

論文 下層部にソフト・ストーリーを有する多層建築物の必要エネルギー吸収能力

馬 華*¹ 鈴木 計夫*² 文 雪峰*³

要旨:兵庫県南部地震における典型的な被害例として、ピロティ型建物の一層倒壊があると報告されているが、これは剛性率の低い一層に変形が集中し、一層柱に十分な強度と靱性がないゆえと考えられる。そこで、本論文では、このようなピロティ建物を対象に、ピロティ階の剛性率と当該階の剛性低下率との相関関係及び大地震時必要とされる当該階のエネルギー吸収能力を量的に把握するための解析的研究を行う。

キーワード:ピロティ型建物、変形集中、剛性率、エネルギー吸収能力、剛性・耐力低下

1. 序

去年1月17日に発生した兵庫県南部地震は六千人を越える死者を出した、日本戦後最大規模の被害になったが、その大部分が住宅等の建築の中で被災されたことから、建築物の耐震安全性に対する要求が一段と高まっている。これまでのいろいろな震災調査で報告されているように、倒壊、大破等に至った被害建築物は、現行耐震基準の施行以前に建築されたものばかりではなく、現行耐震基準の施行以後に建築されたものも多数含まれている^{[1]~[3]}。特にその中で、建築物の特定階が、駐車場、店舗等になっているため、他の階と比較し耐力壁の量が少なく、高さ方向の剛性・耐力分布がこの特定階で急減している、いわゆるピロティ型建物の被害が目立ったことである。これらの被害原因については、ピロティ階における大きな変形集中、壁の偏在等によるねじれ振動からの付加応力、強い上下振動からの付加軸力等が挙げられているが、それぞれの原因に対する定量的な把握がなされていないのが現状である。

一方、著者らはこれまでに下層部にソフト・ストーリーを有するコンクリート多層建築物(以下、ソフト・ストーリー構造)に関する一連の研究を行い、同構造が免震建物のような効果を有し、原理的に可能であること、また変形能力の大きい部材をエネルギー吸収材として当該階に用いれば、構造的に実現可能であることを示唆するなど、今回の地震で被害を受けたピロティ型建物のように、受け身の設計をするのではなく、同構造の原理を積極的に導入し、またソフト・ストーリー構造のメカニズムを意図通り実現させた方が、問題解決の唯一の策であることも極力主張した^{[4]~[10]}。

本研究は、以上で述べたような背景を踏まえ、ソフト・ストーリー構造の設計法を確立するための一連の研究の引き続きとして、ピロティ型建物の被害原因として挙げられている変形集中に絞って、ピロティ階における必要変形エネルギー吸収能力の定量的な評価を試みる。そのために、まず、準動的方法を用いて、ピロティ階における剛性率と当該階の剛性低下率との相関関係を誘導する。次に大地震時のエネルギーバランス関係より、ピロティ階の必要エネルギー吸収能力を予測する推定式を提案する。最後に、兵庫県南部地震時のJMA実記録波形を用いて、弾性及び弾塑性応答解析を行い、上記推定式による予測値と比較・検討する。

*1大阪大学大学院 工学部建築工学科 (正会員)

*2大阪大学教授 工学部建築工学科,工博 (正会員)

*3(株)高橋上田設計事務所,工博

2. ピロティ階の剛性率Rs

Fig.1にコンクリート多層建築物を等価せん断型多質点系にモデル化した場合の設計用層せん断力係数(α_i)と層間弾性剛性(k_i)の高さ方向の分布を示す。 α_i は現行耐震規定で定められているAi分布、 K_i 分布は一般の建物で通常見られる層せん断力係数比例型とする。即ち、各層の層せん断力と剛性は下記による:

$$Q_i = Z \cdot R_t \cdot \bar{\alpha}_i \cdot C_0 \cdot \bar{w}_i \cdot W_0 \quad (i \geq 2) \quad (1a)$$

$$Q_s = Z \cdot R_t \cdot \bar{\alpha}_i \cdot C_0 \cdot W_0 \quad (i=1) \quad (1b)$$

$$K_i = \bar{k}_i \cdot K_0 \quad (i \geq 2) \quad (2b)$$

$$K_s = \gamma_k \cdot K_0 \quad (i=1) \quad (2c)$$

ここに、

Z:地震地域係数;

Rt:振動特性係数;

$\bar{\alpha}_i$:地震層せん断力分布係数で、本稿では

Ai分布とする;

C_0 :標準ベースシャー係数、一次設計で

$C_0=0.2$ とする;

\bar{w}_i :建物の無次元重量 ($\bar{w}_i = \sum_{j=i}^n w_j / W_0$);

W_0 :建物の総重量; n:建物の総階数;

\bar{k}_i :弾性剛性の分布係数で、本稿では $\bar{k}_i = \bar{\alpha}_i \cdot \bar{w}_i$ とする;

γ_k :ピロティ階剛性低下係数($\gamma_k \leq 1.0$);

K_0 :基準剛性、非ピロティ建物の1階剛性に相当する。

各層の層間変位を δ_i とすると、

$$\delta_i = \frac{Q_i}{K_i} = \frac{0.2Z \cdot R_t \cdot \bar{\alpha}_i \cdot \bar{w}_i \cdot W_0}{\bar{k}_i \cdot K_0} \quad (i \geq 2) \quad (3a)$$

$$\delta_s = \frac{Q_s}{K_s} = \frac{0.2Z \cdot R_t \cdot W_0}{\gamma_k \cdot K_0} \quad (i=1) \quad (3b)$$

従って、各層層間変位角の逆数 γ_s は:

$$\gamma_{si} = \frac{H_i \cdot \bar{k}_i \cdot K_0}{0.2Z \cdot R_t \cdot \bar{\alpha}_i \cdot \bar{w}_i \cdot W_0} \quad (i \geq 2) \quad (4a)$$

$$\gamma_s = \frac{H_i \cdot \gamma_k \cdot K_0}{0.2Z \cdot R_t \cdot W_0} \quad (i=1) \quad (4b)$$

ここに、 H_i は階高、 γ_s と γ_{si} の平均値を $\bar{\gamma}_s$ とすると:

$$\begin{aligned} \bar{\gamma}_s &= (\gamma_s + \sum_{i=2}^n \gamma_{si}) / n \\ &= \frac{1}{n} \left\{ \frac{H_1 \cdot \gamma_k \cdot K_0}{0.2Z \cdot R_t \cdot W_0} + \sum_{i=2}^n \left(\frac{H_i \cdot \bar{k}_i \cdot K_0}{0.2Z \cdot R_t \cdot \bar{\alpha}_i \cdot \bar{w}_i \cdot W_0} \right) \right\} \end{aligned} \quad (5)$$

剛性率の定義により、 R_s は下式で与えられる:

$$R_s = \frac{n \cdot H_1 \cdot \gamma_k}{H_1 \cdot \gamma_k + W_0 \cdot \sum_{i=2}^n \left(\frac{H_i \cdot \bar{k}_i}{\bar{\alpha}_i \cdot \bar{w}_i \cdot W_0} \right)} \quad (6)$$

各階の階高 $H_i=H_0$ 、重量 $W_i=W_0$ 一定とし、 $\bar{\alpha}_i$ 、 \bar{k}_i を(6)式に代入すると、

$$R_s = \frac{n \cdot \gamma_k}{\gamma_k + (n-1)} \quad (7)$$

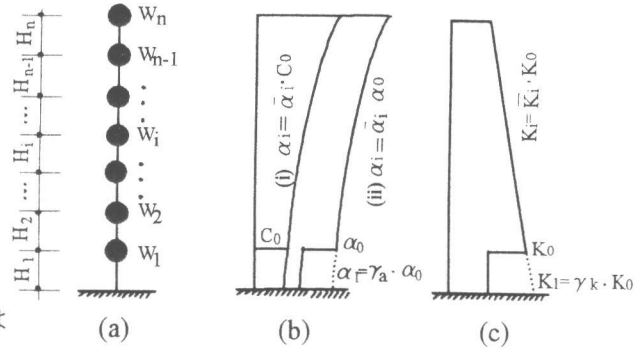


Fig.1 Multi-Degree-of-Freedom lumped Mass System

(a) Analytical Model

(b) Shear Force Coefficient Distribution

(i) For Elastic Analysis

(ii) For Inelastic Analysis

(c) Inter-Story Stiffness Distribution

(7)式を用い、ピロティ階の剛性率を推定することができる。

3. ピロティ階の必要エネルギー吸収能力

ピロティ階の必要エネルギー吸収能力を当該階の累積塑性率をもって評価する。

大地震時のエネルギーバランス関係は、衆知のように、下記の通りである：

$$E_e + E_p + E_h = E_{inp} \quad (8)$$

ここで、 E_e 、 E_p はそれぞれ構造物の弾性及び塑性歪みによって消費されるエネルギー、 E_h は減衰によって耗散されるエネルギーで、 E_{inp} は地震によって構造物に投入される総エネルギー量である。

(8)式において、 $(E_{inp} - E_h)$ は秋山らによって定義された損傷に寄与するエネルギー入力成分 $E_d^{[11] \sim [12]}$ で、次式で与えられる：

$$E_d = \omega_h^2 \cdot E_{inp} \quad (9)$$

$$\text{但し、} \omega_h = \frac{1}{1 + 3h + 1.2\sqrt{h}} \quad (10)$$

ここで、 h :減衰定数

(8)式の左辺において、 $(E_e + E_p)$ は地震開始から終了までに各層の履歴ループによって吸収される変形エネルギーの総量 E_w に相当する。ピロティ型建物の場合、ピロティ階の剛性・耐力が上層部に比べて著しく小さくなっているため、当該階に変形が集中し、上層部はほぼ弾性挙動をすることになる。そのゆえ、(8)式における $(E_e + E_p)$ 専らピロティ階のそのもの E_w^s として消費される。

一方、ピロティ階の水平せん断力(Q)～層間変位(δ)関係はFig.2に示すようなTri-linearで表現することができる。ここで、第一折点はひび割れ発生点、第二折点は必要保有水平耐力に達した点として設定されるが、誘導を簡便にするため、保有水平耐力に達する以前に吸収される非線形変形エネルギー成分(ひび割れ発生等による)と保有水平耐力に達した後に三次勾配(必要水平耐力を上回る実保有水平耐力、二次部材効果等による)によって吸収される変形エネルギー成分(斜線)部分を微小量として無視(安全側)すれば、 E_w^s は下式で与えられる：

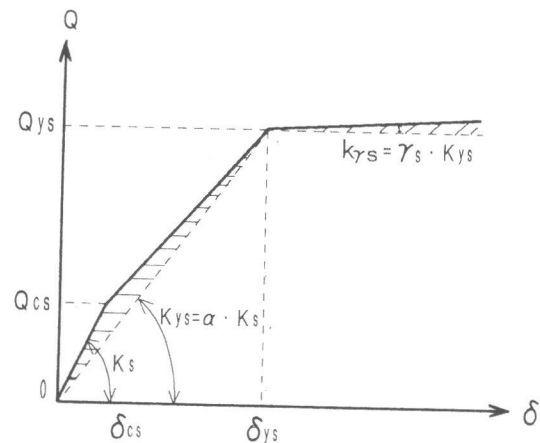


Fig.2 Skeleton Curve of Piloti-Story

$$E_w^s = \left[\frac{1}{2} + 2 \cdot (\mu_c^s - 1) \right] \cdot \frac{Q_{ys}^2}{\alpha \cdot k_s} \\ = \left[\frac{1}{2} + 2 \cdot (\mu_c^s - 1) \right] \cdot \frac{g \cdot Z^2 \cdot R_t^2 \cdot F_s^2 \cdot D_s^2 \cdot T_s^2 \cdot W_0}{\alpha \cdot 4\pi^2 \cdot \chi_b^s} \quad (11)$$

ここで、 μ_c^s :ピロティ階における正、負方向の累積塑性率の平均値；

α :初期剛性に対する降伏点剛性の比で、本稿では、 $\alpha=0.4$ とする；

F_s :形状係数(本稿では、偏心率 Re の影響を除外するために、 $Re < 0.15$,つまり、平面整形とする。この場合、 $F_e=1.0$, $\therefore F_{es}=F_s$)；

D_s :構造特性係数；

T_s :ピロティ型建物の一次固有周期で、下記の式で推定する^[10]

$$T_s = 2\pi \cdot \sqrt{\frac{\chi_b^s \cdot W_0}{g \cdot \gamma_k \cdot K_0}} \quad (12)$$

$$\text{但し、} \chi_b^s = 1 + 0.52\gamma_k \cdot (n-1) \quad (13)$$

(9)、(11)式をそれぞれ(8)式に代入し、 μ_c^s を求めると、次式が得られる：

$$\mu_c^s = \frac{1}{4} \cdot \left[\alpha \cdot \chi_b^s \cdot \left(\frac{\alpha_{be}^s}{\alpha_{ys}} \right)^2 - 1 \right] + 1 \quad (14)$$

ここで、 α_{be}^s 、 α_{ys} はそれぞれピロティ階の弾性限層せん断力係数とFig.2の第二折点に対応する降伏せん断力係数で、次式で表される：

$$\alpha_{be}^s = \frac{2\pi \cdot V_d}{g \cdot T_s} \quad (15)$$

$$\alpha_{ys} = Z \cdot R_t \cdot F_s \cdot D_s \quad (16)$$

ここで、 $V_d = \omega_h \cdot V_{inp}$ (V_d 、 V_{inp} はそれぞれ E_d と E_{inp} に対応する等価擬似速度)

現行耐震規定によれば、第二種地盤で、 $T_s \geq 0.96^s$ であれば、 $V_{inp} = 150 \text{Kine}$ として良い^[13]。

(14)式は、ピロティ階におけるある耐力(α_{ys})に対して、必要な変形能力(μ_c^s)を与えることになるが、その逆の場合、つまり、ある変形能力(μ_c^s)に対する所要耐力(α_{ys})を与えることにもなる。即ち：

$$\alpha_{ys} = \frac{\alpha_{be}^s}{\sqrt{1 + 4 \cdot (\mu_c^s - 1) / \alpha \cdot \chi_b^s}} \quad (17)$$

上記の推定式は、大地震時の塑性変形が正、負方向で大体均等に吸収されることを前提に導いたものであるが、ピロティ型建物の場合、塑性変形の集中並びに保有水平耐力後の劣化等による塑性歪みの片寄りの可能性も十分考えられる。正或いは負方向のみで地震エネルギー入力を吸収させるための必要変形能力(μ_c^s)は下式になる：

$$\mu_c^s = \frac{1}{2} \cdot \left[\alpha \cdot \chi_b^s \cdot \left(\frac{\alpha_{be}^s}{\alpha_{ys}} \right)^2 - 1 \right] + 1 \quad (14')$$

これに対する所要耐力(α_{ys}')は下式になる：

$$\alpha_{ys}' = \frac{\alpha_{be}^s}{\sqrt{1 + 2 \cdot (\mu_c^s - 1) / \alpha \cdot \chi_b^s}} \quad (17')$$

4. 地震応答解析による検証

4.1 解析モデル及びパラメータ

解析モデルはFig.1に示すように、等価せん断型多質点系とし、入力地震波は兵庫県南部地震におけるJMAのNS記録波(以下、JMA-Kobe(NS)と称する)を規準化したものとする。弾性応答解析には25Kine、弾塑性応答解析には50Kineと実強さ90.2Kineをそれぞれ用いる。建物の階数 $n=2$ 、5、10、15、20階の5ケースとし、剛性分布は上述した \bar{k}_i 分布を有する非ピロティ型建物を規準形として、 $n=2$ 、5、10、15、20階に対する基準剛性 K_0 をそれぞれ4.25、1.38、0.635、0.411、0.304 $\times W_0$ と設定する。ピロティ階の剛性低減係数 γ_k は1~1/27の範囲で5ケース取る。弾塑性応答解析は $n=5$ 、15の2ケースのみに対して行う。降伏層せん断力係数分布はAi分布を基準形とし、ピロティ階の耐力は、基準形のそれより γa 倍($\gamma a=1\sim 0.77$ の5ケース)したものとする。 $n=5$ 、15に対する基本形のベース降伏せん断力係数 α_0 はそれぞれ0.55と0.5225とする。弾塑性解析に必要な各階の復元力特性はFig.2のようなスケルトンカーブを有するPRCモデル^[10]を適用する。

4.2 解析結果及び考察

まず、Fig.3にn=2、5、10、15、20階各ケースに対する R_s の推定値((7)式による)と解析値をそれぞれ実線と点線で示す。図より、推定値は解析値より小さい値で追跡している(安全側)。現行耐震規定により、n=2(建物の高さH=6m)、n=5(H=15m)とn=10(H=30m)の建物は γ_k がそれぞれ0.43、0.55、0.57以上であれば、 $R_s \geq 0.6$ で、二次設計による耐震安全性の確認は不要となる。 γ_k が上記値以下、つまり、 $R_s < 0.6$ の場合及びn=15(H=45m)、n=20(H=60m)の場合同じく二次設計による耐震安全性の確認をしなければならず、 $R_s < 0.6$ に対する必要保有水平耐力の割増(F_s 倍、 $1.0 \leq F_s \leq 1.5$)も要求される。

次に、Fig.4とFig.5にそれぞれJMA-Kobe(NS) 50Kineと実強さ(90.2Kine)による、弾塑性応答解析から求めた μ_c^s の解析値(点線)と(14)式による推定値(実線)を示す。推定式(14)に必要な等価擬似速度スペクトルはそれぞれセンター指針に規定されているもの(150Kine)と実波の最大値(250Kine)を一定値として採用した。また、n=5よりn=15の必要変形能力が小さくなっているが、n=15は長周期化により、系へのエネルギー入力量が減り、変位一定域で挙動しているのに対して、n=5は短周期のエネルギー一定域で挙動し、系へのエネルギー入力も大になっているためと考えられる。これは、 γ_k が小になるにつれて、両者の開きが縮まることから裏付けられる。なお、一般の建物(γ_k が1に近いもの)に比べて、ピロティ建物に対する必要変形能力が γ_k が小になればなるほど小さくなるのが分かる。但し、図より分かるように、50Kineと90.2Kineのいずれの場合も、推定値は解析値より大きい値(安全側)で追跡している。現行耐震規定に定められている設計用地震力(II種地盤で、 $V_{inp}=150Kine$)に比べて、兵庫県南部地震の実強さに対する必要エネルギー吸収能力は $\gamma_k=1 \sim 1/27$ の範囲で2~5倍にも昇り、今回の地震で被害を受けたピロティ型建物の被害原因の一つであると考えられる。

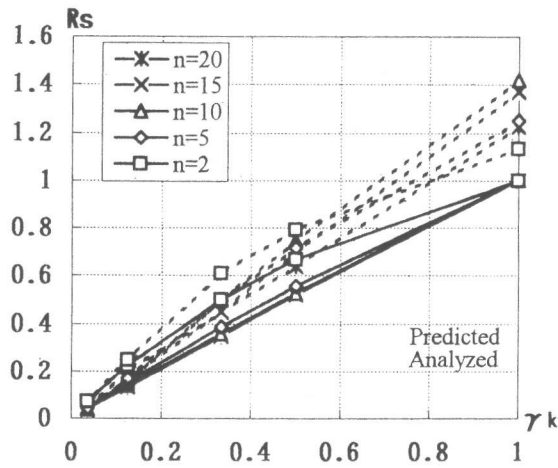


Fig.3 R_s -Values v.s. γ_k on Soft-First Story

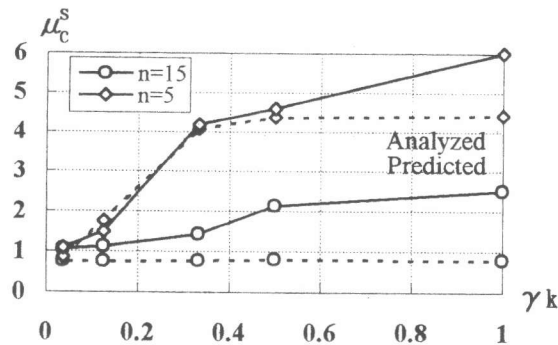


Fig.4 μ_c^s -Values v.s. γ_k on Soft-first-story (50Kine)

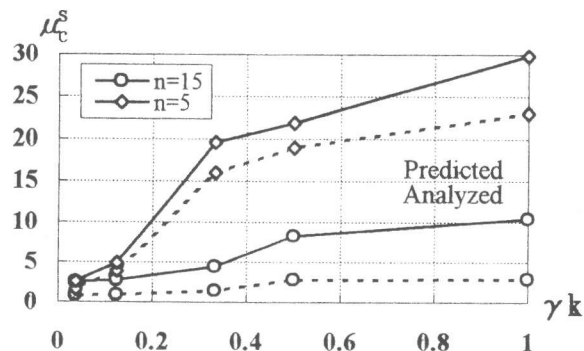


Fig.5 μ_c^s -Values v.s. γ_k on Soft-first-story (90.2Kine)

5. まとめ

本研究では、兵庫県南部地震での典型的な被害例として、ピロティ型建物の一層崩壊が目立ったことから、被害原因として取り上げられているピロティ階への変形集中に絞り、ピロティ階における剛性率と当該階の剛性低下率との相関関係及び必要変形エネルギー吸収能力（累積塑性率にて評価）について検討した。その結果下記の事柄が指摘できる。

- 1) ピロティ階の剛性率 R_s は当該階の剛性低下率 γ_k と本文(7)式のような関係を有し、動的弾性応答解析より求めた当該階の R_s を安全サイドで追跡している(Fig.3)。
- 2) 大地震時、ピロティ階の必要変形エネルギー吸収能力は本文(14)式で推定することができる。同推定式は動的弾塑性応答解析より求めた値より安全サイドの値を与える。
- 3) 兵庫県南部地震の実強さに対するピロティ階の必要エネルギー吸収能力は現行耐震規定に定められている設計用地震力より求めたそれより2~5倍程度であり、一般の耐震設計法ではピロティ型建物をカバーできず、大きな被害を招来する。

以上なことから、ピロティ型建物の設計は、現行耐震規定をそのまま当てはめるのではなく、ソフト・ストーリー構造のメカニズムを免震層のように利用し、ピロティ階の変形能力に十分の配慮をした設計を確立しなければならないことを結論とされたい。

【謝辞】本論文を纏めるにあたって、大阪大学大学院張 峻然氏のご協力を頂きました。ここに付して感謝の意を表します。

【参考文献】

- (1) 日本建築学会：「1995年兵庫県南部地震災害調査速報」,1995.3
- (2) 建設省建築研究所：「平成7年兵庫県南部地震被害調査中間報告書」,平成7年8月
- (3) 日本建築センター：「阪神・淡路大震災における建物の被害状況調査を踏まえた 建築物耐震基準・設計の解説」,平成7年8月
- (4) 鈴木 計夫,文 雪峰,Kihyuk Kwon:低層部にソフト・ストーリーを有するコンクリート多層骨組におけるP- Δ 効果の評価 その1 基本メカニズム,日本建築学会大会学術講演梗概集,1992.9
- (5) 鈴木 計夫,文 雪峰,Kihyuk Kwon:低層部にソフト・ストーリーを有するコンクリート多層骨組におけるP- Δ 効果の評価 その2 影響度の検討,日本建築学会大会学術講演梗概集,1992.9
- (6) 鈴木 計夫,文 雪峰,Kihyuk Kwon,蘇 道遠:低層部にソフト・ストーリーを有するコンクリート多層骨組の不安定化予測 その1 安定限界の誘導,日本建築学会大会学術講演梗概集,1993.9
- (7) 鈴木 計夫,文 雪峰,Kihyuk Kwon,蘇 道遠:低層部にソフト・ストーリーを有するコンクリート多層骨組の不安定化予測 その2 動的解析による検証,日本建築学会大会学術講演梗概集,1993.9
- (8) Kihyuk Kwon,Kazuo Suzuki,Shuefeng Wen: Study on Controlling the Natural Period of Concrete Buildings with Soft-first-story,Vol.15,No.2,1993(Kobe) ,pp.1315-1320
- (9) Shuefeng Wen, Kazuo Suzuki, Kihyuk Kwon: Prediction of Response in Ultimate Study for Multi-story Concrete Frames with Soft-first-story Subjected to Ground Motions,Vol.15,No.2, 1993(Kobe),pp.1321-1326
- (10) 文 雪峰:「下層部にソフト・ストーリーを有するコンクリート多層建築物の耐震性に関する基礎的研究」,博士学位論文,大阪大学大学院,1993.12
- (11) 加藤 勉,秋山 宏:「強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷」.日本建築学会論文報告集,第235号,1975.9, pp.9-18
- (12) 秋山 宏:「構造物の極限耐震設計」,東京大学出版社,1980
- (13) 日本建築センター:「建築物の構造規定」,平成7年9月