

論文 連層鉄骨ブレースの浮き上がりを生じる鉄筋コンクリート建物の立体弾塑性解析

加藤 弘行*1・北山 和宏*2・李 康寧*3

要旨：連層鉄骨ブレースの基礎が浮き上がる立体骨組を対象として静的解析および地震応答解析を行ない、鉄筋コンクリート柱の軸力変動、鉄骨縦枠の性状、連層ブレースに取り付く直交梁の拘束効果および基礎の浮き上がりが建物の耐震性能に与える影響について検討した。その結果、直交梁の拘束効果により連層ブレースの負担せん断力が増加し骨組全体の耐力は上昇した。連層ブレース脇の RC 柱が軸引張降伏を起こす場合、それに取り付く鉄骨縦枠は破壊耐力に寄与することがわかった。2 方向動的加力時には、直交梁が降伏するため基礎の浮き上がりに対する拘束作用が一定となり、1 層の層間変形角が 1 方向加力の 2.4 倍に達した。
キーワード：連層鉄骨ブレース, 浮き上がり, 立体骨組, 静的漸増載荷解析, 地震応答解析

1. はじめに

RC 造建物の保有耐力が低い場合や、靱性が乏しく耐震性能が劣るとき、鉄骨ブレースを用いて補強することがある。鉄骨系補強架構の抵抗形式のうち、基礎回転による変形で外力からのエネルギーを吸収する靱性抵抗型がある。この場合、連層ブレースとつながる直交梁には基礎の浮き上がりによって鉛直方向の変位差が生じ、連層ブレースに対する拘束作用が生ずる。また、鉄骨ブレース脇の RC 柱の軸力変動は大きく、それに取り付く鉄骨縦枠も同様である。

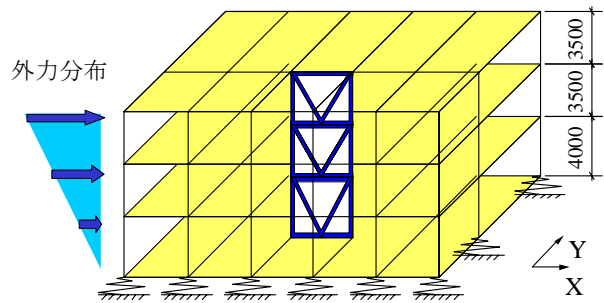
そこで本研究では、連層ブレースを含む立体多層構造物を想定し、漸増静的解析および地震応答解析を行うことによって連層ブレースを含む立体骨組における直交梁の拘束効果、鉄筋コンクリート柱の軸力変動、鉄骨縦枠の性状および基礎の浮き上がりが建物の耐震性能に与える影響を明らかにすることを目的とした。

2. 解析方法

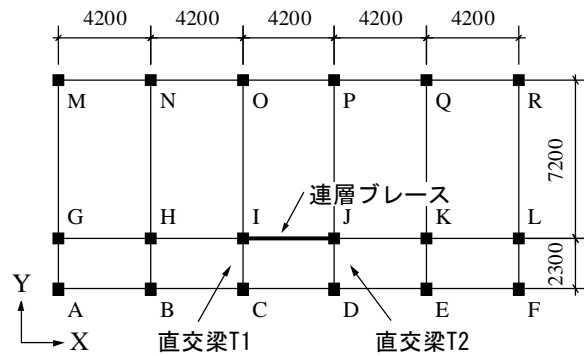
2.1 解析骨組モデル

部材は剛域を有する線材に置換し、材のねじり剛性は無視した。床は剛と仮定し、重量は床

位置に集中させた。解析骨組の基本モデルは、**図 1** に示すような桁行方向(連層ブレース方向) 5 スパン、梁間方向(直交梁方向)2 スパンの 3 層鉄筋コンクリート造骨組とした。



(a) 立体骨組



(b) 伏図

図 1 解析モデル

*1 東京都立大学大学院 (正会員)

*2 東京都立大学大学院工学研究科助教授 工博 (正会員)

*3 CANNY コンサルタント 工博

この解析建物の部材の寸法及び配筋を表 1 に示す。各節点に作用する初期軸力は柱の支配面積により計算した。材料強度はコンクリート圧縮強度 $\sigma_B=20.6\text{N/mm}^2$ 、鉄筋および鉄骨材の降伏強度 $\sigma_y=235\text{N/mm}^2$ とした。

なお、基準座標系として図 1 に示すように X、Y 座標を定義した。

表 1 部材の断面と配筋

| 階数 | 基礎 | 2 | 3 | R | 柱 | 断面 | 450×500 |
|------|--------|----------|---------|-------|-------|---------|---------|
| | | | | | | 主筋 | 14-25φ |
| 帯筋 | 9φ@250 | | | | | | |
| 直交方向 | 断面 | 300×1100 | 300×600 | | H×B | 200×200 | |
| 直交方向 | 上 | 4-25φ | 5-22φ | 4-22φ | 4-22φ | t1 | 8 |
| | 下 | 4-25φ | 2-22φ | 2-22φ | 2-22φ | t2 | 12 |
| | 断面 | 300×1100 | 300×800 | | 断面積 | 6353 | |

(単位 mm)

2.2 地盤バネの特性

基礎の浮き上がりを考慮するためモデルのすべての基礎は、弾塑性鉛直バネ支持とした。本解析では独立フーチング基礎を想定し、底面積は全て 1.4m×1.4m とし、地盤係数には関東ローム層の 39200KN/m³ を適用した。なお、各地盤バネの剛性は連層鉄骨ブレースの側柱と沈下量がほぼ一致するように支配床面積に比例して設定した。地盤バネの履歴特性は図 2 に示すように引張りには抵抗しないものとした¹⁾。

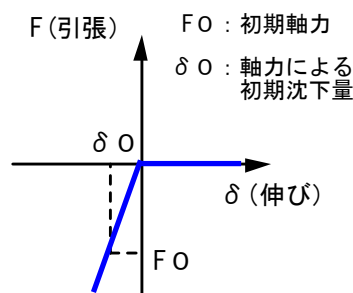


図 2 地盤バネの履歴特性

2.3 部材モデル

各部材のモデル化(図 3)を以下に示す。なおひび割れモーメント、ひび割れせん断力、曲げ耐力及びせん断耐力は日本建築学会の鉄筋コンクリート構造計算規準²⁾により求めた。

(1) 梁

梁は軸方向変形を無視し、曲げ変形とせん断変形を考慮した。曲げ性状は材端にある弾塑性曲げバネで評価し、せん断性状は材中央の弾塑

性せん断バネで評価した。履歴特性は材端の曲げバネには Takeda モデル、せん断バネには原点指向型モデルを用いた。

(2) 柱

柱には水平 2 方向の曲げと軸力の相互関係を考慮できる Multi-Spring モデルを材端に用いて曲げ性状を評価し、せん断性状は材中央の弾塑性せん断バネで評価した。履歴特性は鉄筋の軸方向バネには対称型のバイリニアールモデル、コンクリートの軸方向バネには Park モデルを用い、せん断バネには原点指向型モデルを用いた。

(3) 鉄骨ブレースを含むフレーム

鉄骨ブレースを含むフレームのモデルは耐震壁モデルとは違い、柱、梁は通常のパネモデルで構成し、鉄骨の斜材、縦材および水平材は全て軸バネのみのトラス部材とした。既存 RC 柱と鉄骨縦柱に作用する軸力を別々に評価するため両者の付着作用を無視し、柱端の剛域をモルタルが充填された間接接合部まで拡大することで両者の一体化を表現した³⁾。

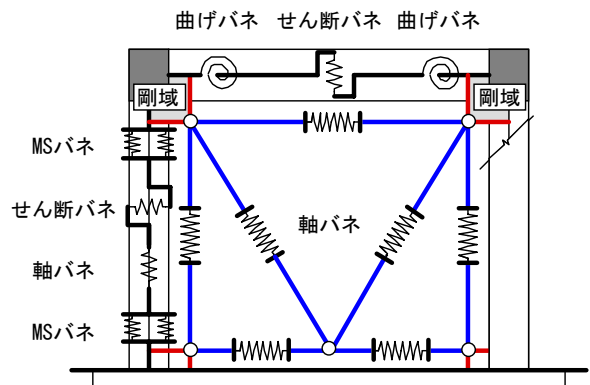


図 3 各部材のモデル化

3. 静的漸増載荷解析

3.1 荷重方法

本解析では、X 方向のみ(Model-SX1)および X、Y の 2 方向 (Model-SXY) の静的漸増載荷解析を行ない、骨組の性状を調べた。外力分布は逆三角形分布とし、最上階の絶対水平変位 20cm(全体変形角 1/55)まで解析した。なお、連層ブレースとつながる直交梁の有無の影響を調べるため、Model-SX1 から直交梁を除いたモデルを Model-SX2 とし、また連層ブレースを含む

部分骨組の全体曲げ破壊 (Type3) を起こさせるために、Model-SX1 の鉄骨ブレースを弾性材とした Model-SX3 を、基礎を固定して解析した。表 2 に解析ケースについて示す。

表 2 解析ケース (静的解析)

| | |
|------------|----------------------------------|
| Model-SX1 | X方向のみに静的漸増载荷 |
| Model-SX2 | Model-SX1の直交梁を除いたモデル |
| Model-SX3 | Model-SX1の基礎を固定しブレース斜め材を弾性としたモデル |
| Model-SX+Y | +X方向、+Y方向に同時载荷 |
| Model-SX-Y | +X方向、-Y方向に同時载荷 |

*図1の座標の向きを正とする

3.2 1方向静的漸増载荷解析

(1) 層せん断力-層間変形角の関係

図 4 に X 方向のみに载荷した場合の層せん断力-層間変形角の関係を示す。黒線は Model-SX1、グレイの線は Model-SX2 の結果である。黒丸はブレース側柱の基礎の浮き上がり点を示す。基礎の浮き上がり発生は地盤バネに作用する圧縮軸力が 0 に到達した時点とした。連層ブレースにつながる直交梁の拘束効果により Model-SX1 の方が Model-SX2 よりも骨組全体としての耐力が上昇し、浮き上がり時の 1 層せん断力係数は 0.6(3805kN)で、Model-SX2 の 1.15 倍に達した。基礎浮き上がり時の降伏状況は両モデルともほぼ梁降伏型であった。

(2) 連層ブレースの負担せん断力

図 5 に連層ブレースを含む 1 スパンの層せん断力-層間変形角の関係を示す。黒線は Model-SX1、グレイの線は Model-SX2 の結果である。基礎の浮き上がり耐力は 1496 kN で略算値⁴⁾(1647 kN)の 90%であった。これは連層ブレース脇の側柱 I (図 1 (b)参照)の浮き上がりとともに Y1 フレームの柱 C も浮き上がったことによって、直交梁 T1 の抑え込み効果が十分に発揮されなかったためである。ただし、図 6 に示すように柱 C と柱 I をつなぐ直交梁 T1 には柱 I の浮き上りを抑え込む方向にせん断力が発生し直交梁には降伏値の 53%のせん断力が作用した。また、Model-SX1 では、直交梁の拘束効果により連層ブレースの負担せん断力は増加し Model-SX2 の 1.5 倍に達した。

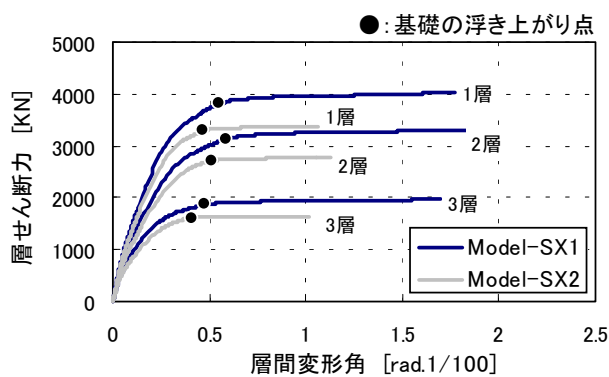


図 4 層せん断力と層間変形角の関係

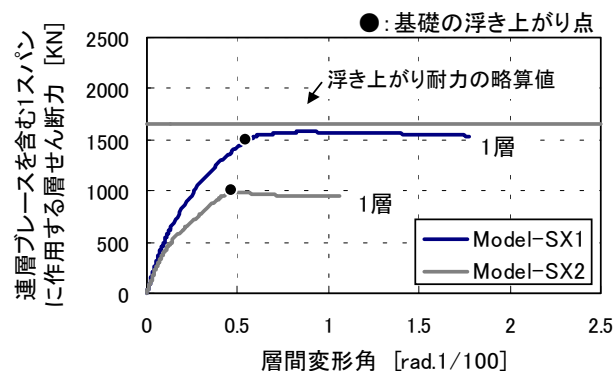


図 5 連層ブレースを含む 1 スパンの層せん断力と層間変形角の関係

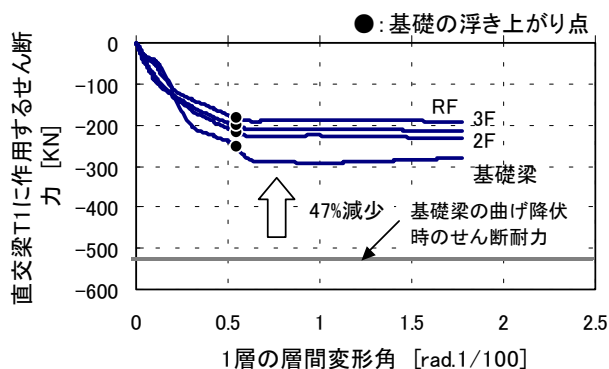


図 6 直交梁 T1 に作用するせん断力

(3) 柱及び鉄骨縦枠に作用する軸力

図 7 に鉄骨ブレースを含む部分架構の引張り側柱とそれに取り付く鉄骨縦枠の 1 層の軸力変動を示す。黒線は Model-SX1、グレイの線は Model-SX2 の結果である。黒丸はブレース基礎の浮き上がり点を示す。Model-SX1 の RC 柱には、軸引張り耐力の 40%(634kN)の引張り軸力が作用し、Model-SX2 の 1.4 倍となった。鉄骨縦枠には両モデルとも既存 RC 柱の 5 割の引張り軸力が作用した。Model-SX3 では、既存 RC 柱、鉄

骨縦枠とともに1層部分で引張り降伏しており破壊形式は Type3 となった。文献 4) では破壊耐力を求める際、鉄骨縦枠を考慮していないため解析結果を2割過小評価した。鉄骨縦枠が引張り降伏していることから、図 8 に示すように、鉄骨縦枠の軸力を考慮して耐力を求めると逆に2割過大評価となった。(図 9 参照)

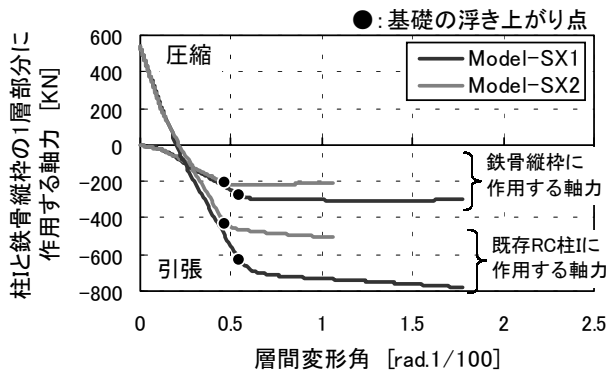


図 7 柱と鉄骨縦枠に作用する軸力

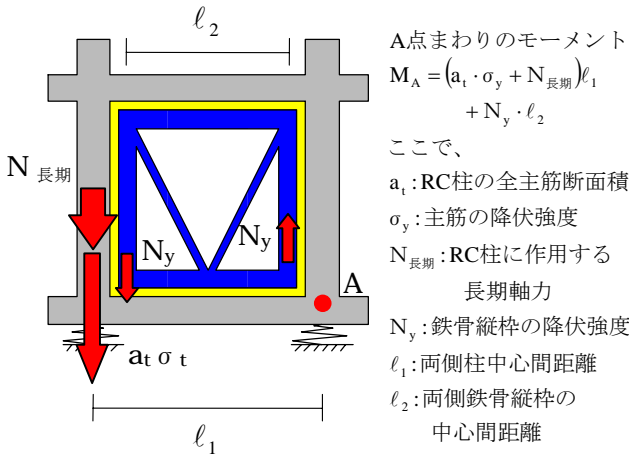


図 8 Type3 の破壊耐力の計算方法

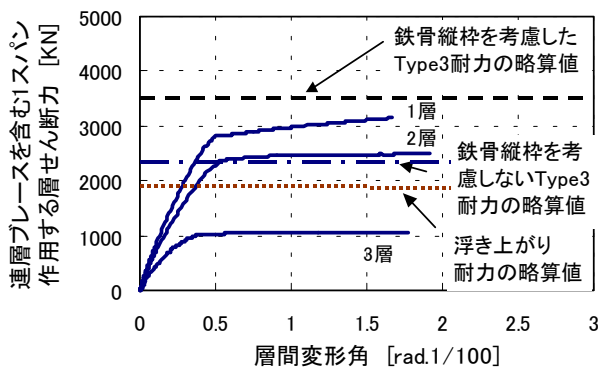


図 9 連層ブレースを含む1スパンに作用するせん断力と層間変形角の関係

3.3 2方向静的漸増載荷

(1) 層せん断力-層間変形角の関係

図 10 に2方向漸増載荷の層せん断力と層間変形角のベクトル和の関係を示す。Model-SX+Y では1層の層間変形角1/57で連層ブレースの基礎が浮き上がったのに対し、Model-SX-Y では1/74で浮き上がりが生じた。+Y方向に加力した場合、柱Cの基礎が先に浮き上がり、柱Iに引張軸力がほとんど作用しなくなるため、連層ブレースの浮き上がりが遅延された。(図 11)

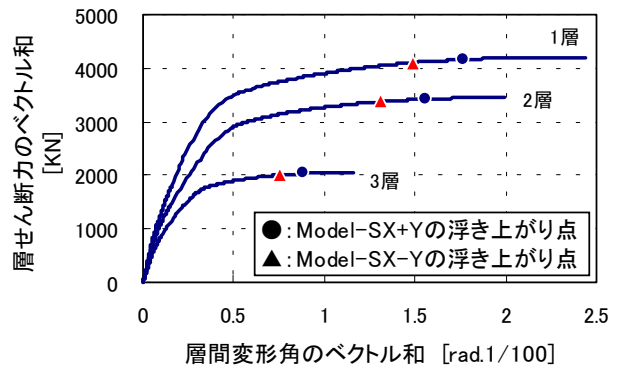


図 10 2方向加力時の層せん断力-層間変形角

(2) RC柱及び鉄骨縦枠に作用する軸力

図 11 に連層ブレース脇の柱Iの軸力変動を示す。-Y方向に加力した場合、柱Iの1層部分には軸引張り耐力の29%(463kN)の引張り軸力が作用し、それに付随する鉄骨縦枠には軸引張り耐力の43%(643kN)の引張り軸力が作用した。+Y方向に加力した場合は、柱Iの1層部分には-Y方向加力時の1/12の引張り軸力しか作用せず、それに付随する鉄骨縦枠には軸引張り耐力の28%(423kN)の引張り軸力が作用した。

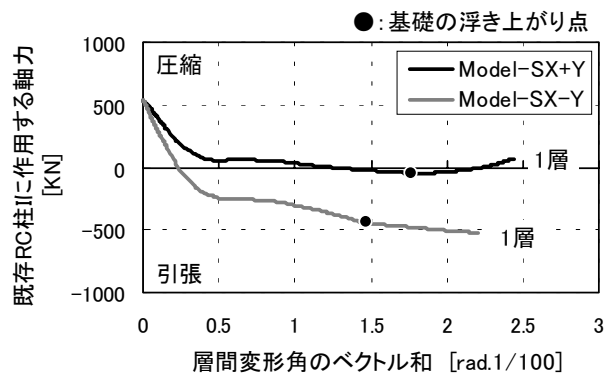


図 11 柱 I に作用する軸力

4 地震応答解析

4.1 载荷方法

入力地震動には、兵庫県南部地震(1995)の神戸海洋気象台で観測された地震波(略称、Kobe)を用いた。解析ケースを表3に示す。数値計算には、Newmark- β 法($\beta=0.25$)を用い、0.01秒刻みで計算した。減衰は瞬間剛性比例型で、初期弾性時の1次モードの減衰定数を5%とした

表3 解析ケース(動的解析)

| | |
|-----------|-----------------------|
| Model-DX | X方向にKobeEW |
| Model-DY | Y方向にKobeNS |
| Model-DXY | X方向にKobeEW、Y方向にKobeNS |

4.2 1方向地震応答解析

(1) 頂部水平変形の時刻歴

図12はX方向にKobe-EW波を入力した場合とY方向にkobe-NS波を入力した場合におけるそれぞれの頂部水平変形の時刻歴を示す。黒丸はブレース側柱Jの基礎の浮き上がり点を示す。X方向の最大変位が8cmであったのに対し、Y方向では最大で31cmに達した。Model-DXでは柱Jの基礎が3回浮き上がったが、連層ブレースに取り付く直交梁はどれも降伏しなかった。

(2) 柱及び鉄骨縦枠に作用する軸力

Model-DXにおいて浮き上がった柱Jの1層柱脚モーメントの時刻歴を図13に示す。グレイの線は柱Jに作用する軸力から求まる曲げ降伏強度の時刻歴である。地震応答中に5回降伏値に達したが、いずれも引張り軸力を呈する時期であり、軸引張り耐力の12%(190kN)を超えていた。また、図14に示すように、鉄骨縦枠に作用する軸力は1方向静的解析同様、RC柱の5割の引張り軸力を呈した。

4.3 2方向地震応答解析

(1) 層せん断力-層間変形角の関係

図15に1方向(X方向)及び2方向地震応答解析の1層の層せん断力-層間変形角の関係を示す。柱Jの基礎が浮き上がる直前に直交梁T2の基礎梁が降伏することによって基礎の浮き上がりに対する拘束作用が一定となり、剛性が47%低下した。また連層ブレースの基礎が浮き

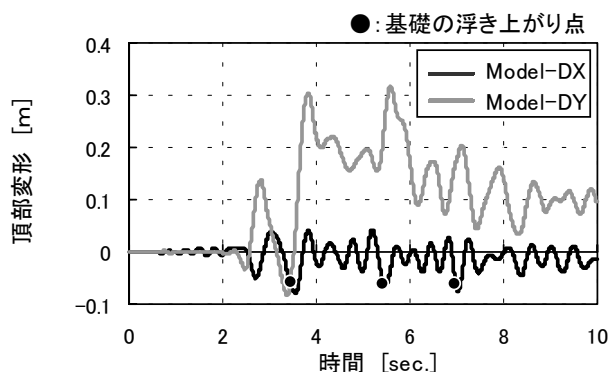


図12 頂部水平変形の時刻歴

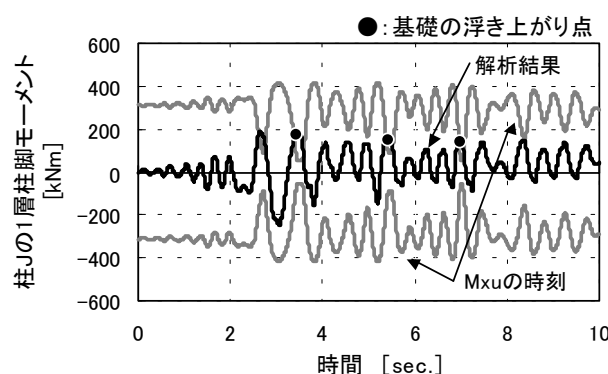


図13 柱J柱脚曲げモーメントの時刻歴

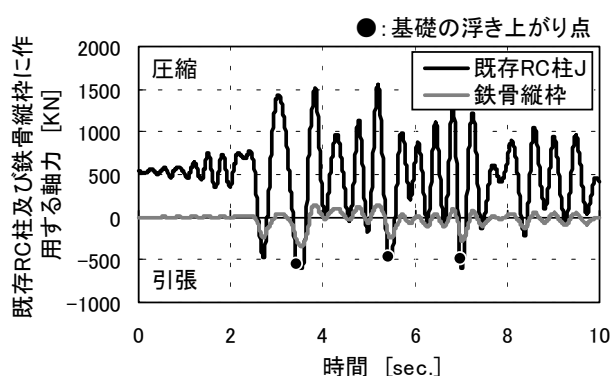


図14 柱Jおよび鉄骨縦枠に作用する軸力変動

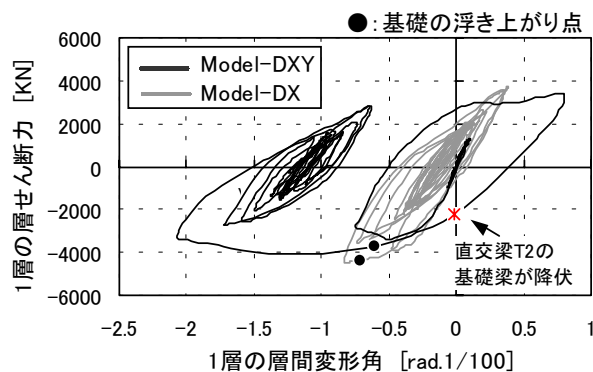


図15 1層の層せん断力-層間変形

上がることによってさらに剛性が低下し、1層の層間変形角が1方向加力の2.4倍に達した。

(2) RC 柱及び鉄骨縦枠に作用する軸力

図 16、17 に柱 J 及びそれに隣接する鉄骨縦枠の 1 層部分での軸力変動の様子を示す。2 方向解析では Y 方向加力の影響により軸力変動が圧縮側に片寄り、引張り軸力は最大で軸引張り耐力の 12% (200 kN) であったのに対し、圧縮軸力は最大で軸力比 0.35 (主筋の圧縮負担を考慮) と 1 方向加力の 1.3 倍に達した。鉄骨縦枠には最大で軸引張り耐力の 70% の引張り軸力が作用し、連層ブレースの基礎の浮き上がり時には 1 方向加力時の 2.5 倍の引張り軸力が作用した。

(3) 柱 J の軸力と曲げの相互関係

図 18、19 に X 方向、Y 方向それぞれの柱 J の 1 層部分に作用する軸力と曲げの関係を示す。2 方向解析では最大曲げモーメントは X 方向で 1 方向加力の 1.5 倍に達した。Y 方向では、1 方向加力にくらべ軸力変動が軸力比 -0.13 (引張) から 0.45 (圧縮) まで変動し最大曲げモーメントは 3 割低減された。

5 まとめ

(1) Model-SX1 では直交梁の拘束効果により連層ブレースの負担せん断力は増加し、骨組全体の耐力は Model-SX2 の 1.15 倍に達した。

(2) 鉄骨縦枠の影響により Type3 の破壊耐力は略算値の 24% 増加した。

(3) 2 方向動的加力時には、直交梁が降伏するため基礎の浮き上がりに対する拘束作用が一定になり、1 層の層間変形角が 1 方向加力時の 2.4 倍に達した。

(4) 2 方向動的加力時には軸力変動の影響により 1 方向加力時に比べて柱 J の 1 層柱脚最大曲げモーメントは X 方向で 1.5 倍に増加し、Y 方向で 3 割減少した。

参考文献

1) 傳 金華, 柴田明德, 斎藤大樹: 耐震壁の浮

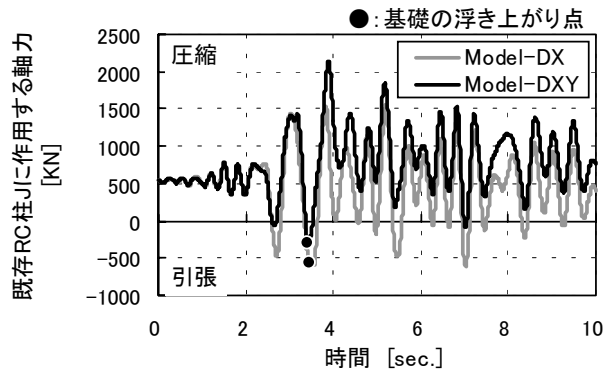


図 16 軸力変動の時刻歴

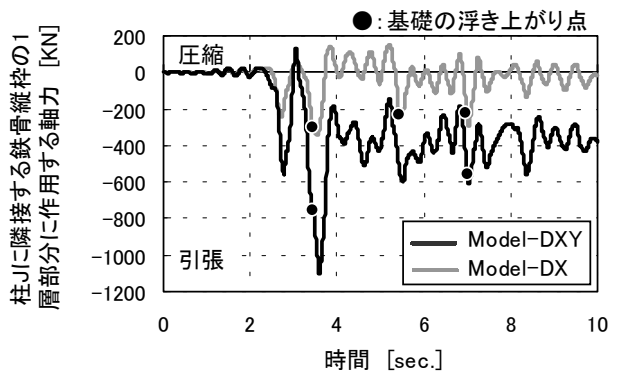


図 17 柱 J に隣接する鉄骨縦枠の軸力変動

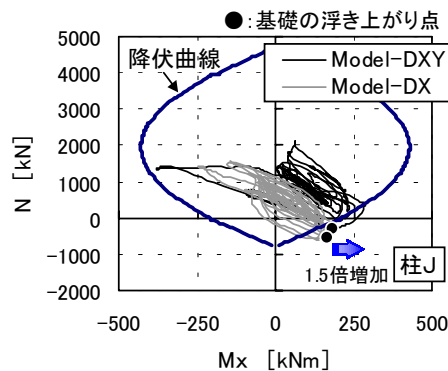


図 18 X 方向の M-N 相関関係

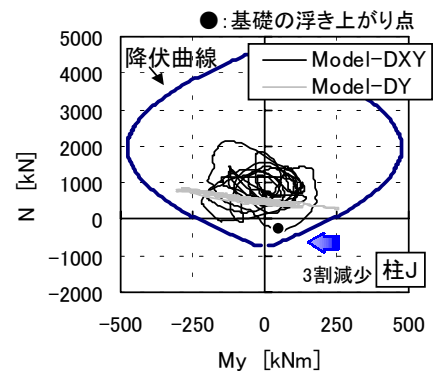


図 19 Y 方向の M-N 相関関係

き上がりを考慮した立体壁フレーム構造物の弾塑性挙動解析, JCI 年次論文報告集, Vol.14, No.2 pp.879-884, 1992

2) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 1991

3) 福島智祐, 北山和宏, 李 康寧: 鉄骨ブレースで補強された鉄筋コンクリート骨組の全体曲げ破壊に関する解析研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp.373-374, 2000

4) (財) 日本建築防災協会編: 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説, 1990