

材端開口を可能とするRC梁工法の開発

米澤 健次 澁市 克彦
水越 一晃 増田 安彦

Development of RC Beam Structure Method for Arranging Opening at the End of Member

Kenji Yonezawa Katsuhiko Shibuichi
Kazuaki Mizukoshi Yasuhiko Masuda

Abstract

The RC beam structure method that can arrange an opening at the end of a member is developed. In this method, by expanding the plastic region generated at the end of the member using bending reinforcing bars, good deformation performance can be obtained even if the opening was arranged at the end of the member. Static loading tests using various specimens with different material strengths, areas of plastic hinge, and failure modes were conducted to verify the effectiveness of this structure method and to evaluate the structural characteristics. Consequently, the effectiveness is confirmed, and the bending capacities and shear capacity of this structure method are evaluated based on the test results.

概要

材端部に開口を設けることを可能とするRC梁工法を開発した。本工法は、RC梁の材端部に曲げ補強筋を用いて、材端部に生じる塑性領域を拡大することで、材端部に開口を設けた場合でも優れた変形性能が得られる工法である。本工法の有効性及び設計法を検討するために、材料強度、破壊モードおよび材端部曲げ補強筋の長さを変数とした柱梁接合部架構の静的載荷実験を実施した。その結果、本工法の有効性が確認でき、実験結果を基に、本工法の終局曲げ耐力および終局せん断耐力の評価法を検討した。

1. はじめに

従来の梁開口補強工法では構造性能を確保するため、慣用的に開口の位置は梁の端部から梁せい以上離さなければならぬという制約がある。

この制約があるため、鉄筋コンクリート造の集合住宅では、梁に開口を設けて設備配管を配置する場合、Fig. 1に示すように開口位置からその梁端部までの設備配管を収納するための大きな「下がり天井」(幅90cm~130cm)が必要となり、室内空間を圧迫することになる。このように、材端部に開口を設けられないことが、圧迫感のある室内空間となる要因であった。材端部に開口を設けることが可能になれば、より自由度の高い室内空間の設計が可能になる (Fig.1参照)。

通常、鉄筋コンクリート梁(以下、RC梁)部材の設計では、極大地震時に対しては梁材端(柱フェイス位置)において曲げ降伏を許容し、塑性ヒンジを計画することで、所定の変形性能を確保することとしている。このように、柱フェイス位置に塑性ヒンジを計画した場合、主筋が降伏した後、材端部は中立軸が圧縮側に寄り曲げ圧縮領域が狭まるため、材端部のコンクリートに応力が集中する。その材端部に開口を設けた場合には、Fig. 2に示すように、コンクリートが最も厳しい応力状態に至る曲げ圧縮領域に、開口周辺の斜めひび割れが生じるため、早期に曲げ

圧縮領域のコンクリートが劣化する。また、開口位置にスターラップを巻けないため、主筋の座屈を誘発することになり、材端部に開口を設けた場合には、所要の変形性能が得られない。

そこで、Fig.3に示すように、材端部曲げ補強筋を用いて、降伏発生位置を材端から離れた位置に計画するとともに、材端部の塑性領域を拡大させることで、材端部に開口を設けても必要な変形性能を確保できるRC梁工法を開発した。また、本工法では開口を可能な限り柱際に寄せることを前提として、柱の拘束効果により開口部に生じるせん断ひび割れを抑制することで、従来の既製品による開口補強を不要とした。

本工法において良好な変形性能が得られることを確認

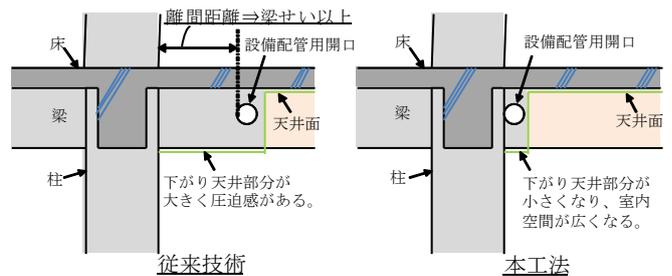


Fig. 1 下がり天井 (従来技術と本工法)
Falling Ceiling (Conventional Method and This Method)

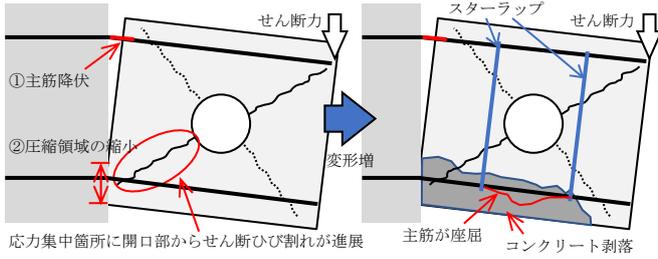


Fig. 2 従来工法における材端部の破壊性状
Failure Mode at the End of RC Beam in Conventional Method

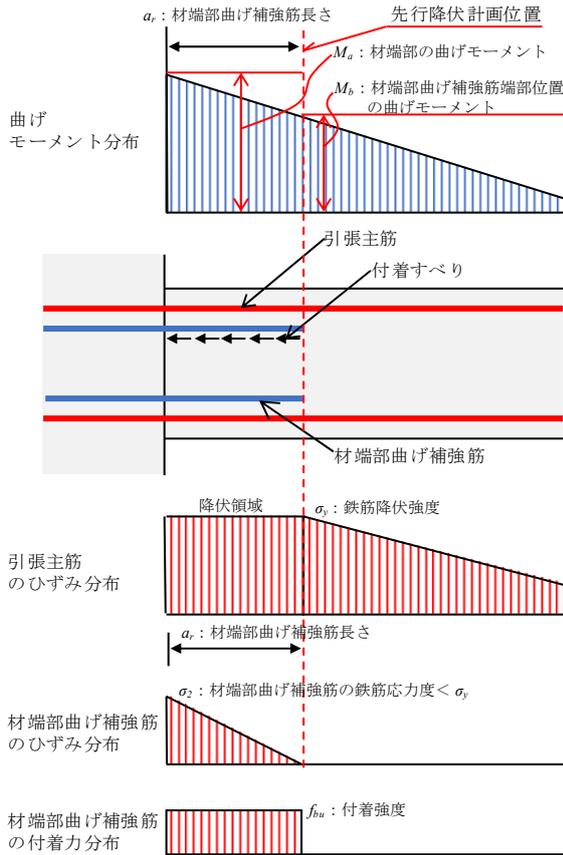


Fig. 4 材端部における応力伝達機構
Stress Transfer Mechanism at the End of RC Beam

するとともに、本工法の設計法を構築するために、コンクリート強度、鉄筋強度、材端部曲げ補強筋の長さ、および破壊モード等を実験変数とした4体の試験体を製作し静的漸増荷重の部材実験を行った。

本報では、本工法の特徴を述べるとともに、実験結果に基づき、本工法の有効性を示し、終局曲げ耐力および終局せん断耐力の評価法について述べる。

2. 本工法の特徴

本工法は、Fig. 3に示すように、材端部にカットオフされた材端部曲げ補強筋を配し、開口は可能な限り、柱際に寄せることを前提とした。

地震時にRC梁に生じる曲げモーメントに対する本工

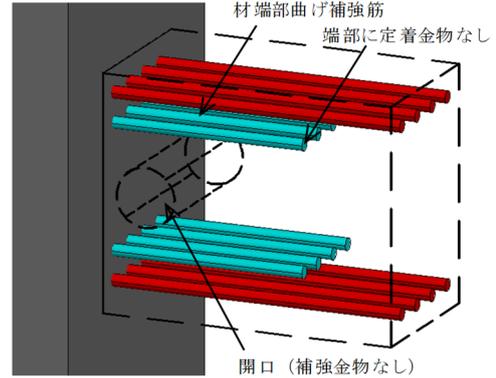


Fig. 3 本工法のディテール
Configuration of Proposed Structure Method

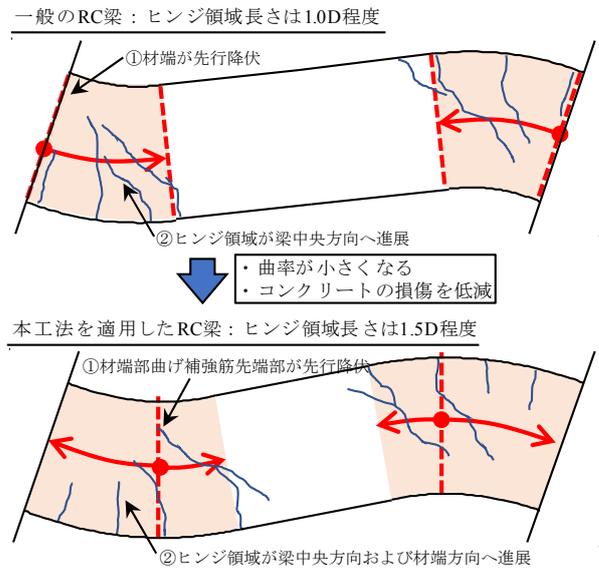


Fig. 5 塑性ヒンジ領域のイメージ
Image of Area of Plastic Hinge

法の応力伝達機構をFig. 4に示す。なお、柱フェイス位置から先行降伏計画位置までの部位を材端部、それ以外の部位を一般部と称す。

本工法においては、材端部曲げ補強筋を配することで、材端部曲げ補強筋の端部位置(以下、先行降伏計画位置)が最初に降伏するように配筋量を決定する。材端部曲げ補強筋は直線定着とするため、主筋の降伏開始と同時に、材端部曲げ補強筋とコンクリート間の付着すべりが進展し、先行降伏計画位置が降伏した後、早期に降伏領域が材端部に広がることを想定した。この時、先行降伏計画位置から材端までの引張主筋の応力は、材端部曲げ補強筋が曲げを負担することによる低下分と曲げモーメントの増大分で相殺されてフラットに近い分布になり、先行降伏計画位置から材端までの曲げモーメントの増大分は、概ね材端部曲げ補強筋が負担することになる。

本工法と一般の梁の塑性ヒンジ領域のイメージをFig. 5に示す。一般の梁では、材端の主筋が降伏後、終局時にはヒンジ領域が柱フェイス位置から梁の中央方向に1.0D程度進展する(D:梁せい)。一方、本工法の梁では、

降伏とほぼ同時に材端部に塑性ヒンジ領域が広がり、終局時には先行降伏計画位置から梁の中央方向に0.5D程度進展するものと考えられる。すなわち、一般の梁と比較して塑性ヒンジ領域が広がることで、同じ変形レベルにおける材端部の曲率を平滑化し局所的な変形を抑制するため、コンクリートの損傷が軽減できる。よって、本工法による梁は、一般の梁と比較して優れた変形性能を有するものと考えられる。

RC梁に開口を設けた場合、地震力を受けた際、Fig. 2に示すように、開口を中心として概ね45度方向の斜めひび割れが生じ、部材の剛性や履歴特性を劣化させる。本工法では、柱による拘束効果が得られる柱フェイスに開口を可能な限り近づけ、開口周りの斜めひび割れを防止することで、一般に用いられる開口補強を省略できるものと考えた。

3. 実験概要

3.1 試験体

本工法の有効性の確認および設計法の確立を目的に、コンクリート強度、鉄筋強度、材端部曲げ補強筋の長さ、および破壊モード等を実験変数とした4体の試験体を用いて実験を行った。

Table 1に試験体諸元を、Fig. 6に試験体形状例を示す。試験体においては、梁を確実に破壊させるために柱の剛性と耐力を高め、左右の梁で異なる実験変数を設定し、1体につき2つの実験変数の検証を行った。

試験体の縮尺は実大の約1/2とした。全試験体の共通事項としては、梁断面は275mm×400mm(実大550mm×800mm)とし、全ての試験体の材端部に開口を設けた。開口は、径をD/4(D:梁せい)、開口中心を梁下端から183mm(開口部下端へりあき=133mm)とし、全ての試験体で共通とした。本工法において、材端部曲げ補強筋には、コンクリートとの付着のみを介して応力が伝達されるため、長さが重要な意味を持つ。そこで、材端部曲げ補強筋の長さは20db(380mm, db:鉄筋径)以上を確保するものとして試験体を計画した。

試験体No.1は、材端部曲げ補強筋の長さを変数とし、西側梁(No.1-W)は500mm(約26db, db:鉄筋径)、東側梁(No.1-E)は380mm(20db)とした。高層建物を想定し、柱と梁の主筋および材端部曲げ補強筋にはD19(SD490)を用い、コンクリート強度は、梁はFc36(Fc:試験体の設計に用いた強度で、設計目標強度と呼ぶ、以下同じ)、柱はFc60とした。

試験体No.2は、断面形状および配筋ディテールは試験体No.1と同じとして、柱と梁の主筋および材端部曲げ補強筋にはD19(SD345)を用い、コンクリート強度は、梁はFc24、柱はFc36とし、中低層建物を想定した。試験体No.1と比較して、コンクリート強度および鉄筋強度の違いが及ぼす影響について検討することを目的とした。

試験体No.3では、コンクリート強度は、西側梁(No.3-W)

Table 1 試験体諸元
List of Test Specimens

試験体名	No.1		No.2		No.3		No.4		
	W	E	W	E	W	E	W	E	
断面	275mm×400mm								
引張主筋	4-D19(SD490)		4-D19(SD345)		4-D19(USD685)		4-D19(SD490)		4-D19(USD685)
材端部曲げ補強筋	4-D19(SD490)		4-D19(SD345)		4-D19(USD685)		4-D19(SD490)		4-D19(USD685)
先行降伏計画位置	26db, 20db		26db, 20db		20db		20db		
せん断補強筋	4-D6@50 (USD785) Pw=0.92%		4-D6@50 (SD295) Pw=0.92%		4-D6@50 (USD785) Pw=0.92%		4-D6@50 (USD785) Pw=0.92%		材端部: 2-D6@42 (SD295) Pw=0.55% 一般部: 4-D6@50 (USD785) Pw=0.92%
梁コンクリート強度 (Fc)	36		24		24, 42		36		24
せん断スパン(a/D)	3								

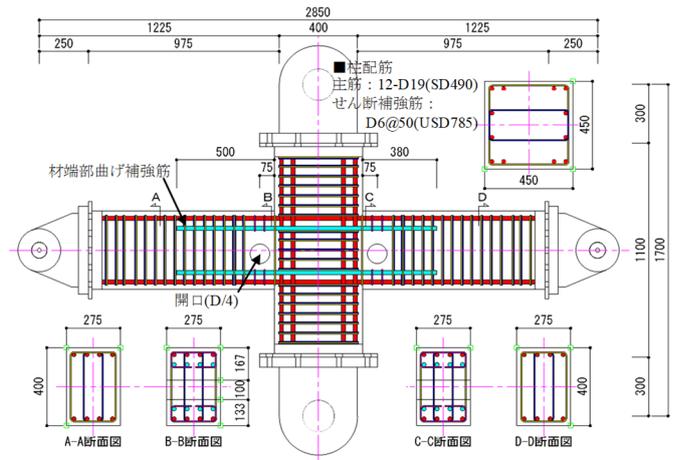


Fig. 6 試験体形状例 (No.1, No2, 単位: mm)
Example of Configuration and Rebar Arrangement

がFc24、東側梁(No.3-E)がFc42とし、主筋および材端部曲げ補強筋にD19(USD685)を用いることで、より高い材料強度における挙動の検証を目的とした。No.1-Eと比較して、主筋強度とコンクリート強度が異なる。

試験体No.4は、柱梁接合部に機械式継手を設けて、両梁の主筋の強度を変え、西側梁にはD19(SD490)を用いた。西側梁(No.4-W)は、No.1-Eと比べて、開口上下補強筋(開口の上下において、主筋と材端部曲げ補強筋を囲む鉄筋)の有無のみが変数となっており、その影響の検証を目的とした。東側梁(No.4-E)は、USD685の主筋および材端部曲げ補強筋を用いる一方で材端部のせん断補強筋の量と強度を減ずることで、曲げ降伏後のせん断耐力の検証を目的とした。

3.2 材料特性

Table 2にコンクリートの材料試験結果を、Table 3に鉄筋の材料試験結果を示す。コンクリートの調査は、設計目標強度(Fc)に対して、試験時において調査強度が設計目標強度と同等になるように計画したが、各試験体の試験時の強度はTable 2に示す値となった。なお、Fc60のコンクリートの最大骨材寸法は20mmとし、Fc36、Fc24およびFc42梁のコンクリートの最大骨材寸法は試験体の縮尺に合せ9mmとした。

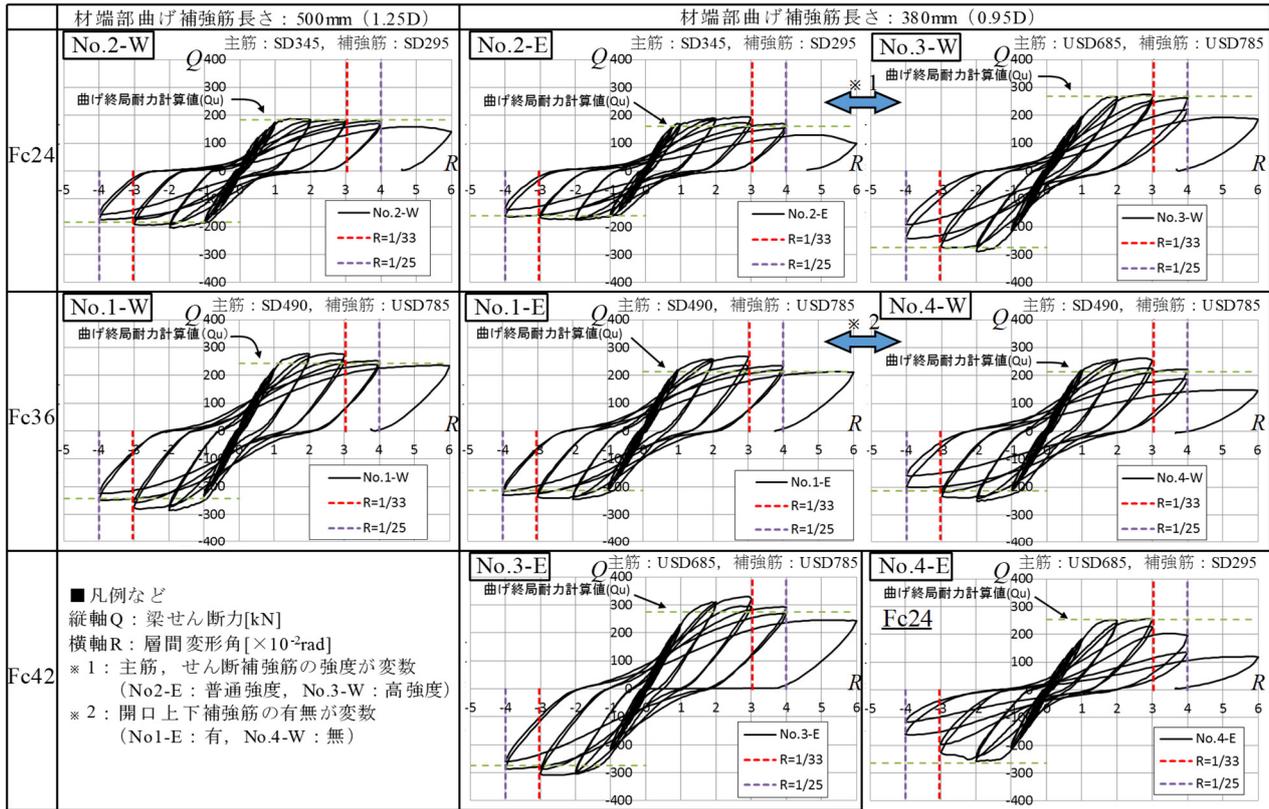


Fig. 8 梁せん断力 (Q) - 梁層間変形角 (R) 関係
Beam Shear Force - Deformation Angle Relationship

試験体No.3の東西の梁は、No.1-Eと配筋詳細は同じであるが、主筋に高強度鉄筋(USD685)を用いて、高せん断力下における挙動の確認を目的としている。No.3-WがFc24、No.3-EがFc42と両梁でコンクリート強度が異なっている。高せん断力下であるにも関わらず、両梁ともにR=1/33まで顕著な耐力低下は見られず、良好な変形性能を示した。損傷状況に関しては、試験体No.1,2の梁と概ね同様な傾向を示した。

試験体No.4において、No.4-Wは、No.1-Eに対して、開口上下補強筋の有無のみが変数となっており、No.4-Eは主筋に高強度鉄筋(USD685)を用い、コンクリート強度をFc24として、かつ、材端部におけるせん断補強筋量を減らし、曲げ降伏後のせん断破壊に至るように設計した試験体である。開口上下補強筋を配していないNo.4-Wは、配したNo.1-Eと比べて、概ね同様な変形性能を示したが、R=1/33における耐力の低下度合いが僅かに大きかった。このことから、開口上下補強筋を配することによって、大変形領域においても安定的な性能を発揮できるものと考えられる。No.4-Eに関しては、計画通り、R=1/33のサイクルにおいて、急激な耐力低下が生じ、曲げ降伏後、材端部がせん断破壊した。

試験体No.4以外の梁に関しては、R=1/25時におけるせん断力は、終局曲げ耐力の計算値以上であり、かつ、各最大せん断力に対して84~95%であった。

以上より、本実験における範囲においては、本工法に

より、材端部に設けた開口の損傷を抑えることができ、材端部に開口を設けた場合においても良好な変形性能が得られることが確認できた。

4.2 引張主筋と材端部曲げ補強筋の応力分布

一例として、No.2-Wの主筋と材端部曲げ補強筋の各載荷ピークにおける応力分布をFig. 9に示す。ここでの鉄筋応力は、鉄筋の応力~ひずみ関係のスケルトンをパイリニア型にモデル化し、修正Menegotto-Pintoモデル¹⁾を用いて、貼付したひずみゲージの値より算定した。

材端部曲げ補強筋の応力は、柱フェイス位置が最も大きく、応力分布の勾配は先端部に近づくほど大きく、付着応力は材端部曲げ補強筋の先端部が最も大きいことがわかる。

主筋の応力分布に関しては、R=1/100以前の降伏に至らないサイクルにおいては、先行降伏計画位置の応力が若干大きい、R=1/100のサイクル時に先行降伏計画位置の主筋が降伏したときには、材端部の主筋応力分布はおおむねフラットとなった。その後、材端の主筋の降伏が進展し、材端部曲げ補強筋を配した全領域の主筋が塑性化していることが確認できる。

以上より、2章で述べたように、先行降伏計画位置で降伏した後、早期に塑性領域が材端部曲げ補強筋を配した全域に拡大することを確認した。

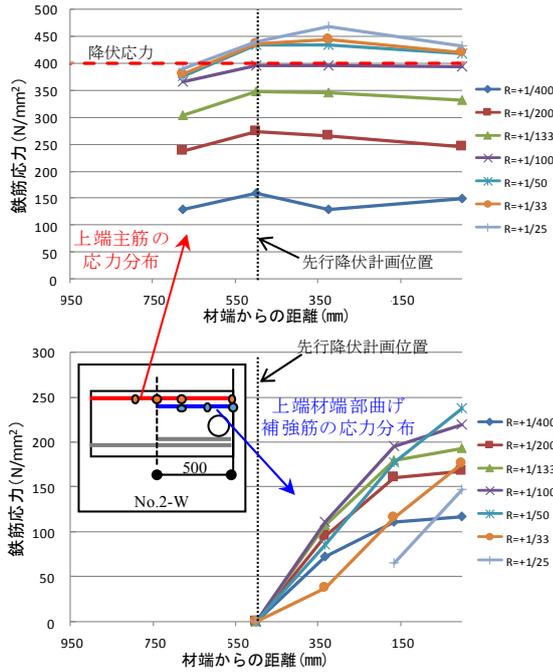


Fig. 9 主筋および材端部曲げ補強筋の応力分布
Stress Distribution of Rebars

5. 終局耐力の評価法

5.1 終局曲げ耐力

本工法におけるRC梁の終局曲げ耐力は、先行降伏計画位置と柱フェイス位置において算定し、各位置の設計用曲げモーメントに対して検討することにした。

5.1.1 先行降伏計画位置の終局曲げ耐力 靱性指針²⁾では、カットオフ筋端部の曲げ耐力に関する検討として、アーチ、トラス機構に基づくせん断設計法により、せん断力による付加的な鉄筋引張力の上昇分を考慮して、カットオフ筋端部位置において(1)式を満たすことを要求している。

$$0.9 \cdot d \cdot (A_s \cdot \sigma_y - V) \geq M \quad \text{-----(1)}$$

d : 有効せい, σ_y : 鉄筋降伏強度, V : カットオフ位置でのせん断力, M : カットオフ位置での作用曲げモーメント, A_s : カットオフ位置の残された主筋の断面積

(1)式の左辺はカットオフ筋端部位置における曲げ耐力を意味するが、カットオフ筋端部位置において降伏を許容しないために、安全側の仮定として $\cot\phi=2$ のトラス機構を想定して導かれたものである (ϕ : トラス機構の角度)。 $\cot\phi=2$ となる ϕ は約 26.6° となり、本実験において先行降伏計画位置に生じたひび割れの角度と比べて、かなり勾配が小さく、本工法における先行降伏計画位置の曲げ耐力に対しては、 $\cot\phi=2$ と仮定した(1)式による算定値はかなり過小評価になる。そこで、本工法の先行降伏計画位置の終局曲げ耐力は、(1)式に準じて、(2)式により求

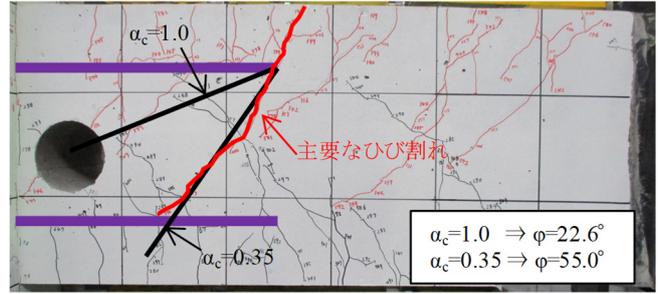


Fig. 10 主要なひび割れの角度 (No.1-E, R=-1/33)

Table 5 終局曲げ耐力(M_{ru})の実験値と計算値の比較 (単位: kNm)
List of Calculation and Test for M_{ru}

試験体名	実験値	計算値	実験値/計算値
No.1-W	198	171	1.16
No.1-E	211	174	1.21
No.2-W	137	128	1.07
No.2-E	152	131	1.16
No.3-W	231	225	1.03
No.3-E	262	225	1.17
No.4-W	211	174	1.21

Dominant Crack Angle

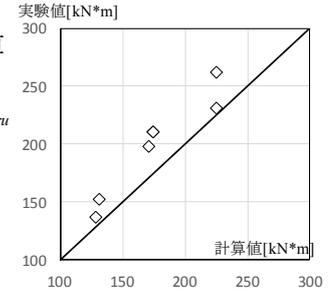


Fig. 11 終局曲げ耐力(M_{ru})の実験値と計算値の比較

Comparison of Calculation and Test for M_{ru}

めることにした。(2)式の α_c はトラス機構の角度を意味し、実験結果を用いて実験の最大耐力が計算値を概ね上回るように実験結果より逆算した。その結果、 α_c は0.35と定義した。

$$M_{ru} = 0.9 \cdot d_1 \cdot (a_{t1} \cdot \sigma_y - \alpha_c \cdot V) \quad \text{-----(2)}$$

a_{t1} : 引張主筋の断面積, σ_y : 鉄筋の降伏強度, d_1 : 先行降伏計画位置の有効せい, V : 先行降伏計画位置のせん断力

Fig. 10に計算上のトラスの角度と実験のひび割れ状況の比較を示す。 α_c はトラス機構の角度(ϕ)を意味し ($\alpha_c = \cot\phi/2$), $\alpha_c=1.0$ で $\phi=26.6^\circ$, $\alpha_c=0.35$ で $\phi=55.0^\circ$ になる。Fig.10からわかるように、先行降伏計画位置から伸びる主要なひび割れは、 $\alpha_c=0.35$ のラインに概ね対応している。このことから、ここでの α_c の仮定は、ひび割れ状況と整合しており、概ね妥当であるものと判断できる。

Table 5に実験値と計算値の一覧を、Fig. 11に計算値と実験値の比較を示す。 $\alpha_c=0.35$ を仮定することで実験値は計算値を上回り安全側の評価が得られることがわかる。

5.1.2 柱フェイス位置の終局曲げ耐力 本工法における柱フェイス位置は、材端部曲げ補強筋に定着板を設けないため、材端部曲げ補強筋は終局時においても降伏応力に達しない場合が多い。そこで、材端における終局曲げ耐力 M_{ru} は、材端部曲げ補強筋の付着強度を考慮して、(3)式により算定する。なお、材端部曲げ補強筋の付着強度(af_{bu})は、靱性指針²⁾における付着割裂強度式 ((6)式)に準じて算定するものとした。

Table 6 終局曲げ耐力(eM_u)の実験値と計算値の比較
List of Calculation and Test for eM_u

試験体名	実験値 (柱フェイス位置)		計算値		eM_{ru} (※1)	実験値/ 計算値	
			柱フェイス位置の 曲げ終局耐力			上端引張	下端引張
	正加力時	負加力時	上端引張	下端引張			
No.1-W	335	-343	298	314	292	1.15	1.17
No.1-E	295	-322	274	286	255	1.26	1.16
No.2-W	219	-250	236	256	220	1.00	1.14
No.2-E	211	-234	215	230	192	1.22	1.10
No.3-W	330	-347	323	338	329	1.02	1.06
No.3-E	371	-396	342	351	329	1.20	1.13
No.4-W	302	-315	278	289	255	1.18	1.24

注) 網掛けは上端引張となる荷重方向を示す。単位: kN*m

※ 先行降伏計画位置が終局曲げ耐力に至るときの柱フェイス位置モーメント計算値

$$eM_u = 0.9 \cdot (\sigma_y \cdot a_{l1} \cdot d_1 + \sigma_{au} \cdot a_{l2} \cdot d_2) \quad \text{-----(3)}$$

$$\sigma_{au} = \min(\sigma_y, \sigma_{au}') \quad \text{-----(4)}$$

$$\sigma_{au}' = a f_{bu} \cdot \phi_b \cdot a_r / a_{l2} \quad \text{-----(5)}$$

$$a f_{bu} = 0.6 \cdot \alpha_i \cdot \{ (0.086 \cdot b_{si2} + 0.11) \sqrt{\sigma_B} + k_{si2} \} \quad \text{-----(6)}$$

$$\alpha_i = 0.75 + \sigma_B / 400 \text{ (上端筋)}, 1.0 \text{ (下端筋)} \quad \text{-----(7)}$$

$$b_{si2} = (b - N_2 \cdot d_b) / (N_2 \cdot d_b) \quad \text{-----(8)}$$

$$k_{si2} = 103 \cdot (b_{si2} + 1) \cdot r_{pw} \quad \text{-----(9)}$$

σ_y : 鉄筋降伏強度, d_1 : 梁主筋の有効せい, d_2 : 材端部曲げ補強筋の有効せい, a_{l1} : 引張主筋の断面積, a_{l2} : 引張側の材端部曲げ補強筋の断面積, $a f_{bu}$: 平均付着強度, a_r : 材端部曲げ補強筋の長さ, ϕ_b : 材端部曲げ補強筋の鉄筋周長, σ_{au} : 曲げ終局時の柱フェイス位置における材端部曲げ補強筋の応力, σ_B : コンクリート強度, b : 梁幅, N_2 : 材端部曲げ補強筋の本数, d_b : 主筋径, r_{pw} : 横補強筋比($a_w / (b \cdot ex)$), a_w : せん断補強筋1組の総断面積, ex : 材端部曲げ補強筋端部周辺のせん断補強筋の間隔(Fig. 13参照)

Table 6およびFig. 12に(3)式の計算値と実験値の比較を示す。付着強度は上端と下端で値が異なるため、Table 6およびFig. 12は上端と下端を区別して示す。なお、本工法の曲げ耐力設計では、柱フェイス位置の曲げ耐力よりも先行降伏計画位置の曲げ耐力が先行するように設計することを前提としている。そのため、ここでの比較における計算値は、柱フェイス位置の終局曲げ耐力と、先行降伏計画位置が終局曲げ耐力に達した時の柱フェイス位置曲げモーメントのいずれか小さい方として、実験値と比較した。図および表より、計算値に対する実験値の比は概ね1.0以上となり、本評価法により柱フェイス位置の終局曲げ耐力を0~+20%の精度で評価できた。

実験における材端曲げ余裕度をTable 7に示す。ここでの材端曲げ余裕度は、先行降伏計画位置が終局曲げ耐力に達した時の柱フェイス位置曲げモーメント(eM_{ru})に対する柱フェイス位置終局曲げ耐力(eM_u)の比で定義する。No.3-W, No.4-Eは材端曲げ余裕度が1.0を下回るが、両者ともに変形角 $R=1/33$ まで良好な変形性能を示していることから、材端曲げ余裕度が1.0以上あれば良好な変形性能

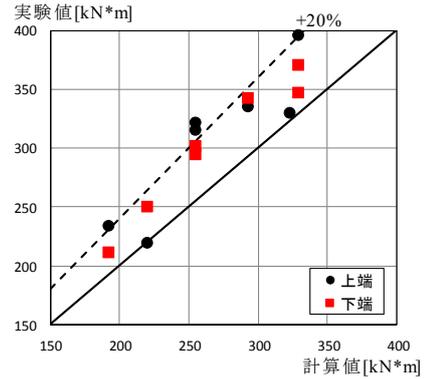


Fig. 12 終局曲げ耐力(eM_u)の実験値と計算値の比較
Comparison of Calculation and Test for eM_u

Table 7 材端曲げ余裕度
Margin of Capacity

試験体	eM_u [kN*m]	eM_{ru} [kN*m]	eM_u/eM_{ru}
No.1-W	298	292	1.02
No.1-E	274	255	1.08
No.2-W	236	220	1.07
No.2-E	215	192	1.12
No.3-W	323	329	0.98
No.3-E	342	329	1.04
No.4-W	278	255	1.09
No.4-E	305	329	0.93

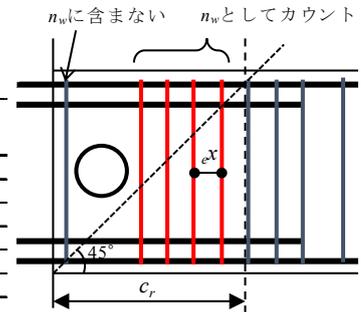


Fig. 13 材端部のせん断補強筋
Shear Reinf. at the End of Member

能が得られるものと考えられる。

5.2 材端部の終局せん断耐力

端部のせん断破壊が顕著であったNo.4-Eの実験結果を用いて、材端部のせん断耐力について靱性指針²⁾(10)式および(14)式に示す大野・荒川式³⁾と実験結果を比較検討した。ただし、開口は無いものとして無開口梁のせん断耐力式を用いた。開口部は柱際に寄せることを規定しているため、その他の開口に関わる構造規定を満たす限り、開口部が存在することによる影響はないものとする。なお、材端開口を設けた場合は、開口周辺にせん断補強筋を配置できないため配筋ピッチが変則的になる。よって、Fig. 13に示すように材端開口周辺の補強筋が有効な範囲 c_r を定め、有効範囲内の平均的なせん断補強筋比として算定する。ここで c_r は材端の梁上端もしくは下端から45°の線を引き、1段目主筋の外端と交わる点から材端までの範囲とした。

$$V_{eu} = \min(V_{eu1}, V_{eu2}, V_{eu3}) \quad \text{-----(10)}$$

$$V_{eu1} = \mu \cdot e p_{we} \cdot \sigma_{wy} \cdot b_e \cdot j_e \quad \text{-----(11)}$$

$$V_{eu2} = 1/3 \cdot (\lambda v \sigma_B + e p_{we} \sigma_{wy}) \cdot b_e j_e \quad \text{-----(12)}$$

$$V_{eu3} = 0.5 \cdot \lambda \cdot v \cdot \sigma_B \cdot b_e j_e \quad \text{-----(13)}$$

$\mu=2-20R_p$, $v = (1 - 20R_p)(0.7 - \sigma_B / 200)$, $e p_{we}$ は材端部の有効な横補強筋比で、 $e p_{we} = a_w / (b_e \cdot c_r / n_w)$ とする。

n_w : 有効なせん断補強筋の組数 (柱フェイスから c_r の範囲

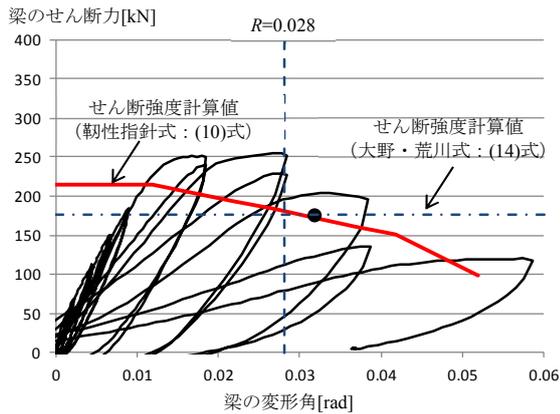


Fig. 14 No.4-E の梁せん断力ー変形角関係および計算値
Beam Shear Force - Deformation Angle Relationship(No.4-E)

にあるせん断補強筋の組数), a_w : 柱フェイスから c_r の範囲における 1 組のせん断補強筋の総断面積, b_e : トラス機構に関与する断面の有効幅²⁾, R_p : 終局時のヒンジ領域の塑性回転角 (その他の記号は靱性指針²⁾による)

$$V_{eu} = \left[\frac{0.068 \cdot P_t^{0.23} (18 + \sigma_B)}{M / (Qd) + 0.12} + 0.85 \cdot \sqrt{P_w \cdot \sigma_{wy}} \right] \cdot b \cdot j \text{ -----(14)}$$

P_t : 引張鉄筋比 ($= (a_{t1} + a_{t2}) / (b \cdot d_{ave})$), b : 梁幅, d_{ave} : 主筋と材端部曲げ補強筋の重心位置の有効せい, σ_B : コンクリート強度, $M / (Qd)$: せん断スパン比で $M / (Qd) \geq 3$ の場合は $M / (Qd) = 3$ とする, P_w : せん断補強筋比 ($= n_w \cdot a_w / (b \cdot c_r)$), σ_{wy} : せん断補強筋の降伏点, j : 応力中心間距離 ($= 7/8 d_{ave}$)

本工法における材端部のアーチ機構はほとんど角度を有さないものと考えられるため, 本工法の材端部のせん断耐力は, アーチ機構の寄与はないものと仮定し, 靱性指針²⁾に基づいた(10)式により算定する。

Fig. 14にNo.4-Eの梁せん断力～梁の変形角関係と(10)式および(14)式の計算値を示す。(11)式はヒンジ領域の回転角 R_p の関数になっており, R_p が大きいほどせん断耐力が低下する。ここでは, R_p は梁の全体の塑性変位をスパンで除すことにより求めた。Fig. 14の●は $R_p = 0.02$ としたせん断耐力の計算値を示す。実験において耐力が劣化し始める変形角は約 0.028 rad からであり, その時の計算値は実験の耐力よりも低い。また, 実験は $R_p = 0.0$ とした場

合のせん断耐力を上回るせん断力下においても, 曲げ降伏が先行し, 約 $R = 0.03 \text{ rad}$ 程度まで顕著な耐力低下が生じていないことから, (10)式は実験のせん断耐力に対して保守側の評価を与えていることがわかる。

(14)式による計算値は, (10)式において $R_p = 0.02$ とした計算値と概ね一致し, 実験値に比べて30%程度小さい。

以上より, 本工法を用いることで, RC梁の材端部に開口を設けても, 無開口梁に対する既往評価手法の計算値と同等以上のせん断耐力が確認された。

6. まとめ

材端部に開口を設けることを可能とする塑性領域拡大型RC梁工法を開発した。本工法の有効性の検証および設計法の構築を目的に正負漸増繰返し载荷の実験を行った。実験を行った範囲において, 得られた知見を以下に示す。

- 1) 本工法を用いることにより, 材端部に開口を設けた場合でも良好な変形性能が確保できた。
- 2) 主筋および材端部曲げ補強筋の応力分布より, 材端部曲げ補強筋を配した全域が早期に塑性化し, 想定した機構の通り, 塑性化領域が拡大することが確認できた。
- 3) 開口周りには, 変形角 $1/50$ 程度まで顕著なせん断ひび割れは生じず, 開口を柱際に寄せることによる拘束効果を確認した。
- 4) 先行降伏計画位置に生じる主要なひび割れを考慮した終局曲げ耐力, および材端部曲げ補強筋の付着強度を考慮した柱フェイス位置の終局曲げ耐力の算定法を実験結果に基づき導いた。
- 5) 材端部に開口を設けた本工法によるRC梁は, 無開口梁に対する既往評価手法の計算値と同等以上のせん断耐力を有することが実験で確認できた。

参考文献

- 1) Ciampi, V, et al. : Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, Nov., 1982
- 2) 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
- 3) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2010