

C213

連層鉄骨ブレースで補強されたRC建物の地震応答性状

Earthquake Response of R/C building Retrofitted by Multi-story Steel Brace

北山 和宏 (助教授)

佐藤 照祥 (修士課程)

KITAYAMA Kazuhiro (Assoc. Prof.) and SATO Teruyoshi (Master Course)

ABSTRACT

For seismic retrofit of existing R/C buildings, steel braces with perimeter steel rims are often installed into moment resisting open frames. The influence of two failure patterns of the unit frame containing multi-story steel brace, i.e., the base uplift rotation failure of the brace and the entire flexural failure at the bottom of the brace caused by tensile yielding of all longitudinal bars in a R/C edge column beside the brace, was studied on earthquake resistant performance of strengthened buildings by nonlinear earthquake response analysis.

キーワード：耐震補強、連層鉄骨ブレース、地震応答解析

Keywords: Retrofit, Multi-story steel brace, Earthquake response analysis

1. はじめに

枠付鉄骨ブレースを複数階に増設する際は通常上下で同じ位置に設置するが、連層鉄骨ブレースとする場合、基礎回転破壊及び全体曲げ降伏の破壊モード¹⁾となる可能性がある。連層鉄骨ブレースの全体曲げ破壊と基礎回転破壊の破壊形式に注目し各破壊形式の補強効果をMSモデルによる地震応答解析により検討する。

2. 解析概要

2.1 解析建物

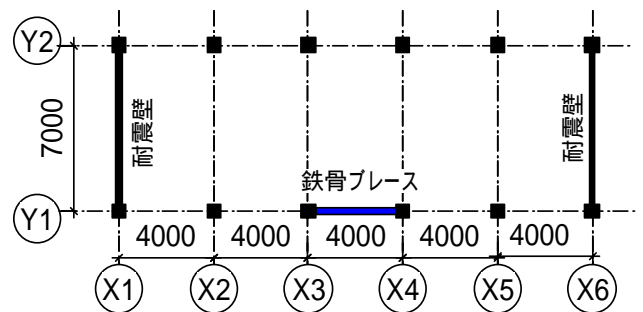
解析建物はRC造4階建の学校であり、図-1に示す桁行方向5スパンの教室部分である。解析建物の断面リストを表-1に示す。連層鉄骨ブレースは断面形状をH-250x250x9x14とし、間接接合部が破壊しないようにアンカーとスタッドを配した。コンクリート圧縮強度21N/mm²、鉄筋降伏強度295N/mm²とし、ブレース材は基準強度を325N/mm²とした。

2.2 部材モデル

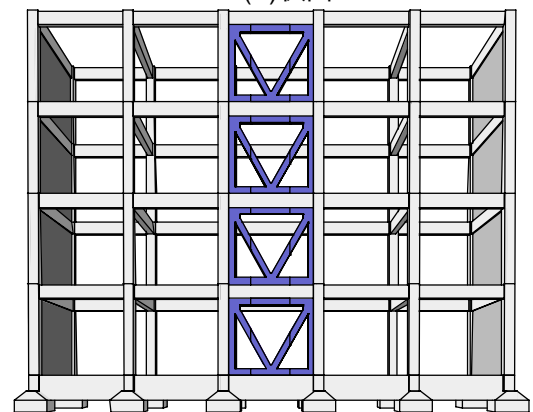
建物は節点位置に集中質量を持つ剛域を有する線材に置換し、接合部における剛域は柱及び梁フェイス位置から部材せいの1/4内側までとした。梁部材は材端塑性バネモデルとし、曲げばねの履歴特性にTakedaモデル、せん断変形に対しては弾性とした。柱部材は材端の弾塑性曲げ性状をMSモデル²⁾で表現し、ヒンジ領域を柱内法スパンの1/10、断面におけるコンクリート分割数を100とした。せん断ばねは弾性とした。連層鉄骨ブレースは軸力を負担する1つの線材と考え、図-2のような型断面を有するMSモデルで置換した。上下の梁は剛とし支配面積に応じた重量を初期軸力として材芯に作用させた。せん断ばねは弾性とし鉄骨ブレースはトラス材として剛

表-1 断面リスト

階数	1F	2F	3F	R/4F	
柱	主筋	12-D25	12-D22	8-D22	4-D22
	B×D	600×600			
X方向梁	上下端筋	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25
	B×D	350×1000		350×600	
Y方向梁	上下端筋	4-D25	4-D25	4-D25	4-D25
	B×D	350×1000		350×700	



(a) 伏図



(b) 立面図

図-1 解析建物

性を評価した。以上、部材レベルの捩れ剛性を無視し、フロア全体の捩れ変形を拘束して解析を行った。

2.3 解析パラメーター

基礎固定(全体曲げ破壊)、浮き上がり及び沈下を

考慮する地盤ばね(基礎回転破壊)、2つの支持条件を解析因子とした(図-3)。地盤バネは圧縮剛性 98MN/m^2 の鉛直ばねとし引張剛性0とした。同様の支持条件で補強前の純RC建物に対しても解析を行った。

2.3 解析方法

入力地震動には兵庫県南部地震の神戸海洋気象台で観測された地震波を使用し、最大速度を 75kin/s に調整してX方向に入力した。数値積分はNewmark-法($\gamma=0.25$)を用い、減衰は瞬間剛性比例型として初期弾性時の減衰定数を5%とした。解析には3方向骨組解析プログラム「CANNY」を使用した。

3. 解析結果

3.1 ヒンジ発生位置

図-4及び図-5に各支持条件での補強前と補強後の降伏ヒンジ発生位置を、最上層最大応答変位時の変形状態と共に示す(実変形を20倍に拡大)。基礎固定では、補強前の建物で崩壊形が形成され、2層の柱脚にも降伏ヒンジが発生した。補強後では連層鉄骨プレースの全体曲げ降伏機構が形成されているが、建物全体としての崩壊形には至らず、1層柱脚には降伏ヒンジが発生していない。地盤ばねの補強前建物は基礎固定時の補強前建物と同様の崩壊形を形成した。補強後は建物全体の崩壊形が形成され、浮き上がり最大変位は 6.2cm となった。また回転変形によって、各層の層間変形角がほぼ同じとなった。

3.2 ベースシア係数 - 層間変形角関係

図-6及び図-7に各支持条件での1層のベースシア係数と層間変形角関係を示す。基礎固定ではベースシア係数が補強前 0.34 /補強後 0.57 、最大応答層間変形角は補強前 1.4% /補強後 0.23% となり連層鉄骨プレースによってベースシアが増大すると共に応答変位が抑制された。地盤ばねでは補強前と比較して補強後のベースシア係数が増大するものの、1層の最大応答層間変形角は増幅された。

4. まとめ

基礎固定による全体曲げ破壊はベースシアが増大して応答変位が抑制されるため、補強前と比較して周辺部材の降伏ヒンジの発生を抑えることができる。一方、基礎回転破壊は連層鉄骨プレースの回転変形によって各層における変形が等しくなるが、1層の応答層間変形角が補強前に比べて大きくなる可能性がある。

参考文献

- (財)日本建築防災協会: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2001.
- 李康寧、小谷俊介、青山博之:変動軸力を考慮した

RC平面骨組の弾塑性地震応答、コンクリート工学年次論文報告集、第10号3巻、1988年、pp467-472.

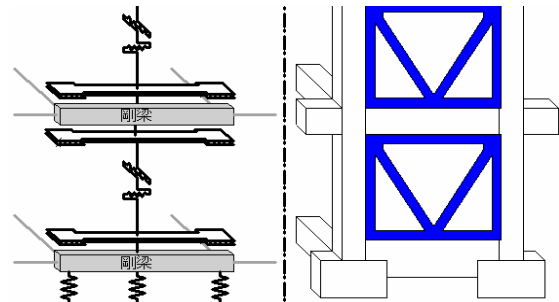


図-2 連層鉄骨プレースのモデル化

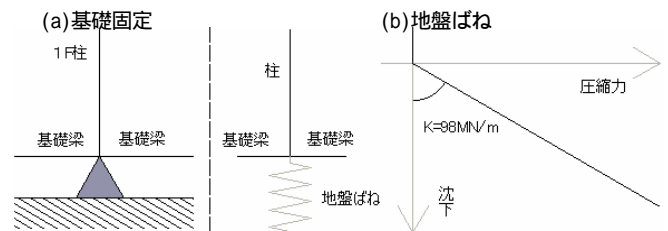


図-3 解析因子

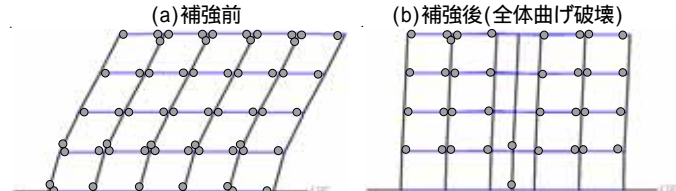


図-4 ヒンジ発生位置 - 基礎固定

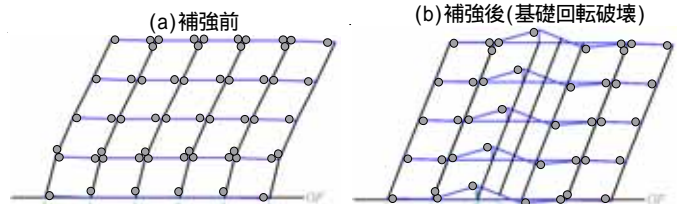


図-5 ヒンジ発生位置 - 地盤ばね

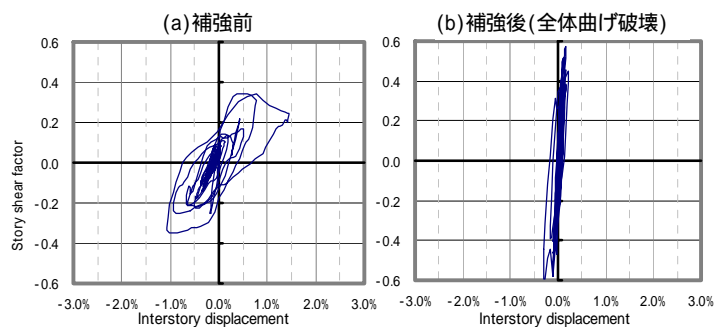


図-6 ベースシア係数 - 層間変形角 (基礎固定)

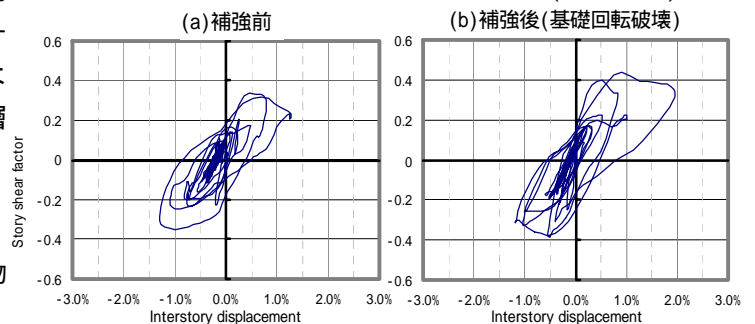


図-7 ベースシア係数 - 層間変形角 (地盤ばね)