

論文 基礎降伏を利用したピロティ階の地震応答抑制に関する解析

長江拓也^{*1}・林静雄^{*2}

要旨: 本論文では, 2 階以上が連層耐震壁で 1 階が独立柱のみになるピロティ建物を対象とし, 基礎梁の降伏がその地震応答に与える影響を考察した。結果として, 基礎梁を降伏させることによりピロティ階の地震応答が抑制されることを確認し, その現象を各部材が消費した履歴吸収エネルギーのバランスから説明した。

キーワード: 基礎梁, 杭基礎, ピロティ建物, 地震応答解析

1. はじめに

性能評価型の設計においては, 上部構造のみでなく, 基礎構造も含めた建物全体としての構造性能を十分吟味することが必要となる。その上で, 建築構造部材の中では特に大断面になる基礎梁および杭に関しても, より合理的な断面設定が求められることとなる。一方, 1995 年の兵庫県南部地震におけるピロティ建物の被害を受け, 「2001 年版 建築物の構造関係技術基準解説書」には, 「基本的には 1 階は無損傷とし 2 階壁脚で降伏させること」という補足規定が加えられた。この場合, 壁脚降伏によって生じる大きなベースシヤーを受ける 1 階柱が剛強になるのは当然のこととして, これら上部構造からの慣性力を受ける基

礎においても大断面化は避けられない。

本研究では, ピロティ階および基礎をスリム化する 1 つのオプションとして, ピロティ階と基礎との強度バランスを考えることにより, 基礎のエネルギー吸収にも期待することを提案する (図 - 1)。このうち, 本報告では基礎梁の降伏がピロティ階の地震応答に及ぼす影響を考察する。

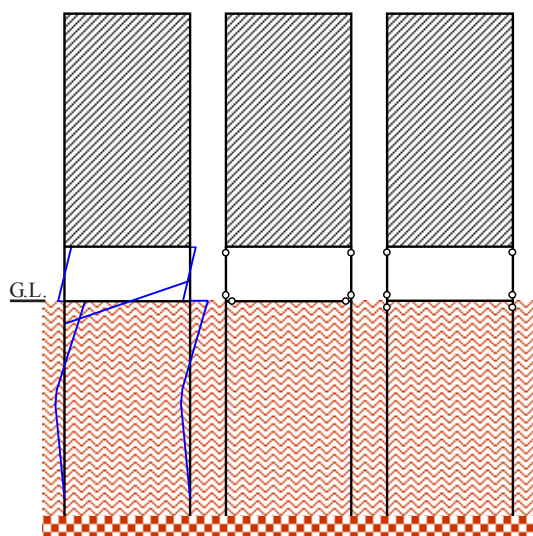
2. 解析概要

2.1 解析対象モデル

対象とした建物は, 2 階以上が連層耐震壁で 1 階が独立柱となる 12 階建て鉄筋コンクリート造共同住宅で, 場所打ちコンクリート杭に支持される。基準階伏図を図 - 2(1) に, 立面図および解析モデルを図 - 2(2) に示す。特に基礎の設計が厳しくなる軟弱地盤に建つことを想定し, 敷地は台場地区とする。敷地地盤概要²⁾を表 - 1 に示す。

各部材の諸元を表 - 2 に示す。基礎梁は, 成が建物高さの 6.5% 程度であり, 断面形状を一定として主筋量を変化させる。降伏に対して十分に余裕のある引張鉄筋比 $P_t=1.3\%$ の場合に対して, 降伏を前提とする場合を $P_t=0.85, 0.775, 0.7\%$ と等間隔で 3 段階に分ける。モデル名はこの引張鉄筋比から決めている。場所打ちコンクリート杭は, 従来の杭に対して軸部の断面積を 2/3 程度まで絞っているが¹⁾, 降伏に対して十分余裕のある主筋量を有している。杭の支持層は東京礫層である。

部材および地盤等のモデル化は後に示すが, 本



(1) モーメント図 (2) 基礎梁降伏 (3) 杭頭降伏¹⁾

図 - 1 基礎構造を含めた崩壊系の例

*1 東京工業大学 特別研究員 建築物理研究センター 博士(工学) (正会員)

*2 東京工業大学 教授 建築物理研究センター 工博 (正会員)

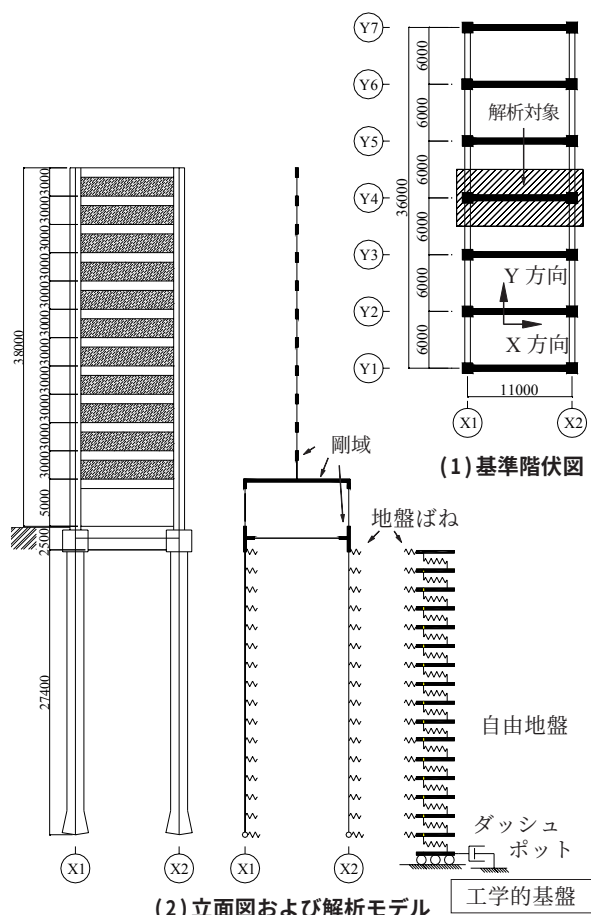


図-2 対象建物

解析モデルにおける固有値解析の結果は、連成系の地震応答を大きく支配する1次のモードに関して、連成系の固有周期 T_{c1} は1.25秒、基礎固定とした上部構造の固有周期 T_{u1} は0.49秒である。また、このときのスウェー率³⁾（「建物頂部の変位」に対する「基礎梁位置の水平変位」の比）は49%である。

2.2 解析方法

解析では、対象とする1構面を取り出し、上部構造・杭基礎連成で線材置換する。この平面骨組みと多質点系の自由地盤を地盤ばねで結ぶ方法により、建物と地盤の連成を表現する。

内部減衰は瞬間剛性比例型とし、上部構造、杭、地盤ばね、および自由地盤の減衰定数を上部構造の弾性1次固有周期に対して一律に3%とする。

2.2.1 地震動

工学的基盤における地震動は、国土交通省告示1461号に示される「極めて希に発生する地震動」の加速度応答スペクトルに対応させた模擬

表-1 敷地地盤概要

地層分類	深度 (m)	L (m)	V_s (m/s)	ρ (tf/m ³)	N 値
盛土	-3.0	3.0	110	1.80	3
埋土	-5.5	2.5	110	1.52	3
有楽町層 粘土	-7.5	2.0	80	1.52	1
	-14.5	7.0	130	1.50	2
東京層 砂	-17.5	3.0	170	1.70	10
	-20.5	3.0	260	1.70	34
東京層 粘土	-28.1	7.6	190	1.52	7
東京礫層	-32.5	4.4	370	2.05	>50
江戸川層	-46.5	14.0	370	1.84	>50

L : 層厚, V_s : せん断波速度, ρ : 単位体積重量

表-2 各部材諸元

基礎梁

種別	B (mm)	D (mm)	F_c (N/mm ²)	P_t (%)	σ_y (N/mm ²)	λ
G13	900	2500	24	1.300	350	-
G085	900	2500	24	0.850	350	0.96
G0775	900	2500	24	0.775	350	0.87
G07	900	2500	24	0.700	350	0.81

B : 幅, D : 成, F_c : コンクリート強度, P_t : 引張鉄筋比（複筋比1）, σ_y : 主筋降伏強度, λ : 降伏耐力比（「3. 基礎と上部構造の降伏耐力比」にて定義）

< 共通 >

「2-12 階連層耐震壁」: 付帯柱 900mm × 900mm, 壁厚 $t=20$ cm

「1 階柱」: 900mm × 900mm, $F_c=36$, 全主筋比 $P_g=1.5\%$ （+ 芯鉄筋 0.5%）, 主筋降伏強度 $\sigma_y=400$ N/mm²

「杭」: 径 1600mm, $F_c=24$, 全主筋比 $P_g=2.5\%$, 主筋降伏強度 $\sigma_y=400$ N/mm²

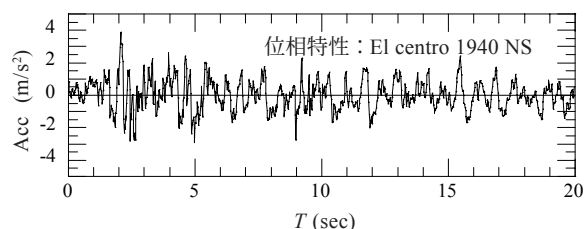


図-3 地震動の時刻歴波形

地震動であり、位相特性として El Eentro 1940 NS を用いる。図-3 に時刻歴波形を示す。

2.2.2 部材のモデル化

柱、梁、壁および杭をそれらの材中心軸に位置する線材とし、柱・梁接合部および杭・基礎梁接合部は、柱、梁（基礎梁）、杭のフェース位置まで剛域とする。また、いずれの部材も軸剛性およびせん断剛性を弾性とする。

(1) 壁

各層の壁は曲げ変形（曲率 ϕ ）とせん断変形（せん断変形角 γ ）を(1)式で算定する1本の線材に置換し、境界梁部分は剛体とする。

$$\phi = \frac{M}{E \cdot I_w}, \quad \gamma = \frac{Q}{G \cdot A_w} \quad (1)$$

E : コンクリートのヤング係数, I_w : 付帯柱も含めた耐震壁の断面2次モーメント, G : コンクリートのせん断弾性係数, A_w : 耐震壁の断面積

(2) 基礎梁

基礎梁には材端ばねモデルを用い, 材端モーメントと材端回転角の関係は第1剛性 K_1 を(2)式⁴⁾で算定する。

$$K_1 = \frac{6EI}{l} \quad (2)$$

I : 断面2次モーメント, l : 内法スパン長

曲げひび割れモーメントは長方形断面として算定し, 降伏モーメントはe関数曲げ解析により求めた。骨格曲線に関しては部材降伏時の剛性低下率を文献5から求め, 降伏後の剛性を第1剛性の0.001倍とするトリリニア型とする。履歴則にはディグレーディングトリリニアモデル⁶⁾を用いる。

(3) 1階柱

1階柱は材端ばねの曲げひび割れ強度および曲げ降伏強度に対して軸力変動の影響を考慮している。履歴則はディグレーディングトリリニアモデル⁷⁾に従い, 材端モーメントと材端回転角の関係は第1剛性 K_1 を(2)式から求める。曲げひび割れ後の第2剛性 K_2 は長期軸力作用下における部材降伏時の剛性低下率⁵⁾から求め, 降伏後の第3剛性 K_3 を第1剛性の0.001倍とする。除荷剛性 K_d は(3)式による除荷剛性低下係数 α' ⁷⁾を-0.45とする¹⁾。

$$K_d = K_1 \left| \frac{\theta_{\max}}{\theta_c} \right|^{\alpha'} \quad (3)$$

K_1 : 第1剛性, θ_c : 曲げひび割れ発生回転角, $\theta_{\max}$: 最大経験回転角

各ステップの軸力変動に対しては, M - N インターアクションを設定し, 最大点指向を

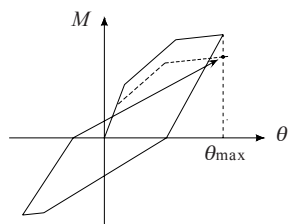


図-4 最大点指向

図-4に示すように, 最大経験回転角と各ステップごとに更新される骨

格曲線の交点を目指すルールとする。

(4) 杭

杭は材軸方向に分割し, 各要素の曲げ特性は中央の曲げモーメント M と曲率 ϕ の関係で代表する。分割長さは杭頭を杭径の半分 $0.5D$, その他を杭径 D とする。杭の各節点は, 自由地盤の対応する深さ位置と地盤ばねで結ぶ。周面摩擦ばねをつけていないので, 杭頭から杭先端まで等しい軸力が作用することとなる。なお, 杭自重に加えて杭径の3倍(およそ杭の最小間隔に相当)の径を持つ土柱の質量を付加質量として各節点に与えている。

杭の履歴則は, 曲げひび割れ強度および曲げ降伏強度に軸力の影響を考慮するディグレーディングトリリニアモデル⁷⁾に従うこととする。 M - ϕ 骨格曲線は, 曲げひび割れ強度に達するまでの第1剛性を EI とし, 曲げひび割れ発生後の第2剛性は第1剛性の0.3倍とする¹⁾。

2.2.3 地盤ばねおよび自由地盤のモデル化

(1) 地盤ばね

各深さにおける地盤ばねの骨格曲線は, 極限地盤反力 $p_{\max}^i$ に漸近する双曲線モデルとする⁸⁾⁹⁾。

初期剛性 K_h^i は(4)式に示す水平地盤反力係数 $k_h^{i10)}$ に杭径 D と節点に対応する杭長 l^i を乗じた値である。

$$k_h = 0.8E_o \cdot D^{\frac{3}{4}} \quad (\text{kN/m}^3) \quad (4)$$

E_o : 地盤の変形係数=700N, N : N 値

極限地盤反力 $p_{\max}^i$ は, 砂質土と粘性土に対してBromsの式¹⁰⁾より求める。履歴曲線にはMasing則⁹⁾を適用する。地盤ばねの履歴特性を図-5に示す。

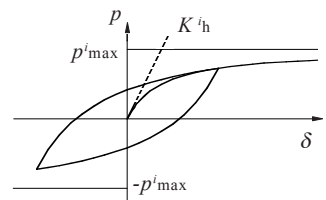


図-5 地盤ばねの履歴特性

(2) 自由地盤

自由地盤は, せん断土柱を質点化しており, 入射基盤は江戸川層上面とする。基盤面以深の半無限地盤の影響を表すために, 基部にはダッシュポットをつける¹¹⁾。

土柱断面積は, 各質点の重量が建物重量に対

して十分大きくなるように決めている。土の応力 τ -ひずみ γ 関係は修正 Ramberg-Osgood モデル⁹⁾により骨格曲線を与え、Masing 則を用いて履歴曲線を表した。

3. 基礎と上部構造の降伏耐力比

上部構造の慣性力に対する静的プッシュオーバー解析を行ない、設定した各基礎梁の降伏状況を求める。解析概要を以下に示す。

反力として自由地盤側を固定とした地盤ばねを用いており、ばねの骨格曲線は動的解析と同様である。杭、上部構造の各部材モデルも動的解析と同様である。外力はX正方向に与えられ、分布形は矩形分布¹²⁾とする。基礎部分は2階スラブ位置と等しい水平震度を用いる。

1階層せん断力係数と層間変形角の関係を図-6に示す。G085、G0775およびG07は、基礎梁の降伏につづき、1階柱の柱頭が降伏し、層としての剛性が低下するが、最終的には1階柱の柱脚も降伏し、1階柱の両端ヒンジで決まる保有耐力に収束することがわかる。ここで基礎梁が降伏する場合について、「上部構造の保有耐力時1階層せん断力」に対する「基礎梁降伏時1階層せん断力」の比を「基礎と上部構造の降伏耐力比 λ 」と定義して表-2に示す。1階柱と杭に軸力の影響を考慮しているため、変動軸力の圧縮側になるX2通りに取り付く基礎梁端のほうが、変動軸力の引張側になるX1通りに取り付く基礎梁端より降伏が早くなるが、ここでは、これらの平均を取って降伏耐力比 λ とした(圧縮側と引張側の開きは平均に対して7%程度である)。

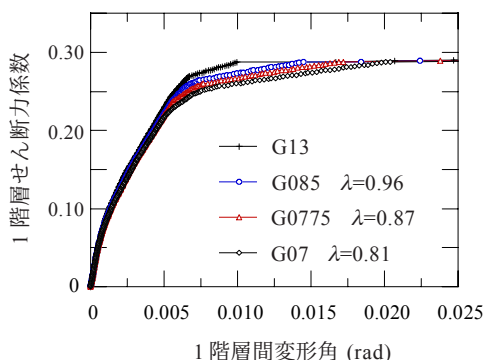


図-6 1階層せん断力係数と層間変形角の関係

4. 地震応答解析の結果と考察

4.1 自由地盤の地震応答

図-7に自由地盤の最大加速度分布と最大相対変位分布を示す。表層地盤における最大加速度の増幅は大きくなく、最大相対変位分布においては最もせん断波速度 V_s が小さい有楽町層下部粘土層 (GL. -7.5m) の非線形性が顕著となっている。また、基礎梁底面位置における最大応答速度は0.55m/sであった。

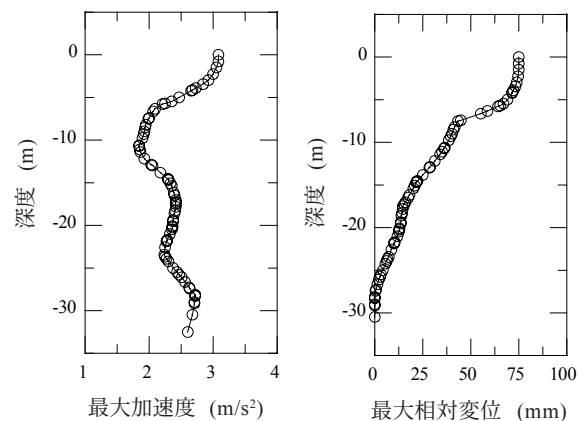


図-7 自由地盤の地震応答

4.2 建物の地震応答

基礎梁の地震応答(材端ばねの M - θ 関係)を図-8に示す。図-9には1階層間変形角の時刻歴波形を示すが、基礎梁が降伏しない場合(G13)に対して、基礎梁が降伏する場合(G07)の地震応答が抑制されていることがわかる。これらの比較として、各モデルの1階柱および基礎梁の材端ばねにおける最大回転角 θ_{max} を図-10に示す。降伏耐力比 λ が小さくなるに従い、基礎梁の最大回転角が増大し、1階柱の最大回転角が減少している。中でも、基礎梁に接合される柱脚の回転角が特に減少しており、これは基礎梁が降伏して最大回転が増大することにより、1階層間変形の抑制以上に1階柱の損傷が抑制されることを意味している。

4.3 建物の累積消費エネルギー

図-11には建物の累積消費エネルギーを示す。上部構造の累積消費エネルギーに関しては1階柱の消費した履歴吸収エネルギーを、基礎に関しては基礎梁と杭頭の消費した履歴吸収エネルギー

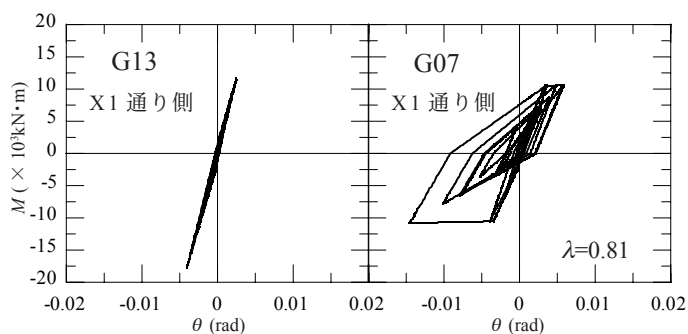


図-8 基礎梁の地震応答

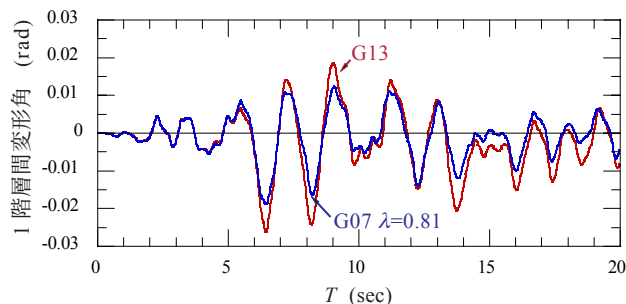


図-9 1階層間変形角の時刻歴波形

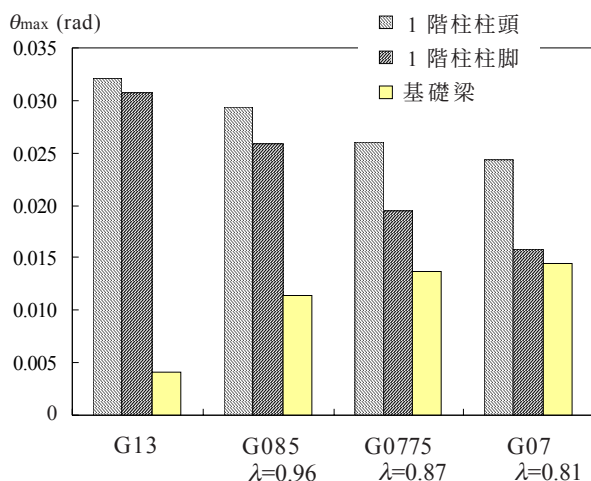


図-10 材端ばねの最大回転角

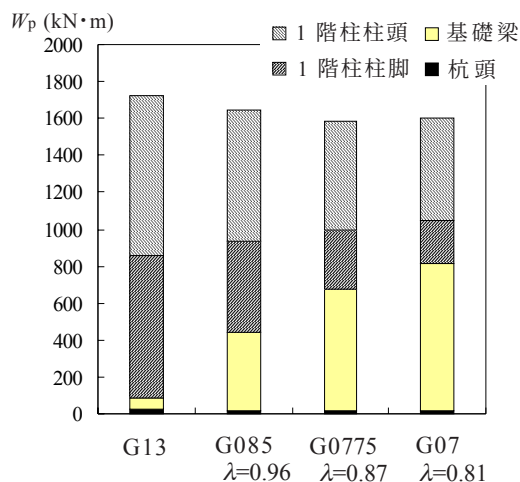


図-11 各部材の消費した履歴吸収エネルギー

ギーを対象とする。図において、上部構造と基礎の比率は降伏耐力比 λ によって大きく異なり、最大回転角とエネルギー消費量との関係を比較すれば、比較的大断面で剛性および降伏モーメントが大きな基礎梁を降伏させることで、効率よくエネルギー吸収できることがわかる。一方、建物として消費するエネルギーの総和自体も降伏耐力比 λ が小さくなるに従って減少する傾向にある。

4.4 周辺地盤の影響

杭頭が降伏する場合には、耐力比 λ が小さくなることにより杭頭付近の変位が増大し、結果的に周辺地盤の吸収するエネルギーが大きくなることで建物の消費するエネルギーが減少するとされている¹³⁾。すなわち、基礎が降伏する場合には、その周辺地盤も含めてエネルギー消費の変化を検討する必要がある。

図-12に杭頭位置における地盤ばねの応答を示すが、基礎梁が降伏しない場合(G13)と基礎梁が降伏する場合(G07)において履歴面積が異なることがわかる。これは、基礎梁降伏によって杭頭固定度が大きく低下し、1階柱および杭が1本の突出杭¹⁰⁾として作用したことによる。ただし、図-13に示す地盤ばねの最大変位分布を見ると、杭頭付近においては基礎梁が降伏する場合の変位が大きくなっているものの、5m以深においてはその関係が逆転しており、最大変位がほぼ収束する深度(この場合-15m)まで最大変位が大きくなる杭頭降伏の場合¹³⁾と傾向が異なっている。これを踏まえて、図-14に示す地盤ばねの

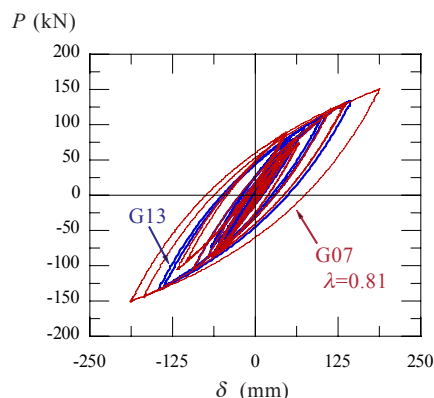


図-12 地盤ばね(周辺地盤)の履歴

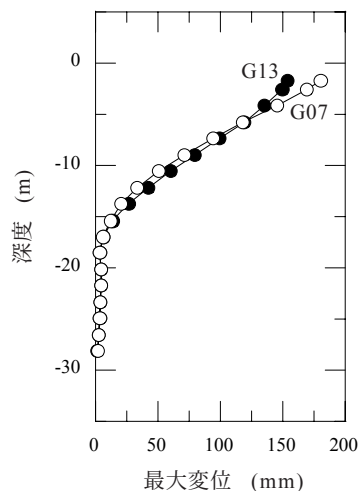


図-13 地盤ばねの最大変位分布

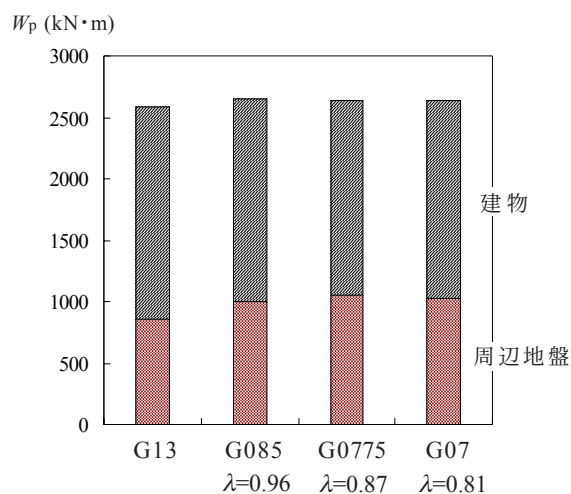


図-14 建物および周辺地盤の履歴吸収エネルギー

累積消費エネルギー（履歴吸収エネルギー）の総和と建物の累積消費エネルギーの関係を見ると、地盤ばねが消費したエネルギーは、降伏耐力比 λ が小さくなるに従って増大する傾向にあるが、その差は小さくなく、杭頭降伏の場合と同様、上部構造の消費エネルギーを減少させた一因となっているものの、この場合は基礎梁のエネルギー吸収量の増大がピロティ階のエネルギー消費に大きな影響を与えたと考えられる。

5. まとめ

本解析の条件下において得た知見をまとめると以下ようになる。

(1) 基礎梁の曲げ降伏を利用することで、メカニズムに達するピロティ階の地震応答を抑制することができる。

(2) ピロティ階の地震応答の変化は、1階柱、基礎梁、および周辺地盤が消費するエネルギー量を考えることにより説明できる。

謝辞

本研究の一部は文部省科研費（代表者：長江拓也，日本学術振興会PD）を受けて行われました。本解析を行うにあたって、応用地質 吉田望様，ジオトップ 小林恒一様，佐藤工業技術研究所 内村均様に多大なご助言を頂きました。スタンフォード大学地震工学研究所 Helmut Krawinkler 教授には貴重なご意見を頂きました。付して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 長江拓也，内村均，小林恒一，吉田望，林静雄：変形性能に優れた杭に支持される建物の地震応答解析，日本建築学会論文報告集，第555号，pp.107-114，2002.5
- 2) 建築物の構造安全性に関する調査・検討・報告書，構造解析部会・臨海部構造安全委員会・日本建築防災協会，1991.3
- 3) 栗本修，福和伸夫，相互作用を考慮した上部構造への地震荷重，第5回構造物と地盤の動的相互作用シンポジウム，pp.97-106，1998.5
- 4) 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，日本建築学会，1999（設計例）
- 5) 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究，コンクリートジャーナル，Vol.11，No.2，1973
- 6) T.Takeda, M.A.Sozen, N.N.Nielsen: Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, Journal of the Structure Division, ASCE, ST12, pp.2557-2573, 1970
- 7) 江戸宏彰，武田寿一，表祐太郎：3層1スパン鉄筋コンクリート骨組の動的破壊実験（その2.実験結果の検討），日本建築学会関東支部第44回研究報告集，pp.45-48，1973
- 8) 宮本裕司，酒向裕司，喜多村英司，三浦賢治：非線形，液状化地盤における杭基礎の地震応答性状に関する研究，日本建築学会論文報告集，第471号，pp.41-50，1995.5
- 9) 入門・建物と地盤との動的相互作用，日本建築学会，1996
- 10) 建築基礎構造設計指針，日本建築学会，1988
- 11) Joyner W.B.: A method for calculating nonlinear response in two dimensions, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.65, No.5, pp.1337-1357, 1975
- 12) 顧建華，倉本洋，松本和行，福田俊文：鉄筋コンクリート造ピロティ建築物の地震応答性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.22，No.3，pp.25-30，2000
- 13) 長江拓也，内村均，小林恒一，吉田望，林静雄：鉄筋コンクリート靱性杭に支持される建物の損傷バランス，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1 構造I，pp.465-466，2002