

下部 RC 構造に支持された骨組膜構造の応答性状に関する研究

高橋 邦広 ^{*1}
樋口 直也 ^{*2}
中澤 祥二 ^{*3}
吉野 達矢 ^{*4}
加藤 史郎 ^{*5}

梗 概

本研究では下部 RC 構造に支持された骨組膜構造を対象とし、2 モードを用いた限界耐力計算 (Pushover 解析) から応答の推定が可能であるか検討する。研究手順として、はじめに下部構造の剛性の大小の影響も考慮しつつ固有振動解析を行い、解析モデルの振動が励起する主要なモードを分析する。2 番目に損傷限界レベルと安全限界レベルの時刻歴応答解析を行い、地震応答性状の分析を行う。最後に、2 つのモードに対しそれぞれ独立に限界耐力計算を用いた Pushover 解析から応答を推定し、推定値 (加速度、断面力等) と応答解析結果の比較を行い、2 モードを用いる限界耐力計算により応答推定が可能であることを示す。

1. はじめに

平面的に広がりのあるライズを持つ空間構造は、(1)水平入力地震動に伴う上下方向の非対称振動が現れる、(2)複数の振動モードが励起されるなど通常の重層構造物と異なる動特性を持つことが知られている。このため、地震荷重の算定法や設計用地震荷重分布を建物毎に推定しているのが現状である。空間構造の耐震性能の評価においては、(1)時刻歴地震応答解析を行い構造物の安全性を直接検討する方法、(2)応答解析結果を参照しながら静的地震荷重を適切に算定し、静的解析に基づき安全性を検討する方法が用いられる。

構造設計では、このような時刻歴応答解析を行わずに、構造物の応答を評価する方法や静的地震荷重の算定法の提案が望まれている。このため空間構造の構造形式の 1 つである骨組膜構造においては、限界耐力計算や等価線形化法、応答スペクトル法を用いた応答推定法 ^{1,3)}が提案されている。しかしながら、下部構造の重量や剛性の大きい RC 構造で支えられた骨組膜構造への適用性については、十分な議論がなされていない。そこで、本研究では、下部 RC 構造に支持された骨組膜構造を対象とし、下部構造の剛性の大小、重量の大小にかかわらず、限界耐力計算に基づいた応答推定法が適用可能であるか検討する。なお、検討手順としては、まず、対象構造物の地震応答性状を分析する。応答性状の分析に基づき、非線形静的増分解析 (以後、Pushover 解析と呼ぶ) を基礎とし 2 つの振動モードを考慮した応答推定法を提案する。そして、損傷限界、安全限界相当の地震動が作用した場合の時刻歴応答解析結果と比較することにより、本研究で提案する推定法の適用性を検討する。

2. 解析対象

2.1 上部架構

解析モデルは文献 ⁴⁾で対象としているモデルから下部構造の妻面を除いた RC ラーメンの下部構造に支持されたシング

ルレイヤー屋根型シェル(骨組膜構造)を対象とする。ただし、文献 ⁴⁾で対象とする構造物の妻面には壁が存在しているため、上部架構の妻面は鉛直支持されている。図 1 に解析モデルの平面図、立面図、鳥瞰図を示す。境界条件は、上述の通り X_R1 通、 X_R5 通の鉛直変位(Z 方向)は固定、水平変位(X, Y 方向)及び回転は自由とする。また、下部構造の柱 C1 柱脚の境界条件は固定とする。ここで、C1, G1-RC1 は RC 部材、G1, G2, B1, V, VC1, VC2, P1 は鉄骨部材である。上部架構を構成する鉄骨部材のうち P1 は塑性化を考慮しない弾性体とし、その他の部材は塑性化を考慮する弾塑性体とする。RC 部材、鉄骨部材の断面寸法と材質を表 1, 表 2 に示す。材端の拘束条件は、V, VC1, VC2 の両端、P1 下端をピン接合とし、それ以外はすべて剛接合とする。

2.2 下部構造

本研究では時刻歴応答解析や Pushover 解析を行うにあたり、下部 RC 柱は等価なせん断バネに置換する。せん断バネの剛性及び履歴特性は、下部構造の構面を取り出し、面内・面外方向の静的弾塑性増分解析より求めている。せん断バネの履歴特性はディグレイティング・トリリニアとする。また、下部構造の塑性化による上部架構への影響を分析するため、モデル化した履歴特性の剛性を 0.8, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0 倍したものを用い、解析モデルはそれぞれ S0.8model, S1.0model, S1.5model, S2.0model, S3.0model とする。基準となるモデルである S1.0model の柱一本あたりの耐力及び剛性を表 3 に示す。ここで、 Q_c はひび割れ時のせん断力、 Q_y は降伏時のせん断力、 k_1 は初期剛性、 k_2 は 2 次剛性、 k_3 は 3 次剛性を示す。

3. 入力地震動

地震入力方向は水平方向(X 方向)とする。入力地震動のスペクトルとしては、限界耐力計算で規定される第 2 種地盤表面上の設計用加速度応答スペクトル($h=5\%$)を採用する。本研

*1 株式会社構造計画プラス・ワン、修士(工学)

*2 豊橋技術科学大学機械・構造システム工学専攻

大学院生、修士(工学)

*3 岐阜工業高等専門学校建築学科 准教授、博士(工学)

*4 太陽工業株式会社技術研究所、博士(工学)

*5 豊橋技術科学大学建設工学系 教授、工学博士

究では、地震動の大きさを表す指標として、地震動強さ λ を採用する。損傷限界レベル($\lambda=1.0$)、修復限界レベル($\lambda=3.0$)、安全限界レベル($\lambda=5.0$)の地震動に注目し、応答性状の分析、応答推定法の検証を行う。

地震動強さ λ の地表での設計用加速度応答スペクトル S_a は次式で定義する。

$$S_a = \lambda \times S_{a0} \times F_h \times G_s \quad (1)$$

$$F_h = 1.5 / (1 + 10h) \quad (2)$$

ここで、 S_{a0} は損傷限界レベルの標準加速度応答スペクトル、 G_s は表層地盤増幅特性、 F_h は加速度応答スペクトルの減衰による低減率である。

時刻歴応答解析を行うために、応答スペクトル(S_a)に適合する模擬地震波を作成する。模擬地震波の位相特性としては、観測地震波 El Centro NS, Kobe NS, Taft NS を採用する。なお、模擬地震動の損傷限界レベルでの最大加速度 A_{max} はそれぞれ 110.35cm/s^2 , 128.01cm/s^2 , 130.97cm/s^2 である。図2に損傷限界レベルの加速度応答スペクトルを示す。

表1 RC部材の断面寸法と材質

記号	幅×せい	材質
C1	600×600	Fc21
G1-RC	600×500	Fc21

表2 鉄骨部材の断面寸法と材質

記号	部材	材質
G1	P-457.2 ϕ ×12.7 t	STK400
G2	P-318.5 ϕ ×7.9 t	STK400
B1	P-318.5 ϕ ×7.9 t	STK400
V	P-216.3 ϕ ×8.2 t	STK400
VC1	P-190.7 ϕ ×5.3 t	STK400
VC2	P-139.8 ϕ ×4.5 t	STK400
P1	H-250×250×9×14	SS400

表3 S1.0modelにおける柱1本の耐力及び剛性

荷重方向	1本当たり				
	Q_u [kN]	Q_d [kN]	k_1 [kN/cm]	k_2 [kN/cm]	k_3 [kN/cm]
X方向(面外)	23.72	121.67	52.70	24.80	0.53
Y方向(面内)	45.00	200.00	150.00	44.93	1.50

柱の本数は8本

表4 X方向における主要モードの固有周期 T 、減衰定数 h 、有効質量比 $\rho\alpha$ および歪エネルギー E_{max} (El Centro NS 位相)

model	s	T [sec]	h [%]	$\rho\alpha$ [%]	E_{max} [N·m]		
					上部	下部	全体
S0.8	1	0.476	2.0	74.5	1182.5 (42%)	1605.8 (58%)	2788.3
	5	0.319	2.0	25.4	236.3 (65%)	189.7 (45%)	426.0
S1.0	1	0.450	2.0	62.4	1166.4 (56%)	922.4 (44%)	2088.8
	5	0.301	2.0	37.4	238.3 (42%)	322.5 (58%)	560.8
S1.5	1	0.421	2.0	42.5	935.4 (75%)	307.7 (25%)	1243.1
	5	0.263	2.0	57.0	160.4 (25%)	491.2 (75%)	651.6
S2.0	1	0.409	2.0	33.1	762.7 (83%)	153.2 (17%)	915.9
	5	0.235	2.0	65.7	112.5 (19%)	486.1 (81%)	598.6
S3.0	1	0.399	2.0	25.3	595.4 (90%)	69.8 (10%)	665.2
	5	0.199	2.0	69.3	94.5 (21%)	359.6 (79%)	454.1

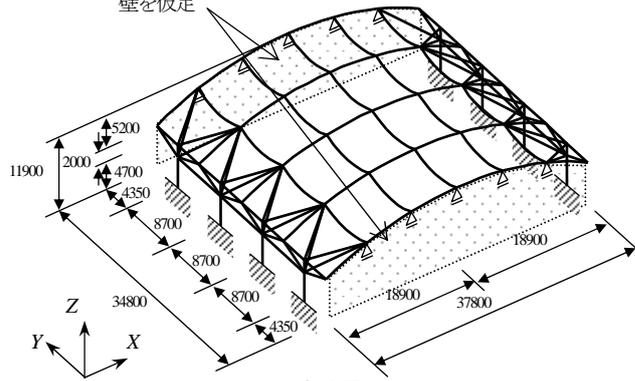
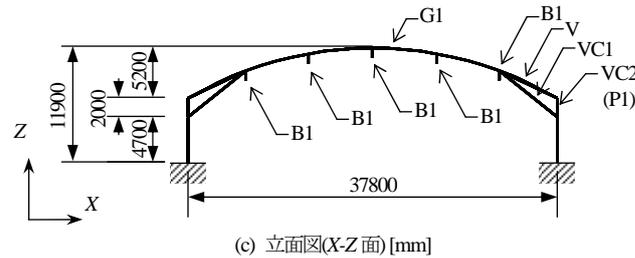
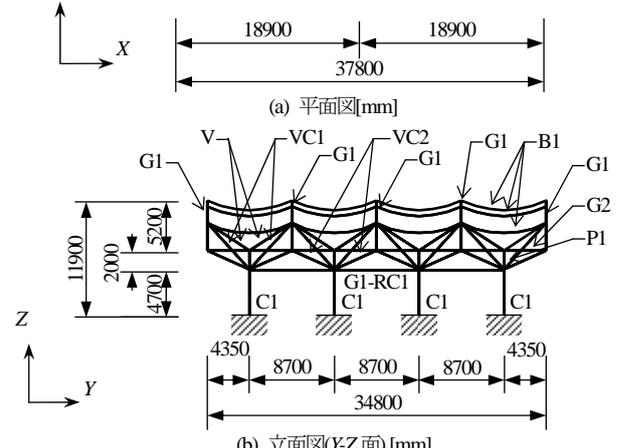
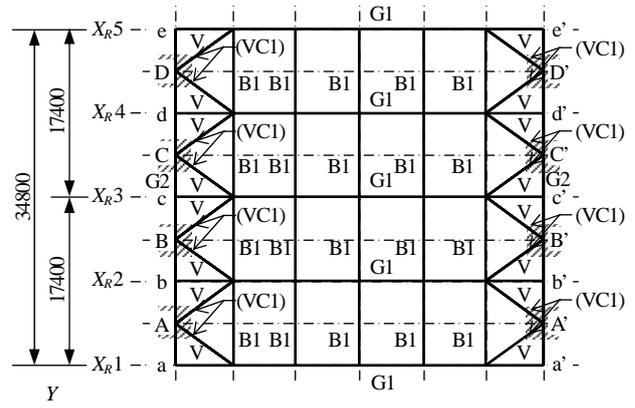


図1 解析モデル

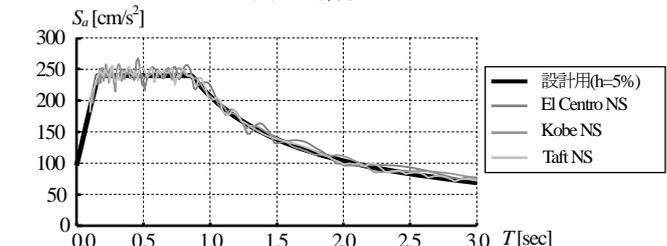


図2 入力地震動の加速度応答スペクトル(損傷限界レベル $\lambda=1.0$)

4.地震応答性状の分析

4.1 固有振動解析

初期剛性(弾性剛性)に対する固有振動解析結果を示す。減衰マトリクスはレーリー減衰とし、1次、5次モードに減衰定数 $h=2\%$ を仮定する。表4に各モデルのX方向入力に対して主に励起される主要なモードの固有周期、 T 、減衰定数 h 、有効質量比、 ρ_x および歪エネルギー、 E_{max} (El Centro NS位相の模擬地震波)を示し、歪エネルギーには全体構造に対する上部、下部それぞれの割合を示す。有効質量比、 ρ_x より、各モデルは1次と5次の2つのモードが主に励起される構造物であることが確認できる。歪エネルギーの割合より下部構造の剛性の低いS0.8modelでは1次、5次モードともに上部架構と下部構造の変形が卓越するモードが分離していないことがわかり、S3.0modelでは下部の剛性が高くなることにより1次モードは上部架構の変形が、5次モードは下部構造の変形が卓越するモードであることが確認できる。

4.2 時刻歴地震応答による性状分析

数値解析法はNewmark- β 法(平均加速度法 $\beta=1/4$, $\Delta t=0.001\text{sec}$)を採用する。解析の順序としては、固定荷重を準静的に載荷させた後、弾塑性地震応答解析を行うものとする。よって、以下に示す最大応答値には固定荷重時の応答(変位、軸力及びモーメント)も含まれる。また、参考のために図3から図6には固定荷重時の最大値分布とその絶対値分布も示す。なお、以下の最大応答値は基準となるモデルS1.0modelのみを示す。

(1)鉛直方向変位：損傷限界および安全限界レベルにおける上部架構の鉛直変位(Z方向)の最大値分布を図3(a), (b)に示す。損傷限界レベルでは位相特性による応答の差は見られないが、安全限界レベルでは応答にばらつきが見られる。これは安全限界レベルでは下部が塑性化するため、上部架構が左右非対称に応答しアーチ頂部の鉛直変位が大きくなるためである。

(2)アーチ部材の軸力：上部架構のアーチ部材における軸力 N の最大値分布を図4(a), (b)に示す。アーチを構成するG1部材の短期許容圧縮軸力 N_c は $N_c=1560.21\text{kN}$ である。損傷限界レベル、安全限界レベルともに、許容圧縮軸力に達しない。固定荷重時と比較すると、軸力に大きな差がないことが分かる。また、 X_{R1} 通は境界条件で鉛直変位(Z方向)を固定しているため、時刻歴応答解析時の応力が固定荷重時の応力より大きくなる結果となる。

(3)アーチ部材の曲げモーメント：上部架構のアーチ部材における曲げモーメント M_y の最大値分布を図5(a), (b)に示す。アーチを構成するG1部材の全塑性曲げモーメント M_p は $590.34\text{kN}\cdot\text{m}$ である。損傷限界レベル、安全限界レベルともに全塑性曲げモーメントに達しないため、上部架構は塑性化していない。 X_{R1} 通、 X_{R5} 通では境界条件で鉛直変位(Z方向)を固定しているため面内の曲げモーメント M_y が他のアーチに比べ小さいことがわかる。

(4)下部RC柱の応答：El Centro NS位相をもつ模擬地震波を作用させたときのRC柱の復元力を図6(a), (b)に示す。図6

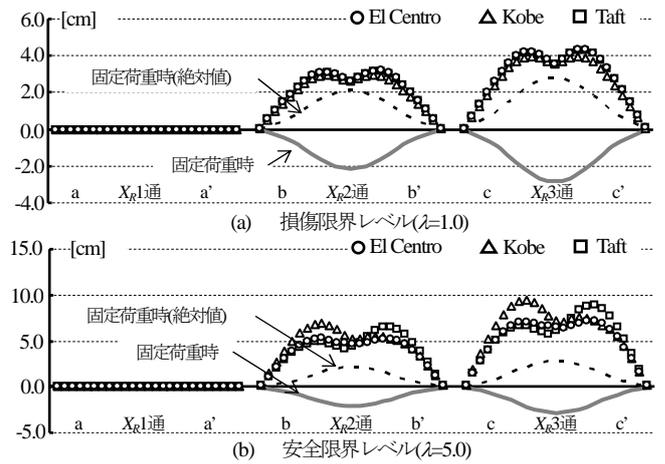


図3 上部架構の鉛直変位(Z方向)の最大値分布(S1.0model)

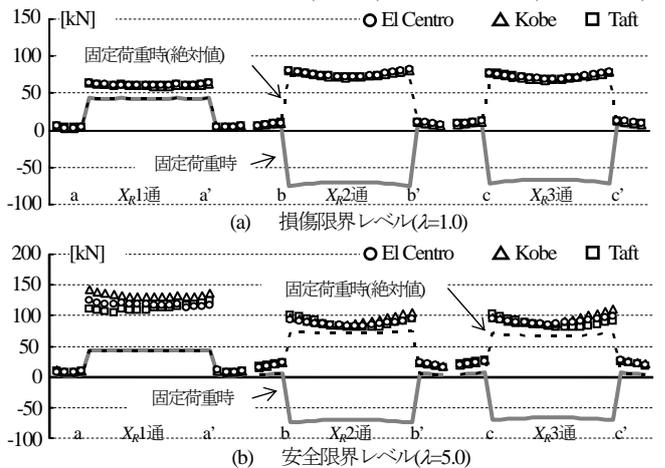


図4 アーチ部材の軸力Nの比較(S1.0model)

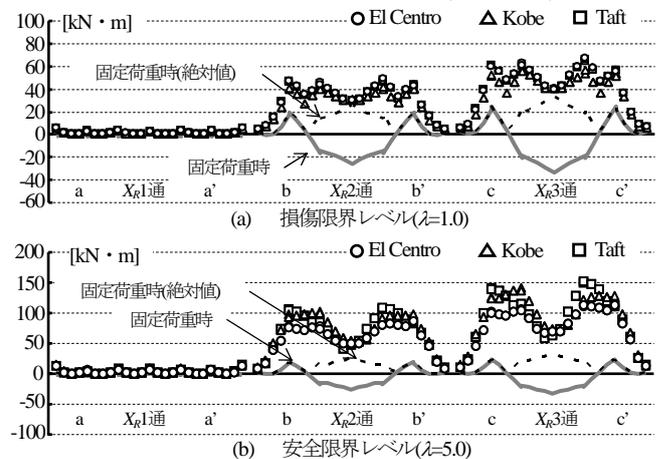


図5 アーチ部材の曲げモーメントMyの最大値分布(S1.0model)

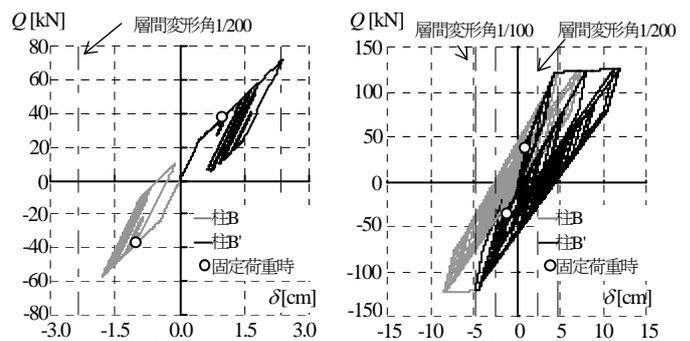


図6 C1部材(柱B, 柱B')の復元力(El Centro NS位相)

中の○は固定荷重時の変形とせん断力を示す。固定荷重により、RC柱部材は桁面の面外に変形する。これにより、RC柱のせん断力は、ひび割れせん断力 Q_c に達し、降伏せん断力 Q_y の3割程度となる。固定荷重時のせん断力が作用しているため、地震動によるRC柱（柱B、柱B'）の復元力は左右対称とはならない。損傷限界レベルでは層間変形角 1/200 程度であるが、安全限界レベルでは降伏せん断力 Q_y に達し、層間変形角 1/100 を超え、層間変形角 1/40 となる。

5. 限界耐力計算法による応答推定法

5.1 地震荷重の分布

Pushover 解析に用いる静的地震荷重の分布 $\{P_{E0}\}$ は、弾性時の固有振動解析により求められた i 次モードの固有ベクトル $\{u_i\}$ を用い次式のように定める。

$$\{P_{E0}\} = A[M]\{u_i\} \quad (3)$$

ここで、 $[M]$ は質量マトリクス、 A は荷重倍率である。固有振動解析の結果、対象構造物は、1次、5次モードが励起されるため、1次と5次のモードに対し地震荷重を作成し、それぞれの地震荷重に対して独立に Pushover 解析を行う。

5.2 構造性能曲線と等価有効質量比

S1.0model における1次、5次モードに比例する地震荷重による Pushover 解析の結果より得られた構造性能曲線を図7(a)、等価有効質量比 ρ と代表変位 Δ の関係を図7(b)に示す。図中の○はそれぞれ地震動強さが損傷限界レベル ($\lambda=1.0$)、修復限界レベル ($\lambda=3.0$)、安全限界レベル ($\lambda=5.0$) のときの収束点を示す。図7(b)より、1次モードに比例した地震荷重で Pushover 解析を行った場合、荷重レベル（地震動強さ）の増加ともない有効質量比が増加する。同様に、5次モードに比例した地震荷重による Pushover 解析においては、荷重レベルの増加に伴い1次モードの場合と同様に下部構造が降伏するため、有効質量比の増加がおこる。弾性応答時の1次、5次モードの有効質量比の和 $\rho_1 + \rho_5$ は 1.00 に対し、S0.8、S1.0、S1.5、S2.0、S3.0model での安全限界レベルの釣合点における有効質量比の和は、それぞれ 1.89、1.83、1.78、1.49、1.29 のように 1.0 を超える。これは、2つのモードから得られる地震荷重の Pushover 解析をそれぞれ独立に行ったためである。

5.3 応答推定式

本研究では、前節のように2つのモードに比例した地震荷重を用いそれぞれ独立に Pushover 解析を行い、収束点での応答を求め、それぞれの収束点での応答量から最大応答値を推定する。5.2節で示したように、各モードの収束点での有効質量比の総和は 1.00 を超えるため、文献²⁾に示される修正係数 α を導入し、節点 j の最大変位 D_j の応答推定式として絶対値和 (ABS) を用いた次式を検討する。

$$\alpha = 1 / (\rho_1(\lambda) + \rho_5(\lambda)) \quad (4)$$

$$D_j^{ABS} = \alpha \times (|D_j^1(\lambda)| + |D_j^5(\lambda)|) + D_s \quad (5)$$

ここで、 $D_j^1(\lambda)$ 、 $D_j^5(\lambda)$ は 1次、5次モードに比例した地震荷

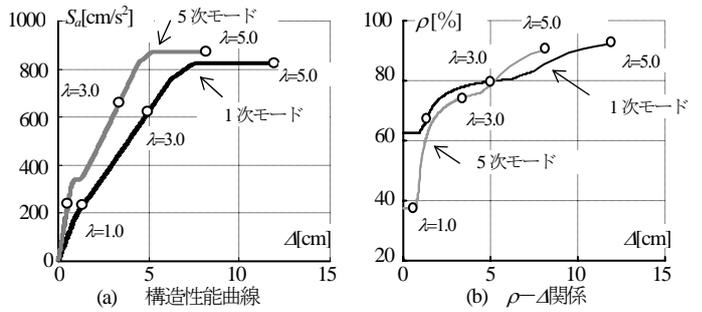


図7 構造性能曲線と等価有効質量比-代表変位関係 (S1.0model)

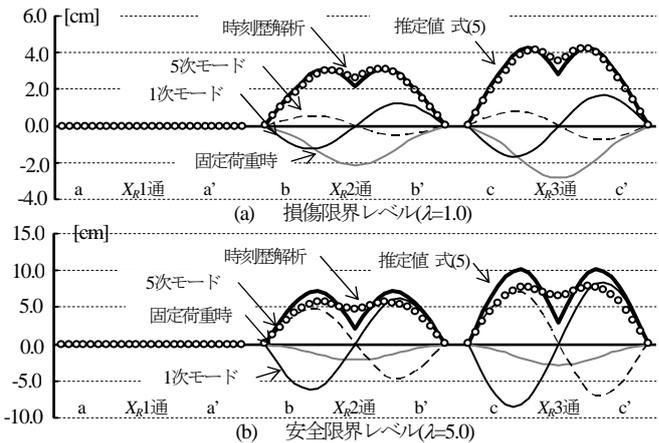


図8 屋根架構の鉛直(Z方向)変位の比較(S1.0model)

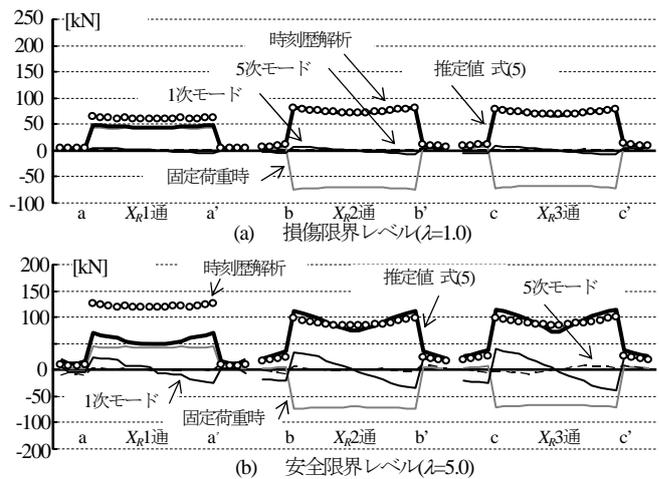


図9 アーチ部材の軸力Nの比較(S1.0model)

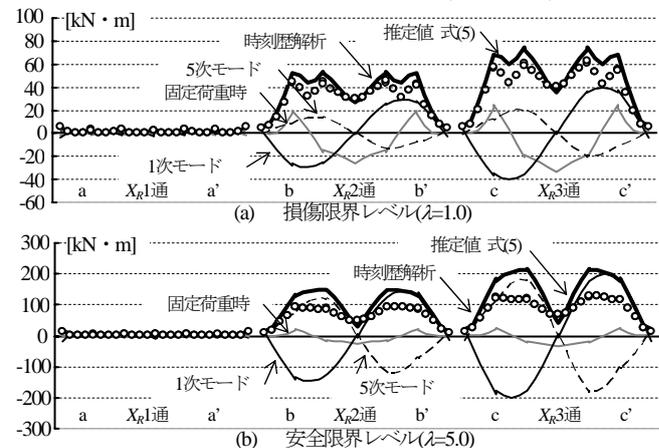


図10 アーチ部材の曲げモーメントM_jの比較(S1.0model)

重を用いて Pushover 解析の地震動強さ λ での節点 j の最大変位、 D_s は固定荷重時の最大変位を示す。また、 ${}_1\rho(\lambda)$ 、 ${}_5\rho(\lambda)$ は地震動強さ λ での等価有効質量比である。

5.4 Pushover 解析と時刻歴応答解析の比較

弾塑性地震応答解析結果より得られた最大応答の平均値と Pushover 解析結果の比較を行う。比較のために 1 次モード、5 次モードそれぞれの応答、固定荷重時の応答を図 8 から図 10 に示す。

(1) 鉛直方向変位： 損傷限界、安全限界レベルにおける上部架構の鉛直変位(Z 方向)の比較を図 8(a), (b)に示す。損傷限界レベルではほぼ弾性状態であるため式(5)の推定値は時刻歴応答解析とよく一致し、安全限界レベルでは式(5)の推定値により時刻歴応答解析を安全側に推定できる。時刻歴応答解析において下部構造の塑性化がおこるため上部架構が左右非対称に応答し、アーチ頂部の鉛直変位が大きくなる。そのため、Pushover 解析で応答を推定する際に注意が必要である。

(2) アーチ部材の軸力： 損傷限界、安全限界レベルにおける上部架構のアーチ部材の軸力 N の比較を図 9(a),(b)に示す。式(5)の推定式は時刻歴応答解析結果を比較的精度良く推定することができる。鉛直変位と同様に時刻歴応答解析において上部架構が左右非対称に応答し、妻面の X_{R1} 通では水平方向は自由という境界条件により軸力が大きくなるため Pushover 解析で応答を推定する際に注意が必要である。

(3) アーチ部材の曲げモーメント： 損傷限界、安全限界レベルにおける上部架構のアーチ部材の曲げモーメント M_y の比較を図 10(a),(b)に示す。時刻歴応答解析同様に上部架構は塑性化しない。損傷限界レベルでは下部構造がほぼ弾性状態であるため式(5)の推定値は比較的精度よく推定することができる。安全限界レベルでは多少大きくなるが安全側に評価される傾向があることがわかる。

5.5 Pushover 解析に基づく応答推定法の精度

Pushover 解析に基づく応答推定法の精度を検証するため、式(5)から得られた推定値と時刻歴応答解析結果の比較を分析する。図 11-15 に S0.8, S1.0, S1.5, S2.0, S3.0model におけるアーチの鉛直変位と軸力、曲げモーメントの推定値の精度を示す。時刻歴応答解析の結果は 3 波の模擬地震波による時刻歴応答解析結果の平均値を採用し、鉛直変位、軸力、曲げモーメントの最大応答値には固定荷重時の応答を含んだ値を評価している。また、同図には式(5)の Pushover 解析に基づく最大応答の推定値 x と時刻歴応答解析の最大値 y の関係式 $y=ax$ の係数 a を最小二乗法により算定したグラフを示す。

妻面におけるアーチの軸力は、式(5)による推定精度がやや劣る(図 11-15 の(b)において、破線の円で示す部分)が、中央部のアーチに比してやや小さな値となり、この部分の軸力については中央部のアーチで代替できるとの前提で推定精度を議論する。図 11-15 より、下部構造の剛性が小さい S0.8model から下部構造の剛性が大きい S3.0model において、式(5)の推定値は鉛直変位と曲げモーメントを安全側に、また、軸力を

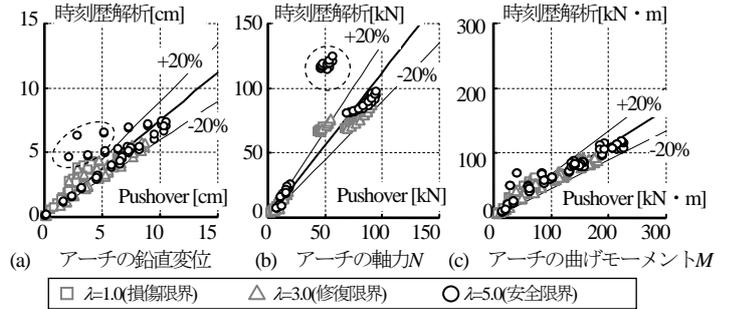


図11 式(5)による推定値と時刻歴応答解析結果の比較(S0.8model)

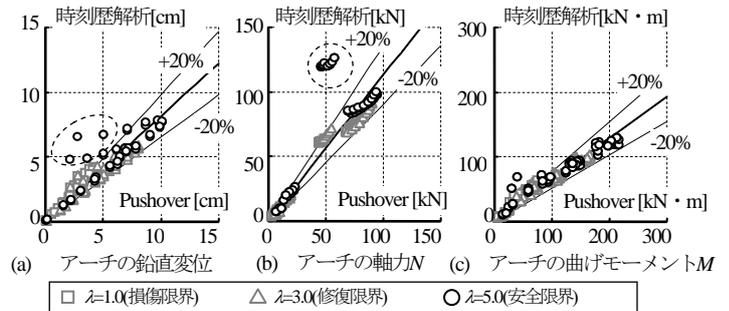


図12 式(5)による推定値と時刻歴応答解析結果の比較(S1.0model)

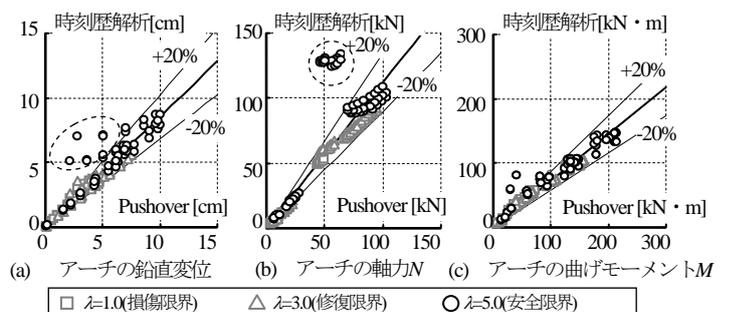


図13 式(5)による推定値と時刻歴応答解析結果の比較(S1.5model)

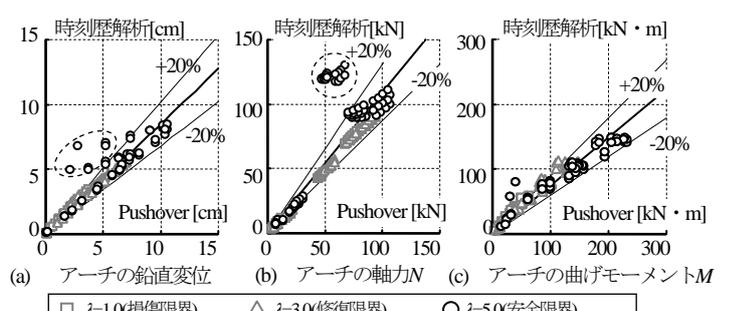


図14 式(5)による推定値と時刻歴応答解析結果の比較(S2.0model)

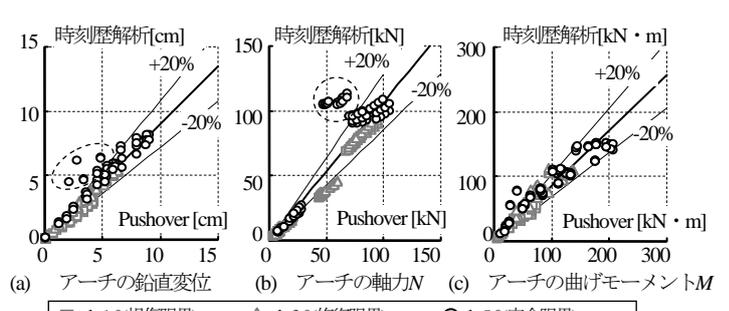


図15 式(5)による推定値と時刻歴応答解析結果の比較(S3.0model)

精度良く推定することが確認できる。関係式 $y=ax$ の係数 a の値は S0.8model の鉛直変位、軸力、曲げモーメントでは、0.75, 1.12, 0.56, S1.0model では0.82, 1.13, 0.64, S1.5model では、0.85, 1.12, 0.72, S2.0model では、0.85, 1.1, 0.74, S3.0model では、0.90, 1.07, 0.86 となった。

図 11-15 よりアーチの変位、軸力、曲げモーメントの時刻歴応答は推定式の $\pm 20\%$ 以内に分布していること、 a の値が Z 方向変位・曲げモーメントでは 1.0 より小さく、軸力では 1.0 に近いことから、式(5)は入力地震動レベルに依存せずアーチの鉛直変位、曲げモーメントの最大値を安全側に、軸力の最大値を精度良く推定することが可能であることがわかる。換言すれば、上部架構と下部構造の変形が卓越するモードが分離していない S0.8model (下部構造の剛性が低い場合)、上部架構、下部構造の変形が卓越するモードが分離している S3.0model (下部構造の剛性が高い場合)においても、時刻歴応答を推定することが可能であるがわかる。図 11-15 において、推定精度の低い部分(点線で囲まれた結果)はアーチ中央の鉛直変位の結果と上部架構妻面の軸力であることを確認している。鉛直変位については、地震応答による非対称応答や下部 RC 柱頭の塑性化にともなうアーチ頂部の累積変形の影響が大きくなるためであり、軸力については時刻歴応答解析において上部架構が左右非対称に応答し、妻面の X_{R1} 通では水平方向が自由という境界条件により軸力が大きくなるため、本推定式では十分な精度が得られないことが確認できる。アーチ中央部の鉛直変位はアーチの塑性化が原因ではなく、また、アーチの他の部位よりも小さい値であるため、中央部の変位推定精度が要求される場合には設計的な配慮が必要となるが、構造設計時にこの点を念頭においておけば大きな問題には繋がらない。同様に、妻面ではアーチが鉛直に支持されており、中央部のアーチと同断面に設計する配慮を前提とすればこれも解決が可能である。

したがって、上記の精度がやや劣る点については、設計的に配慮することが可能との前提を置けば、本研究で提案した式(5)で、応力、変位、加速度は推定可能と考えられる。

6. まとめ

本研究では、上部架構と下部構造がそれぞれ励起する2つのモードを有する下部 RC 構造に支持された骨組膜構造を対象と

し、弾塑性地震応答性状を分析するとともに、2つの振動モードを考慮した Pushover 解析に基づく応答推定法を提案した。得られた結論を以下に要約する。

- 1) 弾性時の固有振動解析結果においてすべてのモデルで 1 次と 5 次モードが卓越しており、本研究で対象とした構造物は、主に 2 つのモードが励起される 2 モード型の空間構造物である。下部構造の剛性が低い S0.8model では 1 次と 5 次モードが強く関連し、上部架構と下部構造の卓越するモードが分離していないこと、下部構造の剛性が高い S3.0model では上部架構と下部構造の変形が卓越するモードが分離することを確認した。
- 2) 励起される 2 つのモード(1 次と 5 次モード)に対して独立に Pushover 解析を行い、各荷重レベルでの収束点における有効質量比を分析した。荷重レベルの増加にともない有効質量比が増加し、S0.8, S1.0, S1.5, S2.0, S3.0model での安全限界レベルの釣合点における有効質量比の和は、それぞれ 1.89, 1.83, 1.78, 1.49, 1.29 となり、1.0 を超えることを確認した。
- 3) 2 つのモードに基づく応答推定法では、2 つのモードの有効質量比の和が 1.0 を超えることを考慮し、修正係数 α を導入した推定式を提案した。時刻歴応答解析の結果と推定式の比較を行い、式(5)の推定式は下部構造の剛性が低く上部架構と下部構造の変形が卓越するモードが分離していない S0.8model でも、下部構造の剛性が高く上部架構、下部構造の変形が卓越するモードが分離している S3.0model においても、損傷限界レベルおよび安全限界レベルに対して、上部アーチの鉛直変位、軸力、曲げモーメントの地震応答の最大値を概ね安全側に推定できることを確認した。

参考文献

- 1) 中澤祥二, 加藤史郎, 吉野達矢, 小田憲史, 骨組膜構造の限界耐力計算に関する基礎的研究, 膜構造研究論文集 2004, No.18, pp.1-14, 2004.12
- 2) 中澤祥二, 齊藤慶太, 加藤史郎, 劣化型履歴を有するブレース架構で支持された複層ラチスドームの地震応答と静的地震荷重の推定, 日本建築学会構造系論文集, No.608, pp.69-76, 2006.10
- 3) 竹内 徹, 小河利行, 中川美香, 熊谷知彦, 応答スペクトル法による中規模ラチスドームの地震応答評価, 日本建築学会構造系論文集, No.579, pp.71-78, 2004.5
- 4) 藤原 淳, 竹内 徹, 小田憲史, 等価な静的地震荷重による骨組膜屋根構造の応答評価シングルレイヤー屋根型円筒シェルへの適用例, 膜構造研究論文集 2005, pp.17-25, 2005
- 5) 小西克尚, 加藤史郎, 中澤祥二, 倉本洋, ラチスドームの Push-over analysis に基づく地震応答推定に関する一考察 2 つのモードが支配的な空間構造物に対する検討, 日本建築学会構造系論文集, pp.89-96, 2003.7

Earthquake Response Estimation based on Two-Modes Pushover Analysis of Space Frames covered by Membrane Roof

Kunihiro TAKAHASHI ^{*1)}, Naoya HIGUCHI ^{*2)}, Shoji NAKAZAWA ^{*3)}, Tatsuya YOSHINO ^{*4)}, Shiro KATO ^{*5)}

SYNOPSIS

This present paper discusses earthquake response characteristics of an arch-like space frame covered by membrane roof. The structure is supported by reinforced concrete frames of heavy mass and high rigidity. First, a series of time history analysis is performed to investigate the nonlinear response characteristics of the structure under major earthquakes considering the material nonlinearity of the reinforced concrete substructure, and second a pushover analysis of the total structure using two dominant modes is proposed and performed to clarify if the proposed pushover analysis using the two modes. Finally, the validity is confirmed because of the fact that the comparison of the results; stresses and deformations, based on the pushover analysis shows a fairly fine agreement with those based on time history analysis.

*1) M. Eng., Structural Design Plus One

*2) M. Eng., Graduate Student, Toyohashi University of Technology

*3) Dr. Eng., Associate Prof., Gifu National College of Technology

*4) Dr. Eng., Taiyo Kogyo Corporation

*5) Dr. Eng., Prof., Toyohashi University of Technology