

論文

多数回繰り返しせん断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

菊地 成美*1, 窪田 凌平*1, 奥山 裕希恵*1, 高瀬 裕也*2

Shear resistance of adhesive post-installed anchor subjected to multiple cyclic shear load and constant tensile load

Narumi KIKUCHI*1, Ryohei KUBOTA*1, Yukie OKUYAMA*1 and Yuya TAKASE*2

要旨： RC耐震補強構造物では、補強部材と既存躯体の接合が重要な要素の一つとなる。一般的な接合部では接着系あと施工アンカーが使用されるが、引張力を受けるとせん断抵抗性能が低下する。また東北地方太平洋沖地震では地震の継続時間が長く、建物は多数回の揺れを経験した。そこで本論文では組み合わせ応力下で多数回のせん断載荷履歴を与える実験を行い、既発表の力学モデルにより実験結果の再現を試みた。その結果、小さい変位時に多数回履歴を受けても終局強度に与える影響が小さく、提案モデルによって良好に再現できた。

キーワード： あと施工アンカー、組み合わせ応力、多数回繰り返し載荷、外付け耐震補強

1. はじめに

既存建築物の耐震補強工法は、付加する耐震要素を既存架構の構面内に取りつける内付け補強と、構面外に取りつける外付け補強の2種類に大きく分けられる。外付け耐震補強は、建物の現状の機能を維持しながら施工が可能であり、内部環境に与える影響が少ないことから採用事例が増えている。耐震補強構造物において、補強部材と既存躯体の接合が重要な要素の一つとなる。図-1に増設スラブの概念図を示す。補強部材を既存フレームの外側に配置すると、偏心距離が大きくなることから地震によるせん断力に付随して大きな曲げモーメントが作用し、接合部は軸応力を受けながら繰り返しせん断力を受ける。図-2に接合部の物理量の関係を示す。一般的な接合部では、接着系あと施工アンカーが使用されているが、引張力を受けた場合にはアンカー筋の見かけ上の降伏強度が低下するため、せん断抵抗性能が低下すると考えられる。本研究ではこれまでに同変位における載荷が最大で3回となる載荷サイクルにおいて実験を行ってきた¹⁾。一般的な地震の揺れの継続時間は、地震の規模を表すマグニチュードが大きくても数十秒程度である。しかし、東北地方太平洋沖地震では、地震の継続時間が数分間と長く、建物は多数回繰り返しの揺れを経験した。現在の耐震補強の設計法においては、多数回載荷について考慮されていない。そのため、耐震補強の接合部が多数回繰り返しのせん断載荷を受けると、アンカー筋の

塑性化や支圧領域のコンクリートの破壊などにより負担できるせん断力の低下が考えられる。しかし、載荷回数が増えた場合の力学挙動については明らかにされておらず、過大地震時の安全性確保のためにずれ変形も適切に評価する手法が必要であると考えている。そこで本論文では一定引張力を与えながら多数回繰り返しせん断載荷実験を行い、このせん断力-変位挙動を再現する力学モデルについて検討することを目的とする。

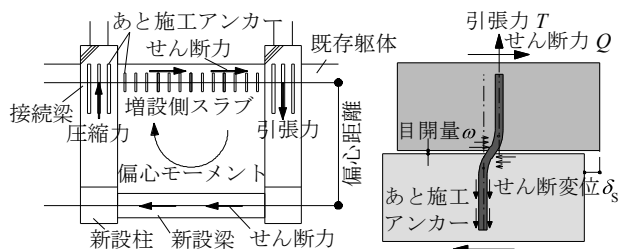


図-1 増設スラブの概念図 図-2 物理量の関係

2. 実験概要

2.1 試験体の諸元と実験パラメータ

一般的な耐震補強では、既存躯体と新設側の補強部材（鉄骨ブレースなど）は間接接合部を介して接合され、この接合部にはグラウト等が圧入される。図-3に試験体諸元寸法を示す。本試験体は、実際の接合部のサイズを参考に、既存躯体から新設側までを模擬したものである。コンクリートで既存側を作成し、湿式コアドリルを用いて穿孔した。その孔に

*1 室蘭工業大学環境創生工学系専攻 大学院生

*2 室蘭工業大学もの創造系領域 准教授・博士（工学）

有機系接着剤を充填し、アンカー筋を定着させる。アンカー筋の定着後グラウトで新設側を作成した。表-1に実験パラメータ、表-2にコンクリートおよびグラウトの材料特性、表-3にアンカー筋の機械的性能を示す。実験パラメータは1)アンカー筋径、2)载荷サイクル、3)アンカー筋に導入する一定引張力比 r_N である。試験体名はアンカー筋径、载荷サイクル(C1: 基準サイクル, C2: 多数回サイクル)、アンカー筋降伏強度に対する一定引張力の比 r_N の順に示す。既存側へのアンカー筋の埋め込み深さは 10ϕ (ϕ はアンカー筋径である) (160mm)とする。本論における実験は既往の実験¹⁾と加力装置が異なるため、加力装置の動作と精度を確認するために既往の実験と同様に同変位における载荷が最大で3回である基準サイクルによる実験も行う。アンカー筋径は一般的にあと施工アンカーとして多用されるD16とした。このため穿孔径は20mmとしている。また、接合面にはグリスを塗布し摩擦抵抗の影響を小さくした。

2.2 载荷サイクル

東北地方太平洋沖地震では揺れが数分間にわたるほど長時間であり、建物は多数回繰り返しのせん断载荷を受けた。本実験では、この地震による揺れの回数を考慮して载荷サイクルを決定する。まず、強震観測網 (K-net, KiK-net) より最大加速度が大きかった都市のうち仙台 (MYG013, 宮城県), 北上 (IWT012, 岩手県), 那珂湊 (IBR007, 茨城県), 福島 (FKSH16, 福島県) の4つの都市における加速度波形から、1.0Hz 以上の高周波成分をカットして変位波形を求める。外側耐震改修マニュアル²⁾においてせん断変形 δ_s を 2.0mm 以下に制限するように定められている。そこで、各計測データの実変位の最大値を2.0mmで基準化し、基準化した変位に対し半波形 (1/2 波長分) ごとの最大値の回数を求める。表-4に基準化した変位の頻度を示す。既往の実験¹⁾を観察すると、 $\delta_s=1.0\text{mm}$ で剛性低下する傾向がある。そこで、 $\delta_s=1.0\text{mm}$ の载荷回数は、表-4の値を参考 (同表の半分の値がサイクル数で5~10サイクル相当) に8サイクルとした。 $\delta_s<1.0\text{mm}$ で、ほぼ弾性となる範囲では、既往のサイクル数の2回より多くなるように、また δ_s が1.0~2.0mmの範囲では、表-4より1~3サイクル程度であるため2サイクルとし、これ以降も1サイクルずつ载荷する。実験の载荷サイクルを図-5に示す。これにより、あと施工アンカーの性能を十分安全側に評価できると考えられる。

2.3 载荷方法

図-6に加力装置図を示す。加力装置は、軸方向は最大荷重150kNのスクリージャッキを2本、せん断方向に最大荷重500kNの油圧アクチュエータをそ

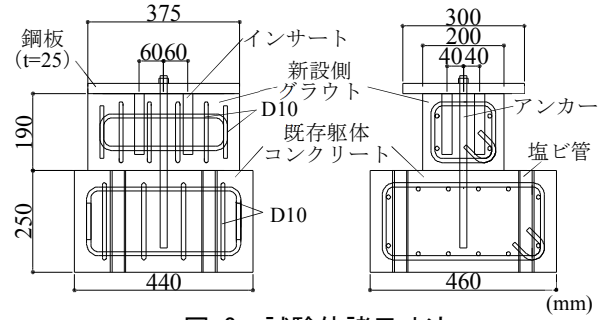


図-3 試験体諸元寸法

表-1 実験パラメータ

| 試験体名 | 鉄筋径 | 载荷サイクル | 引張応力比 r_N |
|-------------|-----|--------|-------------|
| D16-C1-0.00 | D16 | C1 | 0.00 |
| D16-C1-0.33 | | | 0.33 |
| D16-C1-0.66 | | | 0.66 |
| D16-C2-0.00 | | C2 | 0.00 |
| D16-C2-0.33 | | | 0.33 |
| D16-C2-0.66 | | | 0.66 |

表-2 コンクリートおよびグラウトの材料特性

| 材料 | 圧縮強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (kN/mm ²) | 割裂強度 (N/mm ²) |
|--------|---------------------------|-----------------------------|---------------------------|
| コンクリート | 26.9 | 18.4 | 1.9 |
| グラウト | 67.8 | 25.2 | 3.3 |

表-3 アンカー筋の機械的性能

| アンカー筋種 | 降伏強度 (N/mm ²) | 最大強度 (N/mm ²) | ヤング係数 (N/mm ²) | 伸び (%) |
|--------|---------------------------|---------------------------|----------------------------|--------|
| 異形鉄筋 | 375.8 | 570.2 | 1.74×10^5 | 19.2 |

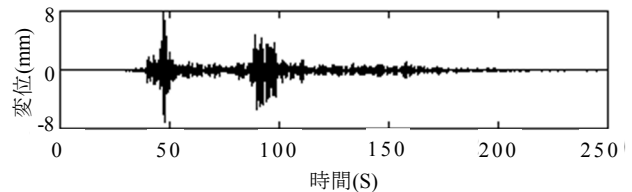


図-4 仙台における時刻歴変位波形 N-S 方向 (MYG013)

表-4 2.0mm で基準化した変位の頻度

| | 基準化変位 (mm) | | | | | |
|-------------|------------|------|-------|------|------|------|
| | ~0.25 | ~0.5 | ~0.75 | ~1.0 | ~1.5 | ~2.0 |
| 仙台(MYG013) | 59 | 11 | 12 | 11 | 1 | 1 |
| 北上(IWT012) | 117 | 73 | 29 | 15 | 3 | 1 |
| 那珂湊(IBR007) | 58 | 31 | 15 | 11 | 6 | 1 |
| 福島(FKSH16) | 88 | 106 | 42 | 21 | 6 | 2 |

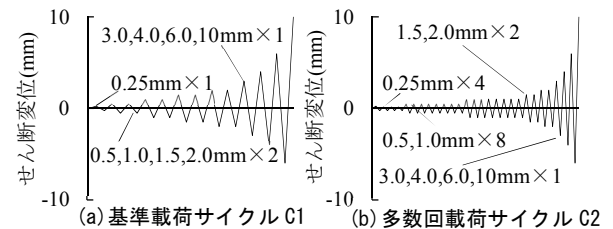


図-5 载荷サイクル

れぞれ使用する。試験体上部に加力梁を配置し、この加力梁に3つのジャッキを接続し、一定引張力を与えながらせん断载荷する。また、試験体の新設部側に埋め込んだインサートを介し、試験体上部にセットした鋼板を引っ張ることで新設部側のグラウトとアンカー筋に引張力を与える。軸力は自動制御し、アクチュエータで正負交番繰り返しせん断载荷する。

引張反力として、既存側の塩ビ管を通して台座に試験体をボルト締めする。またせん断方向は、試験体を直接反力用固定治具で挟むことで反力を取る。

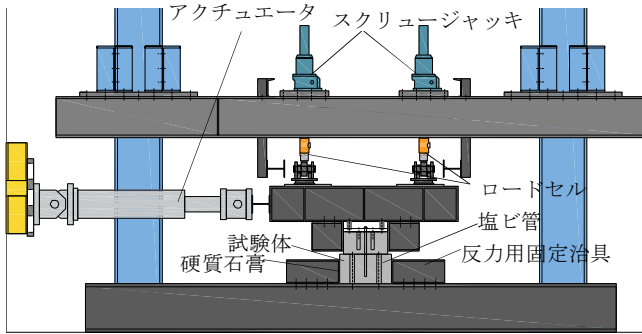


図-6 加力装置

3. せん断荷実験結果

3.1 せん断力—せん断変位関係

せん断荷実験より、図-7にせん断力 Q —せん断変位 δ_s 関係を示す。本実験における試験体の加力装置は既往の実験^{1),3)}のものとは異なるが、基準サイクルの試験体において既往の実験と同様に一定引張力が作用するとせん断力が低下し、同様の荷重変形曲線が得られたことから加力装置が正常に動作していると判断される。既往の実験と同様に $\delta_s=1.0\text{mm}$ 付近での剛性の低下も見られた。これはアンカー筋の降伏やコンクリートの支圧破壊などによるものと考えら

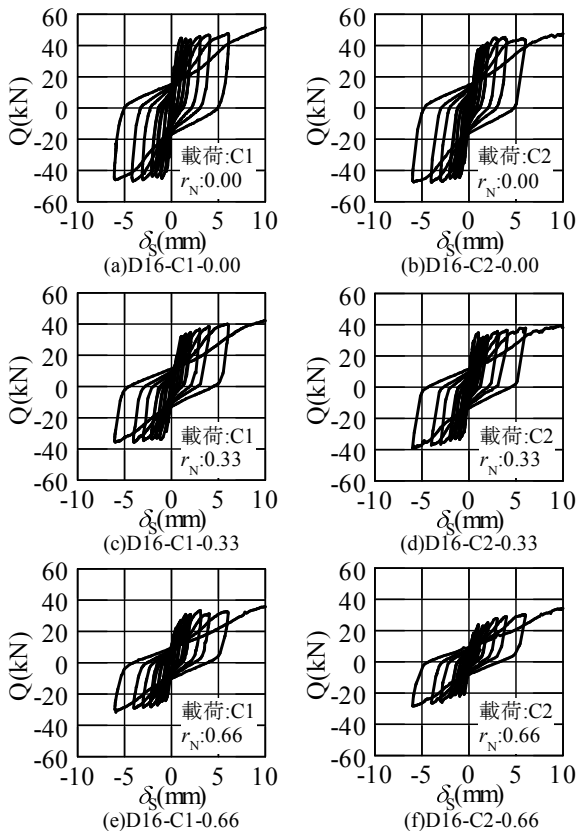


図-7 せん断力 Q —せん断変位 δ_s 関係

れる。また、6つの試験体すべてにおいて再荷重時のせん断力は処女荷重時に比べて減少する傾向が見られた。同変位における荷重回数が多い変位においてもせん断力の著しい低下は見られなかった。

3.2 目開き量—せん断変位関係

せん断荷実験より、図-8に目開き量 ω —せん断変位 δ_s 関係を示す。目開き量についても基準サイクルC1の試験体において既往の実験^{1),3)}と同程度の目開き量となったことから、加力装置は軸力を適切に自動制御できているといえる。基準サイクルC1における目開き量と多数回サイクルC2における目開き量を比較すると、 $r_N=0.00, 0.33$ の試験体においては多数回サイクルの目開き量のほうが大きくなっている。しかし、 $r_N=0.66$ の試験体においては、C1のほうが目開き量が大きい。これより、 r_N が小さい試験体では、既往の論文³⁾で提案したように荷重回数の増加に伴い、鉄筋の残留ひずみによる目開き量と鉄筋の滑り出しによる目開き量が大きくなっていると推察される。しかし、 $r_N=0.66$ の試験体ではせん断変位が小さい範囲で多数回繰り返し荷重により鉄筋の伸びが大きくなる前に塑性化している可能性がある。

4. 繰り返しせん断荷重時のせん断力の挙動を再現する力学モデル

せん断荷実験から得られた結果より、本論文に

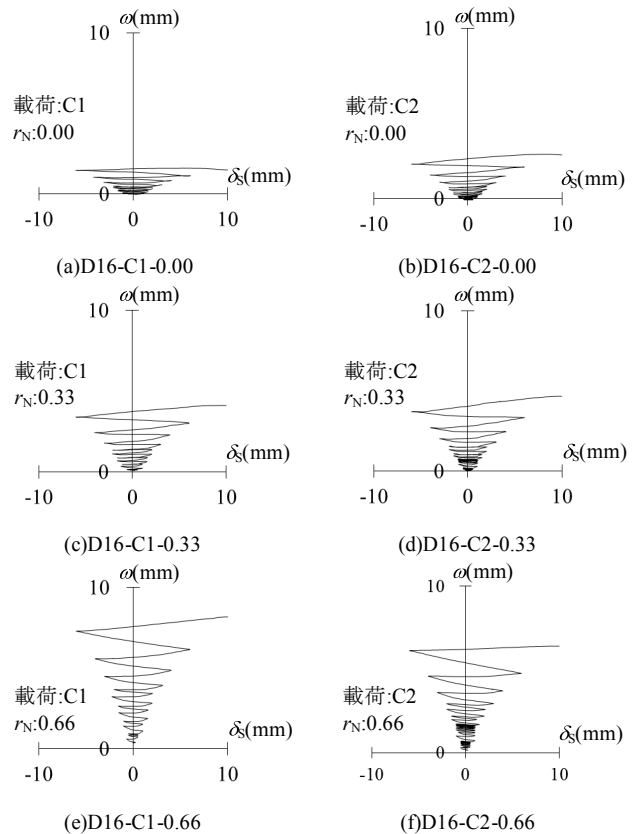


図-8 目開き量 ω —せん断変位 δ_s 関係

おいては繰り返しせん断载荷時のせん断力の力学モデルについて検討する。

4.1 モデルの概要

あと施工アンカーのモデルでは、非線形領域における挙動を比較的簡便に再現できるよう、図-9に示すように理想化している(例えば4, 5)。アンカー筋が担うせん断力は、塑性ヒンジ点における曲げ抵抗力 q_s 、コンクリートに作用する支圧抵抗力 q_B 、軸方向に作用する鉄筋の引張力のせん断成分 q_T^s (カテナリー効果)を組み合わせた値となる。

$$q_a = q_s + q_B + q_T^s \quad (1)$$

また、アンカー筋周りのコンクリートの支圧応力は、アンカー筋の変形量の影響によって変化する。そこで、アンカー筋が塑性ヒンジ点周りで直線的に変形すると仮定していることから、変位 $\delta(x)$ は以下の式で表される。

$$\delta(x) = \delta(0) - \frac{\delta(0)}{L_h} x \quad (0 \leq x \leq L_h) \quad (2)$$

$$\delta(x) = 0 \quad (L_h \leq x) \quad (3)$$

ここで、 x は接合面からの深さである。また、本研究では、コンクリートのひずみとして平均ひずみを用いる。

$$\varepsilon_b(x) = \frac{\delta(x)}{L_{\varepsilon b}} \quad (4)$$

ここに $L_{\varepsilon b}$ はコンクリートのひずみを計算する際に使用する有効長さであり、 5ϕ 、 10ϕ としている。

4.2 コンクリートの支圧抵抗モデルの検討

せん断力を受けると、アンカー筋の側面の支圧抵抗によって応力が伝達される。また処女载荷時に比べ、繰り返し载荷時はせん断力の低下が見られる。あと施工アンカーの支圧応力場の力学挙動は、コンクリートの圧縮挙動と見なせる。図-10にコンクリートの圧縮履歴特性のモデルを示す。本モデルの支圧抵抗の構成則では、図-10に示す長引らのコンクリートの圧縮モデル⁶⁾の繰り返し則を適用し、これによれば、再载荷時の特性は、以下の式(5)で表される。

$$\sigma_c = \frac{5}{6} \sigma_E \quad (5)$$

ここに、 σ_c および σ_E はそれぞれ図-10に示す点 C_i 及び点 E_i における圧縮応力である。図-11に繰り返し载荷実験のせん断力の変化率 R_S (再载荷時のせん断力/処女载荷時のせん断力)―せん断変位 δ 関係を示す。図-11より、せん断変位が小さい範囲ではせん断力が小さいため実験値にばらつきが出やすく変化率が乱れてしまっている部分もあるが、繰り返し载荷時におけるせん断力は処女载荷時に比べ80~100%程度になる傾向が見られた。これは繰り返しせん断载荷が同変位で最大9回の $\delta=0.5\text{mm}$ 、 1.0mm において

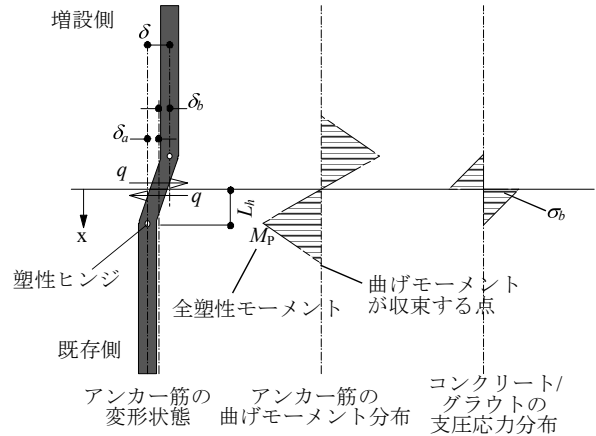


図-9 あと施工アンカーのダウエル効果のモデル化

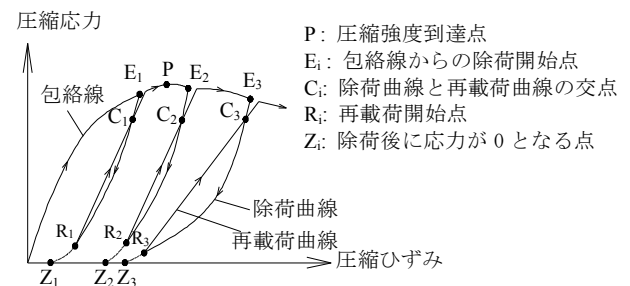


図-10 コンクリートの圧縮履歴特性のモデル

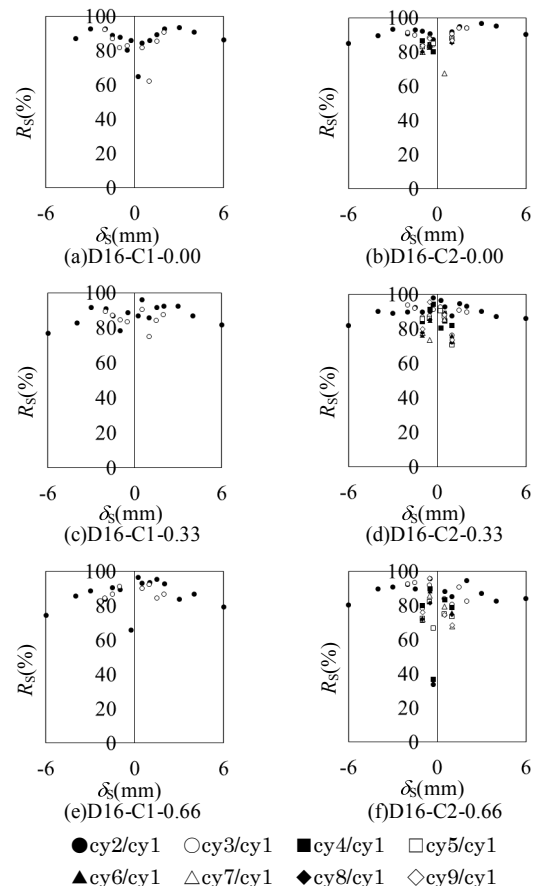


図-11 せん断力の変化率 R_S ―せん断変位 δ 関係

も同様の傾向であり、载荷回数が増加しても大きく低下するような様子は見られない。処女载荷時には

コンクリートの支圧抵抗が最大限に発揮されるため、せん断力が大きく、2回目以降の再载荷ではすでにコンクリートが損傷を受けているため、载荷回数が増加してもせん断力に大きな違いは現れなかったと考えられる。また、せん断変位が小さい範囲において同変位で最大9回の载荷を受けるが、コンクリートの損傷が小さいために、一定のせん断力を負担することができていると推測される。これより多数回繰り返し载荷時においても式(5)により、組み合わせ応力下における Q - δ_s 関係を表現できると判断される。

4.3 軸応力比—せん断応力比関係

一般に、組み合わせ応力を受けるあと施工アンカーのせん断力と引張力の関係は、式(6)で表される。

$$\left(\frac{Q}{Q_0}\right)^\alpha + \left(\frac{T}{T_0}\right)^\alpha = 1 \quad (6)$$

ここに、 α は係数であり、1.0~2.0の間に設定されることが多く、 T と Q はそれぞれ組み合わせ応力下において負担可能な引張荷重とせん断荷重である。また、 T_0 は $Q=0$ kNにおける許容引張応力、 Q_0 は $T=0$ kNにおける許容せん断応力である。図-12に軸力比—せん断力比関係を示す。図-12より、 $\alpha=1.0\sim 1.6$ の間におおよそ実験値がおさまっている。

4.4 組み合わせ応力係数 α の検討

図-12より組み合わせ応力係数 α にばらつきが見られたため、式(6)における α について検討する。式(6)より以下の式(7)が得られる。

$$Q = \sqrt[\alpha]{1 - \left(\frac{T}{T_0}\right)^\alpha} \times Q_0 \quad (7)$$

図-13に式(7)において α を1.3から1.6に段階的に違えた解析モデルによるせん断力と実験値の比較を示す。 $r_N=0.33$ の試験体においてはC1、C2ともに $\alpha=1.3$ の場合の解析値が目標せん断変位において最も実験値に近い値を示す。 $r_N=0.66$ の試験体においては $\delta_s=2.0$ mm以降において $\alpha=1.5$ 、1.6の場合の解析値が最も実験値に近い値を示す。また、 Q - δ_s 関係の概形は再現できているが、初期勾配が大きく、すべての試験体においてせん断変位が小さい範囲におけるせん断力を過大に評価している。また、せん断変位が小さい範囲で最大せん断力に近い値を示し、ほぼ横ばいで推移する形状となっている。

4.5 支圧抵抗領域の検討

前節で述べたように初期勾配が大きくなっているため支圧破壊領域 L_{cb} の検討を行う。図-9におけるモデルでは既往のモデルにおいてアンカー筋径や一定引張力に関わらず $L_{cb}=5.0\phi$ と仮定してモデル化していたが、この値では Q - δ_s 曲線の初期勾配が高くなりすぎる。そこで、支圧抵抗領域をこの倍の値と仮定して計算する。 L_{cb} を 10.0ϕ とした場合の解析モデルと

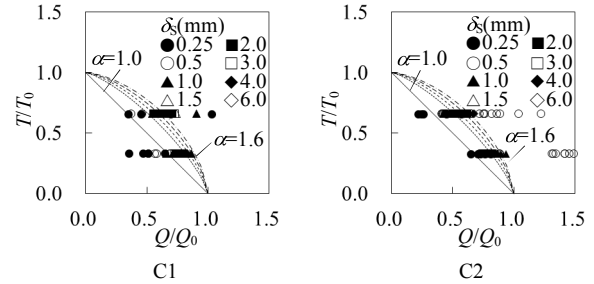


図-12 軸力比—せん断力比関係

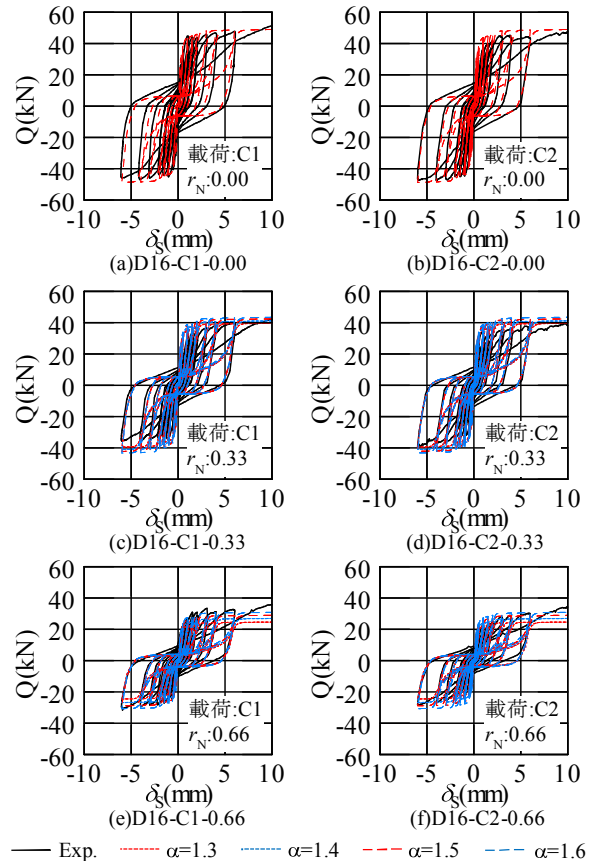


図-13 解析値と実験値の比較 ($L_{cb}=5.0\phi$)

実験値の比較を図-14に示す。初期勾配は小さくすることができたが、各せん断変位におけるせん断力に着目すると、 $r_N=0.33$ の試験体においては実験値より大きくなる傾向が見られた。 $r_N=0.66$ の試験体においては実験値に近い値になるものも見られる。また、実験値は負側のせん断力は正側のせん断力に比べて小さくなる傾向があることから、正側では実験値に近い値を示しても、負側では過大に評価している。

4.6 エネルギー吸収量による比較

図-13、図-14に示すグラフからではすべての試験体において実験値を再現する最適な組み合わせ応力係数 α 、支圧破壊領域 L_{cb} の判断は難しい。そこで、エネルギー吸収量による実験値と解析値の比較を行う。ここで、本論文で扱うエネルギー吸収量は Q - δ_s 関係の包絡曲線と横軸（せん断変位）で囲まれた面積で

ある。4.2節で述べたようにすべての試験体において繰り返し載荷に伴うせん断力の低下は小さいことから、処女載荷時のエネルギー吸収量による比較を行う。図-15にエネルギー吸収量の実験値と解析値の比較を示す（それぞれ赤： $r_N=0.33$ 正側，白： $r_N=0.33$ 負側，青： $r_N=0.66$ 正側，黒： $r_N=0.66$ 負側を示す）。すべての α において解析値が実験値の $\pm 20\%$ 以内に収まっている。 $r_N=0.33$ の場合はすべての α においてモデルが過大に、 $r_N=0.66$ の場合はモデルが過少になっている。最も実験値に近いエネルギー吸収量を求めるために、実験値と解析値の誤差を求める。各 L_{eb} 、 α における誤差は小さい順に $L_{eb}=5.0\phi$ 、 $\alpha=1.4$ のとき10.9%、 $L_{eb}=10.0\phi$ 、 $\alpha=1.3$ のとき12.5%、 $L_{eb}=5.0\phi$ 、 $\alpha=1.3$ のとき12.8%となった。以上より、初期勾配の再現性と実験値と解析値のエネルギー吸収量の誤差から $L_{eb}=10.0\phi$ 、 $\alpha=1.3$ が最適であると判断する。

5. まとめ

多数回繰り返し載荷時においても、既往の実験と同様に再載荷時のせん断力は処女載荷時の80~100%程度になることが明らかとなり、既往のモデルによって表すことができる。また、正側と負側の実験値の違いは再現することができなかつたが、提案モデルによって概ね良好にせん断力—せん断変位関係を再現することができた。今後は実験上の特性である正側に比べて負側のせん断力が低下する現象を再現するために、負側の低下率を導入するなど、さらに再現性の高いモデルとなるよう修正を行う予定である。

謝辞

本報告では、防災科学技術研究所強震観測網(K-net, KiK-net)のデータの一部を使用させていただきました。ここに深い謝意を表します。

参考文献

- 1) 高瀬裕也, 和田俊良ほか: 一定引張力を受けながら繰り返しせん断力を受けるあと施工アンカーの力学挙動と仕事量, 日本建築学会構造系論文集, 82巻, 738号, pp.1255-1263, 2017年8月
- 2) 財団法人日本建築棒材協会: 既存鉄筋コンクリート造構造物の「外側耐震改修マニュアル」— 枠付き鉄骨ブレースによる補強—, 2003年2月
- 3) 菊地成美, 高瀬裕也: 一定引張応力下の接着系あと施工アンカーにおける繰り返しせん断載荷が力学挙動に及ぼす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.135-136, 2018年8月

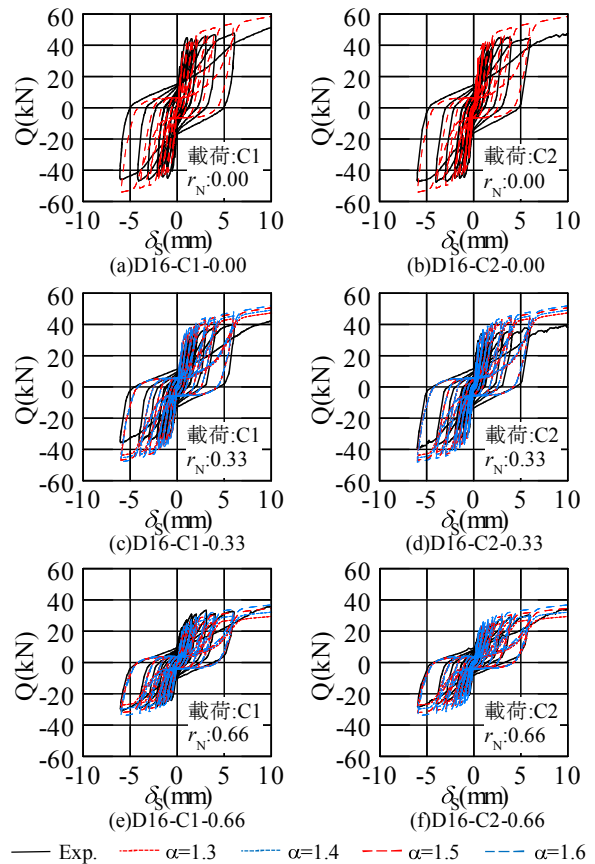


図-14 解析値と実験値の比較 ($L_{eb}=10.0\phi$)

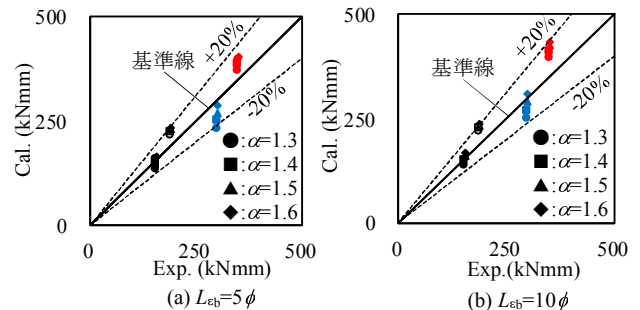


図-15 エネルギー吸収量の比較

- 4) 高瀬裕也, 和田俊良ほか: 繰り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年12月
- 5) 高瀬裕也, 和田俊良, 篠原保二: 増設側圧入モルタルの強度があと施工アンカーのせん断耐力に及ぼす影響, コンクリート工学年次論文集, Vol.134, No.2, pp.967-972, 2012年6月
- 6) 長沼一洋, 大久保雅章: 繰り返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第536号, pp.135-142, 2000年10月