

論文 入力制御取替可能プレキャスト RC 造耐震壁のせん断補強とせん断抵抗接合についての実験的研究

河村博之*1

要旨： 標記耐震壁が実用可能であるためには、曲げ抵抗およびせん断抵抗接合部の剛性とひびわれ荷重を大きくし、耐震壁システム全体の降伏時変形を、フレームの設計荷重時変形より小さくする必要がある。今回は、これらの変形条件を満たす好ましい接合法を模索するために、せん断接合部を歯型タイプと突起タイプのせん断長さを3種類に変えた縮尺1/2の供試体を作り、曲げ補強筋にアンボンドストレスを導入した場合としない場合、またせん断接合面に曲げが加わる場合と加わらない場合を組合せた実験を行い、歯型タイプと突起せん断長さの大きなものが好ましいことを報告した。

キーワード：耐震壁、プレキャストコンクリート、せん断接合、アンボンドストレス

1. まえがき

筆者等は、低層ないし中高層鉄骨造を対象に、RC造壁をプレキャスト化し、この壁に、ひびわれ等の外観上支障を生じるようなせん断力が入力しないように、且つ負担し得るだけのせん断力は負担させるように、ファスナーに入力制御機能を持たせた入力制御金物を用い、更に入力制御金物が劣化した場合や、間仕切壁の移設の必要があった場合に取替が出来る構造にした、標記耐震壁の実用化のための研究を行っているが、今回はせん断抵抗接合部について、本壁が実用可能な変形条件を満たす最も好ましい方法を模索するための実験を行い、ひびわれ荷重 P_c とせん断接合部の水平変形 δ_{sway} と曲げ抵抗接合部の鉛直変位から生じる壁の回転による水平変形 δ_R の関係を調べた結果、いくつかの知見を得たので報告する。

2. 本壁が実用可能であるための変形条件

このプレキャスト耐震壁が入力制御金物やRC造壁の剛性によらず、負担し得るだけのせん断力、即ち入力制御金物の降伏せん断力を常に負担出来るためには、既報のように、接合部を含めたプレキャスト耐震壁システムの降伏時変形 δ_{WY} が、フレームの設計荷重時変形 δ_{FD} 以下、即ち約 $h/350$ 以下[1]であり、且つ荷重-変形曲線が、変形 $h/120$ に至るまで荷重低下を起さないものでなければ

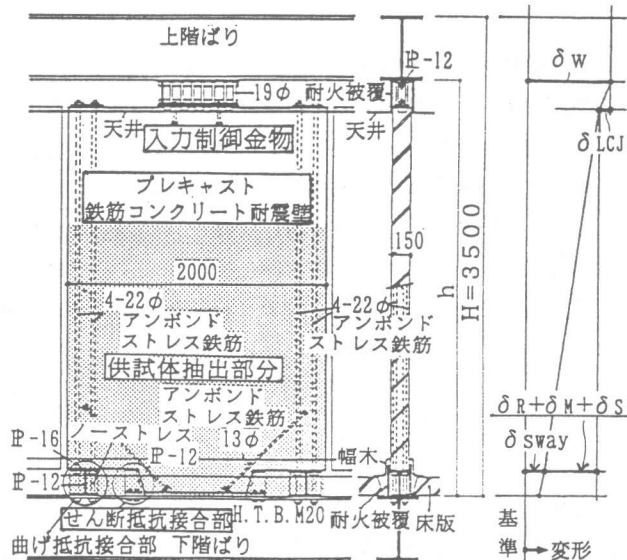


図-1 耐震壁システムの一例と変形

*1 九州産業大学教授 工学部建築学科、工博（正会員）

ならない。この変形条件を満たすためには、曲げおよびせん断抵抗接合部の剛性を出来るだけ大きくし、入力制御金物の変形 δ_{LCJ} を除いた、壁全体の降伏荷重時変形 $\delta_{sway} + \delta_R + \delta_M + \delta_S$ (δ_{sway} 、 δ_R は前述 δ_M 、 δ_S はそれぞれ壁部分の曲げ変形およびせん断変形)が0.5cm以下になるように、また、耐震壁の負担せん断力を出来るだけ大きくするためには、曲げおよびせん断ひびわれ荷重を大きくする必要がある。本耐震壁システムの一例と、各部の変形関係を図1に示す。

3. 実験

3.1 実験供試体

実験供試体の形状は、図1に示すうす墨の部分抽出した実大の約1/2の大きさとし、図2のようにせん断抵抗接合部を突起タイプ(Aタイプ)と歯型タイプ(Bタイプ)に分け、突起タイプについては、突起底部せん断

長さSを200、300、400の3種類とした。更に、せん断抵抗接合面に曲げが加わる場合(QMタイプ)と加わらない場合(Q0タイプ)の2種類、曲げ補強筋については、曲げひびわれをなくすためのアンボンドストレスを導入する場合(P)としない場合

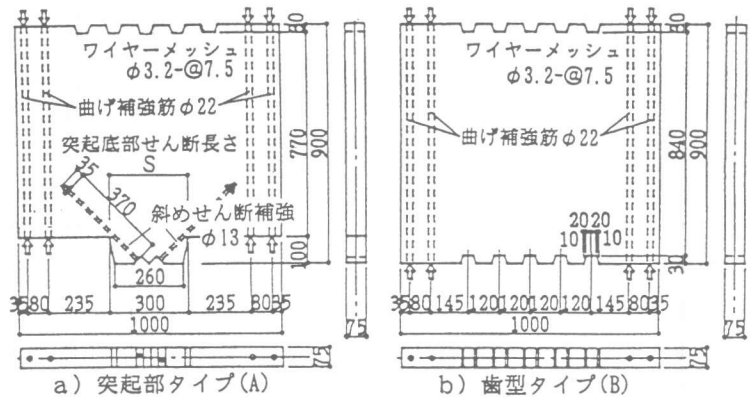


図-2 供試体形状

(0)の2種類、また突起タイプのせん断補強については、斜めアンボンドストレス筋で補強した場合(P)としない場合(0)の2種類を組合せた、表1のような22種類33個について実験を行った。

3.2 材料と供試体製作

曲げ補強筋 (アンボンドストレス用鋼材も同じ) 22φ, 降伏点33kg/mm², 導入プレストレス5t/本
 斜め補強筋 (全てアンボンドストレス導入) 13φ, 降伏点32kg/mm², 導入プレストレス2t/本
 せん断補強用溶接金物 WFP 3.2φ-75×75, 降伏点71kg/mm²,

コンクリート 調合C : S : G = 271 : 789 : 1050, W/C = 64%, 粗骨材20mm以下, 細骨材率44.1%

供試体はベニア型枠にグリス塗布の上打設し、3日で脱型、室内散水養生し、コンクリート強度が200kg/cm²に近くなったとき実験を行った。アンボンド鉄筋はグリス塗布の上、ビニールホースに通し、ストレスは実験前に自作の円筒型ロードセルで計測し、トルクレンチで導入した。

3.3 加力と測定

加力は、せん断抵抗接合面に曲げが加わらない場合は図3(a)、加わる場合は図3(b)(c)のように、20tオイルジャッキで、ひびわれ荷重および壁全断面平均せん断力がコンクリートの長期許容応力に達したときに折り返し、正負静的繰り返し荷重を加えた。せん断受金物は、コンクリートに密着するように手寄せし、H.T.B.で下ばりに固定した。曲げ補強筋と下ばりの固定は、ナットを手締めしたのみである。

歯型部分にせん断力を分散加力する場合は、コンクリート歯型に、同様に歯型を付けた加力溝型鋼をはめ込み、隙間に超速硬タイプセメントモルタルを充填し、3時間以上たってからセットした。測定は電気抵抗式変位計を用い、表1中の図に示す測定点の変形を測定した。

4. 実験結果

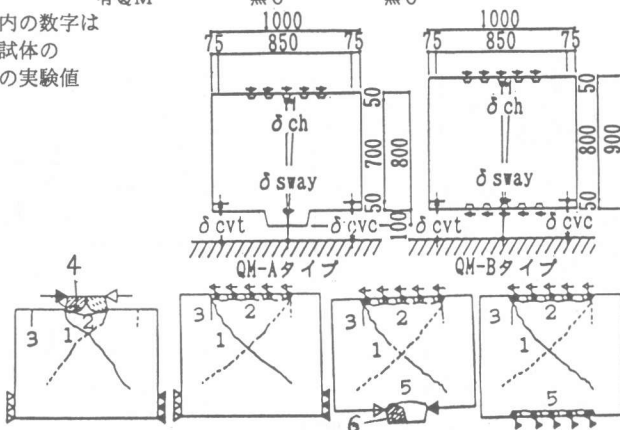
表1に各供試体のひびわれ荷重(P_c)、初ひびわれ発生位置(注に示す番号のひびわれ)、ひびわれ荷重時の壁水平全断面($7.5 \times 100\text{cm}^2$)当たりの平均せん断応力度(τ_c)、 P_c 時の下ばりとコンクリート壁頭の水平相対変形(δ_{ch})、ひびわれ荷重時の壁脚部曲げ補強筋位置の鉛直相対変形(引張側 δ_{cvt} 、圧縮側 δ_{cvc})、下ばりと壁脚部との水平相対変形(δ_{sway})、最大荷重(P_{max})を示す。また、代表的な供試体について、図4に最大荷重時ひびわれ図を、図5に荷重-変形曲線を示す。

表-1 実験供試体の種類と実験結果

供試体番号	P_c (ton)	初ひびわれ位置	τ_c kg/cm ²	δ_{ch} (mm)	δ_{cvt} (mm)	δ_{cvc} (mm)	δ_{sway} (mm)	P_{max} (ton)	コンクリート強度 スランプ
Q0-00A200-1	3.1	1	4.1	1.9	0.6	0.3	1.0	4.9	$\sigma_c = 254$ (kg/cm ²) スランプ ^o = 18.5
Q0-POA200-1	2.2	1	2.9	1.4	0.4	0.3	0.7	3.9	
Q0-PPA200-1	4.4	1	5.9	4.0	0.7	0.5	3.1	4.5	
Q0-00A300-1	3.2	1	4.3	1.8	0.3	0.2	1.2	5.7	
Q0-POA300-1	2.2	1	2.9	1.5	0.4	0.2	0.9	3.9	
Q0-PPA300-1	6.4	4	8.5	2.5	0.5	0.6	1.1	8.1	
Q0-00A400-1	3.3	1	4.4	1.3	0.5	0.2	0.6	5.8	
Q0-POA400-1	3.0	1	4.0	2.0	0.7	0.1	1.1	7.7	
Q0-PPA400-1	5.6	1	7.5	1.7	0.3	0.1	0.9	7.5	
Q0-00B-1	5.8	1	7.7	2.7	0.6	0.9	1.4	7.5	
Q0-POB-1	3.5	3	4.7	2.1	0.5	0.3	1.3	4.0	
QM-00A200-1(2)	3.8(4.0)	5(1)	5.1(5.3)	2.0(1.5)	0.9(0.4)	0.4(0.4)	0.6(0.6)	5.2(7.0)	$\sigma_c = 197$ (192) (kg/cm ²) スランプ ^o = 18.4 (17.0)
QM-POA200-1(2)	1.6(2.5)	1(3)	2.1(3.3)	0.6(0.7)	0.2(0.2)	0.2(0.1)	0.2(0.4)	4.2(6.2)	
QM-PPA200-1(2)	3.5(2.8)	2(3)	4.7(3.7)	1.4(0.9)	0.2(0.2)	0.1(0.4)	0.5(0.4)	3.5(7.1)	
QM-00A300-1(2)	4.0(4.7)	1(1)	5.5(6.3)	1.6(1.9)	0.2(0.4)	0.4(0.4)	0.6(1.0)	4.9(7.0)	
QM-POA300-1(2)	2.5(2.3)	3(3)	3.3(3.1)	0.9(0.7)	0.3(0.2)	0.1(0.1)	0.4(0.3)	4.9(7.6)	
QM-PPA300-1(2)	2.7(2.6)	3(3)	3.6(3.5)	0.9(0.9)	0.3(0.4)	0.1(0.2)	0.3(0.3)	5.0(6.1)	
QM-00A400-1(2)	4.2(4.2)	1(1)	5.6(5.6)	1.7(2.2)	0.4(0.3)	0.8(0.4)	0.5(1.3)	6.0(7.0)	
QM-POA400-1(2)	3.3(2.9)	1(3)	4.4(3.9)	1.3(1.0)	0.3(0.2)	0.3(0.3)	0.5(0.4)	4.9(5.9)	
QM-PPA400-1(2)	3.3(3.0)	1(3)	4.4(4.0)	1.3(1.2)	0.3(0.3)	0.3(0.2)	0.5(0.6)	4.9(6.5)	
QM-00B-1(2)	5.4(4.8)	1(1)	7.2(6.4)	2.1(1.5)	0.6(0.6)	0.7(0.4)	0.5(0.4)	5.4(6.1)	
QM-POB-1(2)	2.9(3.3)	2(3)	3.9(4.4)	1.5(1.0)	0.5(0.2)	0.5(0.3)	0.4(0.3)	2.9(5.9)	

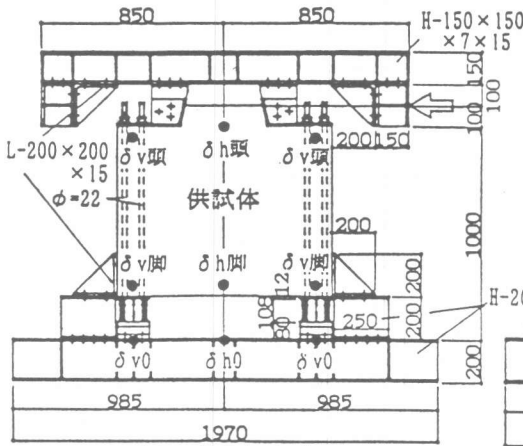
凡例 Q M - P 0 A 3 0 0 - 1
 接合面に 曲げ補強筋 斜補強筋 突起A 突起底長さS 供試体打設回数
 曲げ無Q0 ストレス有P ストレス有P 歯型B
 有QM 無0 無0

注) () 内の数字は
 同一供試体の
 2回目の実験値



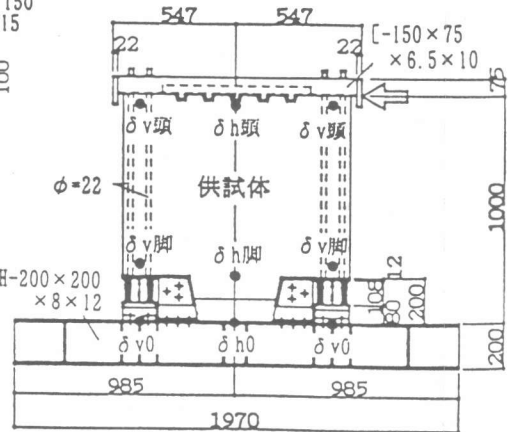
変形
 δ_{ch} , δ_{cvt} , δ_{cvc} ,
 δ_{sway} 測定位置

- 1 : 斜め方向ひびわれ
- 2 : 水平方向ひびわれ
- 3 : 鉛直方向ひびわれ
- 4 : 圧縮破壊
- 5 : 水平方向ひびわれ
- 6 : 圧縮破壊

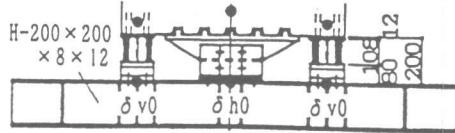


(a) Q0タイプ

図-3 加力装置詳細図



(b) QM-Aタイプ



(c) QM-Bタイプ

5. 考察

5.1 突起タイプと歯型タイプのひびわれ荷重について

ひびわれ荷重は応力を局部的に受ける突起タイプより歯型タイプでせん断力が分散される方が若干大きい(図6 縦軸の P_c 値はコンクリート圧縮強度に比例させて $200\text{kg}/\text{cm}^2$ 時に換算したもの)。また、突起タイプについては、接合面に曲げを受けない場合はいずれも突起底隅角部よりの斜張力ひびわれが発生するために、突起底長さ S の大きいほうが若干大きいものが多いが、あまり変わらない。斜めストレスを導入したも

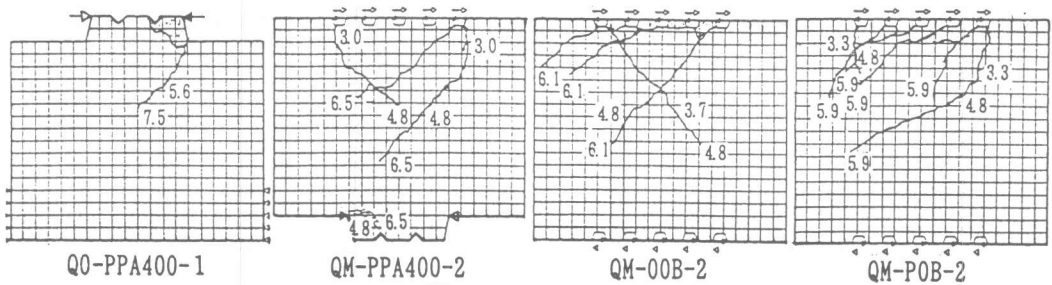


図-4 ひびわれ図

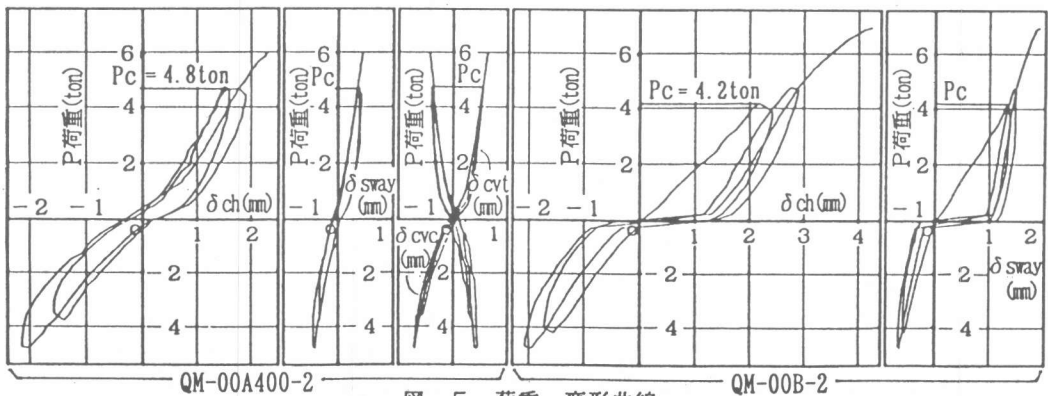


図-5 荷重-変形曲線

の(PP)は、導入しないと(P0)突起部底からひびわれが入るもの(Q0の全部とQMのS=200)については効果があるがその他のものにはほとんど効果がない。実際の使用状況であるQMタイプの中でひびわれ荷重が比較的大きく好ましいタイプであるQM-00A400、QM-00Bのみかけの平均せん断応力は $0.028\sigma_c \sim 0.037\sigma_c$ である。

5.2 せん断接合部に曲げを生じない場合(Q0タイプ)のひびわれ性状について

突起タイプ(A)の場合は、突起底隅角部より斜張力による 45° 方向に入るひびわれと、突起を曲げ折ろうとするひびわれが生じる。荷重が大きくなると、突起先端加力部が圧壊する。曲げ補強筋のみストレスを導入したもの(P0)は、このストレスによる板の応力は、図7のように壁上面に引張力を生じ、ひびわれ荷重 P_c は小さくなる。突起底部より斜めひびわれを生じたものは、斜め補強筋にストレスを導入すると(PP)、荷重低下を回復することが出来るが、一方このストレスにより突起部は圧壊し易くなる。

歯型タイプ(B)の場合は、せん断力が分散され、壁の斜めひびわれと歯型凸部が欠けるようなひびわれが生じる。曲げ補強筋にストレスを導入すると、歯型欠込み底に大きな引張応力度が生じるために、既に導入時に縦ひびわれを生じたものもあり、せん断加力後は、この縦ひびわれが斜めひびわれに成長し、耐力低下が顕著である。

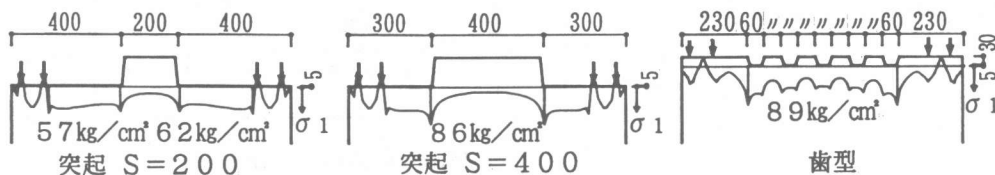


図-7 曲げ補強筋のアンボンドストレスによる σ_1 分布(要素の大きさ $1\text{cm} \times 1\text{cm}$)

5.3 せん断接合部に曲げを生じる場合(QMタイプ)のひびわれ性状について

突起タイプ(A)の場合は、せん断力に抵抗する突起底部が壁の曲げによる圧縮側になり、その影響で斜張力も小さくなり、突起底部長さ200のもの以外はひびわれを生じることなく、上部の歯型部分にひびわれが生じた。この場合も荷重が大きくなると、突起底部の反力点が圧壊した。曲げ補強筋にストレスを導入したもの(P0)は、上部壁歯型加力部の引張力により、低い荷重で縦ひびわれを生じた。

斜め補強筋にストレスを導入したもの(PP)は、せん断破壊が突起部ではなく、上部の歯型部で生じたために、効果はほとんどなかった。

歯型タイプ(B)の場合は、上部加力部と下部反力部の歯型は同形状であるが、上部が破壊した。これは、壁の曲げによる圧縮の影響で、下部のせん断強度が大きくなるためと思われる。

5.4 荷重-変形曲線について

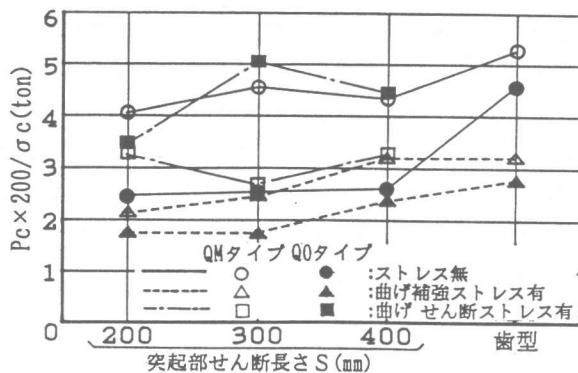


図-6 供試体の種類とひびわれ荷重

曲げ抵抗接合、せん断抵抗接合はナットの手締めおよびせん断抵抗金物の手寄せであるために変形はすべてスリップ形の履歴になっている(図5)。 δ_{cvt} と δ_{cvc} については、曲げ補強筋を下部鉄骨ばりとなットで止めているだけでなく、コンクリート壁板の外で、長ナットをカップラーとして継いでいるために、二重の遊びが生じたものである。しかし、いずれもスリップ量は0.3mm以下である。 δ_{sway} については、歯型のを除きスリップ量が全体の変形量に対して占める割合が大きく、1.5mmにもおよんでいるものもある。また、2回目の加力から急激にスリップする性状を示しているものもあり、必要があれば、なじんでから締直しを行えば δ_{sway} は一層小さくすることが出来るものと考えられる。歯型の δ_{sway} は隙間を充填しているために、ほとんどスリップを生じていない。

5.5 水平変形の絶対量について

表1 δ_{ch} にみられるように、実際に使用されるQMタイプの実験値はすべて2.2mm以下である。実大の場合で一辺が2倍になった場合を考えてみると、コンクリートの回転変形 δ_R を生む壁脚部の変形 δ_{cvt} と δ_{cvc} は、曲げ補強筋一本に加わる力が同じであるとすれば変形もほぼ同じであると考えられるから、幅が約2倍で、高さが図1の $h=2.8m$ の場合の δ_{ch} を、本実験値から換算してみる。脚部の変形 δ_{cvt} と δ_{cvc} が同じであるとしたときの回転による実大壁頭の変形予想値を $\delta_R(\text{実大値}) = (\delta_{cvt}(\text{実験値}) + \delta_{cvc}(\text{実験値})) \times 2800/1700$ で求め、 δ_{sway} は、せん断力は4倍になるが抵抗面積も2倍以上になるので、 δ_{sway} は最大2倍になると考え $\delta_{sway}(\text{実大値}) = 2.0 \delta_{sway}(\text{実験値})$ とし、また、ひびわれのないコンクリート壁の曲げ変形とせん断変形は小さいので無視し、 $\delta_{ch}(\text{実大値}) = \delta_R(\text{実大値}) + \delta_{sway}(\text{実大値})$ とした場合を図8に示す。 $\delta_{ch}(\text{実大値}) \leq 0.4cm$ となり、ひびわれ荷重時の変形はこのような接合形式でも充分満足される。

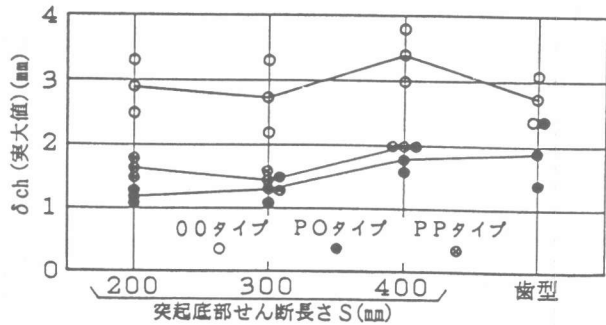


図-8 ひびわれ荷重時の δ_{ch}

6. まとめ

ひびわれ荷重を大きくするためには、歯型タイプにするか突起タイプのせん断長さを大きくするのが好ましい。曲げ補強筋にアンボンドストレスを導入する場合、必要最小限にとどめ、大きなストレス導入が必要な場合は、壁の広い範囲にストレスを導入し、壁上面引張応力度が小さくなるような配慮が必要である。ひびわれ荷重を大きくするために好ましい歯型タイプ(QM-00B)および突起タイプの突起底長さの大きなもの(QM-00A400)は、ひびわれ荷重以下に入力を制御すれば実用可能な変形条件も満たすことが出来る。また、ひびわれ荷重時みかけの平均せん断応力度は $0.028\sigma_c \sim 0.037\sigma_c$ であるので、耐震壁としても充分利用し得る。

参考文献

- (1)河村博之他3名：システム概要と可能性および2～3の入力制御接合金物の実験例(入力制御取替可能プレキャスト鉄筋コンクリート耐震壁の研究その1)、日本建築学会構造系論文報告集、第468号、pp.165-172、1995.2
- (2)河村博之他1名：入力制御取替可能プレキャスト鉄筋コンクリート造耐震壁曲げ補強方法についての研究コンクリート工学年次論文報告集、Vol.16、No.2 pp.805-810、1994.6