

鋼・コンクリート複合構造杭頭交差部接合工法の開発

伊藤 祐二 内田 和弘
笹谷 輝勝 佐々木 聡^{*1}
平野 勝識 寺岡 勝

概 要

近年、自己充填性、高強度、高耐久性などの優れた性能を有する高性能コンクリートが開発されている。高性能コンクリートを鉄道高架橋に適用した場合、部材断面の縮小が可能となり、省力化、工期の短縮ができる。しかし、部材断面の縮小化は交差部に発生するせん断応力度の増大、および過密配筋をもたらす。そこで、施工の合理化とせん断耐力の向上の両面から、柱・梁交差部を鋼・コンクリート複合構造とし、梁主筋は周辺鋼板に機械式定着する新しい工法を提案した。

本報では、提案合理化工法を主筋の交差が最も多い杭・柱・梁交差部（以降、杭頭交差部）に適用した場合を対象とし、梁筋の定着性能および杭頭交差部のせん断挙動に関して実施した実験的および解析的研究について検討した。検討の結果、本提案工法が力学的性能に関して有効であることが確認できた。

Development of Steel-Concrete Composite Connection for Beam-Column-Pile Joints

Abstract

Recently, self-compacting high strength and high durability concrete has been developed. By using this material for railway viaducts, reduction of structural member section, and time and labor saving are possible. But this reduction causes increased shear stress and congestion in the reinforcement arrangement at the beam-column joint. In this paper, we propose a steel-concrete composite connection for beam-column-pile joints in order to solve these problems. The tests and the FEM analyses for the anchorage performance of the beam reinforcement mechanical connection and the FEM analyses of the beam-column-pile joint were conducted in order to obtain basic data for the structural design. From the results of tests and the analyses, the structural characteristics of the proposed connection are better understood. As a result of experimental and analytical examination, it has been confirmed that proposed method provides effective mechanical performance.

キーワード：高性能コンクリート，複合構造，接合部，
FEM 解析，高架橋

*1 東京支店

§ 1. はじめに

近年、自己充てん性、高強度、高耐久性などの優れた性能を有する高性能コンクリートが開発されている。高性能コンクリートを鉄道高架橋に適用した場合、部材断面の縮小が可能となり、省力化、工期の短縮ができる。しかし、部材断面の縮小化に伴い、柱・梁交差部の体積縮小も必然的に生じ、交差部に発生するせん断応力度が大きくなり、耐震上不利となる。また、施工上では、体積の小さい交差部に柱、梁の主筋が定着され、特に、地中梁、柱、杭の交差する部位では、配筋が非常に煩雑となる。そこで、図 1 に示すように、施工の合理化とせん断耐力の増大の両面から、柱・梁交差部を鋼・コンクリート複合構造とし、梁主筋は周辺鋼板に機械式定着する新しい工法を提案する。

本報では提案工法を主筋の交差が最も多い杭・柱・梁交差部(以降、杭頭交差部)に適用した場合を対象とし、梁筋の定着性能および杭頭交差部のせん断挙動に関して実施した実験的および解析的研究について報告する。

§ 2. 杭頭交差部接合工法の概要

図 2 に杭頭交差部における従来工法と提案合理化工法の比較を、図 3 に梁主筋の定着工法の概念を示す。提案工法では、梁主筋は杭頭交差部の周辺鋼板に固定され、周辺鋼板は、通し筋と定着筋とからなるスチフナーバーによって交差部内に定着され、主筋の引張力を伝達する。定着筋の先端部にはプレートナットを設け、定着性能を確保している。周辺鋼板の定着部の表裏には、補剛プレートを入れて面外曲げ補強とし、梁主筋およびスチフナーバーがロックナットで固定される。

§ 3. 梁筋の定着実験

3.1 定着性能確認実験

梁筋の定着性能は周辺鋼板および補剛プレートの厚さ、スチフナーバー(通し筋、定着筋)の影響を受ける。提案工法の定着メカニズムを把握し、周辺鋼板の厚さと定着筋の定着長の定着性能に及ぼす影響を調べることを目的として、杭頭交差部の定着性能確認実験を行った。

表 1 に試験体一覧を、図 4 に試験体形状を示す。試験体は梁主筋が機械式定着される杭頭交差部の周辺鋼板がある領域のみを取り出した形状とした。試験体の寸法は実物の約 1/2 のスケールである。

表 1 に示すように、周辺鋼板の板厚と定着筋の定着長さをパラメータとし、試験体の左右で定着長さを変えることにより、8 種類のパラメータを 4 体の試験体で実験

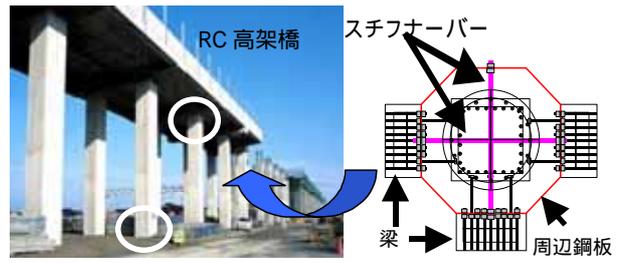


図 1 柱・梁交差部への複合構造の適用

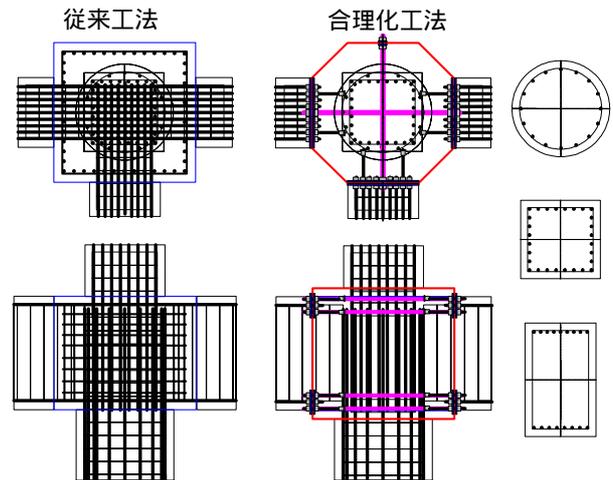


図 2 従来工法と提案合理化工法の比較

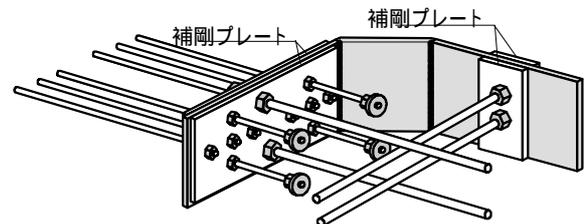


図 3 梁主筋定着工法の概念

表 1 試験体一覧

試験体名	周辺鋼板 (mm)	補剛プレート (mm)	定着長		コンクリート強度	
			左側	右側	設計基準強度	実強度
NO.1	12	9	20d	15d	60	65.8
NO.2	12	9	12d	10d		(実験前)
NO.3	9	9	20d	15d		68.2
NO.4	9	9	12d	10d		(実験後)

d: 鉄筋の公称直径

を行った。周辺鋼板の厚さは、12mm と 9mm の 2 種類とした。

梁主筋は 6-D16 を用い、通し鉄筋は 2-D19 とし、周辺鋼板中央部の梁主筋の上下 2 箇所にて、定着鉄筋は 4-D16 とし、通し鉄筋と周辺鋼板コーナーの間 2 箇所に配置した。使用材料は、鉄筋がSD390、鋼板がSM490A、コンクリートは 60N/mm²である。使用材料の材料試験結果を表 2 に示す。加力は、梁主筋の両端を加力ビームで

拘束し、一端を固定し他端にジャッキで載荷し、梁主筋に均等に引張力が作用するように制御した。図5に変位計測位置を示す。

図6に各試験体の荷重 - 変形関係を示す。全体変位では、NO.2の変位がやや大きい、他の3体に関しては最終まで違いが見られなかった。

定着性能試験体のひび割れ発生状況に着目する。NO.1およびNO.3試験体の左側(定着長20d側)には、ひび割れは発生せず、右側(定着長15d側)には、最大荷重の直前にプレートナットの位置にひび割れが発生した。定着長の短いNO.2, NO.4試験体の場合には、主筋降伏直後に両側(定着長12dと10d)のプレートナット位置でひび割れが発生した。NO.2, NO.4試験体のひび割れ幅は、発生時で0.4mm、その後の加力でも0.5mm程度と比較的小さい値であった。

接合部局部変位は、582kN(梁主筋の設計用上限強度:規格降伏強度の1.25倍に相当)時で、NO.1, NO.3が0.8mm, NO.2が1.1mm, NO.4が1.3mmであり、定着長が短いほど、周辺鋼板厚が薄いほど大きくなる傾向がある。しかし、局部変位は、通常を通し配筋の交差部における梁主筋の抜け出し量に相当する値であり、補強の最も少ないNO.4の場合でも十分小さい値と考えられる。

3.2 定着試験体の3次元FEM解析

定着性能確認実験では、定着長の最も短いNO.4でも良好な定着性状が得られた。そこで、定着筋の有無をパラメータとして3次元FEM解析を行い、定着筋が局部変形に与える影響を検討するとともに、定着筋省略の可能性を検討した。

解析対象は、NO.4の最も定着長が短い部分(右側:10d)とする。解析ケースを表3に示す。Case1Aは、周辺鋼板と両側のプレートを一体化した場合、Case1Bは、外側プレートの固定度が緩むことを考慮して、外側プレー

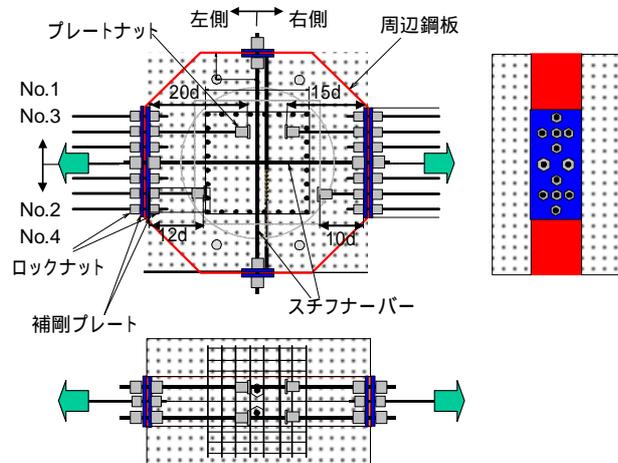


図4 試験体詳細

表2 材料試験結果

コンクリート		圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時 のひずみ	ヤング係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
実験前		65.8	-	2.870 × 10 ⁴	4.5
実験後		68.2	-	2.930 × 10 ⁴	5.0
解析用		65.0	3000 × 10 ⁻⁶	2.750 × 10 ⁴	4.5
鋼材(鉄筋・鉄骨)		降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ	ヤング係数 (N/mm ²)	
D16	試験	444	2389 × 10 ⁻⁶	1.910 × 10 ⁵	
	解析用	444	2400 × 10 ⁻⁶	1.850 × 10 ⁵	
D19	試験	425	2338 × 10 ⁻⁶	1.928 × 10 ⁵	
	解析用	425	2297 × 10 ⁻⁶	1.850 × 10 ⁵	
12mm	試験	413	-	-	
9mm	試験	354	-	-	
	解析用	354	-	2.050 × 10 ⁵	

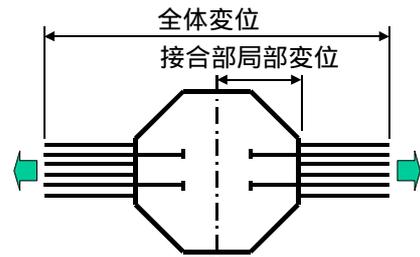


図5 変位測定位置

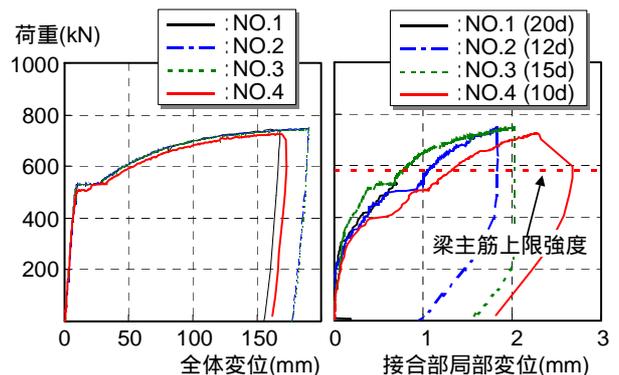


図6 荷重 - 変形関係

表3 解析ケース

	対象 試験体	定着 鉄筋	補剛プレートのモデル化
case1A	NO.4	有	周辺鋼板と補剛プレートが 一体挙動
case1B	NO.4	有	外側の補剛プレートを無視, 周辺鋼板と内側の補剛プレ ートが重ね板として挙動
case2B	-	無	case1Bと同じ

トを無効とし周辺鋼板と内側プレートが重ね板とした場合、Case2Bは、Case1Bの定着筋を省略した場合である。

解析には、汎用FEMコード「Marc2000」を用いた。有限要素分割を図7に示す。試験体の対称性を考慮し、全体の1/8をモデル化した。材料モデルは弾塑性モデルとし、コンクリートにはBuyukozturkの降伏条件を、鋼材にはvon Misesの降伏条件を用いた。

また、コンクリートには、ひび割れの発生とテンション・ス

ティフニングを考慮した。Case1B では、周辺鋼板と内側補剛プレートを重ね板とした場合と等しい耐力を持つ一枚板としてモデル化した。加力は、梁主筋の端部に引張力を単調で載荷し、対称面には対称性を満足する境界条件を与えた。

図 8 に荷重 - 変位関係の実験結果と解析結果の比較を示す。変形が小さい範囲では、2 枚のプレートが一体挙動するとして Case1A が、大変形時では、外側プレートを無効とした Case1B が実験結果とよく対応する。解析において、荷重低下が生じている点では、コンクリートにひび割れが発生している。

図 9 に、Case1B のコンクリートの加力方向のひずみ分布を示す。ひび割れ発生により、試験体上面の引張ひずみが増大している。解析における得られた引張ひずみの増大位置は、NO.4 試験体の定着長 10d の場合におけるひび割れ発生位置とほぼ対応している。

図 10 に Case1B と 2B の荷重 - 変位関係を示す。定着筋のある Case1B は、定着筋を省略した Case2B よりも、剛性、耐力ともに大きい。したがって、定着筋には周辺鋼板局部の剛性、耐力ともに高める効果が確認できた。しかしながら、Case2B の荷重 - 変形関係も安定した性状を示し、梁主筋も十分に塑性化しており、定着筋省略の可能性もある。

§ 4 . 杭頭交差部の 3 次元 FEM 解析

4.1 目的

地震時を想定した杭頭交差部における力学的性状、応力伝達機構、せん断耐力を検討することを目的として、3 次元 FEM 解析を行った。

4.2 解析概要

解析対象は、試設計¹⁾されたラーメン高架橋の線路方向の 1 階柱脚、杭頭、地中梁、交差部を含む部分架構である。図 11 に、部分架構を取り出した仮想試験体の形状寸法を、図 12 に部材断面と配筋詳細を示す。仮想試験体の寸法は、水平荷重時のモーメント分布の反曲点位置に対応している。梁、柱、杭の断面寸法および配筋は試設計と同様とした。交差部のスチフナーバーは、定着試験体の解析結果から、定着筋を省略し、通し筋のみとした。使用材料は、鉄筋はすべて SD390、鋼板は SM490A、コンクリートは 60N/mm^2 である。

解析は 2 ケース行う。Case1 は、試設計に基づく仮想試験体で、1 階柱脚の降伏先行型である。Case2 は、梁降伏時せん断力まで載荷するために、Case1 に対して、柱主筋、杭主筋、周辺鋼板、通し筋の材料を降伏しないように設定した。

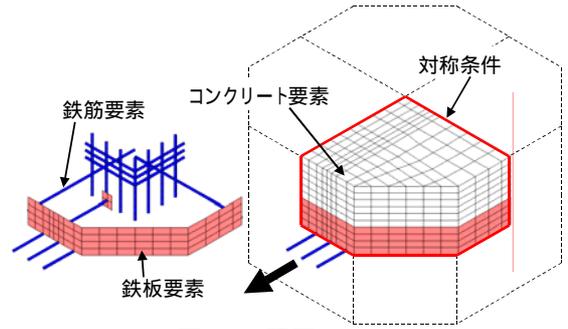


図 7 有限要素分割

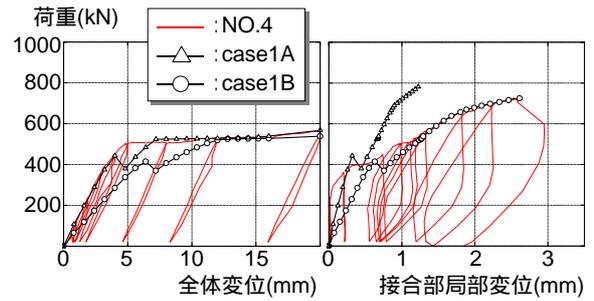


図 8 荷重 - 変形関係(実験結果と解析結果の比較)

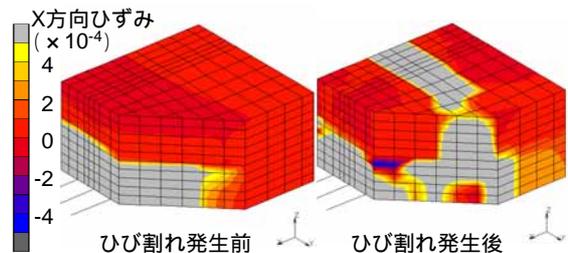


図 9 コンクリートのひずみ分布

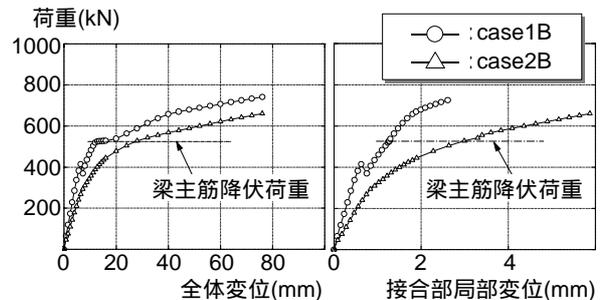


図 10 荷重 - 変位関係(定着鉄筋の有無の影響)

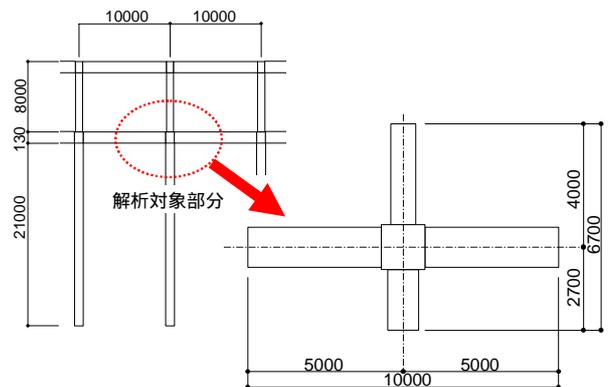


図 11 仮想試験体の形状

解析には内田,野口²⁾が開発した3次元非線形FEM解析プログラムを用い,対称条件より全体の1/2をモデル化した(図13参照)。材料モデルは,コンクリートには,Darwin-Pecknoldの等価一軸ひずみに基づく直交異方性非弾性モデルを3次元に拡張したモデル²⁾を用いた。ひび割れは,分布ひび割れモデルで,ひび割れ発生後は,テンション・スティフニングを考慮した。また,ひび割れによる圧縮強度の低減(野口提案式²⁾)を考慮した。鋼材には,von Misesの降伏条件に基づく,弾塑性モデルを用いた。解析に用いた材料の定数を表4に示す。

図13に示すように,載荷は柱の頂部に軸力を与えた後,柱頂部と杭脚部を水平方向に拘束し,梁端に強制変位を与えて,水平力を加力した。

4.3 解析結果と考察

図14に,柱せん断力(Qc) - 水平変形角(R)関係を示す。また,図中には,Case1の諸現象の発生を併せて示す。Case1では,梁主筋は降伏するものの,その後,柱主筋の降伏後は,柱の変形が顕著となり,柱主筋の塑性化が進行する。柱主筋がすべて降伏してからは,耐力は上昇せず,最終的には,柱の曲げ圧縮域でのコンクリートの圧壊により最大耐力は決定した。梁主筋以外を降伏させないCase2では,すべての梁主筋が降伏する。その後,梁筋のひずみ硬化により,耐力は上昇し,最終的には,柱の曲げ圧縮域でのコンクリートの圧壊により最大耐力は決定した。両ケースとも交差部内のコンクリートに破壊は見られなかった。

図15に接合部局部変位の比較を示す。R=5/1000 rad.までは両ケースとも差が見られないが,R=10/1000 rad以降ではスチフナーバーが降伏するためCase1の局部変位が大きくなる。Case1において梁の曲げ終局強度を超えたR=10/1000 rad.時の局部変位は,2mm程度であり,1/2スケールの定着試験体の解析Case2Bの変位(3mm)よりも小さい値であった。

解析結果から,通し筋と周辺鋼板の負担力 - 水平変形角関係に着目すると,両ケースとも,通し筋と周辺鋼板はほぼ同等の力を負担している。ただし,Case1では通し筋の

表4 解析用材料定数

コンクリート		圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時 のひずみ	ヤング係数 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
		60.0	2780 × 10 ⁻⁶	3.611 × 10 ⁴	2.9
鋼材(鉄筋・鉄骨)		降伏強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)		
D38	スチフナーバー	431.5	2.059 × 10 ⁵		
D32	柱主筋,梁主筋	431.5	2.059 × 10 ⁵		
D25	杭主筋,接合部主筋	431.5	2.059 × 10 ⁵		
D22	杭補強筋	392.3	2.059 × 10 ⁵		
D19	柱補強筋	392.3	2.059 × 10 ⁵		
D13	梁,接合部補強筋	392.3	2.059 × 10 ⁵		
19mm	周辺鋼板	356.0	2.059 × 10 ⁵		
38mm	周辺鋼板+補剛プレート	356.0	2.059 × 10 ⁵		

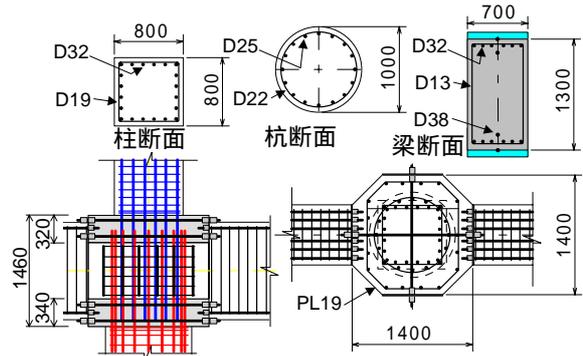


図12 仮想試験体の断面および配筋詳細

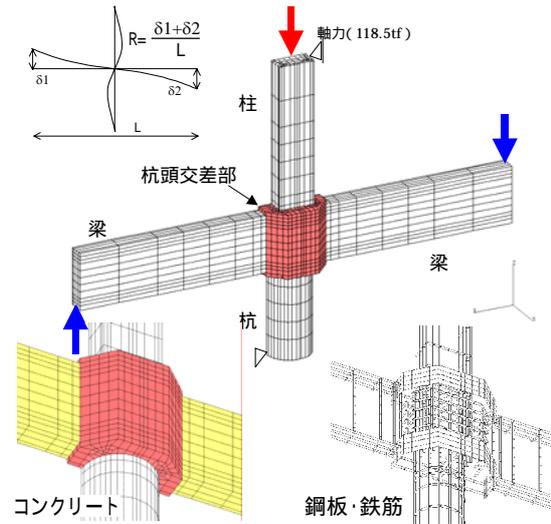


図13 有限要素分割

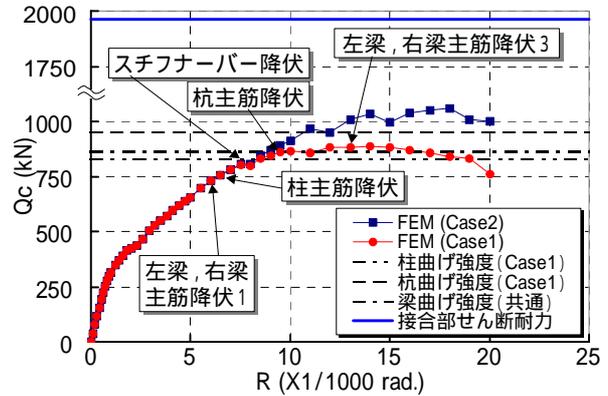


図14 柱せん断力 - 水平変形角関係

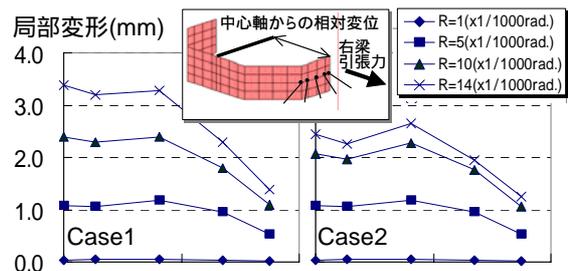


図15 接合部局部変位の比較

降伏後、周辺鋼板のみが荷重増分を負担していることが分かった。

図 16 に Case2 の最大荷重時における杭頭交差部の各断面位置でのコンクリートの圧縮主応力度分布を示す。図より、圧縮応力が柱脚から杭頭へ向かって、斜めに伝達され、圧縮ストラットを形成している様子が観察できる。断面 D を見ると、ストラットの起点は、交差部の上下で異なっているが、柱断面と杭断面の違いによると考えられる。

4.4 杭頭交差部のせん断耐力

図 17 に交差部パネルのせん断抵抗の概念を示す。解析で得られた杭頭交差部の応力状態より有効断面積を評価し、交差部の形状ごとに設定した平均せん断強度³⁾に有効断面積を乗じて求めるせん断耐力式を提案する。横せん断力、縦せん断力それぞれに対するせん断耐力式を次式に示す。

$$Q_{phu} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot t_{ph} \cdot D_{jh} \quad (1)$$

$$Q_{pvu} = \kappa \cdot \phi \cdot F_j \cdot t_{pv} \cdot D_{jv} \quad (2)$$

ここで、

κ : 接合部の形状による係数	t_{ph} : 接合部の有効幅
$\kappa = 1.0$ 十字形接合部	$t_{ph} = \frac{1}{2} \left\{ b_b + \frac{1}{2} (0.9D_p + D_c) \right\}$
$\kappa = 0.7$ ト型接合部	
ϕ : 直交梁の有無による補正係数	D_{jh} : 接合部の有効深さ
$\phi = 1.0$ (本工法の場合は、両側に直交梁が付いている場合に対応)	$D_{jh} = \frac{1}{2} (D_c + 0.9D_p)$
F_j : 接合部のせん断強度の基準値	t_{pv} : 接合部の有効幅
$F_j = 0.8F_c^{0.7} (N/mm^2)$	$t_{pv} = t_{ph}$
F_c : コンクリートの設計基準強度	D_{jv} : 接合部の有効深さ
D_c : 柱成	$D_{jv} = d_b$
D_p : 杭径	d_b : 梁の有効成

図 16 に、横せん断力および縦せん断力の有効領域を重ねた。断面 B では有効領域は圧縮応力度の大きい領域とほぼ対応し、断面 D では有効領域は圧縮ストラット領域とほぼ対応している。Case1 の場合の横せん断力に対するせん断耐力計算値(柱せん断力換算:1960kN)を図 14 に示したが、せん断耐力計算値は Case1 と 2 の最大耐力に対して十分余裕のある値であった。

§ 5 . まとめ

杭頭交差部を鋼・コンクリート複合構造とする合理化工法を提案した。要素実験と FEM 解析を行い、周辺鋼板と定着筋の設計資料を得た。地震力を受ける杭頭交差部の FEM 解析を行い、杭頭交差部のせん断耐力評価式を提案した。実験的および解析的検討の結果、本提案工法が力学的性能に関して有効であることが確認できた。

謝 辞 本研究の一部は、文部科学省:革新的技術開発研究推進費補助金(研究課題:『高性能コンクリートを用い

た次世代建設システムに関する研究』,研究代表者:小澤一雅)による。本研究分担者各位より貴重なご意見を頂いた。ここに、深謝致します。

参考文献

- 1) 小澤一雅:革新的技術開発研究推進費補助金研究報告書,高性能コンクリートを用いた次世代建設システムに関する研究』,平成 13,14 年度.
- 2) 内田和弘,野口 博:梁貫通型接合部を有する柱 RC 梁 S 構造 2 層 2 スパン架構の力学的挙動に関する解析的研究,日本建築学会構造系論文集, No.514, pp.207-214, 1998.12.
- 3) 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,1999.8.

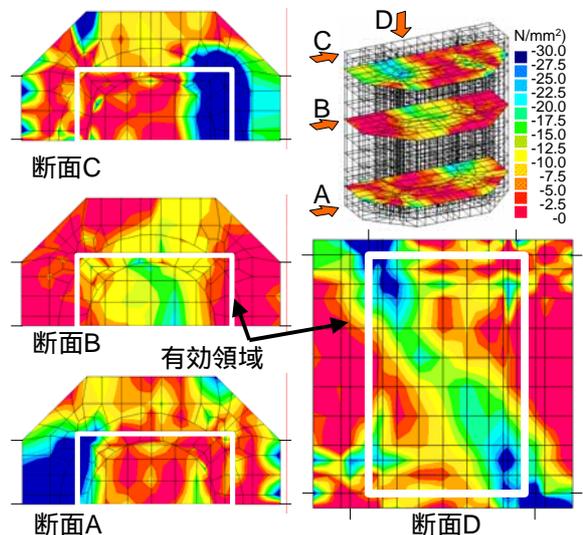


図 16 コンクリートの圧縮主応力分布 (Case2)

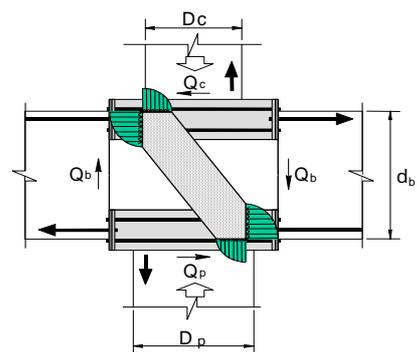


図 17 せん断抵抗機構



伊藤祐二

ひとこと

現在、高性能コンクリートは開発はされたものの活用されているとは言い難い。活用への一助となれば幸いである。