

論文 はりの強度をパラメータとした RC 骨組の三次元地震応答

青野 松雄^{*1}・市之瀬 敏勝^{*2}・久米 敬之^{*3}

要旨：RC 造 12 階建，X, Y 方向ともに均等な柱間，2 スパンの平面形を有する純ラーメン骨組を解析モデルとして，斜め入力に対する骨組の終局強度を静的および動的に解析した。その結果，静的解析では外力の方向を変化させて得られた耐力曲線は，はり強度が低い範囲では直角形状となり，はり強度の増加に伴い，次第に円弧状に拡大した。動的解析では大きな地震動が入力したとき，はり強度の大なる強度設計型架構の層間変形角が極端に大きくなり，耐震安全性が低下した。逆に小さい地震動が入力したとき，はり強度の大きい架構の方が応答変形が小さくなることがわかった。

キーワード：RC 造，柱・はり強度，耐力曲線，層せん断余裕率，静的解析，地震応答解析

1. はじめに

RC 造建物の斜め入力に対する骨組の特性については，ラーメンおよび耐震壁付ラーメンを組み合わせた架構方向に剛性の異なる骨組に対する解析結果などが報告¹⁾されている。対称な RC 純ラーメン骨組の場合，45°方向耐力は，2 方向のはりが働くため，架構方向 (X, Y 方向) 耐力より上昇するのが一般的である。本研究では，はりの強度をパラメータとして，斜め入力に対する骨組の終局強度を解析し，斜め入力と

骨組の特性 (柱・はりの強度) の関係を探るとともに，模擬地震波および実地震波を用いた地震応答について検討を行う。

2. 解析モデル

解析の対象とした建物は RC 造 12 階建，各階の質量は 1200 kg/m²，平面形は X, Y 方向ともに均等な柱間 8 m，2 スパンであり，その概略を図-1 に示す。また，構成部材の諸元を表-1 に示す。さらに，解析モデ

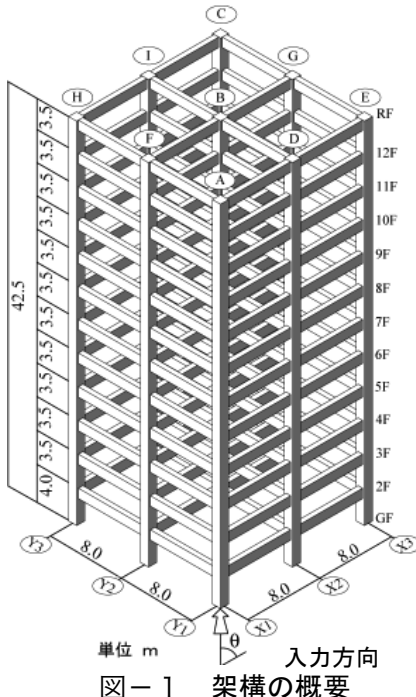


表-1 部材の諸元

柱断面					梁断面	
				B×D		
950	900	900	850	10F~RF 600×900 4+2-D29		
主筋 1F~4F 16+8-D38	4F~7F 16+8-D35	7F~10F 16-D35	10F~RF 16-D32	4F~10F 600×900 4+2-D32		
				1F~4F 600×1000 4+2-D35		
コンクリート				鉄筋		
階	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング率 (N/mm ²)	せん断係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	ヤング率 (N/mm ²)
10~12	36	1.8	2.59×10 ⁴	1.08×10 ⁴	490	2.00×10 ⁵
7~9	42	2.1	2.73×10 ⁴	1.13×10 ⁴		
4~6	48	2.4	2.85×10 ⁴	1.19×10 ⁴		
1~3	54	2.4	2.97×10 ⁴	1.23×10 ⁴		

*1 名古屋工業大学大学院 工学研究科社会開発工学専攻 大学院生 修士 (工学) (正会員)

*2 名古屋工業大学大学院 工学研究科 教授 工博 (正会員)

*3 名古屋工業大学 システムマネジメント工学科 学生

ルとして、上記の構造諸元のうち、柱の諸元を一定として、はりの曲げ強度と剛性を X, Y 方向とも 1.0, 2.0, 3.0 倍とした骨組を設定し、これらを Model 1, Model 2, および Model 3 とする。なお、はりの剛性はスラブの効果を考慮して 2 倍する。柱は、鉄筋本数に相当するバネに、コンクリート断面は 1～3 階を 225 本、4～12 階を 100 本のバネ要素で構成した Multi-Spring Model に置換し、はりは Uniaxial -Spring Model に置換した、3 次元非線形構造解析プログラム²⁾を用いる。各部材の鉄筋およびコンクリートに対する履歴モデルを図-2 に示す。せん断特性は弾性とし、P- Δ 効果は考慮しなかった。

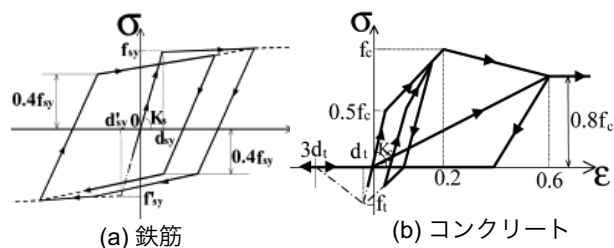


図-2 履歴モデル

3. 静的荷重増分による解析

(1) 耐力曲線

高さ方向の外力分布は限界耐力計算法における Bi 分布を適用する。静的増分荷重の入力方向を 5° 間隔とした静的荷重増分解析により、建物頂上部の変位 (D) が建物高さ (H) の 1/200 および 1/100 となる時の各架構モデルの耐力曲線をベースシア (Bx-By) に換算して図-3 に示す。はり強度の増加に伴って、架構の耐力曲線は直角形状より次第に円弧状に変化していく。これは荷重の入力方向に係わらず、柱がほぼ一定の強度を発揮するからである。

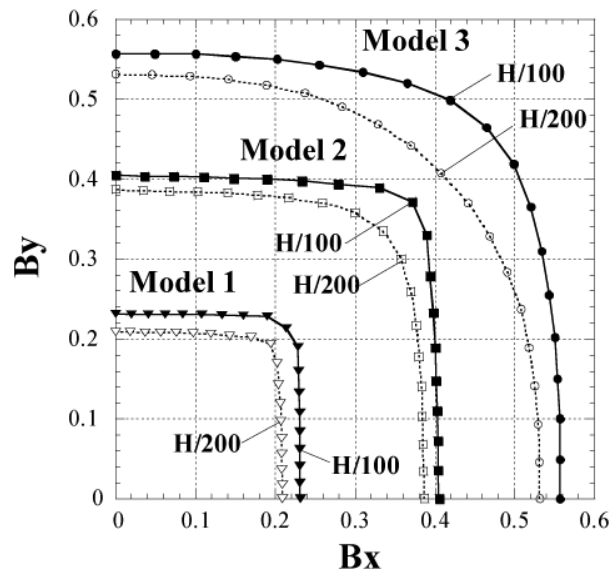


図-3 耐力曲線 (静的解析)

(2) 荷重-変形

静的増分荷重の入力方向を 45° とした場合の

各架構モデルの荷重-変形関係を図-4 に示す。Model 1 は中間階の層間変形が大きく、Model 2 では中間階より下層階に層間変形が拡がる。また、Model 3 では下層階の変形が卓越する。架構が $D=H/100$ に達したとき、Model 1 は最上階のはりを除き、すべてのはりが降伏した。Model 2 では上階部のはりおよび下階部の柱が降伏し、Model 3 は上階部のはりの一部および

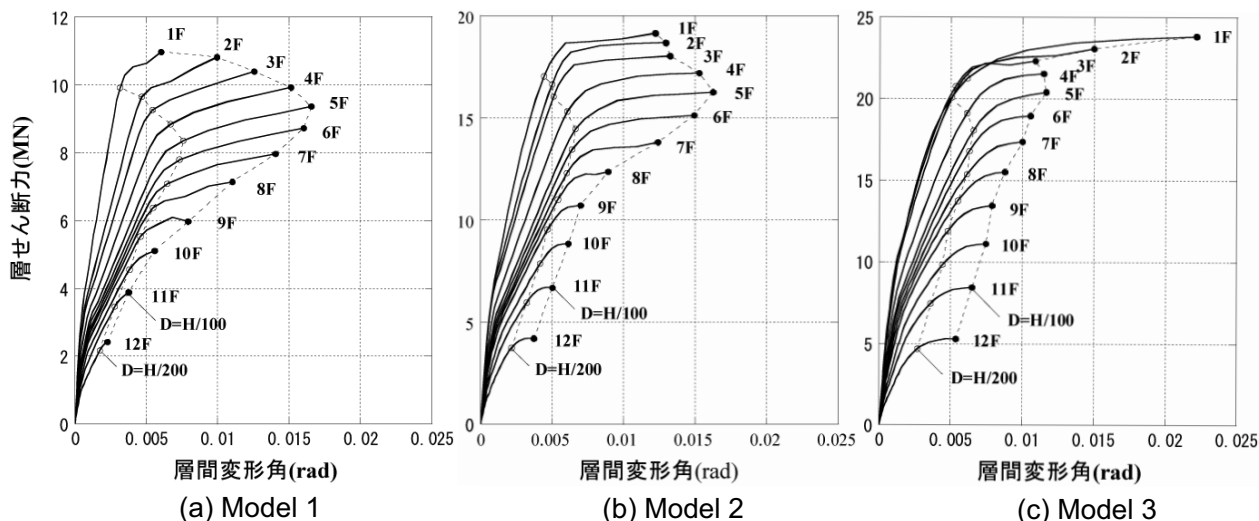


図-4 荷重-変形関係 (入力方向 45°)

柱のすべてが降伏に至る。

(3) 柱のN-M特性と荷重の状況

各架構モデルについて、最下階の柱の軸力(N)-曲げ強度(M)特性³⁾を図-5に実線で示す。また、静的増分荷重の入力方向を45°とした場合、隅柱A、Cおよび中柱Bで解析中に生じた柱頭のN-M関係を図中にプロットする。Model 1では各柱は限界に達せず降伏に至ってない。Model 2では隅柱Aが降伏し、Model 3では柱A、B、Cは限界に達し降伏状態にある。なお、柱脚のN-M関係はすべて終局に達した。

(4) 柱とはりの曲げ強度比

各階節点での柱と梁の曲げ強度の比率($\sum Mc/\sum Mb$)を図-6に示す。ただし、柱の曲げ強度は、入力方向を45°とし、建物の頂上部の変位(D)がD=H/200に達したときの軸力(N)を用いて求めた。はり強度は45°入力を考慮して $\sqrt{2}$ 倍した。さらに剛域補正を行って節点の曲げモーメントに換算した。柱の中で最も大きい圧縮軸力が作用する隅柱Cは、他の柱に比較し高い曲げ強度比を発揮する。この傾向は、特に

下層階において顕著であり、また、はりの曲げ強度が大きいModel 3で顕著である。逆に、引張軸力が作用する隅柱Aの曲げ強度比は上階で大きく下階では小さい。各階を支える9本の柱について、柱・はり強度比の平均値を計算し図-7に示す。頂上部の変位D=H/200(実線)とH/100(点線)では曲げ強度比の変動はほとんどない。

(5) 層せん断余裕率

入力方向を45°、頂上部の変位(D)がD=H/100に達したとき、各層が有するせん断力に対する余裕度の指標として、次式で定義する層せん断余裕率 f_i を各架構モデルについて求めた。

$$f_i = \frac{Q_{si}}{Q_{ui}} - 1 \quad (1)$$

$$Q_{si} = \sum_{n=1}^9 \frac{2M_{cn}}{h_c} \quad (2)$$

ここで、

Q_{ui} : i層に作用するせん断力

Q_{si} : i層のせん断強度

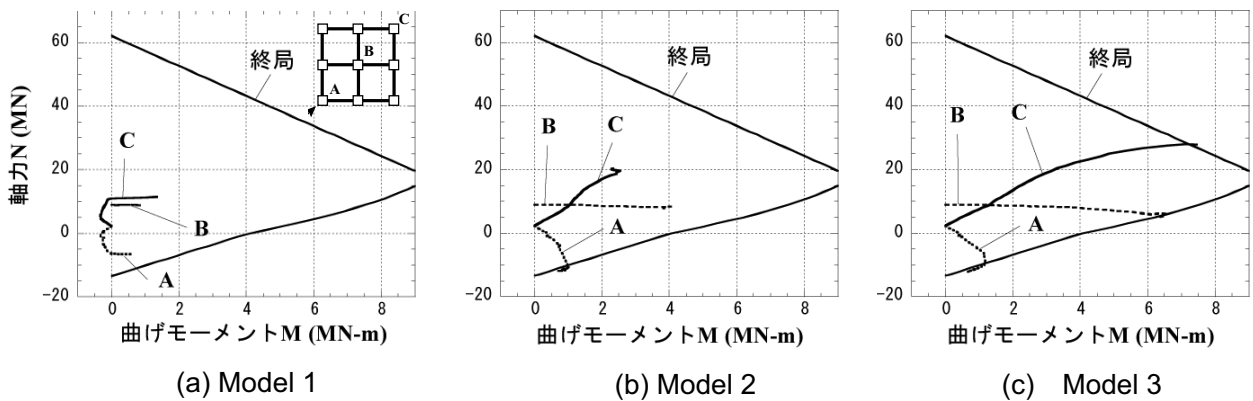


図-5 1階柱頭のN-M特性(入力方向45°)

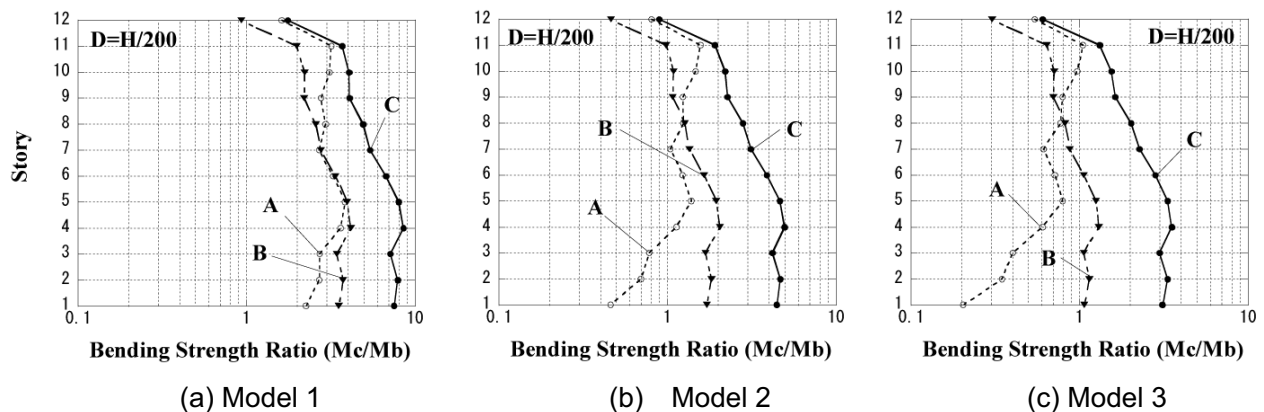


図-6 柱・はり曲げ強度比(D=H/200 入力方向45°)

M_c : 柱の曲げ強度

h_c : 柱のクリアスパン長さ

各架構モデルの解析結果を図-8に示す。はりの曲げ強度を増した架構モデルほど、余裕度が低い。特に、Model 3では1階の余裕度がゼロになる。つまり、層降伏型になる。

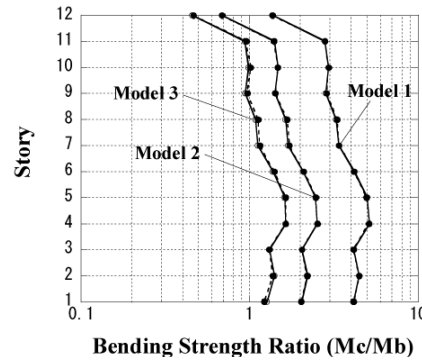


図-7 柱・はり曲げ強度比 (平均値)

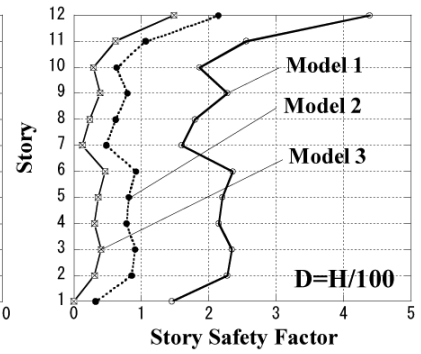


図-8 せん断余裕率 (入力方向 45°)

4. 模擬地震波に対する応答

(1) 入力地震動

架構設計に適用される模擬地震波に対する応答をみる。入力波として、図-9に示す応答スペクトルの地震動を用いる。これは表層地盤として文献⁴⁾の表2(第2種地盤)を仮定し、その地盤増幅率を限界耐力計算(地盤増幅)簡易計算プログラム⁵⁾により算定したものである。建物の減衰定数は0.03(剛性比例)とした。図中に各架構モデルの固有周期を示す。

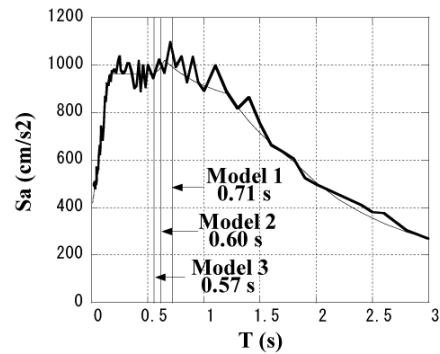


図-9 模擬地震波の弾性応答スペクトラム (h=0.05)

(2) 0° と 45° 方向入力に対する応答

各架構モデルに対し、原波 (F=1.0 最大加速度 498 cm/s²) およびその加速度のF倍した波を入力方向0°および45°より入力したとき、各階に生じる最大層間変形角を図-10に示す。応答には荷重-変形特性(図-4)の特徴が出ている。小さい地震動を入力したとき、各モデルとも、層間変形角は架構の耐力特性の最大方向に作用する入力方向45°より0°の方が大きいが、その差は小さい。Model 1の層間変形角は中層階が

最大で各階がほぼ均等な増加を示す。Model 2は中層階が最大で、変形も中下層階に集中する。Model 3は全階にわたり層間変形の変動が小さいが、加速度倍率が大きくなると全階の変形が極端に増大し、入力方向45°では1階の層間変形角が卓越する。これは1階の層せん断余裕率が0となり、変形が集中するためである。

(3) 加速度倍率と最大層間変形角

解析結果に基づき、模擬地震波の加速度倍率

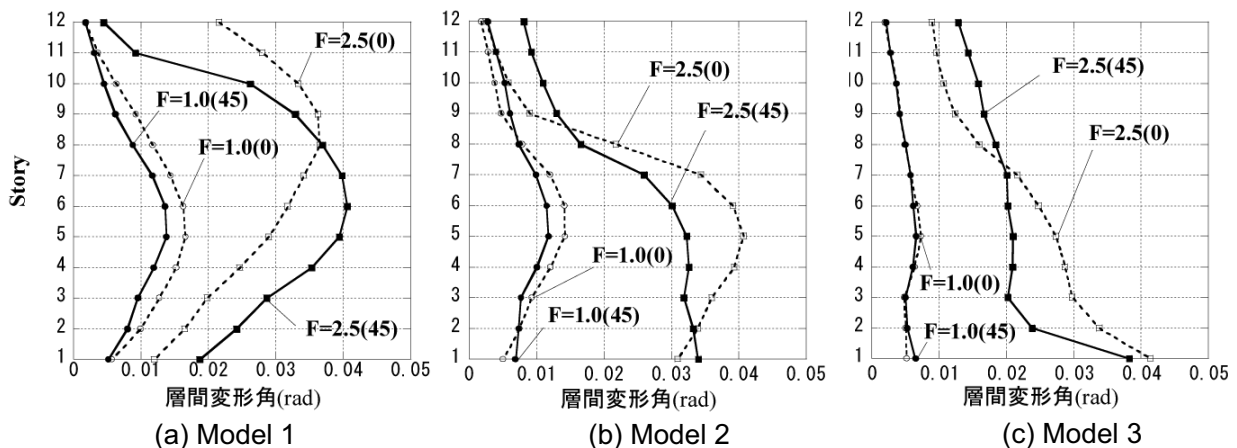


図-10 動的解析による最大層間変形角 (模擬地震波)

と最大層間変形角の関係を
 図-11に示す。入力方向
 に係わらず、Model 1では
 F=2.0程度まで、最大層間変
 形角は加速度倍率(F)に比例
 して、ほぼ一定率で増大す
 る。Model 2およびModel 3
 はF=0.5～2.0程度の範囲で
 最大層間変形角は小さいが、
 それを超えると急激に増加
 する。この事象はModel 2

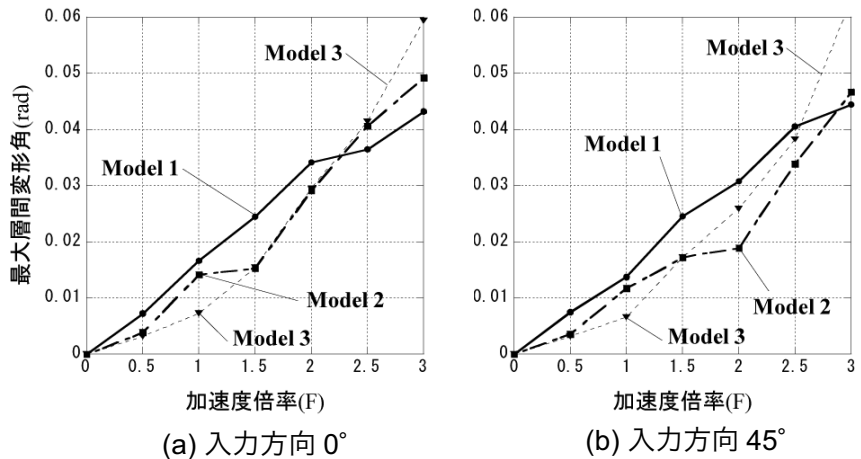


図-11 加速度倍率と最大層間変形角（模擬地震波）

よりはり強度の大きいModel 3の方が低い加
 速度倍率で生ずる傾向がある。入力方向と最大変
 形角の関係をみると、架構モデルの耐力特性の
 低い0°方向に入力した場合は45°方向に入力し
 た場合より最大変形角は大きい場合がほとんど
 である。これは静的解析結果と一致する。しか
 し、Model 3で倍率を3.0とした場合は45°入力
 の方が大きな応答となる。

(4) 22.5° 入力に対する応答

加速度倍率を2.5とし、入力方向を22.5°とし
 たときの1階の応答を図-12に示す。この応
 答を直線で回帰したところ、X軸との角度は11.5
 °であり、入力方向よりかなりX軸に近い方向
 となった。また、相関係数は0.64であり、かな
 り楕円に近い応答であった。

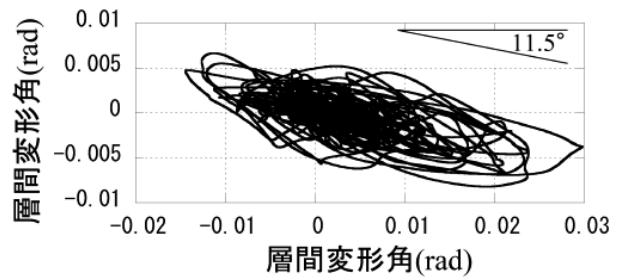


図-12 22.5° 入力への1階の応答

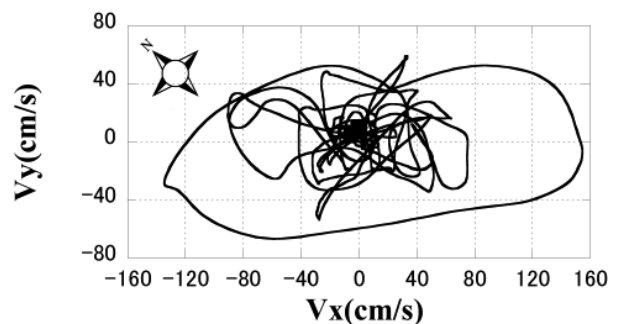


図-13 地動の速度（鷹取）

5. 実地震波に対する応答

(1) 入力地震動

実地震波に対する応答をみる。入力波として、
 兵庫県南部地震(1995)鷹取での観測波（最大加
 速度EW：657，NS：606 cm/s²）を用いる。地動
 速度を図-13に示す。ただし、前節との比較
 を容易にするため、X軸方向が主要動になるよ
 う、方角を45°回転させた。

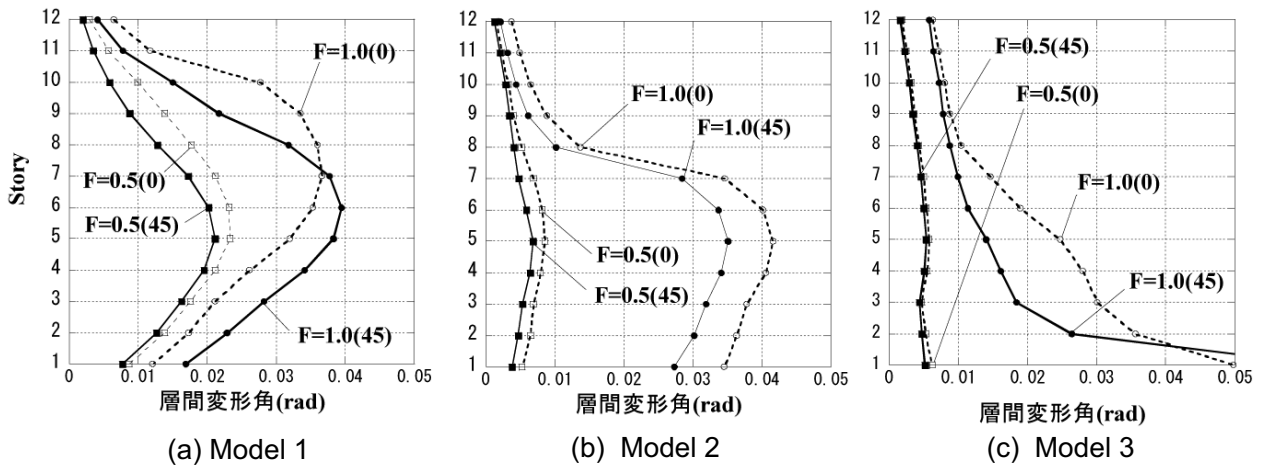
(2) 応答

原波をF=0.5倍および1.0倍して入力したと
 き、各階に生じた最大層間変形角を図-14に示
 す。応答は模擬地震波の場合とほぼ同じ傾向を
 示すが、Model 3の45°入力で1階に生ずる層間

変形角はModel 1およびModel 2に生ずる層間
 変形角に比較し極端に大きく発散状態に近い。
 この事象は模擬地震波を入力した場合より顕著
 である。一方、0.5倍波を入力したときは、こ
 の傾向は逆転し、Model 1の0°応答が最も大き
 い。

(3) 加速度倍率と最大層間変形角

地震波の加速度倍率と最大層間変形角の関
 係を図-15に示す。各架構モデルとも模擬地震
 波による応答とほぼ同じ傾向を示している。す
 なわち、入力の小さなレベル（倍率0.8以下）
 ではModel 1の応答が大きい、倍率が1を超



図一 14 動的解析による最大層間変形角（実地震波：鷹取）

えると Model 3 の応答が急激に増加する。この傾向は 45° 入力で特に顕著である。

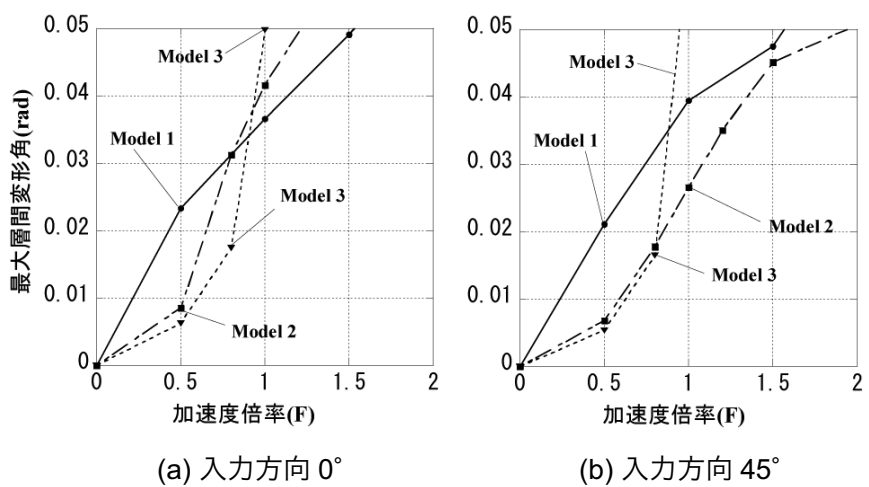
6. まとめ

本研究では架構の特性を把握するため、簡潔なモデルを設定した。本例について得た検討結果をまとめる。

- (1) 外力の方向を変化させて得られた耐力曲線は、はり強度が低い範囲では直角形状となり、はり強度の増加に伴い、次第に円弧状に拡大する。
- (2) 動的解析では、模擬地震波および実地震波の各 1 波を用いたが、いずれも大きな地震動が入力したとき、はり強度の大きい強度設計型架構の層間変形角が極端に大となり、耐震安全性が低下した。逆に、小さい地震動が入力したときは、はり強度が大きい建物のほうが応答変形が小さくなった。この傾向は、建物の架構方向と地震動の主軸方向が 45° になるとき最も顕著であった。

謝辞

解析では CANNY Structural Analysis. Kangning Li 博士作成の 3 次元非線形静的 / 動的構造解析プログラム "CANNY 99" を用いた。同氏からは、本プログラムの活用に関し数々のご指導・ご支



図一 15 加速度倍率と最大層間変形角（実地震波・鷹取）

援をいただきました。厚くお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の耐震性能評価指針（案）・同解説，2004.1
- 2) CANNY 99 (Version C02) Technical Manual, CANNYStructuralAnalysis. March 2003
- 3) (財) 日本建築防災協会：2001 年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震基準・同解説，2001.10
- 4) 渡辺一弘，梅村美孝，東博之：「設計例－RC 造 8 階建集合住宅」，建築技術，2001.12, pp. 106-133
- 5) 限界耐力計算（地盤増幅）簡易計算プログラム 国土交通省国土技術政策総合研究所 建築研究部 <http://www.nilim.go.jp/japanese/technical/tairyoku/> 2001