

論文 ピロティを有する鉄筋コンクリート建物の地震時変形制御法

芳村学*1・木原祥智*2

要旨：兵庫県南部地震において問題となったピロティ構造の1層変形を制御する方法について検討した。1層強度(C_b)と2層以上の強度に対する1層強度の比(P指標)をパラメータとした地震応答解析より、ピロティ構造の1層変形が1層強度だけでなく2層以上の強度にも強く影響される、ことを明らかにし、前者が同じであれば後者をあまり強くしない方が有利となる、ことを示した。解析結果に基づき、1層変形を設定した許容値以下に収めるために必要な C_b とP指標の関係を定めた。

キーワード：ピロティ構造、1層層降伏、変形集中、ベースシャ係数、ピロティ指標

1. 目的

現行耐震規定によるRC建物は、兵庫県南部地震においてもおおむね安全であったが、その中で例外的に大きな被害を被ったのが、2層以上に壁が多く1層に壁が少ない、いわゆるピロティ構造であった。しかし、一口にピロティ構造と言っても、その耐震性能は1層壁の配置により全く異なる。1層壁が上部の壁と連なり連層壁を形成する場合には1層層降伏を防ぐことが容易であるのに対して、1層壁が上部の壁と連ならない場合には1層層降伏を防ぐことが困難となる、からである。耐震性能上は明らかに前者が望ましいが、現実には後者が多くこれらのいくつかは崩壊したのである。本研究は、ピロティ構造のうち今回の地震で問題となった1層層降伏が生じる形式のものを対象として、1層変形を設定した許容値以下に収めるために必要な条件について検討したものである。

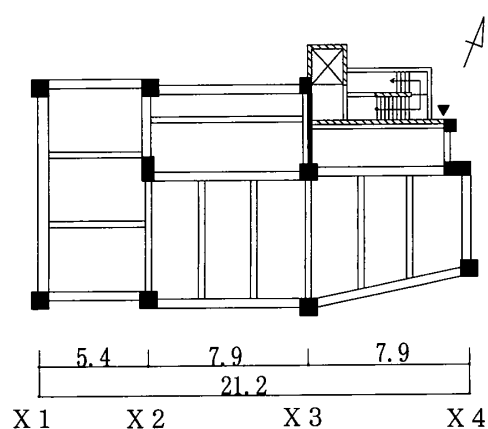
2. 検討対象と解析パラメータ

兵庫県南部地震において大被害を受けた7階建てピロティ構造[1]の南北方向を検討対象とする。各階伏図と軸組図を図1、2に示す。耐震壁の配置は、1層に1枚(上部に連ならない単独壁)、2～7層に2枚であり、このほか2～7層には、柱との縁を部分スリットで切った非構造壁が設けられていた(X1通り)。本建物に関する地震応答解析[1]によると、この部分スリットを無効と考えてこの通りを耐震壁とした場合(建物1)と、これを有効と考えてこの通りを純ラーメンとした場合(建物2)では、1層変形に大差があり(建物1>建物2)、建物1の場合の方が実際の被害の様子に近いこと、が報告されている。このことは、1層強度が同一でも2層以上の強度の違いにより1層への変形集中の度合いが異なること、すなわち、2層以上の強度が大きい方が1層変形が大きくなること、を示唆している。

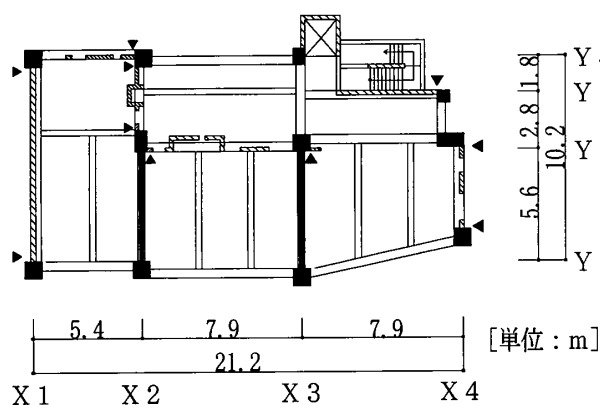
そこで本研究では、1層層降伏が生じる場合の1層変形を支配すると考えられる因子として、1層強度と1層と2層以上の強度の違いを採り上げ、前者をベースシャ係数(C_b)で、後者を以下に示すピロティ(P)指標で表すこととした。P指標の定義は次の通りである：①まず、各層の強

*1 東京都立大学教授、工学部建築学科、工博(正会員)

*2 東京都立大学大学院、工学研究科建築学専攻(正会員)



(a) 1階



▲: スリット位置を示す

(b) 2～7階

図1 各階伏図

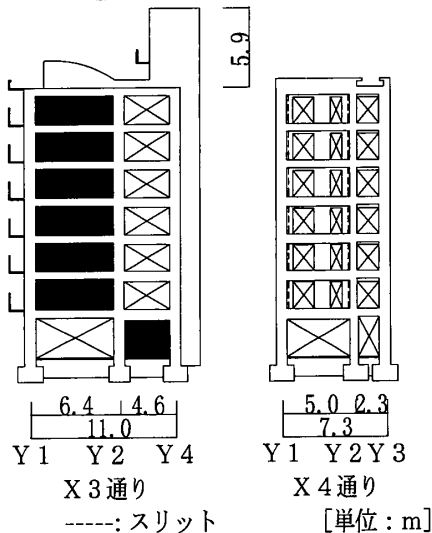
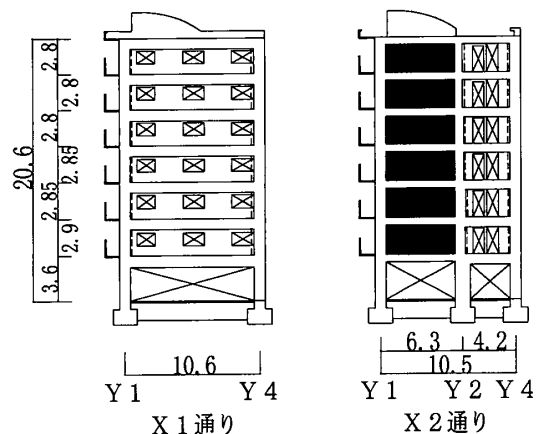


図2 軸組図

度として耐震2次診断[2]におけるせん断力係数 C 値(以下 i 層の C 値を C_i で表す)を求め、地震時における層せん断力分布を考慮するために、 C_i を基準法による A_i で割り基準化する、②次に、1層での C_i/A_i (C_b と同じ)を2層以上での C_i/A_i の最小値で割り、これを P 指標と名づける。 P 指標は、2層以上の強度に対する1層強度の比を表す指標で、1層層降伏が生じる建物では一般に1以下の値となる。

建物1について求めた C_i/A_i と P 指標を表1に示す。建物1では、 $C_b=0.75$ 、 P 指標=0.63であった。以下においては、この場合を原建物として、 C_b と P 指標を変化させた場合についての地震応答解析を行った。設定した C_b と P 指標に応じて、部材強度(降伏強度とひび割れ強度)は以下のようにして定めた：①1層部材(2階梁を含む)については原建物での値に($C_b/0.75$)を掛け、②2層以上の部材については原建物での値に($C_b/0.75$)×(0.63/ P 指標)を掛けて求めた。なお、原建物の部材強度は3. の4)に示す方法により求め、部材強度以外の諸元は、すべて原建物と同じとした。

表1 C_i/A_i と P 指標(建物1)

層	C_i	A_i	C_i/A_i	P 指標
7	4.93	1.86	2.65	0.63
6	2.89	1.57	1.84	
5	2.18	1.41	1.55	
4	1.78	1.28	1.39	
3	1.51	1.18	1.29	
2	1.30	1.09	1.19	
1	0.75	1.00	0.75	

3. 地震応答解析の方法

解析方法の概要を以下に示す。

- 1) X1～X4 通りを並列に並べた平面骨組として解析した。
- 2) 柱・梁は線材に置換し、壁も壁面中央における等価な線材に置換した。
- 3) 柱と梁ではせん断変形を曲げの履歴に含めて考え、これを武田モデル[3]で表した。壁では曲げとせん断に分け、曲げの履歴は武田モデルで、せん断の履歴は原点指向モデル[4]で表した。ビームモデルは材端剛塑性バネモデルとした。柱と壁の軸剛性は弾性とした。
- 4) 原建物の部材強度等は以下のように計算した。柱と梁の曲げ強度、曲げひび割れ強度、降伏点剛性低下率は慣用式により計算し、降伏後剛性は初期剛性の 0.001 倍とした。なお、柱の曲げ強度算定時の軸力は、一般には長期軸力としたが、1 層外柱だけは水平力による変動軸力分を考慮した。壁のせん断強度は荒川 mean 式[5]により求め、せん断ひび割れ強度、降伏点剛性低下率は特に計算することなくせん断強度の 1/3、0.25 とした。壁の曲げ強度は慣用式により求め、曲げひび割れ強度、降伏点剛性低下率の扱いはせん断の場合と同じとした。壁のせん断強度後及び曲げ降伏後剛性は初期剛性の 0.001 倍とした。ここで 1 層部材については、大変形時における耐力低下が考えられるが、1 層降伏型建物では可能な限り靱性を高める方策が採られることを想定して、耐力低下を考慮しなかった。
- 5) 使用地震波は神戸海洋気象台(NS、1995)、EL CENTRO(NS、1940)、東北大学(NS、1978)の 3 波とし、最大速度を 50 kine に基準化した。また参考のため、神戸海洋気象台については最大速度を原記録の 90 kine とした場合についても検討した。減衰は瞬間剛性比例型の内部減衰とし、減衰常数は弾性 1 次周期(0.393 秒)に対して 3 %とした。

4. 各層層間変形の最大値

各地震波に対して、Cb を 0.025 刻みで 0.3～0.5 の範囲で、また、P 指標を 0.1 刻みで 0.3～1.1 の範囲で変化させた場合の解析を行った。

P 指標を一定とした場合の各層層間変形の最大値の一例(P 指標=0.4、0.6、0.8、1.0、地震波：神戸)を図 3 に示す。P 指標=0.4 の場合、1 層への変形集中が大きく、1 層変形は Cb の増加につれて減少している。P 指標が増加するにつれて、① Cb 小なる範囲での 1 層変形が大幅に減少する一方、②上層階の変形が全 Cb の範囲で増加し、その結果として P 指標=1.0 では各層変形がほぼ均一になっている。なお、上層階については上に行くほど Ci/Ai が高くなる強度分布(表 1 参照)であったが、P 指標=1.0 の場合を除いて各層層間変形はほとんど同じであった。

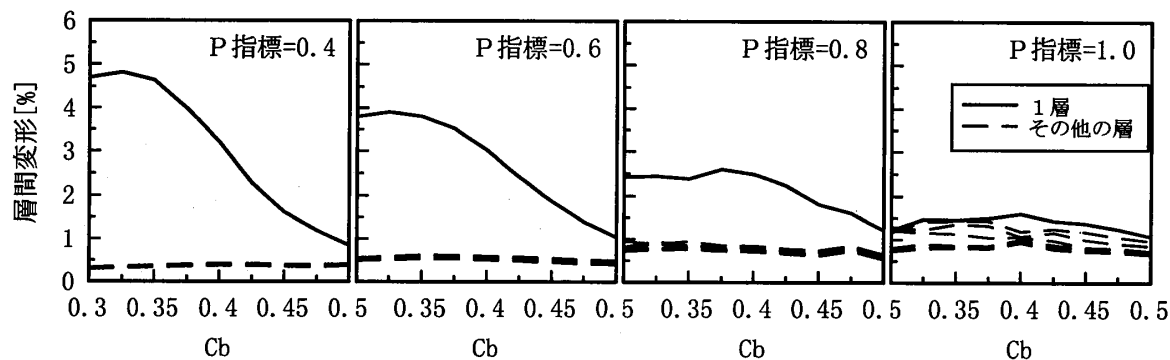


図 3 Cb-層間変形関係 (神戸[50 kine])

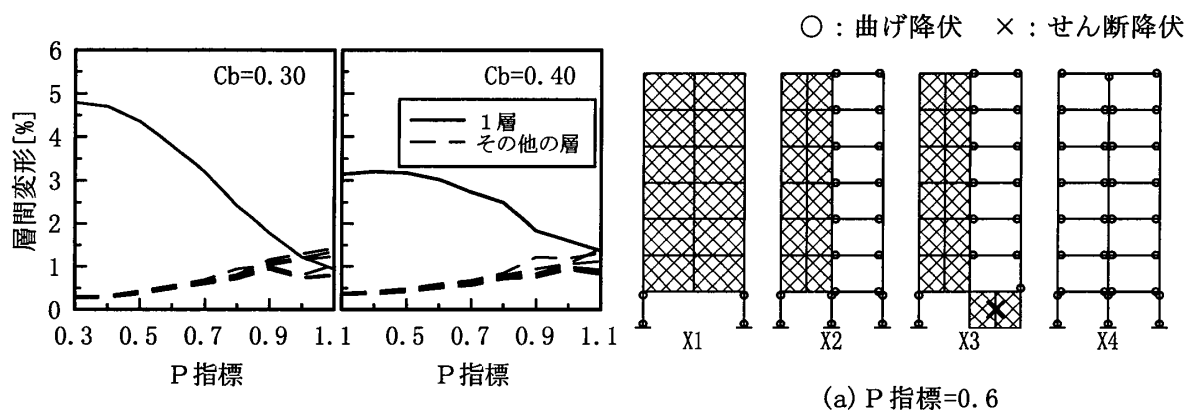


図4 P 指標－層間変形関係 (神戸[50 kine])

Cb を一定とした場合の各層層間変形の最大値の 1 例(Cb=0.30 と 0.40、地震波：神戸)を図 4 に示す。Cb=0.30 の場合、P 指標が小なる範囲では 1 層への変形集中が著しいが、P 指標が増加するにつれて、1 層変形が減少する反面上層階の変形が増加して、P 指標=1.0 で各層変形はほぼ均一になっている。以上の結果は、Cb が同じでも P 指標が増えれば、1 層への変形集中の度合いが減り、その分上層部の変形が増える、ことを示している。1 層変形のみを問題とするのであれば、2 層以上をあまり強くしない方が有利となる、といえる。P 指標=0.6、0.8、1.0 の場合(Cb=0.3)についての、Ai 分布外力に対する静的漸増载荷解析による降伏状況の比較を図 5 に示す。P 指標=0.6 では 1 層層降伏機構が形成されているのに対して、P 指標=0.8 では完全な 1 層層降伏機構は形成されず、逆に 2 層の壁にもせん断降伏が生じている。さらに、P 指標=1.0 では 4 層の壁までせん断降伏が進み、1 層層降伏から全体降伏へ近づく様相を示している。P 指標の大きさに応じたこのような降伏状況の違いが 1 層への変形集中の度合いの違いとして現れた、ことは明らかである。Cb=0.40 の場合は P 指

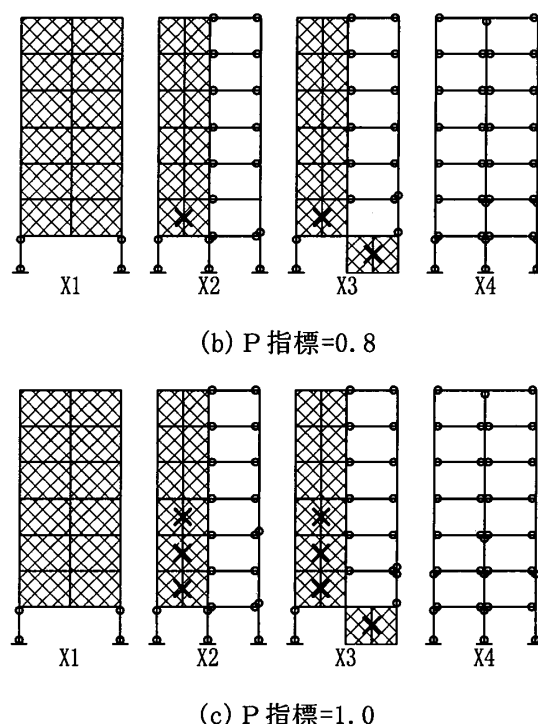


図5 静的解析による降伏状況の比較
(最上階変位=15cm)

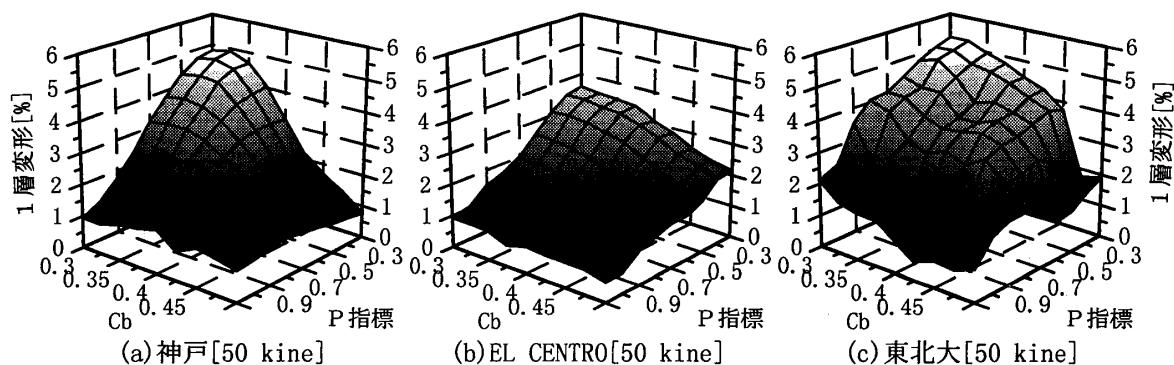


図6 Cb－P 指標－1 層変形関係

標が小さい範囲で1層変形が減少していることを除いて、全般的な傾向は $C_b=0.30$ の場合と同じである。

5. 1層変形を設定値以下とするための条件

C_b と P 指標の

両方を変えた場合の1層変形の最大値を3次元的に示したのが、図6である。3種類の地震波のいずれの場合も、 C_b が大きいほど、また P 指標が大きいほど、1層変形は小さくなっている。

図6の C_b - P 指標 - 1層変形関係において、この曲面を特定の水平面(一定の1層変形を表す)で切った切り口を図7に示す。ここでは、2～4%の変形を設定した。図7は、1層変形を設定した値以下とするために必要な C_b と P 指標のコンター曲線、ということができる。曲

線の形状は地震波により相当異なっているが、ごく大雑把に大別すると、①一定の C_b と一定の P 指標を表す2本の直線で近似されるタイプ：神戸と、東北大の2%、3%が該当、② C_b 小なるほど P 指標大となる(右下がりの)直線で近似されるタイプ：EL CENTRO と、東北大の4%が該当、のふたつに分かれる。P 指標=0.6の時の、各変形に対する必要 C_b の値を図8に示す。2%または3%の変形を設定した場合、現行耐震規定による C_b の最低標準値である0.3より相当高い強度が必要である、ことがわかる。

参考のため、神戸海洋気象台の最大速度を90 kineにした場合の、 C_b - P 指標 - 1層変形関係

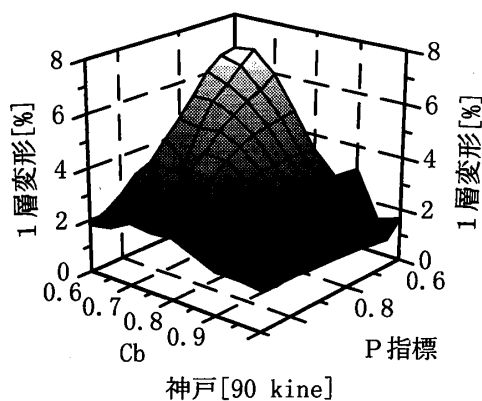


図9 C_b - P 指標 - 1層変形関係

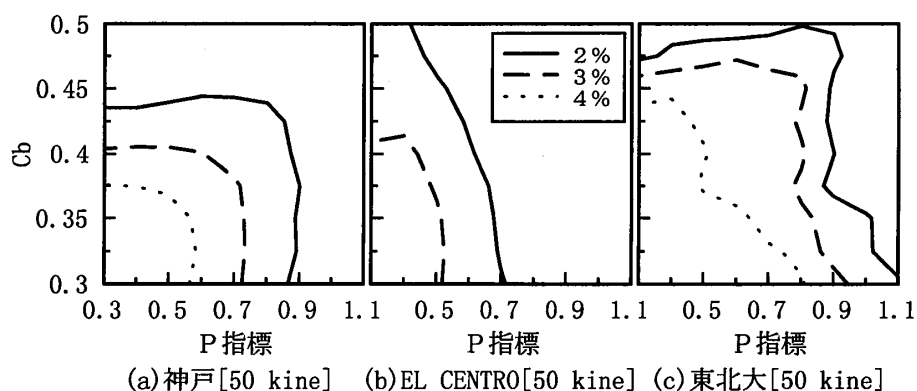


図7 1層変形を設定値とするために必要な P 指標 - C_b 関係

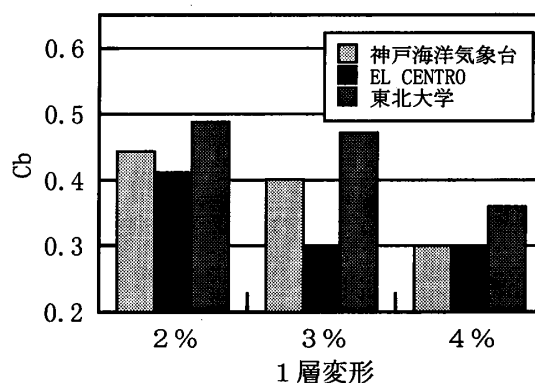


図8 各変形に対する必要 C_b (P 指標=0.6)

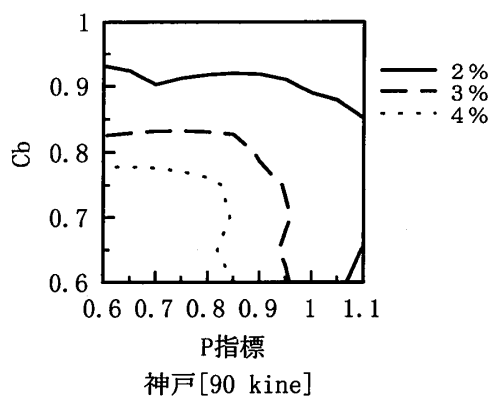


図10 必要 P 指標 - C_b 関係

と必要 C_b - P 指標関係を図 9、10 に示す。50 kine 時と比較して、同一変形に対して相当高い C_b と P 指標が必要である。

6. ピロティ構造における保有水平耐力の割り増しについて

一般にピロティ構造の 1 層に対しては、層降伏に伴う変形集中の緩和のために、剛性率に基づく

保有水平耐力の割り増しが想定されている。しかし、建物 1 について弾性剛性に基づき剛性率を計算した結果(表 2)は、1.18(1 層)であり、耐力割り増しが求められる 0.6 に比べ問題とならない値であった。これは、① 1 層では当然大きなせん断変形が生じるが、② 反面 2～7 層でも全体曲げによる変形が大きく(図 11)、結果として 1 層変形が特に大きな値とはならないためである。以上の結果は、弾性剛性に基づく剛性率ではピロティ層への耐力割り増しを行えない場合があることを示している。また、敢えて剛性率で行おうとすると、1 層層降伏機構を想定して 1 層剛性を下げる方法も考えられるが、その場合も 1 層層降伏が生じるかどうかを判断するためには強度に関する評価が必要となる、という問題がある。これらのことを考えると、1 層層降伏を伴うピロティ構造に耐力上のペナルティーを課すためには、剛性率のような剛性評価に基づく方法ではなく、ここで述べた P 指標のような強度評価に基づく方法の導入が必要である、といえる。1 層層降伏は剛性上の問題ではなく強度の問題であることを、銘記すべきであろう。

7. 結論

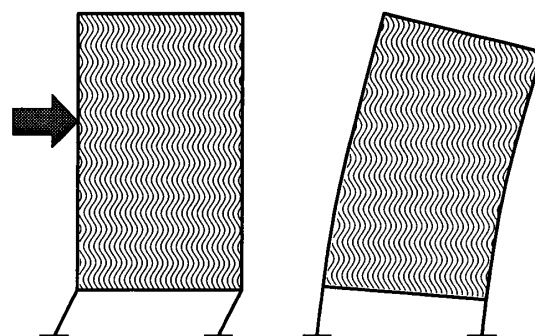
ピロティ構造の 1 層変形を制御する方法について検討した。1 層強度(C_b)と 2 層以上の強度に対する 1 層強度の比(P 指標)をパラメータとした地震応答解析より、以下の結果を得た。

- 1) 特定の周期と階数(約 0.4 秒、7 階)の建物を対象とした検討である、という条件付きではあるが、1 層変形を設定値以下に収めるために必要な C_b と P 指標の関係を定めた。
- 2) ピロティ構造の 1 層変形は、1 層強度だけでなく 2 層以上の強度にも強く影響され、前者が同じであれば後者をあまり強くしない方が有利となる。
- 3) 現行耐震規定の剛性率では 1 層に対する必要耐力の割り増しを行えないことがある。このためには、ここで定義した P 指標のような強度に関する指標の導入が必要である。

【参考文献】

- [1] 芳村学, 岩渕一徳: 1995 年兵庫県南部地震により崩壊したピロティを有する鉄筋コンクリート建物の非線形解析, 日本建築学会構造系論文集, No. 486, pp. 75-84, 平成 8 年 8 月
- [2] 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準同解説, 日本建築防災協会, 平成 2 年 12 月
- [3] Takeda, T., M. A. Sozen, and N. N. Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 96, No. ST12, pp. 2557-2573, Dec. 1970
- [4] 梅村 魁編: 鉄筋コンクリート建物の動的耐震設計法(中層編), 技報堂出版, pp. 293-294, 昭和 57 年 12 月
- [5] 建築物の構造規定, 日本建築センター, pp. 299, 平成 6 年 9 月

層	剛性率
7	0.99
6	0.95
5	0.94
4	0.94
3	0.98
2	1.02
1	1.18



(a) せん断変形 (b) 全体曲げ変形

図 11 ピロティ構造の変形状態