

4. コンクリートの収縮メカニズムに基づく RC 造耐震壁のひび割れ制御法の進化

Evolution of Crack Control Method for RC Walls Based on Shrinkage Mechanism of Concrete

松井 亮夫*¹

要 旨

本稿に示す改良型鉄筋挿入工法（以下、CCB-NAC 工法と称す）は、RC 造耐震壁の乾燥収縮ひび割れ対策として、壁表面に設けた切欠き目地と目地位置の壁中に異形鉄筋を用いたひび割れ誘発材、および壁縦筋を同一断面上に配筋するもので、壁の乾燥収縮ひび割れを目地位置に誘発するとともに、耐震壁の剛性、せん断耐力および曲げ耐力を、目地の無い壁と同等にするものである。その有効性について模型試験体による構造実験等で検証した。その結果、本工法は目地位置に異形鉄筋のひび割れ誘発材を配筋することで切欠き目地によるコンクリートの断面欠損を補い、目地の無い壁と同等の耐力、剛性を与えることを確認した。また、本工法の実建物での検証結果、および目地部の挙動を考慮して新たに開発した目地充填材等について述べる。

キーワード：RC 壁／乾燥収縮ひび割れ／誘発鉄筋／せん断実験／曲げ実験／有限要素解析／目地充填材

1. はじめに

コンクリート構造物の長寿命化や建物美観性の維持のため、さまざまな乾燥収縮ひび割れ対策が実施されている。集合住宅の戸境壁や地下外壁などの RC 造耐震壁の場合、一般に壁表面に設けた切欠き目地の深さのみでは、日本建築学会収縮ひび割れ制御指針¹⁾に示される断面欠損率の推奨値（20%以上）の確保は不可能である。そのため、これまでに開発されている RC 壁のひび割れ制御法¹⁾は、断面欠損型のひび割れ誘発材を目地位置の壁中に挿入することで、その断面欠損率を確保する考え方を適用している方法が多かった。

一方、施工段階の対策として、膨張材や収縮低減剤などの混和材料をコンクリートに混入することで、ひび割れ発生率低減効果が期待できるが、ひび割れ発生をなくすることは困難である。また、構造特記仕様書では、壁の横方向筋を密に配筋することで壁に垂直に生じるひび割れを分散させ、その幅を小さくする方法も記載されているが、採用することによりかえってひび割れ本数が増えるなど、物件の特徴に適した対策の採用・決定は、その責任の所在の曖昧さと合わせて、非常に難しいものとなっている。

本稿で紹介する RC 壁のひび割れ制御法²⁾（以下、CCB-NAC 工法、または本工法と称す）は、図-1 に示すように、現場において材料入手や取扱いが容易で、かつ RC 造耐震壁の耐力を低下させない JIS 規格品の異形棒鋼（以下、異形鉄筋と称す）のひび割れ誘発材を目地位置の壁中に挿入するため、品質や耐久性等に関する懸念がなく、壁の乾燥収縮ひび割れを目地内に誘発するとともに、耐震壁の剛性、せん断耐力および曲げ耐力を、目地の無い

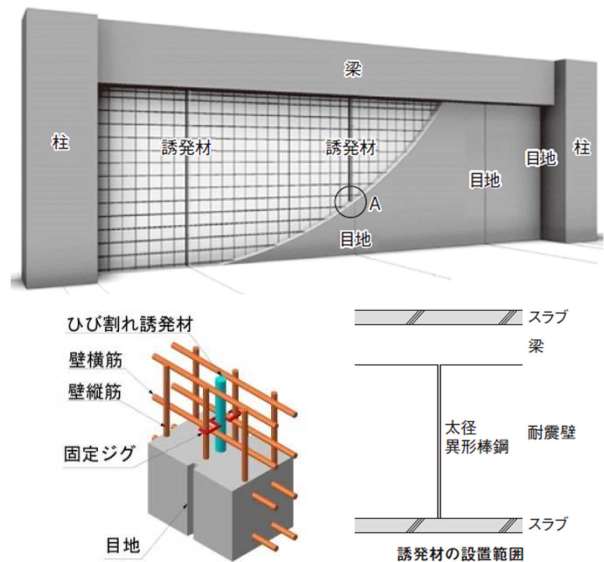


図-1 CCB-NAC 工法概要図

壁と同等にするものである。

本稿では、まず CCB-NAC 工法について概説した後、本工法の有効性検証のために実施した模型試験体による構造実験等の結果、実建物での検証結果、および目地部の挙動を考慮して新たに開発した目地充填材等について述べる。

2. CCB-NAC 工法

2.1 工法概要

CCB-NAC 工法とは、RC 造および SRC 造のラーメン内に配置された、誘発目地を有する RC 造耐震壁（ただし、無開口に限る）の収縮ひび割れ発生位置を制御する工法で、誘発目地内に 90%以上の確率でひび割れを誘導できるため、

*¹ 技術研究所調査研究グループ

コンクリートの耐久性上の処置が容易になり、目地部以外の壁面にひび割れをほとんど発生させず、美観性を損なわない。本工法による収縮メカニズムの特長は、目地部のコンクリート厚の寸法比率を減らす手段として、目地に沿って異形鉄筋のひび割れ誘発材および壁縦筋を専用の固定治具を用いて直線上に配置し、コンクリート応力を集中させることで、収縮ひび割れを目地内に呼び込む点である（図-1）。

一般に、誘発目地を設けて構造躯体のコンクリートを欠損させた耐震壁はせん断耐力が低下するが、本工法の目地部は、壁体の他の部分と比較してコンクリート厚さは薄いものの、鋼製の誘発材（付着により周辺コンクリートと一体化）で補強されているため、等価断面積や等価断面 2 次モーメントなどの断面性能は劣らない。これにより、従来必要だった壁の増打ちコンクリートが不要（全壁厚＝構造壁厚）となり、コスト低減につながるだけでなく、打ち増しによる重量増がなくなる（図-2）。ひいては、建物の軽量化による耐震安全性の向上、室内空間の拡大をもたらす。また、一般の耐震壁の設計法と同様であることから、元々目地がない計画の耐震壁に対して、施工段階での工法検討、軽微変更による誘発目地の設置が可能である。

さらに、本工法は、鉄筋工による一連の作業の中でひび割れ誘発材の取り付けが可能であり、専用の誘発材固定治具を使用することで、簡易ながらも精度の高い施工が可能となることから、類似工法と比較して作業効率に優れ、対策費用が安価である。

なお、CCB 工法および CCB-NAC 工法は、付着（防錆塗装等を含む）を期待できる棒状鋼材（異形鉄筋、丸鋼、角鋼等）をひび割れ誘発材として用い、収縮ひび割れを目地内に誘導する技術であり、同工法の普及・技術の向上を目的とした工法協会³⁾を設立している。

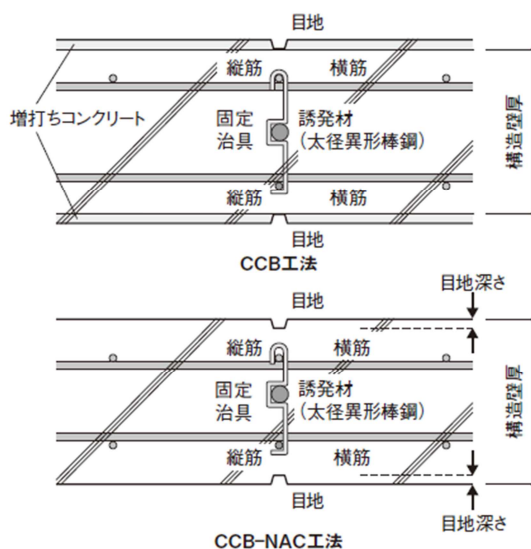


図-2 CCB 工法と CCB-NAC 工法の比較

2.2 構造規定

本工法の構造規定を以下に示す。

- (1) 誘発目地は、原則として柱入隅および柱入隅から1.5m以内に1か所、目地間隔は3m以内に配置する(図-3)。
- (2) 誘発目地の深さの総和は、壁厚の20%以内とする。
- (3) 誘発材率(目地底間寸法に対するひび割れ誘発材の呼び径の比率)は、7.5%以上かつ20%以下とする。
- (4) 総断面欠損率(全壁厚に対する目地深さおよびひび割れ誘発材と壁縦筋の呼び径の合計の比率)は、25%以上かつ48%以下(工法協会推奨値25%~30%)とする。
- (5) ひび割れ誘発材は、上下の梁および床スラブに定着しないよう壁の内法高さに合わせて配置する。
- (6) 壁筋比は、外壁0.4%以上、内壁0.29%以上とする。
- (7) 壁厚は180mm以上とし、壁筋はダブル配筋とする。

なお、誘発材率および総断面欠損率の算出方法を図-4 に示す。

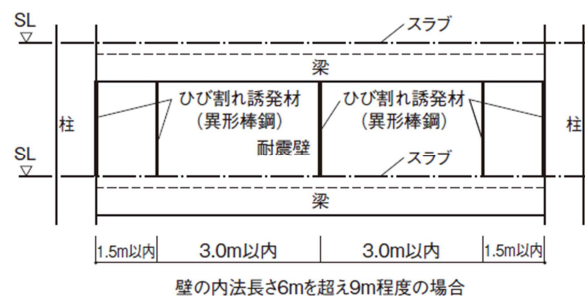
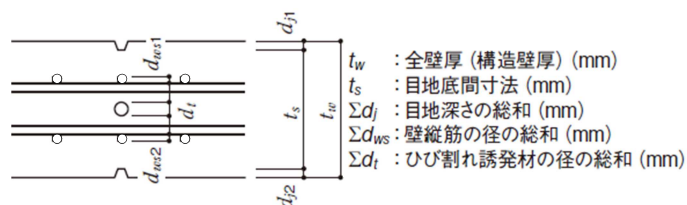


図-3 誘発目地の設置例



【誘発材率 R_{sd} 】

目地底間寸法 t_s に対する誘発材の呼び径の総和 Σd_t との比

$$R_{sd} = \sum d_t / t_s \quad (\text{I})$$

【総断面欠損率 eR_{wd} 】

全壁厚 t_w に対する誘発目地深さの総和 Σd_f と、誘発目地と同一方向の鉄筋呼び径（壁縦筋の総和 Σd_{ws} と断面中央の誘発材の総和 Σd_t ）の合計との比

$$eR_{wd} = (\sum d_i + \sum d_{ws} + \sum d_t) / t_w \quad (\text{II})$$

図-4 誘発材率および総断面欠損率の算出方法

2.3 施工手順

CCB-NAC工法の施工手順を、図-5に示す。

【Step1】壁の内外に誘発目地位置の墨を出す。

【Step2】壁縦筋の割付は目地部から行い、墨出し線上に壁縦筋、誘発材を設置し、建ち精度を下げ振りで確認する。誘発材は、専用固定治具で周囲の鉄筋に

結束する。

【Step3】外側型枠を建て込んだ時点で、型枠に取り付けられた目地棒を案内定規として、誘発材の位置を微調整する。このとき、正面から直視した際に、目地棒が見えない程度の精度が必要である。

【Step4】内側型枠を建て込む。

3. 構造性能の検証

本工法の有効性検証のために実施した模型試験体による構造実験等の結果について、以下に示す。

3.1 セン断破壊型耐震壁の水平加力実験

せん断破壊型 RC 造耐震壁試験体を用いた静的載荷実験を行い、目地部に設置した誘発材が耐震壁の構造性能に与える影響について検討した。

1 層 1 スパンで 1/2 縮尺の耐震壁（壁内法長さ 2,125mm × 壁内法高さ 1,200mm、壁厚 100mm）5 体の正負交番水平繰り返し加力実験を行った（写真-1）。柱断面（380mm × 380mm）、梁断面（250mm × 350mm）は共通とした。いずれの試験体にも深さ 10mm、幅 10mm の目地を壁両面に設けた。実験変数は、①ひび割れ誘発材（D16）の有無、②目地位置、③壁筋比（ $p_w=0.29, 0.65, 1.16\%$ ）、④コンクリート強度（Fc30、Fc40）とした。ここでは、誘発材率が 0% の WP65R00、20% の WP65R20 について述べる。

載荷直前の収縮ひび割れ発生状況は、WP65R00 では目地へのひび割れ発生は概ね中央の 1 箇所のみで、それ以外の壁面に 0.05mm 幅のひび割れが 4 箇所発生した。WP65R20 では誘発目地位置の 3 箇所にひび割れが分散して発生した。

水平荷重－変形角関係を図-6 に示す。WP65R00 では、変形角 0.5% サイクルで柱主筋、梁主筋および梁あばら筋が引張降伏し、変形角 0.75% サイクルで最大耐力を示した。その後、変形角 1.0% サイクルで壁のスリップ破壊が発生し、繰り返し載荷により大幅な耐力低下がみられた。WP65R20 では、変形角 0.5% サイクルで柱主筋、梁主筋、梁あばら筋および中央の誘発材が引張降伏し、変形角 0.75% サイクルで左右の誘発材が引張降伏して最大耐力を示した。その後、WP65R20 でも、WP65R00 と同様、変形角 1.0% サイクルで発生した壁のスリップ破壊で耐力低下したが、その程度は WP65R00 に比べれば小さかった。いずれの試験体も破壊モードは柱主筋降伏後のせん断破壊であったが、WP65R20 の方がひび割れ間隔が小さく、せん断ひび割れが分散する傾向がみられた。

せん断終局強度の検証として、各試験体の実験値と既往の計算式^{4), 5)}によるせん断終局強度計算値との比較を行った。既往のせん断終局強度式による計算値は修正広沢 min. 式(1)による計算値(wQ_{su1})と修正広沢 mean 式(2)による計算値(wQ_{su2})、靱性指針式(3)による計算値(V_u)である。計算値は、目地による断面欠損の影響は考慮せず、構造壁厚は 100mm として算定した。修正広沢 min. 式による計算値と実験値の比較では実験値は計算値の 1.86～1.94 倍、修正広沢 mean 式による比較では実験値は計算値の 1.51～1.64 倍、靱性指針式による比較では実験値は計算値の 1.13～1.23 倍となった。

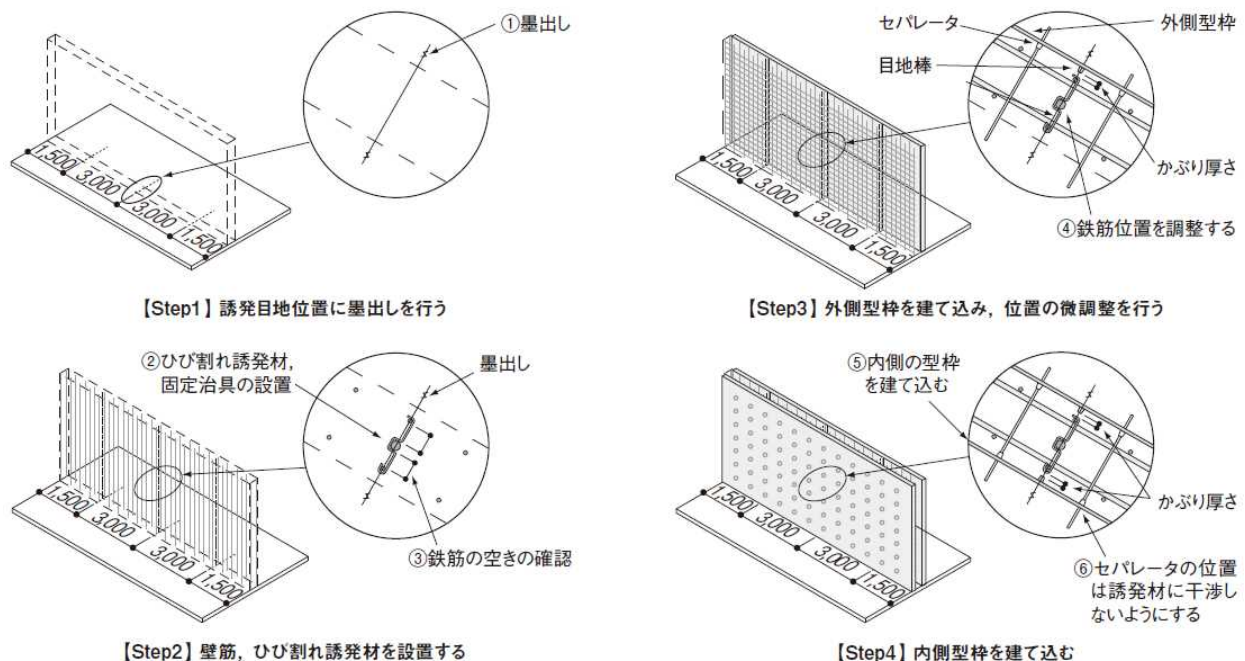


図-5 CCB-NAC 工法の施工手順

$$Q_{su1} = \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/(Q \cdot D) + 0.12} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot P_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot t_e \cdot j \quad \text{式(1)}$$

$$Q_{su2} = \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{\sqrt{M/(Q \cdot D) + 0.12}} + 0.85 \sqrt{\sigma_{wh} \cdot P_{wh}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot t_e \cdot j \quad \text{式(2)}$$

$$v_u = t_w l_{wb} p_s \sigma_{sy} \cot \phi + \tan \theta (1 - \beta) t_w l_{wa} v \sigma_B / 2 \quad \text{式(3)}$$

3.2 曲げ破壊型耐震壁の水平加力実験

中高層集合住宅における梁間方向の RC 造連層耐震壁下層部を想定し、曲げ破壊型の 2 層耐震壁試験体を用いた静的載荷実験を行い、目地部に設置した誘発材が耐震壁の構造性能に与える影響について検討した。

2 層 1 スパンで 1/2 縮尺の耐震壁（壁内法長さ 2,200mm×壁内法高さ 1,100mm（2 層共）、壁厚 100mm）に反曲点高さが常に一定となるように鉛直方向軸力を制御しながら、正負交番水平繰り返し加力実験を行った（写真-2）。柱断面（300mm×300mm）、中間梁断面（200mm×300mm）、壁筋比（ $p_w=0.63\%$ ）およびコンクリート強度（Fc30）は共通とした。いずれの試験体にも深さ 10mm、幅 10mm の目地を壁両面に設け、目地位置は、壁中央と両柱際の 3 本とした。実験変数は、目地のひび割れ誘導効果に基づき誘発材径とし、誘発材率が下限の試験体 FWP63R07（誘発材 D6）と、上限の試験体 FWP63R20（誘発材 D16）の計 2 体とした。

載荷直前の収縮ひび割れ発生状況は、FWP63R07 では壁中央目地の大部分と左右目地の一部でひび割れが生じ、1 層目最大幅は 0.15mm であった。一方、FWP63R20 では壁中央目地のひび割れは目地全長に渡って生じ、左右目地では一部に生じ、1 層目の最大幅は 0.10mm であった。

水平荷重－変形角関係を図-7 に示す。FWP63R07 では、変形角 0.25% サイクルで引張側柱主筋が引張降伏（△）し、変形角 1.5% 付近で最大耐力（□）を示した。その後、変形角 2.0% サイクル途中では断続的に壁縦筋の破断（×）が発生し、変形角 2.0% に到達した時には引張側の壁縦筋の約半数が破断するとともに、圧縮側柱のカバーコンクリート剥落および主筋屈曲がみられた。FWP63R20 では、変形角 0.25% サイクルで引張側柱主筋が引張降伏（△）し、変形角 1.0% 付近で最大耐力（□）を示した。その後、変形角 1.0% サイクルの繰り返し載荷中に、壁脚部のひび割れ幅が大きくなって壁縦筋の一部が破断（×）し、変形角 1.5% サイクルで全ての壁縦筋が破断して、壁脚部の曲げひび割れが顕著となった。誘発材径の小さい FWP63R07 では壁板の全面に渡ってせん断ひび割れが生じたのに対して、誘発材径の大きな FWP63R20 ではせん断ひび割れが壁板全体に広がらず、変形が壁脚部に集中していた。これにより、限界変形角 R_u （最大耐力の 80% に耐力低下した変形角）は、FWP63R20 の方が 10% 程度小さくなった。なお、最大耐力は FWP63R07 と FWP63R20 でほぼ同等であり、本実験の範囲内では誘発材径は最大耐力に影響を与えないと考えられる。また、変形角 1.0% 程度までは誘発材径の違いが構造性能に与える影響は少ないと推測されるが、変形角 1.0% サイクル以降は FWP63R20 の方が早期に耐力が低下したため、誘発材径の違いは変形性能に影響を与えることを確認した。

各試験体の実験値と、既往の計算式(4) ⁴⁾ による曲げ終局強度計算値、および平面保持を仮定した断面解析から



写真-1 せん断破壊型試験体例（加力前）



写真-2 曲げ破壊型試験体例（加力前）

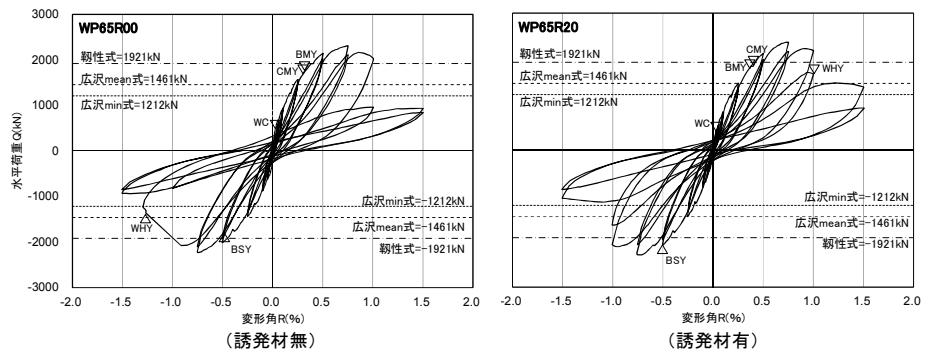


図-6 各試験体の水平荷重－変形角関係（せん断破壊型）

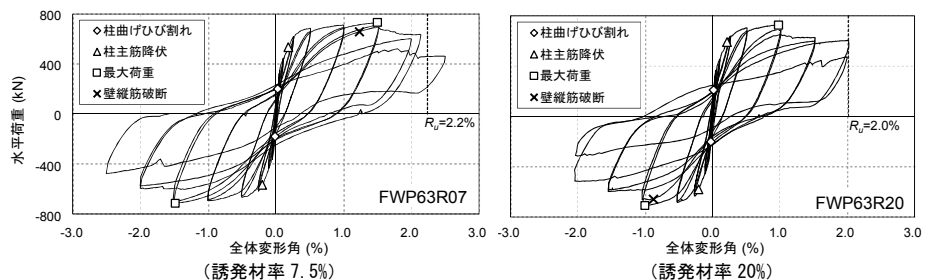


図-7 各試験体の水平荷重－変形角関係（曲げ破壊型）

得られた最大耐力との比較を表-1 に示す。構造壁厚は100mmとし、目地による断面欠損の影響は無視した。断面解析では、コンクリートの応力ひずみ関係は孫・崎野らのモデル⁶⁾を用い、カバーコンクリートは圧縮ひずみが0.4%を越える領域では応力を負担しないと仮定した。また、鉄筋の応力ひずみ関係はバイリニアとし、材料特性は試験結果の値を用いて、降伏後の剛性を弾性係数の100分の1とした。断面解析①では誘発材が圧縮のみを負担する(周辺躯体への誘発材の定着無し)と仮定した。なお、誘発材が圧縮引張の両方を負担する(周辺躯体への誘発材の定着有り)と仮定した断面解析②も行い、参考までにその値も示した。実験値と式(4)による曲げ終局強度計算値の比はそれぞれ1.20と1.19となった。一方、実験値と断面解析①の値の比はそれぞれ1.05と1.04となり、式(4)に比べて実験値をより精度良く評価できた。また、実験値と断面解析②の値の比は1.04と0.98となった。

$${}_wQ_{mu} = M_{wu} / h = (a_l \sigma_y \ell_w + 0.5 a_w \sigma_{wy} \ell_w + 0.5 N \ell_w) / h \quad \text{式(4)}$$

表-1 実験最大耐力と計算値の比較

試験体	実験値 (kN)	計算値		断面解析①		断面解析②	
		最大値 (kN)	比較値	最大値 (kN)	比較値	最大値 (kN)	比較値
FWP63R07	732	609	(1.20)	697	(1.05)	706	(1.04)
FWP63R20	727		(1.19)		(1.04)	743	(0.98)

3.3 FEM 解析による壁の挙動評価およびパラメトリック検討

3次元非線形有限要素解析プログラム「DIANA9.6⁷⁾」を用いて、実験を行った耐震壁の挙動を追跡するとともに、実験で確認できなかった実験因子についても解析的検討を行った。

試験体に設けた誘発目地の大きさは10mm×10mmである。一般に、有限要素解析を行う場合、この目地の大きさをモデル化すると要素幅が10mmとなり、この要素に応力が集中しやすくなることで解析が早期に停止する。一方、この値を基準として試験体全体をモデル化すると膨大な要素数になってしまう。そこで、今回のモデル化では、要素数を増やすことなく目地を表現するために、壁面の縦メッシュラインを「2重節点」とすることで擬似的に目地を設置した。誘発材はコンクリートとの付着を考慮し、誘発材の端部には引張時に離間して抵抗力がなく、圧縮時は接触して抵抗力を生じるばね要素を設定した。壁板部分は、40mm厚さのコンクリートに縦横ともに100mm間隔でBAR型埋込鉄筋要素を配置し、水平筋の柱定着、鉛直筋の梁定着も考慮した。なお、曲げ破壊型解析モデルでは、基礎スタブと柱および壁脚部の間にインターフェース要素を配置して離散ひび割れモデルとした(図-8)。

せん断破壊型解析モデルでは、実験を行った耐震壁試験体の最大耐力、荷重変形、実験時の破壊性状を概ね再現することができた(図-9)。実験で確認できなかった実験因子についても解析的検討を行い、誘発材径や目地本数を増加させることによって、最大耐力が上昇する傾向がみられ、目地自体の有無による影響はみられなかった(図-10)。曲げ破壊型解析モデルでは、実験を行った耐震壁試験体の最大耐力、最大耐力付近までの荷重変形を概ね再現することができた(図-11)。実験で確認できなかった実験因子についても解析的検討を行い、誘発材径や目地本数の影響はみられなかった。

3.4 収縮ひび割れ実験

耐震壁試験体を用いた収縮ひび割れ実験を行い、既往のひび割れ予測手法¹⁾による算定結果と実験値との比較を行った。

1層1スパンで1/2縮尺の壁試験体【壁内法長さ2,125mm×壁内法高さ1,100mm、壁厚100mm、柱断面380mm×380mm、梁断面250mm×350mm】を屋内に放置し、収縮ひび割れ実験を行った(写真-3)。いずれの試験体にも深さ10mm、幅10mmの目地を壁両面に3箇所設けた。実験変数は目地部誘発材の仕様とし、総断面欠損率48%、36%および38.4%で誘発材の付着を絶縁したもの、20%で誘発材の無い試験体の計4体とした(図-12)。なお、自由収縮試験体と壁ダミー試験体のひずみは、材齢182日で角柱試験体2体の平均値が588μ、壁ダミー試験体が457μであった。

図-13に材齢14日、28日、56日、91日および182日における目地開き量とひび割れ幅算定値を示す。棒グラフはεゲージによって実験で計測した各目地の開き量をそれぞれ表している。誘発材のない従来型の目地のみの試験体(WC65NS)では、中央部分の目地にひび割れが集中し、誘発材のある試験体(WC65D16VD6, WC65D16, WC65R16)はいずれも3本の目地すべてにひび割れが発生し、誘発材によりひび割れが分散することがわかった。なお、誘発材の付着を絶縁した差はみられなかった。図中の点線はひび割れ本数を固定して算出した値、実線はひび割れ本数を式(5)によって判定して算出した値、ただし、引張強度 f_{cr} は割裂引張強度 f_t と考え、低減定数 κ を1.0とした。また、拘束度 λ はひび割れ発生前の拘束度0.64をいずれの材齢日でも使用している。

WC65D16VD6, WC65D16, WC65R16では、全ての材齢において、式(6)を用いた計算値が目地開き量の最大値を精度良く予測できた。一方、WC65NSの材齢91日以降、式(6)を用いたひび割れ本数2本の計算値と目地開き量の最大値に徐々に差が生じているが、計算値が目地開き

量の最大値を概ね予測できた。

$$\sigma_c = \rho(\sigma_s + \varepsilon_{sh}(t, t_0) \cdot E_s) / (n \cdot \rho + 1) \quad \text{式(5)}$$

$$w = \{\varepsilon_{st} + (\varepsilon_{sh}(t, t_0) - \varepsilon_{creep})\} \times L_b \quad \text{式(6)}$$

3.5 結論

実験結果から、CCB-NAC 工法による RC 造耐震壁は、目地を設けない一般の耐震壁と同様、安全限界時（極めて稀な地震時）に所要の終局強度および変形性能を有し、これらが既往の設計式で評価できることを確認した。本工法の目標性能達成の妥当性を確認した実験および検討資料を踏まえて、2016 年 10 月に一般財団法人日本建築総合試験所による建築技術性能証明（GBRC 第14-24 号改 1）⁸⁾ を取得した。

4. 実建物での検証結果

本章では、CCB-NAC 工法の適用事例および「多孔質目地充填材ポーラスレジンサンド」（以下、PRS と称す）を用いた戸境壁のクロス直貼り仕上げの実践例を紹介する。

4.1 適用事例

本工法の適用事例は、2018 年 10 月末現在で 11 物件あり、そのうち 4 物件が竣工している。写真-4 に、目地内に誘導したひび割れの一例を示す。本工法の目地を適用した壁のひび割れ誘導率【（目地総数－ひび割れが目地を外れた本数）／目地総数の比率】は、すべて 90%以上という制御結果を得た（表-2）。目地および誘発材の設置精度を確保できたことが、高いひび割れ誘導率が得られた要因と考えられる。

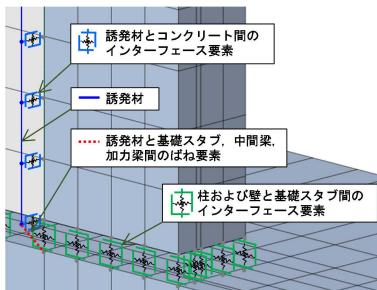


図-8 誘発材等のモデル化

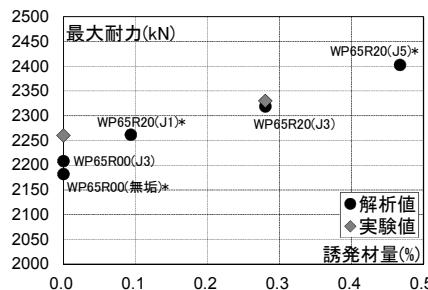


図-10 解析結果（最大耐力－誘発材量）



写真-3 収縮試験体の保管状況（屋内）

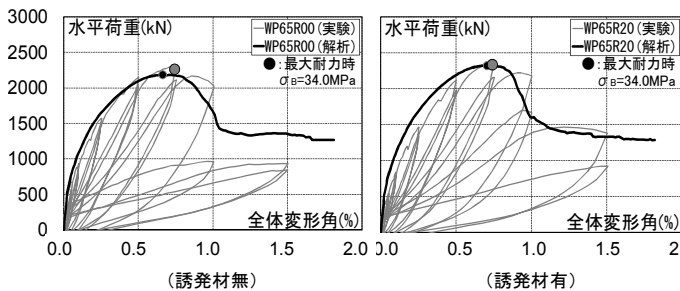


図-9 せん断破壊型壁の有限要素解析結果（荷重変形角関係）

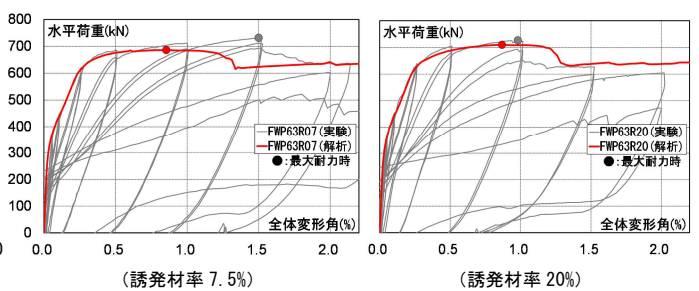


図-11 曲げ破壊型壁の有限要素解析結果（荷重変形角関係）

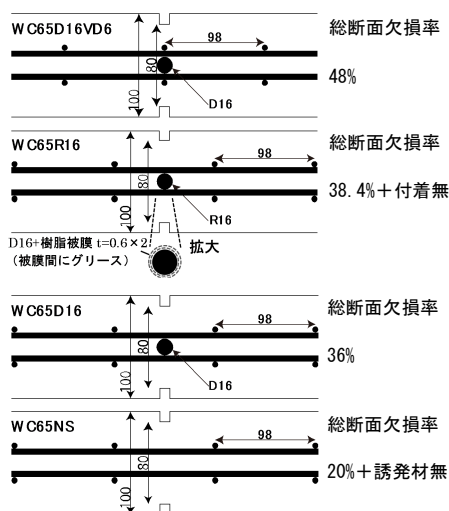


図-12 目地部の断面詳細

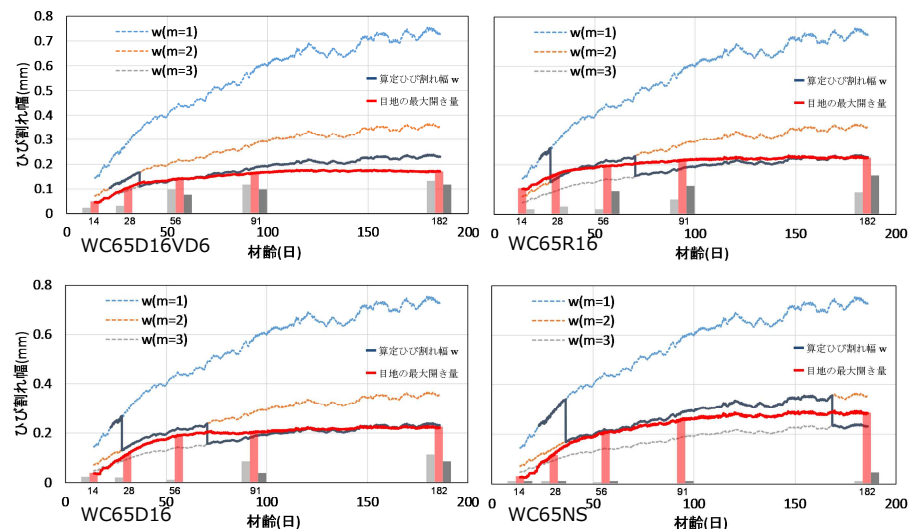


図-13 算定ひび割れ幅 w と目地開き量の比較

4.2 改良型鉄筋挿入工法採用上の制約条件の解決

(1) 目地部の仕上げ方法（充填材の開発）

誘発目地内にモルタルなどを充填して動きを拘束した場合は、コンクリートとモルタルの接着界面に亀裂が生じ、直貼りクロス表面にその亀裂が露見する。一方、追従性を重視してシーリングを充填した場合は、体積減少によってクロス表面にしわが寄ることや、指で押さえると窪むなどの事象が発生する（図-14）。

これらのクレームを未然に防止するため、前述の分譲マンションⅠではハット目地を用いたクロス仕上げ方法を採用して目地部の挙動に追従させたが、壁面鉛直方向に幅 1mm 程度のラインが表われた。このように、意匠性の要求が優先されるマンション戸境壁では、目地によるひび割れ制御対策だけでは不十分となっている。その結果、近年のコンクリートの高強度化も相まって、有効な対策を見出せないまま、経年後のひび割れ再発を懸念しつつ、不規則に生じたひび割れに対し、U カットシーリングやエポキシ樹脂注入による処置を施しているのが現状である。

そこで、意匠性を維持しながらも目地部の挙動に追従し、かつ体積減少が少なく（コンクリートの約 1/6）、圧縮強度（12～13N/mm²）を兼ね備えた PRS を開発した。本充填材は、骨材（珪砂）とファイバー樹脂を混練した材料を目地内に充填することで、ポーラス機構（空隙）を形成して壁のひび割れ挙動に追従する（写真-5）。なお、本充填材は内装制限や特定化学物質による問題がない。PRS の物性試験結果を表-3、製造手順を写真-6、施工手順を写真-7 に示す。

表-2 改良型鉄筋挿入工法による制御結果

適用建物	適用部位	ひび割れ誘導率
分譲マンションⅠ	EW18, 30	98.2%
分譲マンションⅡ	EW18, 20, 30	100%
公共建築物Ⅰ	EW45	100%
分譲マンションⅢ	EW18, 20	100%

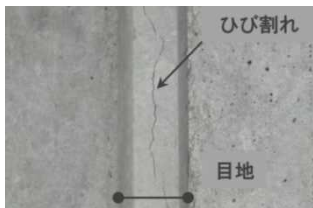


写真-4 目地内に誘導したひび割れ

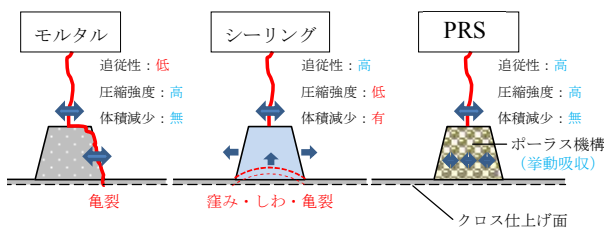


図-14 目地部の挙動に対する充填材の性能比較



写真-5 PRS 充填材（珪砂 4号：粒径 0.5～1.0mm）

表-3 PRS の物性試験結果

試験項目	形状	数量	平均値	備考
圧縮強度 (N/mm ²)	φ50×100mm	3	12.6	CONC.24
静弾性係数 (kN/mm ²)	φ100×200mm	3	5.53	CONC.23
曲げ強さ (N/mm ²)	□40×40×160mm	3	8.01	CONC.圧縮強度の 1/5～1/8
引張強さ (N/mm ²)	φ50×100mm	3	2.69	CONC.圧縮強度の 1/10
接着強さ (N/mm ²)	□40×40×10mm	5	0.3	—
長さ変化率 (収縮, ×10 ⁻⁶)	□40×40×160mm	3	126 (182 日)	CONC.800
質量減少率 (%)	□40×40×160mm	3	0.2 (182 日)	—
線膨張率 (×10 ⁻⁶ K ⁻¹)	φ50×100mm	1	18.4	CONC.10, 鉄 10, アルミ 23.4



①樹脂混練（主剤・硬化剤）



②珪砂投入（4号）



③珪砂混練（20～30秒）



④混練完了（濡れ色に変化）

写真-6 PRS の製造手順

分譲マンションⅢでの実践例

【箇所】2～14 階戸境壁目地 10 か所／フロア（延べ 22m）

【寸法】誘発目地 幅 15mm×深さ 15mm 高さ 2.2m

【施工方法】PRS 充填→パテ処理→クロス仕上げ（図-15）

【施工歩掛り】2～4 階（充填工 3 人＋製造工 1 人）×2 日間

5～6, 7～8 階 方法・工具改良により 2 フロア／2 人

9～11, 12～14 階 方法・工具改良により 3 フロア／3 人

※5 階より、PRS はプレバック化を実施済み（写真-8）。

(2) PRS の追従性（標準期における目地部の挙動計測）

PRS 充填材による伸縮性阻害の有無を把握するため、屋内目地部にπ型変位計を設置した（写真-9）。期間は、標準期の 9 月下旬から 11 月中旬とし、同時に温湿度も計測した。

- ・目地寸法：幅 20mm（底幅 10mm）×深さ 10mm
- ・目地底ひび割れ幅：計測位置で各々0.15mm（写真-10）
- ・充填有無：壁高さ中央下部（PRS 有），上部（PRS 無）

図-16 にπ型変位計で計測した目地開き量の経時変化を示す。一日の最大変化量は、PRS 有で 0.008mm、PRS 無で 0.01mm であった。全体傾向としては、充填後約 1 ヶ月間は充填材の有無による変位量に大きな違いは見られなかったが、それ以降、PRS 有は変位量 0 付近でほぼ変化がなく、PRS 無は変位量 0.01mm 付近で変位が推移していた。以上のことから、戸境壁目地部へ PRS を充填することにより、日々の建物の膨張収縮によるひび割れ挙動を吸収できると推察された。



写真-8 PRS のブレパック化



図-15 PRS とクロス仕上げ

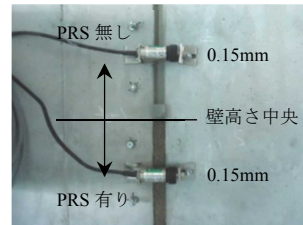


写真-9 変位計設置状況

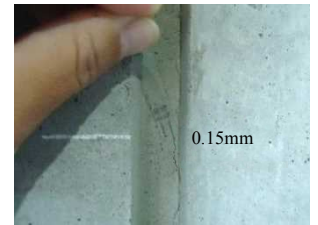
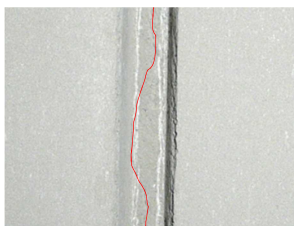


写真-10 目地底ひび割れ計測



①目地底ひび割れ確認



②プライマー塗布 (3面接着)



③PRS 充填 (下から上へ)



④PRS 表面押え (目地棒)



⑤表面仕上げ完了後



⑥室内仕上げ状況 (和室)



⑦目地部パテ処理



⑧クロス直貼り仕上げ (洋室)

写真-7 PRS の施工手順

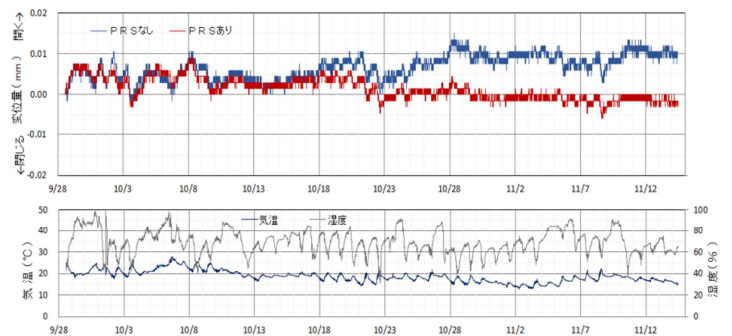


図-16 目地部の挙動計測結果 (標準期)

(3) クロス面の経年変化 (目地部の繰り返し挙動実験)

前項の実験結果および過去の冬期計測結果を踏まえて、PRS 充填目地部の日々のひび割れ挙動が 0.04mm とし、その変位量を 3650 回 (10 年間相当) とする繰り返し挙動実験を行い、直貼りクロス仕上げ表面の変状観察を行った (図-17)。

実験の結果、直貼りクロス仕上げ表面に亀裂等の変状は見られず、経年後もクロス面の美観性を維持できると考えられた。

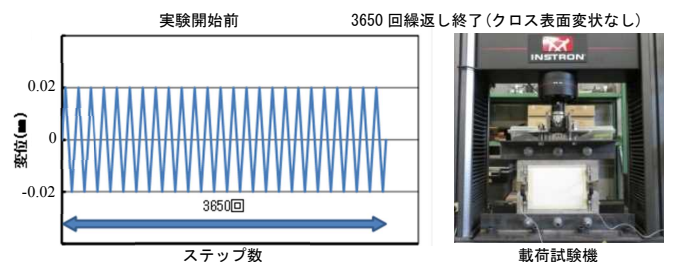
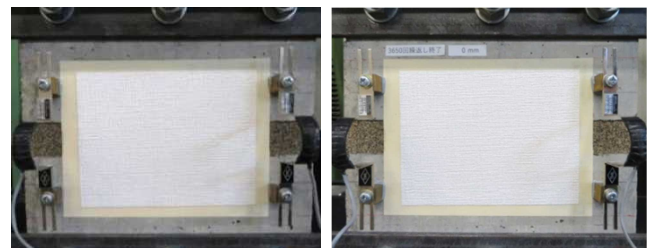


図-17 繰り返し挙動実験

5. おわりに

コンクリートにとって厄介者のひび割れは、施工段階では意外にも素直である。ひとたび生じたひび割れを別の場所に移すことは不可能だが、建物の施工段階で対策を施すことで、ひび割れは狙った位置に誘導することができる。今後、CCB 工法・CCB-NAC 工法および PRS 充填材が施工段階における予防処置技術として、様々な建物において広く活用されることを切に願う。

[謝辞]

本稿は、京都大学および民間企業 11 社(浅沼組、熊谷組、西松建設、NIPPO、東亜建設工業、飛鳥建設、大日本土木、長谷工コーポレーション、東急建設、五洋建設、共立建設)で実施した成果の一部をまとめたものである。最後に、CCB-NAC 工法および PRS 充填材の実現において、ご尽力いただきました多くの関係者の方々に厚く御礼申し上げます。

[参考文献]

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）同解説，2012.7
- 2) 松井亮夫：コンクリートの収縮メカニズムに基づくRC壁のひび割れ制御に関する研究，京都大学博士（工学）学位論文，2017.3
- 3) 工法協会：<http://www.ccb-koho.com>
- 4) 国土政策技術総合研究所ほか監修：2015年版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，1999
- 6) 田 福勝ほか：拘束RC柱の曲げ圧縮性状に及ぼす断面ひずみの勾配の影響，日本建築学会構造工学論文集，Vol.43B，pp.191-198，1997.3
- 7) TNO DIANA BV.：DIANA-Finite Element Analysis- User's Manual, Release 9.6, 2015
- 8) 一般財団法人日本建築総合試験所：建築技術性能証明評価概要報告書 CCB 工法－異形鉄筋を用いるひび割れ誘発目地付耐震壁構法（GBRC 性能証明 第 14-24 号改 1），2016.10