

(26) 既存鉄骨鉄筋コンクリート造超高層建築物の 部材の耐力劣化を考慮した終局耐震性能評価

林 晃平¹・江頭 翔一²・藤井 雅之³・松尾 真太朗⁴・河野 昭彦⁵

¹正会員 九州大学大学院 人間環境学府 修士過程1年 (福岡市東区箱崎6丁目10番地1号)
E-mail : k.hayashi.0315@gmail.com

²正会員 九州大学大学院 人間環境学府 修士過程2年 (福岡市東区箱崎6丁目10番地1号)
E-mail : egashisho@gmail.com

³正会員 清水建設株式会社 (東京都中央区京橋二丁目16番地1号)
E-mail : kmrtm971@yahoo.co.jp

⁴正会員 九州大学大学院助教 (福岡市東区箱崎6丁目10番地1号)
E-mail : matsuo@arch.kyushu-u.ac.jp

⁵正会員 九州大学大学院教授 (福岡市東区箱崎6丁目10番地1号)
E-mail : kawano@arch.kyushu-u.ac.jp

本研究では $P-\Delta$ 効果, 部材の耐力劣化を考慮した時刻歴応答解析を行い, SRC造超高層建築物の終局耐震性能を明らかにすることを目的としている。

まずSRC造部材の耐力劣化を考慮した応力-歪関係モデルを提案し, 既往の部材実験・骨組実験と比較し, 解析精度を確認している。続いて, 既存SRC造超高層建築物の代表的な骨組モデルを作成し, 時刻歴応答解析を行った。解析では, 予測波・観測波に対する骨組の挙動, IDA(Incremental Dynamic Analysis)による終局耐震性能および部材の耐力劣化の影響が現われ始める地震動レベルについて明らかにしている。

Key Words : SRC High-rise Building , $P-\Delta$ effect , Strength deterioration of structural members , Time history response analysis , Incremental dynamic analysis

1. 序

今日, 我が国における耐震設計は当該建築物が経験する可能性のある設計用地震力に対し, 変形量や応力値が許容範囲にあるかどうかを検定することによって, 安全を確保している¹⁾。しかし, 設計時に想定していたレベルを超える地震動が作用した場合の建築物の安全性は極めて不明瞭である。

近年では1995年の兵庫県南部地震を契機に, 通常的设计で想定されてきた地震動を大きく上回るレベルの強震記録が多数観測されるようになってきた。また, 2011年の東北地方太平洋沖地震では, 長周期の揺れが長時間継続し, 超高層建築物が共振を起こし大きな変位応答が観測され, 非構造部材が損傷した事例も多数報告されている²⁾。今後高い確率で発生

すると予測される東海・東南海・南海連動巨大地震や首都直下型の大地震における長周期地震動・長周期パルス地震動の超高層建築物への影響が懸念されている。

現行の耐震設計では, 想定される変形の範囲内において, 架構全体に及ぼす影響が小さいという理由で $P-\Delta$ 効果は無視されている。しかし巨大地震発生時に想定を超えた大変形が生じた場合, 超高層建築物では, 下層部において鉛直荷重による $P-\Delta$ 効果の影響が大きくなると考えられる。その結果, 振動の中心が片側に偏り, 入力エネルギーが大きなものになれば一方向に変形が進行する不安定応答となり崩壊に至る可能性がある³⁾。また $P-\Delta$ 効果を考慮した場合, 建築物の下層部で複数層にわたって弓なりに変形が進行していく下層部変形集中現象が報告され

ている⁴⁾。さらに部材の耐力劣化によってこれらの現象が大きく加速する恐れがある。超高層建築物の耐震余裕度を評価するためには、 $P-\Delta$ 効果や部材の耐力劣化を適切に考慮した解析モデルにより想定レベルを超えた地震動に対する検証を行い、終局耐震性能を明らかにする必要がある。

本研究で用いている解析モデルに対して、鉄骨(以下S)、コンクリート充填鋼管(以下CFT)、鉄筋コンクリート(以下RC)造超高層建築物の研究成果は既報^{5), 6)}で発表されており、本研究では鉄骨鉄筋コンクリート(以下SRC)造超高層建築物について検討を行う。

2. 解析手法の概要

本解析は有限要素法に基づく平面骨組の弾塑性時刻歴応答解析であり、解析に使用した剛性関係式の導出は文献7)に詳述されている。骨組の各部材は複数の柱梁要素で構成されており、その柱梁要素の軸方向変位は1次多項式、たわみは3次多項式の変位関数を仮定して、要素座標軸上でLagrange記述によって定式化されている。また要素座標系は要素の両材端が常に1つの座標軸上にあるように骨組の変形とともに移動するため、ラーメン架構の解析モデルでは鉛直荷重による $P-\Delta$ 効果が考慮されることになる。柱梁要素の断面は微小断面に区分され、それぞれが応力繊維を構成する。要素の断面力と断面剛性は、これらの応力繊維に対する数値積分で与えられ、材端力はGauss積分で与えられる。

SRC造部材断面は全て図1に示すように、曲げが入力される y 方向に対して分割する。主筋に関して

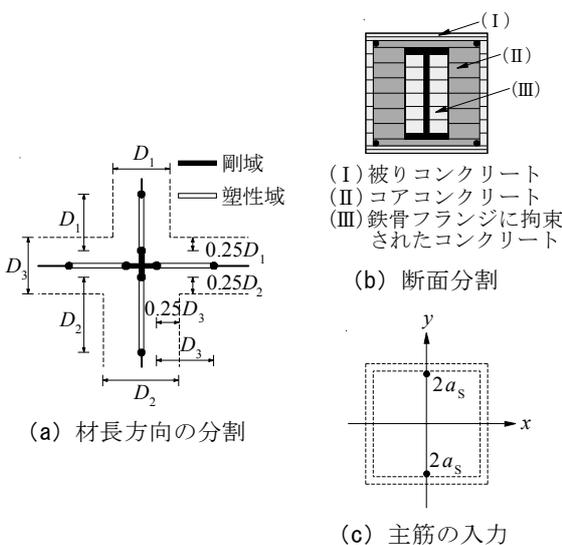


図1 柱梁要素の分割

は、曲げが入力される y 軸(断面を2分する線)上に位置するものとして取扱い、解析プログラムでは断面積として入力する。つまり、図1のように、 $x-y$ 座標軸上で y 座標が同じ鉄筋に関しては、 y 軸上の点に鉄筋の断面積の合計を入力する。

材長方向には図1に示すように柱梁端部に剛域⁸⁾、塑性域^{9), 10)}を設けている。ただし部材解析においては、端部には剛域を設けていない。

時刻歴応答解析を行う場合の減衰は、全骨組で剛性比例型とし、架構モデルの1次固有モードに対する減衰定数は3%と定めた。応答解析はNewmark- β 法¹¹⁾による微小時間増分に対して行い、 β の値は0.25、時間刻みは0.02sとした。各増分段階ではNewton-Raphson法による収束計算を行い、不釣り合い節点力を解消する。収束が得られない場合は、その都度時間刻みを小さく設定して再計算を行う。

3. SRC造部材要素の応力-歪関係モデル

既報¹²⁾で整備されたS造部材、RC造部材における鋼材とコンクリートの応力-歪関係モデルを統合し、それらに鉄骨の劣化開始の遅れと、鉄骨フランジに拘束されたコンクリートの強度上昇というSRC造部材としての特性を加えた応力-歪関係モデルを提案する。

鉄骨の劣化開始時の歪が鉄骨フランジに拘束されたコンクリートの劣化開始時の歪以上となるようにして鉄骨の劣化開始の遅れを考慮している。また鉄骨フランジに拘束されたコンクリートの強度は既往の研究¹³⁾に基づき、せん断補強筋内側部分のコンクリート強度の1.1倍としている。また十字形の内蔵鉄骨にもH形鋼と同様の応力-歪関係モデルを用いる。

図2に鋼材とコンクリートの応力-歪関係モデルのスケルトンカーブを示す。ただし、応力-歪関係モデルの算定式は付録に示している。

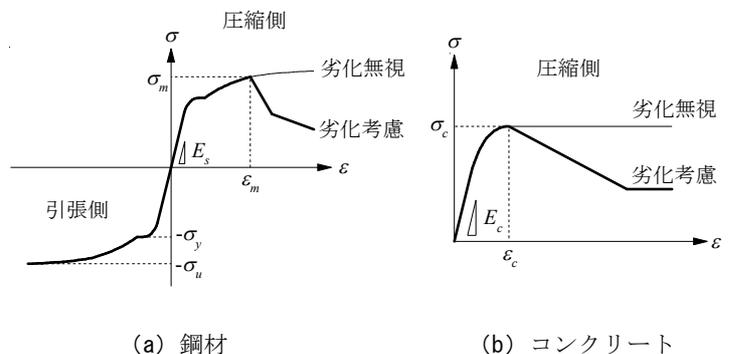


図2 応力-歪関係のスケルトンモデル

4. 実験結果との比較による解析精度の検証

ここでは先に述べた解析手法，SRC造部材要素の応力-歪関係モデルを用いて，既往の実験のシミュレーション解析を行い，実験結果との比較検証により解析の精度を確認する。

(1) 部材実験との比較

検証対象として用いた実験は，図3に示す単純支持梁の単調荷重実験 (Type1) と一端固定他端自由の片持ち柱の繰返し荷重実験 (Type2) である。また繰返し荷重実験では，H形鋼を内蔵したものと十字形鋼を内蔵したものの両方を採用している。

(2) 骨組実験との比較

部材実験に続いて，既往の骨組実験のシミュレーション解析を行い，実験結果との比較により，提案した部材要素モデルの骨組への適用性を検証する。検証対象として用いた実験は，SRC造1層骨組の静的繰返し荷重実験^{17), 18), 19)}である。この実験ではH形鋼の配置も実験変数となっている。

表1 SRC造部材実験の試験体諸元

文献	断面寸法 [mm]	鉄骨		荷重形式
		形状	断面寸法 [mm]	
馬込等 ¹⁴⁾	240×240	H形	100×100	Type1
李等 ¹⁵⁾	100×100	H形	60×60	Type2
塚等 ¹⁶⁾	200×200	十字形	120×60	Type2

表2 SRC造骨組実験の試験体諸元

試験体	σ_B [N/mm ²]	n (=N/N _y)	H形鋼配置
SRC-S12-03	20.7	0.16	強軸方向
SRC-S12-06	23.5	0.34	
SRC-W06-01	26.1	0.07	弱軸方向
SRC-W06-05	23.2	0.29	

σ_B : コンクリート強度 n : 軸力比

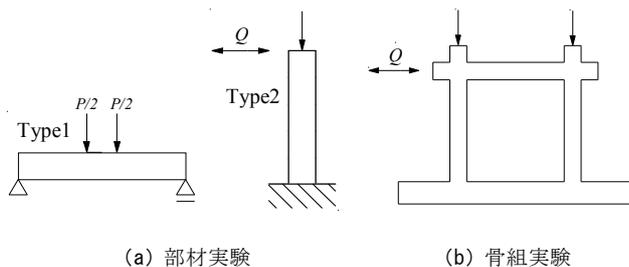


図3 荷重方法

(3) 結果

図4，図5に解析結果と実験結果の荷重-変形関係を示す。

部材実験との比較では，どの荷重方法でも非常によく実験を追跡できており，先に示したSRC造部材の応力-歪関係モデルの妥当性を確認することができた。

骨組実験との比較では，骨組の階高やH形鋼の強軸・弱軸配置を問わず，いずれもよく実験を追跡することができており，応力-歪関係モデルの骨組への適用性を確認することができた。

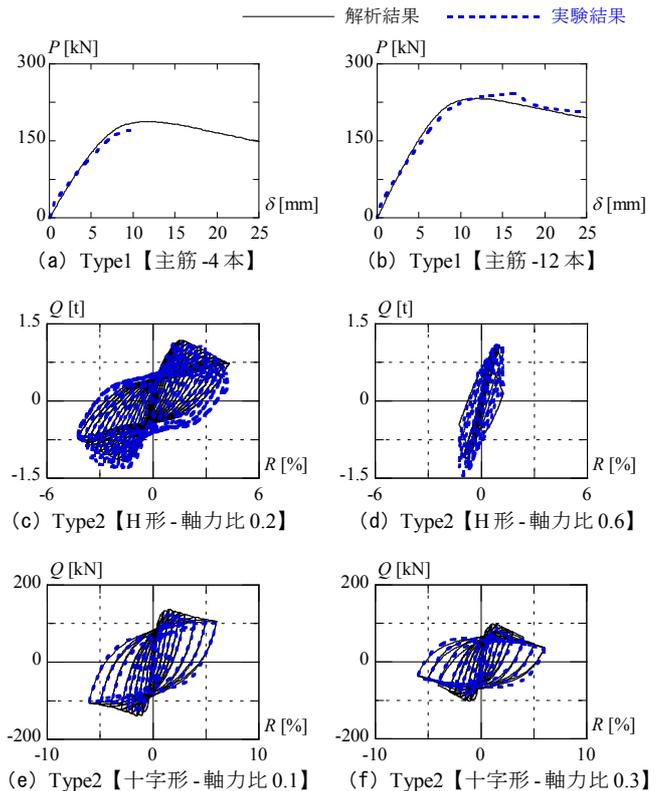


図4 部材実験との比較

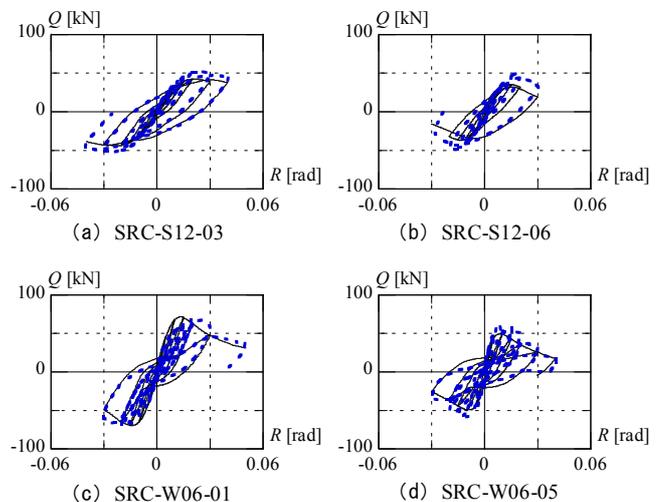


図5 骨組実験との比較

5. SRC 造超高層建築物の解析計画

(1) 構造計画および設計

既存SRC造超高層建築物の代表例となる骨組を作成をする。SRC造超高層建築物の時系列統計データがRC造と比べて乏しいため同様の目的で作成されたRC造30層骨組⁹⁾と同じものを用いることとする。断面も既存の代表例となるように配慮しつつ、RC造と各層の剛性がほぼ等しくなるように設計する。それにより設計レベルを超えた地震動が入力されたときにRC造30層骨組に対してSRC造30層骨組がどのような応答を示すかを比較検討できるようにする。コンクリート強度、各層の重量も上記の理由により、RC造30層骨組と同様のものを用いる。

上で述べた条件に基づいて作成したSRC造30層骨組モデルの概要を表3、図6に示す。ここでSRC30層骨組は柱に内蔵された鉄骨が十字形鋼のモデル(略称:SRC-2H)とH形鋼のモデル(略称:SRC-1H)を作成している。

作成したSRC造30層骨組に対して、既存超高層建築物で採用されてきたクライテリア²⁰⁾を満足するように一次設計、二次設計を行った。一次設計ではA₁分布に基づく層せん断力を入力する静的増分解析を行う。また、標準的な地震動波形として設計に多用される観測波3波(EI Centro NS波, Taft EW波, Hachinohe NS波)²¹⁾と、告示スペクトルを満足するように設定された模擬地震動のArt-Hachi波²²⁾を用いた時刻歴応答解析を行う。その際、最大地動速度(PGV)をレベル1(25[cm/s])に基準化した地震動に対し最大応答層間変形角が1/200[rad]以下であることを確認する。二次設計では先に挙げた地震波を用い最大地動速度PGVをレベル2(50[cm/s])に基準化した地震動に対し時刻歴応答解析を行い最大応答層間変形角が1/100[rad]以下、梁部材塑性率が4.0以下であることを確認する。

図7に二次設計用地震動による応答解析結果の一例を示す。最大応答層間変形角を見ると、レベル2の

地震動では解析対象骨組のSRC造30層骨組がRC造骨組に対して、概ね等しい解析結果となっていることがわかる。

(2) 時刻歴応答解析の計画

本研究では部材の耐力劣化が骨組の終局挙動に及ぼす影響を考察するために、劣化を考慮した骨組と劣化を考慮しない骨組の2通りの解析を行う。図8に代表部材に対して静的解析を行った結果を示す。

時刻歴応答解析は長周期地震動、長周期パルス地震動、およびIDAにより行う。長周期地震動は予測波であるC-SAN EW波²³⁾と観測波であるMYG004-NS波²⁴⁾、長周期パルス地震動は予測波であるUMT23D06-EW波とUMT32A02-EW波²⁵⁾を採用する。これら4波は原波に対して解析を行う。IDAでは長周

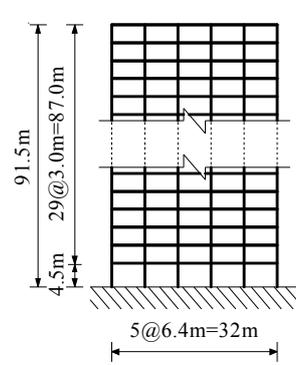


図6 SRC造30層骨組モデルの軸組図

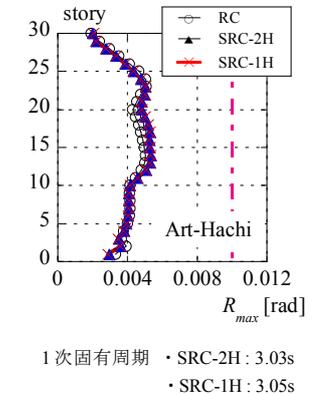


図7 二次設計における最大層間変形角

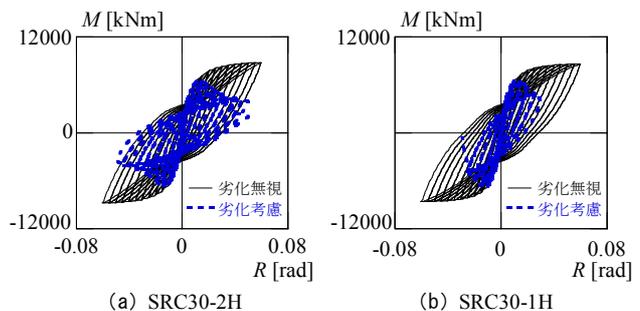


図8 静的解析による1層内柱の荷重-変形関係

表3 SRC30層骨組の柱梁断面一覧(柱内蔵鉄骨:十字形鋼)

階	外柱		内柱		外梁		内梁	
	断面	H形鋼断面	断面	H形鋼断面	断面	H形鋼断面	断面	H形鋼断面
21~30	770×770	450×200×12×19	770×770	450×200×9×22	600×800	400×200×9×16	600×800	400×200×9×12
16~20	820×820	500×200×12×22	820×820	500×200×12×22	600×800	450×200×9×12	600×800	500×200×12×25
11~15	820×820	500×250×9×16	820×820	500×250×9×22	600×800	450×250×9×16	600×800	500×250×12×22
6~10	820×820	500×250×9×16	820×820	500×250×9×22	600×900	550×250×12×22	600×900	550×250×12×25
1~5	870×870	500×250×12×22	870×870	500×250×12×28				

柱部材の内蔵鉄骨は全て十字形鋼でSN490, 主筋, せん断補強筋はそれぞれSD490, SD295, せん断補強筋比はいずれも約0.25%

期領域で速度応答スペクトルがほぼ一定となる模擬地震動を用いることとし、前述したArt-Hachi波、日本建築センターが公開しているBCJ-L2波²⁶⁾、告示波であるJSCA Kobe波²⁷⁾、横浜市が公開しているYokohama波²⁸⁾の4波に対して検討を行う。解析中に数値が発散するか、あるいは残留層間変形角が崩壊の目安となる1/20 [rad]を超えるまで解析を続行することとし、地震動倍率 $\phi=1$ から0.5刻みで骨組が崩壊に至るまで解析する。図9に検討地震波の速度応答スペクトル、表4に検討地震波の諸元を示す。

6. 解析結果

(1) 長周期地震動、長周期パルス地震動の検討

図10、図11に全ての長周期地震動、長周期パルス地震動に対する最大層間変形角（安全限界値 $R=1/75$ [rad]）、残留層間変形角、梁塑性率（安全限界値 $\mu=5.0$ ）の応答値を示す。図10と図11を比較すると、骨組の違いによる応答結果の違いはほとんど現われなかった。また、どの地震動に対しても劣化の影響は見られなかった。しかし、C-SAN EW波の梁塑性率、UMT23D06-EW波とUMT32A02-EW波の最大層

表4 検討地震波諸元

地震動名	継続時間 [s]	PGA [m/s ²]	PGV [m/s]	備考
① C-SAN EW	327.7	1.86	0.49	予測波
② MYG004 NS	300.0	27.00	1.53	観測波
③ UMT23D06-EW	40.95	8.86	1.63	予測波
④ UMT32A02-EW	40.95	3.87	1.18	
Art-Hachi	163.8	4.67	0.64	模擬地震波
BCJ-L2	120.0	3.56	0.80	
JSCA Kobe	60.0	4.70	0.55	
Yokohama	80.0	3.50	0.60	

注 表中の番号①～④は図10、図11の番号に対応

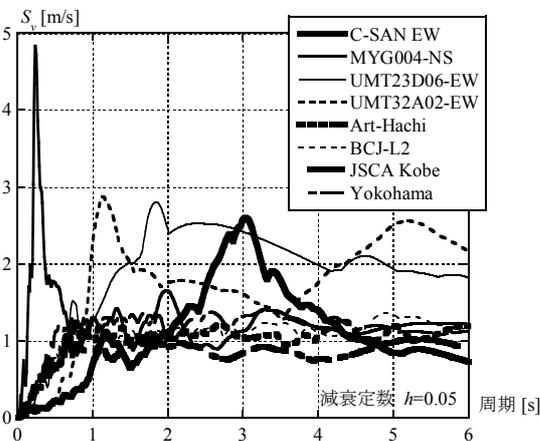


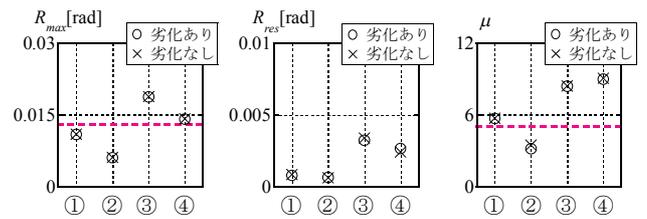
図9 速度応答スペクトル

間変形角と梁塑性率で安全限界値を超える結果となった。また図12に最大層間変形角の解析結果の一例を示しており、UMT23D06-EW波では中層部が大きく応答していることが分かる。

(2) IDA (Incremental Dynamic Analysis)

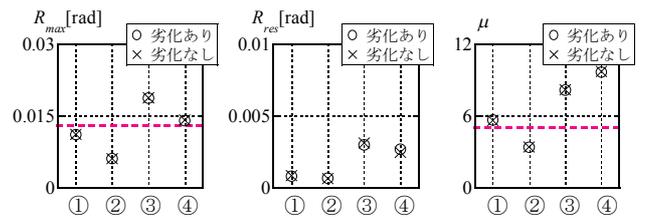
IDAでは劣化の影響に加えRC造骨組に対する比較検討も行った。Art-Hachi波に対して、SRC30-2Hでは $\phi=5$ で崩壊に至り、SRC30-2Hでは $\phi=4$ で崩壊に至った。図13ではArt-Hachi波 $\phi=1\sim5$ に対する残留層間変形角の推移をRC造骨組と比較している。SRC30-2Hが最も劣化の開始が遅く、その進行も鈍い。この差はSRC造に内蔵された鉄骨による軸力比の軽減と考えられ、SRC造でも柱の内蔵鉄骨が十字形鋼かH形鋼かで、結果に大きな差異が見られた。

図14ではSRC30-1Hが崩壊に至ったArt-Hachi波 $\phi=4$ の残留変形図を示している。SRC30-2Hはまだ崩壊には至っていないが、劣化考慮の結果の方が劣化無視の結果より下層部で大きく変形しており、逆に上層部では劣化無視の結果の方が変位が大きくなっている。つまり、耐力劣化の影響により下層部に



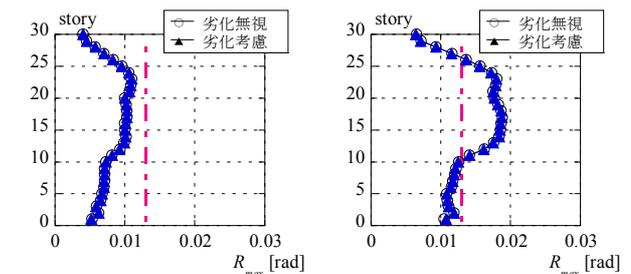
(a) 最大層間変形角 (b) 残留層間変形角 (c) 梁塑性率

図10 SRC30-2Hの解析結果 (①～④は表4の番号に対応)



(a) 最大層間変形角 (b) 残留層間変形角 (c) 梁塑性率

図11 SRC30-1Hの解析結果 (①～④は表4の番号に対応)



(a) C-SAN EW

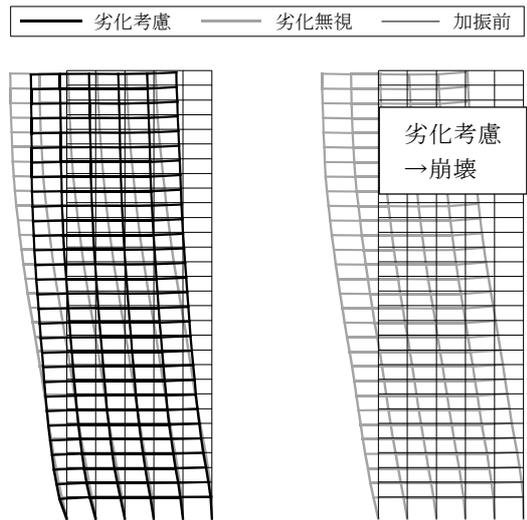
(b) UMT23D06-EW

図12 最大層間変形角 (SRC30-2H)

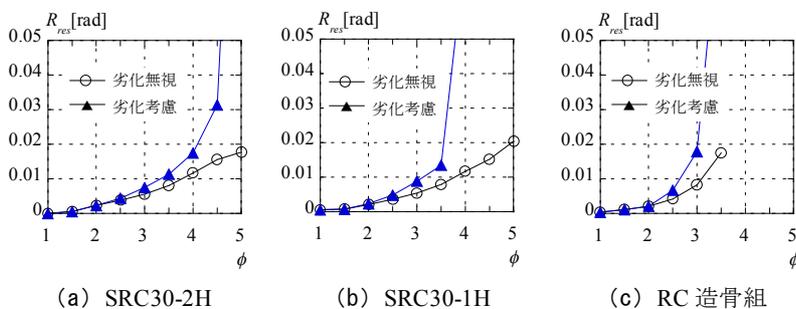
形が集中し、劣化考慮の有無により崩壊モードが変化していることが分かる。

図15, 図16では, SRC30-2Hが崩壊に至った Art-Hachi 波 $\phi=5$ の解析結果を示している. 図15より, 一度大きな変形をしてからは, 変位が0まで戻ることなく, 変形が片側に累積し崩壊に至っていることが確認できる. 図16より, 特に下層部の応答に劣化の影響が大きく現れていることがわかる.

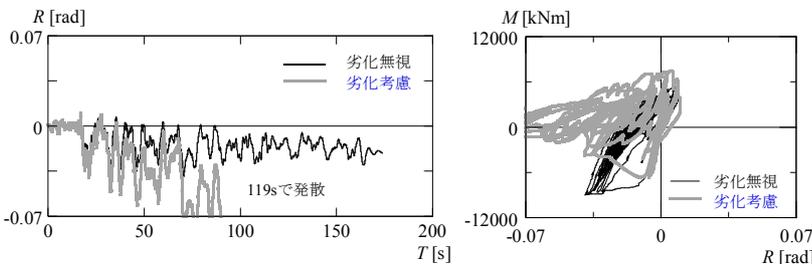
図17に劣化を考慮した骨組の応答値を劣化を無視した骨組の応答値で除した値を示す. つまり, この図では縦軸が1であれば, 耐力劣化の影響はなく, 1から遠ざかるにつれて劣化の影響が大きくなるということを表している. SRC30-2HとSRC30-1Hは概ね等しい傾向となっており, 最大層間変形角はPGVが2.5[m/s]程度で劣化の影響が現われている. しかし, 柱塑性率では1.5[m/s]程度で劣化の影響が現われ始めている.



(a) SRC30-2H (b) SRC30-1H
図14 Art-Hachi $\phi=4.0$ に対する残留変形図
(変形 $\times 20$ 倍)

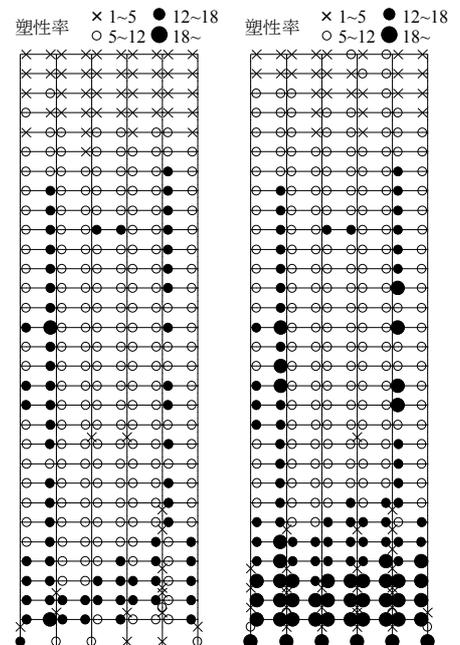


(a) SRC30-2H (b) SRC30-1H (c) RC造骨組
図13 1層柱の残留層間変形角における劣化の影響
Art-Hachi $\phi=1 \sim 5$



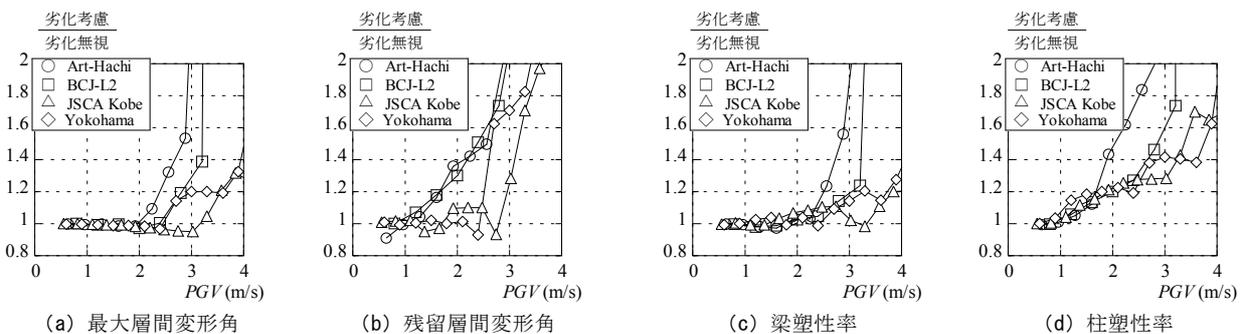
(a) 部材角の時刻歴応答 (b) M-R関係

図15 SRC30-2Hの1層外柱
Art-Hachi $\phi=5$



(a) 劣化無視 (b) 劣化考慮

図16 SRC30-2Hの塑性ヒンジ図
Art-Hachi $\phi=5$



(a) 最大層間変形角 (b) 残留層間変形角 (c) 梁塑性率 (d) 柱塑性率
図17 SRC30-2Hにおける耐力劣化の影響

図18には、それぞれの地震波に対する最大層間変形角の推移を示している。先に述べた様に、PGVが2.5[m/s]程度で劣化の影響が現われており、また柱の内蔵鉄骨がH形鋼の骨組の方が、小さいPGVで崩壊に至っていることが分かる。

ここからは図18より変位と劣化の影響について検討を行う。まず最大層間変形角で劣化の影響が見られたPGVが2.5 [m/s] 程度のときの最大層間変形角は、図18よりどの地震波でも概ね0.03[rad]となっている。また、柱塑性率で劣化の影響が現われ始めるPGV1.5 [m/s] のときの最大変位は、どの地震波でも概ね0.015 [rad] となっている。

以上より、地震動の強さだけでなく、変形量によっても、いつ耐力劣化の影響が現われ始めるか推測できることが確認できた。これにより、層間変形角が安全限界値 (1/75[rad]) を少し超えた程度でも柱の塑性率では劣化の影響が現われる危険性があることが分かった。

7. 結論

本研究では、既存SRC造超高層建築物の時刻歴応答解析を行い以下の知見を得た。

- 1) 予測波の原波に対して、劣化の影響は見られなかったが安全限界を超えるものがあることがわかった。また、原波に対してはSRC部材の内蔵鉄骨の違いによる応答の差は見られなかった。

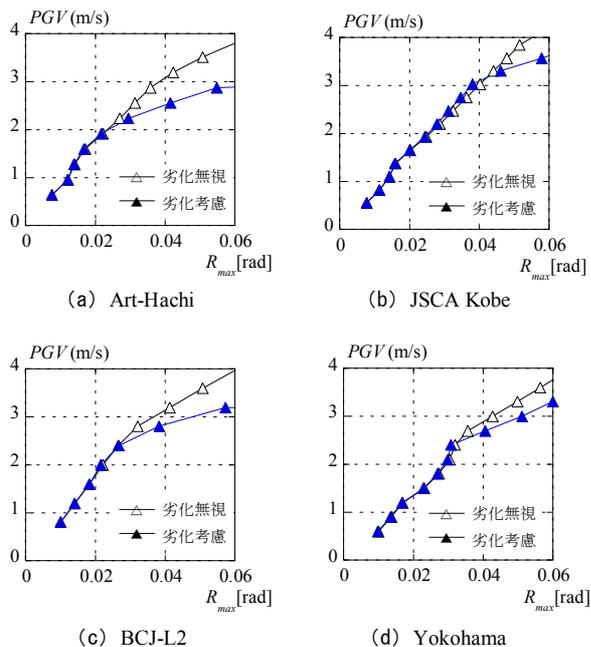


図18 SRC30-2Hにおける最大層間変形角のIDA結果

- 2) 複数の地震波を用いたIDAにより、SRC造超高層建築物の耐震性能および崩壊性状を確認した。その際、軸力比の違いにより、柱の内蔵鉄骨が十字形鋼よりH形鋼の骨組の方が小さな地震動レベルで崩壊に至っており、崩壊時は下層部で劣化の影響が顕著であった。また、劣化の影響が現われる地震動レベルを確認できた。さらに、地震動レベルだけでなく変形量に対しても、いつ劣化の影響が現われるか確認することができた。

謝辞：本研究は科学研究補助金基盤研究（B）No.23360245（研究代表者：上谷宏二）の補助を受けて実施した。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 日本建築センター：評定・評価を踏まえた高層建築物の構造設計実務，2006.
- 2) 日経BP社：特集 東日本大震災 浮かび上がる「建築」の課題—超高層、耐震性の検証を—，日経アーキテクチュア，2011/04/10，pp.16-19，2011.
- 3) 日本建築学会：長周期地震動と建築物の耐震性，2007.
- 4) 上谷宏二，田川浩：梁降伏型骨組の動的崩壊過程における変形集中現象，日本建築学会構造系論文集，第483号，pp.51-60，1996.
- 5) 藤井雅之，白涌滔，江頭翔一，河野昭彦，松尾真太郎：既存鉄骨造およびCFT造超高層建築物の巨大地震に対する損傷特性，構造工学論文集，vol.59B，pp.181-190，2013.3
- 6) 藤井雅之，江頭翔一，白涌滔，小俣慶太，河野昭彦，松尾真太郎：部材の耐力劣化を考慮した超高層建築物の時刻歴応答解析(その3.従来型のRC造超高層骨組の時刻歴応答解析)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1445-1446，2012.
- 7) A.Kawano and R.F.Wamer：Nonlinear Analysis of the Time-Dependent Behaviour of Reinforced Concrete Frames，University of Adelaide Research Report，No.R.125，pp.26-28，1995.
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算標準・同解説，2010.
- 9) 山田哲，秋山宏，桑村仁：局部座屈を伴う箱形断面鋼部材の劣化域を含む終局挙動，日本建築学会構造系論文集，第444号，pp.135-143，1993.
- 10) 山田哲，秋山宏，桑村仁：局部座屈を伴うH形断面鋼部材の劣化挙動，日本建築学会構造系論文集，第454号，pp.179-186，1993.
- 11) N.M.Newmark：A Method of Computation for Structural Dynamics，ASCE Journal of Engineering Mechanics，Vol.85，No.3，pp.67-94，1959.
- 12) 江頭翔一，藤井雅之，白涌滔，小俣慶太，河野昭彦，松尾真太郎：部材の耐力劣化を考慮した超高層建築物の時刻歴応答解析(その1.鉄骨造，鉄筋コンクリート造部材の応力-歪関係)，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.1441-1442，2012.
- 13) 渡邊真，河野昭彦，久永桂輔：耐力劣化要因を考慮した部材要素モデルの開発(その1.解析概要およびRC・SRC部材のシミュレーション解析)，日本建築学会九州支部研究報告，第49号，pp.253-256，2010.3
- 14) 馬込康介，池田亘，島津勝，修行稔：SRC部材の弾塑性曲げ挙動に関する研究，日本建築学会九州支部研究報告，第48号，2009.
- 15) 李麗，松井千秋，津田恵吾：軸圧縮力と繰返し曲げを受けるSRC柱材の変形能力に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，1997.
- 16) 李麗，塚純一，松井千秋：軸力と繰返し曲げを受ける十字形鉄骨を内蔵した鉄骨鉄筋コンクリート柱の弾塑性挙動，日本建築学会構造系論文集，第596号，pp.151-157，2005.
- 17) 張鎧，藤永隆，三谷勲，大谷恭弘，内田直樹：SRC骨組の耐力と変形性状に関する実験的研究(その1実験計画)，日本建築学会大会学術講演梗概集，2003.
- 18) 成原正人，藤永隆，三谷勲，大谷恭弘，内田直樹：SRC骨組の耐力と変形性状に関する実験的研究(その2強軸配置)，日本建築学会大会学術講演梗概集，2003.
- 19) 長谷川正雄，内田直樹，藤永隆，大谷恭弘，三谷勲，福住忠弘：SRC骨組の耐力と変形性状に関する実験的研究(その3弱軸配置)，日本建築学会大会学術講演梗概集，2003.
- 20) 日本建築センター：評定・評価を踏まえた高層建築物の構造設計実務，2006.
- 21) 日本建築センター：高層建築物の動的解析用地震動に関する研究，研究助成報告書，第9404号，1994.
- 22) 北村春幸，馬谷原伴恵，川崎恵：時刻歴応答解析結果をもとにエネルギー

の約合に基づく耐震設計法を適用した建築物の耐震性評価法の提案, 日本建築学会構造系論文集, 第632号, pp.1755-1763, 2008.

- 23) 国土交通省中部地方整備局ほかコンソーシアム:名古屋三の丸地区における地域特性を考慮した耐震改修のための基盤地震動の作成(概要版), 2004.
 24) 防災科学技術研究所:平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震による強震動, 2011.

- 25) 大阪府都市整備事業管理課:大阪府平成19年度想定標準地震動, 2007.
 26) 建築研究所, 日本建築センター:設計用入力地震動作成手法技術指針(案), 1992.
 27) 日本建築構造技術者協会:建築構造の計算と監理, 2002.
 28) 横浜市建築局建築審査課:横浜模擬地震動の特徴について, 2010.

付録: 各種応力 - 歪関係モデルの算定式を表5, 表6に示す.

表5 H形鋼でのモデル変数

	H形鋼	
	ウェブ	フランジ
$\alpha =$	$(D-2T_f)^2/T_w^2 \cdot \varepsilon_y$	$(B/2T_f)^2 \cdot \varepsilon_y$
$\mu =$	$0.18/\alpha_f + 2.6/\alpha_w + 0.3$	$0.5/\alpha_f + 5.7/\alpha_w - 4.0$
$\varepsilon_m =$	$\max[\mu \cdot \varepsilon_y, \mu \cdot \varepsilon_y]$	
$\tau_{d1} =$	$-0.57\alpha_f^2 - 0.0046\alpha_w^2 - 0.0005$	
$\tau_{d2} =$	-0.003	
$r_d =$	$-0.56\alpha_f - 0.062\alpha_w + 0.98$	

B :角形鋼管の鋼管幅 [mm] D :円形鋼管の鋼管せい [mm]
 T :鋼管厚 [mm] T_w :ウェブ厚 [mm]
 T_f :フランジ厚 [mm] ε_y :鋼材の降伏点歪

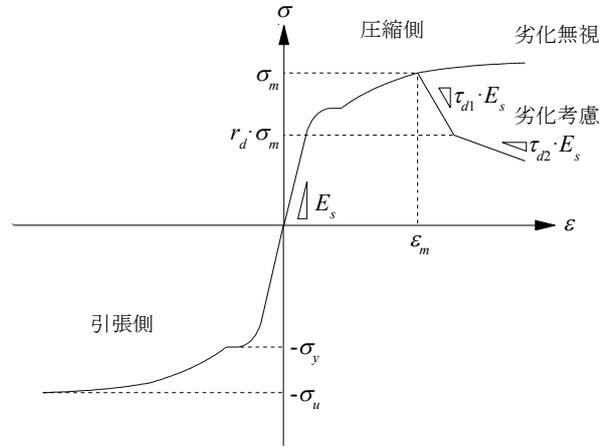


図19 鋼材の応力 - 歪関係のスケルトンモデル

表6 各種コンクリートでのモデル変数

	被りコンクリート	せん断補強筋 内部のコンクリート	H形鋼に内蔵 されたコンクリート
$\varepsilon_c/\varepsilon_p =$	1	$1.0+4.7(K-1)$ [$K \leq 1.5$] $3.4+20(K-1)$ [$K > 1.5$]	$[K \leq 1.5]$ $[K > 1.5]$
$K = \sigma_c/\sigma_p =$	1	$1+23\sigma_{re}/\sigma_p$	$1.1 \times (1+23\sigma_{re}/\sigma_p)$
$\sigma_{re} =$	0	$\rho_w/2 \cdot \sigma_{wy} (\phi_w/C)(1-x/2D_c)$	
$W =$	$1.50-17.1 \times 10^{-3} \sigma_p$	$1.50-17.1 \times 10^{-3} \sigma_p + 1.59 \sigma_{re}^{0.5}$	

C :せん断補強筋の有効支持長さ[mm] K :ブレイコンクリートの圧縮強度に対する上昇率
 D_c :外周せん断補強筋の芯々間距 [mm] σ_{re} :有効側圧因子
 ϕ_w :せん断補強筋の公称直径[mm] ρ_w :せん断補強筋の体積比
 x :せん断補強筋間隔[mm] E_c :コンクリートのヤング係数[N/mm²]
 σ_p :ブレイコンクリートの圧縮強度 [N/mm²] ε_p :ブレイコンクリートの圧縮強度時の歪
 σ_{wy} :せん断補強筋の降伏応力度[N/mm²]

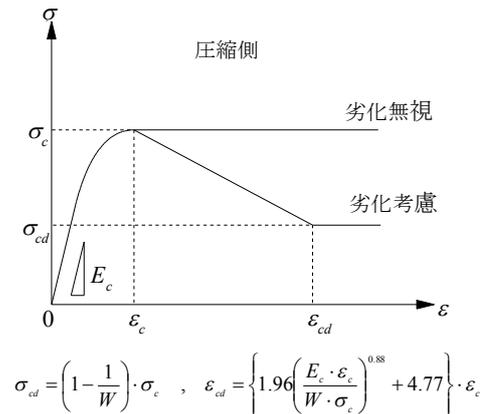


図20 コンクリートの応力 - 歪関係のスケルトンモデル

EVALUATION OF ULTIMATE SEISMIC RESISTANT CAPACITY OF EXISTENT SRC HIGH-RISE BUILDINGS CONSIDERING STRENGTH DETERIORATION OF STRUCTURAL MEMBERS

Kohei HAYASHI, Syoichi EGASHIRA, Masayuki FUJII, Shintaro MATSUO and Akihiko KAWANO

The purpose of this study is to investigate the ultimate seismic-resistant capacity of existent steel reinforced concrete (SRC) high-rise buildings through a time history earthquake response analysis considering $P-\Delta$ effect. At first, the stress-strain relation model for SRC members with considering the strength deterioration is calibrated with comparing past experiments in order to indicate the analysis accuracy. At the next, frame models are designed for existent SRC high-rise buildings which is considered to be popular and representative examples. The seismic-resistant capacities of frame models are investigated with respect to the observed earthquake waves and artificial waves predicted by active faults. Furthermore, the ultimate strength of representative SRC frame models are investigated by IDA (Incremental Dynamic Analysis) method.