

論文 低鉄筋比 RC 部材の終局挙動に関する実験的研究

鈴木 直人^{*1}・井上 晋^{*2}・青島 行男^{*3}・村上 弘^{*4}

要旨：設計年度の古いケーソン基礎の場合、ケーソン軸方向鉄筋量が非常に少ない場合が多く、軸方向の曲げを受けた場合にきわめて脆性的な破壊となる危険性がある。また、壁状構造物でありせん断耐力も不明確な点も多い。本研究は、実ケーソンの部分模型を作成し、曲げ変形性能とせん断耐力に関する正負交番水平載荷試験を行い、終局に至る挙動とその解析的評価法に関する検討を行ったものである。

キーワード：鉄筋コンクリート、低鉄筋比、変形性能、せん断耐力、地中構造物

1. はじめに

兵庫県南部地震では、臨海部の護岸に設置された大型ケーソンが液状化等の影響により大変状をおこし、ケーソン本体も残留ひび割れ等の損傷を受けた。その教訓よりケーソン基礎に対しても耐震安全性の評価が重要であることが再認識された。特に設計年度の古いケーソンの場合、ケーソン軸方向鉄筋量が非常に少ない場合が多い。この場合、軸方向の曲げを受けるときわめて脆性的な破壊となる危険性がある。せん断に関しては、当時のコンクリートの許容せん断力が大きいこともありせん断耐力の不足も懸念される。また軸方向鉄筋に比較して周方向鉄筋は比較的密に配筋されているが、ケーソン隔壁は壁状構造物でありせん断空間比が小さいため、帯鉄筋（周方向鉄筋）の効果が不明確である。

本研究は、ケーソン基礎の部分模型を作成し、曲げ変形性能とせん断耐力に関する正負交番水平載荷試験を行い、終局に至る挙動とその解析的評価法に関する検討を行ったものである。主な着目点を以下に示す。

- ・ 曲げ破壊する場合の終局に至る挙動の把握、およびその解析的評価法の検討。
- ・ せん断破壊する場合のせん断耐力の評価法。せん断耐力に対する帯鉄筋の効果。

2. 部分模型破壊実験

(1) 実験概要

a) 載荷要領

供試体をフーチングに連結し、反力壁から水平ジャッキにより正負交番載荷を行った(図-1)。

b) 供試体構造図

曲げ破壊時の挙動把握を目的としたM-供試体と、せん断破壊時の挙動把握を目的としたS-供試体を作成した(図-2, 図-3)。さらに、M-供試体については、実験後基部を補強し、再試験を行った(図-5)。

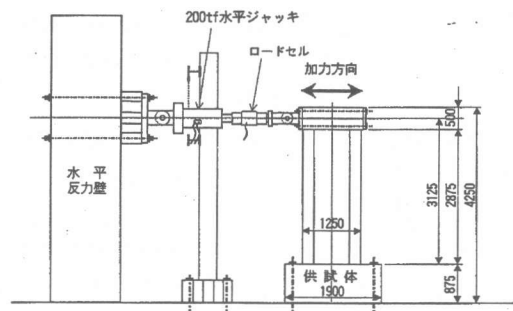


図1 載荷試験要領図

*1 建設技術研究所 大阪支社 工修 (正会員)

*2 大阪工業大学 工学部土木工学科 助教授 工博 (正会員)

*3 大阪府土木部河川課都市河川室長

*4 大阪府西大阪治水事務所長

c)供試体諸元

供試体諸元および、材料試験値を表 1 に示す。

表 1 供試体諸元

	M-供試体	S-供試体
縮尺	S=1/8	S=1/6
せん断支間比	2.5	1.0
主鉄筋	フランジ D6-6 本 $p=0.14\%$ ウェブ D6-6 本 $p=0.17\%$	D19-16 本 $p=2.0\%$ D6-10 本 $p=0.16\%$
帯鉄筋	フランジ D6@120 $p_s=0.28\%$ ウェブ D6@240 $p_w=0.20\%$	D6@90 $p_s=0.28\%$ D6@180 $p_w=0.21\%$

表 2 材料試験結果

コンクリート		
圧縮強度	弾性係数	引張強度
41.3N/mm ²	25800N/mm ²	3.1N/mm ²
	D6 鉄筋	D19 鉄筋
降伏点強度	312N/mm ²	316N/mm ²
引張強度	474N/mm ²	493N/mm ²
弾性係数	188000N/mm ²	183000N/mm ²
降伏ひずみ	1662×10 ⁻⁶	1726×10 ⁻⁶
破断のび	18.4%	18.8%

(2) M-供試体実験結果

軸方向鉄筋が降伏するまでは 5kN ピッチで正負交番を繰り返す荷重制御で載荷を行い、主鉄筋の降伏後は降伏時の変位 ($\delta_y=0.9\text{mm}$) の整数倍毎に正負交番を繰り返す変位制御とした。10 δ_y 以降は試験装置の都合から負側のみの載荷とし、1 サイクルの変位も 10 δ_y づつ増やすこととした。

ジャッキ水平荷重と載荷点水平変位の関係を図-4 に示す。水平荷重 $P=42\text{kN}$ 時に軸方向鉄筋が降伏ひずみに達した。2~3 δ_y 時に荷重が $P=50\text{kN}$ 程度に達してからは荷重の増加はほとんど見られず、鉄筋が破断するまでは荷重はほぼ一定値を保ったままである。

載荷初期段階で、基部の打ち継ぎ目においてひび割れが発生したが、計算上のひび割れ強度を大幅に下回っていた。以降、曲げひびわれは一本だけ発生し、終局までひびわれの分散は見られなかった。また、ひびわれ発生後すぐに鉄筋降伏となったが、終局となるまで大きな変形性能を有しており、部材の終局はコンクリートの圧壊ではなく、鉄筋の破断により決定された。

(3) M-補強供試体実験結果

打ち継ぎ目が無い場合の挙動を評価するために、M-供試体の基部を鋼板巻き立てにより補強し、再

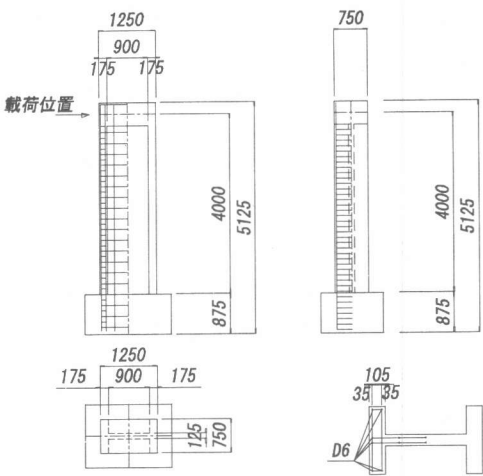


図 2 M-供試体構造図

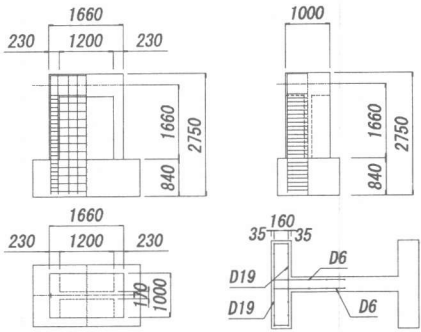


図 3 S-供試体構造図

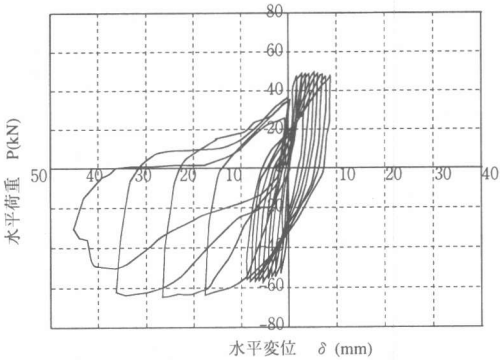


図 4 M-供試体荷重-変位曲線

載荷を行った。補強の概要を図-5 に示す。

M-補強供試体の再試験結果を図-6 に示す。水平荷重 $P=180\text{kN}$ 程度で鋼板巻立て上部でひびわれが発生し、急激に荷重が落ちているが終局にいたるまでの変位の進行は無かった。以降、M-供試体と同様の過程により鉄筋破断に至り終局となった。

(4) S-供試体実験結果

せん断ひびわれが生じるまでは 50kN ピッチで正負交番を繰り返す荷重制御で載荷を行い、その後はせん断ひびわれ発生時の変位 $\delta_0=0.9\text{mm}$ の整数倍毎に正負交番を繰り返す変位制御とした。なお、各段階の繰り返し回数は 1 回とした。載荷加重が 800kN を超えた $\pm 4 \delta_0$ 以降は負側への片押しにより載荷を行った。

ウェブ面に斜めひびわれ発生し、以降、斜めひび割れが進展する。最終的に、載荷点付近からのびた 45 度の斜めひび割れに沿って、せん断破壊した (写真-1)。

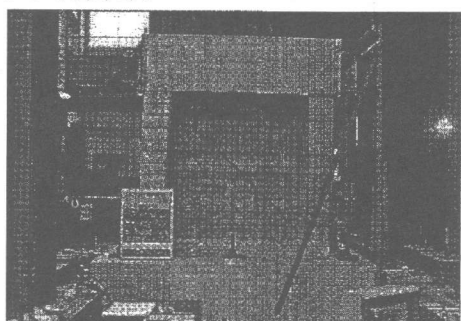


写真-1 S-供試体破壊状況

3. 低鉄筋比の曲げ終局挙動

(1) 鉄筋の抜け出し挙動

M-供試体では、基部に 5cm 間隔で図-8 のような鉛直変位計を設置し、基部付近の区間毎の相対鉛直変位量を測定した。実験では基部 (0~5cm) の区間内にひびわれが発生し、ひびわれ幅を測定することができた。載荷点水平変位と基部のひびわれ開口幅 (区間 0~5cm の相対変位量) の関係を図-9 に示す。載荷点水平変位が 30mm 程度で終局となったが、そのときの相対変位量は $S=14.5\text{mm}$ 程度となっている。

低鉄筋比 R/C 部材の場合、単一のひびわれ面における回転変形により変位が吸収される。よって、測定されたひびわれ幅は、ひびわれ面からの抜け出し量と考えることができる。異形鉄筋のコンクリートからの抜け出しに関する研究は多くの提案がなされている。鈴木ら¹⁾の研究によると鉄筋軸方向の力の釣り合い条件を基本に、付着が切れる先端での境界条件を $\tau_0=0, \sigma_0=0, S_0=0$ として、式-1 の関係より逐次ひびわれ面まで計算することにより抜け出し量を求めることができる (図-10)。

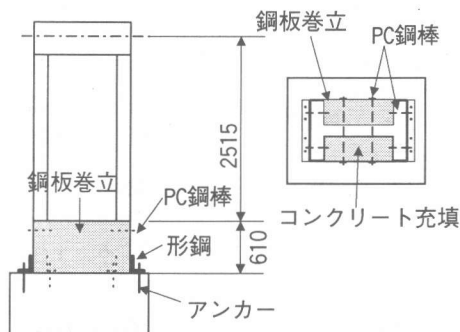


図 5 M-供試体補強概要図

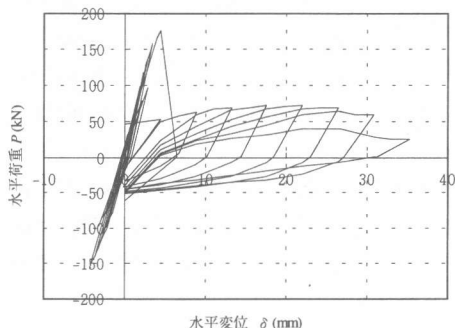


図 6 M-補強供試体荷重-変位曲線

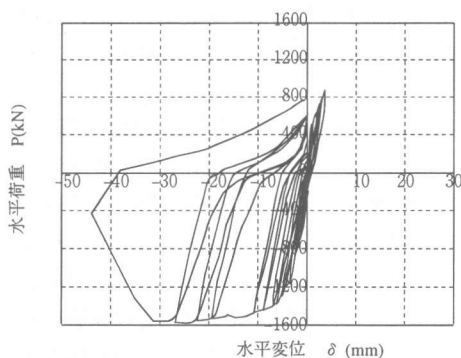


図 7 S-供試体荷重-変位曲線

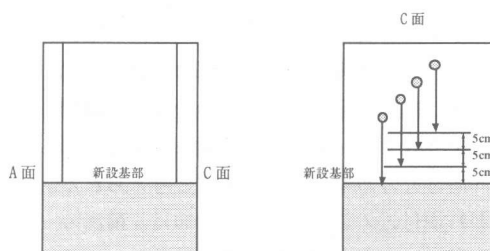


図 8 基部の鉛直変位計

$$d\sigma = 4\tau_l \cdot dx / D$$

$$\sigma_{i+1} = d\sigma + \sigma_i$$

$$\epsilon_{i+1} = f(\sigma_{i+1}) : \text{鉄筋の}\sigma-\epsilon\text{関係}$$

$$S_{i+1} = S_i + \epsilon_{i+1} \cdot dx$$

$$\tau_{i+1} = g(S_{i+1}) : \text{付着応力度一すべり関係}$$

式 1

ここに、 σ :鉄筋応力度、 ϵ :鉄筋ひずみ、 τ :付着応力度、 D :鉄筋径、 S :抜き出し量である。

M-供試体の諸元を用いて、軸方向鉄筋の破断時として、鉄筋ひずみが18%となる場合のコンクリート内の鉄筋ひずみ、抜き出し量の関係を図-11に示す。深さ $12D$ (D :鉄筋径) 程度まで軸方向鉄筋が降伏し、軸方向ひずみが急増している。鉄筋ぬけだし量も $12D$ から増加し、表面では $S=7\text{mm}$ 程度となっている。この場合、ひびわれ開口幅は $S \times 2=14\text{mm}$ 程度と推定される。実験における終局時のひびわれ開口幅は約 14.5mm であり、解析結果と良く一致している。よって、本解析手法は軸方向鉄筋の抜き出し挙動を適切に評価しているものと考えられる。

(2) 解析モデル

ここでは、M-補強供試体の挙動の非線形骨組みモデルによる評価を試みた。損傷の予測される箇所について非線形部材 (M- ϕ 要素) とし、部材長は塑性ヒンジ長とした。図-12 に解析モデルを示す。

M-供試体の曲げモーメントー曲率関係を図-13に示す。コンクリートの $\sigma-\epsilon$ 関係はコンクリート標準示方書モデル、鉄筋の $\sigma-\epsilon$ 関係はひずみ硬化を考慮したモデルとして、平面保持の仮定のもとにコンクリートひずみを徐々に変化させて M- ϕ 関係を求めた。 $\phi=0.15\text{m}^{-1}$ 程度で軸方向鉄筋ひずみが20%となっており、コンクリートの圧壊より先に鉄筋が破断に至ることがわかる。

(3) 等価塑性ヒンジ長

一般的なRC部材の場合、塑性ヒンジ長は断面せい H の約半分であるとされているが、低鉄筋比RCの場合、基部に発生した単一のひびわれ面により変形を吸収する。よって、塑性ヒンジ長は、ひびわれ面付近のわずかな幅であると考えられる。

ひびわれ面付近の鉄筋のひずみ分布は、前出の抜き出し解析によると図-14 のようになる。このひずみ分布と等価な一様分布の長さが、等価塑性

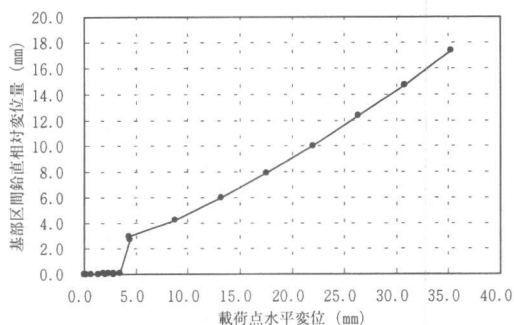


図 9 荷点水平変位一ひびわれ開口幅

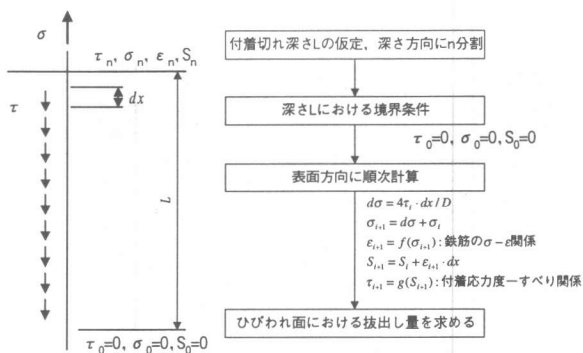


図 10 鉄筋の抜き出し解析

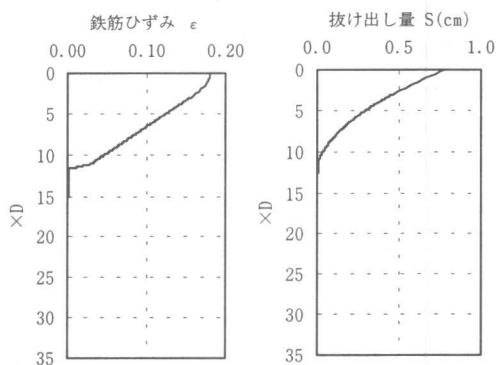


図 11 抜き出し解析結果

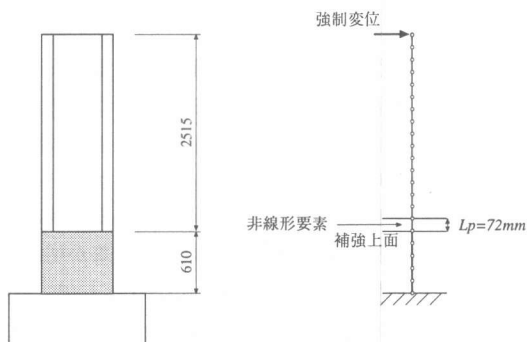


図 12 解析モデル

ヒンジ長と考えることができる。図-15 に、鉄筋のひずみ分布と等価塑性ヒンジ長の関係を示す。鉄筋ひずみが大きくなるにつれ、ひずみは深くまで分布し、等価塑性ヒンジ長も長くなっていく。鉄筋の破断ひずみ 18%程度では、等価塑性ヒンジ長は 12~14D 程度となっている。よって、解析モデルにおける等価塑性ヒンジ長は 12D と設定した

(4) 解析結果

図-16 に荷重—変位曲線を示す。実験値に関しては、図-6 の包絡線から基部の回転変形分を差し引いたものをプロットしている。実験値に対してはひびわれ荷重が若干大きいが、降伏耐力、終局耐力は実験と一致している。図中に解析上鉄筋ひずみが 20%に達した点を示したが、実験における終局点（鉄筋破断）と良く一致している。

4. セン断に関する評価方法

(1) 帯鉄筋の効果

S-供試体の実験結果において、支配的となったひびわれ面付近に位置する帯鉄筋ひずみゲージの観測値より、帯鉄筋の負担するせん断力を求めた（図-17、図-18）。 $\delta=1.0\text{cm}$ 程度までは斜めひびわれが発生しておらず、コンクリートのみでせん断力を負担しているため、帯鉄筋には水平力は発生していない。それ以降急激に帯鉄筋のせん断力が増加し、終局時まで 90kN 程度のせん断力を負担していることがわかる。ここで、せん断力を累加したひずみゲージはひびわれ面から離れているものもあり、実際にはさらに大きなせん断力を負担しているものと考えられる。

(2) セン断耐力評価式

せん断支間比の小さい部材に適用可能なせん断耐力評価式として、二羽ら²⁾の提案式を基本に実ケーソンのせん断耐力を評価するものとした。二羽らによるせん断耐力評価式と、実験結果との比較を表-3 に示す。二羽式による計算値 V_c にトラス理論による鉄筋の負担するせん断耐力 V_s を加えると $V=1495\text{kN}$ となり、実験値とほぼ一致する結果となった。また、本実験では約 45 度のひびわれ面を跨いだ帯鉄筋は終局時まで破断せず応力度を伝達しており、一般的なケーソンにおいても本実験の範囲 ($a/d=1$ 程度以上) は 45 度のトラス理論による鉄筋負担分を考慮できると考えられる。

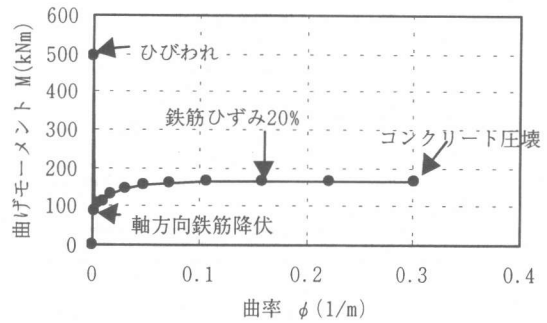


図 13 曲げモーメント—曲率関係

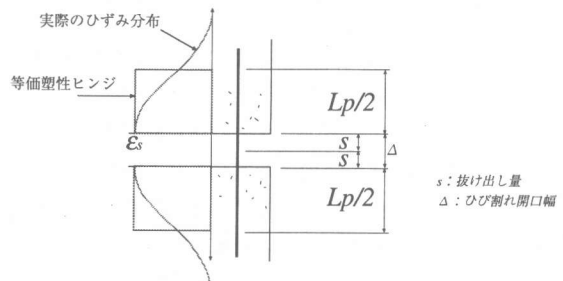


図 14 等価塑性ヒンジ長の考え方

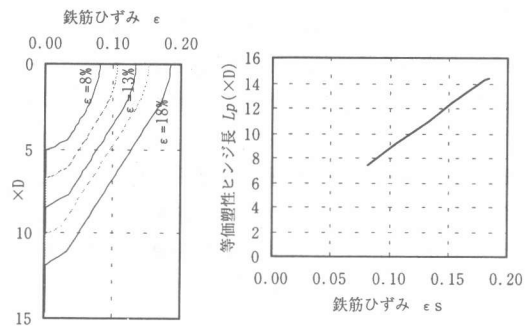


図 15 鉄筋ひずみと等価塑性ヒンジ長

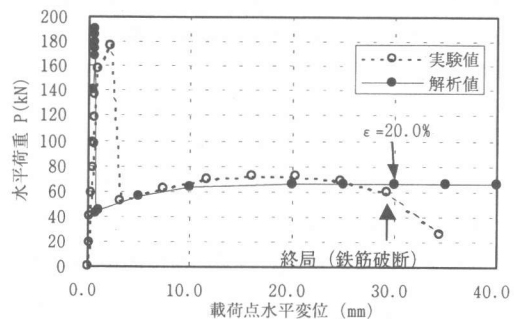


図 16 荷重—変位曲線

表 3 セン断耐力評価式

	二羽式	提案式
基本値 τ_0	$0.098 f_{cd}^{2/3}$	
軸方向鉄筋の影響	$(1+\sqrt{p_w})/2$	
せん断支間比の影響	$5/(1+(a/d)^2)$	
寸法効果	—	$\sqrt[4]{100/d}$
載荷幅の影響	$1+3.33r/d$	—
コンクリートの負担するせん断力 V_c	1340kN	634kN
鉄筋の評価	—	トラス理論
鉄筋の負担するせん断耐力 V_s	—	155kN
せん断耐力	1340kN	788kN
実験値	1541kN	

$$V_{dd} = 24.2\sqrt{f_{cd}} \cdot (1+\sqrt{p_w}) \cdot \frac{1}{1+(a/d)^2} \cdot (1+3.33r/d) \cdot b \cdot d$$

f_{cd} : コンクリート強度, p_w : 帯鉄筋比, a : セン断支間, d : 有効高さ, r : 載荷板幅

以上の検討より, 実ケーソンのせん断照査時は, 二羽式を基本に以下の点を考慮してせん断耐力を求めるものとした。1) 実ケーソンは大断面であるため, 寸法効果を考慮する。2) 載荷幅の影響は不明確な点が多いため考慮しない。3) 実験により帯鉄筋の効果が確認されたため, 帯鉄筋の負担するせん断耐力を考慮する。

提案式によるせん断耐力を表3に示す。提案式によるせん断耐力は実験値の半分程度となるが, これは載荷幅の影響によるものが大きく, 二羽式では $1+3.33r/d=2.0$ となっている。実ケーソンでは地盤より分布荷重で荷重を受けるため, 載荷幅の効果が大きいと考えられ, この影響を考慮することにより, さらに合理的なせん断耐力の評価が可能であると考えられる。

5. まとめ

本研究の結果, 以下の点が明らかとなった。

- 1) 終局モーメントがひびわれモーメントより小さくなるような低鉄筋比断面の場合, 曲げひびわれ発生後のひびわれ分散がなく, 通常のRC部材と異なった曲げ挙動の評価方法が必要である。
- 2) ひびわれ発生後急激に耐荷力が低下するが, 以降, 軸方向鉄筋の破断で決定される終局までは大きな変形性能を有している。
- 3) 非線形骨組みモデルにおいて, 損傷部材を設定し, その部材長を $12D$ とすることで, 終局時までの曲げ挙動が評価可能である。
- 4) セン断支間比の小さい壁状断面の場合, 二羽式

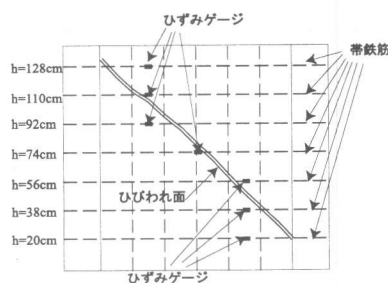


図 17 帯鉄筋の負担するせん断力の算出法

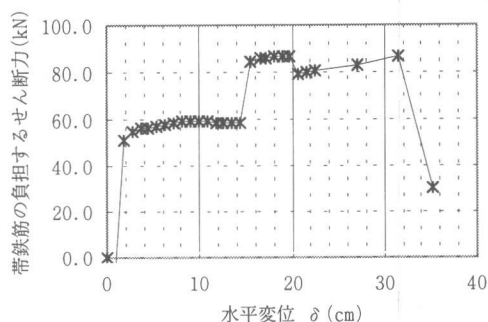


図 18 帯鉄筋の負担するせん断力

が比較的よいせん断耐力を与え, また, 終局に至るまで, 帯鉄筋がせん断力を負担していることが確認できた。

謝辞: 本研究について, 貴重な助言と指導を頂きました「大阪府安治川水門耐震補強技術検討委員会 (委員長: 松井保 大阪大学教授, コンクリート主査: 小林和夫 大阪工業大学教授)」の委員各位に深く謝意を表します。

参考文献

- 1) 鈴木基行, 張一泳, 綿貫正明, 尾坂芳夫: フーチングからの軸方向主鉄筋の抜け出し量評価法に関する研究, コンクリート工学論文集, 第3巻第1号, 1992.1
- 2) 二羽淳一郎, 前田昭一, 岡村甫: デーブビーム的なRC部材の設計方法に関する提案, 第5回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1983