.5		
コンクリート	圧縮強度	29.7	N/mm ²
	軸方向鉄筋	本数-径	36-D51
		降伏強度	390
	鉄筋比	1.82	%
帯鉄筋	径-ピッチ	D16-@300	
	降伏強度	371	N/mm ²
	鉄筋比	0.066	%
曲げ耐力	ひび割れ	755	kN
	初降伏	4021	kN
	曲げ耐力	5567	kN
せん断耐力		2787	kN
曲げせん断耐力比		0.50	

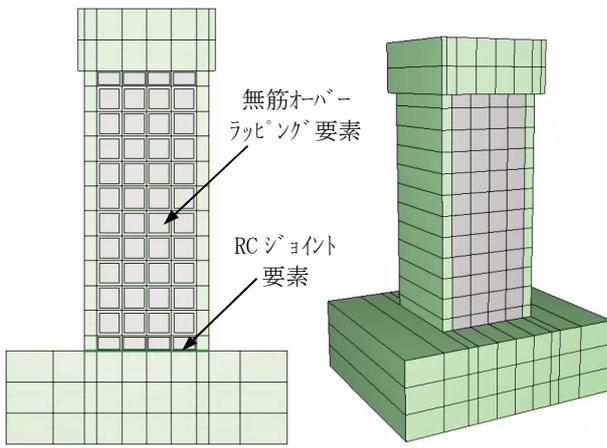


図-2 解析モデル

4. 解析ケース

実験結果をシミュレートする際の重要なパラメータのひとつが鉄筋比であるが、WCOMDの場合、有効鉄筋比と鉄筋比とがある。鉄筋比は単に要素内におけるコンクリートと鉄筋の面積比であるが、有効鉄筋比は鉄筋の付着領域を考慮した鉄筋比であり、コンクリート中の鉄筋の平均応力-平均ひずみ曲線において降伏点を適切に評価するために重要なパラメータである。特に断面内において無筋コンクリートが占める割合が大きい場合、これをオーバーラッピング要素にて表現し、それ以外の鉄筋コンクリート部分の鉄筋比を有効鉄筋比で与える。ただし、ソフトウェア内では同じ要素に対して鉄筋比と有効鉄筋比をそれぞれ設定することが可能であり、通常であれば鉄筋比=有効鉄筋比として設定すべきところであるが、ユーザーが実情に合わせて適宜設定することもできる。

ここではモデル1として鉄筋比を無筋部分も含めた要素全断面積に対する鉄筋比として与え、有効鉄筋比は概ね付着領域に相当する面積に対応する鉄筋比として与えた。一方、モデル2は、鉄筋比=有効鉄筋比として解析を行うものとした。また、引張硬化/軟化係数およびせん断伝達係数は簡単のためデフォルト値を用いた。荷重は正負交番載荷試験の載荷履歴と同等な強制変位を与えた。解析ケースと主な設定パラメータを表-2に示す。なお、モデル3は後述の通り、モデル2のパラメータを実験結果とフィッティングするようにRC要素の引張硬化/軟化係数およびせん断伝達係数を修正したケースである。

5. 解析結果

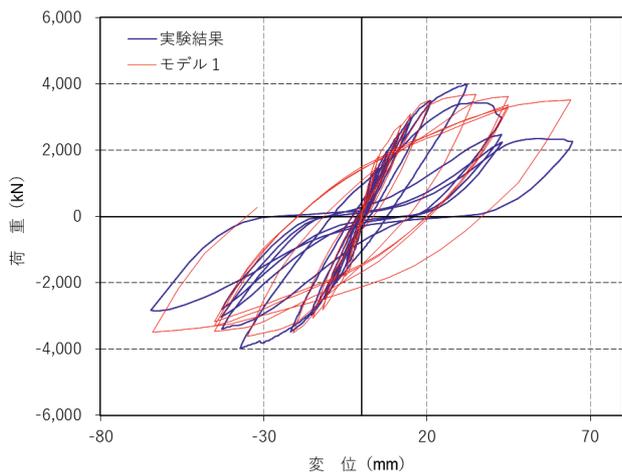
各ケースにおける解析結果と実験結果の荷重変

表-2 解析ケースとパラメータ設定

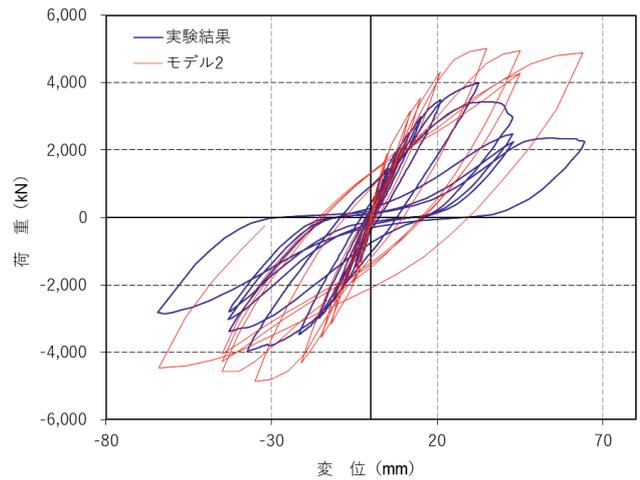
No			外縁		内部		
			帯筋	主筋	帯筋	主筋	
モデル1	RC要素	鉄筋比	有効鉄筋比	0.066	5.068	0.331	5.068
			鉄筋比	0.066	5.068	0.066	1.014
		引張硬化/軟化係数	0.400	0.400	0.400	0.400	
		せん断伝達係数	1.000				
	無筋要素	破壊エネルギー	—	—	0.075		
		軟化係数	上下端	—	—	7.500	7.500
中間部	—		—	7.500	4.000		
モデル2	RC要素	鉄筋比	有効鉄筋比	0.066	5.068	0.331	5.068
			鉄筋比	0.066	5.068	0.331	5.068
		引張硬化/軟化係数	0.400	0.400	0.400	0.400	
		せん断伝達係数	1.000				
	無筋要素	破壊エネルギー	—	—	0.075		
		軟化係数	上下端	—	—	7.500	7.500
中間部	—		—	7.500	4.000		
モデル3	RC要素	鉄筋比	有効鉄筋比	0.066	5.068	0.331	5.068
			鉄筋比	0.066	5.068	0.331	5.068
		引張硬化/軟化係数	1.200	1.200	1.200	1.200	
		せん断伝達係数	0.700				
	無筋要素	破壊エネルギー	—	—	0.075		
		軟化係数	上下端	—	—	7.500	7.500
中間部	—		—	7.500	4.000		

位関係の比較を図-3に示す。図-3 (a)モデル1の場合、最大耐力および繰り返し載荷による耐力低下の割合がやや実験値より小さく、履歴ループが紡錘形であるが実験結果を比較的よく再現している。一方、図-3 (b)モデル2は最大耐力が実験値を大きく上回り、曲げ耐力に達していると考えられたため、別途ファイバーモデルによってM-φ関係をモデル化した梁要素モデルによって同緒元の橋脚の解析を行い比較した。結果を図-3 (c)に示す。これより鉄筋比=有効鉄筋比とした場合には、せん断挙動による耐力低下が表現できず、ほぼ曲げ挙動を示す結果となっていることが分かる。そこで、モデル2において曲げからせん断劣化に至る挙動を表現するため、コンクリートの引張硬化/軟化係数およびせん断伝達係数をパラメトリックに変化させて解析を行った。その結果、モデル3として引張硬化/軟化係数 $c=1.2$ 、せん断伝達係数 $\beta=0.7$ とした場合に図-3 (d)に示す通り実験結果とよい整合が得られた。ただし、簡単のため引張硬化/軟化係数は要素形状に係わらず、鉛直方向と水平方向で一律に与えている。

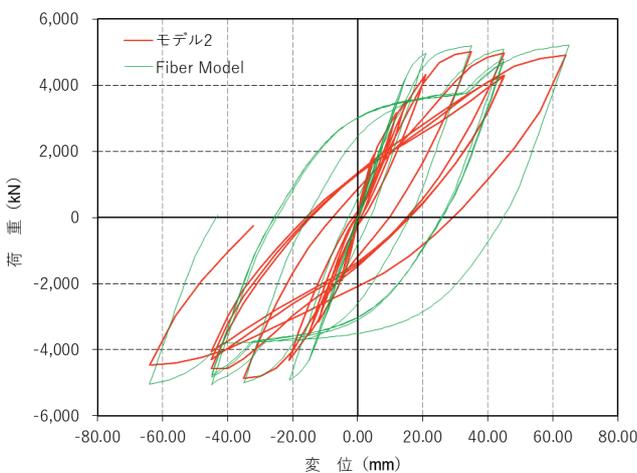
次に各解析ケースの最大耐力時におけるひび割れ発生状況および鉄筋降伏状況を図-4および図-5に示す。図-4によるとひび割れ発生状況はいずれのケースも同様であるが、モデル1→モデ



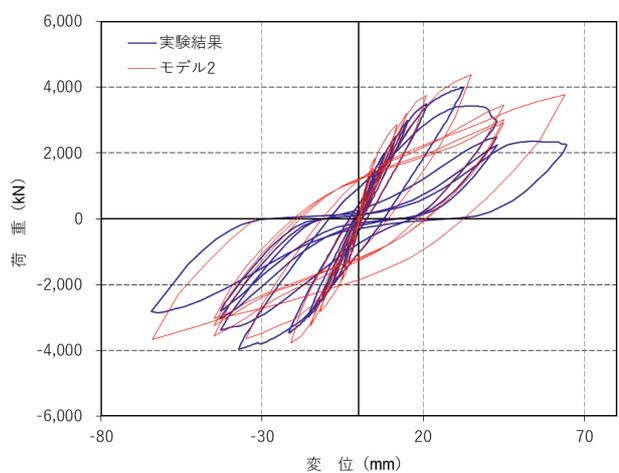
(a) モデル 1



(b) モデル 2



(c) モデル 2 とファイバーモデルの比較



(d) モデル 3

図-3 解析結果と実験結果の比較（荷重変位関係）

ル 2 → モデル 3 の順に、斜めひび割れがより顕著にかつ広範囲に交差していることが分かる。また、図-5 に示す鉄筋降伏状況によると、モデル 1 およびモデル 2 は最外縁の軸方向鉄筋の降伏が顕著であるのに対し、モデル 3 の軸方向鉄筋の降伏は限定的である。さらに、せん断補強筋の降伏状況はモデル 1 → モデル 2 → モデル 3 の順に顕著となり、モデル 3 ではせん断ひび割れに対応するように広範囲にわたり降伏している。これら荷重変位関係、ひび割れ発生状況、鉄筋降伏状況によれば、モデル 1 およびモデル 2 は曲げ降伏先行型であり、せん断破壊を最も適切に再現しているのはモデル 3 であると考えられる。そこで、鉄筋コンクリート部材の損傷指標として用いられる偏差ひずみ第 2 不変量および正規化累加ひずみエネルギーを各解析ケースについて比較した。なお、コンクリート標準示方書⁵⁾では、照査の指標として、曲げ破壊あるいはせん断圧縮破壊については正規化累加

ひずみエネルギー（限界値：1500 μ ）を、斜め引張破壊については偏差ひずみ第 2 不変量（限界値：1000 μ ）を挙げている⁶⁾。

解析の結果得られた各ケースの平均化偏差ひずみ第 2 不変量の推移を図-6 に、平均化正規化累加ひずみエネルギーの推移を図-7 に示す。ここで損傷指標の平均化の領域はコンクリート標準示方書に倣い半径 150mm の円形領域とした。平均化偏差ひずみ第 2 不変量の推移をみると、明らかにモデル 3 の増加が顕著であり、斜めひび割れの発生、すなわちせん断破壊を示唆しているものと思われる。また、平均化正規化累加ひずみエネルギーの推移によると、その増加状況はモデル 2 およびモデル 3 が顕著である。ただしモデル 2 は曲げ破壊先行型であり、橋脚基部における曲げ圧縮破壊の影響が大きいものと思われる。モデル 3 も同様に曲げおよびせん断による橋脚基部における圧縮破壊の影響が表れているものと考えられる。

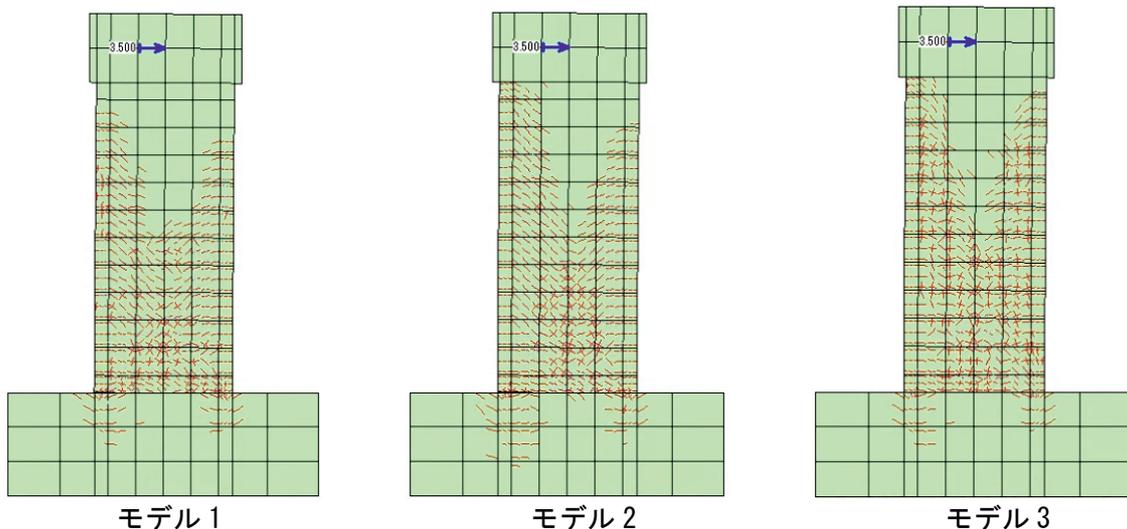


図-4 最大耐力時ひび割れ発生状況

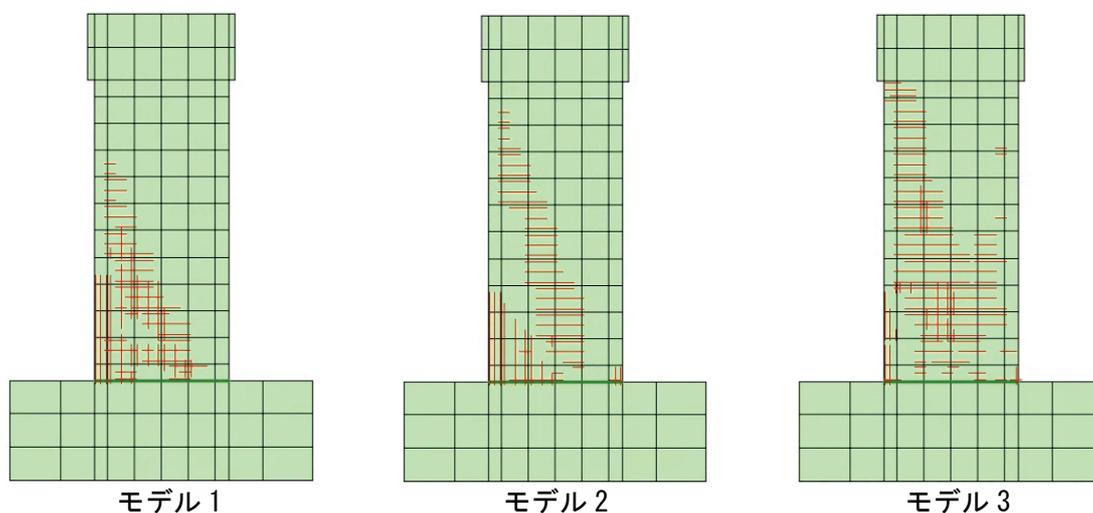


図-5 最大耐力時鉄筋降伏状況

図-8に実験後の試験体のひび割れ状況を示すとともに、図-9に偏差ひずみ第2不変量コンター図を、図-10には正規化累加ひずみエネルギーコンター図を示した。図-9および図-10における各モデルのコンター図はそれぞれ同じレンジで描かれている。図-9によるとせん断損傷指標となる偏差ひずみ第2不変量は他に比べて明らかにモデル3が大きく、しかも橋脚の広範囲にわたっており、これは図-8のひび割れ状況ともよく一致している。また、図-10についても同様に、圧縮損傷の指標となる正規化累加ひずみエネルギーはモデル2およびモデル3ともに橋脚基部において損傷が集中していることを示している。ただし、モデル2は曲げ破壊先行型であると考えられるため、これらの損傷指標から判断しても、モデル3がせん断破壊した実験結果を最も的確に

シミュレーションしているものと考えられる。

6. まとめ

本解析では正負交番載荷試験によって実際にせん断破壊した鉄筋コンクリート橋脚試験体を対象にWCOMDを使用して再現解析を試みた。その結果、対象とした試験体のように無筋コンクリート領域が大きい場合には、これを無筋オーバーラッピング要素としてモデル化し、残りの領域は鉄筋比=有効鉄筋比としたRC要素によってモデル化し、さらにコンクリートの引張硬化/軟化係数およびせん断伝達係数を適切に設定することによって、荷重変位関係、ひび割れ発生状況、鉄筋降伏状況等、実験結果をある程度精度よく再現できることがわかった。

WCOMDではオーバーラッピング要素を使用

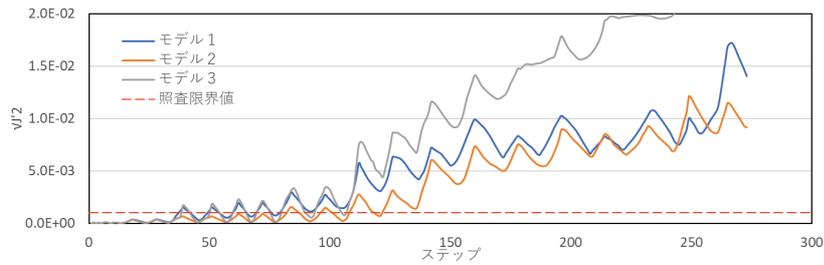


図-6 偏差ひずみ第2不変量 $\sqrt{J'_2}$ の推移

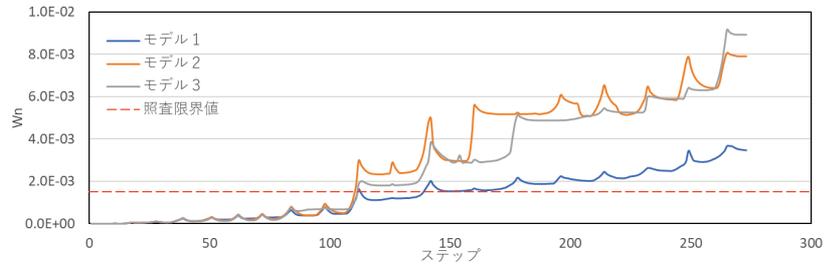


図-7 正規化累加ひずみエネルギー W_n の推移

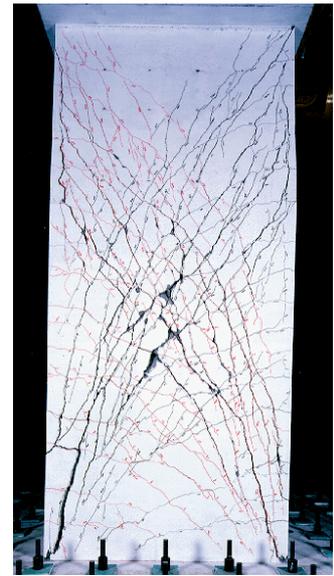


図-8 ひび割れ状況

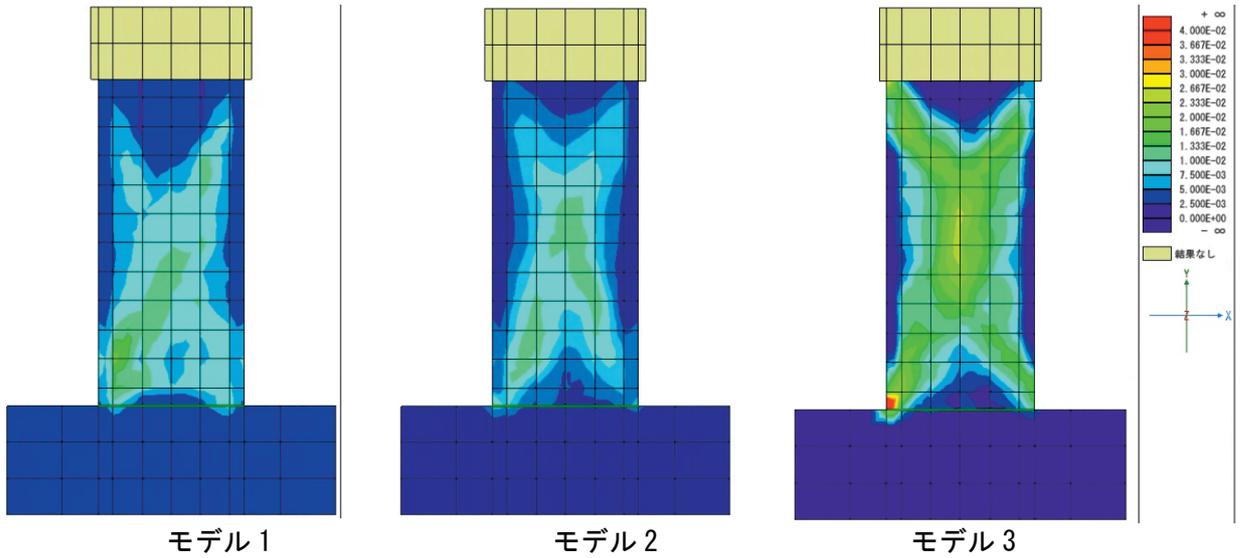


図-9 偏差ひずみ第2不変量 $\sqrt{J'_2}$

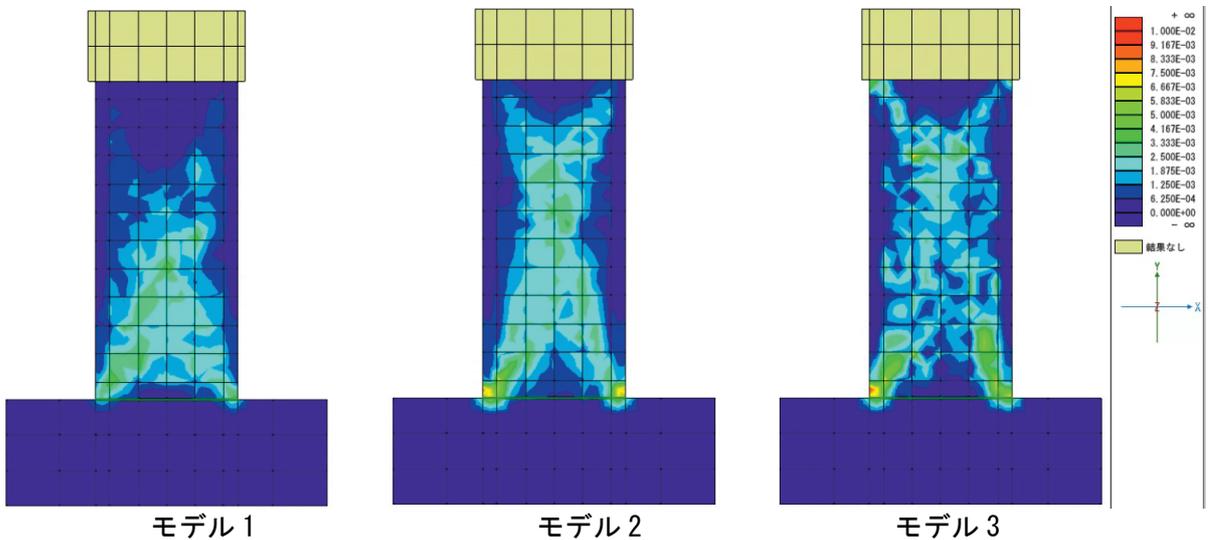


図-10 正規化累加ひずみエネルギー W_n

した場合にも重なる（オーバーラップする）RC要素については鉄筋比と有効鉄筋比を独立して設定することが可能であり、結果を見ながらユーザーが適宜判断できるようになっている。

いずれにしても、せん断破壊挙動を適切に再現するためには、鉄筋比＝有効鉄筋比として与え、適切な引張硬化/軟化係数、せん断伝達係数を設定することが肝要と思われる。

参考文献

- 1) 例えば、山谷，中村，桧貝：回転ひび割れモデルによる RC 梁のせん断挙動解析，土木学会論文集, No.620/V-43, 1999
- 2) UC-win/WCOMD Ver.2 電子マニュアル
- 3) 岡村，前川：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則、1991 年，技報堂出版
- 4) 大滝，黒岩，家村：鉄筋コンクリート橋脚のせん断耐力に及ぼす寸法効果の影響に関する実験的研究，土木学会第 55 回年次学術講演会，平成 12 年 9 月
- 5) （社）土木学会：コンクリート標準示方書，設計編，2017 年
- 6) 大滝 健：コンクリート標準示方書における非線形有限要素解析による照査について，(株)クリアテック,第 5 回技術報告集, 2017.11