

論文 非線形解析における鉄筋コンクリート耐震壁のモデル

陳 少華^{*1}・壁谷澤 寿海^{*2}

要旨: 本研究では、鉄筋コンクリート耐震壁を一つの4節点アイソパラメトリック板要素によるパネル要素と側柱と側梁にモデル化して骨組構造解析に組込む手法を開発した。パネル要素の鉄筋は、要素内に一様に分布し、鉄筋とコンクリートの歪みは等しいとし、パネル要素の剛性はコンクリートと鉄筋を並列結合することにより評価する。コンクリートのせん断剛性は、平均主ひずみ方向と平均主応力方向と一致すると仮定して評価する。側柱は軸方向剛性のみを考慮する。側梁では、曲げ剛性を剛とし、軸方向の剛性を考慮することにより、より合理的なモデルとなることを示した。

キーワード: 耐震壁, パネル要素, 側梁, 側柱

1. はじめに

耐震壁を有する鉄筋コンクリート骨組構造解析において、耐震壁と側柱と側梁で構成される耐震壁の解析モデルは、耐震壁を柱、梁部材と同様に材端塑性回転バネモデル、分割ばりモデル等を用いるか、またはファイバーモデル、MSモデル及びFEMモデル等によって行われることが多い¹⁾。著者らが耐震壁を一つの平面応力パネル要素として、鉄筋コンクリート骨組構造の解析手法²⁾を提案した。

提案したモデルで、コンクリートのせん断剛性は、平均主引張りひずみ方向と平均主引張り応力方向と一致すると仮定することによって評価したが、繰返し載荷過程における、荷重零付近でせん断剛性が負となる。本論では、コンクリートの履歴ルールを修正することによってモデルを改良した。なお、側梁の軸方向変形がパネル要素に与える影響を考察するために、側梁の軸方向変形を考慮した。

2. 鉄筋コンクリート耐震壁の解析モデル

2.1 解析モデルの構築

提案した耐震壁²⁾の解析モデル(旧解析モデルと呼ぶ)は、側梁を剛体として、側柱の軸方向剛性のみを考慮し、平面応力状態の鉄筋コンクリートパネル要素と組み合わせるモデル化した(図-1)。RCパネル要素は4節点アイソパラメトリック板要素を用い、節点変位と節点力の定義を図-2に示す。

側梁を剛体として、側柱の軸方向剛性のみを考慮し、平面応力状態の鉄筋コンクリートパネル要素と組み合わせるモデル化した(図-1)。RCパネル要素は4節点アイソパラメトリック板要素を用い、節点変位と節点力の定義を図-2に示す。

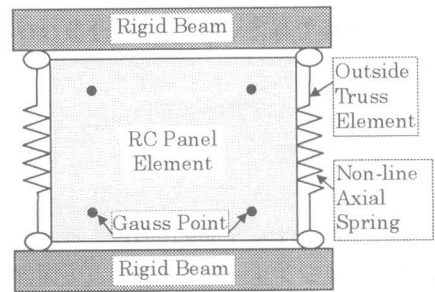


図-1 旧解析モデル

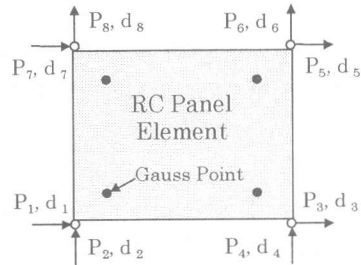


図-2 節点変位と節点力

*1 東京大学大学院 工学系研究科建築学専攻 (正会員)

*2 東京大学教授 地震研究所 工博 (正会員)

要素のひずみが節点の変位によって決定されることから、側梁の軸方向変形は要素のひずみ評価に影響を与える。本論では、側梁の曲げ剛性を剛とし、軸方向の剛性を考慮して、耐震壁を図-3のようにモデル化した。

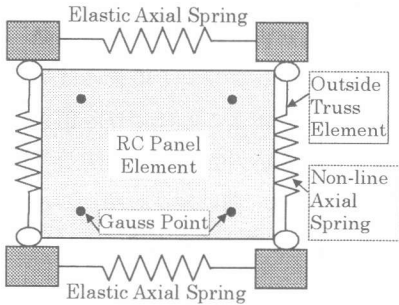


図-3 解析モデル

側柱は、文献¹⁾に提案した非線形モデルを使用し、側梁の軸方向バネは弾性とする。RCパネル要素は、以下の仮定によって、鉄筋要素とコンクリート要素の重ね合わせとして表現される(図-4)。

仮定①：構成則は要素内の平均応力と平均ひずみとの関係で与えられている(分散ひび割れモデル)。

仮定②：パネル要素の鉄筋は、コンクリート要素内に直交配筋かつ一様に分布し、鉄筋とコンクリートのひずみは等しいと仮定する。

仮定③：鉄筋は軸方向剛性のみを考慮する。

仮定④：コンクリートのひび割れ方向は、平均主引張りひずみ方向と直交する(回転ひび割れモデル)。

仮定⑤：コンクリートの平均主引張りひずみ方向は、平均主引張り応力方向と一致する(共軸性)。

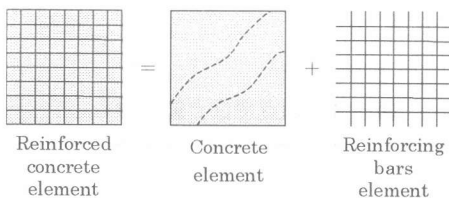


図-4 RCパネル要素の構築

RCパネル要素の剛性は、コンクリートと鉄筋の剛性を並列結合する事によって、式(1)で表わすことができる。

$$\{\sigma\} = \{[T_c][D_c][T_c]^T + [T_s][D_s][T_s]^T\}\{\varepsilon\} = [D]\{\varepsilon\} \quad (1)$$

$\{\sigma\}$ ：鉄筋コンクリート要素の平均応力

$\{\varepsilon\}$ ：鉄筋コンクリート要素の平均ひずみ

$[D_c]$ ：コンクリートの主ひずみ方向の剛性マトリックス

$[D_s]$ ：鉄筋の配筋方向の剛性マトリックス

$[T_c]$ ：コンクリートの座標変換マトリックス

$[T_s]$ ：鉄筋の座標変換マトリックス

2.2 コンクリート要素の構成則

コンクリート要素の構成則は、引張りモデル、圧縮モデル及びせん断モデルを組み合わせたものである。なお、コンクリートのせん断剛性は、仮定⑤の応力とひずみの共軸性により、応力円とひずみ円から求められる(式(2))。

$$G = (\sigma_1 - \sigma_2) / (2(\varepsilon_1 - \varepsilon_2)) \quad (2)$$

σ_1, σ_2 ：ひび割れたコンクリートの主応力

$\varepsilon_1, \varepsilon_2$ ：ひび割れたコンクリートの主ひずみ

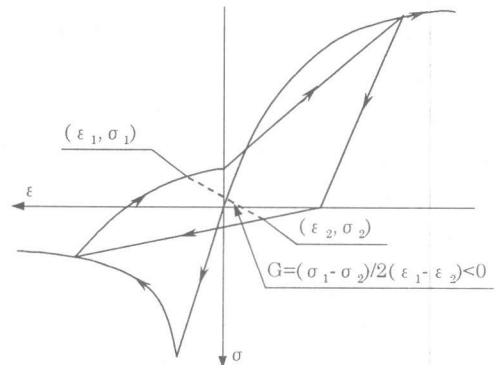


図-5 旧繰返しルール

しかし、旧モデルに提出した繰返しルールの設定によると、徐荷から逆方向に再載荷のある領域では、コンクリートのせん断剛性が負に評価される(図-5)。本論文では、ひずみと応力の共軸性仮定を修正せず、コンクリートのせん断剛性が負とならないようにコンクリートの徐荷経路を修正することにした。

(1) コンクリートの引張りモデル

コンクリートの引張りモデルは、出雲淳ら³⁾によるものを採用する(図-6)。

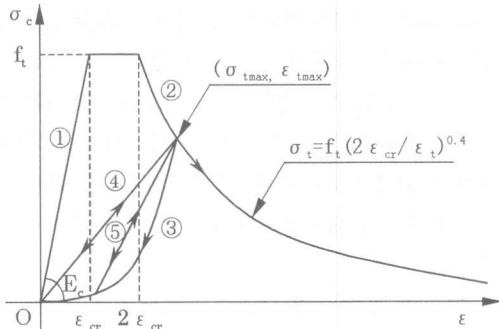


図-6 コンクリートの引張り応力-ひずみ関係

ただし、ひび割れ後の徐荷過程において、コンクリートのせん断剛性が負とならないように、徐荷経路は、原点を通過するひずみの二次曲線(図中のルール③)とする(式(3))。

$$\sigma_t = \sigma_{tmax} / \varepsilon_{tmax}^2 \cdot \varepsilon_t^2 \quad (3)$$

なお、①、②は载荷曲線のスケルトンカーブであり、④は再载荷過程を示す。ε_{tmax}、σ_{tmax}は最大引張りひずみ及びその応力度である。⑤は徐荷途中の再载荷過程を示す。

(2) コンクリートの圧縮モデル

コンクリートの圧縮モデルは、圧縮強度を達するまでは、Vecchio, Collins⁴⁾により提案され、直交する引張りひずみによる圧縮強度有効係数ζ(式(5))を考慮した応力軟化モデル(式(4))とし、それ以後は、直線のひずみ軟化モデルとする(図中のルール⑦)(図-7)。なお、⑥は最大圧縮ひずみ点に指向する再载荷ルールを示す。

$$\sigma_c = \zeta f_c \left[2(\varepsilon_c / \varepsilon_{c0}) - (\varepsilon_c / \varepsilon_{c0})^2 \right] \quad (4)$$

$$\zeta = 1.0 / (0.8 - 0.34 \varepsilon_t / \varepsilon_{c0}) \quad (5)$$

f_c, ε_{c0}: 圧縮強度及び対応するひずみ

ε_c, ε_t: 圧縮ひずみ及び直交方向の引張りひずみ

徐荷経路は、徐荷開始時の徐荷剛性をコンクリートの初期剛性とし、原点を通過する二次曲線(図中のルール⑧)で表わした(式(6))。

$$\sigma_c = (E_c \varepsilon_{cmax} - \sigma_{cmax}) / \varepsilon_{cmax}^2 \cdot \varepsilon_c^2 + (2\sigma_{cmax} - E_c \varepsilon_{cmax}) / \varepsilon_{cmax} \cdot \varepsilon_c \quad (6)$$

ε_{cmax}, σ_{cmax}: 最大圧縮ひずみとその応力度
E_c: コンクリートの初期剛性

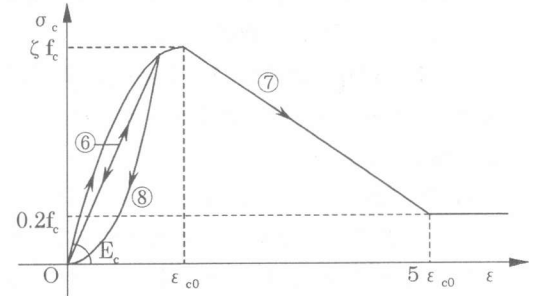


図-7 コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係

ひび割れ発生前およびひび割れ発生後のコンクリート要素の剛性は、それぞれ Darwin, Pecknold⁵⁾, 青柳・山田⁶⁾などによれば、応力-ひずみ関係式はそれぞれ増分形式で式(7)、式(8)で表される。

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = [D_c] \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (7)$$

$$= \frac{1}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} E_1 & \nu\sqrt{E_1 E_2} & 0 \\ \text{sym} & E_2 & 0 \\ & & \frac{1}{4}(E_1 + E_2 - 2\nu\sqrt{E_1 E_2}) \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} d\sigma_1 \\ d\sigma_2 \\ d\tau_{12} \end{Bmatrix} = [D_c] \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_1 & 0 & 0 \\ & E_2 & 0 \\ \text{sym} & & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} d\varepsilon_1 \\ d\varepsilon_2 \\ d\gamma_{12} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

ε₁, ε₂, σ₁, σ₂, E₁, E₂: 主ひずみ, 主応力及び主応力方向の弾性係数

ν: ポアソン比

2.3 鉄筋の構成則

鉄筋の構成則は、文献²⁾に提案したものとし、鉄筋の配筋方向に対して応力とひずみ関係を式(9)で表わせる。

$$[D_s] = \begin{bmatrix} \rho_{sx} E_{sx} & 0 & 0 \\ & \rho_{sy} E_{sy} & 0 \\ \text{sym} & & 0 \end{bmatrix} \quad (9)$$

ρ_{sx}, ρ_{sy}: x, y 方向の配筋率

E_{sx}, E_{sy}: x, y 方向鉄筋の弾性係数

3. 検証に用いた解析例

本研究で検証に用いる実験として、1994年に横浜国立大学で実験された変動軸力を受けるT型耐震壁の実験⁷⁾を参照して、解析対象とした。実験では式(10)に従って壁に作用する変動軸力とシアスパン比を制御している。

$$N = (N_0 + \alpha Q) / 2, \quad N_0 = 170 \text{tf} \quad (10)$$

N_0, Q : 初期軸力及び壁に作用する水平力
 α : 変動係数

HW-1ではシアスパン比 $\beta=2.25$, $\alpha=1.5$ とした。HW-2では変位レベルと共にシアスパン比 $\beta=2.5, 2.0, 1.75$ と小さくして、 $R=1/100$ でせん断破壊が生じるように計画した。HW-3ではシアスパン比 $\beta=2.25$, $\alpha=-0.5$ とした。実験装置及び試験体は、図-8、図-9に示す。

なお、壁の側梁の剛性評価については、断面積 1 m^2 のコンクリート剛性に相当するものとした。

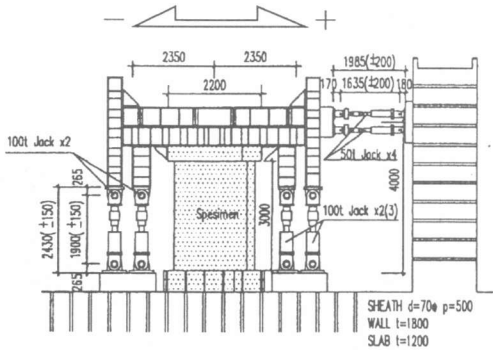


図-8 実験装置(寸法単位:mm)

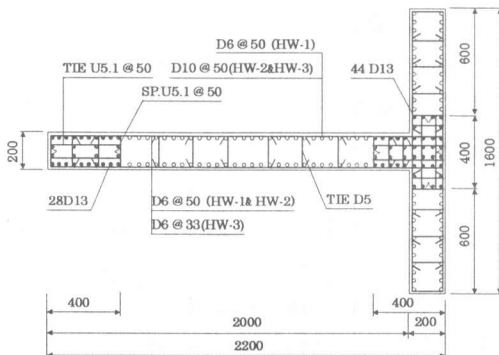


図-9 T型耐震壁試験体(寸法単位:mm)

4. 解析結果と実験結果との比較

実験の解析は、側梁の軸方向変形を考慮しない場合と考慮する場合について行った。解析結果と実験結果の比較は、各試験体のせん断力と壁頂部における部材変形角の関係、壁脚部におけるモーメントと曲げ変形角の関係、せん断力とせん断変形角の関係について図-10~12(軸方向変形を考慮しない場合)、図-13~15(軸方向変形を考慮する場合)に示す。なお、試験体に作用する全軸力は、各ステップの実験データを入力した。

図-10と図-13により、荷重履歴の包絡線は、側梁の軸方向変形を考慮しない場合と考慮する場合とも実験結果と精度よく一致しているが、梁の軸方向変形を考慮する場合の荷重履歴の面積が大きい。なお、コンクリートの徐荷経路を修正することにより、荷重0付近での履歴が実験とほぼ一致した。

図-11と図-14を比較すると、最大耐力はほぼ同等であるが、側梁の軸方向変形を考慮しない場合には、曲げ変形が実験結果よりかなり過小評価となり、曲げ剛性が過大に評価される。側梁の軸方向変形を考慮した場合は、おおむね実験結果と一致している。

従って、側梁の軸方向変形を考慮する場合は、梁の軸方向変形を考慮しない場合より実験結果と精度よく一致し、実験の終局破壊状態まで追跡することが可能である。

5. まとめ

本研究の成果は以下のようにまとめられる。

- ① 鉄筋コンクリート耐震壁の部材モデルとして2軸応力状態での構成則にしたがう壁パネルと側柱及び側梁によるモデルを構築した。
- ② 鉄筋コンクリート耐震壁を一つのパネル要素によりモデル化する場合には、徐荷経路が原点を通るようにする必要がある。
- ③ 側梁の軸方向変形を考慮することにより、耐震壁の剛性評価がより合理的である。

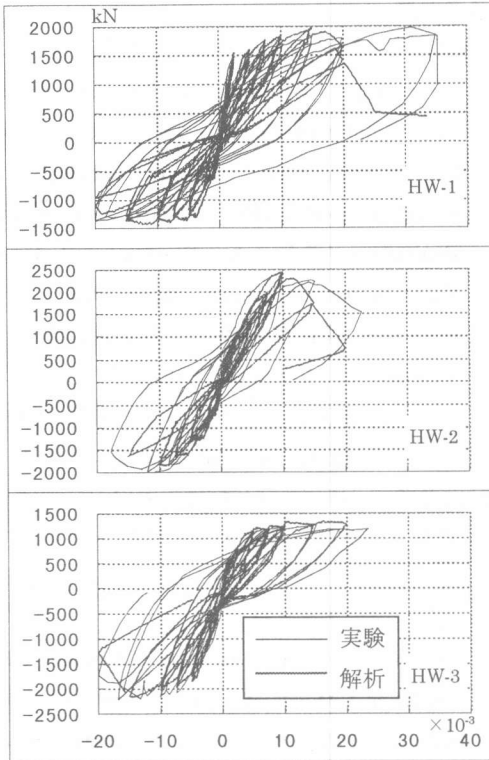


図-10 水平力と部材変形角(側梁軸変形無視)

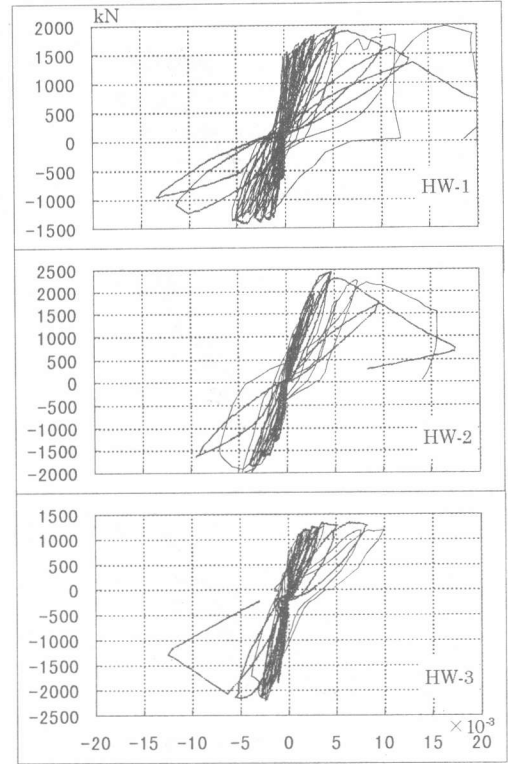


図-12 水平力とせん断変形角(側梁軸変形無視)

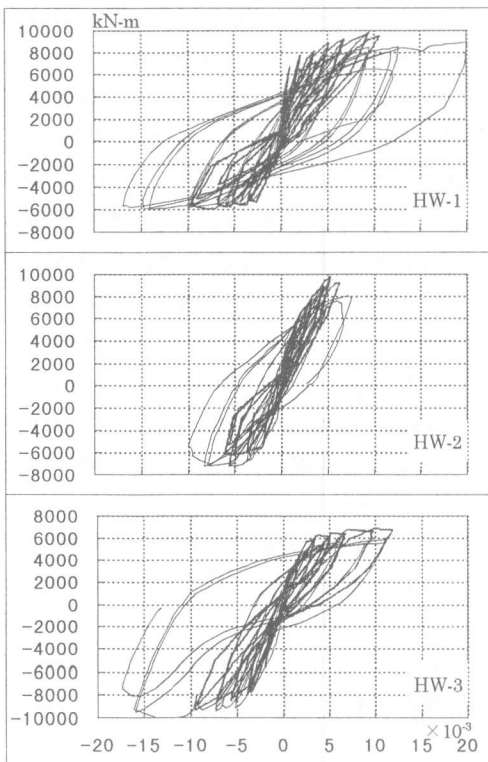


図-11 モーメントと曲げ変形角(側梁軸変形無視)

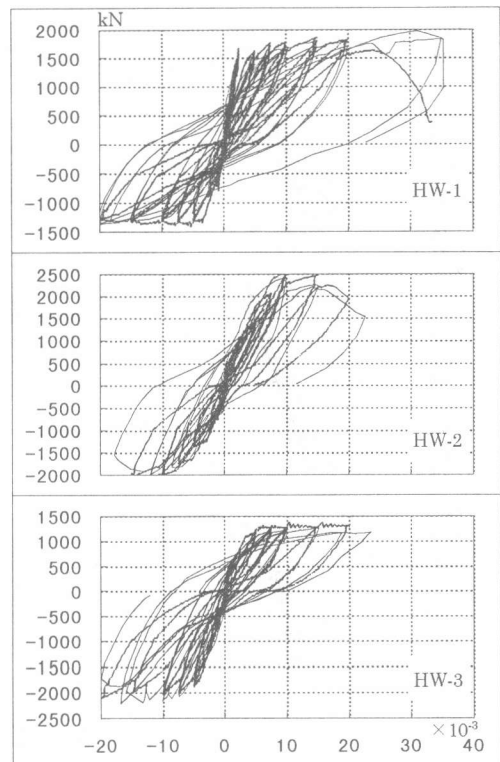


図-13 水平力と部材変形角(側梁軸変形考慮)

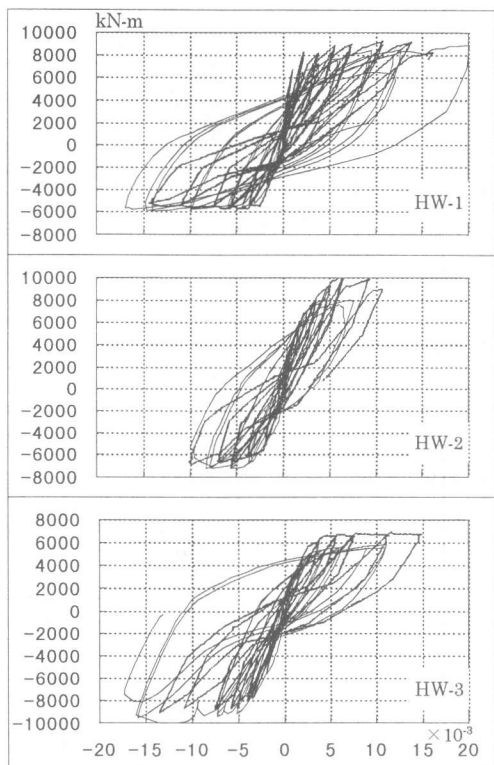


図-14 モーメントと曲げ変形角(側梁軸変形考慮)

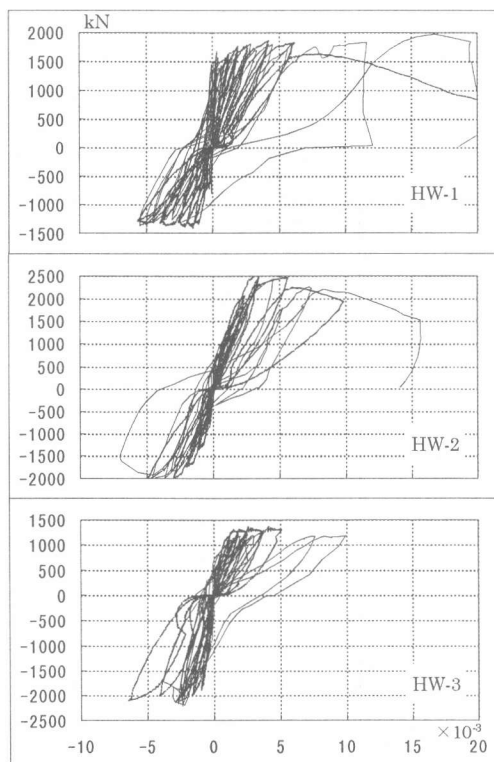


図-15 水平力とせん断変形角(側梁軸変形考慮)

参考文献

- 1) Kabeyasawa, T., Shiohara, T., Otani, S., and Aoyama, H., "Analysis of the Full-Scale Seven Story Reinforced Concrete Test Structure: Test PSD3", Proceedings, 3rd Joint Technical Coordinating Committee, US.-Japan Cooperative Earthquake Research Program, Building Research Institute, Tsukuba, Japan, 1982
- 2) 陳 少華・壁谷澤 寿海: "変動軸力を受ける鉄筋コンクリート耐震壁のモデル", 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, 第2分冊, G1-15, pp.2363-2368, 1998。
- 3) 出雲淳一・島 弘・岡村 甫: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学, Vol. 25, No. 9, pp. 134-147, 1987
Izumo, J., Shima, H. and Okamura, H.: Analytical Model for RC Panel Element Subjected to In-plane Forces, Concrete Library International, JSCE, No.12, pp.155-181, 1989
- 4) Vecchio, F., and Collins, M.P., "The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear", ACI Journal, Vol.83 No. 2, March-April, 1986.
- 5) Darwin, D., and Pecknold, D.A., "Inelastic Model for Cyclic Biaxial Loading of Reinforced Concrete", Civil Engineering Studies, SRS No.409, University of Illinois, 1974
- 6) Aoyagi, Y., Yamada, K., "Strength and Deformation Characteristics of Reinforced Concrete Shell Elements Subjected to In-plane Forces", Concrete Library International of JSCE, No.4, 1984.
- 7) 有馬久智・大久保孝雄・壁谷澤寿海・青田晃治: 変動軸力を受けるT型壁の強度と変形に関する実験的研究, コンクリート年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, pp. 1043-1048, 1996年6月