

論文

[2119] 接合面でのすべりを考慮したPCa構造の地震応答解析

千葉隆史*1・芳村学*2

1. はじめに

今日、施工の合理化、施工性の向上を目的に鉄筋コンクリート造建物のPCa化が図られている。しかし、PCa建物では接合面におけるせん断抵抗を主に鉄筋のだば作用や接合面での摩擦抵抗によっているため、接合面にせん断すべりが発生する恐れがある。梁曲げ降伏による大きな履歴エネルギー消費を期待する建物では、このすべりが履歴エネルギー消費の劣化をもたらし、地震応答性状に悪影響を与える可能性がある。そこで本研究では、材端部に接合面を有するPCa建物を対象とした地震応答解析を行い、接合面でのすべりが地震応答性状に及ぼす影響について検討する。

2. 解析方法

2.1 材端接合されたPCa部材のモデル化

材端部に接合面を有する曲げ降伏型のPCa構造に関する既往の実験研究[1]によると、すべりは曲げ降伏に付随して生じる(曲げ降伏に伴いすべり変形が生じる)ことが知られている。既往の研究[2],[3]では、材端部の曲げ挙動とすべり挙動を、曲げ型の履歴モデルの中にすべり挙動を取り入れたTakeda-slipモデル[4]等を用いて、ひとつの材端塑性回転バネモデルで評価してきた。しかし、このモデルではふたつの挙動が足し合わされた形で表され、個々の挙動を別個に評価することができない。そこで本

研究では、材端部における曲げ挙動とすべり挙動を別個に評価する方法として、曲げ挙動を表す「曲げバネ」とすべり挙動を表す「すべりバネ」を直列に挿入した、ふたつの材端塑性回転バネから成るモデルを考え、これによるPCa建物の地震応答解析を行う。すべり変形は、本来、材端部においてせん断力の方向に作用する変形である。しかし、せん断力と材端モーメント、すべり変形とそれによる材端回転角は材長を介して対応していることより、解析上、すべりバネを材端モーメント-材端回転角

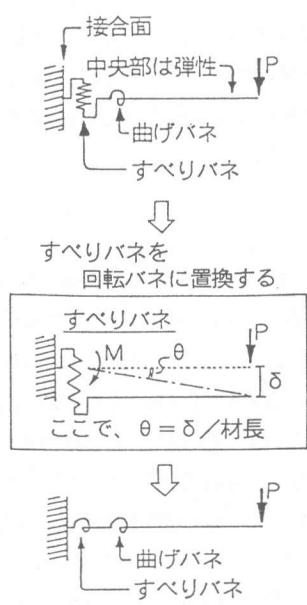


図-1 ふたつの材端回転バネ

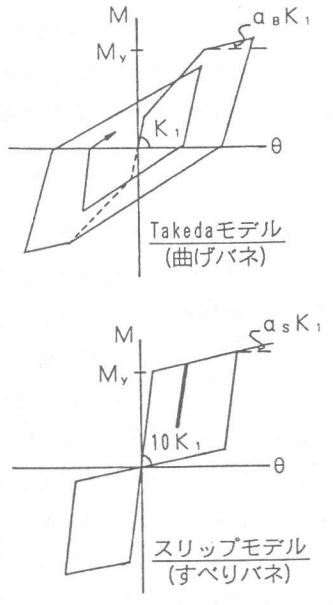


図-2 ふたつのバネの履歴特性

*1 東京都立大学大学院 工学研究科建築学専攻 (正会員)
 *2 東京都立大学助教授 工学部建築学科、工博 (正会員)

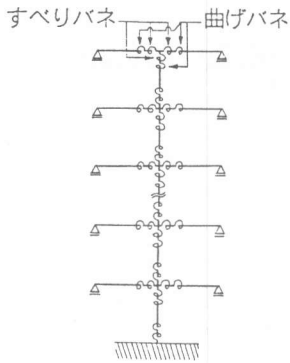


図-3 解析モデル

関係を表す回転バネとして考えることにする。従って、材端部にふたつの回転バネが直列に並ぶモデルとなる(図1)。ふたつの回転バネはモーメントが等しく、両者の回転角の和が直列系の回転角となる。尚、「曲げバネ」の履歴特性にはTakedaモデル[5]を、「すべりバネ」の履歴特性にはスリップモデルを用いる(図2)。

2.2 解析対象建物

解析対象建物は文献[6]に示される5, 10, 15階建て純ラーメン構造とし、そのX方向について解析を行う。解析対象建物の諸元を表1に示す。各建物共、梁降伏先行の全体降伏型で、設計用のせん断力係数分布はA_i分布、D_sは0.30である。均等な骨組が水平力を受けた場合、梁の反曲点はスパン中央に生じると仮定できることから、そこにローラーを設けて内柱1本と梁を連結したものを解析モデルとする(図3)。解析モデルに対するA_i分布荷重による静的漸増載荷解析では、最上階の変位が建物高さの1/100の時のベースシア係数は、5層建物で0.346、10層建物で0.320、15層建物で0.301であった。

2.3 解析パラメータ

曲げバネの特性は鉄筋コンクリートに関する既往の諸算定式により計算し、Takedaモデルにおける除荷時剛性低下指数は0.5とする。すべりバネの特性は初期剛性については曲げバネの10倍、降伏モーメントについては曲げバネと同じとする(図2)。すべりバネの降伏モーメントを曲げバネのそれと同じにすることにより、曲げ降伏と同時にすべり降伏が生じるようにする。又、ふたつのバネの降伏後剛性($\alpha_B K_1$ と $\alpha_S K_1$)は、曲げバネとすべりバネを足し合わせた直列系の降伏後剛性が曲げバネの初期剛性 K_1 の1/100となるように表2のような組み合わせとする。表中のすべり変形率(以降、SD率)は、直列系の降伏後変形量に占めるすべりバネの降伏後変形量の比率を表しており、各組み合わせはそれぞれSD率0, 20, 40%となる。

5層建物の3階床梁における、SD率40%の時の曲げバネ、すべりバネと、ふたつのバネを足し合わせた直列系の履歴形状を図4に示す。すべりバネの正負の降伏後変形量の和($\theta_s = \theta_{s+} + \theta_{s-}$)と直列系のモーメント0付近でのすべり変形は図のような関係(すべり変形 $=\theta_s$)にあり、直列系での変形量が等しい場合には、SD率が大きいほど θ_s が大きく、従って直列系のモーメント0

表-1 建物諸元

層数		5層	10層	15層
階高(cm)		1階:500, その他の階:400		
断	梁:b×D(cm)	50×85	55×95	9~R階 55×95 2~8階 65×95
	柱:B×D(cm)	75×75	95×95	9~15階 95×95 1~8階 100×100
柱支配面積(cm×cm)		600×1000		
各階重量(t)		66 (単位床面積当たり重量:1.1t/m ²)		
1次固有周期(sec)		0.552	0.702	0.968

表-2 各バネの降伏後剛性

すべり変形率(%)	0	20	40
α_B	$\frac{1}{100}$	$\frac{1}{80}$	$\frac{1}{60}$
α_S	$\frac{1}{20}$	$\frac{1}{40}$	$\frac{1}{40}$

α_B, α_S : 図2参照

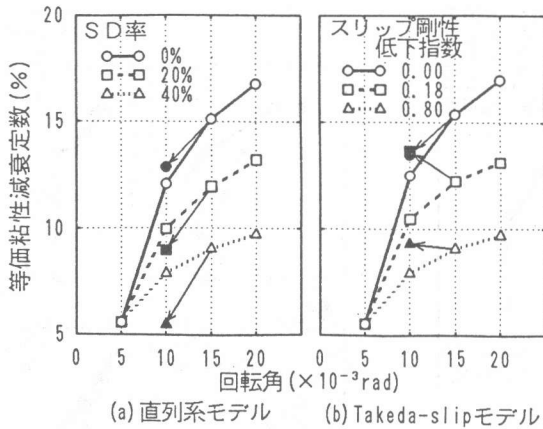


図-5 SD率、スリップ剛性低下指数—heq関係

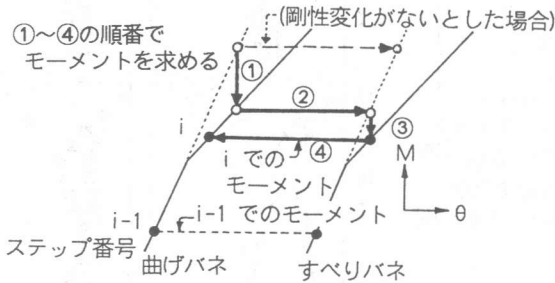


図-6 ふたつのバネのモーメントの整合

付近でのすべり変形も大きくなる。

5層建物の3階床梁についての各SD率に対する等価粘性減衰定数(以降、 h_{eq})の比較を、直列系の回転角1/200, 1/100, 1/67, 1/50(直列系の塑性率にして約1, 2, 3, 4)について、図5

(a)に示す。回転角1/200の時には降伏が生じていないためすべりも発生せず h_{eq} に差はないが、回転角1/100以上では降伏によるすべり変形のため h_{eq} に差が生じ、回転角1/50の時にはSD率により約10~17%の範囲に分布するようになる。尚、モデルの性質上、同じ回転角での h_{eq} は等差数列で並ぶようになる。

入力地震波はTOHOKU NS, HACHINOHE EW, EL-CENTRO NS, TAFT EW(以降、それぞれTOH-NS, HAC-EW, ELC-NS, TAF-EW)とし、いずれも最大速度50kine、解析時間20秒とする。数値積分にはNewmarkの β 法($\beta=1/4$)を用い、減衰は瞬間剛性比例型の内部粘性減衰とし、弾性1次固有周期に対する減衰定数を3%とする。又、計算時間間隔は0.002秒とする。数値計算の方法として、剛性変化時におけるふたつの回転バネのモーメントの整合は、図6に示す方法により行う。

3. 解析結果と検討

3.1 最大層間変形と塑性率

最大層間変形の比較を図7に、梁の塑性率(直列系)の比較の例として5, 15層建物に対するTOH-N

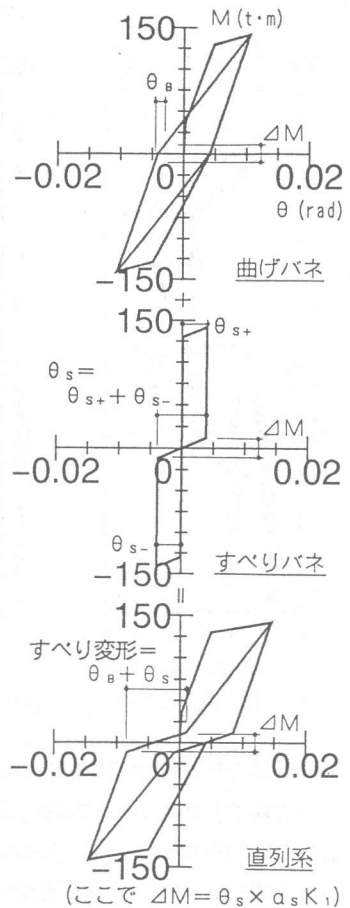


図-4 曲げバネ, すべりバネ, 直列系の履歴形状 (SD率40%)

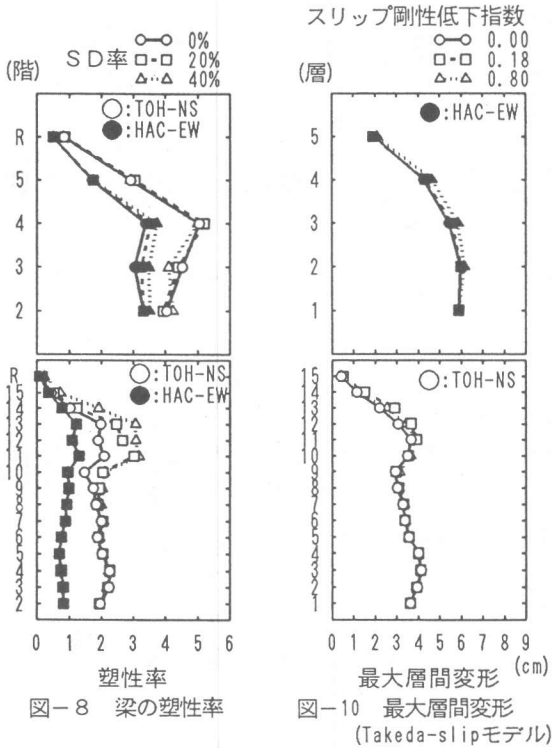


図-8 梁の塑性率

図-10 最大層間変形 (Takeda-slipモデル)

S, HAC-EWの場合の結果を図8に示す。

最大層間変形が4cm(層間変形角で1/100)程度以下となる、10層建物と15層建物のTOH-NS以外では、SD率の違いによる最大層間変形の差は認められない。これは、梁の塑性率が2程度以下であり、すべり変形そのものが小さかった(降伏しなければ、すべり変形は生じない)ためと思われる。これに対して、最大層間変形が4cm程度以上となる、5層建物と15層建物のTOH-NSでは、5層建物のTOH-NSを除いてSD率が大きくなるほど最大層間変形が大きくなる傾向がみられる。特に、5層建物のHAC-EW(3層以下)と15層建物のTOH-NS(9~14層)では、SD率の違いにより最大層間変形に相当な差が生じている。すなわち、5層建物のHAC-EWの2層では、SD率0%で最大層間変形6.09cmであったのが、SD率20%で6.34cm(SD率0%に対し、1.04倍。以下同じ。)、40%で6.80cm(1.12倍)と値が増加しており、15層建物のTOH-NSの11層では、SD率0%で最大層間変形3.58cmであったのが、SD率20%で5.00cm(1.40倍)、40%で5.48cm(1.53倍)と値が増加している。これは、梁の塑性率が3~4程度と大きいため、SD率の違いによるすべり変形の影響が現れたものと思われる。

3.2 時刻歴による検討

最大層間変形が大きい場合のうち、SD率による差が僅かな場合の例として5層建物のELC-NSの3階床梁について、差が大きい場合の例として5層建物のHAC-EWの3階床梁と15層建物のTOH-NSの12階床梁について、SD率0, 40%の直列系の回転角の時刻歴を図9に比較して示す。尚、時刻歴上の点線は直列系の降伏回転角、○は降伏の生じたサイクル、▽は回転角の最大値をそれぞれ示す。

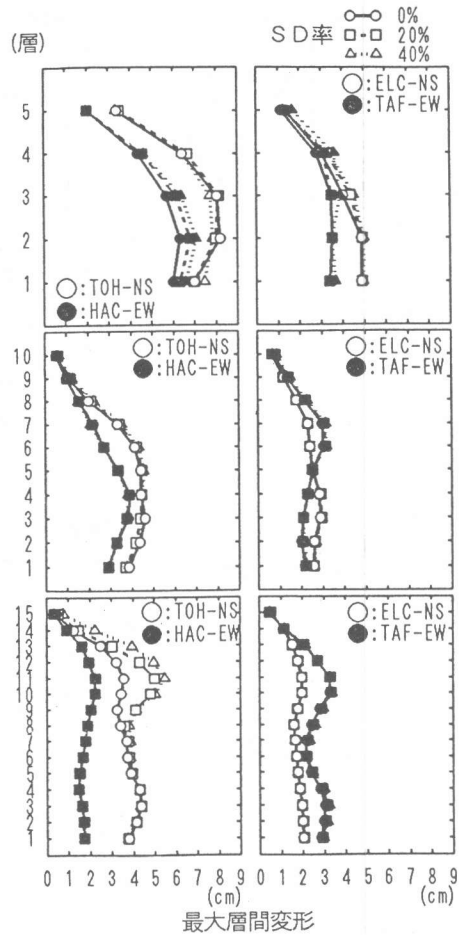


図-7 最大層間変形 (直列系モデル)

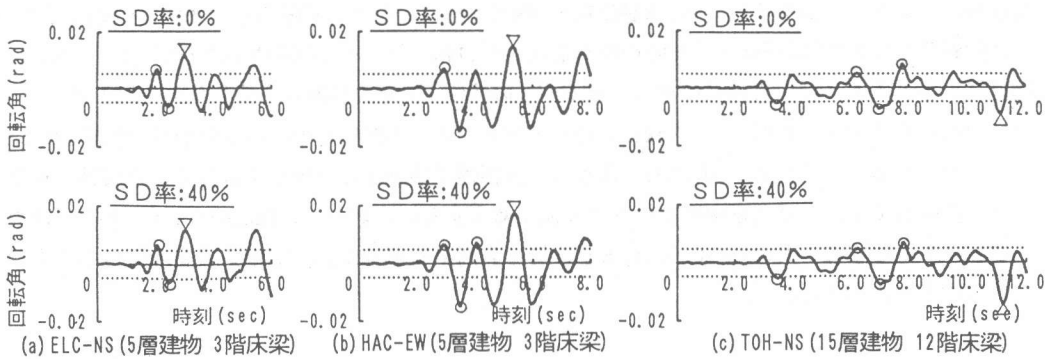


図-9 直列系の回転角の時刻歴

5層建物のELC-NSでは、最大値をとるまでに降伏回転角を僅かに超える程度の変形しか経験していない。このため、SD率40%でもすべり変形が少なく、その影響が出なかったものと思われる。一方、5層建物のHAC-EWでは、最大値をとるまでに降伏回転角を大きく越える変形を経験している。このため、SD率40%ではすべり変形が大きく、その影響が出たものと思われる。又、15層建物のTOH-NSでは、5層建物のHAC-EWほど最大値以前に大きな変形を経験していないが、降伏後、最大値をとるまでの時間が長く、この間の多数の応答サイクル中にすべりの影響が出たものと思われる。以上より、SD率の違いによる地震応答の差は最大値までの応答性状に左右されると言える。

3.3 Takeda-slipモデルとの比較

文献[3]によると、材端塑性回転パネの履歴特性にTakeda-slipモデルを用いた場合には、すべりによる応答の増加はほとんどないとされている。そこで、本論文における直列系モデルとの比較のため、Takeda-slipモデルを用いた地震応答解析も行った。尚、この時のTakeda-slipモデルの除荷時剛性低下指数は、直列系モデル中のTakedaモデルと同じ0.5とし、スリップ剛性低下指数(スリップの程度を表す係数)は、 h_{eq} が直列系の h_{eq} とほぼ対応するように定めた。すなわち、SD率0, 20, 40%と対応するように、スリップ剛性低下指数をそれぞれ0.00, 0.18, 0.80とした(図5(b))。

直列系モデルでSD率による差が大きかった5層建物のHAC-EWと15層建物のTOH-NSの、Takeda-slipモデルを用いた場合の最大層間変形を図10に示す。Takeda-slipモデルではスリップ剛性低下指数の違いによる最大層間変形の差はほとんどなく、スリップ剛性低下指数0.00では対応する直列系モデルのSD率0%の場合の結果とほとんど同じであるが、0.18, 0.80では対応するSD率20, 40%の場合に比べて、相当値が小さくなっている。一般に、地震応答性状は大振幅時の h_{eq} のほか、大振幅後の小振幅時の h_{eq} にも大きく左右されると考えられることから、両モデルにおける大振

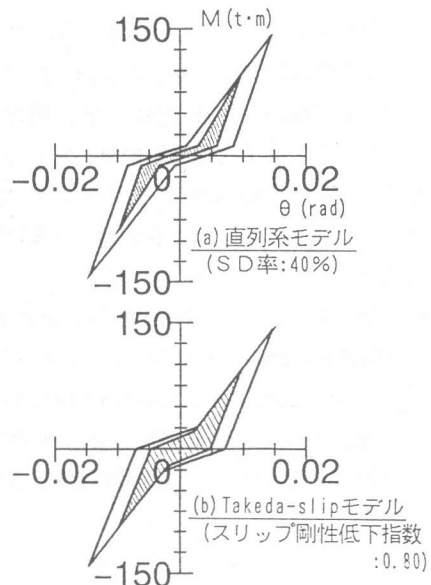


図-11 大振幅後の小振幅の定常振動

幅後の小振幅時の h_{eq} を比較する。5層建物の3階床梁を例にとり、回転角1/67で定常振動させた後に回転角1/100で定常振動させた際の履歴形状を図11に、又、その際の h_{eq} を図5に黒印で示す。図11にみられるように、直列系モデルではモデルの性質上、小振幅時にも大振幅時と同じだけすべり変形が発生するのに対して、Takeda-slipモデルでは、小振幅時のすべり変形は大振幅時に比べて少なくなる。このため、図5にあるように、大振幅で振動させた後に小振幅で定常振動させた場合、直列系モデルでは大振幅時に比べて h_{eq} が減少するのに対して、Takeda-slipモデルでは逆に増加する。このことが、Takeda-slipモデルでは直列系モデルに比べて最大層間変形が小さくなった理由と考えられる。

4. まとめ

- ① 材端部に接合面を有する曲げ降伏型P C a 建物を対象として、接合面における曲げ挙動とすべり挙動を別個に評価する直列系モデルにより地震応答解析を行った。
- ② 最大層間変形が小さい場合(層間変形角1/100、塑性率2程度以下)には、S D率による差はないが、最大層間変形が大きい場合(同以上)にはS D率が20%でも差が生じる場合がある。
- ③ S D率の違いによる地震応答の差は、最大値までの応答性状に左右される。
- ④ 直列系モデルでは、Takeda-slipモデルに比べて大振幅後の小振幅時のすべり変形が大きくなるため h_{eq} が小さくなり、応答が大きくなる傾向がある。

〈謝辞〉

本研究はP R E S S S 指針分科会(主査:小谷俊介 東大助教授)の活動の一環として行ったものである。又、Takeda-slipモデルのコード化には石黒文行氏(銭高組技術研究所)のご協力を得ました。ここに記し、謝意を表します。

【参考文献】

- 1) 望月 重、川辺 祥一、遠藤 幸雄：プレキャスト梁端部の滑り性状に関する実験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 14、No. 2、pp. 459-464、1992
- 2) Oscar Lopez、小谷 俊介、青山 博之：骨組の非線形応答に及ぼす部材履歴形状の影響、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 12、No. 2、pp. 113-118、1990
- 3) 望月 英二、境 有紀、芳村 学、南 忠夫：鉄筋コンクリート造プレキャスト建物の接合部のすべりが地震応答に与える影響、日本建築学会大会学術講演梗概集 C 構造 II、pp. 399-400、1992.8
- 4) 江戸 宏彰、武田 寿一：鉄筋コンクリート構造物の弾塑性フレーム解析、日本建築学会大会学術梗概集、pp. 1877-1878、1977.10
- 5) Takeda, Sozen and Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST12, pp. 2557-2573, 1970
- 6) 川端 一三：P C a 造試設計建物、P R E S S S 指針分科会解析ワーキング資料、日本建築センター、1992