

論文 並列有限要素法による高層 RC 建物の地震後の損傷評価

佐藤 裕一*1・長沼 一洋*2

要旨：22層と50層の二種類の高層RC建物の架構全体を有限要素モデル化し、施工・使用期間のコンクリートの乾燥収縮ひび割れやクリープ等の材齢依存諸性状を考慮した上で、大地震動下の時刻歴応答を解析した。さらに損傷によって低下した要素剛性の情報に基づき、大規模モデルに適した並列計算手法によって固有周期を計算した。その結果、開口幅2mm以上のひび割れの総延長、および震動後の固有周期を用いて、コンクリートの圧縮損傷状態を合理的に評価できることを確認した。

キーワード：損傷指標、疑似離散ひび割れモデル、ひび割れ幅、固有周期、並列計算

1. はじめに

筆者らは地震被災建物の損傷を有限要素法によって把握をすることを目指し、(1)コンクリートの塑性ひずみエネルギーを最小主ひずみよって重み付けて平均化した損傷指標の提案¹⁾、(2)ひび割れの長さや幅を算定する疑似離散ひび割れモデルの並列化^{2,3)}、および(3)大規模モデルに適した並列固有値計算の適用⁴⁾の3つに注力してきた。本研究は22層と50層の二種類の高層建物の全架構モデルを対象に、施工・使用時の乾燥収縮を考慮し、三方向に強震加速度を入力して動的解析を行う。これにより上記手法の有効性を検証し、併せて損傷指標、ひび割れ、および固有周期の相互の相関を確認する。

2. 建物のモデル化

一つ目の建物は1950年代の基準（設計ベースシア係数下限0.06）により設計・施工された22層壁式集合住宅^{4,5,6)}であり、1985年メキシコ地震で中破した後、耐震補強され使用され続けている。二つ目は1992年NewRC研究開発報告書⁷⁾においてベースシア係数0.25で試設計された50層集合住宅である。

22層建物は高さ68.81m、東西18.40m、南北22.60m、壁厚200mm、壁筋比0.23%~1.13%、ワッフルスラブ厚280mm、使用鉄筋径9.4~31.8mmである。壁・スラブに四辺形シェル要素、11層以上に配されたブレースに梁要素を用いており（図-1(a)）、総自由度は111,865となる。2ステップまで全節点へ自重を作用させた後、次の150ステップで750日分の乾燥収縮ひずみをCEB-FIP Model Code 1990⁸⁾に基づいて与えた（図-1(b)）。地震応答解析はSCT1波（図-1(c)）；PGA = 1640 mm/s²、卓越周期2秒⁹⁾を時間刻み0.01秒で建物底部に入力し、6000ステップで60秒まで計算した。入力加速度最大方向は建物短辺方向となる。乾燥収縮未考慮ケースを「22_1o」、考慮ケースを「22_1s」と表記する（表-1）。

50層建物は高さ151.5m、平面42.75m角、柱64本、繋ぎ梁で連結されたL字型耐震壁4枚、および250mm厚フラットスラブにより構成され、コンクリート強度60~100 N/mm²、柱寸法800~950mm角、柱主筋降伏応力685 N/mm²、柱主筋比0.50%~0.74%、柱・梁せん断補強筋降伏応力1275 N/mm²、せん断補強筋比0.36%~0.53%、壁厚750~950mm、壁縦筋降伏応力685 N/mm²、壁縦筋比3.27%~4.23%、壁横筋降伏応力980 N/mm²、壁横筋比0.68%~1.12%である。柱、梁、壁に六面体要素、床スラブに四辺形シェル要素を適用し（図-2(a)）、総自由度は4,300,186となる。1週1層の施工を想定し、150ステップで50週の施工期間を、次の60ステップで2年の使用期間を再現し、この間の乾燥収縮ひずみ、クリープ、コンクリート諸性状発現、付着特性を図-2(b)~(e)³⁾に基づいて与えた。試設計で目標とされたレベル2地震動の層間変形角1.25%、全体変形角0.8%を超過する震動を検証するため、典型的な断層近傍パルス波の一つであるTCU052波（図-2(f)）；PGA = 4965 mm/s²、PGV = 2334 mm/s^{9,10)}を最大成分方向（北東38°）に入力し、0.01秒間隔2600ステップで26秒間計算した。

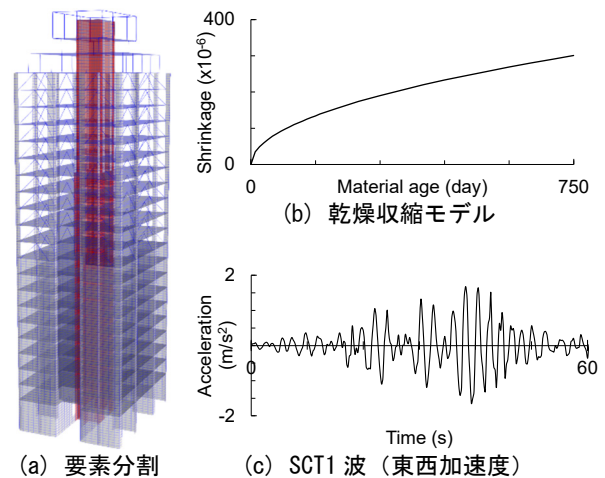


図-1 22層建物解析諸元

*1 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻助教 博士（工）（正会員）

*2 日本大学 理工学部建築学科特任教授 博士（工）（正会員）

解析は施工・使用期間の考慮の有無，および震動倍率（100%，200%，300%）をパラメータとして計6ケースを実施し，それぞれ「50_1o」，「50_1s」，「50_2o」，「50_2s」，「50_3o」，「50_3s」と表記する（表-1）。

非線形有限要素法プログラムはFINAL ver. 13¹¹⁾を用い，疑似離散ひび割れモデル^{2,3,12)}によりコンクリート自由表面のひび割れの長さと同幅を算定する。時間積分はNewmarkの β 法により，係数 $\beta=0.25$ ， $\gamma=0.5$ とした。減衰は初期剛性比例型とし，1次固有周期（22層建物1.28秒，50層建物2.15秒）に対して1%の減衰を与えた。

3. 固有値解析

FINALを使用した筆者らの既往研究^{例えは13)}では，剛性行列系を部分空間に投影してJacobi法¹⁴⁾により固有値を算定してきた。同法は汎用性と収束性に優れるが，密行列に適した解法であるため，大規模疎行列の算定時に記憶容量が不足する場合がある。この難点を克服する手法として既にLanczos法¹⁵⁾等が知られているが，2018年に数値計算ライブラリIntel Math Kernel Library¹⁶⁾の中にFEAST法¹⁷⁾に基づくルーチンが組み込まれた。FEAST法は部分空間反復法をさらに改良し，固有値の上限と下限を仮定することで処理の高速化を図っている。同ライブラリはこの上下限も同時に求めるルーチンmkl_sparse_d_gvを提供しており，実質的にこれのみで固有値計算が完結する。mkl_sparse_d_gvは並列処理に対応し，かつ連立一次方程式解法ルーチンmkl_pardisoと同じ疎行列圧縮格納形式（CSR形式）を採用していることから，大規模モデルを効率的に解析できる。

固有値計算の大規模化と並ぶもう一つの課題として，解析対象の損傷進行に伴う要素剛性の低下による計算の不安定化が挙げられる。連立一次方程式解法にも共通する問題であるが，コンクリートは圧壊やひび割れによって剛性が数桁低下し，特に要素間の剛性差の大きい大規模モデルでは行列要素の桁落ちによって不安定化しやすい。次章の解析結果が示すように，今回の解析の範囲では，震動後に低下した剛性値を用いてもmkl_sparse_d_gvによって全ケースの固有値を算定することができた。

4. 解析結果

4.1 変形角とベースシア係数

図-3の1段目に全体変形角時刻歴を，表-1の10行目にその最大値を，11，12行目に最大層間変形角と当該階を示す。22層建物については，乾燥収縮の考慮により全体変形角が64%（0.66%→1.08%），最大層間変形角が59%（0.82%→1.31%）増加した。乾燥収縮ひび割れに伴う剛性低下により増大した固有周期が震動の卓越周期に近づいたためと推定される。一方50層の変形角は震動倍率100%でレベル2の想定0.8%を超え（1.06%～1.09%），倍率に概ね比例して変形角も増大した。しかしながら22層とは対照的に，施工・使用期間の考慮によって最大変形角は3%～9%，層間変形角は11%～15%減少した。図-2(g)が示すようにTCU052の速度スペクトルには2つのピークがあり，固有周期の増加によって両者間の谷に近づいたことがその原因と考えられる。図-3の2段目にベースシア係数時刻歴を，表-1の13行目にその最大値を示す。50_3oでは瞬間的ながら0.619

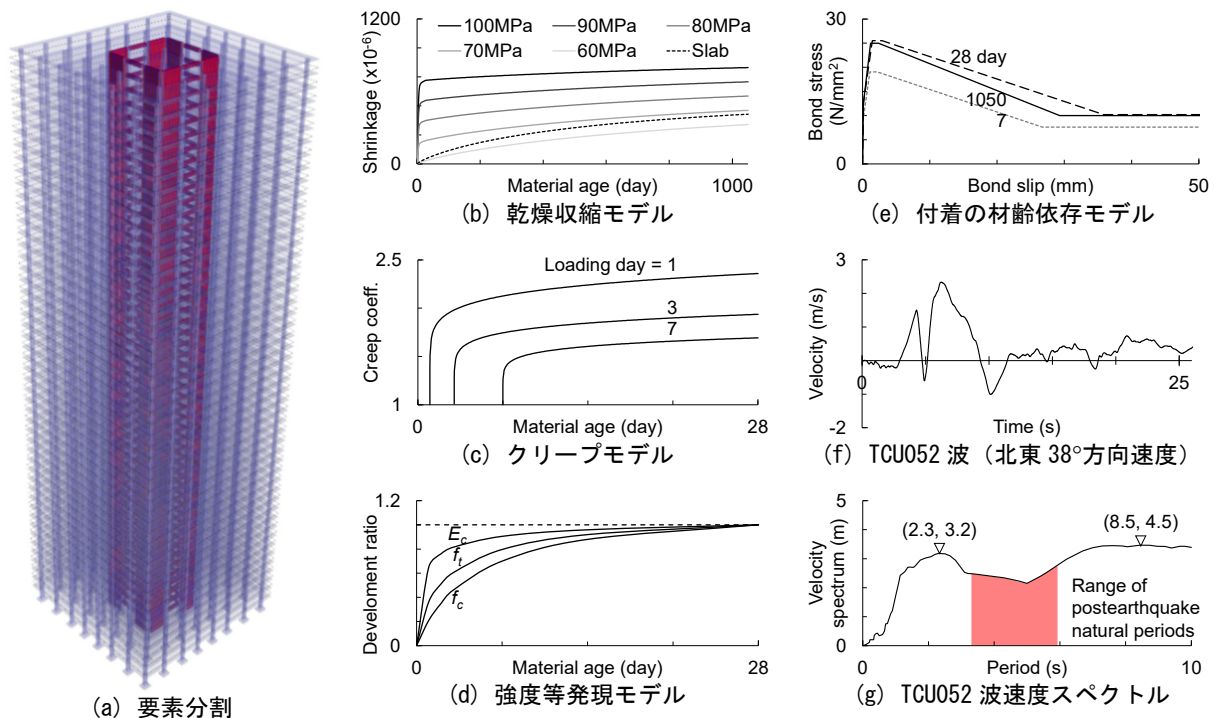


図-2 50層建物解析諸元

表-1 解析ケースと結果

(1) ケース名	22_1o	22_1s	50_1o	50_1s	50_2o	50_2s	50_3o	50_3s
(2) 層数	22		50					
(3) 高さH (m)	68.81		151.50					
(4) 幅W (m)	18.40×22.60		42.75×42.75					
(5) 高さ幅比(3)/(4)	3.36		3.54					
(6) 設計ベースシア係数C。	0.06		0.25					
(7) 総自由度	111,865		4,300,186					
(8) 入力波	SC1×100%		TCU052×100%		TCU052×200%		TCU052×300%	
(9) 施工・使用期間の考慮	--	考慮	--	考慮	--	考慮	--	考慮
(10) 最大全体変形角 (%)	0.66	1.08	1.09	1.06	1.99	1.82	3.58	3.31
(11) 最大層間変形角 (%)	0.82	1.31	1.75	1.56	3.74	3.17	7.42	6.60
(12) (11) 当該階	22	15	12	12	22	21	12	22
(13) 最大ベースシア係数	0.185	0.223	0.390	0.369	0.526	0.489	0.619	0.586
(14) 最大コンクリート圧縮損傷指標Di(c)	7.60	17.62	0.85	0.62	3.65	3.37	6.98	7.04
(15) 最大ひび割れ幅 (mm)	6.1	8.8	72.0	16.3	39.4	22.9	64.6	61.5
(16) (15) 当該階	17	18	13	25	27	21	28	18
(17) ひび割れ長さL _{cr} (km)	4.59	5.47	274.10	309.20	297.70	343.10	295.00	350.10
(18) 2mm超ひび割れ長さL _{cr,2mm} (km)	0.049	0.049	0.045	0.055	0.569	0.758	1.675	2.628
(19) L _{cr,2mm} の建物高さに対する比(18)/(3)	0.072	0.072	0.295	0.360	3.753	5.005	11.053	17.343
(20) 1階耐震壁2mm超ひび割れ面積A _{cr,2mm} (m ²)	--	--	0.00000	0.00101	0.00791	0.00651	0.03956	0.06537
(21) 初期1次固有周期 (s)	1.28		2.15					
(22) 使用期間終了時(震動前)1次固有周期 (s)	--	1.29	--	2.24	--	2.24	--	2.24
(23) 震動後1次固有周期 (s)	2.07	2.11	3.25	3.69	4.40	4.11	4.94	4.95
(24) 震動後1次固有周期の初期周期に対する比(23)/(21)	1.61	1.65	1.51	1.71	2.05	1.91	2.30	2.30
(25) 時刻歴応答計算時間 (hour)	7.3	8.3	293.9	364.4	322.6	380.0	346.1	378.4
(26) 固有値計算時間 (hour)	0.5	0.6	342.0	336.6	336.8	334.8	342.5	343.5

と設計値 0.25 の 2.47 倍に達している。日野・水越らは建物全体モデルの耐力が設計値を大きく上回る場合と下回る場合の両方を示している(例えば 18)。壁主体の架構例では前者となり、本研究の 50 層建物も極厚の耐震壁の面内・面外剛性が大きく影響したと考えられる。

4.2 コンクリート圧縮損傷指標 Di (c)

建物の損傷状態を一意に把握するため、各要素のコンクリート圧縮損傷指標 Di(c)_{elm} を最小主ひずみによって加重平均した指標 Di(c) を求めた¹⁾。要素別指標である Di(c)_{elm} は圧縮強度到達時に 1.0 となり、これに基づく全体指標 Di(c) が 1.0 を超過すると構造物に回復困難な損傷を生じたものと判断される。図-3 の 3 段目に Di(c) の時刻歴を、表-1 の 14 行目にその最大値を示す。22 層では乾燥収縮により Di(c) が 132% 増加した (7.60→17.62)。50 層は震動倍率により 0.62 から 7.04 の範囲で変化したが、施工・使用期間考慮による影響は見られない。上記の通り震動倍率 100% で設計変形角を超過したが、50_1o および 50_1s の Di(c) は 1.0 未満に留まった。

4.3 コンクリート表面のひび割れ長さとは幅

地震後の調査において実測できるひび割れはコンクリート表面に現れたもののみであるから、本研究はモデル内の自由表面のひび割れの長さとは開口幅を算定した。例えば矩形柱であれば四周表面、壁やスラブであれば内

外(上下)二表面に現れているひび割れの幅を対象とし、その全長を合算した。表-1 の 15 行目に最大ひび割れ幅を、16 行目にその当該階を、17 行目に総ひび割れ長さ L_{cr} 最大値を、図-3 の 4 段目に L_{cr} の時刻歴を示す。50 層の最大ひび割れ幅は 16.3~72.0 mm、L_{cr} 最大値は 274.1~350.1 km の範囲となるが、震動倍率や施工・使用期間の考慮の有無との相関が全く見出せない。50_1o の 13 階柱において本解析中の最大開口幅である 72.0 mm が観察されたものの、これはかぶりコンクリートの大変形に伴うものであり、該当位置の主筋ひずみは 1.45% に留まり破断は生じていない。ひび割れは一定の開口幅に達しなければ構造性能に影響を与えず、その閾値は鉄筋塑性化の観点^{19,20)}、およびせん断伝達限界の観点^{21,22,23)} から 2 mm 程度と考えられる。そこで開口幅 2 mm 以上のひび割れを抽出した。その長さ L_{cr,2mm} の時刻歴を図-3 の 5 段目に、最大値を表-1 の 18 行目に示す。震動倍率の増加に伴う L_{cr,2mm} の増加傾向が明瞭に確認される。

4.4 固有周期

表-1 の 21~23 行目に 1 次固有周期計算値を示す。初期固有周期は 22 層で 1.28 秒、50 層で 2.15 秒あった。後者は試設計時の想定 3.9 秒に比べ著しく短い。設計スペクトル上は周期が短くなることにより必要ベースシアが増加するが、4.1 節に述べた通り本研究の計算によるべ

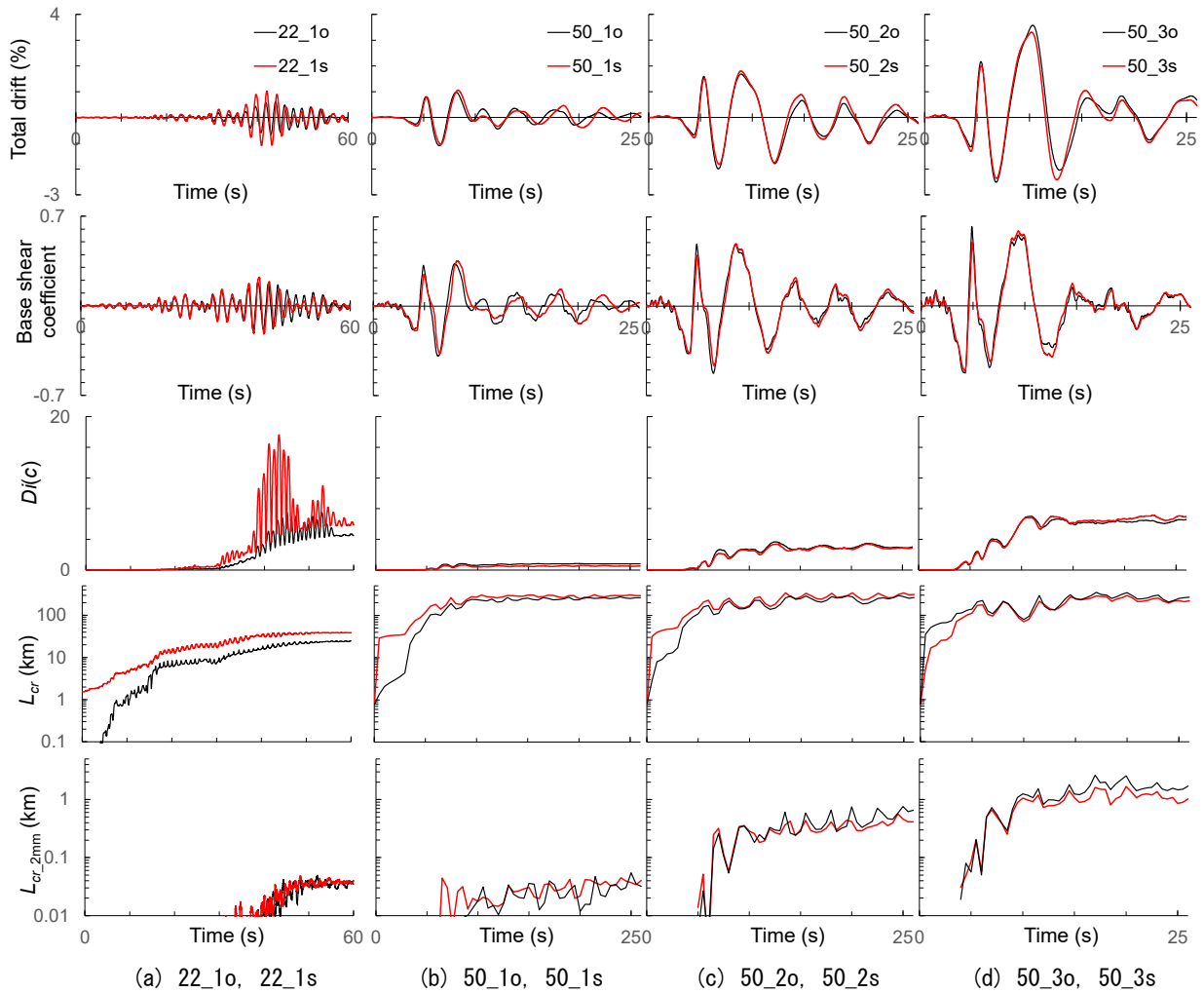


図-3 全体変形角，ベースシア係数，コンクリート圧縮損傷指標 $D_i(c)$ およびひび割れ長さ L_{cr} ， $L_{cr,2mm}$ の時刻歴

ースシアは設計値を大きく上回っており，結果的に所期の構造的な性能が確保される形となっている。施工・使用期間の考慮により，22層では0.01秒，50層では0.09秒の周期増加が見られる。震動後固有周期の初期周期に対する比を表-1の24行目に示す。22層，50層とも震動倍率100%で1.6倍前後，300%で2.3倍となっている。

4.5 コンクリート圧縮損傷指標 $D_i(c)$ の推定

図-4(a)，(b)に22_1sと50_3sの最大変位時のコア部ひび割れ分布を示す。開口幅2mm以上のものを赤色で表示している。図-4(c)，(d)には同ケースの要素別コンクリート圧縮損傷指標 $D_i(c)_{elm}$ を示す。ひび割れと圧壊は物理的に全くの別現象であるが，正負繰返し振動下では密接な関連が予測され，図-4の比較からも両者の分布に強い類似が読み取れる。損傷指標は解析値であるから実建物から直接算定できないが，ひび割れは目視ないし画像検出により相当の手間はかかるものの実測可能であり，加えて固有周期も常微動計測により同定できる。そこで， $L_{cr,2mm}$ 最大値を建物高さで除した値(表-1の19行目)，震動後固有周期比(同24行目)，設計ベースシア係数(同6行目)，層数(同2行目)の4つを説明

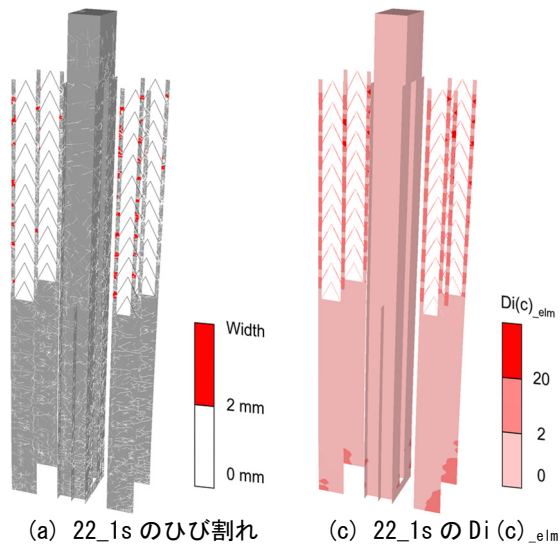
変数として重回帰計算を行い，(1)式を得た ($R^2 = 0.76$)。

$$D_i(c) = 0.0381 \frac{L_{cr,2mm}}{H} + 6.87 \frac{T_1}{T_{1o}} - 5.14C_o - 0.384N_{story} + 10.1 \dots \dots \dots (1)$$

異なる設計規準に基づく建物の計算値を合わせたにもかかわらず，ある程度圧縮損傷を推定できることが示された。ただし実際に建物全体のひび割れを実測するには多大な労力を要する。意匠上共用部となるコア部の耐震壁に限れば計測作業の支障は少なく，中でも特に損傷の著しい1階に限定すれば，労力は大幅に軽減される。そこで図-4(b)の鎖線で囲んだ1階1構面の耐震壁のひび割れについて，開口幅2mm以上の部分の面積 $A_{cr,2mm}$ (=開口幅×長さ)を算出し(表-1の20行目)，これに震動後固有周期比を加えて回帰を試みた。ただし観察対象域の選定基準が存在しないことから，この回帰は50層建物に限定し，(2)式を得た ($R^2 = 0.96$)。

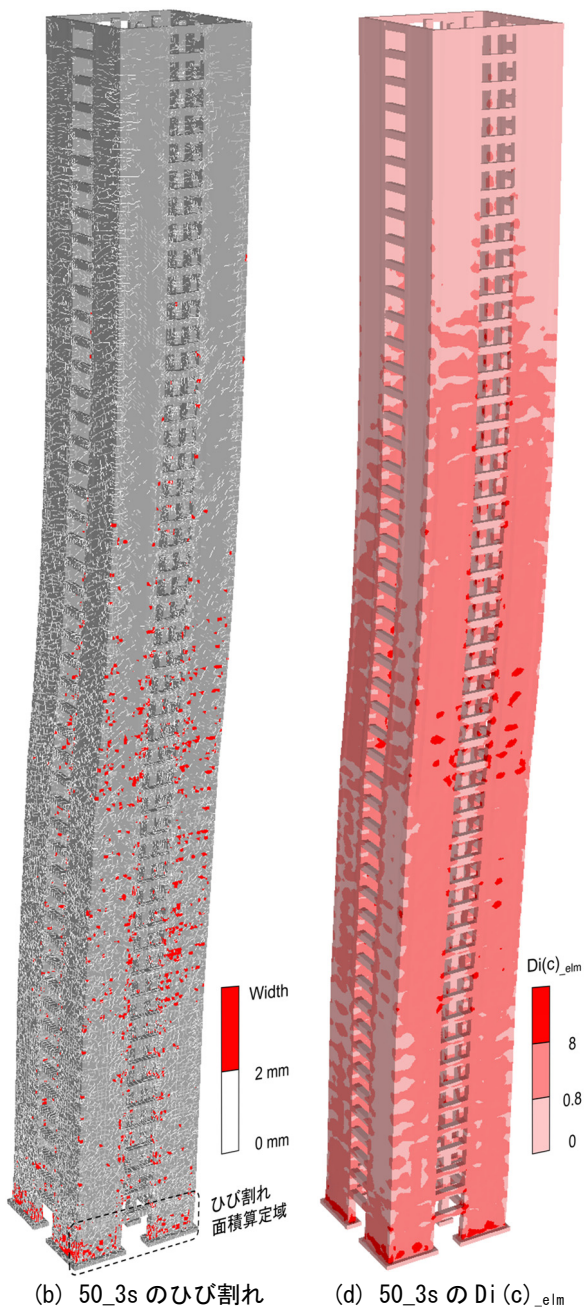
$$D_i(c) = 32.3A_{cr,2mm} + 6.28 \frac{T_1}{T_{1o}} - 9.23 \dots \dots \dots (2)$$

極めて強い相関が見られるが，一建物に基づく算定値のため，今後解析対象を増やして検証する必要がある。



(a) 22_1s のひび割れ

(c) 22_1s の $Di(c)_{elm}$



(b) 50_3s のひび割れ

(d) 50_3s の $Di(c)_{elm}$

図-4 最大変位時のコア部ひび割れと損傷の分布

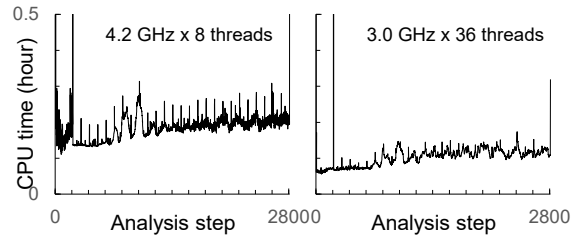


図-5 2台の計算機による計算時間の比較(50_1s)

5. 並列処理効率の確認

大規模解析モデルには鋼構造分野で数千万自由度の事例²⁴⁾が存在するが、本研究の50層建物もRCとしては過去有数の規模であるため、性能の異なる2台の計算機を用いて50_1sの時刻歴応答を対象に計算時間を比較し、並列処理効率を検証した。1台目のCPUはクロック周波数4.2GHz×8スレッド、2台目は3.0GHz×36スレッドであり、理想上は後者の計算速度が前者の3.43倍となる。実際には並列割り当てのオーバーヘッドや並列化不能な処理の存在により、前者で554.1時間、後者で364.4時間、速度比にして1.52倍となった。1ステップ当たりの計算時間と計算ステップの関係を図-5に比較する。ひび割れと圧壊の増大に伴って計算時間が漸増する傾向が読み取れる。本研究は全ケースで後者の計算機を使用しており、その計算時間を表-1の25、26行目に示す。mkl_sparse_d_gv等の商用ルーチンは変更できないが、疑似離散ひび割れモデルを含む要素剛性計算過程は筆者らの独自開発の並列アルゴリズムであり、今後GPU負荷分散等の手法によって改良を図る予定である。

6. まとめ

22層建物と50層建物の2つを有限要素モデル化して地震応答解析を実施し、算定されたコンクリートの圧縮損傷指標、ひび割れの長さとおよび固有周期から以下の知見を得た。

- (1) 損傷指標と固有周期は震動倍率に応じて増加した。
- (2) 施工・使用期間の乾燥収縮ひび割れは、架構や震動の条件次第で震動後の損傷を減らす場合もある。
- (3) 総ひび割れ長さと損傷指標に相関は存在しない。
- (4) 一方、開口幅2mm以上のひび割れの総延長、固有周期、および損傷指標には相関が確認された。
- (5) 50層建物の場合、1階コア部耐震壁のひび割れ面積を用いて簡易に損傷指標を予測することができた。

参考文献

- 1) 赤井冬来, 田嶋和樹, 長沼一洋, 佐藤裕一: 塑性ひずみエネルギーに基づくコンクリート構造物の損傷指標, 日本建築学会構造系論文集, Vol. 82, No.742, pp. 1925-1933, 2017年12月; DOI <https://doi.org/10.3130/aajs.82.1925>

- 2) Sato, Y., Naganuma, K. and Kaneko, Y.: Parallelism for NLFEM for RC incorporated with bond redistribution procedure, Proceedings of 5th International Conference, Bond in Concrete 2022, Stuttgart, Germany, 25th-27th July 2022, pp.105-116.
- 3) Sato, Y. and Naganuma, K.: Crack Width Analyses of 50-Story Reinforced Concrete Building by Parallelized Discrete-Like Crack Model, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.150, Issue 6, March 2024; DOI: 10.1061/JSENDH.STENG-12446
- 4) 佐藤裕一, 長沼一洋: 有限要素法による 22 層 RC 建物の地震時の損傷, ひび割れおよび固有周期の予測, 日本建築学会近畿支部研究報告集構造系, No. 64, pp. 29-32, 2024
- 5) 日本建築学会: 1985年9月19日メキシコ地震被害調査報告, 1987
- 6) Kitazawa, K., Sato, Y., Naganuma, K. and Kaneko, Y.: Finite Element Analyses of Seismic Response of a 22-story RC Wall Building subjected to Drying Shrinkage Cracking and Application of SCRPPC. fib Bulletin No. 95: Fibre Reinforced Concrete: From Design to Structural Applications. Proceedings of the ACI-fib-RILEM International Workshop FRC2018, ISBN: 978-2-88394-142-7, Paper No. 28, August 2020; doi.org/10.35789/fib.BULL.0095.Ch28
- 7) (財) 国土開発技術センター: 平成4年度 NewRC 研究開発概要報告書, pp.4-1-8—4-1-21, 1993
- 8) CEB-FIP Model Code for Concrete Structures, Comité Euro-International du Béton-Fédération Internationale de la Précontrainte, 1990
- 9) Mavroedidis, G. P. and Papageorgiou, A. S.: A mathematical representation of near-fault ground motions. Bullt Seismol. Soc. Am., Vol. 93, Issue 3, pp. 1099-1131, June 2003; DOI: 10.1785/0120020100
- 10) VDC: Strong Motion Virtual Data Center (<https://www.strongmotioncenter.org/vdc/scripts/event.plx?evt=49>, 閲覧日:2022年7月31日)
- 11) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kurimoto, O. and Eto, H.: Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method. Proc. 13th World Conf. Earthquake Engrg., Vancouver, BC, Canada, Paper 586, August 2004
- 12) Sato, Y. and Naganuma, K.: Discrete-Like Crack Simulation of Reinforced Concrete Incorporated with Analytical Solution of Cyclic Bond Model, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 140, Issue 3, March 2014; DOI: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000864.
- 13) 佐藤裕一, 長沼一洋, 金子佳生: 乾燥収縮を受けた耐震壁の落錘実験と三次元有限要素解析, コンクリート工学年次論文集, Vol. 44, No. 2, pp. 901-906, 2022
- 14) Bathe, K. J.: Solution Method of Large Generalized Eigenvalue Problems in Structural Engineering, Report, UC SESM 71-20, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley, 1971
- 15) 矢川元基, 青山裕司: 有限要素固有値解析, 森北出版, ISBN 978-4-627-91761-3, 2001年10月
- 16) Intel® MKL support for largest/smallest Eigenvalue and Sparse SVD Problem. <https://www.intel.com/content/www/us/en/developer/articles/technical/intel-mkl-support-for-largestsmallest-eigenvalue-and-sparse-svd-problem.html> (閲覧日: 2024年2月20日).
- 17) Polizzi, E.: A Density Matrix-based Algorithm for Solving Eigenvalue Problems, Physical Review B., Vol. 79, pp. 115-112, March 2009; <https://doi.org/10.1103/PhysRevB.79.115112>.
- 18) 日野惇, 水越一晃, 古島正博, 穴吹拓也, 米澤健次: 大規模非線形 FEM 解析を用いた RC 構造物の構造設計に関する研究 その 1~2, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (関東), 構造 IV, pp. 481-484, 2020年9月
- 19) Maeda, M., Nakano, Y. and Lee, K. S.: Post-earthquake damage evaluation for R/C buildings based on residual seismic capacity. Proc. 13th World Conf. Earthquake Engrg., Vancouver, BC, Canada, Paper 1179, August 2004
- 20) Lantsoght, E. O. L., van der Veen, C., Walraven, J. C. and de Boer, A.: Case study on aggregate interlock capacity for the shear assessment of cracked reinforced-concrete bridge cross sections. Journal of Bridge Engineering, ASCE, Vol. 21, Issue 5, January 2016; 10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0000847.
- 21) Bažant, Z. P. and Gambarova, P. G.: Crack shear in concrete: Crack band microplane model. Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 110, Issue 9, pp. 2015-2035, September 1984.
- 22) Vecchio, F. J.: Analysis of shear-critical reinforced concrete beams. ACI Structural Journal, Vol. 97, Issue 1, pp. 102-110, January 2000.
- 23) Muttoni, A. and Miguel, F. R.: Shear strength of members without transverse reinforcement as function of critical shear crack width. ACI Structural Journal, Vol. 105, Issue 2, pp. 163-172, January 2008.
- 24) Ohsaki, M., Miyamura, T., Kohiyama, M., Hori, M., Noguchi, H., Akiba, H., Kajiwara, K. and Ine, T.: High-precision finite element analysis of elastoplastic dynamic responses of super-high-rise steel frames. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 38, Issue 5, pp. 635-654. February 2009, 10.1002/eqe.900.