

論文 増し打ち部に 90 度折曲げ鉄筋で定着したあと施工アンカーのせん断抵抗機構に関する研究

阿部 隆英*1・坂本 啓太*2

要旨:耐震補強の増し打ち耐震壁補強のシアコネクタや、設備基礎の増し打ちに用いるあと施工アンカーは、増し打ち側のコンクリートの厚さが薄く、増し打ち部に 90 度折曲げて定着する場合がある。しかしながら、このような形状のあと施工アンカーのせん断抵抗機構が詳細に検証されていない。そこで、90 度折曲げたアンカー筋を用いたあと施工アンカーのせん断実験を実施し、このアンカー筋の応力状態からせん断抵抗機構を検証した。検証結果を踏まえ、せん断力-せん断変位関係を概ね模擬することができた。

キーワード: 折曲げ鉄筋, あと施工アンカー, せん断抵抗機構, 定着, ダウエル抵抗

1. はじめに

鉄筋コンクリート造建築物の耐震補強において、新たに耐震壁を増設する場合は、一般的に既存躯体に直筋のアンカー筋を用いた接着系あと施工アンカーが用いられている。また、既存の耐震壁の厚さを増すために、耐震壁を増し打ちする補強（以下、増し打ち耐震壁補強と言う）では、既存壁と増し打ち壁を一体とすることが望ましい。そのため、既存壁側には目荒らしを施工し、シアコネクタと呼ばれるあと施工アンカーの施工を行った後に配筋を行い、コンクリートを打ち込む。このシアコネクタの仕様は、指針や規・基準により異なるが、文献 1) において、縦横 30~50cm 間隔で、D10~D13 程度のあと施工アンカーにより接続し、増し打ち壁側への定着長さは、増し打ち壁の厚さの半分程度以上とすること記載されている。また、文献 2) では、増し打ち壁への定着長さが、増し打ち壁の厚さから 40mm 引いた値以上と記載されている。

これらは、増し打ち壁への定着長さが壁厚から決まることとなり、シアコネクタ自体の構造性能を確保する構造規定ではない。そのため、増し打ち壁の厚さが 150mm 程度と薄い場合、鉄筋径に応じた定着長さを確保するためには、細径の鉄筋、もしくは 90 度折曲げたアンカー筋を用いることが必要となる。また、90 度折曲げたアンカー筋においては、増し打ちの厚さが薄い設備基礎などにも用いられる場合がある。図-1 に 90 度折曲げたアンカー筋の使用例を示す。

90 度折曲げた鉄筋の定着機構に関する研究としては、柱と梁の接合部における主筋の引張に対して多く報告されている³⁾。また、あと施工アンカーにおいては、既存部と増し打ち部共に直筋としたせん断実験^{4),5)}が多い。これらより 90 度折曲げたアンカー筋を用いたあと施工アンカーのせん断抵抗に関する知見は少ない。このせん

断抵抗を期待するには、確実に既存部と増し打ち部の両者に定着されている必要があるが、図-1 に示すようにアンカー筋の直線部や余長部が短いと折曲げ部の内部のコンクリート支圧抵抗（以下、折曲げ内部支圧抵抗と略記する）による掻き出し破壊⁶⁾やプライアウト破壊⁷⁾を誘発する可能性がある。このことから、90 度折曲げたアンカー筋で接合したあと施工アンカーのせん断抵抗機構を詳細に検証していく必要があると考える。

以上の背景を踏まえ、本論文では 90 度折曲げたアンカー筋を増し打ち部に定着させたあと施工アンカーのせん断実験を行い、アンカー筋の応力状態からせん断抵抗機構を検証し、せん断力-せん断変位関係を評価することを目的とする。

2. 実験概要

2.1 90 度折曲げたアンカー筋

既存部コンクリート（以下、既存部と略記する）側のアンカー筋は直筋で接着剤により既存部のコンクリートに定着され、新たに増し打ちされるコンクリート（以下、補強部と称する）側のアンカー筋は、90 度折曲げた鉄筋にコンクリートが打ち込まれる。そのため、既存部では接着剤を介してコンクリートに定着するものであり、補強部では 90 度折曲げた鉄筋によりコンクリートに定着する。

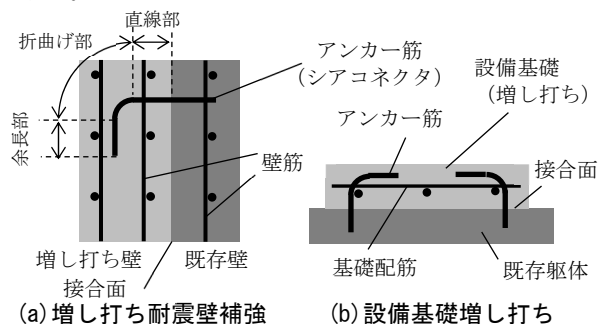


図-1 90 度折曲げたアンカー筋の使用例

*1 飛鳥建設株式会社 技術研究所 上席研究員・博士 (工学) (正会員)

*2 飛鳥建設株式会社 技術研究所 主任研究員・修士 (工学) (正会員)

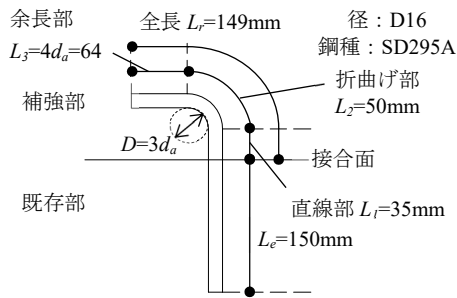


図-2 試験体のアンカー筋の形状

図-2 に試験体のアンカー筋の形状を示す。アンカー筋は、径を D16、鉄筋の種類を SD295A とした。はじめに補強部側の折曲げ形状について述べる。径 D16、鉄筋の種類 SD295A における鉄筋折曲げ形状や寸法の標準値⁶⁾は、折曲げ角度 90 度の場合、折曲げ内法直径 D が $3d_b$ (d_b : 鉄筋径) 以上、余長が $8d_b$ 以上である。そのため、本試験に用いるアンカー筋の D は $3d_a$ (d_a : アンカー筋の径) とし、余長の長さ L_3 については主に折曲げ内部支圧抵抗^{3),6)}に期待することから、前述の $8d_b$ より短く $4d_a$ とした。また、既往の実験や解析^{4),5),8)}により、アンカー筋の最大曲げモーメント位置が概ね接合面から $0.5 \sim 1d_a$ であるため、接合面から折曲げ起点までの直線部の中央程度に最大モーメント位置が生じるように、接合面から折曲げ起点までの直線部の長さ L_1 を約 $2d_a$ である 35mm とした。以上より、補強部側のアンカー筋の全長 L_r は、149mm とした。

続いて、既存部側のあと施工アンカーの定着長さ L_e について記載する。耐震補強における内付け補強工法のように、柱・梁架構内に鉄骨ブレースや制震ブレースなどの補強部材を間接接合部として取り付ける場合、アンカー筋が主に負担する力はせん断力であることから、あと施工アンカーの既存部側の定着長さ L_e を $7d_a$ ⁹⁾としている。本検討では L_e を十分確保するため $L_e = 7d_a$ 以上とし、補強部側のアンカー筋の全長と同程度である 150mm (約 $9.4d_a$) とした。

2.2 試験体の形状および製作方法

図-3 に試験体の諸元寸法を示す。既存部側のコンクリートの高さは、既存部側のアンカー筋の定着が十分確保できる厚さである 250mm とし、補強部の厚さは余長部が概ね中央に配置されるように 140mm とした。補強部の幅と長さは、シアコネクタの配置間隔が一般的に 30~50cm¹⁾であることから、それぞれ 360mm, 540mm とした。また、アンカー筋の鋼材およびダウエル抵抗によるコンクリートの支圧以外の破壊形式を起こさないように、既存部の幅と長さ寸法は、補強部より大きく設定し、補強部は極力大きい径の鉄筋を配置した。アンカー筋の折曲げ定着方向は、接合面のせん断変位の制御による正負交番荷重において、正負の挙動の差異が極力小さくなる

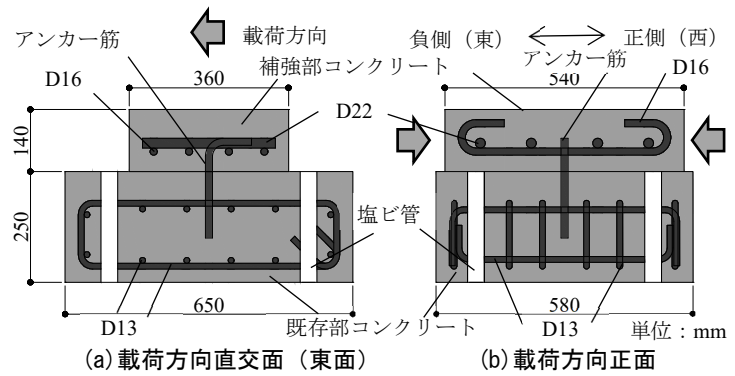


図-3 試験体の諸元寸法

表-1 コンクリートの材料試験結果

	圧縮強度(N/mm ²)	ヤング係数(kN/mm ²)
既存部	24.5	29.3
補強部	25.0	25.9

表-2 アンカー筋の材料試験結果

径・鋼種	降伏強度(N/mm ²)	ヤング係数(kN/mm ²)	伸び(%)
D16・SD295A	342	191	27.4

ように配慮し、同図(a)のように荷重方向に対して直交方向とした。

既存部のコンクリート打ち込みは、試験体を立てて行った。また、接合面となる型枠には、表面加工コンクリート型枠を用いており、脱型後の接合面の状態が平滑になるように配慮した。既存部コンクリートを打ち込み脱型した後、あと施工アンカーを施工した。あと施工アンカーの穿孔は、穿孔径 ϕ 22mmの湿式コアドリルを用い、あと施工アンカーに用いた接着剤は、注入方式のエポキシ系の有機系接着剤とした。また、既存部側の接合面には、既存部コンクリートと補強部コンクリートの付着によるせん断抵抗を極力排除するため、グリスを塗布している。十分に接着剤が硬化した後、補強部の配筋、型枠を施工し、既存部と同様に試験体を立てて補強部のコンクリートを打ち込んだ。

2.3 コンクリートおよびアンカー筋の材料試験結果

表-1 にコンクリートの材料試験結果を示し、表-2 にアンカー筋の材料試験結果を示す。増し打ち耐震壁補強のように耐震補強を行う建物のコンクリートの圧縮強度は、 $18\text{N/mm}^2 \sim 24\text{N/mm}^2$ 程度が多いことから、配合強度を 18N/mm^2 とした。また、耐震補強では、既存部コンクリート強度以上でコンクリートの増し打ちを行うことが多いため、補強部のコンクリートの配合強度は、既存部の強度を下回らないように 21N/mm^2 とした。

2.4 加力方法および計測方法

図-4 に荷重装置を示す。荷重装置は、水平加力を制御するための最大荷重 500kN の油圧ジャッキを正負にそ

れぞれ使用している。コの字型の加力梁に取り付けた固定治具で補強部を挟み込むことで固定し、繰り返せん断力を与えた。また、試験体の補強部には全ねじによるボルトで加力梁と連結し、水平方向加力時に補強部を水平に保持するため、並行クランクを設置している。図-1(a)に示す増し打ち耐震壁補強の接合面には、地震時に既存壁と増し打ち耐震壁が離間するような挙動¹⁰⁾により、シアコネクタに引張力が生じると考えられる。しかしながら、本実験では基礎的な検討から行うため、接合面には鉛直荷重を与えないようにした。これより、加力梁や並行クランク等に相当する重量の錘を滑車で吊るすことで、接合面には鉛直荷重が付加されていない。

荷重サイクルは、接合面のせん断変位 δ_H による制御とし、 $\delta_H = \pm 0.25\text{mm}$ を1回、 $\pm 0.5\text{mm}$ 、 $\pm 1.0\text{mm}$ 、 $\pm 1.5\text{mm}$ 、 $\pm 2.0\text{mm}$ 、 $\pm 3.0\text{mm}$ 、 $\pm 4.0\text{mm}$ を各2回、 $\pm 6.0\text{mm}$ を1回行った後、 $+25\text{mm}$ の押切りとした。

図-5にアンカー筋のひずみ計測位置を示す。ひずみ計測位置は、ひずみから鉄筋に生じる弾性時の曲げモーメントと軸力を求めるため、せん断加力方向(東西面)

に貼付けた。ひずみ計測位置は、接合面から補強部側に $1d_a$ と余長部の先端から $1d_a$ 、既存側に接合面から $1d_a$ 、 $2d_a$ および $5d_a$ とした。

図-6に計測計画を示す。接合面のせん断変位 δ_H および離間距離(以下、目開き変位と言う) δ_V は、既存部に設置した水平変位計測用と鉛直変位計測用の高感度変位計の値をそれぞれ用いている。また、 δ_H は東西に設置した水平変位計測の値の平均とし、 δ_V は東西に設置した鉛直変位計測の値の平均とする。

3. 実験結果

3.1 せん断力-せん断変位関係

図-7にせん断力 Q -せん断変位 δ_H 関係を示す。同図(a)を見ると、正負により大きな履歴の変化は見られなかった。また、 $\delta_H = \pm 6\text{mm}$ までにおいて、直筋のアンカー筋を用いたあと施工アンカーの履歴¹¹⁾と同様に、ダウエル効果により δ_H が増大するにつれて剛性が低下しながらも、 Q は徐々に増大する傾向を呈した。また、同図(b)から、 $\delta_H = +6\text{mm}$ 以降の荷重は増大し、最大せん断力

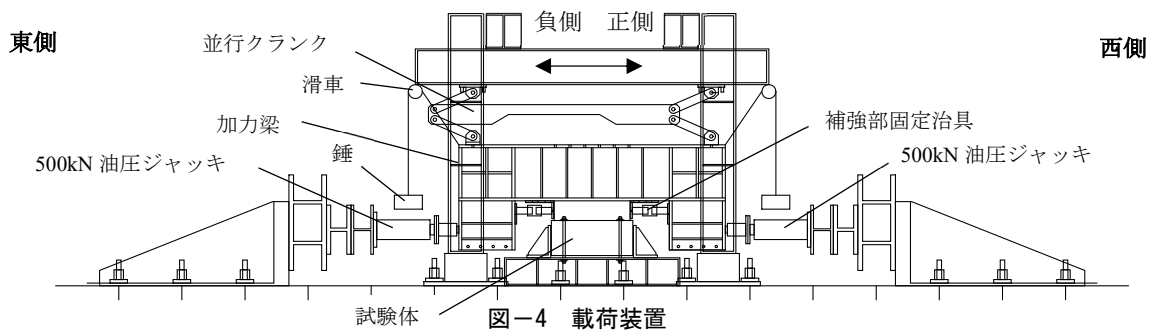
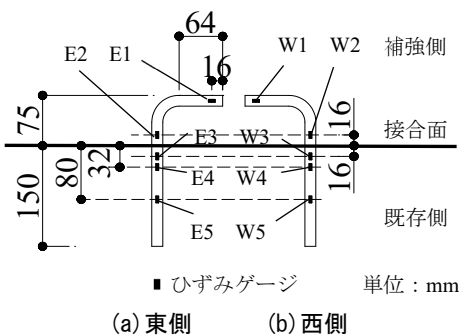


図-4 荷重装置



(a) 東側 (b) 西側

図-5 アンカー筋のひずみ計測位置

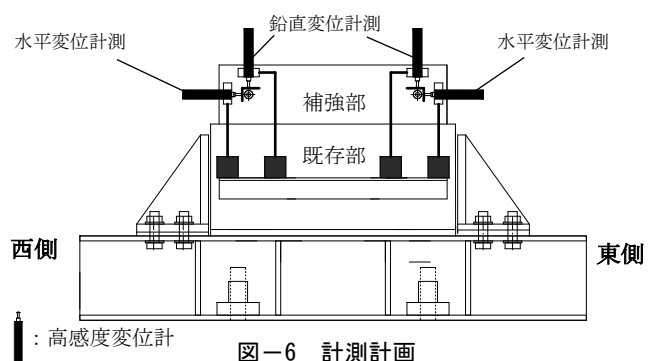
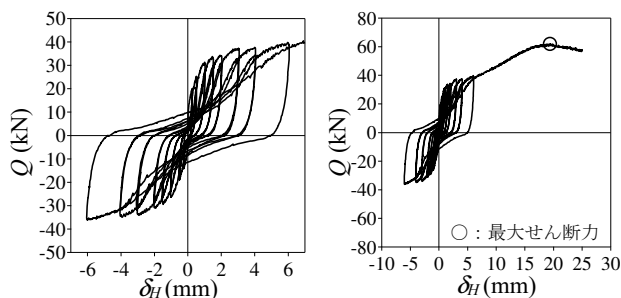
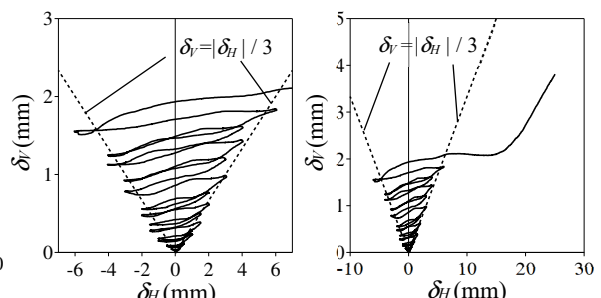


図-6 計測計画



(a) $\delta_H = \pm 6\text{mm}$ まで (b) $\delta_H = +25\text{mm}$ まで

図-7 せん断力 Q -せん断変位 δ_H 関係



(a) $\delta_H = \pm 6\text{mm}$ まで (b) $\delta_H = +25\text{mm}$ まで

図-8 目開き変位 δ_V -せん断変位 δ_H 関係

は $\delta_H=+19.36\text{mm}$ 時に 61.94kN であった。

図-8に目開き変位 δ_V -せん断変位 δ_H 関係を示す。同図(a)より、 δ_V は $\delta_H=\pm 6\text{mm}$ まで概ね δ_H の1/3倍程度で推移している。また、同図(b)から $\delta_H=+25\text{mm}$ 時の δ_V は 3.81mm であったが、コーン破壊や付着破壊は見られなかった。

3.2 アンカー筋の応力分布

一般的な設計では、せん断ずれ変形を 2mm 以下と抑えている¹²⁾ことから、 $\delta_H=+2\text{mm}$ までのアンカー筋のひずみについて観察する。図-9に $\delta_H=+2\text{mm}$ までの1サイクル目のピーク時におけるアンカー筋のひずみ分布を示す。同図に示す定着位置 L は、接合面からの鉄筋の芯の距離を示している。また、便宜上ひずみを直線で結んで図示する。同図より余長部のひずみE1、W1($L=133\text{mm}$)と、既存部側へ $5d_a$ のひずみE5、W5($L=-80\text{mm}$)は、非常に小さい値であることがわかる。つまり、 $L=133\text{mm}$ および $L=-80\text{mm}$ におけるアンカー筋の応力は小さい。また、接合面から補強部側 $1d_a$ のひずみE2、W2($L=16\text{mm}$)と既存部側 $1d_a$ のひずみE3、W3($L=-16\text{mm}$)のひずみは大きく推移し、それぞれのひずみは接合面を境に正負逆転している。このことから、補強部側の直線部の長さが 35mm (約 $2d_a$)と短いものの、折曲げ内部支圧抵抗により定着することで、ダウエル抵抗が生じているものと推察される。

続いて、全てのひずみ計測位置が弾性範囲内であった $\delta_H=+0.25\text{mm}$ における曲げモーメント M と軸力 T をそれぞれ式(1)、(2)で算定する。

$$M = \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} \cdot \frac{\pi d_a^3}{32} \quad (1)$$

$$T = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} \cdot \frac{\pi d_a^2}{4} \quad (2)$$

ここに σ_1 、 σ_2 はそれぞれ東側と西側のひずみにアンカー筋のヤング係数を乗じて算定した応力である。

図-10に $\delta_H=+0.25\text{mm}$ における曲げモーメント M と軸力 T の分布を示す。なお、 T における正の値は、引張軸力である。同図(a)を見ると、前節のひずみ分布の傾向から式(2)で算定されるように、 M は接合面を境に正負逆転している。この傾向は、直筋のアンカー筋によるモーメント分布⁴⁾と類似していることから、L型のアンカー筋においてもダウエル効果が期待できるものと推察される。また、補強部側の余長部 $L=133\text{mm}$ と既存部側の定着部 $L=-80\text{mm}$ ($5d_a$)における M は、極めて小さい値であった。 T については、同図(b)を見ると、接合面から離れるに従い T が小さくなる傾向は、補強部と既存部で同じであった。

$L=133\text{mm}$ と $L=-80\text{mm}$ の位置では、アンカー筋の応力が小さい値であるものの、せん断抵抗機構を検証するためには、応力の推移を把握することが重要と考える。そ

こで、 $L=133\text{mm}$ と $L=-80\text{mm}$ のアンカー筋が弾性であった $\delta_H=+2.0\text{mm}$ までの M と T を式(1)、(2)より算定し、比較する。図-11に $L=133\text{mm}$ および $L=-80\text{mm}$ における M の推移を示し、図-12に $L=133\text{mm}$ および $L=-80\text{mm}$ における T の推移を示す。なお、図-11および図-12は正側の $\delta_H=+2.0\text{mm}$ までにおけるピーク時の値を図示したものである。図-11より、 $L=133\text{mm}$ と $L=-80\text{mm}$ の M の絶対値を比較すると、 $L=-80\text{mm}$ の方が若干小さい値を推移しているが、 δ_H と共に増大する傾向は同じである。また、図-12より $L=-80\text{mm}$ の T は δ_H と共に増大する傾向がみられる。しかし、 $\delta_H=+0.5\text{mm}$ 以降における $L=133\text{mm}$ の T は、概ね同じ値を推移していることから、引張力に対して折曲げ内部支圧抵抗が大きく寄与しているものと考えられる。

3.3 载荷後のアンカー筋の状況

载荷終了後、補強部を切り取り、アンカー筋の状況を確認した。写真-1に载荷終了時のアンカー筋の状況を示す。前節の応力状態から推察した通り、補強部の直線部から折曲げ部に渡り、ダウエル抵抗によるアンカー筋の変形が確認された。

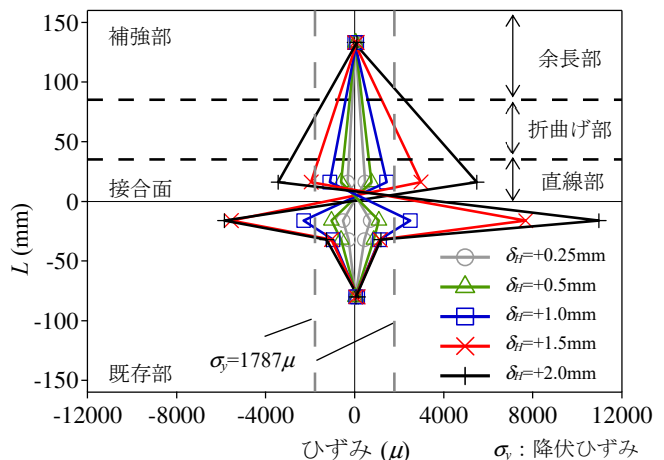


図-9 アンカー筋のひずみ分布

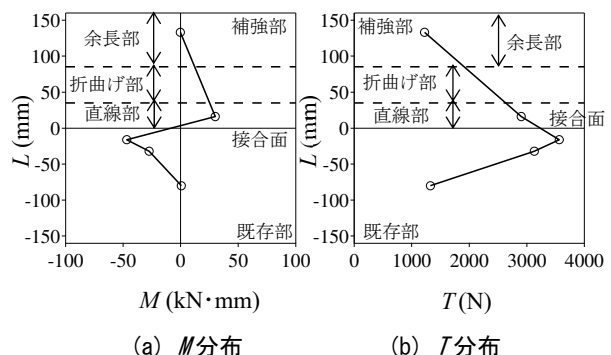


図-10 $\delta_H=+0.25\text{mm}$ 時における曲げモーメント M および軸力 T の分布

4. せん断力-せん断変位関係の評価

4.1 せん断抵抗機構

前章の実験結果より、90度折曲げたアンカー筋のせん断抵抗機構について考察する。図-13に想定するアンカー筋のせん断抵抗機構の概念図を示す。余長部の M の値は小さいが、 M が δ_H と共に増大していた。つまり、同図(a), (b)に示すように、直線部から余長部にかけてアンカー筋のダウエル抵抗によるコンクリートの支圧抵抗が作用していると推察される。また、せん断変形により生じる補強部のアンカー筋に作用する引張力においては、同図(c)に示すように折曲げ内部支圧抵抗が大きく作用している。

4.2 せん断力-せん断変位関係の評価

これまでに述べたように、既存部側と補強部側の両者において定着が確保され、ダウエル抵抗が作用していることから、直筋のアンカー筋を用いたあと施工アンカーのダウエル抵抗によるせん断力 Q -せん断変位 δ_H 関係の評価が可能であると考えられる。そこで著者⁴⁾が提案しているあと施工アンカーの Q - δ_H 関係の包絡線が適用可

能か検証する。式(3)~(8)に提案式を示す。なお、次式に示す記号は、本論文と整合するように文献4)から修整している。

$$\delta_H = {}_1\delta_H + {}_2\delta_H \quad (3)$$

$$Q = {}_i\delta_H \cdot 2_i\beta^3 \cdot E_s \cdot I_s \quad (4)$$

$$\frac{{}_1\delta_H}{{}_2\delta_H} = \left(\frac{{}_2E_c \cdot {}_2\sigma_B}{{}_1E_c \cdot {}_1\sigma_B} \right)^{\frac{3n}{4-3m}} \quad (5)$$

$$k_c = \alpha \frac{({}_iE_c \cdot {}_i\sigma_B)^n}{(E_s \cdot {}_i\delta_H)^m} \quad (6)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_c \cdot d_a}{4E_s \cdot I_s}} \quad (7)$$

$$\alpha = B \cdot \delta_H^C \quad (8)$$

ここに、左下付きの1は既存部、2は補強部を示し、 $i=1$ は既存部、 $i=2$ は補強部とする。また、 Q はせん断力、 δ_H はせん断変位、 E_s はアンカー筋のヤング係数、 I_s はアンカー筋の断面二次モーメント、 k_c は反力係数、 σ_B はコンクリートの圧縮強度、 E_c はコンクリートのヤング係数、 m と n は定数でそれぞれ $m=3/4$ 、 $n=0.343$ 、 B と C は係数で各々 $B=23595$ 、 $C=-0.350$ である。

この包絡線の提案式は、直筋のアンカー筋を用い、単調載荷の実験結果を元に、補強部および既存部を無限定着と仮定し、弾性支承梁の方程式を応用して、反力係数で既存部と補強部の非線形挙動の相違を考慮可能としたものである。以下、この評価手法を単調載荷モデルと称する。

単調載荷モデルと異なり、本実験の載荷方法は正負交番繰り返し載荷である。この影響については、高瀬ら⁵⁾は、再載荷時と前サイクルの除荷時の交点の支圧応力は、前サイクルの除荷開始点の応力の5/6としている。つまり、繰り返しの載荷により、せん断力は低下することが

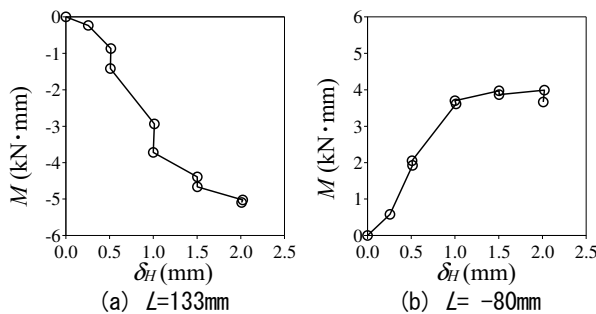


図-11 L=133mm および L=-80mm における M の推移

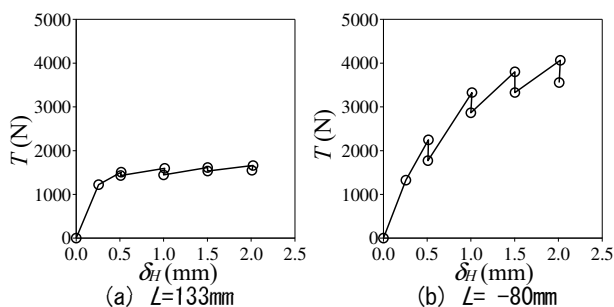


図-12 L=133mm および L=-80mm における T の推移

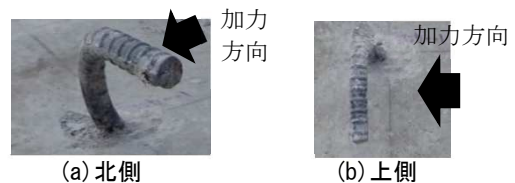


写真-1 載荷終了時のアンカー筋の状況

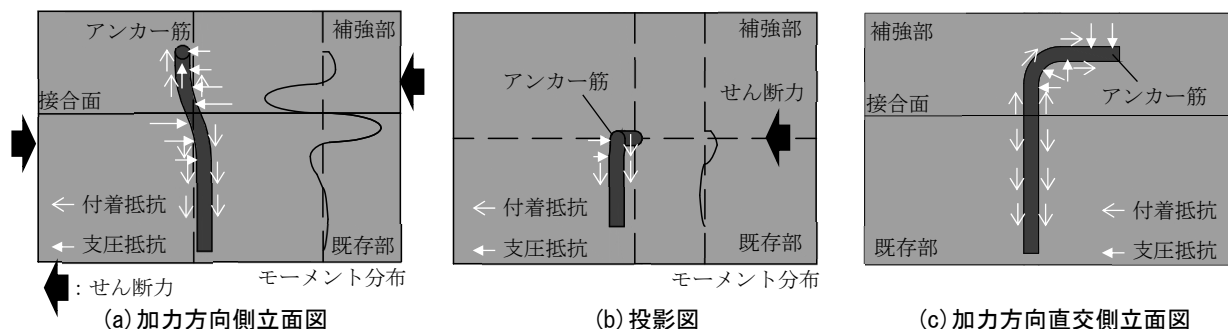


図-13 想定するアンカー筋のせん断抵抗機構の概念図

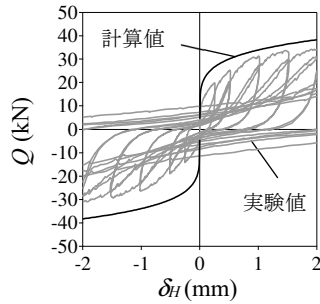


図-14 実験値と計算値の比較

示唆されている。更に、菊池ら¹³⁾はあと施工アンカーの正負交番繰返し载荷によるせん断力が、処女载荷時の最大0.8倍程度まで低下すると報告している。以上より、 Q に繰返しによる低減係数0.8を乗じて算定する。以下、繰返しによる低減係数を考慮した包絡線を繰返し载荷モデルと言う。

図-14に実験値と計算値の比較を示す。全体的な履歴の傾向としては実験値を模擬できているが、 $\delta_H=+2.0\text{mm}$ 時の Q は、実験値が33.9kNに対し、計算値は38.3kNであり、実験値が計算値より約11%低い結果となった。ただし、単調载荷モデルは、 $\pm 20\%$ 精度であることから、繰返し载荷モデルにおいても同等の精度だと考えると、本実験の条件であれば、直筋のアンカー筋を用いたあと施工アンカーと同様に Q - δ_H 関係の包絡線の評価が可能であると考えられる。

5. まとめ

本論文では90度折曲げたアンカー筋を増し打ち部に定着させたあと施工アンカーのせん断実験を行い、アンカー筋の応力状態からせん断抵抗機構を検証し、せん断力-せん断変位関係の包絡線の評価した。以下に本論文で得られた知見を示す。

- 1) 補強部の直線部の長さが35mm(約 $2d_a$)と短いものの、折曲げ部の内部のコンクリート支圧抵抗(以下、折曲げ内部支圧抵抗と略記する)により定着しながら、ダウエル抵抗が生じ、更に直線部から余長部にかけても、ダウエル抵抗によるコンクリートの支圧抵抗が作用していると推察された。
- 2) 補強部側の余長部(接合面からの距離 $L=133\text{mm}$)と既存部側 $L=80\text{mm}$ ($5d_a$)のアンカー筋の応力は、小さい値を示した。
- 3) アンカー筋の引張抵抗には折曲げ内部支圧抵抗が大きく作用していると考えられる。
- 4) 本実験の条件であれば、直筋のアンカー筋を用いたあと施工アンカーによるせん断力-せん断変位関係の包絡線の評価が可能であると考えられる。

付録

アンカー筋の付着性状に極力影響を極力与えないように、ひずみゲージのゲージ部は、長さ2mm、幅1.2mmの小さいものを用い、養生はブチルゴム系のコーティング材で最小限の範囲とした。このひずみゲージが付着性状に与える影響は、今後の課題としたい。

参考文献

- 1) 建築保全センター：令和元年版 建築改修工事監理指針(下巻)，2019
- 2) 第一法規：2003年版 学校施設の耐震補強マニュアル RC造校舎編，2003
- 3) 和泉信之，左治木計彦，濱田聡，谷知敏和夫，松崎育弘：RC壁柱・はり接合部におけるはり主筋の折曲げ定着機構に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第462号，pp.121-130，1994.8
- 4) 阿部隆英，樋渡健，高瀬裕也，香取慶一：反力係数を用いて補強部と既存部の挙動を評価した接着系あと施工アンカーの力学モデル，コンクリート工学年次論文集，Vol.40，No.2，pp.979-984，2018.7
- 5) 高瀬裕也，和田俊良，池田隆明，篠原保二：繰返しせん断力を受ける接着系あと施工アンカーの力学モデル，日本建築学会構造系論文集，第77巻，第682号，pp.1915-1924，2012.12
- 6) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 2018
- 7) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説，2019
- 8) 中野克彦，松崎育弘：プレキャストRC部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法，日本建築学会構造系論文集，第550号，pp.151-158，2001.12
- 9) 日本建築防災協会：2017年改訂版 既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震改修設計指針・同解説，日本建築防災協会，2017
- 10) 阿部隆英，坂本啓太，樋渡健，高瀬裕也，香取慶一：増し打ち壁補強工法にグラウトキーを適用した際の性能検証(その2)実験結果，日本建築学会学術講演梗概集，構造IV，pp.15-16，2019.9
- 11) 高瀬裕也，和田俊良，篠原保二：多数繰返しせん断力を受ける接着系あと施工アンカーの力学挙動に関する考察，コンクリート工学年次論文集，Vol.37，No.2，2015
- 12) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の「外側耐震改修マニュアル」，2002
- 13) 菊池成美，窪田凌平，奥山裕希恵，高瀬裕也：多数回繰返しせん断载荷を受ける複合応力下の接着系あと施工アンカーのせん断抵抗性能，アップブレード論文報告集，第19巻，2019.10