鉄筋コンクリート造空間構造の振動特性に関する評価の試み

—既存アリーナにおける振動測定と数値解析による振動特性の分析例—

EVALUATION ON THE VIBRATION CHARACTERISTICS OF REINFORCED
CONCRETE SPATIAL STRUCTURES—Analysis example of vibration characteristics of an existing arena
by vibration tests and simulation—武藤 厚*¹, 加藤 友和*², 糠谷 真理*³, 平埴 義正*⁴Atsushi MUTOH, Tomokazu KATO, Mari NUKAYA
and Yoshimasa HIRATSUKA

In this paper, some results of vibration measurements and analyses of the existing RC arena which passed through 25 years from the construction are shown. From the obtained results, the identification of the vibration characteristics become possible by vibration measurements and 3D-FEM analyses, and the response level of the shell roof is quantitatively predictable from the earthquake response analysis. It will be applicable to the direct estimation of the seismic capacity of the structural members and nonstructural members such as hung ceilings and suspended luminaires.

Keywords: reinforced concrete shell, earthquake response analysis, seismic capacity evaluation, FEM

鉄筋コンクリートシェル、地震応答解析、耐震性能評価、有限要素法

1. はじめに

1995年の阪神・淡路大震災においては、体育館をはじめとして各種の空間構造の被害が分析された^{1), 2)}。この種の構造物の振動性状の予測には注意を要する点も多く³⁾、耐震性の評価は現在も慎重な分析の途上であり、設計に際しては種々の検討がなされている^{4), 5)}。また、2001年の芸予地震では、体育館の天井落下や壁面落下など、構造部材以外の仕上げ等による被害の可能性が認識され、改めて避難場所としての空間構造の総合的な安全性確保の重要性が再認識された⁶⁾。この種の施設の特徴として、天井等や音響・照明装置等の吊物の落下対策は避難後の余震に対する安全確保の観点からも重要な課題であり、解析手法や設計時の検討も試みられている^{7), 8)}。

本論では、既存のRC造アリーナを対象として、同時多点測定による振動性状の把握を試みた結果を示す。続いて、全体3次元振動解析モデルを作成し、測定結果による検証を実施し、数値解析による振動特性評価を試みた結果について示す^{9), 10), 11), 12)}。

一般にRCシェルの耐荷能力は高く、耐震性能も高いと予想されているが、大地震時の挙動は不明の点も多いと考えられる。本研究では、RCシェルを有する構造物の地震時特性を予測し、既存施設の安全性評価や改修、また設計のための情報を提供することを目的としている。

2. 分析対象建物の概要

本研究での分析対象の構造物(写真1)は、建設から25年経過したアリーナで、図1に示すような六角形のプランを基本としたRCシェル屋根を有する構造である(1979年竣工)。屋根は放射方向に6本の梁の間を、4辺形のプランを有するHP曲面が覆う構造となっている(図2, 図3参照)¹³⁾、屋根面の周辺は縁梁で補剛され、梁位置では鉛直と外向きの水平変位が剛性の高い柱で支持され、HPシェルの各スパン中央の上端位置では鉛直変位が支柱で支持されている。なお、シェル厚は7cmでシングル配筋である(図4参照)。

特徴ある外観は地域に親しまれ、また、室内はRCシェル面を利用した間接照明による美しい空間を構成しており、現在でも有効に使用されている。しかし今後、天井等の設置等も検討されており、大地震時の振動性状・耐震性能の詳細な検証が望まれている。

(a) 外観

(b) 内観

写真1 対象構造物の現況

本論文の一部は学会大会^{9), 10), 11), 12)}で発表している。

*¹ 名城大学 教授・工博

*² ㈱大林組 工修

*³ ㈱アサイ設計 工修

*⁴ 名古屋大学大学院工学研究科 技官

Prof., Dept. of Architecture, Meijo Univ., Dr. Eng.

Obayashi Corporation, M. Eng.

Asai Architecture & Structure Design Corporation, M. Eng.

Technical Officer, Graduate School of Engineering, Nagoya Univ.

図1 平面図

図2 立面図

図3 断面図

図4 シェル屋根の形状と配筋(図1中斜線部1スパン抜粋)

3. 振動測定による振動性状の把握

3.1 振動測定の概要

一般に空間構造全般の振動特性に関しては、大きな上下振動の発生、水平・上下応答の連成、上下動に対する応答も無視できないなど、複雑な性状を示す^{3), 4), 5)}。しかし、ドーム状の構造物の振動測定に際しては、屋根面に対する同時多点測定が必要となり、既往の実施例は限定され^{14), 15)}、連続体シェルに於ける報告は見当たらないのが現状である。本研究では、曲面屋根上において水平2成分に加えて上下成分(NS, EW, UD)の振動性状を把握するために、センサーを水平に保持し、同時多点の振動測定を実施した。具体的には、写真2のように傾斜調整が可能な台座と水準器により水平保持し、図5(a)に示す配置で、屋根面上で3成分同時を4点、および上下動を10点で計測した(写真3にはセンサーの設置状況を示す)。振動測定としては、1)常時微動測定により構造物全体の振動性状の把握を試み、次いで、2)人力加振による屋根シェルの振動特性の推定を実施した。なお、測定に際しては微小振動を精度良く測定するために、動コイル型センサーを用いた(サンプリングレート 200Hz、センサー固有周期 1秒で速度値による記録)。

屋根シェルにおける測定は、6面のHPシェルのうち隣接4スパンを中心に、柱直上および外周端部の代表位置における複数点で行った。シェル面でのセンサー位置を図5(a)に示すが、隣接する2ス

パンのシェル上では、測定前の予測解析(シェル屋根モデルによる固有値解析)における1次固有モード形を詳細に把握可能とする事を目的に、同図中I~L, N~Q点において集中的に設置し、さらにH, T点を加えた隣接4スパンに配置した(地盤上、1階床および2階ギャラリー床での測定点は同図(b)に示す)。図6には予測解析によるシェル面の1次モード形を示すが、同図中KおよびP点は、モード形のピーク点上に位置する。

人力加振は、測定前の予測解析に基づいた1次固有周期0.36秒近傍で、0.25秒~0.5秒を目標周期として20秒加振し10秒停止する繰返しにて実施した。図5(a)に示すように、センサー群から対面側のスパンで加振点を2箇所設定し、タイマーによる加振周期の事前確認後に1名の屈伸運動にて実施した。

写真2 センサー設置状況

写真3 屋根面への設置状況

(a) シェル面

(b) 地盤上・1階床・2階ギャラリー床

図5 センサー配置図

図6 予測解析による1次モード

3.2 実測による振動性状の評価

図7(a)に常時微動による速度時刻歴の一部、(b)には人力加振(加振目標周期0.4秒)による速度時刻歴の一部、図8にはフーリエスペクトル(平滑化5回)を示す。表1にはスペクトルのピークの振動数を示す。図9には隣接する2枚のシェルのモード形のピークであるK, P点での速度波形を同時刻で重ねて拡大表示した。

a) 屋根面の振動周期とモード

図8により、常時微動によるスペクトルは比較的広範なレンジにあるものの、最低周波数でのピークは明確であり、また人力加振によるピークとの差異は2%と近接しており、シェル面での1次固有振動に対応するものと推定される。図9からは、解析による隣接2枚のシェルの固有値解析から確認される逆位相が、常時微動と人力加振の測定波形からも明確に確認された。また、設定した人力加振

の目標加振周期のレンジ内では同じスペクトルピークを示す選択共振を示しており、屋根面の1次モードは2.80Hzと判断され、振動周期および位相から1次振動モードが確認された。

図7 屋根面における速度波形の一部

図8 フーリエスペクトルの一部

表1 第一ピークの振動数

センサー 位置・方向	常時微動		人力加振	
	振動数 (Hz)	周期 T_1 (sec)	振動数 (Hz)	周期 T_1 (sec)
K (ud)	2.86	0.350	2.80	0.357
P (ud)	2.83	0.353	2.80	0.357

図9 シェル面における隣接2スパンの速度波形

b) 減衰定数の推定

人力加振の加振終了後からの変位波形の一例を図10中の実線で示すが、これを自由振動波形とみなし振幅減衰比により減衰定数を推定した¹⁶⁾。測定波を変位時刻歴に変換し、低周波(0.0Hz~0.8Hz)をカットし、下式により片側振幅の振幅減衰比から平均で2.0%を減衰定数の推定値とした(2.0~2.2%でばらつきが存在するが、風速の状況から無風と判断されたサンプルの平均では2.0%)。

$$(h \text{ の推定値}) = \frac{1}{2\pi} \ln \frac{x(t_1)}{x(t_2)} \quad x(t): \text{自由振動応答変位} \quad t_2 = t_1 + T_1$$

次に、1質点系減衰振動との比較によって減衰定数の検証をした結果を図10中の点線で示す。同図には、前項a)で推定した1次

図10 測定値と $h=2.0\%$ に対する1質点系の応答値との比較

固有周期で無次元化した時刻に対して、 $h=2.0\%$ に対する1質点系の変位応答を正規化して比較した。同図より、振動の後期には、加振以外の外乱によると思われる実測波形とのずれが若干見られるが、良好なフィッティングであることが判る。

4. 振動解析による応答評価

4.1 解析手法の概要¹⁷⁾

本論では主として弾性応答性状を分析するが、ここでは、偏平なRCシェルを対象としており、一部、幾何学的な非線形性と材料非線形性を考慮した複合非線形性を扱う。有限要素法により離散化した運動方程式の解法、要素のひずみ・応力の仮定、材料特性のモデル化に関しては、付録-2に示す。使用要素は図11に示す8節点アイソパラメトリック退化シェル要素を厚さ方向に層分割して用いた¹⁷⁾。

図11 要素形状と要素の層分割

4.2 全体3次元解析モデルの構築

ここでは、全体3次元振動モデルによる振動解析により建造物の振動特性を把握するために、アリーナ全体に対するFEMモデルを構築した。主要な構成部材である屋根面・梁・柱・外周壁・内壁・ギャラリーおよびキャットウォークは図11のシェル要素でモデル化し、加えて剛性に寄与する屋根面の張出し部の束材と、ギャラリーフロアの拘束部材はトラス要素でモデル化した。図12にモデルの概観図を示す(説明のために外壁の一部を除いて表示)。物性値としては別途実施した測定に基づくコンクリートのヤング係数を用い(付録-1 参照)、シェル屋根の平均した質量密度としては、RC部分と仕上材の質量を図面に基づいて計算し、平均25.5kN/m³と設定した。なお、境界条件はモデル最下部の接地位置にて固定とした。

表2に固有値解析結果を示すが、近接した様子が見られる(尚、モードは明確に異なる)。本解析による1次固有周期は0.34秒であり、測定結果から推定した0.36秒との差異は約6%であった。本論

図12 全体3次元解析モデル

では、全体3次元モデルによる形状表現により、十分な精度を有すると判断して以後の応答解析モデルとして用いた。図13には1次、2次の固有振動モードを示すが、屋根面で卓越したモードである（なお、2次モードは測定波の位相からは分離出来なかった）。

表2 全体解析モデルによる固有振動数

mode	1	2	3	4	5
固有振動数 (Hz)	2.952	3.304	3.309	3.339	3.343
	6	7	8	9	10
	3.344	3.848	3.859	3.981	3.992

図13 固有振動モード

4.3 地震応答解析

ここでは、大規模なRCシェルの地震時挙動を評価するために、地震応答解析を実施した結果について示す。減衰タイプとしてはレーリー型とし、固有値解析時の1次モード2.95Hzと10.00Hzの間で、推定した $\eta=2.0\%$ と設定した。なお、時刻歴応答解析においては、Newmark β 法を用い ($\beta=0.3025$, $\gamma=0.6$)、時間刻み $\Delta t=0.01\text{sec}$ として計算した。

Kobe-NS 及び Kobe-NS+UD を入力波とした場合の概略の応答について示す。表3には、水平加振軸上の屋根面の1次モードのピーク点における最大応答値、図14には応答時刻歴の一例を示す。解析結果により、シェル屋根の上下応答に関しては、水平動のみの入力でも約2600gal、水平成分に加え上下成分の入力時では約4000galと、非常に大きな加速度応答を示す結果となった。最大速度はそれぞれ約100kine, 150kine、最大変位はそれぞれ約5cm, 6.5cm（自重時変位の1.2cmと比較して4.2～5.4倍程度）となり、この種の構造物の特徴である大きな上下応答加速度を示す。図15には加振方向の最大応答を示すP点における第一、第二主応力を s_1, s_2 で示すが（図中点線と実線）、コンクリートに若干ひび割れが発生する程度の値となっている（一点鎖線は引張強度を示す；付録1参照）。これらのことから、屋根面の加速度応答には十分に留意する必要があるが、構造体としての損傷は軽微である可能性を示唆する結果となっている。

表3 最大応答値

	入力波	Max of Acc (gal)		Max of Vel (kine)		Max of Dis (cm)	
		y 方向	z 方向	y 方向	z 方向	y 方向	z 方向
P 点	① Kobe-NS	1700	2581	105	97	3.0	5.0
	② Kobe-NS+UD	1748	4005	107	150	3.1	6.5
	②/①	1.03	1.55	1.02	1.55	1.02	1.29

図14 Kobe-NS、NS+UD に対する屋根面の応答時刻歴

図15 主応力の応答時刻歴

次に、複数の実地震波に対する応答と、3方向地震入力に対する検討を行った結果について示す。ここでは、Kobe-NS、Kobe-NS+UD、Kobe-NS+EW+UD、Elcentro-NS および Taft-EW について、水平動の地動最大速度を50kineに正規化して用いた（複数成分に関しては元波形成成分間の比率を保持）。なお、入力波の諸元と周波数特性を参考のために表4と図16にそれぞれ示す。表5に各波形に対する代表点の最大応答値を示す。表6に主応力度の最大応答値、表7には断面力の最大応答値を示す。表5～7により、最大応答値の比較から3成分入力の影響を見ると、上下加速度およびせん断応力度の一部において最大応答の増加が見られるが、水平1成分に上下成分を加えた2成分による最大応答値により、構造物の応答特性はおおむね評価可能であると考えられる。図17、図18には最大50kineで正規化したKobeとElcentro波に対する加振軸上の屋根面での水平および上下応答時刻歴を示す。Kobe-NSとKobe-NS+UDに対する最大応答値の比較では、屋根面鉛直方向の加速度では、後者は最大で約1.9倍、速度で約1.6倍、変位で約1.2倍となり、上下動成分の影響が大きい結果となった。図19には応答速度時刻歴のフーリエスペクトルを示すが、1次固有周波数近傍以外に、5Hz近傍にも卓越した応答成分が存在する。これは図20に示す屋根面の最大応答時における振幅分布と5Hz近傍での固有振動モード（図21参照）との対応によっても直接確認される。なお、屋根面水平方向の加速度応答倍率は、

Kobe-NS 波で約 2.1 倍、
Elcentro-NS 及び Taft-
EW 波で約 3.0 倍程度と
なった。

表 4 入力地震波の諸元

地震波	P. G. A (gal)	Duration (sec)
Kobe-NS	454.71	21
Kobe-EW	343.13	21
Kobe-UD	184.68	21
Elcentro-NS	491.77	30
Taft-EW	528.98	25

図 16 応答解析に用いた各地震波
と設定した減衰の周波数特性

表 5 加速度、速度、変位応答の最大値

Point	入力波	Max of Acc (gal)		Max of Vel (kine)		Max of Dis (cm)	
		y方向	z方向	y方向	z方向	y方向	z方向
K点	Kobe-NS	796	800	56	35	1.4	2.6
	Kobe-NS+UD	798	1505	57	57	1.4	3.2
	Kobe-NS+EW+UD	808	1917	56	62	1.5	3.3
P点	Kobe-NS	945	1435	58	54	1.6	3.3
	Kobe-NS+UD	972	2227	60	84	1.7	4.1
	Elcentro-NS	1485	3853	90	144	2.3	6.4
	Taft-EW	1586	4600	75	145	2.7	6
W1点	Kobe-NS	494	16	53	1	0.2	5.4E-02
	Kobe-NS+UD	493	191	52	22	0.2	5.5E-02
	Elcentro-NS	545	47	60	1	0.3	6.1E-02
	Taft-EW	589	24	54	1	0.3	0.1

表 6 主応力度の最大値

Point	入力波	層		
		下面	中央面	上面
		Max of σ_1 (MPa)	Max of σ_1 (MPa)	Max of σ_1 (MPa)
K点	Kobe-NS	3.4	2.8	4.0
	Kobe-NS+UD	4.1	3.0	4.1
	Kobe-NS+EW+UD	4.1	3.2	4.1
P点	Kobe-NS	2.7	2.9	3.7
	Kobe-NS+UD	3.5	3.3	3.9
	Kobe-NS+EW+UD	3.8	3.7	4.2
	Elcentro-NS	5.2	3.9	6.0
	Taft-EW	5.5	4.9	7.9

表 7 断面力の最大値

Point	入力波	Max of N_{xx} (kN/m)	Max of N_{yy} (kN/m)	Max of N_{xy} (kN/m)	Max of M_{xx} (kN·m/m)	Max of M_{yy} (kN·m/m)	Max of M_{xy} (kN·m/m)
K点	Kobe-NS	200.0	71.1	102.0	2.3	1.7	1.6E+00
	Kobe-NS+UD	207.4	71.3	129.8	2.3	2.3	2.1E+00
	Kobe-NS+EW+UD	207.1	133.8	131.6	2.5	3.0	2.2E+00
P点	Kobe-NS	170.0	205.0	3.4	4.2	2.6	3.8E-02
	Kobe-NS+UD	179.6	244.7	3.4	5.3	2.8	3.8E-02
	Kobe-NS+EW+UD	179.6	244.9	88.6	5.3	2.8	1.1E+00
	Elcentro-NS	279.0	315.0	4.8	9.5	3.0	5.4E-02
	Taft-EW	306.0	363.0	5.6	10.8	3.9	6.4E-02

(a) 加振方向水平加速度応答

(b) 加振方向水平速度応答

(c) 加振方向水平変位応答

(d) 上下方向加速度応答

(e) 上下方向速度応答

(f) 上下方向変位応答

図 17 kobe-NS、NS+UD 波に対する水平および上下応答時刻歴

(a) 加振方向水平加速度応答

(b) 加振方向水平速度応答

(d) 上下方向加速度応答

(e) 上下方向速度応答

図 18 Elcentro-NS 波に対する水平および上下応答時刻歴

(c) 加振方向水平変位応答

(f) 上下方向変位応答

図 18 Elcentro-NS 波に対する水平および上下応答時刻歴 (つづき)

図 19 応答速度時刻歴のフーリエスペクトル

(変形表示倍率 140 倍)
〈P 点における最大変形応答時〉

図 20 振動時の変位分布

(変形表示倍率 7 倍)
(21 次モード (5.08 Hz))

図 21 振動モード

なお、表 3、図 14 及び 15 に示した Kobe 波に対する応答に関して、RC の弾塑性を考慮した解析結果の一部を図 22 に参考までに示す (Kobe-NS+UD 入力時)。前述のように、最大でもコンクリートにひび割れが発生する程度の応力の範囲ではあるが、弾性解析との比較的大きな差異が見られた。3 次元フルモデルでの定量的な応答評価の可能性はあるが、詳細は今後の検討課題としたい。

(a) 加振方向水平速度応答

(b) 加振方向水平変位応答

(c) 上下方向速度応答

(d) 上下方向変位応答

図 22 弾塑性地震応答特性 (Kobe-NS+UD 入力時)

5. まとめ

本論では、大スパンの RC シェル屋根を有する構造物の振動性状の把握のために、同時多点の 3 成分測定を実施し、基本的な振動性状の把握を試みた。続いて 3 次元の FEM 全体解析モデルを構築し、振動解析による振動特性評価および応答の定量的な評価を試みた結果について示した。分析された結果を以下に示す。

- ・実測による 1 次固有周期は 0.36 秒、全体 3 次元解析モデルによる数値解では 0.34 秒であり、その差は約 6% であった。
- ・1 次固有振動モードは、測定された位相と固有値解析結果から同定され、全体 3 次元解析モデルの妥当性が確認された。
- ・固有値解析の 2 次モード以上については、測定データの位相からは分離出来なかった。
- ・振動測定結果から、減衰定数は約 2.0% と推定することができた。
- ・Kobe 波に対する応答予測では、シェル屋根の上下応答に関し、水平動に加えて上下動入力時は約 4000gal と、非常に大きな加速度応答を示す可能性がある (損傷は軽微なひび割れ程度である)。現状の対象構造物には重量吊物や天井は無いが、今後設置の予定もあり、屋根面の加速度応答には十分に留意する必要があると予想される。
- ・Kobe-NS+UD の最大応答値は Kobe-NS の最大 1.9 倍の応答を示し、上下動成分の影響が大きい結果となった。今回の解析では、3 方向入力による影響は、上下加速度およびせん断力応答の一部であった。

本論では、限定された 1 建物を対象とした評価例ではあるが、既存の大規模 RC シェルの耐震性能評価に際しては、本論と同様の全体 3 次元モデルによる定量的な応答評価は一定の精度で可能と考えられる。構造体の耐震性能の評価や 2 次構造材の安全性の評価には直接有効と考えられる。

謝辞

本研究中の振動測定は、名古屋大学大学院環境学研究科都市環境学専攻・福和研究室の協力により実施したもので、同大学院・福和伸夫教授に感謝致します。研究に関し幅広く御指導頂きました、名古屋大学名誉教授・松岡理博士並びに松井徹哉博士（現・名城大学教授）、名城大学教授・村田賢博士、大阪市立大学名誉教授・日置興一郎博士、豊橋技術科学大学・加藤史郎博士に感謝致します。（財）大垣市体育連盟および（株）岬建築事務所には測定に際して多大な支援を得ましたので感謝します。本研究の一部は、H15年度・科学研究費補助金・基盤研究C2（研究代表者・武藤厚）の補助によります。

参考文献

- 1) 日本建築学会：阪神・淡路大震災調査報告 建築編-3 鉄骨造建築物 シェル・空間構造 容器構造、1997.10
- 2) 石川浩一郎、川口健一、田川健吾、酒井達矢：兵庫県南部地震による学校体育館及び公共スポーツホール等の被害調査報告、日本建築学会技術報告集、第5号、pp.96~101、1997.12
- 3) 日本建築学会：シェル・単層ラチス構造の振動解析-地震、風応答と動的安定性、1993.8
- 4) 日本建築学会：空間構造の数値解析ガイドライン、2001.5
- 5) 日本建築学会：空間構造の耐震設計と設計例、2001.1
- 6) 西山功、伊藤弘、西田和生、梁一承：芸予地震による体育館天井の落下被害の調査とその対策、日本建築学会技術報告集、第16号、pp.367~372、2002.12
- 7) 金野ツツ子、元結正次郎、加藤元樹、大木洋司：アーチ形架構下にケーブルで吊り下げられた質点の動的外力下における力学的特性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(B-1)、pp.919~920、1999.9
- 8) 日本建築学会・シェル空間構造運営委員会：空間構造における非構造要素の耐震設計を考える、2004年度大会構造部門PD資料、2004.8
- 9) 鎌谷真理、武藤厚、力津卓也、花井建吾：既存のRC系アリーナの耐震性能評価に関する研究（その4地震応答性状評価のための数値解析例）、日本建築学会大会学術講演梗概集(B-1)、pp.747~748、2003.9
- 10) 加藤友和、武藤厚、前川武洋、鎌谷真理、坂井田成臣：既存のRC系アリーナの耐震性能評価に関する研究（その3全体解析モデルによる評価の試み）、日本建築学会大会学術講演梗概集(B-1)、pp.733~734、2002.8
- 11) 鎌谷真理、武藤厚、美原義正、加藤友和、前川武洋：既存のRC系アリーナの耐震性能評価に関する研究（その2実測による振動性状の評価について）、日本建築学会大会学術講演梗概集(B-1)、pp.731~732、2002.8
- 12) 前川武洋、武藤厚、美原義正、加藤友和、花井建吾：既存のRC系アリーナの耐震性能評価に関する研究（その1調査対象と調査内容について）、日本建築学会大会学術講演梗概集(B-1)、pp.729~730、2002.8
- 13) 松岡理、松井徹哉、志村保美：6枚合せHPシェル屋根の応力、変形状について、日本建築学会大会学術講演梗概集(構造系)、pp.867~868、1979.9
- 14) 立道都生：空間構造の減衰と耐震設計、新「シェル・空間構造」セミナー-シェル・空間構造の減衰と応答制御-、pp.15~30、2002.11
- 15) 青木孝義、加藤史郎、石川浩一郎、ミユイト・ヨルマス、フェリト・アン・チュル：ハギア・ソフィア大聖堂を中心とする歴史的建築物の常時微動測定に基づく振動特性、日本建築学会構造工學論文集、Vol.40B、pp.87~98、1994.3
- 16) 日本建築学会：建築物の減衰、pp.91、2000.10
- 17) 武藤厚、小山信夫、村田賢、加藤史郎：上載圧を受ける鉄筋コンクリート球形シェルの非線形振動性状に関する検討-複合非線形性を考慮した数値解析手法と基本的な応答性状について-、日本建築学会構造系論文集、No.549、pp.83~90、2001.11
- 18) 木村敏三：RC建築物のコンクリート強度と耐久性、鹿島出版会、pp.91~92、1981.12

付録-1. 材料物性値の推定

振動測定に併せて、解析モデルに用いるコンクリートの物性値の推定のため、非破壊試験を行った。ここでは、シュミットハンマーによる反発度と超音波伝播速度の実測により、コンクリートの圧縮強度を推定した。反発度(R)の測定位置としては、1階柱の東・西・南面とした（打撃点間隔3cmで合計30点）。強度推定は、経年変化を考慮した式(A-1)を用いることとした¹⁸⁾。また、同一の柱において、超音波伝播速度(Vp)を6点で2回測定し、式(A-2)により強度を推定した¹⁹⁾。表A-1に試験結果を示す。なお、ヤング係数は一般的な関係式(RC規準等)により算定し、以後、解析では $E_c = 2.3 \times 10^4$ (N/mm²)を推定値として用いることとした。なお、引張強度は告示1452による値を用いた。

$$F_c = 9.37 \times (0.989)^R \times R + (1.3t - 109) \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (\text{A-1})$$

$$F_c = 215V_p - 620 \quad (\text{kgf/cm}^2) \quad (\text{A-2})$$

表 A-1 非破壊試験結果(平均値)

	F_c (N/mm ²)	E_c (N/mm ²)	f_t (N/mm ²)
シュミットハンマー法	26.7	2.35×10^4	2.27
超音波伝搬速度法	25.6	2.32×10^4	2.24

付録-2. 応答解析手法について¹⁷⁾

幾何学的な非線形性と材料非線形性を考慮したRCシェルが多次元入力地震力を受ける場合の過渡応答に関する釣合式を離散化し、時刻n+1ステップについて表示すると、

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{x}}_{n+1} + \mathbf{p}_{n+1} = \mathbf{f}_{n+1} \quad (\text{A-3})$$

ここに $\mathbf{M}$ 、 $\mathbf{p}$ 、 $\mathbf{f}$ 、 $\mathbf{x}$ はそれぞれ質量マトリクス、及び内力、外力、変位ベクトルを示す。(A-3)式中の接線剛性および減衰マトリクスは次式で示される。

$$\mathbf{K}_{n+1} = \partial \mathbf{p}_{n+1} / \partial \mathbf{x}_{n+1}, \quad \mathbf{C}_{n+1} = \partial \mathbf{p}_{n+1} / \partial \dot{\mathbf{x}}_{n+1} \quad (\text{A-4})$$

内力ベクトル $\mathbf{p}$ はレーリー型の減衰を仮定して次式に示す。

$$\begin{aligned} \mathbf{p}_{n+1} &= \mathbf{C}_{n+1} \dot{\mathbf{x}}_{n+1} + \mathbf{K}_{n+1} \mathbf{x}_{n+1} \\ &= (\alpha_0 \mathbf{M} + \beta_0 \mathbf{K}_{n+1}) \dot{\mathbf{x}}_{n+1} + \mathbf{K}_{n+1} \mathbf{x}_{n+1} \end{aligned} \quad (\text{A-5})$$

外力ベクトルは、多次元の地震入力、及び自重等の外力を考慮して、次のように設定する。

$$\mathbf{f}_{n+1} = -\mathbf{M}\ddot{\boldsymbol{\xi}}_{n+1} + \mathbf{b}_{n+1}, \quad \ddot{\boldsymbol{\xi}}_{n+1} = \begin{Bmatrix} \ddot{x}_{n+1} \\ \ddot{y}_{n+1} \\ \ddot{z}_{n+1} \end{Bmatrix}, \quad \boldsymbol{\xi} = \begin{Bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \\ \vdots \end{Bmatrix} \quad (\text{A-6})$$

$\boldsymbol{\xi}$ 、 $\ddot{\boldsymbol{\xi}}_{n+1}$ は地震影響マトリクス、入力加速度ベクトルであり、 $\mathbf{b}_{n+1}$ は地震力以外の荷重を示す。使用要素は本文中の図11に示すような8節点退化シェル要素を積層分割して用いた。コンクリートは厚さ方向に層分割、鉄筋は等価な層として表現される。Total Lagrangeにより大変形を表現し、ひずみと応力はGreen-Lagrangeひずみ、2nd Piola-Kirchhoff応力と仮定した。応力-ひずみ関係は次式で示される。

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \left\{ \partial u / \partial x, \partial v / \partial y, \partial u / \partial y + \partial v / \partial x, \right. \\ \left. \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial x}, \frac{\partial v}{\partial z} + \frac{\partial w}{\partial y} \right\}^T \quad (\text{A-7})$$

$$+ \left\{ \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial x} \right)^2, \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} \right)^2, \frac{\partial w}{\partial x} \frac{\partial w}{\partial y}, 0, 0 \right\}^T \quad (\text{A-8})$$

$$\boldsymbol{\sigma} = \left\{ \sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yz} \right\}^T$$

材料非線形性に関しては、破壊限界の評価を目的の一つとするために、数値計算の安定性確保を優先し、コンクリートと鉄筋に関して比較的単純な構成則を用いた。コンクリート及び鉄筋の応力-ひずみ関係は図A-1に示すようなものを仮定した。コンクリートの破壊曲面は、Kupferの実験結果を塑性論に基づいて近似した(図A-2)。

図 A-1 コンクリート及び鉄筋の

図 A-2 コンクリートの

1軸応力-ひずみ関係

破壊曲面のモデル化

ひび割れ発生は、各層内の積分点における応力基準により、2つの主応力に対応して2方向のひび割れを想定した。なお、ひび割れの取扱いや破壊曲面のモデル化等の構成則、時間積分法等に関しては前論文を参照されたい¹⁷⁾。

付録-3. 下部構造のモードと応答について

本研究では、ルーフシェルの応答を中心に分析しているが、本文にも示すように、水平応答倍率は、加速度でKobe-NSで約2倍、Elcentro-NSで約3倍程度となった。応答解析によると、下部構造の断面力応答は小さく損傷の可能性の無いことを確認している。このことは今回の対象構造物の下部構造がその形状比と部材断面により剛強であることによると考えられる。参考のために、図A-3に外壁の加振方向の水平応答速度の周波数成分を示す。一方、振動測定においては、常時微動および機械加振による測定値からは下部構造の水平応答に関する明確なモードを抽出することが困難であった。今後の課題としたい。

図 A-3 応答速度時刻歴のフーリエスペクトル

(2004年11月10日原稿受理, 2005年2月18日採用決定)