

二方向地震動入力を受ける座屈拘束ブレース付鉄骨架構のブレース構面外応答

OUT-OF-PLANE RESPONSE OF BRACES IN STEEL FRAMES WITH BUCKLING RESTRAINED BRACES
SUBJECTED TO BI-DIRECTIONAL EARTHQUAKE GROUND MOTIONS小 崎 均^{*1}, 長 路 秀 鷹^{*2}, 松 井 良 太^{*3}, 竹 内 徹^{*4}
Hitoshi OZAKI, Hidetaka NAGAJI, Ryota MATSUI and Toru TAKEUCHI

Buckling restrained braces (BRBs) are widely used in seismic regions as ductile seismic-resistant and energy dissipating structural members. BRBs' stability is checked by overall flexural buckling conditions under cyclic axial loading with initial out-of-plane drifts simulating the bi-directional effects of earthquake ground motions. This is based on the assumption that in-plane and out-of-plane peak response deformation in BRBs can occur at the same time. However, the probability of this condition is not confirmed yet. In this paper, time history response analysis is performed under bi-directional earthquake ground motions for the steel structure where BRBs were arranged in various layouts. Based on these studies, the conditions where in-plane and out-of-plane peak response deformation in BRBs can occur at the same time is researched and discussed.

Keywords : Buckling restrained braces, Steel frames, Bi-directional earthquake ground motions, Simultaneity

座屈拘束ブレース, 鉄骨架構, 二方向地震動, 同時性

1. 序

座屈拘束ブレース (以降, BRB) は, 履歴型のエネルギー吸収部材として中高層の新築建物から既存建物の耐震補強まで広く採用されているが, 接合部が不適切に設計されたBRBでは, 芯材が十分な塑性変形を発現する以前に, 接合部を含めた材全体が構面外不安定現象を生じる危険性が指摘されている¹⁾。これに対し, 拘束材端部で曲げモーメント伝達を期待し, 接合部と拘束材の連成系に対する安定条件について研究がなされており^{2), 3)}, 拘束材端部の曲げモーメント伝達能力, および様々な接合部剛性を考慮したBRBの機構安定条件式が提案され, その妥当性を検証するための実験が行われている^{4)~7)}。

一般に地震時において, BRBにはブレース構面外方向にも層間変形が生じると考えられる。これらの研究においてはその影響を考慮するため, 安全側の仮定として構面外方向に最大応答時 (層間変形角 1/100rad程度) の強制変形を付与した状態で繰返し載荷実験が行われている。水平二方向地震動入力下での鉄骨架構の応答性状は, 既往の研究^{8), 9)}で検討が行われているものの, 具体的なBRB付鉄骨架構に対し, 大地震時にBRBに構面内および構面外の最大応答変形が同時に発生し得るものなのかどうかについては検証が行われていないのが現状である。

そこで本研究においては, BRB が配置された中高層鉄骨架構に対し, 水平二方向地震動入力下での時刻歴応答解析を実施し, BRB に構面内-構面外の最大水平応答変形が同時に起こり得るかどうかについて検討する。

構面内-構面外最大水平応答変形の同時性に関しては, 建物の平面的な剛心と重心のずれ (偏心率), 建物の高さ (固有周期) による違いが影響するものと考え, コア部および BRB の平面配置, 建物の高さを変化させた解析モデルを設定し, 同時性の検討を行う。また, 梁降伏型か柱降伏型かによる差異等, 架構の崩壊形式が同時性に与える影響についても検討する。

2. 解析モデルの設定

本研究では図 1 に示すような, 片コアおよびセンターコアの平面形状を持つ 11 層, 15 層, 22 層の鉄骨架構を対象に, 水平二方向地震動入力下での時刻歴応答解析を実施し, 配置されたBRBの構面内-構面外最大水平応答変形の同時性を検討する。解析モデルは, X軸方向, Y軸方向ともに柱梁直交型のラーメン架構とし, 図 2 に示すようにBRBをK型または片流れ型に配置する。また, BRBの平面配置によって偏心率を変化させ, 偏心率, 建物の高さ, 架構の崩壊形式の異なる 8 つの解析モデルを設定する。図 3 に解析モデル名称を

*1 株式会社日建ハウジングシステム 修士(工学)

*2 東京工業大学建築学専攻 大学院生

*3 東京工業大学建築学専攻 助教・博士(工学)

*4 東京工業大学建築学専攻 教授・博士(工学)

Nikken Housing System Ltd., M.Eng.

Graduate Student, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology

Assist. Professor, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

Professor, Dept. of Arch. and Build. Eng., Tokyo Institute of Technology, Dr. Eng.

示す。これらの解析モデルより、構面内・構面外最大水平応答変形同時性の偏心率・高さ・崩壊形式による影響を検討する。解析には汎用解析プログラムSNAP Ver.5¹⁴⁾を用いる。

2.1 部材のモデル化

柱、梁は材端に弾塑性ばねを有する線材に置換する。部材の曲げモーメント-回転角関係は、全塑性モーメント $M_u = Z_p \sigma_y$ （柱: $\sigma_y = F$, 梁: $\sigma_y = 1.1F$, $E = 205000 \text{ N/mm}^2$ ）に達した点を折れ点とするバイリニアモデルとし、二次勾配は弾性剛性の1/1000とする。せん断およびねじりについては弾性とする。柱・梁接合部には剛域を設定し、その値はパネルゾーンの変形から換算した値を用いる。柱は1階柱脚完全固定とし、柱脚の浮き上がりは生じないものとする。梁はスラブによる曲げ剛性増大効果を考慮するが、スラブによる曲げ耐力増大は考慮しない。

BRBは材端に弾塑性ばねを有する線材に置換する。また、接合部を考慮した半剛接合とし、回転剛性は文献⁹⁾より中剛性を想定して算出した値を用いる。部材の軸力-軸変位関係は、降伏軸力 N_y に達した点を折れ点とするバイリニアモデルとし、二次勾配は弾性剛性の1/1000とする。せん断およびねじりについては弾性とする。

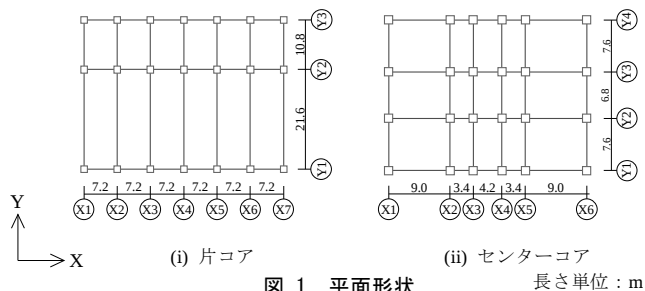


図 1 平面形状

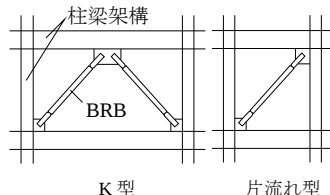


図 2 BRB 配置

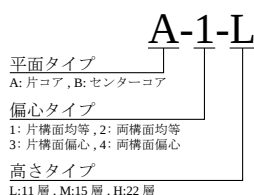


図 3 モデル名称

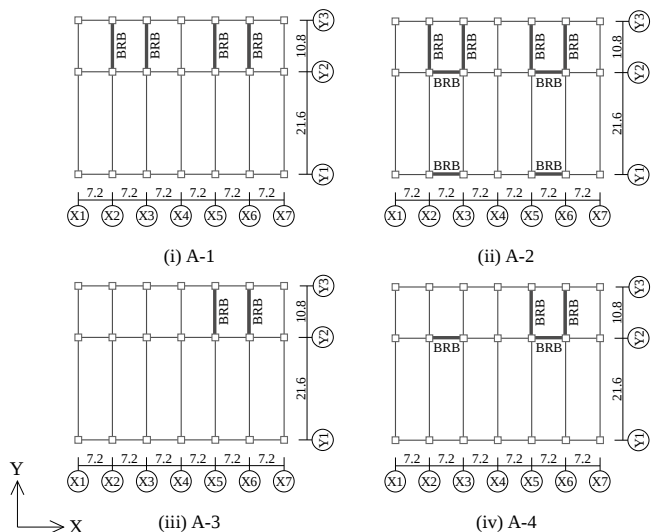


図 4 BRB 配置伏図 (片コア形式)

2.2 各解析モデル

低層モデル (11 層・49m) は片コア形式の平面形状とする。BRB の配置を変え偏心率の異なる 4 モデルを設定し、偏心による影響を検討する。図 4 に各モデルの伏図を、図 5 に軸組図を示す。BRB はすべて K 型に配置している。A-1-L は図 4 (i) のように、片軸方向に偏心がないように BRB を配置したモデルであり、A-2-L は図 4 (ii) のように、両軸方向に偏心がないように BRB を配置したモデルである。A-3-L, A-4-L はそれぞれ片軸および両軸方向に BRB を配置しているが、偏心のあるモデルである。

高層モデル (22 層・97.4m) も片コア形式のモデルとし、低層モデルと比較して建物高さ(固有周期)の変化による影響を検討する。平面形状および BRB 配置は低層モデルと同様とし、検討は A-1-H, A-2-H, A-4-H の 3 モデルについて行う。高層モデルは柱を CFT 構造とする。

中層モデル (15 層・54.8m) は、センターコア形式とし、コア配置の違いによる影響を検討する。また、このモデルは柱降伏型とし、応答の特定層集中による影響も検討する。図 6 に伏図を、図 7 に軸組図を示す。BRB はスパンの長い部分で K 型配置、短い部分で片流

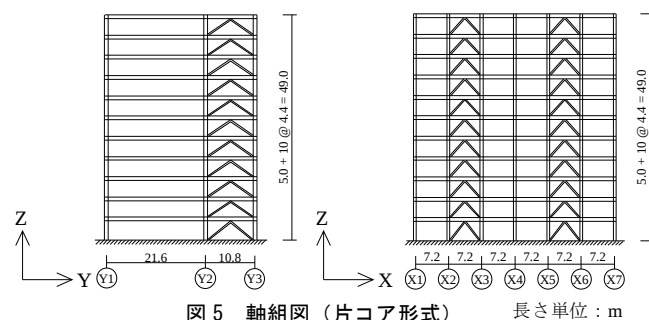


図 5 軸組図 (片コア形式)

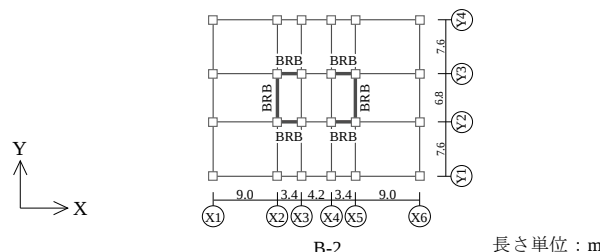


図 6 BRB 配置伏図 (センターコア形式)

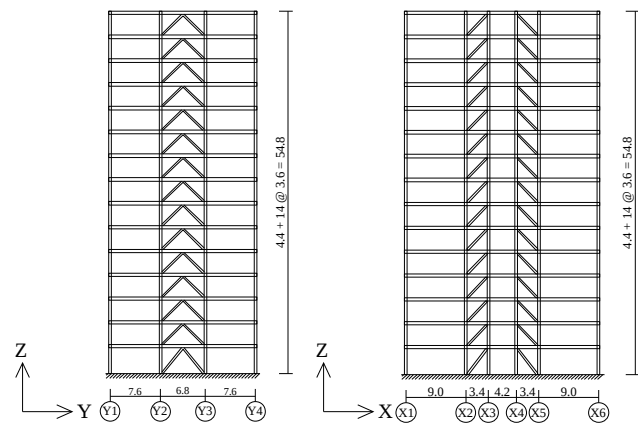


図 7 軸組図 (センターコア形式)

れ型配置とし、検討はB-2-Mの1モデルについて行う。なお柱部材は、軸力-曲げの相互作用を考慮するためファイバーモデルに置換する。

表1に、各モデルの総重量、単位面積重量および偏心率、主要な柱梁およびBRB芯材の断面寸法を示す。単位面積重量は6.1～7.4kN/m²程度である。

3. 入力地震動

入力地震動は水平二方向と、日米の観測地震動から10種類を採用する。表2に今回採用した入力地震動の一覧を示す。また、地震動は入力レベルをそろえるため、レベル2地震動相当として、水平二方向それぞれの最大速度を500mm/sに基準化する。表3に各速度の合成ベクトル最大値および、500mm/sに対する比を示す。入力には、X軸およびY軸方向に水平二方向同時入力とする。入力方向は図8に示すように、X軸方向にEW方向成分、Y軸方向にNS方向成分を入力したものを $\theta = 0^\circ$ 入力とし、反時計回りに45°ずつ回転させて入力する。

観測地震動には強い方向性を有するものがあるが、地震動の方向特性を示すものとして、地震動主軸が挙げられる。地震動主軸について、和田ら⁹⁾は応答性状に着目し、弾性一質点系において水平面内の最大応答変位ベクトルが生起する方向を主軸、これと直交する方向を副軸と定義し、二方向応答の特性を調査している。また、高田ら¹⁰⁾は地震被害における損傷の程度を表すものとして、塑性歪エネルギーに着目し、弾性一質点系の総エネルギー入力値の最大値が発生する方向を主軸と定義し、水平面内二方向連成の特性を調査している。このように地震動主軸は、既往の論文^{9)~13)}で様々な定義されているが、本研究では地震動の入力エネルギーにもっとも影響すると考えられる速度について、そのオービットが最も励起している方向を地震動主軸と定義する。具体的には、各時刻における2方向各々の応答値の二乗和平方根が最大値をとる方向とする。表4に算出された各地震動の主軸方向を示す。また、図9に地震動主軸の一例として、JMA KOBEの加速度・速度・変位オービットに地震動主軸を重ねて描いたものを示す。本論文における地震動主軸の定義によって、速度・変位の方向性を評価できていることが確認できる。

表 1 各モデル諸元

		総重量 ×10 ⁵ kN	単位面積重量 kN/m ²	偏心率		主要断面寸法		
				X	Y	柱 (490N/mm ² 級)	梁 (490N/mm ² 級)	BRB芯材 (490N/mm ² 級)
低層 11層 片コア	A-1-L	1.11	6.42	0.05	0.00	BP-700×700×25～45 ～ BP-800×800×28～45	WH-850×250×12×19 ～ WH-1050×450×12×36	PL-19×212 (N _y =2500kN) ～ PL-28×262 (N _y =4500kN)
	A-2-L	1.13	6.55	0.09	0.00			
	A-3-L	1.10	6.11	0.06	0.27			
	A-4-L	1.11	6.34	0.15	0.26			
高層 22層 片コア	A-1-H	2.23	7.23	0.05	0.00	BP-700×700×22～45 ～ BP-800×800×25～45 (CFT)	WH-850×300×12×22 ～ WH-1050×450×19×36	PL-22×256 (N _y =3500kN) ～ PL-36×296 (N _y =6500kN)
	A-2-H	2.26	7.35	0.09	0.00			
	A-4-H	2.22	7.22	0.15	0.26			
中層 15層 Cコア	B-2-M	0.64	6.65	0.00	0.00	BP-350×350×12～22 ～ BP-500×500×22～36	WH-600×300×12×25 ～ WH-750×300×16×36	PL-12×135 (N _y =1000kN) ～ PL-16×177 (N _y =1750kN)

表 2 入力地震動

観測地震動名	年月日	方向	最大加速度 (mm/s ²)	最大速度 (mm/s)	継続時間 (s)
インベリアルバレー地震 カリフォルニア エルセントロ EL CENTRO	1940.5.18	NS	3417	334	53.8
		EW	2100	369	53.6
カーンカウンティ地震 カリフォルニア タフト TAFT	1952.7.21	NS	1527	157	54.4
		EW	1759	177	54.4
新潟地震 新潟市川岸町アパート NIIGATA	1964.6.16	NS	1571	626	30.0
		EW	1577	673	30.0
十勝沖地震 八戸港湾 HACHINOHE	1968.5.16	NS	2310	331	234.0
		EW	1812	373	234.0
十勝沖地震 北海道大学 HOKUDAI	1968.5.16	NS	942	170	39.0
		EW	936	115	39.0
宮城県沖地震 東北大学 TOHOKU	1978.6.12	NS	2581	362	41.0
		EW	2034	276	41.0
宮城県沖地震 住生仙台ビル SUMITOMO	1978.6.12	NS	2518	360	39.0
		EW	2381	392	39.0
兵庫県南部地震 神戸海洋気象台 JMA KOBE	1995.1.17	NS	8180	909	155.0
		EW	6173	757	155.0
兵庫県南部地震 JR鷹取 JR TAKATORI	1995.1.17	NS	6055	1212	41.0
		EW	6570	1239	41.0
東北地方太平洋沖地震 仙台第2合同庁舎 SND	2011.3.11	NS	1633	331	301.0
		EW	2590	354	301.0

表 3 地震動合成ベクトル最大速度

地震動	合成ベクトル 最大速度 (mm/s)	最大速度比
EL CENTRO	619	1.24
TAFT	622	1.24
NIIGATA	568	1.14
HACHINOHE	519	1.04
HOKUDAI	536	1.07
TOHOKU	588	1.18
SUMITOMO	601	1.20
JMA KOBE	624	1.25
JR TAKATORI	620	1.24
SND	553	1.11

表 4 地震動主軸角度

地震動	主軸角度 (deg)
EL CENTRO	120.8
TAFT	145.3
NIIGATA	47.6
HACHINOHE	74.8
HOKUDAI	21.9
TOHOKU	122.1
SUMITOMO	132.3
JMA KOBE	134.7
JR TAKATORI	139.1
SND	26.0

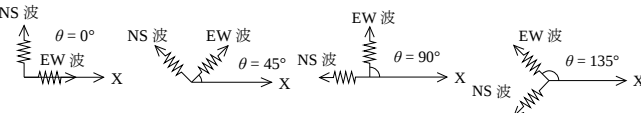


図 8 地震動入力方向

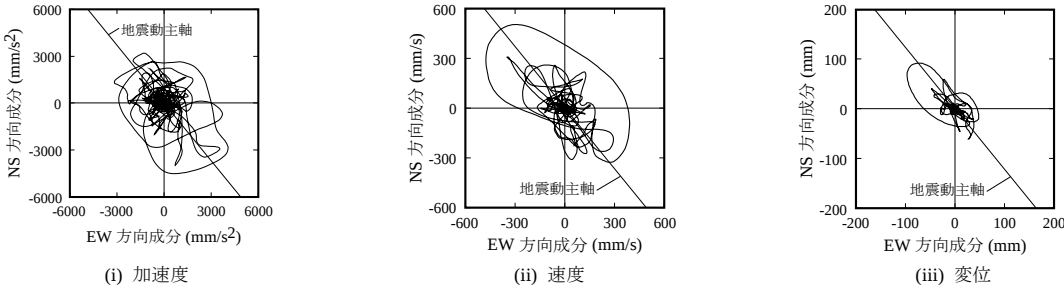


図 9 地震動オービットおよび地震動主軸 (JMA KOBE)

また他の地震動も同様に、本論文において採用した地震動主軸の定義により、地震動の方向性は概ね評価できていた。

4. 解析モデルの性状

ここでは、各解析モデルに対し固有値解析および静的増分解析を実施し、各解析モデルの振動性状および変形状を確認する。固有値解析は立体解析とし、各軸方向の並進振動モードおよびねじれ振動モードを確認する。また、静的増分解析では多方向に解析を実施し、層せん断力-層間変位関係および降伏変位曲面を確認する。入力する水平力はAi分布をもとに算出した値を用いる。

4.1 立体固有値解析結果

表5に立体固有値解析結果として、固有周期 T および刺激係数 β を示す。同表中の卓越する振動モードに対応する刺激係数に網掛けを施している。

同表(i)～(iv)は低層モデルにおける結果である。1次モードは並進振動モードが卓越することが多いが、A-4-Lにおいてはねじれ振動モードが卓越する結果となった。

同表(v)～(vii)は高層モデルにおける結果であるが、A-1-Hは1次、2次モードともに並進振動モードが卓越する。これに対しA-2-Hは、1次モードは並進振動モードであるが2次モードがねじれ振動モードとの連成振動となり、低層モデルと異なる結果となった。A-4-Hにおいては低層モデルと同様に、ねじれ振動モードが卓越する。このように高さの変化により、卓越する振動モードが変化する。

同表(viii)は中層モデルにおける結果であるが、1次から3次までの固有周期が近い結果となり、振動モードはねじれ振動が卓越する結果となった。

4.2 多方向静的増分解析結果

図10に静的増分解析結果として、層せん断力-層間変位関係の例を示す。同図(i)は低層モデルであるA-2-LにおけるX方向載荷時の結果であるが、梁降伏型の崩壊形式であることから、変形が特定層に集中することなく、各層において一様に変形している。同図(ii)は中層モデルであるB-2-MにおけるX方向載荷時の結果である。載荷方向に配置したBRBの降伏後1層の層間変形が進展している。その後、転倒モーメントの影響より、載荷方向と直交する方向に配置したBRBも降伏し、1層の層間変形がさらに進展する。圧縮側となるBRBのみが降伏するのは、長期軸力による影響である。図11にB-2-MにおけるX方向載荷時の機構図を示すが、1層にて柱両端にヒンジが生じており、柱降伏型の架構であることがわかる。

次に、解析モデル各層の降伏変位曲面を考える。静的増分解析において、各層各構面のBRB初期降伏時、架構降伏時(接線剛性が初期剛性の1/3となったとき)および架構耐力時(接線剛性が初期剛性の1/6となったとき)の荷重変位関係を抽出し、荷重の入力方向に基づきその値をプロットする。図12に90ごとに解析を実施した場合の降伏変位曲面の例を示す。同図(i)および(ii)の降伏変位曲面は梁降伏型架構であるA-2-Lにおける4層および10層の結果であるが、四角形の形状となっている。これはA-2-Lが梁降伏型の架構であるため、降伏変位が各軸方向で連成せず、直交方向架構の影響を受けなかったためであると考えられる。なお、低層モデルについては、すべて四角形状の降伏変位曲面となった。また、高層モデルも低層モデルと同様に梁降伏型の架構であるため、すべて四角形

表5 固有周期および刺激係数

	T (s)	β_x	β_y	β_z	β_r
1	1.311	1.30	0.00	0.00	1.19
2	0.856	0.00	0.00	0.00	2.20
3	0.828	0.00	1.39	0.05	0.16
4	0.442	0.45	0.00	0.00	0.60
5	0.283	0.04	0.00	0.00	14.41
6	0.279	0.00	0.91	2.60	0.37

(i) A-1-L

(ii) A-2-L

	T (s)	β_x	β_y	β_z	β_r
1	1.305	1.25	0.15	0.00	3.61
2	1.154	0.20	0.72	0.01	11.19
3	0.847	0.05	0.63	0.02	12.65
4	0.440	0.43	0.06	0.00	1.34
5	0.386	0.06	0.24	0.02	3.20
6	0.280	0.03	0.68	2.23	11.31

(iii) A-3-L

(iv) A-4-L

	T (s)	β_x	β_y	β_z	β_r
1	2.505	1.35	0.00	0.00	0.58
2	1.941	0.00	1.45	0.03	0.18
3	1.718	0.00	0.00	0.00	1.46
4	0.852	0.52	0.00	0.00	0.33
5	0.56	0.00	0.00	0.00	1.98
6	0.542	0.00	0.68	0.06	0.29

(v) A-1-H

(vi) A-2-H

	T (s)	β_x	β_y	β_z	β_r
1	2.248	0.30	1.07	0.01	9.56
2	2.027	1.21	0.41	0.01	3.40
3	1.754	0.15	0.19	0.01	9.39
4	0.736	0.13	0.28	0.01	3.15
5	0.642	0.49	0.23	0.02	0.15
6	0.548	0.09	0.24	0.02	5.36

(vii) A-4-H

(viii) B-2-M

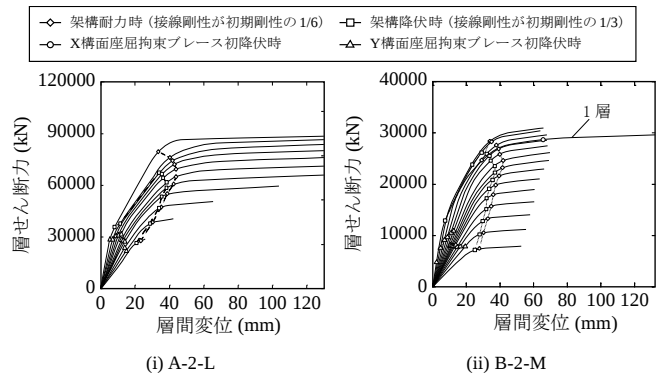


図10 せん断-変形関係

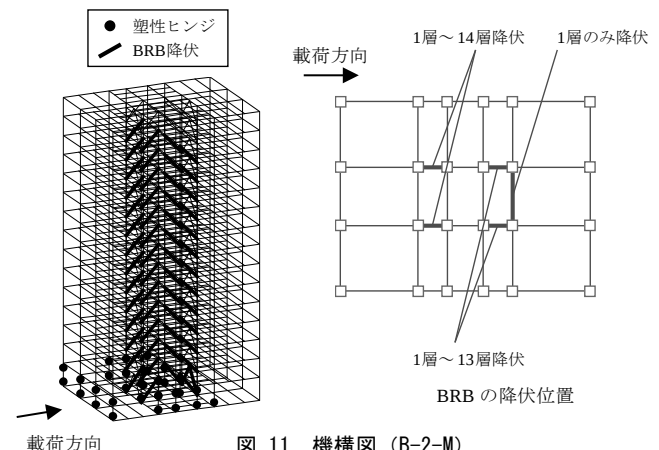


図11 機構図 (B-2-M)

状の降伏変位曲面となった。同図 (iii) および (iv) の降伏変位曲面は、柱降伏型架構である B-2-M における 4 層および 10 層の結果である。降伏曲面は概ね円形の形状となった。これは B-2-M の崩壊形式が柱降伏型であるため、降伏変位が各軸方向で連成し、直交方向架構の影響を受けるためであると考えられる。なお、中層モデルについては、各層において円形状の降伏変位曲面となった。このように、架構の降伏性状によって降伏変位曲面の形状が変化し、梁降伏型では四角形状、柱降伏型では円形状となった。

5. 水平二方向地震動入力時刻歴応答解析結果

ここでは各解析モデルに対し、水平二方向地震動入力下での時刻歴応答解析を実施し、BRB の挙動および応答変形の同時性を確認する。数値積分法は Newmark- β 法を用い、 $\beta=1/4$ とする。積分時間間隔は入力地震動の記録時間間隔によるものとする。解析に用いる構造減衰は、剛性比例型の内部粘性減衰とし、減衰定数は 1 次固有周期に対し $h=0.02$ とする。

図 13 に採用した地震動の加速度応答スペクトルを示す。図中グレーで示した範囲は、高さタイプごとにおける解析モデルの 1 次固有周期帯である。低層モデルの 1 次固有周期帯および中層モデルの 1 次固有周期帯では、TOHOKU, JMA KOBE, JR TAKATORI の応答スペクトルが卓越しており、高層モデルの 1 次固有周期帯では、EL CENTRO, HACHINOHE, JR TAKATORI, SND の応答スペクトルが卓越している。

5.1 応答変形同時性の評価法

図 14 に示すように、水平二方向地震動入力下での時刻歴応答解析結果より、各層、各 BRB の構面内最大変位 u_i および構面内最大変位発生時の構面外変位 u_o を抽出する。地震動 10 種類、入力方向 4 種類の計 40 パターンの解析を行い、各解析モデルでの最大値 (u_{im}, u_{om}) で基準化した変位関係をプロットする。各プロット値は各 BRB の構面内-構面外水平応答変形の瞬間値である。次にこのプロットが、式 (1) によって内包されるような定数 n を考え、 n の値が大きいくほど、BRB の構面内-構面外の最大水平応答変形に同時性が高いものと考えられる。

$$\left(\frac{u_i}{u_{im}}\right)^n + \left(\frac{u_o}{u_{om}}\right)^n = 1 \quad (1)$$

5.2 応答変形同時性の評価

5.2.1 偏心による影響

図 15 に低層モデルにおいて、応答変形の同時性を評価した結果を示す。同図中に実線または破線で示されている曲線は式 (1) において $n=2, 3, 5$ とした曲線である。

図 15 (i) に示す A-1-L は、片構面にのみ BRB が配置されたモデルであり、 $n=2$ 程度とした曲線に概ね内包される。同様に片構面にのみ BRB が配置された A-3-L は、同図 (iii) に示すように $n=3$ 程度とした曲線に概ね内包され、同時性がやや高いと考えられる。また、同図 (ii) に示す A-2-L は両構面に BRB が配置されたモデルであるが、内包する曲線は $n=5$ 程度に達し、同時性が最も高いと考えられる。同図 (ii) 中 a のように n が大きな値を示す例として、図 16 に A-2-L に JMA KOBE を 90° 入力した時の 4 層の応答層間変位および 4 層の X2 構面に配置された BRB の応答変位のオービットを示す。比較のため、図 15 (ii) 中 b のように n が大きな値を示さ

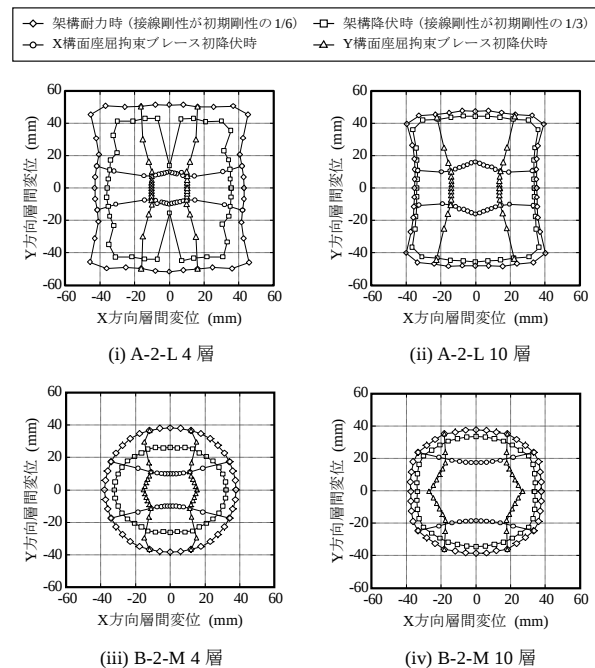


図 12 降伏変位曲面

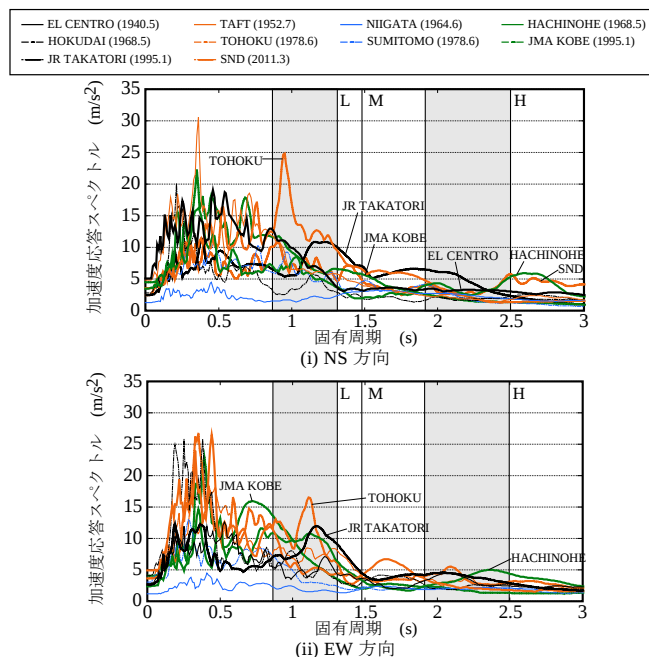


図 13 加速度応答スペクトル

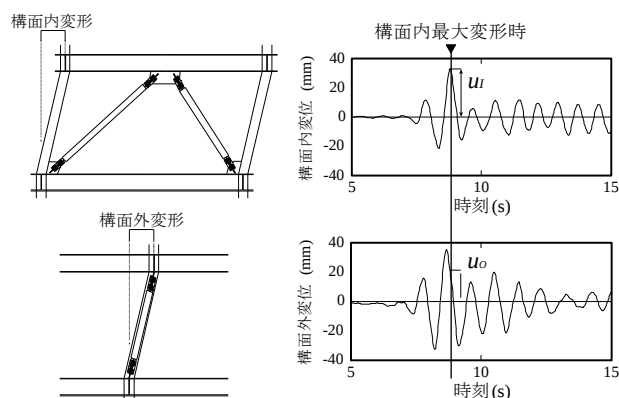


図 14 時刻歴応答解析結果抽出方法

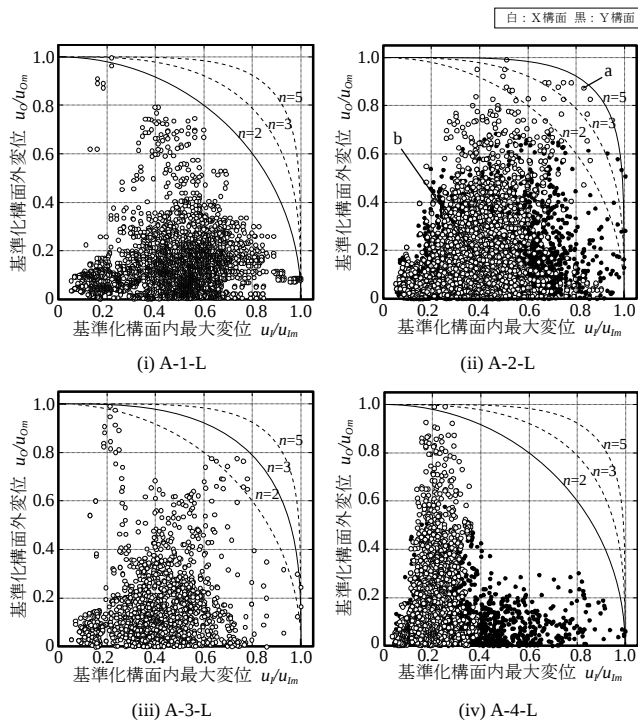


図 15 基準化構面内最大変位と同時刻における基準化構面外変位

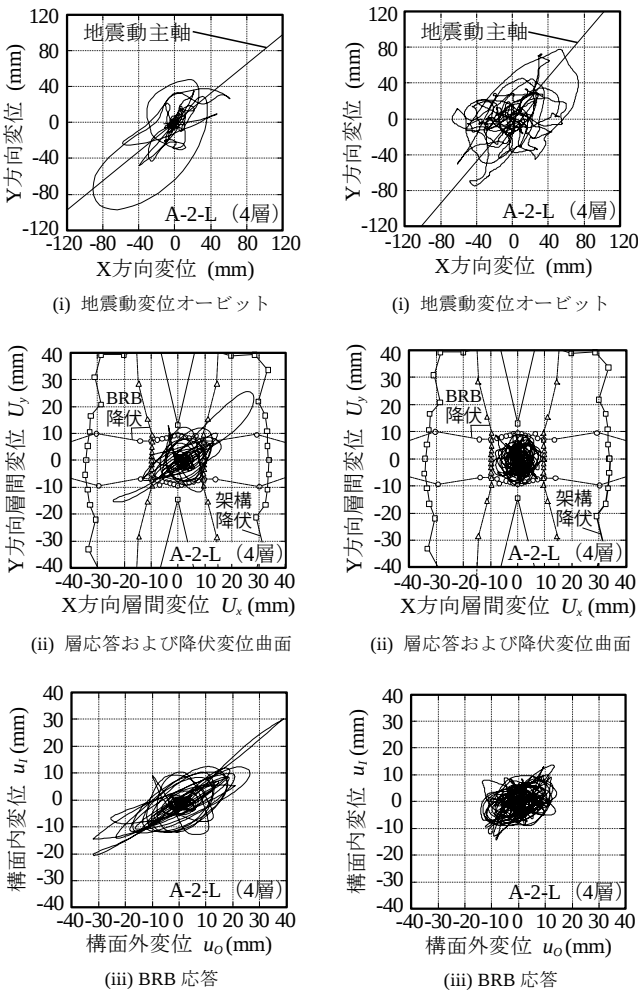


図 16 JMA KOBÉ 波 90°入力

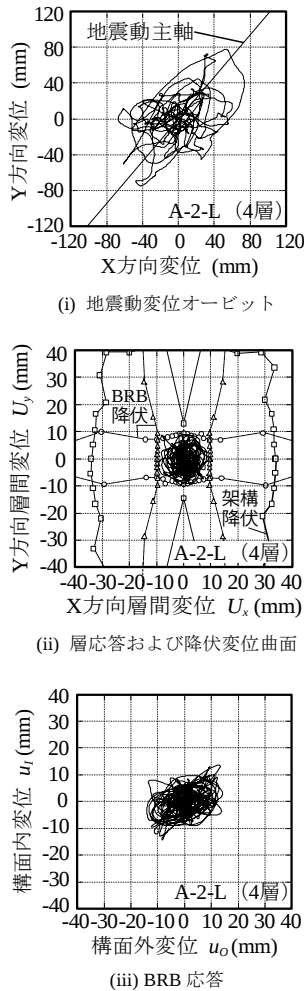


図 17 HOKUDAI 波 45°入力

ない例として、図 17 に A-2-L に HOKUDAI を 45°入力した場合の同位置でのオービットを示す。図 16、図 17 において (i) は地震動変位オービットを描いたものであり、斜線は定義した地震動主軸である。地震動主軸は建物の軸から 45°程度回転した方向となっている。

(ii) は層の応答変位に前掲した降伏変位曲面を重ねて描いたものであり、梁降伏型である A-2-L の降伏変位曲面は四角形状である。

(iii) は BRB の応答変位である。図 16 では地震動変位および応答変位にパルスの挙動がみられ、層および BRB は 45°方向に応答変形しており、構面内-構面外水平応答変形の同時性が確認できる。また、図 17 では応答変位にパルスの挙動がみられず、構面内-構面外水平応答変位の明確な同時性は確認できない。一般的に、 n が大きな値を示すのは、ねじれ振動モードが卓越しないモデルにおいて、概ね地震動主軸が建物の軸から 45°程度の方角で、地震動変位および応答変位にパルスの挙動がみられる場合であった。

図 15 (iv) に示す A-4-L は、A-2-L と同様に両構面に BRB を配置したモデルであるが、偏心配置したモデルである。 n の値は 2 以下であり、構面内-構面外最大水平応答変形の明確な同時性は確認できない。これは A-4-L の BRB が両構面に偏心配置されたことにより、ねじれ振動モードが卓越し、X 軸および Y 軸の並進応答が抑制されたためと考えられる。このように BRB の構面内-構面外最大水平応答変形の同時性は、振動の卓越モードに影響を大きく受けると考えられる。

5.2.2 建物高さによる影響

図 18 (i) ~ (iii) に高層モデルにおける結果を示す。同図 (i) に示す A-1-H は、 $n = 5$ 程度となり、 $n = 2$ 程度であった低層モデルで BRB が同様に配置された A-1-L の場合とは異なり、高層モデルでは同時性が高いという結果となった。一方 A-2-L は、 $n = 5$ 程度と低層モデルにおいて最も応答変形の同時性が高いモデルであったが、同図 (ii) に示すように、高層で同様に BRB を配置した A-2-H においては $n = 3$ 程度となっており、低層モデルより同時性は低い結果となった。これらは高さの変化に伴い卓越振動モードが変化したためと考えられ、低層モデルよりも二方向の並進モードが卓越する A-1-H は n の値が大きくなり、低層モデルよりもねじれ振動モードが卓越する A-2-H は n の値が逆に小さくなった。同図 (iii) に示す A-4-H は、概ね低層モデルと同様に、応答変形の同時性が低い特徴的な結果が得られた。これは、高層モデルも低層モデルと同様にねじれ振動モードが卓越するためであると考えられる。

5.2.3 架構の崩壊形式による影響

図 18 (iv) はセンターコアの平面形状を持つ中層モデルの B-2-M における結果であるが、同時性の高い応答変形を示すプロットが他のプロットから飛びぬけた形で何点もあり、柱降伏型の崩壊形式を持つモデルは、梁降伏型の崩壊形式を持つモデルとはやや様相が異なる結果を示した。同図中 a のように同時性が高い応答変位を示したプロットは、JR TAKATORI 波を入力した時の 1 層の応答値であり、応答変形が 1 層に集中した影響であると考えられる。図 19 に JR TAKATORI 波を 90°入力した時の応答層間変位および 1 層の X2 構面に配置された BRB の応答変位のオービットを示す。同図 (i) は地震動変位オービットを描いたものであり、斜線は定義した地震動主軸である。地震動主軸は解析モデルの X 軸から反時計回りに 45°程度回転した方向となり、地震動変位にパルスの挙動がみられる。

同図 (ii) は層の応答変位に前掲した降伏変位曲面を重ねて描いたものである。柱降伏型である B-2-M の降伏変位曲面は円形状であり、層応答変位が降伏変位よりも大きく、1 層の架構が降伏していることがわかる。同図 (iii) は BRB の応答変位であるが、BRB は 45° 方向に応答変形しており、構面内-構面外最大水平応答変形の同時性が確認できる。このように、架構の崩壊形式が柱降伏型の場合は特定層に損傷が集中する傾向があるため、特に地震動主軸が解析モデルの軸から 45° 程度回転した方向となる場合、構面内-構面外最大水平応答変形が同時に生じる比率が高くなると考えられる。図 18(iv) において、応答変位の大きくなった他のプロットも、JR TAKATORI 波を入力した場合の 1 層における応答値であり、概ね図 19 と同様に構面内-構面外最大水平応答変形の同時性が確認できた。

図 20 に、B-2-M に JR TAKATORI 波を 90° 入力した 1 層 X2 構面 BRB の応答変位の時刻歴波形を示す。入力後 6 秒程度で、構面外方向に大きな応答変形が生じ、その後残留変形が生じていることがわかる。このような柱降伏型架構においては応答変形の特定層への集中が生じるため、比較的残留変形が生じやすいと考えられる。この様に残留変形が生じた建物に連続して地震動入力がある場合、BRB の構面内-構面外の最大水平応答変形が同時に生じる可能性がより高まるものと考えられる。

以上より BRB には、構面内-構面外の最大水平応答変形が同時に生じる可能性があるため、BRB の安定性評価において、構面外方向に最大応答時の強制変形を付与した状態での繰返し载荷実験は妥当であり、設計上もこの点に関し配慮する必要があると考えられる。

6. 結

本研究では、偏心率・高さ・崩壊形式の異なる 8 つの鉄骨架構の解析モデルにおいて立体固有値解析および多方向静的増分解析を実施し各モデルの振動性状および変形状を確認した。また、水平二方向地震動入力下での時刻歴応答解析を実施し、建物に配置された BRB における構面内-構面外最大水平応答変形の同時性を検討した。以下に得られた知見を示す。

- 1) 各解析モデルに対し多方向静的増分解析を実施し、降伏変位曲面を描いた結果、梁降伏型の架構は降伏変位曲面が四角形状、柱降伏型の架構は降伏変位曲面が円形状となり、降伏変位曲面は架構の崩壊形式に影響を受ける。
- 2) 今回設定した鉄骨架構に配置された BRB には、構面内-構面外の最大水平応答変形が同時に生じる可能性があることを確認した。
- 3) 梁降伏型直交架構においては、並進振動が卓越し、地震動主軸が建物の軸から 45° 程度方向にある場合、BRB の構面内-構面外の最大水平応答変形が同時に生じる可能性がより高いと考えられる。一方、ねじれ振動が卓越する場合は、同時性が低くなる傾向がある。
- 4) 柱降伏型直交架構においては、降伏変位曲面が円形状となるため、地震動主軸が建物の軸から 45° 程度方向にある場合、架構が塑性化領域に入りやすく、かつ、応答変形が特定層に集中しやすいため、BRB の構面内-構面外の最大水平応答変形が同時に生じる可能性がより高くなると考えられる。

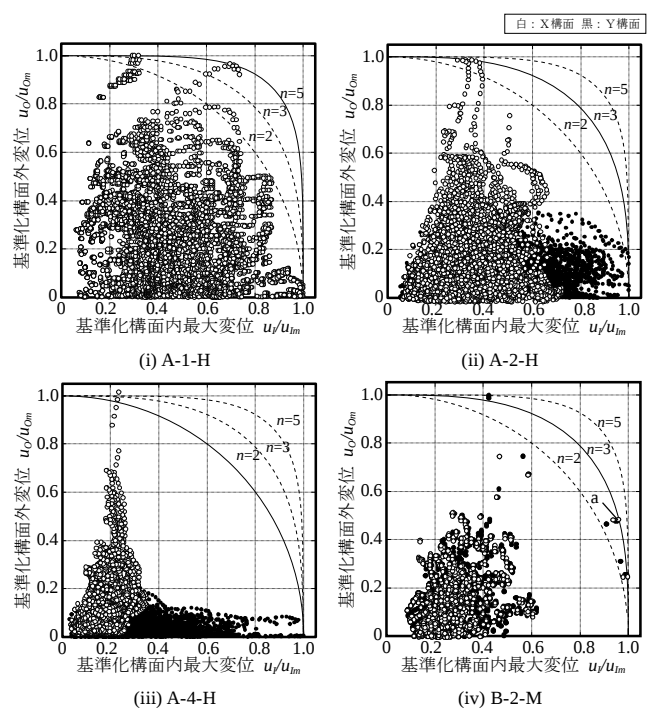
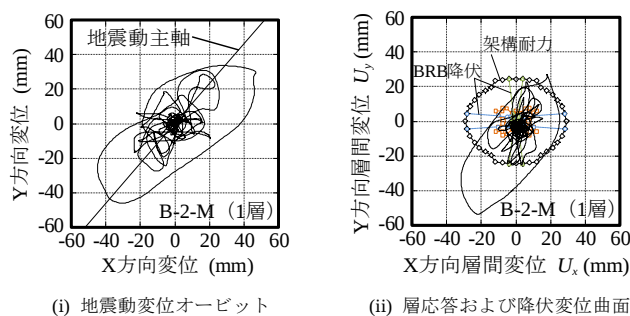
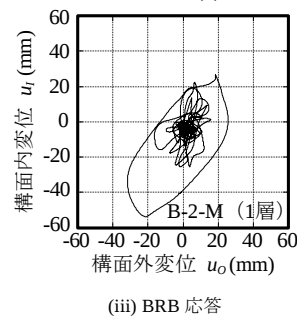


図 18 基準化構面内最大変位と同時刻における基準化構面外変位



(i) 地震動変位オービット (ii) 層応答および降伏変位曲面



(iii) BRB 応答

図 19 JR TAKATORI 波 90° 入力

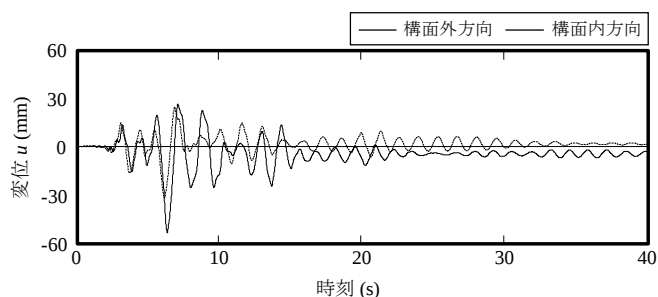


図 20 時刻歴応答変位波形 (B-2-M JR TAKATORI 波 90° 入力 1 層)

注記

検討用入力地震動の内、JMA KOBE は 1995 年兵庫県南部地震における気象庁 87 型電磁式強震計データを、JR TAKATORI は同 JR 警報地震計（鷹取駅、FD シリアル番号 R-063）データを用いた。

参考文献

- 1) M.L.Lin, K.C.Tsai, C.Y.Tsai : Bi-Direction Sub-Structural Pseudo-dynamic Tests of a Full-Scale 2-Story BRBF Part2 Compressive Behavior of Gusset Plates, Proceedings of the 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, California, U.S.A., Paper No.1642, 2006.4
- 2) 竹内 徹, 山田 哲, 北川まどか, 鈴木一弁, 和田 章 : 構面外剛性の低い接合部により接合された座屈拘束ブレースの座屈安定性, 日本建築学会構造系論文集, 第 575 号, pp.121-128, 2004.1
- 3) 竹内 徹, 松井良太, 西本晃治, 高橋聡史, 大山翔也 : 拘束材端部回転剛性を考慮した座屈拘束ブレースの有効座屈長, 日本建築学会構造系論文集, 第 639 号, pp.925-934, 2009.5
- 4) 日本建築学会 : 鋼構造の座屈に関する諸問題 2013 2.接合部を含む座屈拘束ブレースの構面外安定条件, pp.19-38, 2013.6
- 5) 竹内 徹, 小崎 均, 松井良太 : 拘束材端部の曲げモーメント伝達能力を考慮した座屈拘束ブレースの構面外機構安定性評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 691 号, pp.1621-1630, 2013.9
- 6) 井田茉莉, 竹内 徹, 松井良太, 小西克尚, 帆足勇磨, 小崎 均, 木村征也, 大山翔也 : 接合部を考慮した座屈拘束ブレースの機構安定性 その 2 ブレース接合部の回転ばね剛性の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.1247-1248, 2013.9
- 7) 三原早紀, 竹内 徹, 小崎 均, 松井良太, 小西克尚, 大家貴徳, 岡本勇紀, 岩田 衛 : 接合部を考慮した座屈拘束ブレースの機構安定性 その 9 接合部の塑性化を考慮した座屈拘束ブレースの機構安定性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, C-1 分冊, pp.1261-1262, 2013.9
- 8) 酒井快典, 小川厚治 : 水平 2 方向地動を受ける鋼構造骨組の適正な柱梁耐力比, 日本鋼構造協会鋼構造論文集, 第 17 巻, 第 67 号, pp.53-64, 2010.9
- 9) 和田 章, 広瀬景一 : 二方向地震動を受ける無限均等ラーメン構造の弾塑性応答性状, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 399 号, pp.37-47, 1989.5
- 10) 大垣 聡, 高田毅士 : 地震動の方向性を考慮することによる水平面内二方向連成モデルの塑性歪エネルギー推定法, 日本建築学会構造系論文集, 第 693 号, pp.1869-1877, 2013.11
- 11) 滝澤春男, 奈良岡浩二 : 強地震動の二次元的破壊能 その 1.二次元動の特性指標, 日本建築学会北海道支部研究報告集, 第 52 号, pp.5-8, 1980.3
- 12) 久保哲夫 : 三次元地震動の模擬作成に関する研究(その 1 地震動の主軸), 日本建築学会論文報告集, 第 265 号, pp.81-91, 1978.3
- 13) 大野 晋, 武村雅之, 小林義尚 : 観測記録から求めた震源近傍における強地震動の方向性, 第 10 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.133-138, 1998.11
- 14) SNAP Ver.5 : 構造システム, 2011.4