

論文 SHM の応答加速度より推定する RC 造建築物柱におけるひび割れ幅

井上静*1・渡部洋*2

要旨: RC 造建築物を対象に 2019 年から構造ヘルスマニタリングを行い、対象建築物の構造的健全性の評価を続けているが、僅かな卓越周期の伸びが観測できる。そこで観測した応答加速度を用いて、各計算式より柱の曲げひび割れ幅、せん断ひび割れ幅を推定した。その結果、最大曲げひび割れ幅は 0.171mm、最大せん断ひび割れ幅は 0.0983mm だった。また、実際のひび割れ幅をデジタルマイクロスコープにて計測した結果、最大値は 0.0952mm だった。ひび割れ幅制御目標値 (0.2mm) を分母とした検定比は高くないことから、構造的健全性は保たれていると評価した。

キーワード: 構造ヘルスマニタリング, 卓越周期, RC 造建築物, せん断ひび割れ幅, 曲げひび割れ幅

1. はじめに

構造ヘルスマニタリング (以下, SHM) は建物の強震観測の応用として緒を發し、建築構造物の振動特性を把握する手法の一つである。

筆者らは、2019 年から RC 造建築物に地震計を設置し、SHM を行っている。これは、主に観測された建物の応答加速度より周期の計算を行い、構造設計で仮定した建物重量を用いての剛性推定である。この際、建物重量は不変と仮定すると、周期の伸びは剛性低下につながる劣化の可能性を明示していると考えている。

一般に、剛性低下の原因として短期的要因の一つである地震被害が顕著であるが、長期的要因ゆえに緩やかに周期が長周期している状況もある。実際に、算出している卓越周期は僅かながら長周期化していることが観測されている。

建築物は美観、耐久性、機能性、快適性を保持する必要があり、それらを損なう RC 造における原因はクリープ、ひび割れ、また錆である¹⁾。従前、クリープ現象における影響を検討し、SHM による応答加速度から算出した周期に対して、観測開始日には既に概ね発現済みとし、その影響は微小であることを述べた²⁾。

そこで、ひび割れ幅と建物の弾性変形が建物の変位、更に剛性に影響を及ぼし、卓越周期の長周期化の原因と考えられるゆえに、今報では、柱のひび割れ幅に注目した。観測した応答加速度から RC 造柱の曲げひび割れ幅、せん断ひび割れ幅を算定した結果と、また、実際の柱のひび割れ幅の状況を報告する。これにより算定したひび割れ幅の精度を検証し、対象建築物の構造健全性を評価することを目的とする。

2. 対象建築物と柱

対象建物は、関東学院大学五号館 (以下、五号館) で

ある。主構造は 1~4 階が RC 造、5 階が SRC 造、屋根部分は S 造建築物である。建築物の特徴として、1 階にはモールがあり、また 2 階は主に吹抜けが占めている。さらに、階段室等コア部分がほぼ中央に存在している。参考として、建物高さによる略算式を用いた一次固有周期は、 $T=0.02H=0.471s$ ($H=23.53m$) である。平面概略図を図-1 に、対象建築物の概要を表-1 に示す。また、ひび割れ幅推定の対象とした代表柱の断面詳細図を図-2 と表-2 に示す。

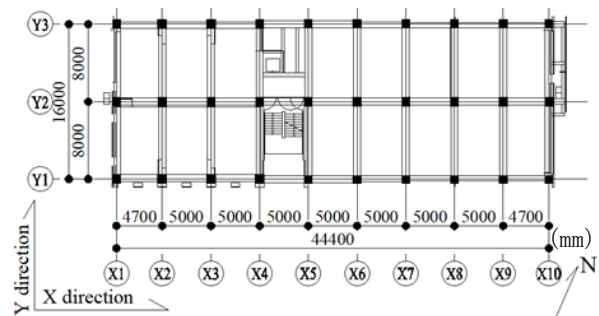


図-1 平面概略図

表-1 対象建築物概要

Name	No.5 Build. In Kanto Gakuin Univ.	
Location	Kanazawa-ward, Yokohama, Japan	
Main uses	School	
Number of stories	No underground,	
	5 stories above ground,	
	1 story penthouse	
Height	23.53m	
Longitudinal	47.7m	(9 spans)
Transverse	18.5m	(2 spans)
Structure	Reinforced concrete (Steel and Steel encased reinforced concrete in Roof)	
Complete	2014	
Retrofit	-	
Observation Period	Apr.,2019 -	

*1 関東学院大学大学院工学研究科建築学専攻 (学生会員)

*2 関東学院大学建築・環境学部 博士 (工学) (正会員)

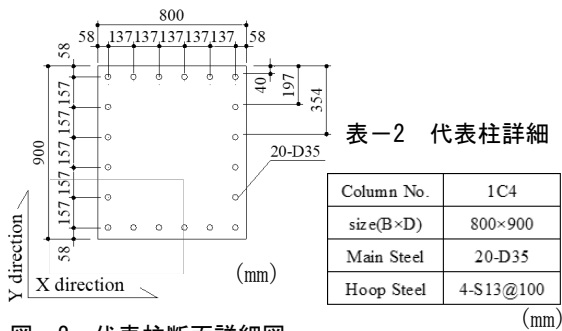


図-2 代表柱断面詳細図

3. SHM による卓越周期

五号館にて2019年3月31日よりSHMを行っており、6個のIT強震計(ALAB社製、3方向で100Hzサンプリングに設定)が、1~5Fの各床面に1台ずつ、最上部のみ5Fの壁面頂部に1台設置されている。この最上部の地震計をRFの地震記録としている。図-3にIT強震計写真を、表-3にIT強震計詳細を示す。



図-3 IT強震計

表-3 IT強震計詳細

sampling	noise	acceleration range
[Hz]	[cm/s/s]	[cm/s/s]
100	0.1	±2450

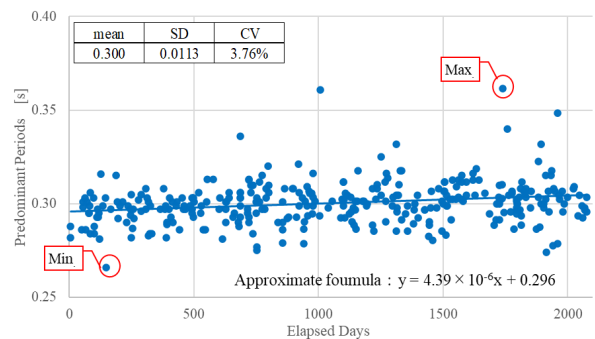
これらIT強震計を用い、地震発生ごとの観測から抽出された加速度時刻歴データを、FFT法において0.2Hz幅でパルツェンウインドウにより平滑化した。この時の伝達関数は、1階を基本としてフーリエスペクトル比を使用して計算している。また常時微動は、短周期の成分が卓越するため分析に含めず評価の対象外とし、第2波だけの2のべき乗の数を対象としている。この第2波は目視で選ばれた。ここで報告する周期は、RF階と1階のフーリエ振幅比に基づき、RF階での周期としている。フーリエスペクトル比における複数のピーク周期の中で、フーリエスペクトル比の最大値を与える周期を卓越周期とした。今報では、比較的ばらつきが少ない為、一次固有周期ではなく卓越周期を採用している。

これまで観測した339個(経過日数2075日、2024年12月24日現在)のRF階での最大応答加速度より算出し

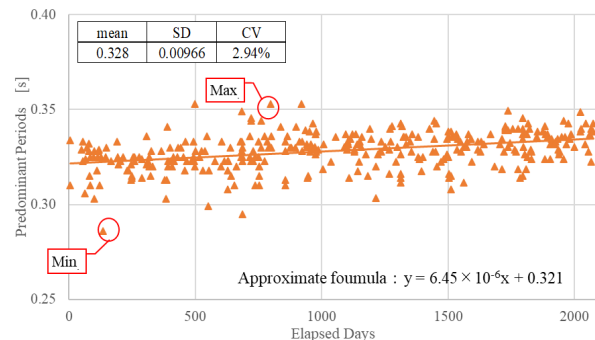
た卓越周期の変遷を図-4に示す。また、観測した I_{JMA} (対象建物における最大計測震度)の大きい応答加速度上位5つを表-4に示す。図-4に記載した近似式より、X、Y方向とも緩やかな卓越周期の伸びが確認できる。

表-4 観測した地震(一部)

No.	Date of start Observing	Elapsed Days	I_{JMA}	Predominant Periods [s]	
				X	Y
15	2019/3/31	99	3.91	0.303	0.288
112	2021/5/1	762	4.52	0.344	0.311
117	2021/3/20	720	4.01	0.336	0.301
146	2021/10/7	921	5.05	0.353	0.321
253	2023/5/11	1502	4.17	0.339	0.307



(b) Y方向



(a) X方向

図-4 卓越周期の変遷

4. SHMの応答加速度から算出するせん断力

全地震記録の中から最大加速度(No. 146, 2021年10月7日発生、表-4参照)を用い慣性力を算出し、この慣性力の総和を1階にかかる層せん断力とした。各層の質量は構造計算書から引用し、地震時の積載荷重を考慮したものである。各階方向別応答加速度を表-5に、各層の質量を乗じて求めた方向別慣性力を表-6に示す。

この層せん断力を1階の柱本数(27本)で除し、柱1本当たりのせん断力(X方向: $Q=4616/27=171\text{kN}$, Y方向: $Q=7957/27=295\text{kN}$)として、以降の各式で用いた。

表-5 各階応答加速度

	Direction (cm/s ²)		
	X	Y	Z
top	84.6	176	27.6
5F	74.1	150	27.8
4F	68.0	126	28.4
3F	59.1	92.6	28.8
2F	50.4	65.1	27.0
1F	44.4	56.8	21.8

表-6 各層慣性力

Layer	Mass (t)	Direction (kN)		
		X	Y	Z
5	1051	1668	3433	582
4	1318	896	1662	374
3	1332	787	1233	383
2	1594	803	1038	431
1	1042	463	592	228
Σ	6337	4616	7957	1998

5. 推定曲げひび割れ幅

算出した柱せん断力(X方向: $Q=171\text{kN}$, Y方向: $Q=295\text{kN}$)を用いて、柱に生じると推定される曲げひび割れ幅を計算する。参考文献³⁾⁴⁾により、土木学会コンクリート標準示方書(以下, JSCE式), ACI Building Code(以下, ACI式), EN1992-1-1:2004(以下, EN式), プレストレスト鉄筋コンクリート(III種PC)構造設計・施工指針・同解説(以下, PRC式)を採用し、以下の式(1)~(11)を用いた。いずれの式も主に梁を対象としているものだが、参考文献によると各式(EN式を除く)とも有効高さが小さい場合には安全側の評価となる傾向が示されていること、EN式に関しては区間分けされており「実際のひび割れは、この両者の間の値」とされてはいるが、高い方の数値を採用することで安全側とし、柱に適用した。各式は、引張コンクリートの強度に関する項と引張鉄筋ひずみ度に対応する項により構成されている。尚、引用式はSI単位系に変換し、また同義の記号に関しては統一し、各係数においては下付き文字を変更した。

各式を個別にみると、式(1)のJSCE式は、コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるひび割れ幅の増加を考慮する数値が特徴的であり、今報では普通コンクリートとして、ひずみ度 150×10^{-6} を使用した。ここで σ_t の値は、せん断スパン比より柱せん断力をモーメントに変換し、梁の許容曲げモーメントの式を用いた。

$$w_b = 1.1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \{4c + 0.7(c_s - \emptyset)\} \left[\frac{\sigma_t}{E_s} + \epsilon'_{csd} \right] \quad (1)$$

w_b : 曲げひび割れ幅 (mm)

k_1 : 鋼材の表面形状がひび割れ幅に及ぼす影響を表す定

数(異形鉄筋: 1.0)

k_2 : コンクリートの品質がひび割れ幅に及ぼす影響を表す係数

k_3 : 引張鋼材の段数の影響を表す係数

c : 鉄筋のかぶり厚さ (mm)

c_s : 引張鉄筋の中心間隔 (mm)

\emptyset : 引張鉄筋の径 (mm)

σ_t : 引張鉄筋の引張応力度 (N/mm²)

E_s : 引張鉄筋の弾性係数 (N/mm²)

ϵ'_{csd} : コンクリートの乾燥収縮およびクリープによるひび割れ幅の増加を考慮するための数値

式(2)のACI式は、鉄筋かぶりだけでなく鉄筋の中心までの距離や有効鉄筋比を用いている。尚、当該式における係数 β は、コンクリートの引張力を無視して計算した中立軸から引張縁の距離と中立軸から引張鉄筋までの距離の比率であり、この点が特徴的である。この係数に関しては、参考文献³⁾によると「一般的にはりの場合1.2として良い」があるが、1.2とした場合と「梁断面内の圧縮鉄筋および引張鉄筋のひずみの測定値から平面保持の仮定を適用して求めた中立軸をもとに β を算定した場合」を比較すると、「1.2と一定にして算定した値は、有効高さが比較的大きな梁を対象」となっている。そこで、今報は柱が対象となっているため、コンクリートの引張力を無視して計算した中立軸から引張縁の距離と中立軸から引張鉄筋までの距離の比率を β とした。

$$w_b = 11.02\beta\sigma_t \left\{ \left(c + \frac{\emptyset}{2} \right) A_e \right\}^{1/3} \times 10^{-6} \quad (2)$$

β : コンクリートの引張力を無視して計算した中立軸から引張縁の距離と中立軸から引張鉄筋までの距離の比率
 A_e : コンクリートの有効断面積で鉄筋の重心とその重心が一致するようにとった引張部の断面積を鉄筋の数で除した値 (mm²)

式(3)~(6)のEN式は区間分けが特異であり、鉄筋間隔により区間C(鉄筋間の中央付近)と区間D(鉄筋近傍)では異なる。区間Cと区間Dの概念図は、各参考文献またEN1992-1-1:2004を参照されたい。

$$w_b = S_{r,max}(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \quad (3)$$

$$(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) = \frac{\sigma_t - k_4 \frac{f_{ct}}{p_e} (1 + \alpha_e p_e)}{E_s} \quad (4)$$

$$\text{区間C: } S_{r,max} = k_7 \cdot c + k_5 \cdot k_6 \cdot k_8 \cdot \frac{\emptyset}{p_e} \quad (5)$$

$$\text{区間 D } 5(c + \phi/2) : S_{r,max} = 1.3(h - x) \quad (6)$$

k_4 : 荷重の持続期間に関する係数 (長期: 0.4, 短期: 0.6)

f_{ct} : コンクリートの引張強度 (N/mm²)

p_e : コンクリートの有効断面積に対する引張鉄筋比

α_e : 弾性係数比

k_5 : 付着に関する係数 (異形鉄筋: 0.8, PC 鋼棒: 1.6)

k_6 : ひずみ分布に関する係数 (曲げ: 0.5)

k_7 および k_8 : 推奨値は, それぞれ 3.4 と 0.425

$h - x$: 中立軸から引張縁までの距離 (mm)

式(7)~(11)の PRC 式の特徴は平均ひび割れ間隔を算出している点である。平均ひび割れ間隔に平均鉄筋ひずみを乗じたものを平均ひび割れ幅とし, その平均ひび割れ幅の 1.5 倍を最大ひび割れ幅としている。

$$w_{b,max} = 1.5w_{av} \quad (7)$$

$$w_{av} = l_{av} \cdot \varepsilon_{t,av} \quad (8)$$

$$l_{av} = \frac{2}{10} \left(c + \frac{c_s}{10} \right) + \frac{k_9 \phi}{10 p_e} \quad (9)$$

$$\varepsilon_{t,av} = \frac{1}{E_s} \left(\sigma_t - k_{10} k_{11} \frac{f_{ct}}{p_e} \right) \quad (10)$$

$$k_{10} k_{11} = \frac{1.25}{2.5 \times 10^3 \varepsilon_{t,av} + 1.0} \quad (11)$$

$w_{b,max}$: 最大ひび割れ幅 (mm)

w_{av} : 平均ひび割れ幅 (mm)

l_{av} : 平均ひび割れ間隔 (mm)

$\varepsilon_{t,av}$: 平均鉄筋ひずみ

k_9 : 係数 (はり: 0.1)

$k_{10} k_{11}$: 係数, 実験式

その結果 X 方向において, 0.00493~0.120mm, Y 方向において, 0.00725~0.171mm を算出した。最小値を算出したのは PRC 式であり, 最大値は ACI 式からとなっている。最小値を算出した PRC 式の特徴として, 平均鉄筋ひずみの求め方が他式と比較して精度が高い数値を使用する点が挙げられる。他方, 最大値を算出した ACI 式は, 計算によって求めた β (1.54) を採用したために, 一般的に採用されている値(1.2)と比較し, 過大評価となった。

算出した曲げひび割れ幅は, 0.2mm あるいは 0.3mm と設定される制御目標ひび割れ幅には到達することはなかった。最大値 (Y 方向: 0.171mm) に対して, 制御ひび割れ目標値 (0.2mm) を分母とした場合, 検定比 0.86 となり, 対象建築物の構造健全性に関して影響はないとする。結果の一覧を表-7 に示す。

表-7 推定曲げひび割れ幅の結果

	Condition		Direction (mm)	
			X	Y
Eq.(1)	Maximum Value	Bending Crack Width	0.120	0.152
Eq.(2)			0.116	0.171
Eq.(3)			0.0451	0.143
Eq.(7)			0.00493	0.00725

6. 推定せん断ひび割れ幅

次に, 柱せん断力 (X 方向: $Q=171$ kN, Y 方向 $Q=295$ kN) を用いて, 柱に生じると推定されるせん断ひび割れ幅を推定する。使用した式は参考文献^{5)~8)}より以下の式(12)~(17)を用いた。

式(12)⁵⁾に関しては, せん断ひび割れ発生角度を 45° と想定し, せん断補強筋が負担するせん断応力度 (τ_s) の値は, 式(13)における平均せん断応力 (τ) を 1.5 倍したものを代入した。

$$W_p = \frac{j}{2\sqrt{2}p_w E_s} \left(\frac{\tau_s}{3} \right)^{\frac{8}{5}} \quad (12)$$

W_p : 残留せん断ひび割れ幅 (mm)

j : 応力中心間距離 (mm)

p_w : せん断補強筋比

E_s : 引張鉄筋の弾性係数 (N/mm²)

τ_s : せん断補強筋が負担するせん断応力度 (N/mm²)

式(13)⁶⁾~(14)⁶⁾は, RC 柱のせん断ひび割れ制御を目的とした実験より提案された式である。せん断ひび割れ幅が, せん断ひび割れ強度 (τ_{sc}) に対する平均せん断応力度 (τ) に比例していることと, θ で表されているせん断ひび割れ幅から部材平均せん断応力評価法の概念⁶⁾が特徴である。 θ は実験値を基に最小二乗法により求めた「ピーク時最大ひび割れ幅とせん断応力関係の傾き」であり, その概念図⁶⁾を図-5 に示す。図中の記号は参考文献を参照されたい。この式のみ, ひび割れ発生角度を想定していないこと, また軸応力の項が特徴である。ここで, 平均せん断応力 (τ) は, それぞれ算出したせん断力を柱の幅と応力中心間距離の積で除した値とし, せん断ひび割れ強度 (τ_{sc}) は, せん断ひび割れ強度式⁹⁾を用いて算出した値を代入した。また, 軸応力は構造計算書より発生している最大軸応力を採用した。

$$W_p = \frac{\tau \cdot j_t}{100 \tau_{sc} \theta} \quad (13)$$

$$\theta = 467 p_w - 120 p_w \sigma_0^{0.5} + 0.68 \quad (14)$$

τ : 平均せん断応力度 (N/mm²)
 j_t : 最外主筋間距離 (mm)
 τ_{sc} : せん断ひび割れ強度 (N/mm²)
 θ : ピーク時最大ひび割れ幅とせん断応力の関係の傾き
 σ_0 : 軸応力 (N/mm²)

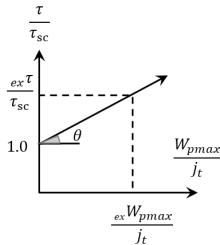


図-5 式(13)における θ の概念図⁶⁾

式(15)⁷⁾～(16)⁷⁾は、せん断破壊先行型及び曲げ降伏先行型せん断破壊 RC 造柱において、せん断ひび割れ幅を指標とした損傷評価法を提案するための実験に基づく式である。これは、補強筋平均ひずみに比例している式であり、曲げ降伏先行型せん断破壊試験体の実験結果より導出されている。試験体により係数(5.7～10.5)が異なり、せん断補強筋比、せん断補強筋降伏強度の比較的近い試験体における係数(5.9)が最適だが、ここでは最大係数(10.5)を採用し、安全側とした。また、ひび割れ発生時の破壊面角度を式(12)に合わせて45°としている。参考文献のモデル図⁷⁾を簡略化した破壊面の概念図を図-6に示す。

$$\Sigma W = 10.5 \times 10^2 \varepsilon_{ave} \quad (15)$$

$$\varepsilon_{ave} = \frac{V_H}{E_s \cdot P_w \cdot \tan \beta \cdot b \cdot D} \quad (16)$$

ΣW : 残留せん断ひび割れ幅合計値 (mm)
 ε_{ave} : 補強筋平均ひずみ
 V_H : せん断補強筋が負担するせん断力 (N)
 $\tan \beta$: 破壊面角度
 b : 部材幅 (mm)
 D : 部材せい (mm)

式(17)⁸⁾は、横補強筋の引張応力度が弾性範囲内であると想定した上で、横プレストレスを与えた試験体における実験式である。式(12)と同様のひび割れ発生角度45°とした。モデル化した柱の概略⁸⁾を図-7に示す。図中の W_r は残留せん断ひび割れ幅の最大値であり、この合計値が ΣW である。

ここで、式(12)と式(13)は最大せん断ひび割れ幅であり、式(15)と式(17)はせん断ひび割れ幅の合計値である。合計値は、最大値より大なる値を算出し安全側の評価であるため、式(15)と式(17)を適用した。

$$\Sigma W = \frac{f_w \cdot j_t \cdot \sin \alpha}{E_s \cdot A_s \cdot n} \quad (17)$$

f_w : コンクリートにかかる水平力 (kN/mm²)
 $\sin \alpha$: 残留ひび割れ発生角度
 A_s : せん断補強筋の断面積 (mm²)
 n : せん断ひび割れ発生角度におけるせん断補強筋本数

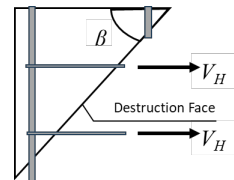


図-6 式(15)における破壊面のモデル図⁷⁾

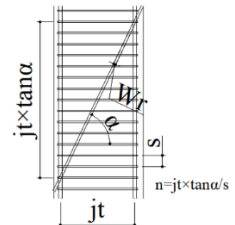


図-7 式(17)における柱のモデル図⁸⁾

その結果、X方向において0.000131～0.0568mm、Y方向において0.000317mm～0.0983mmを算出した。最小値は、最大残留せん断ひび割れ幅を算出する式(12)である。当該式において、せん断補強筋が負担するせん断応力度(τ_s)は、残留せん断ひび割れ幅がピーク時のせん断ひび割れ幅の1/2とした場合のせん断補強筋の引張応力度から求められ、ある程度大きなせん断力を想定された式である。最大値は式(17)からの結果であり、横プレストレスを与えた試験体における実験式となっていること、また、せん断ひび割れ幅の合計値を求める式からの値であるため安全側の評価である。

算出したせん断ひび割れ幅においても、0.2mmあるいは0.3mmと設定される制御目標ひび割れ幅には到達しなかった。最大値(Y方向:0.0983mm)に対して、制御ひび割れ目標値(0.2mm)を分母とした場合、検定比0.49となり、対象建築物の構造健全性に関して影響はないと考えられる。結果の一覧を表-8に示す。

表-8 推定せん断ひび割れ幅の結果

	Condition		Direction (mm)	
			X	Y
Eq.(12)	Maximum Value	Residual Shear Crack Width	0.000131	0.000317
Eq.(13)			0.0340	0.0464
Eq.(15)	Total Value		0.00216	0.00331
Eq.(17)			0.0568	0.0983

7. 目視によるひび割れ幅の確認

対象建築物における柱のひび割れを目視、デジタルマイクروسコープにて確認した。代表例として、ひび割れ幅の大きいX1、Y1通りY方向のひび割れ状況を図-8に、一部写真を図-9に示す。また、図-9に対応するひ

び割れ幅は表-9に示す。最大値はX1,Y1通りのEastに発生した0.0952mmであった。この最大値において制御ひび割れ目標値(0.2mm)を分母とした場合、検定比0.48となり、対象建築物の構造健全性に関して問題はないと考えられる。

最後に、各算出式と最大実測値(0.0952mm)との差分を求め、最大実測値で除した比率を求めた。その結果を表-10に示す。

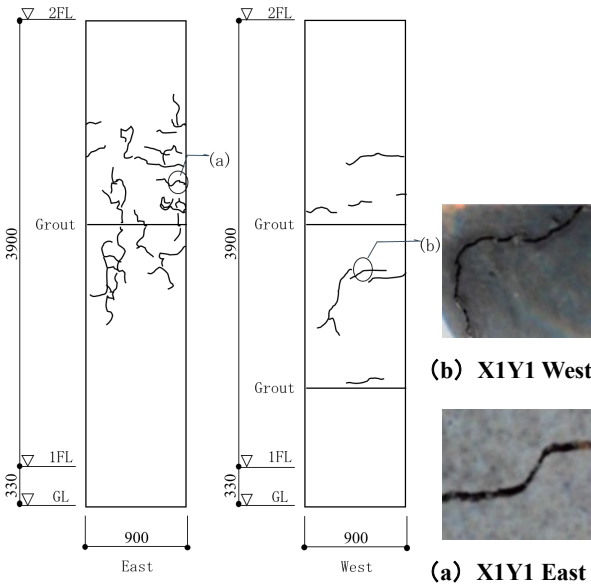


図-8 ひび割れ状況図 図-9 ひび割れ写真 (X1Y1 East-West Face)

表-9 ひび割れ幅

(a) X1,Y1 East	0.0952mm
(b) X1,Y1 West	0.0714mm

表-10 実測値に対する比率

	Condition		Y Direction		
			Calculated Value (mm)	Difference (mm)	Ratio
Eq.(1)	Maximum Value	Bending Crack Width	0.152	0.0570	0.599
Eq.(2)			0.171	0.0759	0.797
Eq.(3)			0.143	0.0480	0.504
Eq.(7)			0.00725	0.0879	0.924
Eq.(12)	Maximum Value	Residual Shear Crack Width	0.000317	0.0949	0.997
Eq.(13)			0.0464	0.0488	0.513
Eq.(15)	Total Value		0.00331	0.0919	0.965
Eq.(17)			0.0983	0.00308	0.0324

8. まとめ

観測された最大応答加速度より1階における層せん断力を求め、各式より推定される曲げひび割れ幅、せん断ひび割れ幅を算出した。結果は以下の通りである。

- ・推定最大曲げひび割れ幅 0.171mm, 制御ひび割れ目標

値(0.2mm)を分母とした検定比は0.86である。

- ・デジタルマイクロスコープにおけるひび割れ幅の計測結果最大値0.0952mm(East), 検定比は0.48となる。

- ・各算出式と最大実測値に対する差分の比率は、式(17)が最小値で0.0324, 式(12)が最大値で0.997である。

各ひび割れ幅に関して、ひび割れ幅制御目標値より低く算出されたこと、検定比が高くないことを確認し、構造的健全性に影響はないと考えられる。今後、実際のひび割れ幅の合計を計測する予定である。また、加速度時刻歴の2階積分に基づく建物全体の変位に及ぼす、ひび割れ幅の影響を明らかにするため、さらに精査な研究を進める。

謝辞

多大なご協力をいただいた関東学院大学佐野ゆかり先生に敬意を表し、本発表のご協力に心より感謝します。

参考文献

- 1) 市之瀬敏勝：鉄筋コンクリート構造第2版，共立出版，2021
- 2) 井上静，渡部洋：構造ヘルスマニタリングより算出した卓越周期を利用したRC造系建築物の特性の報告ークリープ係数の変遷，日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)，pp.181-182，2023
- 3) 檜原健太郎，辻幸和，吉野亮悦，岡村雄樹：曲げひび割れ算定式の適用性の評価，コンクリート工学年次論文集，Vol.35，No.2，2013
- 4) 日本建築学会：プレストレスト鉄筋コンクリート(III種PC)構造設計・施工指針・同解説，第1版第1刷，1986
- 5) <http://news-sv.ajj.or.jp/kouzou/s22/public/061129/beamcolumn.pdf> (最終閲覧日 2024年12月27日)
- 6) 大浜設志，中村佳史，藤原保二，林静雄：鉄筋コンクリート柱のせん断ひび割れ幅制御によるせん断力の評価に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，2008
- 7) 中村陽介，長江拓也，香取慶一，林静雄：鉄筋コンクリート柱の損傷過程におけるせん断ひび割れ挙動および評価法に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.27，No.2，2005
- 8) 渡部洋，河合繁，香取慶一，篠原保二，林静雄：横方向プレストレスによる主筋コンクリート柱のせん断ひび割れ制御と終局耐力の評価，日本建築学会構造系論文集第577号，pp.109-116，2004
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説2010，p.161，2010