

鋼板コンクリート構造に関する研究（その3）

——隔壁方式によって定着された耐震壁の曲げせん断実験——

津田 和明 江戸 宏彰
秋山 和則 田内 健次
(原子力本部技術部) (同左)

Studies on Steel Plate Reinforced Concrete Wall (Part 3)

——Horizontal Loading Tests of Shear Walls with Partitioning Steel Web Plates——

Kazuaki Tsuda Hiroaki Eto
Kazunori Akiyama Kenji Tanouchi

Abstract

As the final phase of studies on shear walls made with the steel plate reinforced concrete, the horizontal loading tests of shear walls were carried out. The joint system between shear walls and base slabs made with reinforced concrete is the joint bar system with the partitioning steel web plates. From the test results, it is found that if the amount of joint bars is small, the slip between the walls and the base slabs occurs, but the failure mode of shear walls can be controlled by adjusting the amount of joint bars. To evaluate the inelastic behavior and the failure mode of shear walls, the evaluation methods for the relationship between bending strength and slipping strength of the surface and the relationship between shear force and shear distortion are developed. It is found that the evaluated results corresponded well with the tests results.

概 要

鋼板コンクリート構造耐震壁に関する一連の研究の最終段階として、耐震壁の曲げせん断実験を実施した。耐震壁の鉄筋コンクリート構造基礎への定着は、隔壁を用いた差し筋工法により行った。実験の結果、差し筋量が少ない場合には、壁と基礎の界面において滑りが生じるものの、差し筋量の増減によって耐震壁の破壊モードのコントロールは可能であることが分かった。この耐震壁の弾塑性挙動を評価し、破壊モードをコントロールするために壁と基礎の界面の曲げ強度とせん断強度の相関関係及びせん断力～せん断ひずみ度関係の評価手法を考案した。本評価手法を本実験結果及び既往実験結果に適用した結果、本評価手法は十分な精度を有することが確認できた。

1. はじめに

鋼板コンクリート（SC）構造は、鉄筋コンクリート（RC）構造に比べ靱性能を容易に確保でき、さらに工期短縮が可能な優れた構造形式である。SC構造は、2枚の表面鋼板間にコンクリートを打ち込み、鋼板とコンクリートの一体性をスタッドによって確保している。このSC構造の基本的なせん断特性は、平板の純せん断実験によって確認しており、せん断応力度～せん断ひずみ度関係の評価手法を考案し、所報No. 50¹⁾で報告した。また、SC構造による耐震壁のRC構造基礎への定着方法として、隔壁を用いた差し筋工法を考案し、その基本的な付着性状を軸引張実験により確認して所報No. 62²⁾で報告した。

本報告は、隔壁を用いた差し筋工法によりRC構造の

基礎に定着されたSC構造耐震壁の曲げせん断実験についてまとめたもので、一連の研究の最終段階に位置づけられるものである。この実験結果から、隔壁を用いた差し筋工法によるSC構造耐震壁の破壊モードとせん断の復元力特性評価法を検討した。

2. 実験計画

2.1 実験パラメータと試験体形状

試験体の諸元をTable 1に示す。Table 1には、使用したコンクリートと鋼材の材料強度も示した。また、Fig. 1に試験体の形状寸法を示す。試験体は4体であり、耐震壁の基礎への定着は隔壁を用いた差し筋工法により行った。

本実験の主なパラメータは差し筋量とシアスパン比

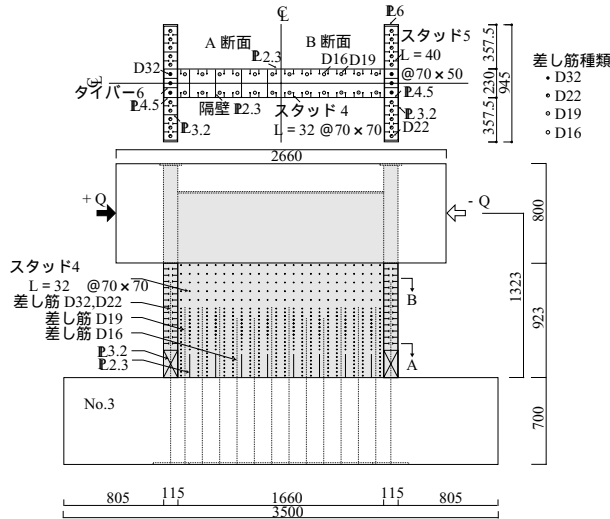


Fig. 1 試験体形状
Shape of Specimen

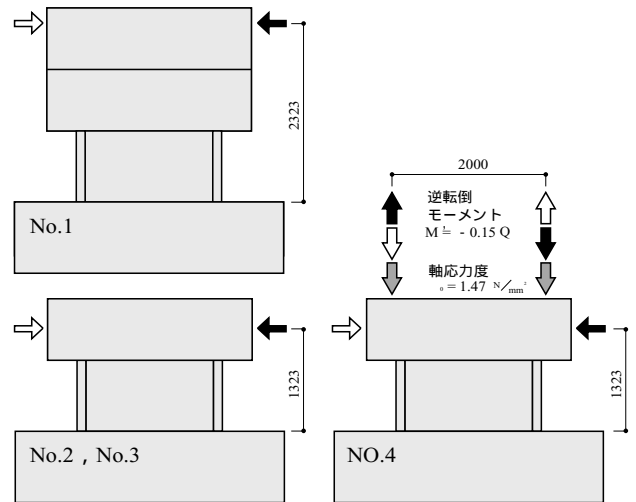


Fig. 2 加力方法の概念
Loading System

Table 1 試験体諸元, 材料強度及び実験結果
Specimens, Material Strength and Test Results

	差し筋		材料定数 (N/mm ²)			諸荷重 (実験結果) (kN)					破壊モード
	フランジ	ウェブ	コンクリート B	差し筋 y	鋼板 y	曲げひびわれ	せん断ひびわれ	ウェブ表面鋼板せん断降伏	フランジ壁差し筋降伏	最大耐力	
No.1			41.1	D16 : 521	ⓔ2.3 : 375	+ 320 - 277	+ 672	- -	+ 2480 - 2470	+ 3390	曲げ降伏 滑り破壊
No.2	13 - D22 (4.63%)	24 - D16 (1.25%)	44.6	D22 : 500	ⓔ3.2 : 373	+ 634 - 614	+ 821	+ 3920 - 3830	+ 4020 - 3930	+ 4750	せん断降伏 曲げ降伏 滑り破壊
No.3	10 - D22 3 - D32	8 - D16 16 - D19 (1.62%)	31.9	D16 : 509 D19 : 515	ⓔ2.3 : 416	+ 496 - 494	+ 1282 - 1313	- -	+ 4510 - 4310	+ 4670	曲げ降伏 せん断破壊
No.4	(5.75%)	8 - D19 16 - D22 (2.22%)	36.1	D22 : 521 D32 : 514	ⓔ3.2 : 270	+ 977 - 984	+ 1446 - 1767	+ 4700 - 4740	- -	+ 4950	せん断降伏 せん断破壊

* 差し筋の () 内の値は差し筋比、 σ_B : コンクリート圧縮強度、 σ_y : 差し筋及び鋼板の降伏強度

(M/QD, D : 壁全長) である。試験体 No. 1 と No. 2 では、ACI-318 による壁脚部のせん断摩擦強度が想定実機の設計荷重を上回るように差し筋量を決定した。この2体ではシアスパン比のみが異なり (No. 1 : 1.23, No. 2 : 0.70)、基礎と耐震壁の接合界面に作用するせん断力と曲げモーメントの比の違いによる接合界面の挙動差を検討することを主な目的としている。試験体 No. 3 と No. 4 は S C 耐震壁のせん断終局強度を検討することを目的としており、壁部分でせん断破壊させるため、差し筋量を試験体 No. 1, No. 2 よりも多くした。No. 3 では曲げ降伏後に、No. 4 では曲げ降伏させずにせん断破壊させることを意図し、差し筋量及びシアスパン比 (No. 1 : 0.70, No. 2 : 0.62) を決定した。

2.2 加力と測定計画

加力方法の概念を Fig. 2 に示す。全試験体とも水平力は正負交番で荷重した。試験体 No. 1 はシアスパン比を大きくするため、加力高さ位置を他の試験体よりも高くした。また、試験体 No. 4 は曲げ降伏させずにせん断

破壊させるため、軸方向力 ($\sigma_0 = 1.47 \text{N/mm}^2$) と逆転倒曲げモーメント ($M' = -0.15Q$) を荷重した。試験体 No. 4 のシアスパン比を小さくするに当たって、水平力荷重位置を No. 3 試験体から変更せず逆転倒曲げモーメントを荷重したのは、加力スラブの高さ位置を低くすることによって耐震壁の内法高さが No. 3 試験体よりも小さくなることを避けたためである。これは、既往の研究³⁾より、耐震壁のせん断に対する挙動に壁内法高さの影響が大きいと判断したことによる。

計測項目は、荷重荷重、変位、及び表面鋼板と差し筋のひずみ度である。荷重荷重はジャッキ先端に設置したロードセルで検出した。測定した変位は水平方向が基礎上端と加力スラブ下端の相対水平変位、基礎と壁脚部 (基礎上端から 50mm 上) の相対水平変位 (界面の滑り変位) 及び両フランジ壁の外側の相対鉛直変位 (壁内法高さを 5 分割して計測) であり、それぞれを高感度変位計で測定した。鋼板、差し筋のひずみ度はひずみゲージを貼付して検出した。

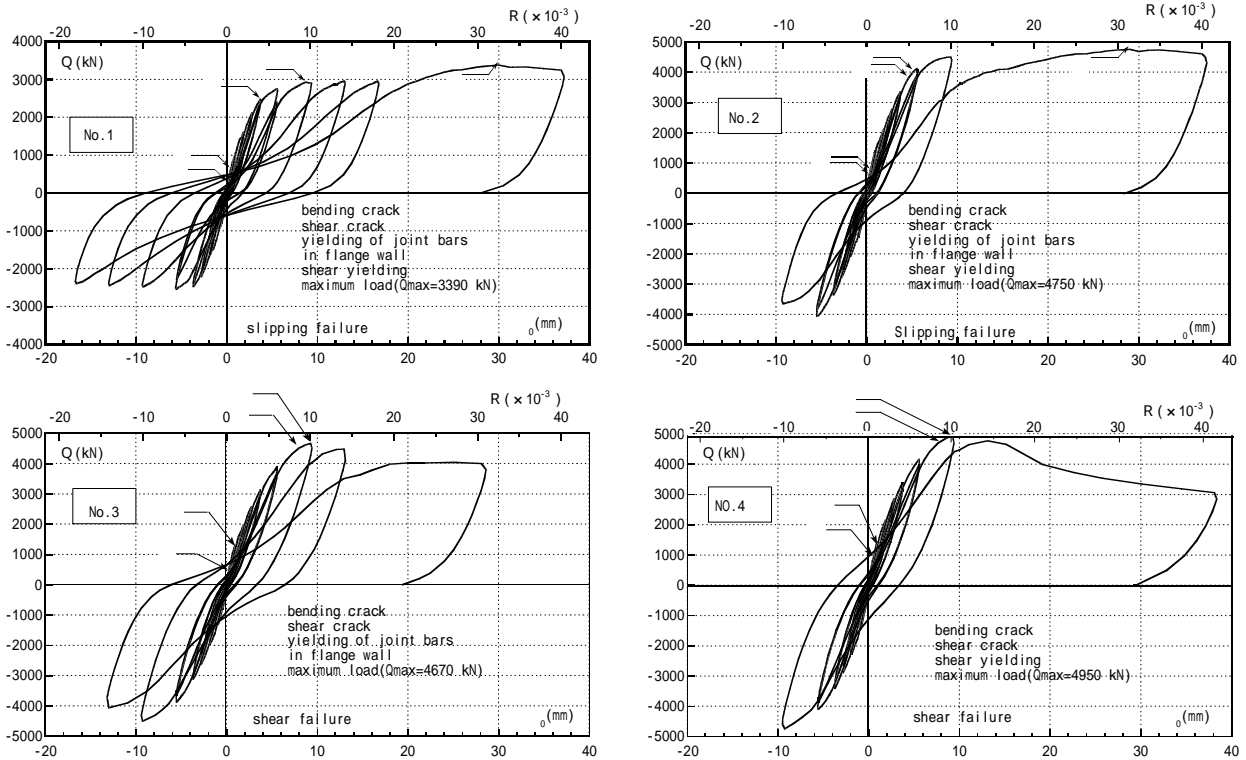


Fig. 3 せん断力 (Q) ~ 水平変位 () 関係
Relationships between Shear Force and Deflection

3. 実験結果

3.1 破壊経過

実験結果一覧を Table 1 に示す。試験体 No.1 は、壁脚部の曲げひびわれ、ウエブ壁のせん断ひびわれ（音、せん断力～水平変位関係及びせん断力～表面鋼板ひずみ度関係より推定）が生じた後、フランジ壁の差し筋が壁脚部において引張降伏した。この試験体では載荷早期から壁脚部と基礎の界面での滑りが生じており、これに起因して最大耐力が決定した。滑り量はフランジ壁の差し筋降伏後著しく増大した。試験体 No.2 は、各ひびわれの後、ウエブ壁表面鋼板のせん断降伏が生じ、その後フランジ壁の差し筋が壁脚部において引張降伏し、最大耐力に至った。この試験体の壁と基礎界面での滑り量もフランジ壁の差し筋降伏後から著しく増大しており、最大耐力はこの滑りによって決定した。試験体 No.1 と No.2 はどちらも壁と基礎界面での滑りによって最大耐力が決定したが、その値は No.1 が 3390kN で No.2 が 4750kN であり、シアスパン比が小さい No.2 の方が大きい。これは、滑り強度はその界面に作用する曲げモーメントの影響を受けることを示唆している。

試験体 No.3 は No.1 と同様に各ひびわれが生じた後、フランジ壁脚部の差し筋引張降伏を伴って最大耐力に至っており、ウエブ壁表面鋼板の明確なせん断降伏は確認できなかった。フランジ壁脚部の差し筋降伏後、壁と基礎界面での滑りがやや大きくなったが、コンクリート強度がやや小さかったことにも起因し、最大耐力はウエ

ブ壁でのせん断破壊によって決定した。試験体 No.4 は各ひびわれが生じた後、ウエブ壁表面鋼板のせん断降伏を伴って最大耐力に至っており、フランジ壁脚部での差し筋の引張降伏は生じなかった。最大耐力はウエブ壁でのせん断すべり破壊によって決定した。壁と基礎界面での滑り量は他の試験体に比べかなり小さかった。No.3 と No.4 の破壊モードはどちらもせん断破壊であったが、当然のことながらフランジ壁脚部の差し筋が降伏しなかった No.4 の方が最大耐力は大きかった。

試験体 4 体の破壊モードから、隔壁による差し筋着工法では、差し筋量によって耐震壁の破壊モードのコントロールは可能であることが分かった。

3.2 せん断力 (Q) ~ 水平変位 () 関係

各試験体のせん断力 (Q) ~ 水平変位 () 関係を Fig. 3 に示す。水平変位は基礎上端と加力スラブ下端の相対水平変位である。各図には、相対水平変位をその相対高さで除して求めた部材角も示した。

試験体 No.1, No.2, No.3 は、フランジ壁脚部での差し筋降伏後の壁と基礎界面の滑り変形量が大きく、その影響により逆 S 型の履歴性状が No.4 よりもやや強く表れた。

壁と基礎界面の滑りによって最大耐力が決定した No.1 と No.2 の最大耐力時の変形は部材角にして 30/1000 以上とかなり大きく、履歴性状はエネルギー吸収の小さいものであったが、載荷を終了するまで大きな耐力低下はなく安定していた。

せん断破壊により最大耐力が決定したNo. 3とNo. 4の最大耐力時の変形は部材角にして10/1000程度であり、最大耐力到達以降、やや耐力低下を生じた。

4. 復元力特性評価手法

4.1 提案する評価手法

曲げに対する復元力特性は、一般的な平面保持仮定に基づく手法によって評価することとする。ただし、壁と基礎界面における曲げ強度は、滑りの影響を受けると考えられることから、ここでは、曲げ強度と滑り強度の相関関係の評価手法を提案する。また、比較的挙動が複雑なせん断に対する復元力特性の評価手法も提案する。

4.2 曲げ強度と滑り強度の相関関係の評価手法

von Misesの降伏条件式において、水平方向の応力度は生じないとし、鉛直方向の応力度は曲げモーメントと比例関係にあると仮定して、曲げ強度 (M_j) と滑り強度 (Q_j) の相関関係の評価式(1)を導いた。基本的に、この式は界面に生じる曲げモーメントとせん断力の強度の相関関係が円であると仮定したことを表している。せん断力の影響がない場合の曲げ強度 (M_u) は日本建築学会の略算式または平面保持仮定による曲げ応力解析より求め、曲げモーメントの影響がない場合の滑り強度 (Q_{slu}) は式(2)のMattock⁴⁾の提案式によることにした。

$$\left(\frac{M_j}{M_u}\right)^2 + \left(\frac{Q_j}{Q_{slu}}\right)^2 = 1 \quad (1)$$

$$Q_{slu} = A_{all}[1.38 + 0.8(p_j \sigma_{jy} + \sigma_0)] \quad (2)$$

A_{all} : 全断面積 (mm^2)、 $p_j \sigma_{jy}$: 差し筋比×降伏強度 (N/mm^2)
 σ_0 : 軸応力度 (圧縮を正: N/mm^2)

この提案式を試験体No. 1とNo. 2に適用して得られた強度を実験より得られた最大耐力と比較した結果、その比はそれぞれ1.03と1.00であり、この提案式で曲げモーメントとせん断力が作用する面の強度を評価できる可能性は高いと思われる。

4.3 せん断に対する復元力特性の評価手法

せん断の復元力特性は、Tri-linear型で表す。実験結果を勘案して、第一折れ点をせん断ひびわれ点、第二折れ点を表面鋼板のせん断降伏点、そして終局点をせん断終局強度点とする。以下に示す評価手法は、表面鋼板とコンクリートが一体で挙動すること、すなわちひずみの適合条件を満足することを前提としている。なお、以下の式の記号説明は最終頁に示す。

4.3.1 せん断ひびわれ点 せん断ひびわれ強度は、主応力度式で算定することとする。その時のコンクリートの引張強度は式(3)で算定する。

$$\sigma_t = 0.313\sqrt{\sigma_g} \quad (3)$$

4.3.2 せん断降伏点 せん断降伏時の強度とせん断ひずみ度は、トラス剛性と von Mises の降伏条件より算

定する。コンクリートに生じる斜め (σ_2)、水平 (σ_x)、鉛直 (σ_y) 方向の各応力度と水平せん断応力度 (τ) との関係は主応力度式より、式(4)、(5)、(6)となる。 ϕ は主圧縮方向角度である。

$$\sigma_2 = \frac{2_c \tau}{\sin 2\phi} \quad (4)$$

$$\sigma_x = \tau \tan \phi \quad (5)$$

$$\sigma_y = \frac{\sigma_2}{2}(1 + \cos 2\phi) = \frac{c \tau}{\tan \phi} \quad (6)$$

σ_x 、 σ_y は力の釣り合い条件より、

$$\sigma_x = \frac{P_s E_s}{1 - \nu^2} (\epsilon_x + \nu \epsilon_y) + (P_{mx} E_s + K_f) \epsilon_x \quad (7)$$

$$\sigma_y = \frac{P_s E_s}{1 - \nu^2} (\epsilon_y + \nu \epsilon_x) + P_{my} E_s \epsilon_y \quad (8)$$

式(4)、(6)より、式(9)が得られ、さらに式(10)~(13)を用いると、式(14)が得られる。

$$\tau = \sigma_y \tan \phi = \frac{c \sigma_x}{\tan \phi} \quad (9)$$

$$A = \frac{P_s E_s}{1 - \nu^2} \quad (10)$$

$$B = A_s \nu \quad (11)$$

$$K_w = P_x E_{xs} \quad (12)$$

$$K_y = P_y E_{ys} \quad (13)$$

$$C = \frac{\epsilon_x}{\epsilon_y} = \frac{B - (A + K_w) \tan^2 \phi}{B \tan^2 \phi - A - K_w - K_f} \quad (14)$$

以上より、ひずみの適合条件からコンクリート部とウェブ壁表面鋼板のひずみ度が同じと仮定すると、コンクリート部のトラス剛性は式(15)で表せる。

$$G_{tr} = \frac{1}{\frac{1}{2K \cos^2 \phi \sin^2 \phi} + \frac{\tan^2 \phi}{K} + \frac{1}{K \tan^2 \phi}} \quad (15)$$

$$2K = 0.7E_c, \quad K = A + \frac{B}{C} + K_w + K_f, \quad K = A + BC + K_y + K_w$$

ウェブ壁表面鋼板の水平 (σ_x)、鉛直 (σ_y) 方向の各応力度及び水平せん断応力度 (τ) とコンクリート部の水平せん断応力度 ($c \tau$) との関係は、式(16)となる。

$$\sigma_x = \frac{A + \frac{B}{C}}{K_s P} \tau \tan \phi, \quad \sigma_y = \frac{A + BC}{K_s P} \left(\frac{c \tau}{\tan \phi} - \sigma_0 \right), \quad \tau = \frac{G_s}{G_{tr}} \quad (16)$$

これらを von Mises の降伏条件式(17)に代入することにより、 $c \tau$ が算定される。

$$\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \sigma_y + 3\tau^2 = \sigma_p^2 \quad (17)$$

さらに、 $c \tau$ と式(16)より、 τ が求まる。これらから、ウェブ壁表面鋼板せん断降伏時のせん断力は式(18)で算定される。

$$Q_y = c Q_y + Q_y, \quad c Q_y = \tau t_w l_w, \quad Q_y = \tau P_w t_w l_0 \quad (18)$$

式(7)、(14)、(15)の K_f は外周フレームによる拘束効果をモデル化した水平方向抵抗バネであり、その概念を Fig. 4 に示す。同図はフランジ壁の上下端の固定度が十

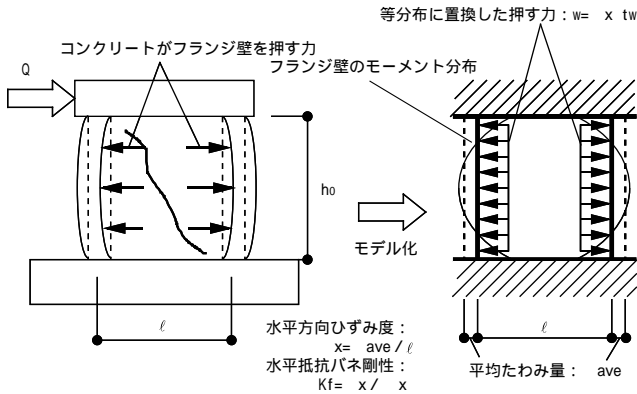


Fig. 4 外周フレームによる抵抗機構の概念
Resistance Mechanism by Outer Frame

分に大きい場合を示している。壁板部分にせん断ひびわれが生じると、壁板は水平方向に膨らむ挙動を示す。この抵抗機構の一つとして両フランジ壁と上下梁による機構が考えられる。この機構を単純化し、これら抵抗機構による水平方向のバネ剛性を導いた。具体的には、フランジ壁を等分布荷重を受ける両端固定梁と仮定し、これらの平均たわみ量と作用する水平応力度からバネ剛性を求めた。差し筋工法ではフランジ壁を上端固定、下端を水平変位のみを自由（差し筋のみで固定度が小さい）とする等分布荷重を受ける梁と仮定し、式(19)で表す。両端の固定度が十分に大きい場合は式(19)の係数22.5が360となる。

$$K_f = \frac{22.5 E_c I_c \ell}{w t_w h_0^4} \quad (19)$$

また、上述した手法において未知数である主圧縮方向角度（ ϕ ）は、最小ポテンシャルエネルギーの原理に従い、式(20)を満足する角度とする³⁾。この式は式(15)を微分して導いたものである。

$$\left(\frac{1}{xK} - \frac{1}{yK}\right) \cos^4 \phi - 2\left(\frac{1}{2K} + \frac{1}{xK}\right) \cos^2 \phi + \frac{1}{2K} + \frac{1}{xK} = 0 \quad (20)$$

ウェブ壁表面鋼板せん断降伏時せん断ひずみ度（ γ_y ）は、軸方向応力度だけシフトさせたトラス剛性を用いた式(21)で算定する。

$$\gamma_y = \frac{c\tau}{G_{ms}} - \frac{\sigma_0}{yK \tan \phi} \quad (21)$$

4.3.3 せん断終局強度点 せん断終局強度は、式(18)より求めたウェブ壁表面鋼板せん断降伏時のせん断力に主圧縮方向コンクリートの残存強度分を累加して算定する。この際、コンクリートの残存強度はアーチ機構（主圧縮方向角度： θ_u ）によって伝達されると仮定する。これらを式で表せば式(22)となる。

$$Q_u = Q_y + \frac{1}{2} \tan \theta_u t_w \ell_w (\lambda \sigma_B - \frac{2c\tau}{\sin 2\phi}) \quad (22)$$

$$\tan \theta_u = \sqrt{\left(\frac{h}{\ell_w}\right)^2 + 1} - \frac{h}{\ell_w}, \quad \lambda = 0.7 - \sigma_B/200$$

この時のせん断ひずみ度は、実験結果を参考に式(23)で表す。

$$\gamma_u = \frac{6}{1000} \quad (23)$$

4.4 本評価手法の実験結果への適用

本評価手法を今回の実験及び既往実験⁶⁾に適用して得られたせん断力～せん断ひずみ度関係を実験結果と比較してFig. 5に示す。筆者らの実験に対しては、今回提案した手法で評価した壁と基礎の界面の強度を、既往実験に対しては曲げ強度を併せて示した。

本評価手法によるせん断力～せん断ひずみ度関係は、筆者らの実験結果に対してはやや第二剛性を大きく評価しているが、全般的にはほぼ良い対応を示していると言える。第二剛性をやや大きく評価したのは、想定した外周フレームによる拘束効果がやや大きかったためではないかと思われる。既往実験結果に対しては本評価手法は良好に対応した。

界面の強度の評価結果は、滑り破壊したNo.1とNo.2に対しては実験の最大耐力と良く対応しており、壁部分でせん断破壊したNo.3とNo.4に対しては実験の最大耐力よりも大きくなっており、実験結果との対応は良好であった。

5. まとめ

SC構造による耐震壁に関する一連の研究の最終段階として、耐震壁の曲げせん断実験を実施した。耐震壁のRC構造基礎への定着は、筆者らが考案した隔壁を用いた差し筋工法により行った。

実験の結果、本提案工法によるSC構造耐震壁は、差し筋量が少ない場合には壁と基礎の界面において滑りが生じるが、差し筋量の増減によって耐震壁の破壊モードのコントロールが可能であることが分かった。

SC構造による耐震壁の弾塑性挙動を評価し、破壊モードをコントロールするため、壁と基礎の界面の曲げ強度と滑り強度の相関関係の評価手法とせん断力～せん断ひずみ度関係の評価手法を考案した。本評価手法を本実験結果及び既往実験結果に適用した結果、評価結果と実験結果は良好に対応し、本評価手法は十分に有効であることが分かった。

謝辞

本研究の内、実験による検討は中山達雄氏が大林組在職中に担当して実施したものである。また、本研究を遂行するに当たって、日本大学の青山博之教授より貴重な助言を受けた。実験データを参照させていただいた関係各位と併せ深謝します。

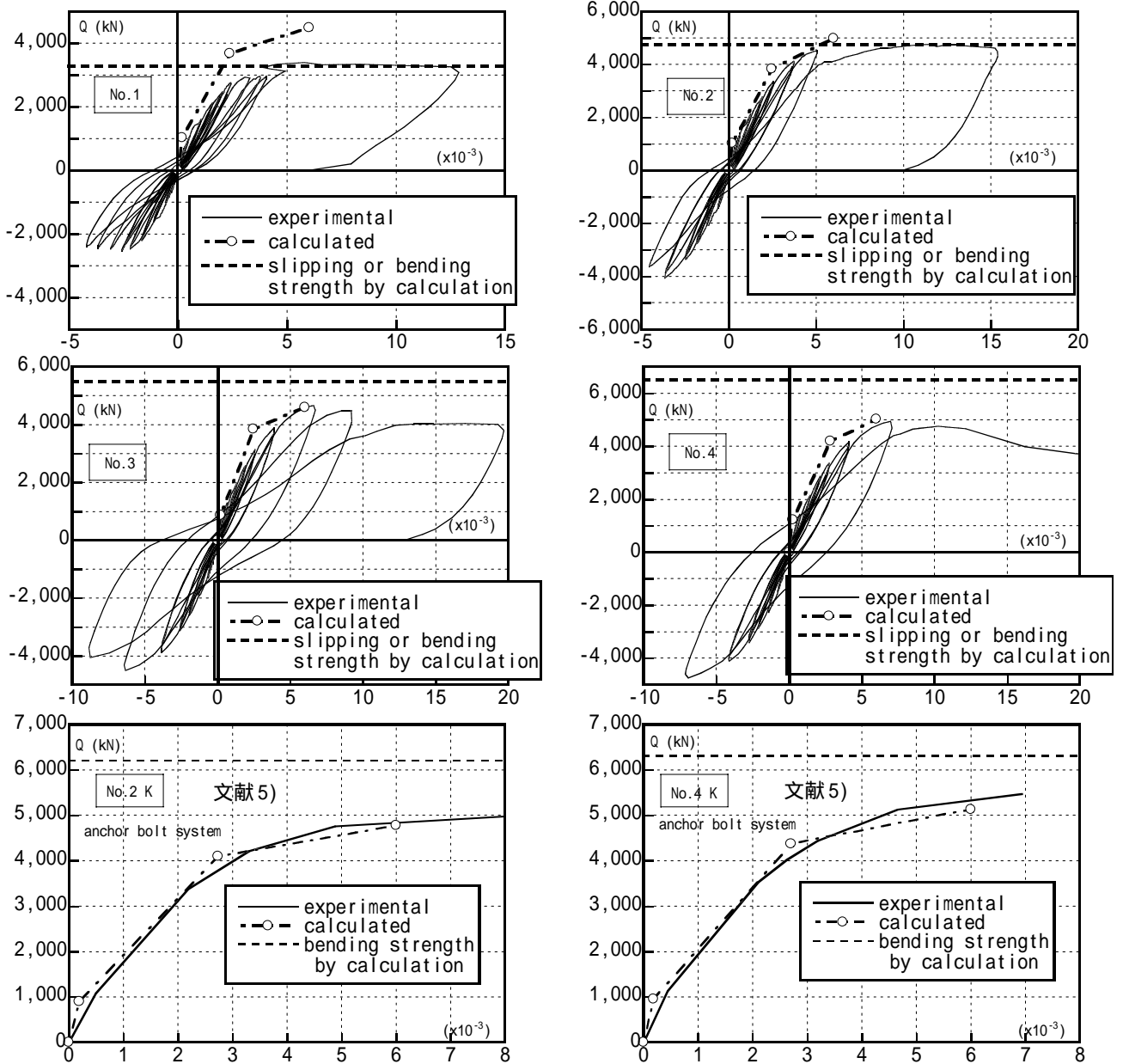


Fig. 5 せん断力 (Q) ~ せん断ひずみ度 () 関係の比較
Comparison of Relationship between Shear force and Shear Distortion

参考文献

- 1) 中山, 山口, 他: 鋼板コンクリート構造に関する研究 (その1), 大林組技術研究所報, NO.50, (1995.2)
- 2) 津田, 江戸, 他: 鋼板コンクリート構造に関する研究 (その2), 大林組技術研究所報, NO.62, (2001.1)
- 3) 津田, 他: 鉄筋コンクリート造耐震壁の復元力特性の評価に関する研究, 日本建築学会大会梗概集, pp.367 ~ 370, (1999.9)
- 4) Mattock, A.H. et al.: Shear Transfer in Reinforced Concrete Recent Research, PCI Journal, Vol.17, No.2, Mar.-Apr., pp.55-75, 1972.
- 5) 松尾, 他: 鋼板コンクリート構造に関する実験的研究 (その17), 日本建築学会大会梗概集, pp.1127 ~ 1128, (1998.9)

< せん断の復元力特評価法に用いた記号 >

- P : ウェブ表面鋼板の鋼材比
- P_x, P_y : 水平と鉛直方向の隔壁の鋼材比
- E_s, E_{sx}, E_{sy} : 各鋼板のヤング係数 (N/mm^2)
- G_s : ウェブ表面鋼板のせん断弾性剛性 (N/mm^2)
- ν_s : ウェブ表面鋼板のポアソン比
- f_p : ウェブ表面鋼板の降伏強度 (N/mm^2)
- f_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)
- E_c : コンクリートのヤング係数 (N/mm^2)
- I_e : フランジ壁の断面二次モーメント (フランジ壁の有効幅 = $2 t_f t_w + t_w^2$) (mm^4)
- t_w : ウェブ壁厚 (mm), t_f : フランジ壁厚 (mm)
- ℓ, ℓ_0, ℓ_w : 両フランジ壁芯々間距離、内法距離、外端間距離 (壁全長) (mm)
- K_f : 外周フレームによる水平抵抗バネ剛性 (N/mm^2)
- h_0 : 壁内法高さ (mm)
- h_1 : 基礎上端と加力点との相対高さ (mm)