

論文 増設側圧入モルタルの強度が接着系あと施工アンカーのせん断耐力に及ぼす影響

高瀬 裕也^{*1}・和田 俊良^{*2}・篠原 保二^{*3}

要旨: 既存建築物を耐震補強する際に、補強部材と既存架構の接合に接着系あと施工アンカーが使用されることが多い。本論文では増設側圧入モルタルの材料特性の違いを考慮できる接着系あと施工アンカーのダウエルモデルを構築し、この材料特性の違いがあつて施工アンカーのせん断耐力に及ぼす影響について解析的な検証を行った。その結果、圧入モルタルの強度が高い方が同一せん断変位時のせん断耐力が高く、せん断変位が大きい方が、圧入モルタル強度の相違によるせん断耐力の差が顕著となることが明らかとなった。

キーワード: 耐震補強, 支圧応力, せん断耐力, あと施工アンカー, ダウエル効果

1. はじめに

鉄筋コンクリート造の既存建築物を耐震補強する際に、既存躯体に補強部材（枠付鉄骨ブレースや増設耐震壁など）を接合するため、あと施工アンカー¹⁾が使用されることが多い。あと施工アンカーは、地震時に、ダウエル効果（ダボ作用）²⁾によって既存躯体から補強部材へせん断応力を伝達させる、極めて重要な役割を担う接合要素である。そのため、あと施工アンカーのダウエル効果を解明することは、非常に重要な課題である。

あと施工アンカーのダウエル効果と補強鉄筋のダウエル効果^{2),3)}との大きな違いは、材料特性が異なる既存側コンクリートと増設側コンクリート（または圧入モルタル）に、アンカー筋が挟まれてせん断力に抵抗することである。このことが、このダウエル効果の解明を複雑化する一つの大きな要因となる。著者らがあと施工アンカーのせん断抵抗に関する既往の研究を調べた限りでは、既存側に着目したものは見られた⁴⁾ものの、増設側の影響について論じた例は見当たらなかった。

また、既存躯体から補強部材に適切にせん断力を伝えるためには、接合面の過大なズレ変位を防止した設計を行わなければならない。そのためには、あと施工アンカーのせん断抵抗性能を評価する際に、最大耐力のみならずその力学挙動を適切に評価する必要がある。

そこで本研究では、既存側と増設側の材料特性の違いを考慮して、せん断力を受けるあと施工アンカーの荷重-変位曲線を再現できるダウエルモデルを構築し、増設側の材料特性の違いがあつて施工アンカーのせん断抵抗に及ぼす影響について、解析的な検証を行う。あと施工アンカーには大きく接着系と金属系の2つのタイプ¹⁾があるが、ここでは耐震補強で主に使用される接着系のタイプを対象とする。

2. 力学モデルの提案とその定式化

本2章では、はじめに既存側のあと施工アンカーの力学挙動のモデル化を説明し、次に既存側の力学モデルを応用して増設側の特性を考慮した解析手法を記述する。

2.1 提案モデルの概要

図-1にあつて施工アンカーのダウエル効果をモデル化したものを示す。鉄筋（補強鉄筋^{2),3)}、プレキャスト部材の接合筋⁵⁾、あと施工アンカー⁴⁾などのダウエル効果の解明を試みた既往の研究では、式(1)で表される杭の横抵抗基本式⁶⁾が応用されることが多い。

$$E_s I_z \frac{d^4 \delta_a}{dx^4} + \phi \kappa(x, \delta_a) = 0 \quad (1)$$

ここに E_s はアンカー筋のヤング係数 (N/mm^2) を、 I_z はアンカー筋の断面2次モーメント (mm^4) を、 ϕ はアンカー筋径 (mm) を、 κ はコンクリートからの支圧による反力係数 ($\text{N/mm}^2/\text{mm}$) を、 x は接合面からの深さ (mm) を、 δ_a は既存側コンクリートに対するのアンカー筋のズレ変位 ($x=0$ のズレ変位) (mm) をそれぞれ表す。

式(1)は、弾性領域における鉄筋のダウエル効果が、理論的に数式化されたものである。本論文では、塑性ヒンジが形成されたあとの、非線形領域における力学挙動も追跡できるモデルを構築するため、図-1のようにモデル化する。つまり、塑性ヒンジが形成される点を初めに求め、アンカー筋がこの点から接合面に向かって直線的に変形し、かつ塑性ヒンジが形成される深さが比較的浅い (ϕ の2~3倍) ため、敢えて曲げモーメント分布も直線分布になると仮定する。アンカー筋の変形と同時に、コンクリートには支圧応力が発生する。さらに、接合面のズレ変位（以下、せん断変位と呼ぶ）の増大につれ、アンカー筋が軸方向に伸び、鉄筋に引張応力が作用する。したがって、アンカー筋が担うせん断力 $q(\text{N})$ は、塑性

*1 飛鳥建設 技術研究所 副主任研究員 工博 (正会員)

*2 北海道職業能力開発大学校 建築科 能開教授 工博 (正会員)

*3 東京工業大学建築物理研究センター 准教授 工博 (正会員)

ヒンジ点における曲げ抵抗力 $q_s(N)$, コンクリートに作用する支圧抵抗力 $q_B(N)$, 軸方向に作用する引張力 $q_T(N)$ のせん断成分 $q_T^s(N)$ を合計した式 (2) で表される。

$$q = q_s + q_B + q_T^s \quad (2)$$

2.2 アンカー筋の塑性ヒンジ点と水平変位

式 (2) における q_s , q_B , q_T^s の値は, いずれも塑性ヒンジの位置と, アンカー筋の水平変位に依存する。塑性ヒンジの接合面からの深さ $L_h(mm)$ は, 式 (1) の微分方程式を解くことにより, 理論的に求められる⁶⁾。

$$L_h = \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{4E_s I_z}{\kappa \phi}} \quad (3)$$

ただし, これは弾性状態の時の長さである。塑性化したあとには反力係数 κ が低下するため, その低下量に応じて L_h が式 (3) よりも長くなる。そこで提案モデルでは, Maekawa らのモデル³⁾ における初期の "Curvature Influencing Zone" の中心までの長さに等しい, 式 (3) を 1.5 倍した値を用いることとする。

$$L_h = \frac{3}{2} \cdot \frac{\pi}{4} \sqrt[4]{\frac{4E_s I_z}{\kappa \phi}} \quad (4)$$

反力係数 κ は, Maekawa らのモデルに準拠する。

$$\kappa = 150\sigma_B / \phi \quad (5)$$

ここに, σ_B はコンクリートの 1 軸圧縮強度 (N/mm^2) である。深さ x におけるアンカー筋の水平変位 $\delta_a(x)$ は, アンカー筋が直線形状に変形すると仮定していることから, L_h を用いて以下の式で表される。

$$\delta_a(x) = \begin{cases} \delta_a(0) - \frac{\delta_a(0)}{L_h} \cdot x & (0 \leq x < L_h) \\ 0 & (L_h \leq x) \end{cases} \quad (6)$$

2.3 塑性ヒンジにおける曲げ抵抗力

図-2の(a)と(b)に塑性ヒンジの曲げ抵抗とコンクリートの支圧抵抗の力学モデルをそれぞれ示す。アンカー筋の全塑性モーメント $M_p(N \cdot mm)$ は次式となる。

$$M_p = \frac{\phi^3 \cdot \sigma_y}{6} \quad (7)$$

ここに σ_y はアンカー筋の降伏強度 (N/mm^2) を意味する。梁の端部に配置されるアンカー筋のようにせん断力と引張力が同時に作用する場合には, 軸力を考慮して M_p を求める必要があるが, ここではせん断力のみが作用する場合を対象とすることとし, 軸力の影響は考慮しない。アンカー筋の接合面に, 全塑性モーメントを生じさせる集中荷重 $q_p(N)$ は, M_p を L_h で除して求められる。

$$q_p = M_p / L_h \quad (8)$$

提案モデルでは, 塑性ヒンジの曲げ抵抗による力学挙動を, 図-2(a)に示すバイリニアモデルで表す。全塑性モーメント時の変位量 $\delta_p(mm)$ は, 次の3章で触れる実

験結果に適合するように 1.0mm とした。

2.4 コンクリートの支圧抵抗力

コンクリートのひずみ ϵ_b は, アンカー筋の近傍で大きく, アンカー筋から離れるにつれ徐々にゼロに収束すると考えられる。しかし, このようなひずみ場を実験的に解明することは非常に困難であることから, 本論文では平均ひずみを用いることで, 支圧抵抗に対する力学挙動を表現できるものとしてモデル化する。そのため, 深さ x における平均ひずみ $\epsilon_b(x)$ は, $\delta_a(x)$ を有効ひずみ化長さ $L_{eb}(mm)$ で除すことで得られる。

$$\epsilon_b(x) = \delta_a(x) / L_{eb} \quad (9)$$

L_{eb} の設定値については, 後の 2.5 節で触れる。

またコンクリートの支圧抵抗は, 周囲から 3 次元に拘束される局所的な 1 軸圧縮抵抗と見なされる。そこで, 最大応力までのコンクリートの支圧抵抗は, 既往のコンクリート構成則⁷⁾ に従うこととする。

$$\sigma_b = \frac{E_{b0} \cdot \epsilon_b}{1 + \left(\frac{E_{b0}}{E_{bc}} - 2 \right) \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bc}} \right) + \left(\frac{\epsilon_b}{\epsilon_{bc}} \right)^2} \quad (10)$$

ここに E_{b0} はヤング係数 (N/mm^2) を, E_{bc} は原点と支圧耐力 (最大支圧応力度を意味する) に達した点を結ぶ直線の勾配 (N/mm^2) を, ϵ_{bc} は支圧耐力時のひずみ量をそれぞれ意味する。

コンクリートの支圧耐力はコンクリートの 1 軸圧縮強度 σ_B よりも大きく, その値は σ_B の大きさに左右される。耐震改修設計指針¹⁾ のあと施工アンカーの支圧耐力式

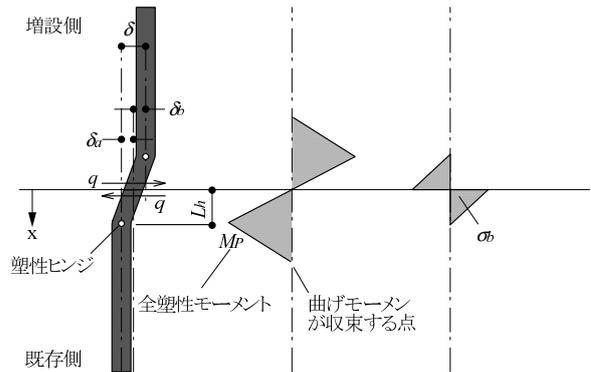


図-1 あと施工アンカーのダウエル効果のモデル化

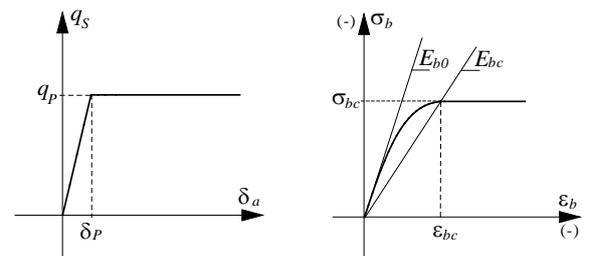


図-2 構成材料の力学モデル

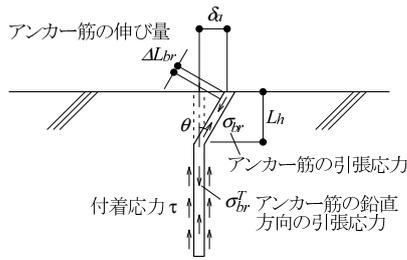


図-3 アンカー筋の軸方向に作用する引張応力

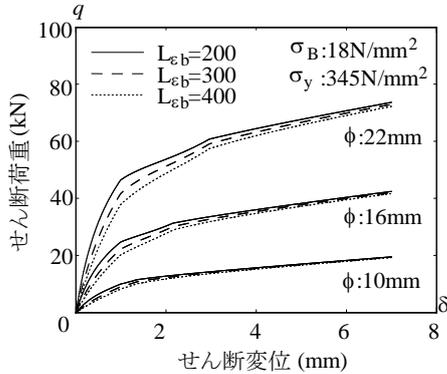


図-4 L_{cb} を変動させた場合の $q-\delta$ 曲線の一部

や、各種剛性構造設計指針⁸⁾のスタッドのせん断耐力などでは、支圧耐力が $\sqrt{E_c \cdot \sigma_B}$ (E_c はコンクリートのヤング係数) の関数で与えられている。RC 規準^{9,10)}によれば、 E_c は σ_B の 1/2 乗から 1/3 乗に比例するとされていることから、提案モデルでは、支圧耐力 σ_{bc} を σ_B の 0.8 乗に比例する関数として、次のように与える。

$$\sigma_{bc} = 2.5 \cdot \sigma_B^{0.8} \quad (11)$$

支圧耐力に達したあとの挙動は、アンカー筋が周囲から 3 次元に拘束を受けていることから、図-2(b) に示すように、支圧耐力を維持する履歴を辿るものとする。また、1 軸圧縮荷重を受ける一般的なコンクリートの圧縮強度時のひずみは 0.2% 程度であるが、低側圧下における圧縮性状について検証した Hatanaka¹¹⁾ らの実験によれば、 σ_B の 1 割程度の側圧下で、最大強度時のひずみが 0.4% 以上になる結果が得られている。そこで提案モデルでは、 ε_{bc} を 0.5% に設定する。

深さ x における σ_b を $\sigma_b(x)$ とすると、コンクリートの支圧抵抗力 q_B は、 $\sigma_b(x)$ にアンカー筋の半周の長さ乘以 $x=0$ から L_h の区間で積分することによって得られる。

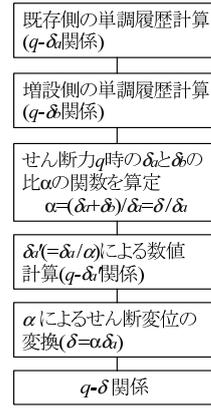
$$q_B = \frac{\pi\phi}{2} \int_0^{L_h} \sigma_b(x) dx \quad (12)$$

2.5 アンカー筋の軸応力によるせん断抵抗力

図-3 に、アンカー筋の軸方向に生じる伸びと引張応力を示す。せん断変位の増加に伴うアンカー筋の伸び量 ΔL_{br} (mm) は次の通りである。

$$\Delta L_{br} = \sqrt{\Delta \delta_a^2 + L_h^2} - L_h \quad (13)$$

ひずみ増加量 $\Delta \varepsilon_{br}$ は、 ΔL_{br} を L_h で除して求められる。



(a) 計算のフロー

図-5 増設部の変形を考慮した $q-\delta$ の計算方法

$$\Delta \varepsilon_{br} = \Delta L_{br} / L_h \quad (14)$$

さらにアンカー筋に生じる軸応力 σ_{br} は、弾塑性型のバイリニアモデルとして式 (15) で表される。

$$\sigma_{br} = \begin{cases} E_S \cdot \varepsilon_{br} & (\varepsilon_{br} < \varepsilon_y) \\ \sigma_y & (\varepsilon_y \leq \varepsilon_{br}) \end{cases} \quad (15)$$

ここに、 ε_y はアンカー筋の降伏ひずみを意味する。

このようにして得られる軸応力にアンカー筋の断面積を乗じて、その軸引張力が求められ、さらにそのせん断方向の成分を求めることで q_T が導かれる。

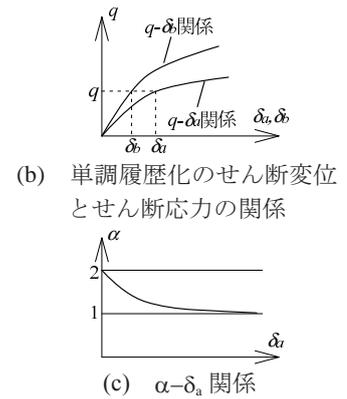
$$q_T^S = q_T \sin \theta = \sigma_{br} \frac{\pi\phi^2}{4} \sin \theta \quad (16)$$

ここに θ は、接合面直交方向に対するせん断変形時におけるアンカー筋軸方向の角度 (rad) である。なお q_T は、厳密には M_p にも影響を与えるが、試行計算の結果、塑性ヒンジが形成されるまでは q_T の増加が小さかったため、これを無視しても影響は少ないと判断した。

これまでに述べた方法によって、 $q-\delta_a$ 曲線を求めることができる。そこで、前節で触れた L_{cb} の設定値について検討する。 L_{cb} は、アンカー筋の中心からひずみがほぼゼロに収束したと見なせる区間の長さである。あと施工アンカーのピッチの上限値¹⁾が 300mm であることから、 L_{cb} をこの値を中心に 200mm, 300mm, 400mm と設定して $q-\delta_a$ 曲線を求め、 L_{cb} の影響について検証する。図-4 に、 σ_B と σ_y を一般的な耐震補強を想定し、それぞれ 18N/mm², 345N/mm² とし、 ϕ を 10mm, 16mm, 22mm の 3 種類に設定して解析した結果を示す。同図を見ると ϕ が同じであれば、 L_{cb} が小さい方が剛性も、同変位時の荷重もやや大きい。しかし、 $L_{cb}=300$ mm を基準とした時の荷重の差は、 $\delta=1$ mm あたりで最も大きくなるが、それでも 1 割程度であり、変位の進展につれ徐々に収束する。このため L_{cb} が $q-\delta_a$ 曲線に及ぼす影響は小さいと判断し、提案モデルでは $L_{cb}=300$ mm と仮定する。

2.6 増設側の挙動を考慮する場合の計算方法

図-5 に増設側の変形を考慮した $q-\delta$ の計算方法を



示す。接着系あと施工アンカーのせん断変位 $\delta(\text{mm})$ は、既存側に対する変位 δ_a と増設側に対する変位 $\delta_b(\text{mm})$ の和として式 (17) で表される。

$$\delta = \delta_a + \delta_b \quad (17)$$

既往の文献^{4),12)}では、鉄筋が既存側と増設側で逆対称に変形すると仮定し、 $\delta_a = \delta_b$ として扱われている。しかし一般に、増設側の圧入モルタルの強度や剛性の方が既存側コンクリートよりも大きく、同じ荷重が作用すれば δ_b は δ_a よりも小さくなる。そこで図-5 に示した計算方法に従って、増設側の変形を考慮した計算を行う。まず前節までに述べた方法により、予め既存側の $q-\delta_a$ 曲線と増設側の $q-\delta_b$ 曲線を求める。次に2つの曲線から、同じせん断力 q に対する δ_a と δ_b を読み取り、式 (18) に従って換算係数 α を算出する。

$$\alpha = \frac{\delta}{\delta_a} = \frac{\delta_a + \delta_b}{\delta_a} \quad (18)$$

最後に δ_a に α を乗じて δ を算定し、 $q-\delta_a$ 曲線における δ_a と δ を置き換えることで、 $q-\delta$ 曲線が導かれる。

3. 提案モデルの実験値への適合性

本3章では、既存コンクリートに打設された接着系あと施工アンカーの既往のせん断実験結果を提案モデルで再現し、モデルの実験値への適合性について検証する。

3.1 試験体の諸条件

表-1 に、検証に用いる4体の試験体の実験パラメータの一覧を示す。これらの試験体は、既往の接着系あと施工アンカーのせん断実験^{13),14)}で用いられたものであり、各試験体には便宜的に、No.1 から No.4 の試験体番号を割り付けている。主なパラメータは σ_B と ϕ であり、 σ_B は 14.7 から 30.4 N/mm²、 ϕ は D16 または D19 である。アンカー筋の材質は SD295 または SD345 である。接着系あと施工アンカーには、カプセル型と注入型¹⁵⁾のものがある。No.1 から No.3 試験体ではカプセル型が、No.4 試験体では注入型のタイプがそれぞれ用いられている。これらの試験体は、単調載荷で、接合面の直交方向から拘束（垂直応力）を受けない条件で、せん断加力されている。

3.2 実験値と計算値の比較

図-6 に実験値と提案モデルを比較したものを示す。はじめに図-6 に描く4種の実験値と提案モデルの荷重-変位曲線のうち、No.1 試験体と No.2 試験体の2つに着目する。これら2つの試験体は、アンカー筋の材質と径はそれぞれ SD345 と $\phi=19\text{mm}$ で同じであり、コンクリート強度がそれぞれ 24.7 N/mm² と 14.7 N/mm² と異なっている。これらの実験曲線は、せん断変位 0.5mm 程度までは同じような履歴を辿るが、徐々にコンクリー

ト強度の小さい No.2 試験体の方が剛性低下が顕著となっていく。このような実験結果に対し、提案モデルは両実験曲線を共に精度良く追跡しており、コンクリート強度の違いによる力学挙動を再現できている。

続いて No.2 試験体と No.3 試験体に注目する。この2つの試験体の相違はアンカー筋の径のみであり、No.3 試験体では $\phi=16\text{mm}$ のアンカー筋が用いられている。これらの実験曲線を見ると、径が細い No.3 試験体の方が、全体的に小さい荷重値を呈している。No.3 試験体の実験曲線と提案モデルを比べてみると、提案モデルの初期剛性がやや高いが、変位の進展につれ徐々に実験値に近づいていき、全体的に見れば実験結果を良好に再現している。このことから、提案モデルはアンカー筋の径の違いに対しても、適切に表現できると判断される。

No.4 試験体は唯一注入型の接着系あと施工アンカーが使用されている。しかし、これまでに見た試験体と同様、提案モデルにより精度良く No.4 試験体の実験値を再現することができており、タイプが異なる接着系あと施工アンカーに対しても適応可能であることが判る。

以上に述べた結果を総括すると、コンクリート強度やアンカー筋の径が異なるあと施工アンカーが、せん断力を受ける際の荷重-変位曲線を、提案モデルにより概ね良好な精度で再現できると判断される。

4. 増設側圧入モルタル強度がせん断耐力に及ぼす影響

本4章では、増設側の圧入モルタル強度を違えた解析を行い、この違いがあと施工アンカーのせん断抵抗性能

表-1 検証に用いる試験体の実験パラメータ一覧

試験体番号	ϕ (mm)	σ_B (N/mm ²)	種類	鉄筋の材質
No.1 ¹³⁾	19	24.7	カプセル型	SD345
No.2 ¹³⁾	19	14.7	カプセル型	
No.3 ¹³⁾	16	14.7	ポリエステル系	SD295
No.4 ¹⁴⁾	19	30.4	注入型	

注) 文献 14) には接着剤の種類が未掲載

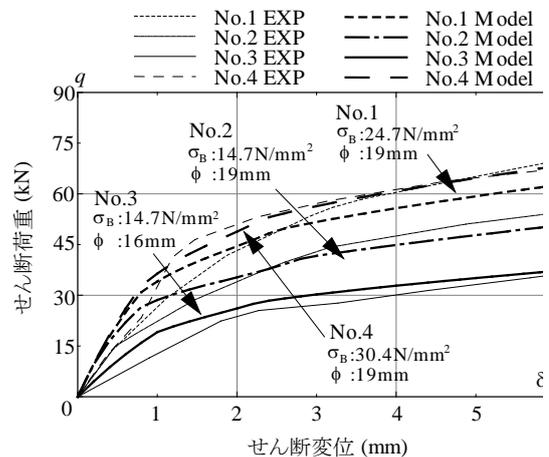


図-6 単調載荷試験体と提案モデルの比較

に与える影響について検証する。

4.1 検証方法の概要

表-2に解析パラメータを示す。

圧入モルタル強度（以下、 σ_c と記す）があと施工アンカーのせん断抵抗性に与える影響を検証するため、 σ_c を違えた種々の q - δ 曲線を求め、ある変形状態におけるせん断荷重値（以下、特定変位時の q をせん断耐力 Q と呼ぶ）を比較する。解析パラメータは、 σ_c と σ_B の比 $R(=\sigma_c/\sigma_B)$ と σ_B の2つとする。

本解析では、一般的な耐震補強に合わせアンカー筋の諸元を $\phi=16\text{mm}$ 、 $\sigma_y=345\text{N/mm}^2$ に固定する。また R の範囲を、現実的に発現し得る σ_c (最大で $60\sim 70\text{N/mm}^2$ 程度と想定)の強度を考え、 σ_B の大きさに応じて設定した。せん断耐力を評価する変形状態は、 $\delta=2\text{mm}$ 、 5mm および 10mm の3段階とする。 $\delta=2\text{mm}$ は外側耐震改修の設計指針¹⁶⁾で、許容ズレ変位とされる値である。またせん断耐力を、設計耐力 Q_a と比較し、各変形状態における Q の大きさが持つ意義について考察する。

$$Q_a = \min(Q_{a1}, Q_{a2}) \quad (19)$$

$$Q_{a1} = 0.7 \cdot \sigma_y \cdot s \cdot a_e \quad (20)$$

$$Q_{a2} = 0.4 \sqrt{E_c \cdot \sigma_B} \cdot s \cdot a_e \quad (21)$$

ここに $s \cdot a_e$ はアンカー筋の断面積(mm^2)を意味する。 Q_{a1} は鋼材の降伏で、 Q_{a2} はコンクリートの支圧でそれぞれ決まる耐力である。表-3に本解析条件で算出した Q_a の算定結果を示す。

4.2 RがQに与える影響

図-7の(a), (b), (c)に $\delta=2\text{mm}$ 、 5mm 、 10mm における Q と R の関係をそれぞれ示す。 δ や R の値に関わらず、 σ_B が高い方がせん断耐力も大きくなる。また、特に注目すべきことに、 σ_B や δ が同条件であれば、 R が大きくなるほど Q も大きくなり、さらに δ が大きい方が R の違いによる Q の差も大きくなることが挙げられる。前記の通り既往の研究^{4),5)}では $\delta_a=\delta_b$ 、即ち本解析における $R=1$ として、せん断耐力の検証が行われているが、これは耐力を過少(安全側)に評価していることになる。

4.3 設計耐力 Q_a に対する Q と R の関係

図-8の(a), (b), (c)に $\delta=2\text{mm}$ 、 5mm 、 10mm の際の Q/Q_a と R の関係をそれぞれ示す。

図-7に示した Q - R 関係と同様に、 R と δ が大きい方が Q/Q_a も増加する。その増加の割合は、 $\delta=2\text{mm}$ では σ_B の値に関わらず5%程度であるが、 $\delta=10\text{mm}$ では15%から20%程度にも及ぶ。

表-2 パラメータの設定

アンカー筋	σ_B (N/mm^2)	R
$\phi: 16\text{mm}$ $\sigma_y: 345\text{N/mm}^2$	12	1~5
	18	1~4
	24	1~3
	30	1~2.5

表-3 せん断耐力 Q_a

σ_B (N/mm^2)	Q_{a1}	Q_{a2} (kN)	Q_a (kN)
12		34.81	34.81
18	47.58	47.19	47.19
24		58.55	47.58
30		69.22	47.58

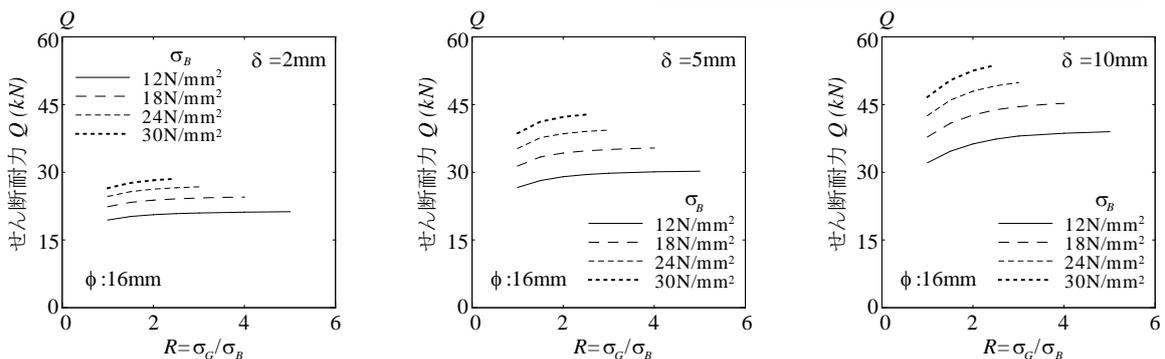


図-7 Rがせん断耐力Qに及ぼす影響

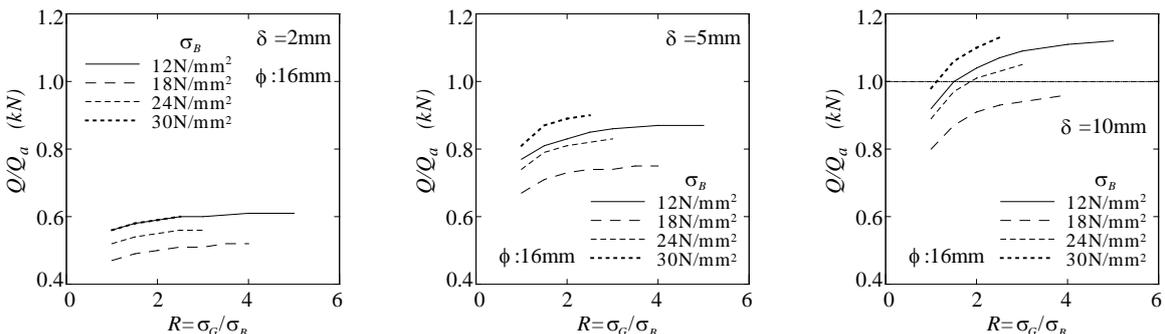


図-8 Rが Q/Q_a に及ぼす影響

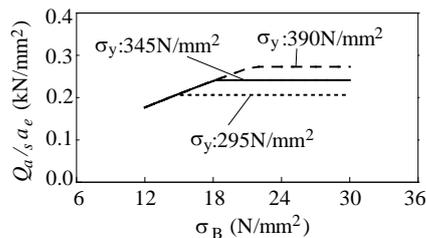


図-9 Q_u/a_e と σ_B の関係

続いて Q/Q_u の値自体に注目する。 $\delta=2\text{mm}$ では、 Q/Q_u は 0.47~0.61 の範囲であり、外側耐震補強の設計指針¹²⁾ で示されている 0.42~0.61 とほぼ同じである。 $\delta=5\text{mm}$ でも Q/Q_u は 0.67~0.90 の値である。 Q/Q_u が 1.0 を超える(即ち、せん断耐力が設計耐力を超える)のは、 σ_B と R の設定にもよるが、 δ が 10mm 位まで進展してからである。

さらに図-8 を詳しく見ると、図-7 の $Q-R$ 関係で最もせん断耐力が小さかった $\sigma_B=12\text{N/mm}^2$ のケースが、 Q/Q_u-R 関係では他のケースを上回る場合がある。図-9 に σ_y を 295, 345, 390 N/mm^2 とした時の Q_u/a_e (a_e で除すことで ϕ の影響を除いた) と σ_B の関係を示している。 Q_u は σ_B が小さい範囲では σ_B の大きさに比例する (Q_{a2} で決まる) が、 σ_B がある強度を超えると Q_u は一定値 (Q_{a1} で決まる) になる。アンカー筋の σ_y が本検証で用いた 345 N/mm^2 の場合、 $\sigma_B=18\text{N/mm}^2$ 近傍で Q_u/a_e が一定になる。しかし、せん断耐力 Q は σ_B に応じて大きくなるため、 Q/Q_u は $\sigma_B=18\text{N/mm}^2$ 近傍で最も小さくなり易い。かえって σ_B が小さい方が、 Q の低減割合以上に Q_u が小さくなるため、 $\sigma_B=12\text{N/mm}^2$ のケースで Q/Q_u が大きくなる現象が生じる。

以上、本章の検証結果より、あと施工アンカーのせん断耐力は σ_B 、 δ 、 R と密接に関連し、耐震補強設計を実施する際には、これらのパラメータを考慮して設計することが重要であると考えられる。

5. 結論

本論文では、接着系あと施工アンカーの荷重-変位曲線を再現するため、あと施工アンカーのダウエル効果のモデル化を行い、この実験値への適合性について検証した。さらに提案モデルを用いて、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を検証した。以下に、本論文で得られた知見を列記する。

- 1) 提案モデルは、せん断力を受ける接着系あと施工アンカーの荷重-変位曲線を概ね良好に再現できる。
- 2) 既存側コンクリート強度と増設側の圧入モルタル強度の比 R が大きくなると、接着系あと施工アンカーのせん断耐力が高くなる。
- 3) せん断変位が大きくなればなるほど、 R の違いによるせん断耐力の差も大きくなる。つまり、外力に対

する設計せん断耐力 Q の余裕度が少ない場合には、 R の影響が大きくなる。

- 4) あと施工アンカーのせん断耐力には、 σ_B 、 δ 、 R が密接に関連する。

今後著者らは、提案モデルを繰り返してせん断耐力を受ける場合にも適用できるよう拡張する予定である。

謝辞

本研究の一部は、日本学術振興会科学研究費補助金(研究代表者：高瀬裕也、課題番号：23760542)の助成を受けて実施しました。

参考文献

- 1) 日本建築防災協会：2001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、2001年10月(改訂版発行)。
- 2) Vintzeleou E. N. and Tassios T. P. : Mathematical models for dowel action under monotonic and cyclic conditions, Magazine of concrete research, Vol.38, No.134, pp.13~22, Mar.,1986.
- 3) Maekawa K. and Qureshi J. : Computational model for reinforcing bar embedded in concrete under combined axial pullout and transverse displacement, J. materials, Conc. Struct., Pavements., JSCE, pp.227~239, May,1996.
- 4) 伊藤嘉則、榎谷栄治、中村陽介、川上修：せん断力を受ける接着系あと施工アンカーのダウエル効果とせん断滑り変位 2mm 時の耐力評価に関する研究、日本建築学会構造系論文集, No.646, pp.2307~2316, 2009年12月。
- 5) 中野克彦、松崎育弘：RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加法、日本建築学会構造系論文集, No.550, pp.151~158, 2001年12月。
- 6) 横山幸満：くい構造物の計算法と計算例、山海堂、1977年11月。
- 7) Saenz, L. P. : Discussion of Equation for Stress - Strain Curve of Concrete, by Desayi P. and Krishnan S., ACI Journal, V. 61, No. 9, pp. 1227 - 1239, Sep.,1983.
- 8) 日本建築学会：各種合成構造設計指針・同解説、日本建築学会、pp. 91~101, 2010年。
- 9) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 - 許容応力度設計法 -, 日本建築学会、2010年。
- 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説 - 許容応力度設計法 -, 日本建築学会、1991年。
- 11) Hatanaka S., Kosaka Y. and Tanigawa Y. : Plastic Deformational Behavior of Axially Loaded Concrete under Loa Lateral Pressure, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions AIJ), No.377, pp.27-40, July,1987.
- 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」, pp.133~136, 2003年2月。
- 13) 福本晃治、清原俊彦、中野克彦、松崎育弘：接着系あと施工アンカーの構造性能に関する実験研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造 IV, pp.719~720, 1998年9月。
- 14) 安藤祐太郎、中野克彦：接着系あと施工アンカーのせん断耐力に及ぼすへりあき効果の影響、日本建築学会大会北陸支部研究報告集, No.51, pp.77~80, 2008年7月。
- 15) 広沢雅也、松崎育弘：あと施工アンカー設計・施工読本 - 初歩から応用まで -, 建築技術、1991年12月。
- 16) 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」, pp.59-83, 2003年2月。