

論文 / 著書情報
Article / Book Information

論題(和文)	地震時のRC造建物の鉄筋に発生するひずみの分析 その1 材端ばねモデルを用いた10層建物の地震解析
Title(English)	Analysis of strain generated in reinforcing bars of RC buildings during earthquakes Part 1: Earthquake analysis of a 10-story building using a timber end spring model
著者(和文)	岡村光晋, Alex SHEGAY, 佐藤大樹
Authors(English)	Koshin Okamura, Alex Shegay, Daiki Sato
出典 / Citation	日本建築学会関東支部研究報告集, , , pp. 281-284
Citation(English)	, , , pp. 281-284
発行日 / Pub. date	2024, 3
権利情報	一般社団法人 日本建築学会

地震時の RC 造建物の鉄筋に発生するひずみの分析 その 1 材端ばねモデルを用いた 10 層建物の地震解析

構造—鉄筋コンクリート構造

正会員 ○ 岡村 光晋*1 正会員 Alex Shegay*2
〃 佐藤 大樹*3

ひずみ時効 鉄筋
補修

1. 序論

近年、地震で損傷した建物の補修の意義が強まっている。補修後の建物の耐震性能変化の一つの要因として塑性ひずみを与えた後に、時間の経過とともに強度上昇および延性低下が発生する、ひずみ時効という現象²⁾がある。鉄筋の延性低下は建物の脆性破壊を、鉄筋の強度上昇に伴う部材強度の上昇は建物の破壊モードの変化を引起す恐れがあるため、鉄筋のひずみ時効は建物の耐震性に影響を及ぼすことが考えられる。

既往研究³⁾ではひずみ時効による鉄筋の特性変化について、鉄筋内のバナジウム含有率、塑性ひずみを加えてからの期間およびひずみの大小という 3 因子を用いて予測するモデルを構築した。特に降伏強度については鉄筋の変形が 2% 程度に達する前後で傾向を変え、2% 以上変形した際には約 1.2 倍に上昇することを確認した。そこで建物が地震を受けた際に鉄筋が条件を満たすほど変形するかを検討する。

RC 造建物の地震解析の手段として材端ばねモデルを使用するという方法があるが、材端ばねモデルでは部材内の鉄筋ひずみの評価方法として平均ひずみを用いる必要がある、その妥当性には疑問が残る。そこで本報その 1 では材端ばねモデルを用いた 10 層建物の地震解析を行い、その 2 では RC 梁部材に対する実験結果と比較することで平均ひずみによる鉄筋のひずみ評価がどれほど実際と異なるかを評価する。

2. 建物モデル概要

2.1. 建物モデル諸元

検討対象建物は構造設計・部材断面事例集内⁴⁾にある 10 階建ての鉄筋コンクリート造（以下、10Model）である。RESP-D を用いてこの建物の材端ばねモデルを作成する。

建物の図面を図 1 に、諸元を表 1 に、Y1 @ X3 ~ X4 (図 Analysis of strain generated in reinforcing bars of RC buildings during earthquakes Part 1: Earthquake analysis of a 10-story building using a timber end spring model

1(a)赤色部) 端部の梁断面の概要を図 2 にそれぞれ示す。

2.2. 静的増分解析結果

図 3 に 10Model の X 方向および Y 方向の静的増分解析による層せん断力 Q と層間変形角 R の関係を示す。なお、いずれかの層の層間変形角が 1/70 に達したときに保有水平耐力に達したとみなし、1/50 に達したときにせん断破壊が発生したとみなし解析を終了した。

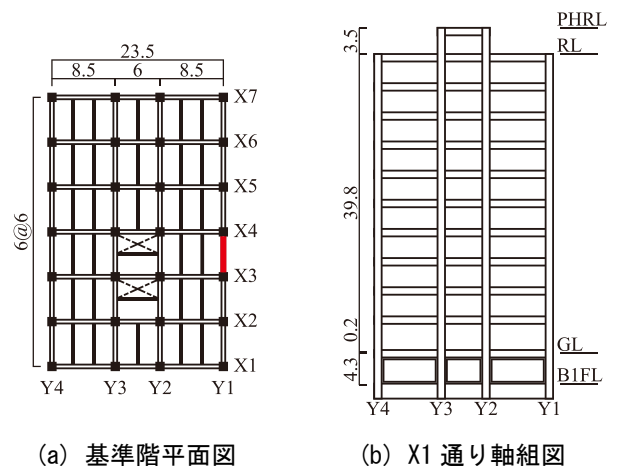


図 1 10Model 概要 (単位: [m])

表 1 10Model 諸元

最高高さ	43.3 m
軒高	39.8 m
骨組み形式	純ラーメン構造 (雑壁なし、外壁構面外 PC 壁)
梁寸法	梁せい: 850 ~ 1000 mm 梁幅: 400 ~ 600 mm
柱寸法	柱幅: 900 ~ 1000 mm
主筋	SD295(D10 ~ D16) SD345(D19 ~ D25) SD390(D29, D32)
F_c	24~36 N/mm ²

OKAMURA Koshin, Alex SHEGAY
SATO Daiki

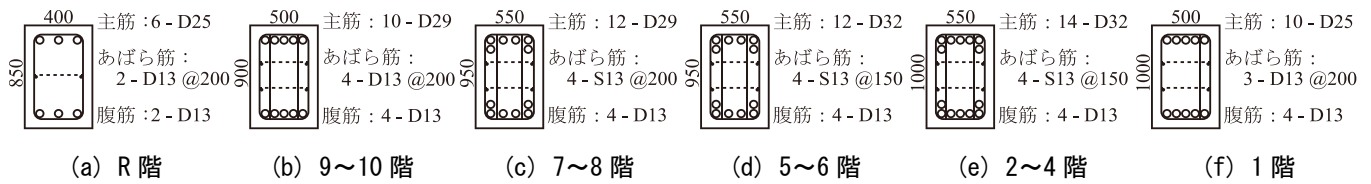


図2 10Model 梁断面の概要 (単位: [mm])

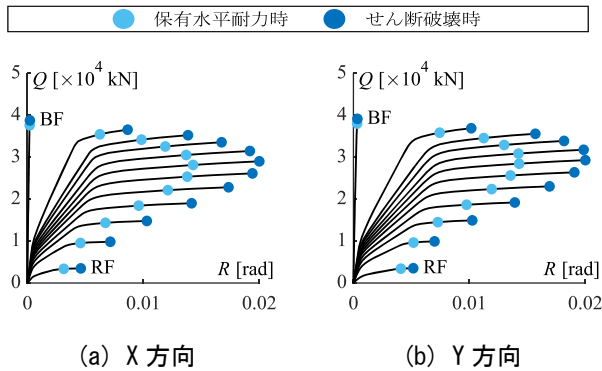


図3 静的増分解析結果

3. 地震応答解析

3.1. 入力地震動

本報では El Centro NS, Hachinohe EW, Hachinohe NS および Taft EW 波を入力地震動とした。なお、それぞれの地震波について Trifunac 法⁵⁾を用いて速度履歴を算出し、最大速度が 25 cm/s となる大きさを 1.0 倍波とし、1.0 倍波および 2.0 倍波を使用した。図4に各地震波の 1.0 倍波の時刻歴波形を、図5に告示波および告示波の 1.5 倍波 (地盤増幅係数 G_s を考慮した値) の加速度応答スペクトル S_A 、各地震波の 1.0 倍波および 2.0 倍波の S_A を示す。この際、減衰定数 $h=5\%$ とした。なお、地震波の時間に対象建物の固有周期の 10 倍を足した時間だけ解析を行った。また、Y 方向に比べ X 方向の水平剛性が小さいため、以後の地震応答解析は X 方向に対してのみ行う。

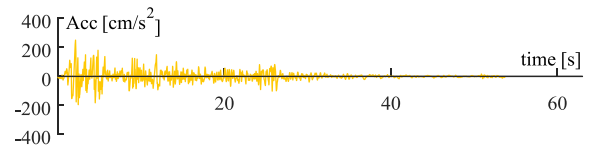
3.2. 解析結果

図6に 10Model に各地震波を入力した際の層間変形角 R の各層分布を示す。なお、図6内には 2.3 節で得られた保有水平耐力到達時およびせん断破壊時の層間変形角を合わせて示している。図6より地震波による応答は補修水平耐力に達する層間変形角と比べて小さく、2.0 倍波の応答に関しても保有水平耐力に達する層間変形角の半分程度しかないと確認した。

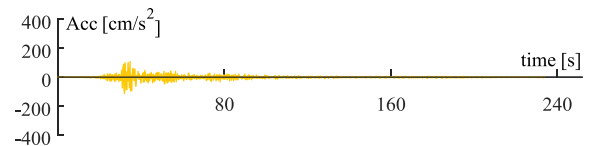
3.3. 大梁の回転の解析

材端ばねモデルの復元力特性を図7示す。この復元力特性を用いて大梁の回転の時刻歴を解析する。なお、以後梁の回転角および梁内の鉄筋ひずみは j 端 (図1(a)の上側) のものとする。

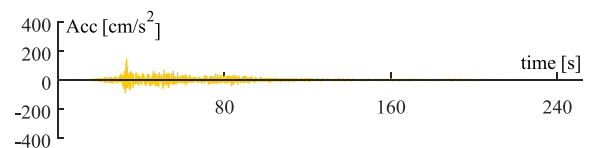
各地震波に対し大梁の回転の最大値 θ_{max} 、最小値 θ_{min} およびそれらを示した階層を表2に示す。表2より最大速度が 50 cm/s となる 2.0 倍波の応答での梁回転の最大値は 0.00118 rad であることを確認した。



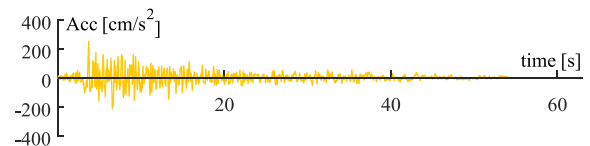
(a) El Centro NS 波



(b-1) Hachinohe EW 波

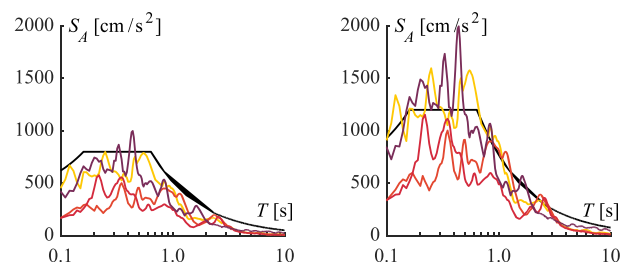
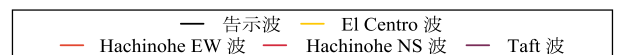


(b-2) Hachinohe NS 波



(c) Taft EW 波

図4 各地震波の加速度時刻歴



(a) 告示波 1.0 倍波
地震波 1.0 倍波
(b) 告示波 1.5 倍波
地震波 2.0 倍波

図5 告示波および各地震波の加速度応答スペクトル

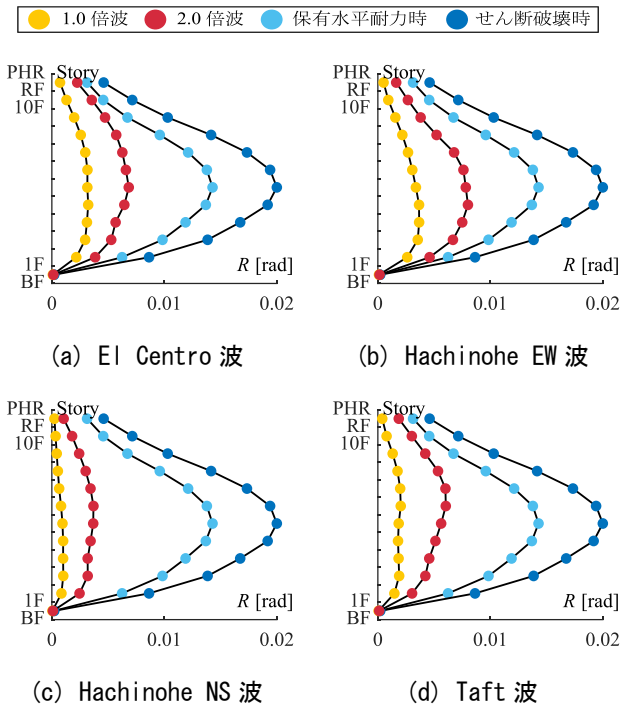


図6 層間変形角の各層分布

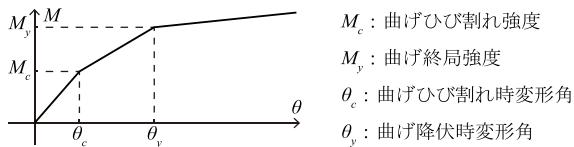


図7 材端ばねモデルの復元力特性

また、表2に示す各地震波に対して最も大梁が回転した階層について図8にモーメント - 梁回転角 ($M - \theta$) の時刻歴を、図9に層間変形角 - 梁回転角 ($R - \theta$) の時刻歴を

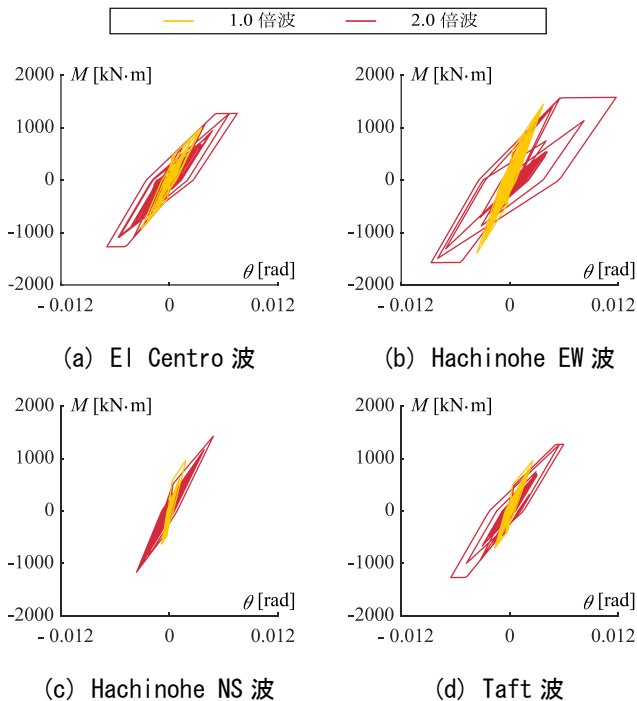


図8 モーメント-梁回転角時刻歴

それぞれ示す。図8よりすべての地震波に対して大梁がひび割れモーメントに達しており、特に(b), (c), (d)に示す2.0倍波に対しては大梁が降伏を起こしていることが確認できる。また、図9より層間変形角と梁回転角がほぼ比例関係を示し、その倍率は0.9程度であることを確認した。

表2 最も梁が回転した階層

入力波	θ_{max} [rad]	階層	θ_{min} [rad]	階層
El Centro 1.0 倍波	0.0035	7	-0.0033	5
El Centro 2.0 倍波	0.0075	7	-0.0072	5
Hachinohe EW 1.0 倍波	0.0037	3	-0.0036	3
Hachinohe EW 2.0 倍波	0.0118	5	-0.0087	5
Hachinohe NS 1.0 倍波	0.0018	3	-0.0009	5
Hachinohe NS 2.0 倍波	0.0048	5	-0.0036	5
Taft 1.0 倍波	0.0026	5	-0.0020	7
Taft 2.0 倍波	0.0060	7	-0.0065	7

3.4. 大梁内の主筋の平均ひずみの導出

ここでは、大梁内の主筋の平均ひずみ時刻歴を導出する。大梁の断面の模式図を図10に示す。図10に示す通り、本報では大梁に繋がるスラブの有効幅を考慮して主筋のひずみの導出を行う。導出には以下を前提として用いた。

1) 曲げ降伏時の大梁のヒンジ長さ L_p を梁せい D の半分とし、大梁の回転がすべてヒンジの中心で起こるものとする。以下の式(1)の通りに大梁のヒンジ内の曲率 ϕ を求める。

$$\begin{aligned} \phi &= \theta / L_p \\ &= 2\theta / D \end{aligned} \quad (1)$$

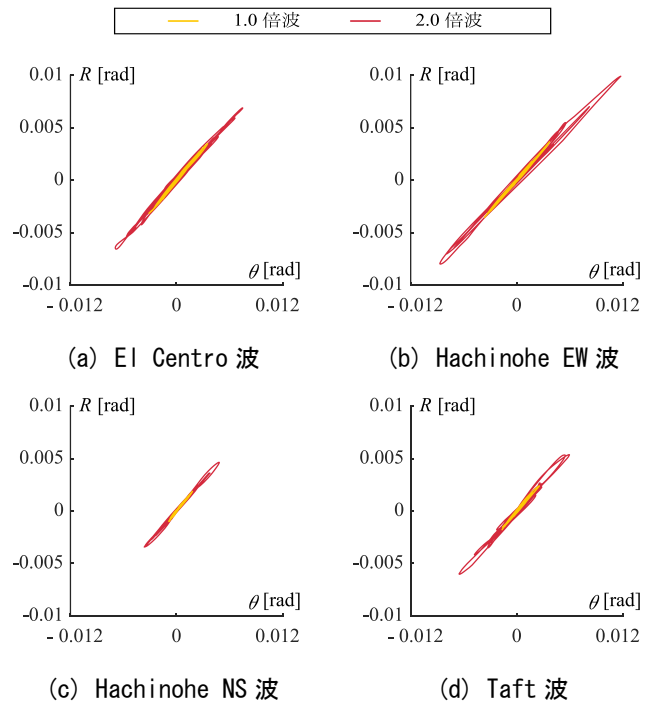


図9 層間変形角-梁回転角時刻歴

2) 平面保持の仮定が成り立つものとし、式(2)のように主筋から中立軸までの距離と曲率 ϕ をかけることで主筋のひずみ ε を求める。

$$\varepsilon = \begin{cases} \phi \cdot (d - x_n) & (\text{引張側}) \\ \phi \cdot (x_n - d') & (\text{圧縮側}) \end{cases} \quad (2)$$

表 3 に各層の大梁 Y1 @ X3~X4 (図 1(a)の赤色部) の平均ひずみ倍率 ε_{ave}/θ を示す。なお、大梁が T 字型であり x_n の算出に用いる引張鉄筋比 p_t が上端引張か下端引張かで異なる値を示すため、平均ひずみ倍率は合計 4 通り考えられる。表 3 より、圧縮側の鉄筋と比べ引張側の主筋は大きくひずみが発生することが考えられる。

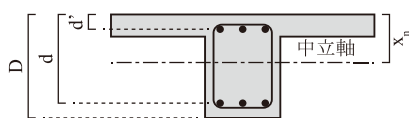


図 10 大梁断面図

表 3 各層の大梁回転-主筋平均ひずみ倍率

	下端引張時		上端引張時	
	下端(t)	上端(c)	下端(c)	上端(t)
1 階	1.54	0.18	0.41	1.31
2~4 階	1.42	0.21	0.45	1.18
5~6 階	1.41	0.18	0.41	1.18
7~8 階	1.45	0.15	0.37	1.22
9~10 階	1.49	0.20	0.44	1.25
R 階	1.56	0.11	0.35	1.32

3.3 節で求めた大梁の回転時刻歴に平均ひずみ倍率をかけることで大梁内の主筋のひずみ時刻歴を求めることができる。各地震波に対して最も大梁が回転した階層について、主筋のひずみ履歴を図 11 に示す。なお、図 11 は下端鉄筋についての値である。また、極大もしくは極小値をとった点のみをプロットし、弾性変形範囲である 0.2% より小さい変形は 0 としている。これは平均ひずみ倍率の算出に用いた x_n が大梁の曲げ降伏時の値であるためであり、大きな変形を抽出するための処理である。図 11 より主筋のひずみは引張変形が支配的であることが確認できる。これは部材内でコンクリートが圧縮応力の多くを負担しているためである。また、鉄筋のひずみ ε の最大値は 1.7% であり、1% を超える変形は初めの数サイクル中にしか発生しないことが確認できる。

前述のとおり本報その 1 での主筋のひずみの導出方法は塑性ヒンジ部の平均値であり、局所的にはこれより大きいひずみが発生すると考えられるため、本報その 2 ではこ

の解析と実験値の差異を確認する。

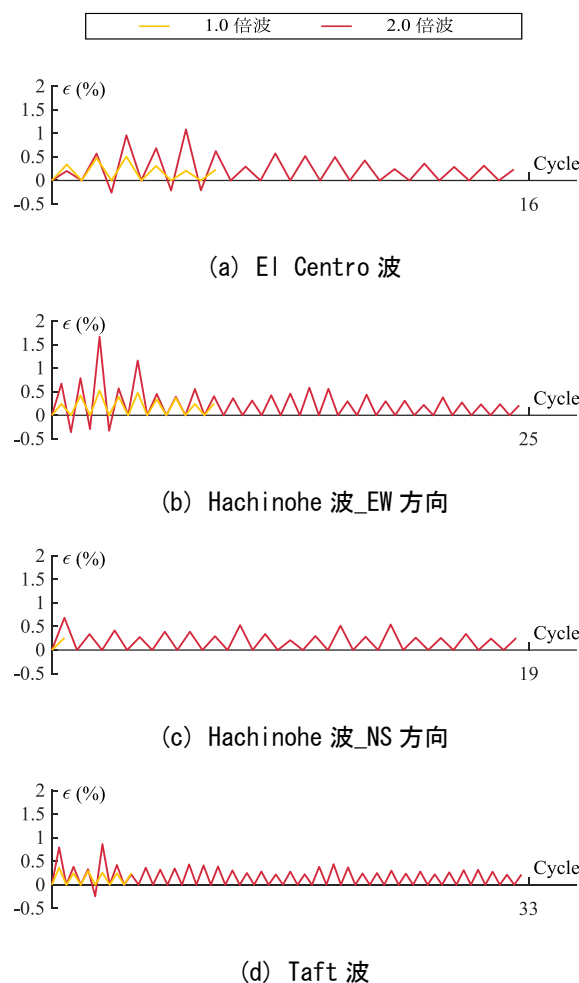


図 11 大梁内の主筋の平均ひずみ時刻歴

4. 結論

本報その 1 では、材端ばねモデルを用いた RC 造 10 層建物に対して地震波を入力することで、以下の結論を得た。

- 1) RC 造 10 層建物に最大速度が 50 cm/s となる地震波を入力した際、大梁は最大で約 0.012 rad 回転することが確認された。
- 2) 上記の際、鉄筋のひずみは最大でも 1.7% に留まり、1% を超える変形は初めの数サイクル中にしか発生しないことを確認した。

本報その 2 では実験の結果との差異を確認し、平均ひずみを用いた鉄筋の損傷評価の危険性を評価する。

謝辞および参考文献は本報その 2 に示す。

*1 東京工業大学 環境・社会理工学院 大学院生
 *2 オークランド大学 土木環境工学部 講師・Ph.D. (元東京工業大学)
 *3 東京工業大学 科学技術創成研究院 准教授・博士 (工学)

Graduate Student, Tokyo Institute of Technology^{*1}
 University of Auckland, Civil and Env. Dept., Lecturer (Previously at Tokyo Institute of Technology)^{*2}
 Associate Professor, IIR, Tokyo Institute of Technology, Dr.Eng.^{*3}