

論文 RC 造最上階隅柱梁接合部における梁主筋の掻き出し定着破壊性状の解析的研究

平井 亮*1・城 攻*2・後藤 康明*3

要旨 : RC 造最上階隅柱梁接合部に 90 度折り曲げ定着される梁上端筋の掻き出し定着破壊について 2 次元非線形有限要素解析を行った。実験で観察された掻き出し定着破壊面を離散ひび割れ要素で表現し, 2 次元解析において考慮が必要である有効離散ひび割れ要素厚さの導入を行なった。また, 積層要素の代わりにボンドインターフェイス要素を用いることで梁筋間及びびりコンクリートの挙動を考慮する解析モデルの構築を行った。このモデルで梁筋垂直定着長や接合部横補強筋比の実験変数が破壊性状に及ぼす影響の検討を行った。

キーワード : L 字形柱梁接合部, 掻き出し定着破壊, 2 次元有限要素解析, 離散ひび割れ

1. はじめに

鉄筋コンクリート (RC) 構造の外柱梁接合部における梁主筋は, 90 度に折り曲げて定着長を確保するのが一般的な配筋法である。これまでに行われてきた折り曲げ定着に関する実験的研究の対象は主に中間階の T 字形柱梁接合部であり, 最上階の L 字形柱梁接合部に関する実験データの蓄積が十分とは言えない。また, 鉄筋の定着破壊を対象にした既往の実験的研究における破壊形式は, 側方びりコンクリートが十分でないために生じる側方割裂破壊の場合が殆どであり, 解析的研究についても同様の破壊形式を対象としたものが主流である。しかし, 当研究室で行われた L 字形柱梁接合部の実験的研究¹⁾において 3 種類の破壊形式 (掻き出し定着破壊, 側方割裂定着破壊, 接合部せん断破壊) に分類され, その中の掻き出し定着破壊は複数本の鉄筋の群効果によって起こることが確認された。鉄筋の群効果による定着破壊について解析的に検討した既往の研究はほとんど見当たらない。

本研究では L 字形柱梁接合部における梁上端筋の折り曲げ定着実験結果を用いて, 掻き出し定着破壊試験体を対象に 2 次元非線形有限要素解析を適用し, 解析モデルの構築・実験過程の

シミュレーション, 実験変数の影響及び定着性状を解析的に検討することを目的としている。

2. 解析概要

2.1 解析対象試験体

本研究の解析対象試験体は, 過去に当研究室で行われた実験の一部であり, 最上階の外柱梁接合部に 90 度折り曲げ定着された梁上端筋を模擬したものである。**図-1**に示すように柱形の端部に接合部を想定し, 梁形及び梁下端筋を省略して梁下端圧縮側に反力点を設置したものである。都合上, 柱を横向きに示している。試験体寸法は, 実大建物 (階高 3.5m, 柱断面 800mm×600mm) の 1/2 スケールであり, 全試験体とも柱せい $D_c=400\text{mm}$, 柱幅及び梁幅 $b_b=b_c=300\text{mm}$, 梁せい $D_b=400\text{mm}$ (梁応力中心間距離 $j_b=328\text{mm}$) を基準寸法とした。配筋は全試験体共通に, 梁主筋径 4-D19 を 1 段配筋, 折り曲げ半径を $r=3d$ (d は鉄筋径), その水平投影定着長さを $L_{dh}=270\text{mm}$, その直線定着部被り厚を 36mm とし, 圧縮・引張側柱主筋は**表-1**に示すように強度が異なる 5-D16 を両側に配置し中段筋はなく, 柱横補強筋は 8-6 ϕ @40 ($p_w=1.87\%$) とした。実験変数は**表-1**に示すように, 梁筋垂直投影定着長さ L_{dv} を 3 種, 接合部横補強筋比 p_w を 3 種, 梁主

*1 建設省

*2 北海道大学教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻

*3 北海道大学助教授 大学院工学研究科社会基盤工学専攻

工修(正会員)

工博(正会員)

工博(正会員)

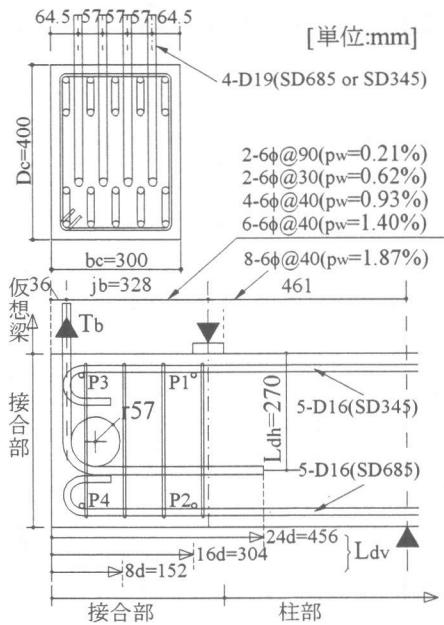
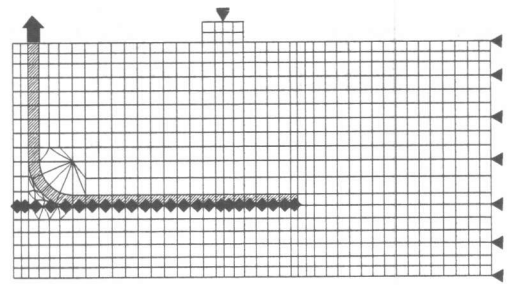


図-1 試験体配筋図

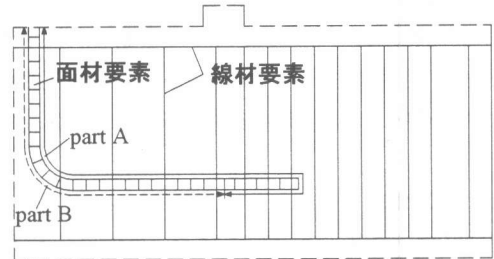
筋強度を2種である。加力は全梁主筋を一方に単調引張加力した。試験体諸元及び材料特性を表-1に併せて示す。

2.2 解析概要

本解析にはオランダのTNOで開発された解析プログラム DIANA ver.7.1 を、前後処理プログラムには DIANA と互換性のある FEMGV ver.5.2 を用いた。掻き出し定着破壊に至る主要なひび割れ面を離散ひび割れ要素で表現し、梁主筋位置の厚さ方向に存在するコンクリートを擬似コンクリ



(a) 全体図(◆:離散ひび割れ要素)



(b) 鉄筋要素

図-2 要素分割図

(梁筋垂直定着部は TB19-3 の例)

ート(後述)で表現した。梁筋垂直投影定着長の異なる TB19-1, TB19-2, TB19-3 の3体を基準試験体として解析モデルの構築を行い、さらに実験変数に合わせて接合部横補強筋比及び梁主筋強度を変数として検討を行った。基準試験体の解析モ

表-1 実験変数, 試験体諸元及び材料特性

試験体名	TB19-1	TB19-2	TB19-3	TB19-2P2	TB19-2P3	TB19-2P4	TB19L-2						
垂直投影定着長 L_{dv}	8d	16d	24d	16d (dは鉄筋径)									
仮想梁 主筋	4-D19												
柱	引張・圧縮側共に5-D16												
	pw=1.87% 8-6φ@40												
接合部 帯筋	pw=0.21% 2-6φ@90		pw=0.62% 2-6φ@30		pw=0.93% 4-6φ@40		pw=1.40% 6-6φ@40 (中子筋)						
コンクリート	σ_B (MPa)	39.1	39.1	35.7	38.1	23.0	33.4	36.9					
	σ_t (MPa)	3.21	3.21	2.92	2.96	2.31	2.35	3.21					
	ϵ_{max} ($\times 10^4 \mu$)	0.286	0.286	0.272	0.291	0.270	0.270	0.300					
	$E_{1/3}$ (GPa)	26.8	26.8	24.4	26.9	21.9	25.9	25.1					
	γ (g/cm^3)	2.32	2.32	2.35	2.31	2.26	2.29	2.32					
試験体名	TB19-1~3, TB19-2P2~P3			TB19-2P4		TB19L-2							
鉄筋径	D19		D16	D19		D16		D19					
	引張	圧縮	6φ	引張	圧縮	6φ	引張	圧縮					
鉄筋	σ_y (MPa)	667	795	384	369	631	732	399	348	386	795	384	369
	ϵ_y (μ)	3560	4250	2380	1720	3320	3860	2200	1850	2140	4250	2380	1720
	σ_{max} (MPa)	892	911	555	486	812	1129	559	441	582	911	555	486
	E_s (GPa)	187	187	161	215	198	200	187	200	192	187	161	215

σ_y :降伏応力度, ϵ_y :降伏応力度時歪度, σ_{max} :最大応力度, E_s :弾性係数,

デルの要素分割を図-2 に示す。

2.3 材料のモデル化

コンクリート: 8節点アイソパラメトリック四辺形平面応力2次元要素及び6節点アイソパラメトリック三角形平面応力2次元要素を用いて表現した。応力-ひずみ関係は図-3のように、圧縮上昇域にはSaenz式($\sigma_B \leq 37.2\text{MPa}$)又はShah式($\sigma_B > 37.2\text{MPa}$)を用い、歪軟化域は直線的に低下するものとする。破壊基準にはDrucker-Pragerの基準を適用した⁴⁾。また、分布ひび割れには多方向固定ひび割れモデルを用い、引張軟化にはHordijkらが提案した曲線モデルを用いて表現し、ひび割れ面のせん断応力伝達は伝達係数 β を引張歪度 ϵ' の関数で表現してモデル化した(図-4)⁵⁾。各材料定数にはコンクリートのシリンダー材料試験結果を参考にした。

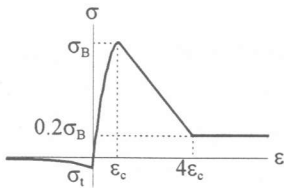


図-3 コンクリート
σ-ε関係

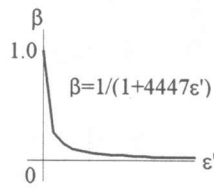


図-4 ひび割れ面
β-ε'関係

鉄筋: 梁主筋は曲げ剛性を考慮するために鉄筋面材要素(8節点アイソパラメトリック四辺形平面応力2次元要素)で、柱主筋及び補強筋は鉄筋線材要素(2節点1次元要素)で表現した³⁾。各鉄筋の応力-歪関係は材料試験をもとにtri-linearモデルで表現した(図-5)。降伏条件はvon Misesの降伏条件を適用した。本解析では接合部内の横補強筋比を変数に検討を行っているが、基準試験体であるTB19-2の鉄筋位置を変えずに断面積を変更することで補強筋比の影響を検討した。

付着: 梁主筋とコンクリート間の付着は軸方向と直交方向に独立に挙動し、界面全体に分布して応力を伝達するボンドインターフェイス要素を用いて表現する。付着特性はCEB-FIPのモデルコード²⁾を参考にし、補強筋に拘束され十分に付着が働く梁筋内側及び圧縮反力点より下方の部分(part A)と、ひび割れにより早期に劣化する梁筋外側部(part B)とで分けて付着特性を与えた(図-2)。基準付着

モデルの付着応力 τ -すべり s 関係を図-6と表-2に示す。

離散ひび割れ: コンクリート要素におけるひび割れは分布ひび割れモデルを用いた。実験により局所的で拡幅する大きなひび割れ位置の要素節点には離散ひび割れ要素を導入し、ひび割れ開口後のひび割れ面に直交する方向の引張応力 σ -ひび割れ幅 w 関係はCEB-FIPのモデルコード²⁾を参考にして決定した。基準離散ひび割れモデルは図-7のようになる。

梁主筋位置における厚さ方向コンクリート: 本解析で使用する2次元要素プログラムでは積層要素の適用ができないため⁵⁾、対象試験体を平面要素に置き換えると接合部コンクリートは梁主筋要素によって2分される。ここで実際に存在する梁主筋間及び被りのコンクリートの挙動を考慮するために、擬似コンクリート要素として直交2方向に独立に挙動するボンドインターフェイス要素を梁主筋によって2分されたコンクリート要素の節点間に設定した。梁主筋軸方向のせん断強度は引張強度とし、それ以降は剛性を0として応力を保持するbilinearモデルで表現した。直交方向はコンクリート要素に与えた応力-歪関係と同様な関係を与えた。

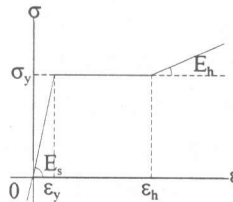


図-5 鉄筋σ-ε関係

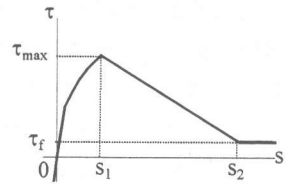


図-6 付着τ-s関係

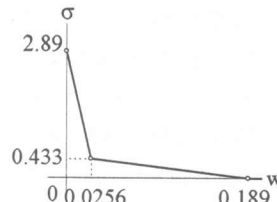


図-7 離散ひび割れ
σ-w関係

表-2 付着定数

	part A	part B
s_1	1.0	0.6
s_2	2.5	2.5
τ_{\max}	7.82	6.25
τ_f	3.13	0.938

3. 解析結果

3.1 離散ひび割れ要素厚さの検討

適切な解析モデル構築のために基準試験体を対

象にして、離散ひび割れ要素厚さ方向のモデル化についての検討を行った。実験で試験体に発生する掻き出し破壊面となるひび割れは柱幅方向に瞬時に貫通するのではなく、柱幅中央の梁筋折り曲げ近傍(図-8 実線)から発生し、遅れて両側被りコンクリート(同図破線)に達する。解析では破壊面を離散ひび割れ要素で表現するが、その脆性的特性から要素幅 t_c を柱幅 300mm に等しく与えると、剛性低下耐力を過大に評価することになる。本来、3次元要素を用いれば考慮不要の事項であるが、本2次元要素解析モデルでは剛性低下を適切に評価するために予備解析として、等価な離散ひび割れ要素幅 t_c を 114mm, 150mm, 200mm の3種にし、梁筋垂直投影定着長の異なるモデルにおける妥当性の検討を行った。梁筋垂直投影定着長が異なる TB19-1(8d), TB19-2(16d), TB19-3(24d) の梁筋荷重-接合部パネルせん断変形角関係を図-9 に示す。接合部パネルせん断変形角関係は図-1 に示す標点から求められる角 $\angle P2 \cdot P1 \cdot P3$ の変化量である。履歴曲線中の最大耐力 T_u 後の点線は剛性の急落の為に過大な強制変形が一気に加わった後の計測値であり、その途中経過は測定できていない。 t_c の増大に伴って、いずれの試験体も剛性低下(一時的に剛性が負勾配になる所)開始時の耐力 T_d とその変形角は増大する。3体共に t_c として梁筋側方の被りコンクリート合計厚=114mm を用いた場合の実験値に対する適合が最も良い。又、耐力低下原因は実験・解析共に離散ひび割れ位置の開口に起因している。剛性低下後の両者挙動は、TB19-1と2の変位は上述の理由で一致しないが、低下後耐力極小値とその後の回復傾向は3体共実験結果に類似している。

以上の結果より、3体の実験結果に総合的に最も良く対応する値として $t_c=114\text{mm}$ を離散ひび割れ要素の有効厚さとして採用する。

3.2 梁筋垂直投影定着長 L_{dv} の影響

図-9より、解析結果は3体の試験体のコンクリート強度は同程度であるので初期剛性はほぼ同じであり、概ね実験結果の荷重-変形関係と一致している。図-9からも明らかのように、 L_{dv} が長いほど剛性

低下時の耐力低下が少なく、またその後の耐力上昇率も高い。これは、離散ひび割れ開口時には垂直定着部のコンクリートとの付着が失われるが、ひび割れ破壊は柱頭から拡幅しているので L_{dv} が長いほど定着力を保持できる範囲が大きくなるためである。さらに、梁圧縮合力位置以下の柱

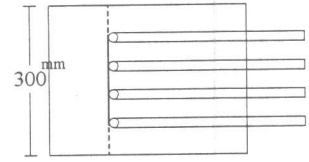


図-8 柱頂面におけるひび割れ

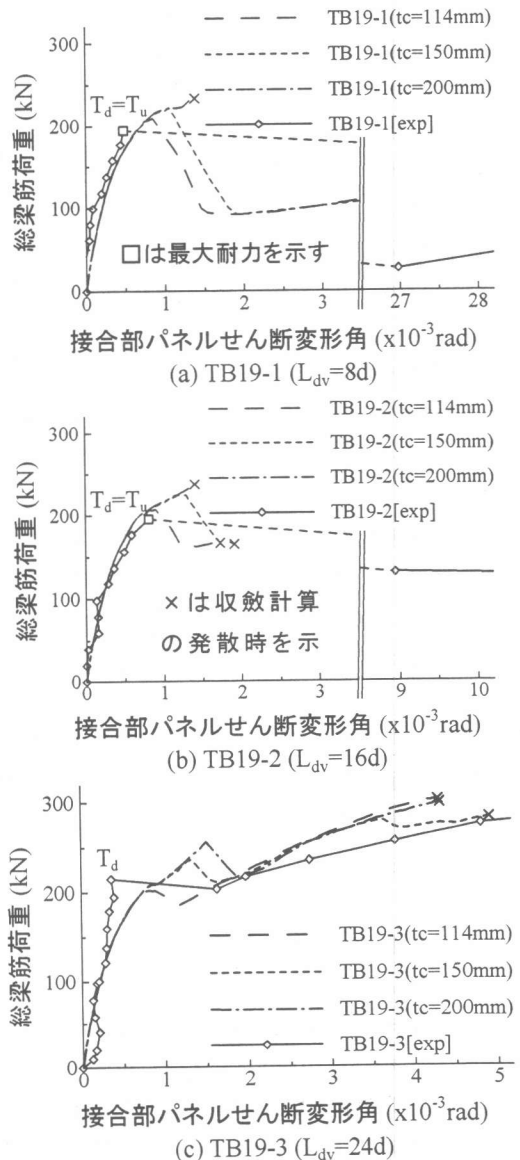


図-9 接合部パネルせん断変形角関係

部には圧縮反力によりひび割れが進展しないため、その域に定着端を持つTB19-3の耐力は上昇している。図-10の梁主筋力分布図からも、剛性低下後の垂直定着部の梁筋力が上昇している事が認めら

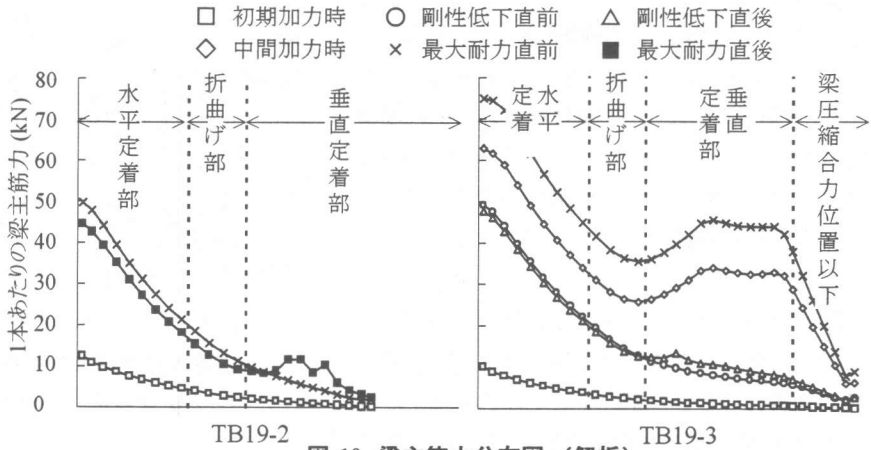


図-10 梁主筋力分布図 (解析)

れる。TB19-3において、梁圧縮合力位置以下の柱部の梁筋力が減少しているのは、梁主筋とコンクリート間の付着強度を高く設定していること、補強筋比が大きいため離散ひび割れが開かず、付着が失われていないからであると思われる。

実験において、TB19-1とTB19-2での主なひび割れは最大耐力時に発生し、そのうち梁主筋垂直定着部沿いの柱軸に平行なひび割れは試験体頂面から発生して掻き出し定着破壊を起こしている。解析においては梁主筋余長部端から反力点に向かう緩斜面のひび割れは早期に発生しているが、最大耐力を決定する直接のひび割れは実験同様の離散ひび割れであり、最大耐力以降はひび割れ幅が拡大している。それに対して L_{dv} が長いTB19-3の実験では剛性低下は梁主筋折曲げ部と反力点を結ぶ斜めせん断ひび割れが原因となって生じ、その後耐力が上昇する。また、垂直定着部沿いのひび割れが試験体頂面に達したがTB19-1やTB19-2のように荷重の急落は起きずに、掻き出し定着破壊が生じた後も荷重変形曲線はなだらかに変化した。解析でもTB19-3の剛性低下の原因は実験同様接合部のせん断ひび割れであり、離散ひび割れの開口後も他の試験体のように一気にひび割れは開かず、耐力は上昇しつづけている。

3.3 接合部横補強筋比 p_w の影響

接合部内の横補強筋比が異なるTB19-2 ($p_w=0.21\%$), TB19-2P2 ($p_w=0.62\%$), TB19-2P3 ($p_w=0.93\%$), TB19-2P4 ($p_w=1.40\%$)の解析結果の

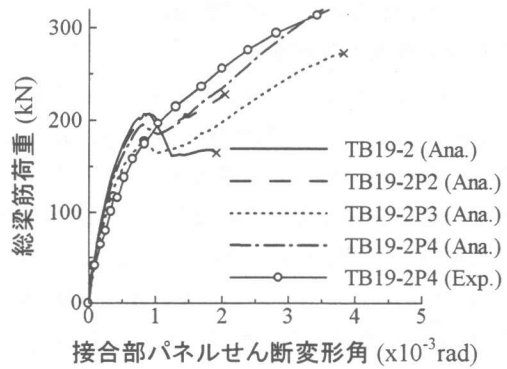


図-11 接合部パネルせん断変形角関係 (接合部補強筋比の影響)

接合部パネルせん断変形角関係を図-11に示す。ここで、TB19-2P3の試験体は高補強筋であるがコンクリート強度が他に比べて極端に低い試験体であるため、初期剛性及び剛性低下時荷重が低く、解析においても実験同様、コンクリート強度の影響が現れた。前述のように実験では接合部高補強筋のピッチは狭くなるが、解析モデルではTB19-2の帯筋位置を変えずに断面積を増して補強筋比の影響の検討を行った。この配筋の違いによる影響は、せん断変形角関係において実験結果では剛性低下時に明確な耐力低下は見られず上昇を続ける。解析では多少の耐力低下が起きているが、一時的な耐力低下前後のせん断変形関係の剛性は概ね実験結果と良い対応を示している(図-11)。また、全ての本解析モデルにTB19-2の掻き出し破壊面位置と同じ垂直定着部沿いに離散ひび割れ要素を設定しているのに対して、高補強試験体の

実験結果は、3体ともに梁筋折り曲げ部と反力点間を結ぶ対角線上にも顕著な掻き出し破壊面が発生した。実験結果と異なる位置に離散ひび割れ要素を設定したが、ここで検討している高補強の解析モデルでは、離散ひび割れ開口による耐力低下は緩やかで、開口後も耐力上昇を示し、傾向としては実験値と対応している。

TB19-2P4 の実験では剛性低下時に梁主筋折り曲げ部と反力点を結ぶせん断ひび割れと梁筋垂直定着部沿いのひび割れが発生しているが、解析でも実験と同位置に分布ひび割れが発生し、実験の応力状態を再現している(図-12)。

3.4 梁主筋強度の影響

梁主筋強度を低くした TB19L-2 (345MPa) の実験は、梁主筋降伏型の破壊性状の把握を目的としている。実験では、梁主筋は降伏せず、最終ひび割れ状況は梁主筋強度以外の材料定数の違いなどの要因により、高強度梁主筋の TB19-2 と比べて細かなひび割れの発生は少ない。TB19L-2 の解析では実験同様、細かなひび割れの発生は抑えられ、荷重-接合部パネルせん断変形角関係(図-13)においても実験と良い対応を示し、材料定数の違いによる影響を再現できている。このせん断ひび割れ位置に離散ひび割れ要素を設定すればより精度の高い結果が得られると思われる。

4. まとめ

最上階隅柱梁接合部において掻き出し定着破壊を起こした梁上端筋の折り曲げ定着実験を対象に行なった2次元非線形有限要素解析より以下の事項が明らかになった。

- (1) 2次元解析において、梁主筋の曲げ剛性を考慮するため用いた鉄筋面材要素がコンクリート要素を2分する際、積層要素を扱っていない汎用解析プログラムの対応として、ボンドインターフェイス要素でコンクリートの挙動を近似的に表現できる。
- (2) 掻き出し定着破壊における主要なひび割れ面を離散ひび割れ要素で表現し、かつ2次元解析要素に適合させるための有効離散ひび割れ厚さを用いた結果、実験値と良い対応を示した。
- (3) 上述のモデルを用いた荷重-変形関係等の

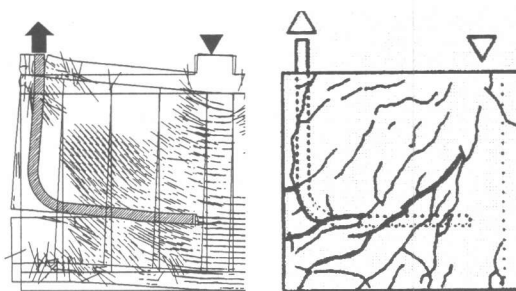


図-12 TB19-2P4, 解析最大耐力時ひび割れ応力図及び変形図(x20)(左)と実験最終ひび割れ図(右)

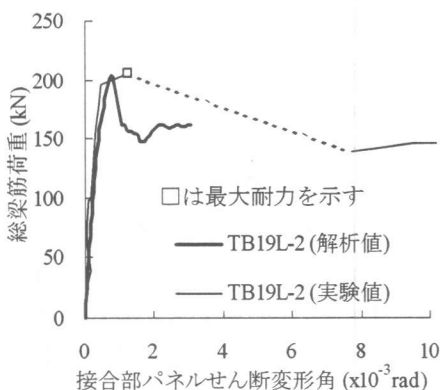


図-13 接合部パネルせん断変形角関係

解析結果は、実験変数及び対象試験体毎の材料定数の相違に対して実験結果と比較的良好な対応を示したことからモデルの妥当性が示された。

- (4) 梁主筋垂直投影定着長を変数とした解析結果では、実験時のひび割れ進展状況及び剛性低下や最大耐力を決定する要因及び変数による影響が本解析モデルで表現できることが示された。
- (5) 接合部内の補強筋比を変数とした試験体の解析結果においても、掻き出し定着破壊を概ね評価できる。

【参考文献】

- 1) 岩浪治郎, 城攻ほか: RC 造最上階外柱梁接合部における折曲げ梁上端筋の定着耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.747-750, 1998.9
- 2) Comit Euro-International du Beton: CEB-FIP Model Code 1990, Design Code, pp.33-116,
- 3) 青山 博之編著: 鉄筋コンクリート建物の終局強度型耐震設計法, 技報堂出版, 1990
- 4) W.F.Chen 著, 色部誠ほか監訳: コンクリート構造物の塑性解析, 丸善株式会社, 1985
- 5) DIANA - Finite Element Analysis User's Manual release 7, TNO Building and Construction Research, 1998.8