

有孔鋼板を用いたひび割れ誘発目地を有する耐震壁の構造性能について

STRUCTURAL PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE SHEAR WALLS WITH CONTRACTION JOINTS USING PERFORATED STEEL PLATES

竹中啓之*¹, 清水隆*², 三輪明広*¹, 石岡拓*¹, 井戸康浩*¹
 Hiroyuki TAKENAKA, Takashi SHIMIZU, Akihiro MIWA, Taku ISHIOKA and Yasuhiro IDO

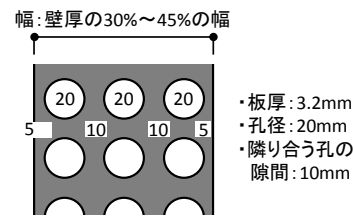
In this study, we carried out the experiment of the reinforced concrete shear wall with the contraction joints and clarified structure performance of the wall. The perforated steel plates were used for the materials which to cause the loss of the section in the contraction joint. For the structural test, it was shown that the perforated steel plates did not affect the structural performance of the shear wall. Furthermore, from the element test of the contraction joint, we built the analysis model that expressed the shear resistance behavior of the contraction joint in the shear wall. And we showed that load-displacement relationships of the shear wall could reappear by FEM analysis.

Keywords : Shear wall, Contraction joint, Perforated steel plate, Shear resisting force
 耐震壁, ひび割れ誘発目地, 有孔鋼板, せん断耐力

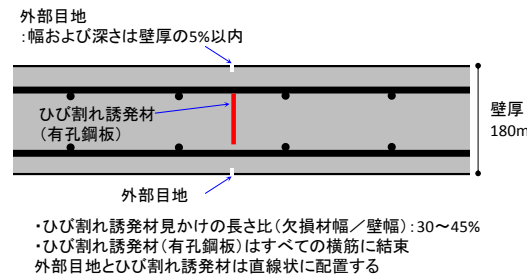
1. はじめに

コンクリート構造物において、ひび割れの発生をコントロールすることは建物の出来栄や耐久性にとって重要な要因である。コンクリートの特性として、乾燥収縮によってひび割れが生じることがあり、特にコンクリート表面が露出する部分に乾燥収縮によるランダムなひび割れが生じると、見た目の悪さだけではなく、ひび割れから水が浸透することにより鉄筋が腐食し、コンクリートが剥離に至ることもある。耐震壁では、このようなひび割れをコントロールするために、ひび割れを特定の目地部に集中させるひび割れ誘発目地を設ける場合がある。耐震壁にひび割れ誘発目地を用いる場合に重要なことは、正確に意図した場所にひび割れを誘発させること、ひび割れ誘発目地が耐震壁としての性能に影響を与えないことである。このようなニーズを満たす工法として、外部目地と有孔鋼板を用いて、コンクリートの乾燥収縮による耐震壁のひび割れを目地部に集中させるひび割れ誘発目地工法を開発した。本論文では、まず、ひび割れ誘発目地工法の概要について述べ、次に、構造実験による有孔鋼板を用いたひび割れ誘発目地を有する耐震壁の性能の検証について述べる。さらに、ひび割れ誘発目地のせん断すべり要素実験を実施し、目地部のせん断すべり性状をモデル化した。それらの値を用いて誘発目地付耐震壁の FEM 解析を実施し、実験結果との比較を行った。

を対象とし、コンクリート乾燥収縮ひび割れを目地部に集中させることを目的とするものである。ひび割れ誘発目地は壁厚の 5%以内の幅と深さを有する外部目地と厚さ 3.2mm の有孔鋼板を用いたひび割れ誘発材（内部欠損材）とで構成され、外部目地とひび割れ誘発材で壁厚に対する欠損率を確保し、目地部にひび割れを誘発する。有孔鋼板には直径 20mm の孔を面積比で 32.2%設けている。ひび割れ誘発材に用いる鋼板の孔は、次の 3 点に対して有用であると考えている。①有孔鋼板の耐震壁内での位置決め



(a) 有孔鋼板（内部欠損材）



(b) 壁断面

図-1 ひび割れ誘発目地の概要

2. ひび割れ誘発目地の概要

本工法の概要を図-1 および図-2 に示す。本工法は、壁厚 180mm 以上の鉄筋コンクリート造耐震壁

*1 戸田建設株式会社技術開発センター

*2 戸田建設株式会社構造設計部

Research and Development Center, TODA CORPORATION

Structural Design Department, TODA CORPORATION

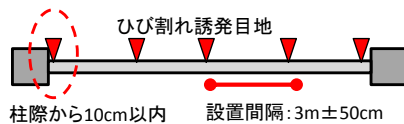
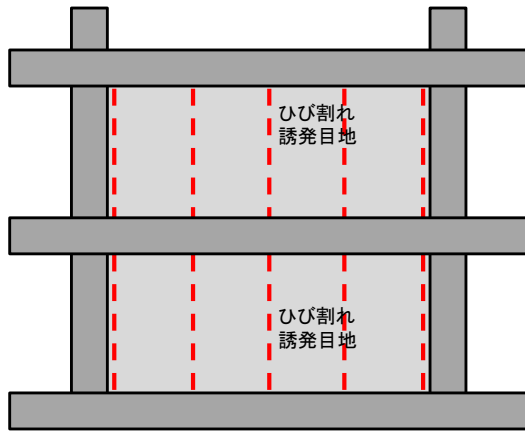


図-2 ひび割れ誘発目地の配置

ため、鋼板の孔を壁横筋との結束に用いる。②普通コンクリートの粗骨材最大寸法と同径とすることで打設時のコンクリートによる圧力を緩和し、ひび割れ誘発材の位置ずれを防ぐ効果を期待する。③孔内コンクリートによる目地部鉛直せん断摩擦耐力の確保を期待している。

3. 構造実験

3.1 試験体

試験体概要を図-3に、試験体配筋を図-4に示す。試験体は1/2縮尺模型を3体とした。試験体一覧を表-1に示す。試験体は3体とも壁のせん断破壊が先行するように設計した。試験体は鉄筋コンクリート壁部の両側に柱を設け、壁および柱の上下に加力スタブを設けた。壁部は壁厚100mm、内法幅2200mm、内法高さ1300mmで、配筋はすべての試験体で縦筋横筋ともにD6(SD295A)@100ダブルの配筋とした。試験体SW00にはひび割れ誘発目地を設けず、今回の実験の基本試験体とした。試験体SW01およびSW02には本工法で使用するひび割れ誘発目地を柱際から50mmの位置と壁中央の3か所に設けた。実験に使用した耐震壁の目地部断面とひび割れ誘発材(有孔鋼板)の概要を図-5に示す。試験体SW01にはひび割れ誘発材として幅30mmの有孔鋼板(SS400)を設置し、試験体SW02にはひび割れ誘発材として幅45mmの有孔鋼板(SS400)を設置した。これは壁厚に対して30%~45%の幅となる。壁表面にはひび割れ誘発材設置位置に5×5mmの目地棒を設置して、外部目地として5mmの欠き込みを設けた。ひび割れ誘発材として用いる有孔鋼板は結束線によりすべての横筋に結束して位置の保持を図った。壁の両側に取りつく側柱は $b \times D = 300 \times 300\text{mm}$ 、柱主筋は12-D13(SD345) ($p_g = 1.69\%$)、柱せん断補強筋は2-D6(SD295A)@50 ($p_w = 0.43\%$)とした。コンクリート強度は壁部と同じ強度 ($F_c 40\text{N/mm}^2$) とし、壁部

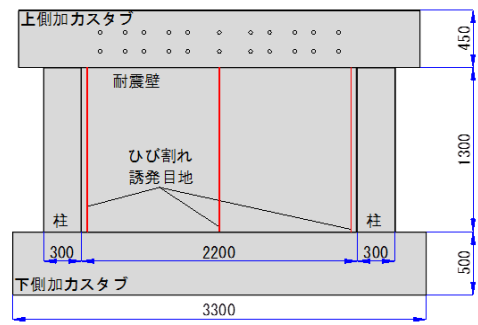


図-3 試験体概要

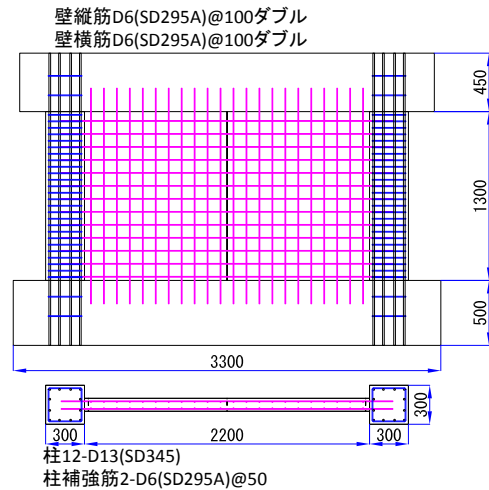


図-4 試験体配筋

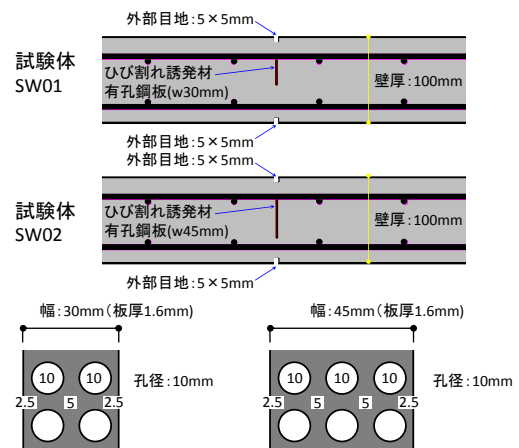


図-5 ひび割れ誘発目地部詳細

分と同時に打ちとした。実験に使用したコンクリートおよび鋼材の材料試験強度を表-2に示す。

3.2 荷重方法

加力装置を図-6に示す。試験体の下スタブはPC鋼棒により反力床に緊結している。試験体上スタブの両側からチャンネル材をPC鋼棒により緊結し、チャンネル材の両端をジャッキにより押し引きする。試験体の柱部分の上にはピン支承を取り付け、加力梁を介して軸力を作用させる。軸力は柱断面積にコンクリート強度を乗じた値の0.1倍の大きさとした。

加力の制御は加力芯位置の水平変位を下スタブの上面から加力芯までの距離で除した値（壁部材角 $R_w = \delta / h_w$ 、但し δ : 加力芯位置の水平変位、 h_w : 壁板底面から加力芯までの距離）で行い、 $R_w = 1/4000, 1/2000\text{rad}$ を正負各 1 回繰り返した後、 $R_w = 1/1000, 1/500, 1/250, 1/150, 1/100\text{rad}$ を正負各 2 回ずつ、最後に $R_w = 1/50\text{rad}$ を正負繰り返す加力とした。

3.3 実験結果

(1) ひび割れ誘発試験結果

試験体のコンクリート打設後、構造実験に供するまでおよそ 3 か月間試験体を屋外に放置し、ひび割れ誘発状況を確認した。試験体の状況とひび割れが発生したひび割れ誘発目地部分を図-7 に示す。SW01, SW02 ともに壁板表面に設けた外部目地の底にひび割れが発生した。ひび割れ誘発目地部に生じたひび割れは、ほぼ試験体を貫通するように生じた。SW00 の壁面および SW01 と SW02 の目地部以外には、コンクリートの乾燥収縮が原因と考えられるひび割れは発生しなかった。

(2) 実験経過および荷重変形関係

ひび割れ誘発目地を設けなかった SW00 試験体およびひび割れ誘発目地を設けた SW01, SW02 試験体ともにその実験経過および荷重変形関係についてはほぼ同じ結果となった。ここでは SW02 試験体の経過と荷重変形関係を示す。SW02 試験体について、

1/4000rad で壁板に斜めひび割れが発生した。変形角が進むにつれ斜めひび割れが増大していった。1/2000rad を超えた付近で短期せん断耐力に達した。短期せん断耐力時の壁板の斜めひび割れ幅は、最大で 0.06mm 程度で、除荷後にはひび割れが閉じた。1/1000rad での壁板の最大ひび割れ幅は 0.15mm で除荷時の残留ひび割れ幅は 0.04mm であり、1/250rad では壁板の最大ひび割れ幅は 0.65mm で除荷時の残留ひび割れ幅は 0.15mm であった。1/250rad で柱主筋と壁縦筋の一部が降伏した。1/100rad で最大耐力 1920kN となり、1/100rad 正方向載荷時に壁の横筋の一部が降伏した。1/100rad から 1/50rad へ向かう途中で壁板に大きなせん断ひび割れが生じ耐力が低下した。実験終了時のひび割れ状況を図-8 に示す。また、SW02 試験体の荷重変形関係を図-9 に示す。図中の●は壁縦筋の降伏、▲は柱主筋の降伏、■は壁横筋の降伏を示す。また、短期許容せん断耐力値については RC 規準式¹⁾、終局せん断耐力値については広沢式²⁾を用いて評価し計算した値を図中に示す。最大耐力発生変形角については SW00, SW01 試験体と同じで 1/100rad 時に最大となり、耐力値も SW00 に比べて 1.5%程度小さいがほとんど同じとなった。本試験体も実験値は終局せん断耐力計算値を上回り、壁部材角 1/100rad から 1/50rad へ向かう途中で壁板がせん断破壊し、耐力が低下した。壁厚に対して 30~45%の範囲の有孔鋼板を用いたひび割れ誘発目地の荷重変形関係に対する影響はほとんど見られなかつ

表-1 試験体一覧

試験体名	SW00	SW01	SW02
Fc(N/mm ²)	40		
壁厚(mm)	100		
壁内法幅(mm)	2200		
壁内法高(mm)	1300		
柱	300×300		
柱 Fc(N/mm ²)	40		
柱主筋	12-D13 (SD345)		
柱補強筋	2-D6 (SD295A)@50		
誘発目地	無	有	
誘発材	-	w30mm PL1.6mm	w45mm PL1.6mm
外部目地	5×5mm (目地棒)		

表-2 材料試験結果

(a)コンクリート材料試験結果

	ヤング係数 (N/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂強度 (N/mm ²)
SW00	29122	39.9	3.02
SW01	28508	40.7	3.03
SW02	28664	40.8	3.09

(b)鉄筋材料試験結果

	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
D6(SD295A)	185574	345	505
D13(SD345)	176334	351	527

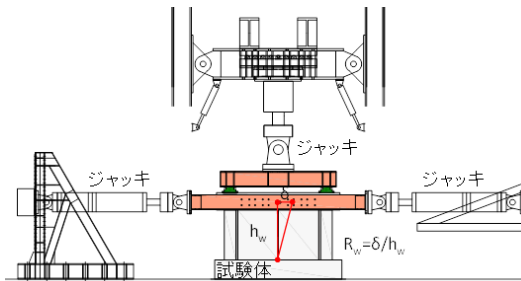


図-6 載荷装置



図-7 ひび割れ誘発試験状況

た。すべての試験体の骨格曲線の比較を図-10 に示す。誘発目地の有無およびひび割れ誘発材の幅にかかわらず、骨格曲線はほぼ同じとなった。よって、本実験範囲内においては、ひび割れ誘発目地が耐震壁のせん断耐力に影響を与えないことが分かった。

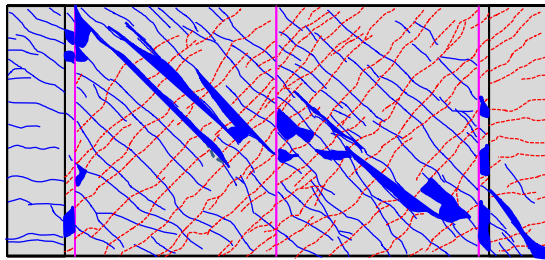


図-8 ひび割れ状況 (SW02 試験体)

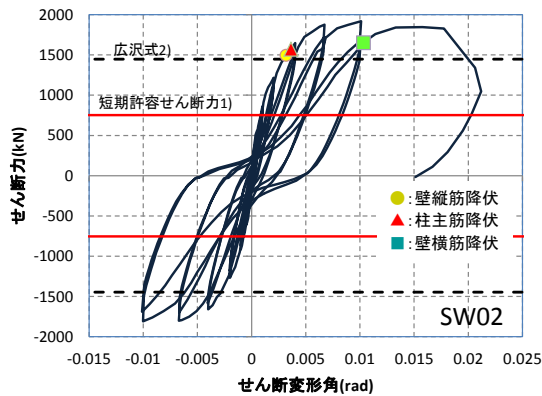


図-9 荷重変形関係 (SW02 試験体)

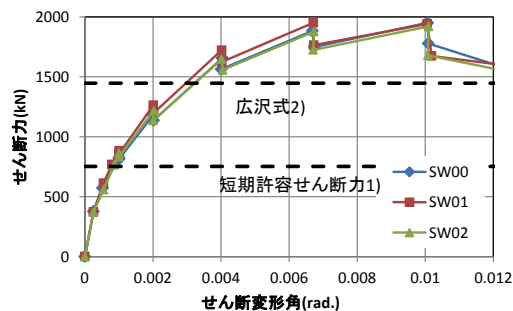


図-10 骨格曲線の比較

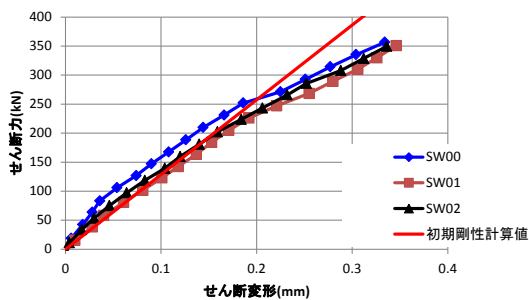


図-11 初期剛性の比較

(3) 初期剛性

初期剛性の実験値と計算値の比較を図-11に示す。計算値は耐震壁の曲げ成分とせん断成分を考慮したものに、付帯柱の初期剛性を加えたものとした。付帯柱を含めた初期剛性は変形 0.2mm (部材角 1/7500rad) までおおむね初期剛性を評価できている

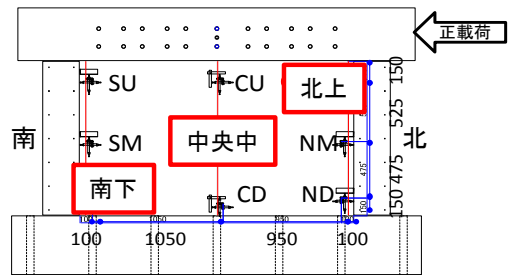
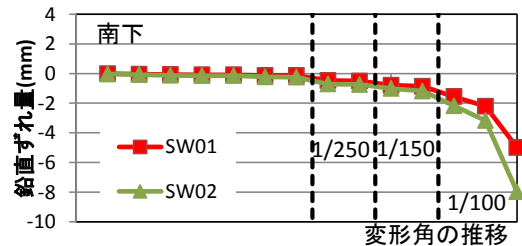
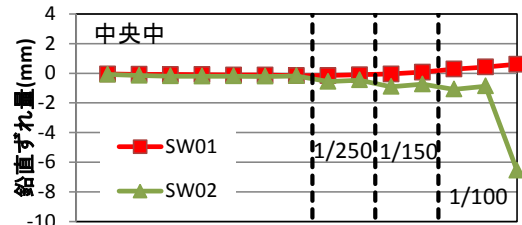
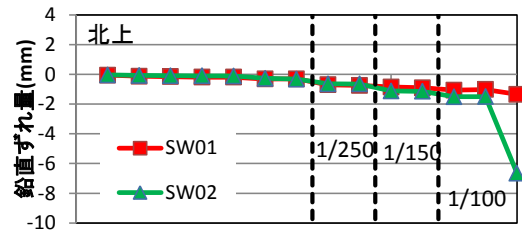


図-12 目地部の鉛直ずれ量の比較

と考えられる。また、0.2mm 程度まで若干誘発目地の無い耐震壁の初期剛性が大きくなっているが、0.2mm 以降はほぼ同等の荷重変形関係となっている。

(4) 誘発目地部のずれ変形

正加力時の壁板対角の鉛直ずれの比較とずれ量とその計測位置を図-12に示す。鉛直ずれ量は 1/250rad 付近から対角の鉛直ずれが大きくなってきた。鉛直ずれに関しては、欠損率の大きい試験体が大変形に大きくなる傾向を示したが、このずれ変形の差は、耐震壁のせん断耐力の差としては現れなかった。

4. FEM 解析

(1) 要素試験

耐震壁に用いるひび割れ誘発目地には内部欠損材(ひび割れ誘発材)として PL3.2mm の有孔鋼板を使用している。有孔鋼板面のせん断すべり性状が耐震壁の耐力に及ぼす影響を検討するため、図-13に示す要素試験体を作製し、2面せん断押し抜き試験を行った。試験体は次の3体とした。ひび割れ誘発材をセットしないものとして試験体1、壁厚に対して30% (60mm) の幅の有孔鋼板を挿入したものを試験



図-13 押し抜き要素試験体

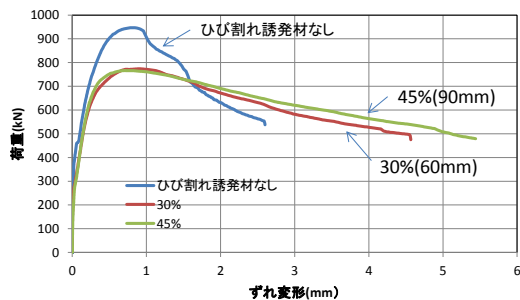


図-14 押抜試験結果

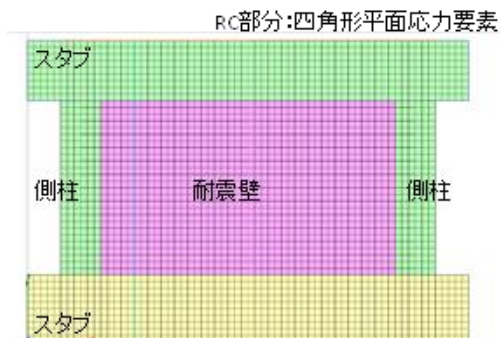


図-15 耐震壁解析モデルの要素分割

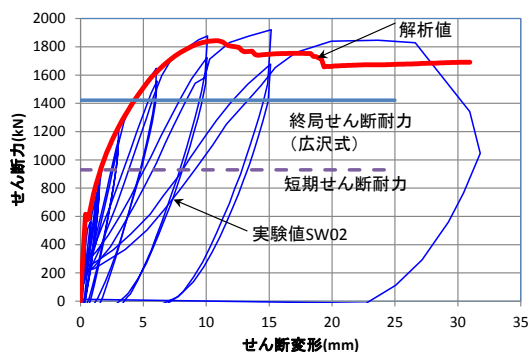


図-15 実験値と解析値の比較(SW02 試験体)

体2, 壁厚に対して45%(90mm)の幅の有孔鋼板を挿入したものを試験体3として実験を行った。

押抜荷重を2で割った1面のせん断面にかかる荷重と鉛直ずれ変形の間を関係を図-14に示す。有孔鋼板を入れなかった試験体は最大耐力947kNを発揮し

た後、目地部で滑りながら耐力が低下していった。有孔鋼板を設けた試験体2, 試験体3は欠損幅にかかわらずほぼ同じ最大耐力(試験体2:774kN, 試験体3:766kN)を示し、耐力低下後の滑り性状もほぼ同じとなった。有孔鋼板を内部欠損材として入れたものは、有孔鋼板が無いものに対して最大耐力が2割程度低下したが、急激な耐力低下は生じず緩やかなすべり破壊を示した。

要素実験結果を基に、誘発目地部の有孔鋼板部分に関する鉛直せん断力について考察する。誘発目地部は有孔鋼板部に沿った縦ひび割れが生じる。このひび割れ面に対して、垂直方向の圧縮応力と引張応力および水平方向のせん断応力を考える。誘発目地部については、1)鉛直方向伝達用圧縮引張のバネ、2)目地面に対して水平のせん断バネの2つのバネを考慮して応力の伝達を検討する。圧縮引張に対するバネは圧縮側のみ効力を発するものとし、せん断については最大せん断応力で頭打ちとなるように設定した。試験体1の実験結果より、コンクリート面の最大せん断摩擦応力は 8.87N/mm^2 となった。この値を使用して、試験体2および試験体3の有孔鋼板部分は平均値をとって 4.05N/mm^2 の値が得られ、これらの値を使用して耐震壁のFEM解析を実施した。

(2) 耐震壁のFEM解析

要素試験結果の鉛直すべり性状を基に誘発目地部をモデル化した耐震壁のFEM解析を実施した。耐震壁解析モデルの要素分割を図-15に示す。耐震壁のモデル化にあたり、柱・壁および上下の加力スタブは平面応力要素、鉄筋は1次元の埋め込み鉄筋要素とした。誘発目地部についてはインターフェイス要素を用いて、圧縮はコンクリートの圧縮応力を折れ曲がり点とするバイリニアの応力ひずみ曲線とし、引張は伝えないものとした。せん断については最大せん断応力で滑り出すバイリニアとしてモデル化した。コンクリートの圧縮に関する応力ひずみ関係の復元力特性は最大圧縮応力を頂点とする放物線関数を用いた。コンクリートの引張に関する応力ひずみ関係の復元力特性は、ひずみゼロで最大引張応力を示し、その後引張ひずみの増加に伴い引張応力が低下する引張軟化モデルを用いた。鉄筋の応力ひずみ関係はひずみ硬化を考慮したマルチリニアモデルとした。解析にはこれらの材料についての入力可能な有限要素解析プログラム“DIANA Ver.9.4.4”を使用した。

SW02の実験結果の正加力部分とFEM解析の結果を図-16に示す。初期剛性および最大耐力とも解析値は実験値を再現できていることがわかる。

5. まとめ

耐震壁のひび割れをコントロールするために有孔鋼板を内部欠損材とするひび割れ誘発目地を開発し、耐震壁の構造性能に及ぼす影響を検討した。実験および解析より得られた知見を以下に示す。

- 1) 壁厚の 30~45%の幅を持つ有孔鋼板を内部欠損材として使用した試験体について目地部でのひび割れを確認し、目地部以外のひび割れは生じないことを確認した。
- 2) 規定量の有孔鋼板をひび割れ誘発目地として用いても耐震壁の構造性能（変形性能・最大耐力・初期剛性）には影響しないことを確認した。
- 3) 有孔鋼板を用いたひび割れ誘発目地部分の鉛直すべり変形は $1/150\text{rad}$ 以下の変形ではほとんど生じないことを確認した。
- 4) 要素実験により評価したひび割れ誘発目地部の鉛直せん断摩擦特性を用いた FEM 解析により、耐震壁の荷重変形関係を再現できることを確認した。

参考文献

- 1) 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 日本建築学会, 2010
- 2) 広沢雅也, 秋山友昭, 白石基植: 日本建築学会学術講演梗概集, 昭和 50 年 10 月, pp.1173~1174