

鋼管杭とフーチングとの接合部に関する実験的研究

Experimental study on bearing capacity and ductility for the joint between steel pipe pile and reinforced footing

平田 尚*, 神田 政幸**, 谷口 望**, 濱田 吉貞***, 江口 聡***, 木下 雅敬****

Hisashi HIRATA, Masayuki KOUDA, Nozomu TANIGUCHI, Yoshisada HAMADA, Satoshi EGUTI, Masataka KINOSHITA

*工修 新日本製鐵株式会社 鉄鋼研究所 (〒293-8511 千葉県富津市新富 20-1)

**工博 財団法人 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

***工修 財団法人 鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町 2-8-38)

****PhD 新日本製鐵株式会社 鉄鋼研究所 (〒293-8511 千葉県富津市新富 20-1)

At the joint of steel pipe pile top in civil engineering works of Japanese Railways, in usual, the method of using anchoring rebars has been adopted. However, it is not so clear that the method may represent structural performance, especially ductility. Then, a series of cyclic loading test varied a ratio of reinforcement and vertical axial force with approximately 1/2 scaled models between a steel pile pipe and a reinforced concrete footing have been carried out to investigate the mechanical behavior. As a result, it was confirmed that the joint showed excellent structural performance, that is, its load bearing capacity did not degrade up to the ductility factor of about 7 at least.

Key Words: Joint of steel pipe pile top, Cyclic loading test, Bearing Capacity, Ductility

キーワード: 鋼管杭接合部, 交番載荷試験, 耐力, 変形性能

1. はじめに

従来、鋼管杭とフーチングとの杭頭接合部は、建築・道路橋・港湾等の分野において、主に、鋼管を一定の長さフーチング内に埋め込む方法、フーチング内に埋め込んだ鋼管に鋼製治具を固着して、フーチング鉄筋と接合する方法、鋼管内に中詰めしたコンクリートとフーチングコンクリートとに鉄筋を配設する方法、鋼管の端部に鉄筋を溶接する方法が取られている。同様に鉄道分野においても、鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物¹⁾ (以下、基礎標準)において、フーチングへの埋込み長さを最小限にとどめ、アンカー鉄筋で杭とフーチングを結合する方法 (第1法) とフーチングの中に杭を一定長だけ埋め込む方法 (第2法) が示されている。このうち、鉄道では第1法が原則的に用いられている。これは、フーチング下側主鉄筋が切断されないため、配筋が容易になること、フーチング厚は杭頭部の押し抜きせん断に対処する厚さ、及びアンカー鉄筋を定着させる厚さが必要となるが、一般的に第2法よりも第1法が小さくなることが主な理由である。但し、第1、2法ともに基本的には耐力性能を照査指標としている。一方、兵庫県南部地震以降、鉄道構造物の耐震設計は鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計²⁾ (以下、耐震標準) より、部材の変形性能を照査指標とした設計方法に移行した。しかし、杭とフーチングの接合部については鉄筋コンクリート杭は部材の変形性能を用いて評

価しているが、鋼管杭については定量的評価手法が明確に示されていない。よって耐力性能のみを照査指標とした杭頭接合部の設計は、杭体自体にとっても合理的な設計とは言えない。また、鋼管杭の杭頭接合部において、L2地震時に、接合部耐力を杭耐力以上とすると第1法では過密配筋となり、配筋不可能となる状況が生じることがある。

また、土木研究所⁴⁾等で実施された既往の実験においても、アンカー鉄筋で鋼管杭とフーチングを結合する杭頭接合部の変形性能に着目した実験は少ない。さらに、鉄道の建築分野⁵⁾において、同様の構造を対象とした交番載荷試験が実施されているが、当初から杭頭を半固定とすることを前提としているため、アンカー鉄筋の鉄筋量が少なく、軸力比の幅も小さい試験となっている。

そこで、本論文では、以上の課題を踏まえ、鉄道構造物で鋼管杭を適用した場合における杭仕様を想定し、鉄筋量及び軸力比をパラメータとした静的正負交番載荷実験を行い、接合部の損傷の進行過程及び構造性能 (耐力性能、変形性能等) の検討を行った。

2. 実験の概要

2.1 供試体及びパラメーター

図-1 に実験に用いた供試体の概要を示す。供試体は、以下の方針に従って決定した。

(1) 鉄道分野において、鋼管杭が採用されるような設計条件

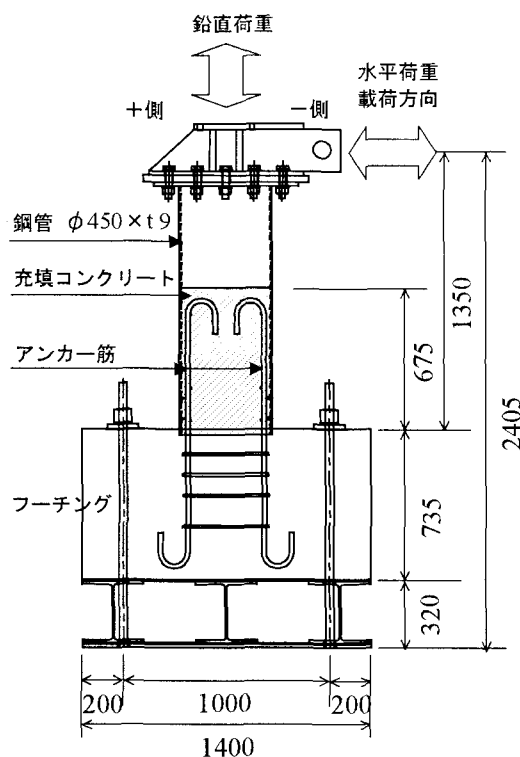


図-1：試験体概要図（単位：mm）

（ラーメン高架橋、液状化地盤等）を対象とした実構造物における鋼管杭としてφ900×t18（D/t=50）程度を想定した。

- (2) 鋼管は縮尺 1/2 として、φ450×t9（D/t=50）とする。
 - (3) 各供試体の設計方針は、Case 1 は、現状仕様として、鋼管杭の全塑性曲げ耐力（M_{pu}）よりも杭頭接合部を鋼管径を直径とした仮想 RC 断面と仮定し、耐震標準⁹⁾に示されているコンクリート及び鉄筋の応力-ひずみ関係を用いた場合の終局曲げ耐力（M_{cup}）の方が大きくなるように設定した。また、Case 2 は後述する鋼管によるコンクリートの拘束効果^{6,7,8)}を考慮した杭頭接合部を鋼管径を直径とした仮想 RC 断面と仮定した時の終局曲げ耐力（M_{cup}）が鋼管杭の全塑性曲げ耐力（M_{pu}）よりも大きくなるように設定して鉄筋量を低減した。さらに Case 3 は Case 2 に加えて、鋼管の全塑性曲げ耐力の 80% に対して仮想 RC 断面の終局曲げ耐力を決定して鉄筋量を更に低減したものとした。なお、Case 4～7 は、Case 2 と同じ配筋量で軸力を変化させ、その影響を検証するためのものである。
 - (4) 鉄筋の配筋量は、鋼管の耐力に対して、上記(3)の設計方針に従い決定し、定着長・鉄筋間隔等は各々の配筋に従い決定する。
 - (5) 鋼管のフーチングコンクリートへの埋込み長、鋼管端部のずれ止め、鉄筋定着長の余裕長等の構造細目で決定している仕様に関しては、基礎標準¹⁾の規定値の縮尺 1/2 とする。但し、Case 5, 6, 7 に関しては、引張軸力及び高圧縮軸力を载荷した段階でのずれ止め破壊を防止するため、通常のずれ止め段数の 2 倍程度とした。
- ここで、鋼管によるコンクリートの拘束効果は、上記の

表-1：試験ケース

試験体	アンカー鉄筋	軸方向鉄筋比	軸力比
Case 1	D22×24	5.84%	0.30
Case 2	D19×20	3.60%	0.30
Case 3	D16×16	2.25%	0.30
Case 4	D19×20	3.60%	0.00
Case 5	D19×20	3.60%	-0.30
Case 6	D19×20	3.60%	0.60
Case 7	D19×20	3.60%	-0.15

表-2：材料試験結果

試験体	鋼管降伏強度 f _{sy} (N/mm ²)	鉄筋降伏強度 f _{ry} (N/mm ²)	コンクリート圧縮強度 f _{c'} (N/mm ²)
Case 1	390.0	395.4	27.6
Case 2	390.0	425.5	27.7
Case 3	390.0	351.7	32.3
Case 4	390.0	401.3	35.7
Case 5	381.9	359.6	33.4
Case 6	381.9	359.6	36.9
Case 7	374.6	377.1	29.1

応力-ひずみ関係において、Park・Paulay⁷⁾、および Mander ら⁸⁾の研究で提案されている式(1)及び式(2)を用いて、コンクリートの圧縮強度を評価することとした。

$$f'_{ck} = f'_{ck} \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 f_l}{f'_{ck}}} - \frac{2 f_l}{f'_{ck}} - 1.254 \right) \dots (1)$$

ここで、 f'_{ck} ：鋼管による拘束効果を考慮したコンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

f'_{ck} ：コンクリートの設計基準強度 (N/mm²)

f_l ：コンクリートの有効横拘束力 (N/mm²)

$$f_l = \frac{2 f_{syd} A_s}{D \cdot s} = \frac{2 f_{syd} t}{D} \dots (2)$$

f_{syd} ：鋼管の設計降伏強度 (N/mm²)

t ：鋼管厚

D ：鋼管径

また、コンクリートの終局ひずみも鋼管による拘束効果を考慮し、耐震標準⁹⁾で提案されている式(3)で表されるコンクリート充填鋼管の終局ひずみを用いて評価した。

$$\epsilon'_{cu} = 1.474 \cdot (f_{syd} / E_s) \cdot (D/t/100)^{-1} + 0.006 \dots (3)$$

ここで、 ϵ'_{cu} ：コンクリートの終局ひずみ

E_s ：鋼管のヤング係数 (N/mm²)

実験のパラメータの一覧を表-1に示す。実験のパラメータは、接合部の耐力、破壊モードに影響を与えと考えられるアンカー鉄筋の配筋量を変化させた Case 1～3 に加えて、さらに、軸力比（鋼管の降伏軸力に対する载荷軸力の比）を変化させた Case 4～7 の合計 7 ケースとした。軸

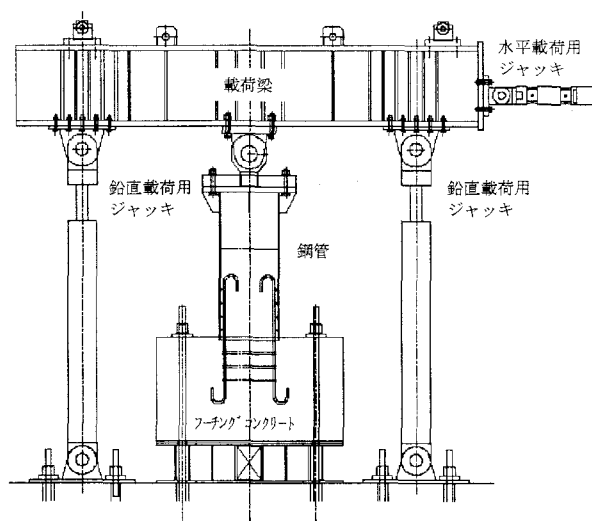


図-2：荷重概要図（引張軸力）

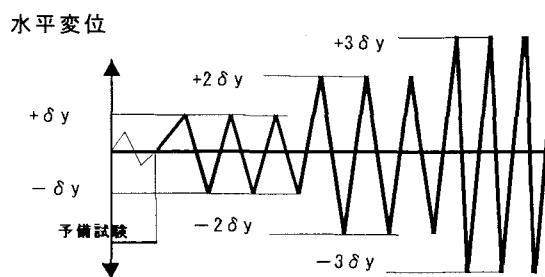


図-3：荷重サイクル

力比は2.1(1)の設計条件におけるL2地震動時に対する軸力変動を想定し、軸力比 $N/N_y = -0.3 \sim 0.6$ とした。

また、使用材料としては、鋼管はSM490材相当、アンカー鉄筋はSD345、フーチング及び鋼管中詰コンクリートは呼び強度 $f_{dk} = 24 \text{ N/mm}^2$ 相当とした。各供試体の材料試験結果を表-2に示す。

2. 2 荷重方法

荷重方法は、まず供試体の杭頭部に所定の鉛直軸力を荷重した後、その軸力を一定に保持した状態で、供試体上部の荷重点に水平交番荷重を行った。鉛直軸力としては、圧縮及び引張軸力を荷重したが、供試体を横置きにして反力壁に設置し、反力床に設置した鉛直ジャッキにより圧縮軸力を与えた。一方、図-2に示すように、供試体を縦置きに反力床に設置し、杭頭部に荷重梁を固定して荷重梁を供試体両側からジャッキアップすることにより引張軸力を与えた。この時、水平変位の変動による引張荷重の制御は、両側のジャッキストロークをモニターし、引張荷重が一定となるようにストローク量を調整した。水平交番荷重試験は、荷重方向の鋼管とフーチングとの接合部近傍のアンカー鉄筋に貼付けた歪みゲージの歪みが降伏歪みを越えた時点での荷重点の水平変位を降伏変位 δy として、まず δy を片振幅とした交番荷重を行い以降変位 δy の整数倍の変位を片振幅とした交番荷重を $2\delta y$, $3\delta y$, $4\delta y$...というように漸次振幅を増加させながら行った。同変

位での繰り返し回数は3回を原則とした。降伏荷重の定義は、降伏変位に達した時点での荷重とした。降伏ひずみは、鋼材のクーポン試験の結果より $\epsilon_y = \sigma_y / E_s$ にて求めた。ここで、 ϵ_y ：降伏ひずみ、 σ_y ：降伏点または0.2%オフセット耐力値(N/mm^2)、 E_s ：鋼材の弾性定数で、 2.0×10^5 (N/mm^2)とした。荷重パターンを図-3に示す。

3. 実験結果

3. 1 荷重-変形関係

実験より得られた荷重点における荷重～変位関係を図-4～10に示す。なお、荷重は図-1に示した供試体概要図のジャッキの押し側を正載荷側、引き側を負載荷側として、正載荷側から開始した。さらに、水平変位には、別途計測したフーチングの水平変位量及び鉛直変位による回転量を補正した値を用いた。

圧縮軸力を荷重した状態で水平荷重による繰り返し荷重を行った Case1～3, 6 では、圧縮軸力による鋼管の圧縮側の降伏が懸念されたが、何れの供試体ともに、鋼管よりもフーチング内の鋼管杭との接合部近傍の引張側最外縁のアンカー鉄筋が先に降伏して、降伏変位を決定した。何れの供試体とも、降伏以後は、2～3割程度、耐力が上昇し、3～5 δy で最大水平荷重(以下：正載荷側 P+max, 負載荷側 P-max)に達した。ここで、Case1 では $\delta y = 13.5 \text{ mm}$ であり、4 δy 荷重時に P+max=546kN, P-max=560kN, Case2 では $\delta y = 12.4 \text{ mm}$ であり、3 δy 荷重時に P+max=443kN, P-max=431kN, Case3 では $\delta y = 8.0 \text{ mm}$ であり、4 δy 荷重時に P+max=330kN, P-max=318kN, Case6 では $\delta y = 9.0 \text{ mm}$ であり、4 δy 荷重時に P+max=504kN, P-max=497kN であった。その後、全体的な傾向としては、水平荷重は緩やかに減少していった。但し、荷重が減少していく段階において、Case1 では5 δy , Case2 では9 δy , Case3 では8 δy 荷重時点で、一旦荷重が急激に低下するものの、1ステップ以上その荷重を保持する傾向があった。Case6 では7 δy 荷降以降、急激な荷重の減少が見られた。図中の点線は実験に用いた供試体の杭頭接合部を鋼管径を直径とした仮想RC断面として鋼管によるコンクリートの拘束効果を考慮せずにコンクリートの終局ひずみを $\epsilon'_{ar} = 0.0035$ として算定した耐力計算値1(CAL1)であり、一点破線は2.1で示した鋼管によるコンクリートの拘束効果を考慮して算定した耐力計算値2(CAL2)である。Case1～3, 6の何れの供試体においても耐力計算値1を実験値が大幅に超過していることがわかる。これに対して耐力計算値2は、何れも実験値に対して同等レベルの値となっている。

一方、鉛直荷重ゼロまたは引張軸力を荷重した状態で水平荷重による繰り返し荷重を行った Case4, 5, 7の供試体では、接合部近傍のアンカー鉄筋で降伏が決まった以後、5割以上、耐力が漸増し、7～9 δy で最大水平荷重に達した。ここで、Case4 では $\delta y = 7.2 \text{ mm}$ であり、8 δy 荷重時に P+max=315kN, P-max=326kN, Case5 では $\delta y = 4.0 \text{ mm}$ で、7 δy 荷重時に P+max=187kN, P-max=178

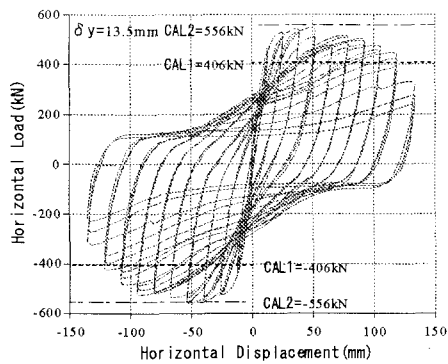


図-4：荷重-変位関係 (Case1)

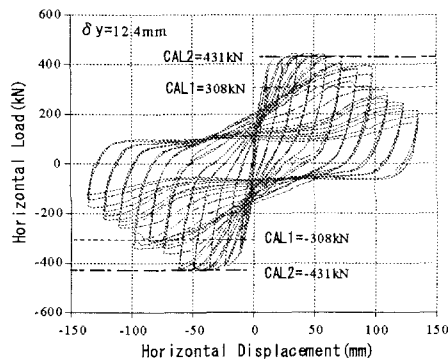


図-5：荷重-変位関係 (Case 2)

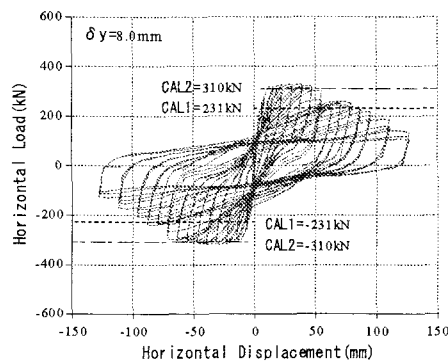


図-6：荷重-変位関係 (Case 3)

kN, Case7 では $\delta y = 6.7\text{mm}$ で, $8\delta y$ 載荷時に $P_{\text{max}} = 249\text{kN}$, $P_{\text{max}} = 264\text{kN}$ であった。その後は, 圧縮軸力下の供試体と比較すると大きな度合いで水平荷重の低下傾向を示した。Case5 では, $8\delta y$ 載荷時点ですぐ急激に低下したものの, 低下した荷重を数ステップ保持していた。最大水平荷重の値は, 何れの供試体においても図中の耐力計算値1を大幅に超過しているとともに, 軸力ゼロでは圧縮軸力下と同様に耐力計算値2とほぼ同程度であったが, 引張軸力下については, 耐力計算値2に対して2~3割程度実験値が大きくなる傾向があった。

3. 2 破壊の状況

圧縮軸力下での載荷試験である Case1~3, 6 における破壊形態は, 鋼管基部の仮想RC断面において, 引張鉄筋が降伏し, 圧縮側のコンクリートの圧壊が進行するといった曲げ破壊であった。代表例として Case2 の杭頭部の鉛直変位を図-11に, ひび割れ進展図を図-13に, 終局時及び解体時の破壊状況を写真-1, 2に示す。Case2 では,

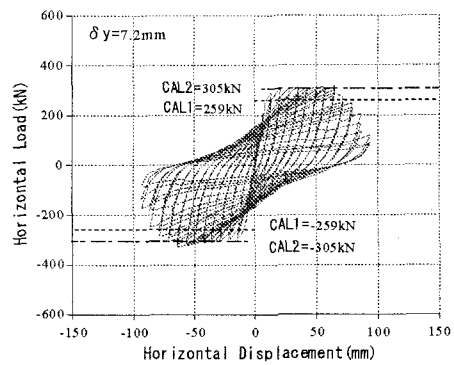


図-7：荷重-変位関係 (Case 4)

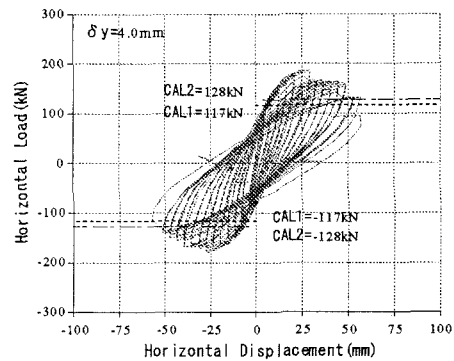


図-8：荷重-変位関係 (Case 5)

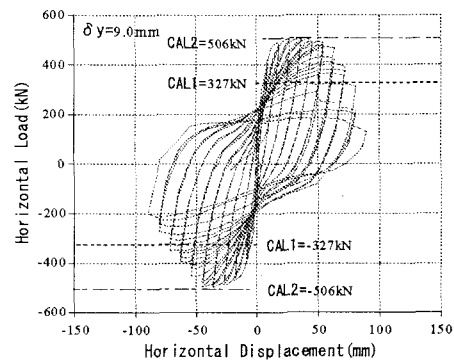


図-9：荷重-変位関係 (Case 6)

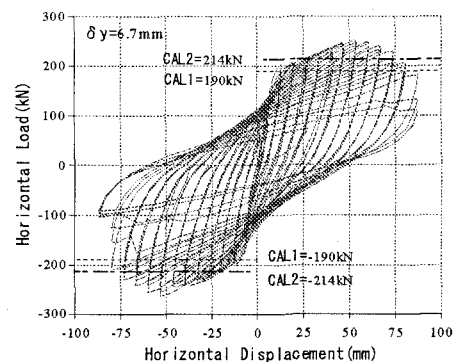


図-10：荷重-変位関係 (Case 7)

アンカー鉄筋のうち最外縁の鉄筋のひずみがフーチング内の鋼管との境界部近傍にて降伏ひずみに達した。その後, $2\delta y$ 載荷時に, 初期ひび割れとして, フーチングコンクリートの表面に鋼管縁からフーチング外側に伸びるひび割れの発生が認められた。最大水平荷重となった $3\delta y$ 以降, 載荷が進むとともに, 鋼管縁とそこから外側に伸びるひび割れが増加するとともに, フーチング外縁に向かも進

展した。また、鋼管とフーチングの境界部近傍のコンクリートの小規模な剥落が始まった。5 δy あたりでは、鋼管周方向のひび割れが発生し、鋼管杭近傍のフーチングコンクリートの表面が比較的大きな範囲で薄層に剥落している。5 δy 以降の荷重の低下に伴い、鋼管とフーチングの境界部近傍のコンクリートの脱落が進行し、深度も大きくなった。ほぼ終局状態の8 δy 載荷時では、鋼管がフーチング内にかなりめりこんでおり、フーチング上側鉄筋を押し曲げるような挙動が認められた。また、フーチングに埋め込まれている鋼管の端部において、コンクリートの圧壊に伴い、フーチング内に押し込まれ、フーチング上側鉄筋と干渉したために鋼管が内側に曲がる局所的な座屈は見られたものの、鋼管が外側へはらみ出すような現象は、鋼管基部及び中間部では確認できなかった。さらに写真-2に見られるように、中詰コンクリートのずれ止め位置部まではほぼ圧壊しており、載荷軸方向の鉄筋の破断も1~2本認められた。

一方、引張軸力及び軸力ゼロ下の載荷試験である Case4, 5, 7 においても仮想RC断面において引張鉄筋が降伏し、圧縮側のコンクリートの一部圧壊も見られたが、最終的には引張鉄筋の破断によって耐力が急激に低下した。また鋼管に関しては、Case4 では、フーチングからの若干の拔出しが確認され、Case5, 7 ではフーチングから完全に拔出したためほとんど影響が無く、中詰コンクリート界面部・端部ともに鋼管が外側へはらみ出すような現象は見られなかった。代表例として Case5 の杭頭部の鉛直変位を図-12に、ひび割れ進展図を図-14に、終局時及び解体時

の破壊状況を写真-3, 4 に示す。Case5 では、引張荷重を載荷した段階で、基部の鉄筋のひずみは400~1000 μ 程度のレベルにあり、載荷初期段階で、最外縁の鉄筋ひずみがフーチング内の鋼管との境界部近傍にて降伏ひずみに

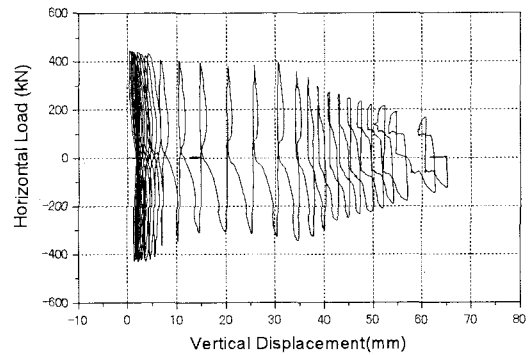


図-11：水平荷重-鉛直変位関係 (Case2)

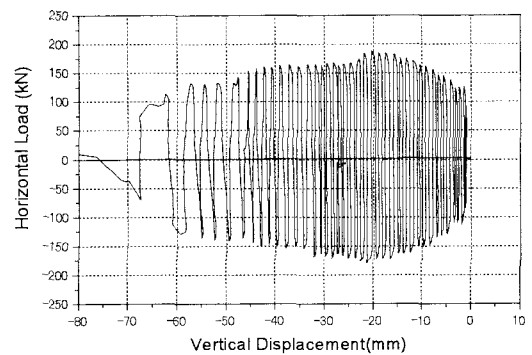


図-12：水平荷重-鉛直変位関係 (Case5)

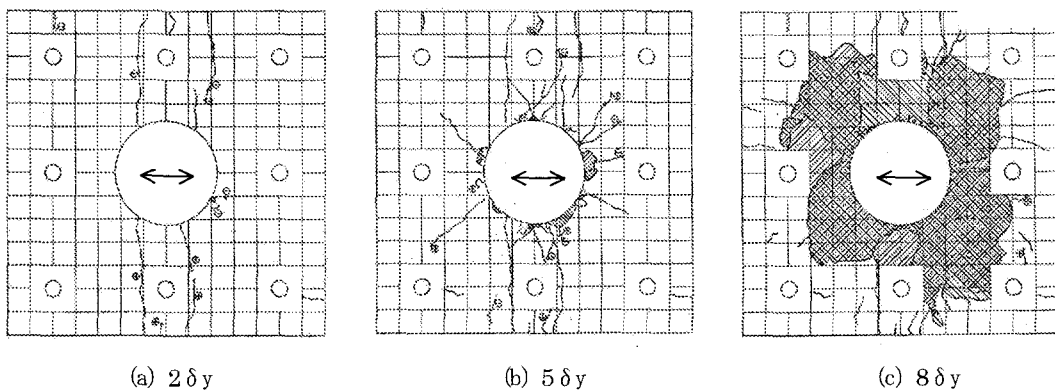


図-13：ひび割れ進展図 (Case2)

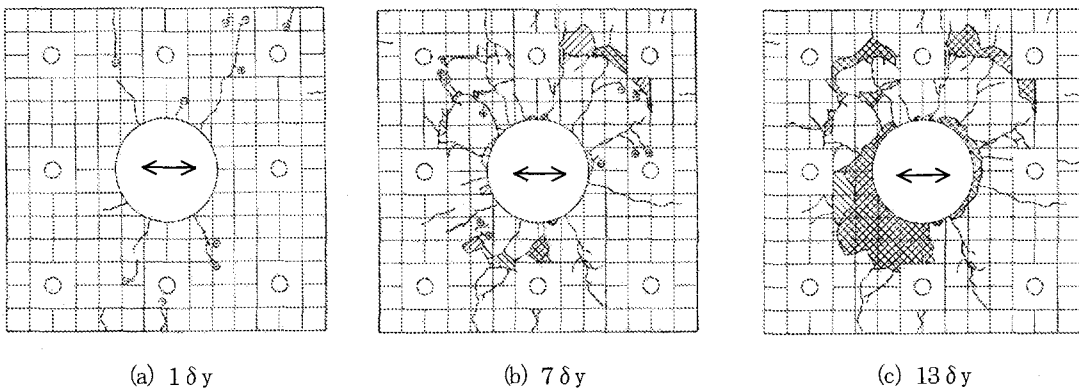


図-14：ひび割れ進展図 (Case5)

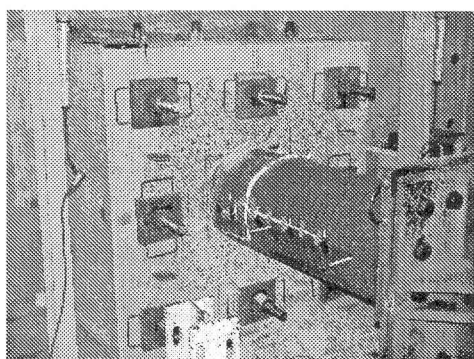


写真-1：破壊状況 (Case2)

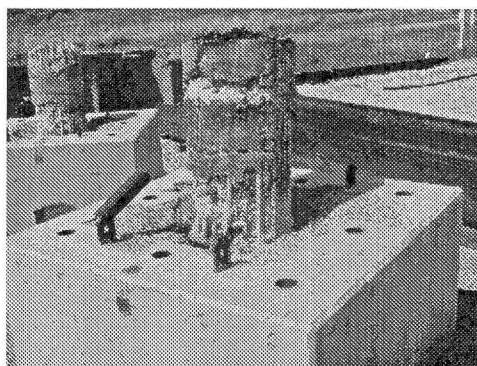


写真-2：破壊状況 (解体時 Case2)

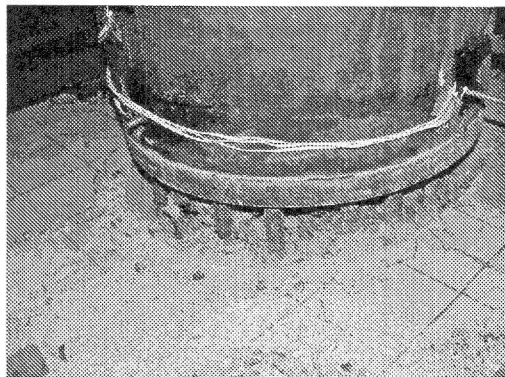


写真-3：破壊状況 (Case5)

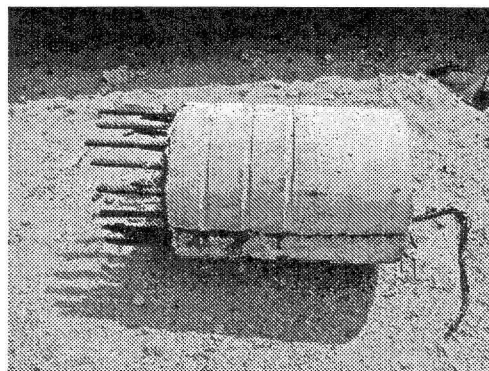


写真-4：破壊状況 (解体時 Case5)

表-3：降伏／終局耐力と破壊形態

試験体	実験値 (kN・m)				破壊形態	仮想 R C 断面 (kN・m)			
	降伏曲げモーメント		終局曲げモーメント			降伏曲げ耐力		終局曲げ耐力	
	正載荷側	負載荷側	正載荷側	負載荷側		耐力計算値1	耐力計算値2	耐力計算値1	耐力計算値2
Case1	620	-608	787	-807	仮想RC断面曲げ破壊	477	560	548	751
Case2	532	-499	659	-646	仮想RC断面曲げ破壊	368	445	416	582
Case3	384	-362	487	-477	仮想RC断面曲げ破壊	267	325	311	418
Case4	281	-297	426	-440	引張鉄筋破断	251	282	350	411
Case5	120	-101	220	-209	引張鉄筋破断	81	81	157	173
Case6	595	-561	784	-775	仮想RC断面曲げ破壊	421	548	441	683
Case7	205	-180	304	-325	引張鉄筋破断	161	175	256	289

達した。降伏荷重以下の荷重で、フーチングコンクリートの表面に鋼管縁からフーチング外側に伸びるのひび割れが観察されたが、降伏荷重時には、そのひび割れは進展したものの、ひび割れ幅の増加等はみられなかった。また、Case2では、載荷方向に対して圧縮側のコンクリートのひび割れが進展したが、本試験では引張側のひび割れが進展する傾向があった。2 δy の載荷以降、載荷が進むとともに、フーチングコンクリートの表面に鋼管から放射状のひび割れが、増加するとともに、フーチング外縁に向かい進展した。4～6 δy で、周方向のひび割れが認められた。また、Case2では、鋼管近傍の剥落が認められたが、本試験ではほとんど確認できなかった。最大荷重時の7 δy あたりでは、鉄筋の破断音が確認され、載荷サイクルとともに荷重が低下し、これに伴い、周方向のひび割れ、剥離が大きくなった。また8 δy 以降は、フーチングから鋼管が完全に拔出しており、その後、交番載荷に伴い、鋼管と鉄筋

の間のコンクリートが圧縮軸力下の試験での粉砕した状態ではなく、骨材とモルタル固化状態のブロック状で随時落下していた。この鋼管内の中詰コンクリートの落下は、ほぼずれ止め一段目（写真-4）までは確認できており、その位置までは、ほぼ空洞となっていた。終局状態の13 δy 時点から鉄筋の断続的に破断音が確認でき、最終的には解体時に調査したところ、全体の2/3程度の鉄筋（写真-4）が破断しており、荷重が急激に低下した。

4. 考察

4. 1 耐荷力

各供試体の実験により得られた降伏・終局荷重に鉛直荷重による P- δ 効果を考慮した降伏・終局曲げモーメントと破壊形態をまとめたものを表-3に示す。表-3には、耐力計算値1及び2による降伏・終局曲げ耐力の算定値に

についても併せて記載した。さらに図-15, 16 に、正載荷側の降伏／終局曲げモーメントの実験値と計算値の比較図を示す。

降伏耐力に関しては、実験に基づき、最外縁鉄筋の降伏により耐力計算値を求めた。実験値は耐力計算値1を超過しており、およそ耐力計算値2が実験値に近似した値となっている。全供試体において、若干実験値の方が大きめとなっているが、これは、鋼管によるコンクリートの拘束効果の影響に加えて、埋込み部の鋼管端部の支圧により圧縮力を多少負担したために、仮想RC断面における圧縮力の合力位置と引張力の合力位置の長さが大きくなり、耐力計算値2よりも大きくなったものと考えられる。

終局耐力に関しては、3.1でも述べたように従来の耐力計算値1では、実験値をかなり過小評価する結果となっている。そして、圧縮軸力下で仮想RC断面の曲げ破壊によって決定したCase1～3, 6の耐力では、耐力計算値2が、実験値に対して若干安全側ではあるものの、ほぼ同等であることが分かる。また、鉄筋の破断で決定した軸力ゼロのCase4及び引張軸力下のCase5, 7の耐力に関しても、ほぼ同等となった。ここで、破壊形態を考慮して、別途、耐力計算値2において、式(3)で表されるコンクリートの終局ひずみとともに、鉄筋の限界ひずみを設定し、その値として仮に10%を想定して耐力計算値2を再計算した(耐力計算値2-2)。その結果、Case4では、耐力計算値2の411kN・mに対して耐力計算値2-2は412kN・m、Case5では、173kN・mに対して173kN・m、Case7では、289kN・mに対して290kN・mであり、終局曲げ耐力は、鉄筋の限界ひずみにより決定したが、耐力自体の値は、コンクリートの終局ひずみを想定した値とほとんど同等であった。

これより、降伏／終局耐力の算出において、鋼管径を仮想RC断面の直径とするならば、鋼管によるコンクリートの拘束効果を考慮することが妥当であると考えられる。さらに、全体的な傾向として、終局耐力において、耐力計算値2と実験値は、鉄筋比が大きい範囲では、ほぼ同等であるが、鉄筋比が小さくなると安全側に大きくなる傾向があり、軸力比ゼロではほぼ同等であるが、軸力比が正負両側において大きくなると若干安全側に評価する傾向がある。

4. 2 変形性能

供試体Case1からCase7までの荷重－変位曲線の包絡線を降伏荷重と降伏変位で正規化した包絡線を比較したものを図-17に示す。

変形性能に関して、鉄筋量を変化させたCase1～3では、降伏変位の値は、3.1で示したように、鉄筋量が多くなるほど大きくなる傾向があった。また、降伏荷重を下回るのは、Case1では $8.9\delta_y$ 、Case2では $7.8\delta_y$ 、Case3では $8.9\delta_y$ であり、若干Case2の鉄筋量が少ない方が小さい傾向である。これは、4.1でも述べたように降伏耐力は鋼管端部の支圧の影響を受けて、計算値よりも大きめの値となっており、鋼管の仕様はCase1, 2, 3では同様であるので、Case2, 3と鉄筋量が少なくなるに連れて鋼管の影

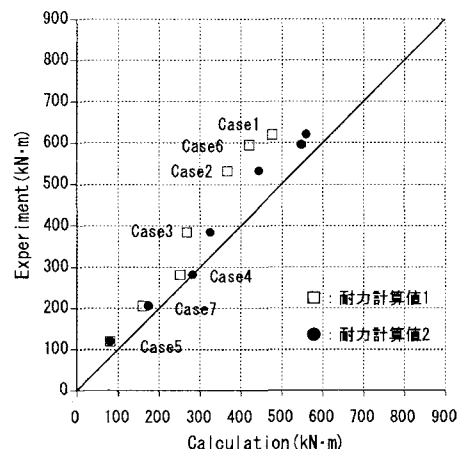


図-15：降伏曲げモーメント比較

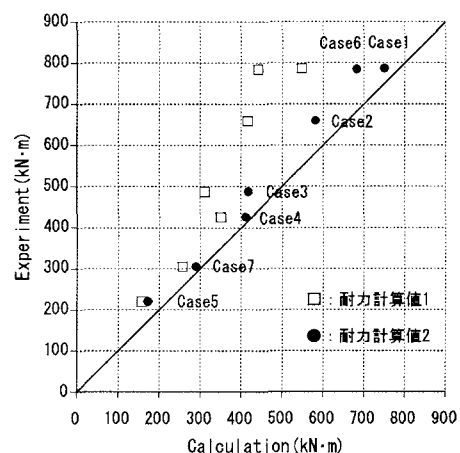


図-16：終局曲げモーメント比較

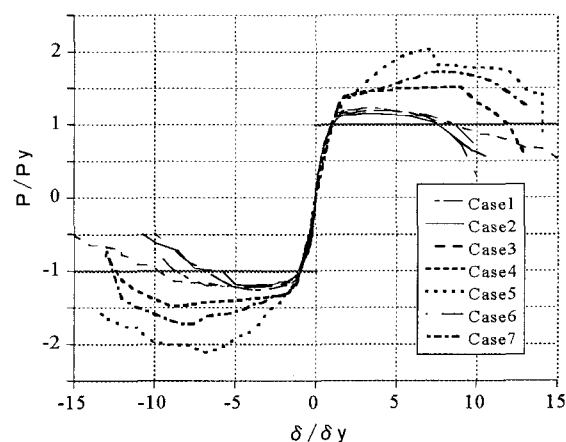


図-17：包絡線比較（無次元化）

響が強くなり、降伏荷重が計算値よりも大きめになったものと考えられる。このことを考慮すると、Case1, 2は、ほぼ同等の変形性能であり、Case3は若干大きめの変形性能を有していると考えられる。

軸力比を変化させたCase4～7では、降伏変位の値は、引張軸力が大きくなるほど小さくなり、圧縮軸力が大きくなるほど大きくなる傾向があった。軸力ゼロのCase4で

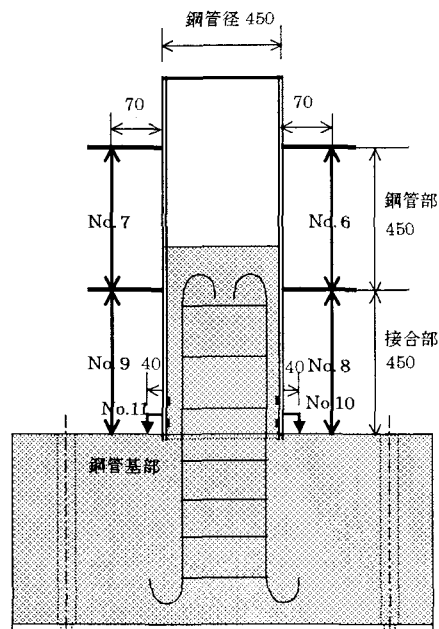


図-18：変位計取付け図（単位：mm）

は、 $8\delta y$ までは最大荷重が漸増した後、降伏荷重を下回ったのは $12\delta y$ であった。一方、引張軸力下の Case5 では $14\delta y$ であり、 $14\delta y$ 以降急激な耐力低下を示している。さらに同様の引張軸力下の Case 7 では $12\delta y$ で若干変形性能は小さいものの、Case5 と同様の傾向となっている。また、圧縮軸力下の Case6 では $7.8\delta y$ であり、圧縮軸力下の Case1~3 とほぼ同様の変形性能を示した。

ここで、最大耐力以降で、降伏耐力を下回る変位と降伏変位の比率を塑性率とすれば、鉄筋量の変化に対しては、今回の試験では、大きな差異は認められなかったが、軸力比に対しては、圧縮側と引張側及び軸力ゼロで大きな差異が生じており、引張側及び軸力ゼロの方が圧縮側に比べて、絶対変位は小さいものの、大きな塑性率を示した。

4. 3 接合部の変形性能

ここで、図-18 に示すように、鋼管基部、接合部、鋼管部に変位計を設置し、各区間における部材角及び鋼管基部の回転角を算定した。その部材角、回転角と水平荷重の関係を Case2 及び 5 について図-19~22 に示す。各部材角、回転角の算定式は、供試体両側に設置した変位量と変位計設置間隔より式(4)に従って算出した。

$$\text{鋼管部材角} = (\text{No.6 相対変位} - \text{No.7 相対変位}) / 590$$

$$\text{接合部材角} = (\text{No.8 相対変位} - \text{No.9 相対変位}) / 590 \cdots (4)$$

$$\text{鋼管基部回転角} = (\text{No.10 相対変位} - \text{No.11 相対変位}) / 530$$

Case2 及び 5 の両供試体ともに、鋼管部の部材角はほとんど発生しておらず、かつ水平荷重に対して直線形状を示している。一方、接合部の部材角には鋼管基部の回転角も含まれるが、ほぼ同等の値、形状を示している。また、この傾向は、他の試験においても同様であった。これより、一連の試験においては、接合部の損傷が鋼管よりも先行し

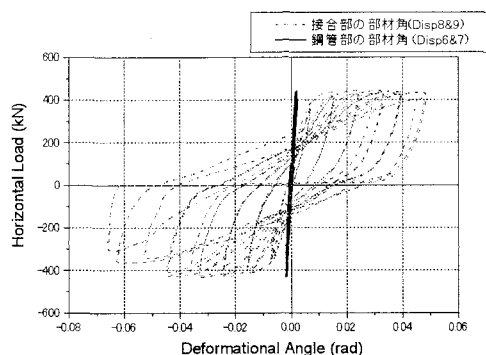


図-19：接合部及び鋼管部の部材角（Case2）

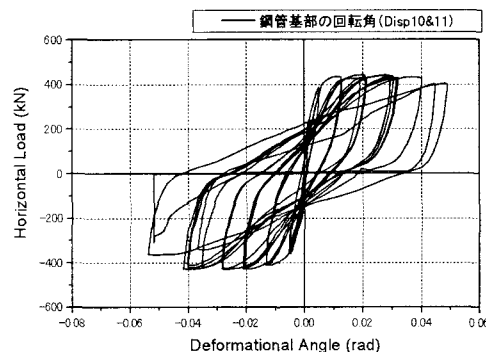


図-20：鋼管基部の回転角（Case2）

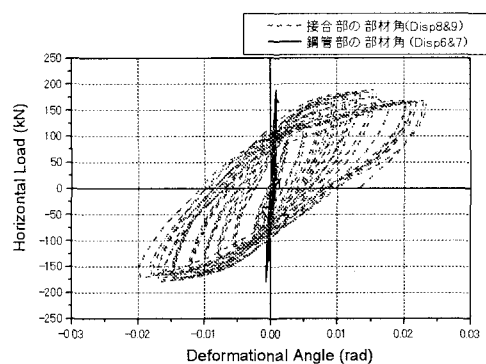


図-21：接合部及び鋼管部の部材角（Case5）

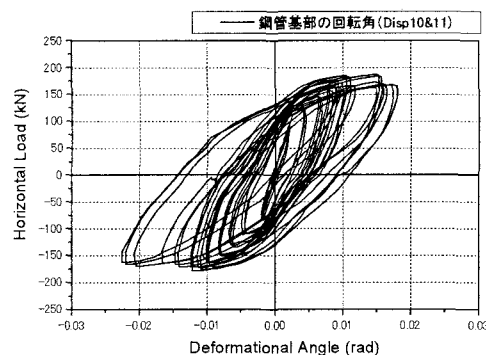
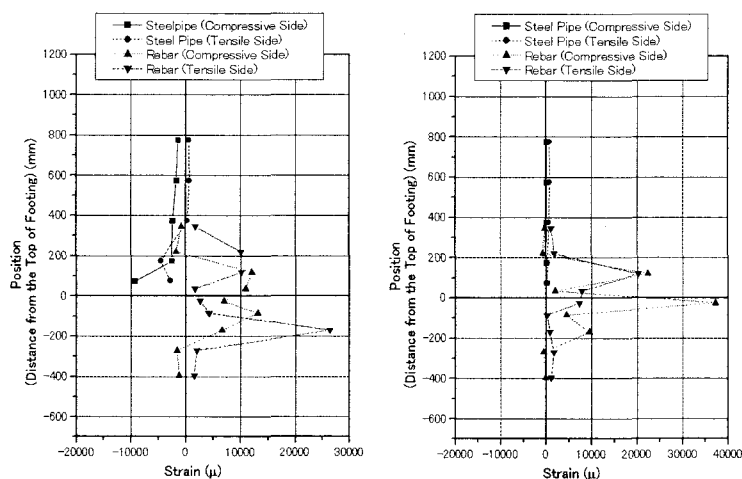


図-22：鋼管基部の回転角（Case5）

ため、鋼管基部の変形に対して支配的になっていると考えられる。

また、図-23 に Case2 及び 5 の $5\delta y$ における接合部における鋼管と鉄筋の鉛直ひずみ分布を示す。この図より、接合部において、鉄筋の塑性化が顕著であることが分かる。これより、接合部における変形においては、鉄筋の塑性化



(a) Case2 (b) Case5

図-23 鋼管／鉄筋ひずみ鉛直分布

表-4: 鉄筋拔出し量

試験体	計算値		実験値 1	実験値 2
Case1	0.70	+1δy	0.48	0.50
		-1δy	0.53	0.67
Case2	0.60	+1δy	0.61	0.47
		-1δy	0.42	0.73
Case3	0.31	+1δy	0.34	0.36
		-1δy	0.23	0.45
Case4	0.46	+1δy	0.20	0.33
		-1δy	—	0.50
Case5	0.41	+1δy	0.50	0.45
		-1δy	0.47	0.48
Case6	0.38	+1δy	0.29	0.35
		-1δy	0.31	0.37
Case7	0.48	+1δy	0.27	0.54
		-1δy	0.37	0.54

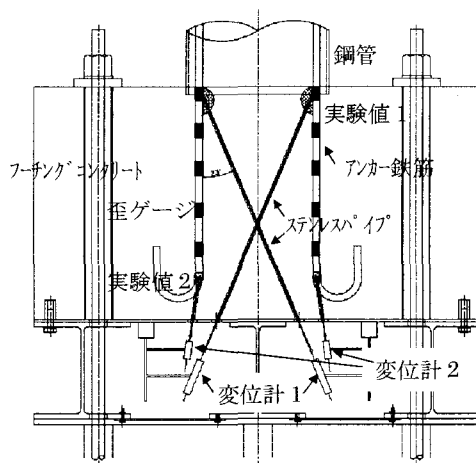
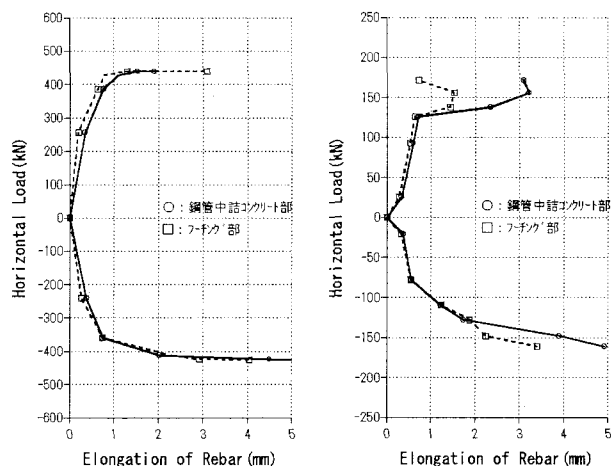


図-24: 鉄筋拔出し量計測図



(a) Case2 (b) Case5

図-26: 鉄筋伸び量

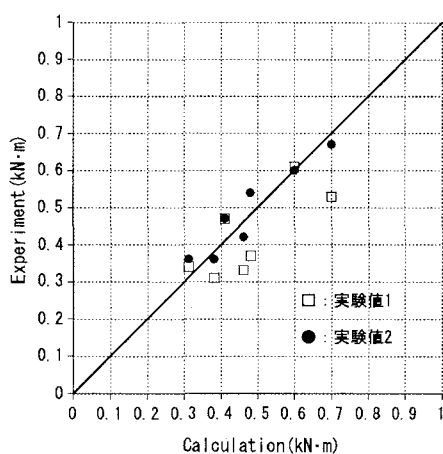


図-25: 鉄筋拔出し量比較

による抜け出しが、支配的になっていると考えられる。

そこで、降伏時における基部のアンカー鉄筋の拔出し量について検討を行った。図-24 に示すような鋼管基部及びフーチング内のフック最下端のアンカー鉄筋に取付けたワイヤ変位計により計測した供試体 Case1 から Case7 までの鉄筋拔出し量の一覧を表-4 に、計算値と比較した

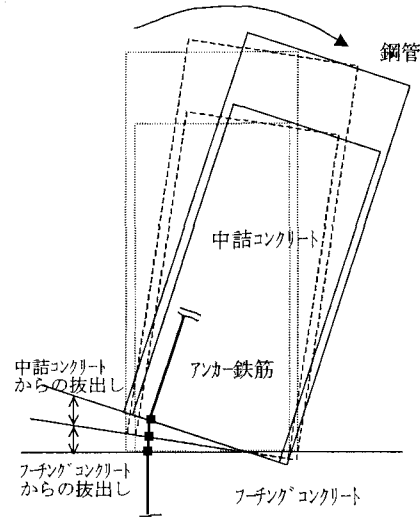


図-27: 鉄筋拔出し概要図

ものを図-25 に示す。実験値は、最外縁のアンカー鉄筋において鋼管基部位置の移動量を直接、変位計 1 により計測したもの（実験値 1）と、変位計 2 により計測したフック最下端位置の移動量と最下端から鋼管基部までのアンカー鉄筋のひずみを積分したもの（実験値 2）である。但

し、フック最下端位置の移動量はほぼゼロであり、実験値2はほとんどアンカー鉄筋のひずみによる伸び量によるものであった。また、アンカー鉄筋の拔出し量の計算は、耐震標準²⁾に示されている鉄筋コンクリート部材におけるフーチングとの接合部からの降伏時の軸方向鉄筋の拔出し量 (ΔL_y) を与える式 (5) により評価した。

$$\Delta L_y = 7.4 \alpha \cdot \varepsilon_y (6 + 3500 \varepsilon_y) \phi / (f'_{cck})^{2/3} \quad \dots (5)$$

ここで、 ε_y ：アンカー鉄筋の降伏ひずみ

ϕ ：アンカー鉄筋の直径 (mm)

α ：鉄筋間隔の影響を表す係数で、一段配筋の場合は下式より算定する。

$$\alpha = 1 + 0.9 e^{0.45(1 + C_s/\phi)}$$

C_s ：アンカー鉄筋の中心間隔

これより、降伏時では、アンカー鉄筋の拔出し量は、若干 Case7 の実験値1が小さめの評価となっているが、他 Case においては、実験値1と実験値2は良い対応を示しており、計算値ともほぼ同レベルである。また、Case7では、降伏時において若干のねじれが認められており最外縁鉄筋よりも載荷軸方向に対して 45° 位置のアンカー鉄筋のひずみが大きいことから、実験値1が小さめになったものと考えられる。このことから、ほぼ、本対象構造におけるフーチングからの抜け出し量も従来の鉄筋コンクリート部材の場合と同様に式 (5) により評価できる。

また、図-26に Case2 及び5のフーチング内と鋼管中詰コンクリート内のアンカー鉄筋に鋼管基部から上下同距離位置に取付けたひずみゲージの値を積分して算出した鉄筋の伸び量を比較したものを示す。これより、フーチング内のアンカー鉄筋と鋼管内のアンカー鉄筋とは同様の伸びを示していることが分かる。鉄筋コンクリート部材であれば、フーチング内の軸方向鉄筋の拔出し量が基部回転角に考慮され、部材内の鉄筋の伸びによる抜け出しは躯体の弾性・塑性変形として考慮される。しかし図-27に概要を示したが、鋼管杭の場合、鋼管中詰コンクリート部のアンカー鉄筋の伸びによる抜け出しは、基部の鋼管部材の弾性・塑性変形には考慮されていない。そこで、鋼管とフーチングの接合部におけるアンカー鉄筋の抜け出しによる回転角への影響については、フーチング内と鋼管中詰コンクリート内の両方から同等のアンカー鉄筋が抜け出すものとして、式 (5) で算出される拔出し量の2倍程度を考慮することが妥当であると考えられる。

5. まとめ

- (1) Case1～3の軸力比=0.3程度の軸力では、鋼管杭の局部座屈は認められず、コンクリートの圧壊によって終局状態となっており、杭頭接合部にアンカー鉄筋の拔出の影響による塑性ヒンジが形成される。さらに、Case6の軸力比=0.6においても同様の傾向であった。
- (2) Case4の軸力比=0.0や、Case5の軸力比=-0.3、Case7の軸力比=-0.15の引張軸力においては、鋼管接合部

のアンカー鉄筋の拔出しが顕著となり、完全に鋼管がフーチングより拔出し、引張側鉄筋の繰り返しによる引張破断によって、終局状態を迎え、圧縮軸力下の供試体とは異なる破壊性状を示した。

- (3)基礎標準¹⁾に示されているアンカー鉄筋で鋼管杭とフーチングを結合する杭頭接合部は、鉄筋量を約2/3、約程度まで低減した場合においても、また軸力比=-0.3～0.6の範囲においても7 δ_y 以上の十分な変形性能を保持していた。
- (4)鉄筋比及び軸力比を変動させた全試験ケースにおいて、杭頭接合部における仮想RC断面の耐力計算値は、鋼管によるコンクリートの拘束効果を考慮した方が実験値を妥当に評価することができる。
- (5)全試験ケースにおいて、接合部の損傷が鋼管の降伏よりも先行しており、さらに、接合部では、鋼管の塑性化の顕著な進展はみられず、鉄筋の塑性化による拔出しが支配的となっている。
- (6)変形性能を評価するに当たり、耐震標準²⁾における降伏時の鉄筋コンクリート部材のアンカー鉄筋拔出し量とフーチングコンクリートからの実測拔出し量がほぼ同等であることを確認し、さらに、フーチングコンクリートのみならず、鋼管中詰コンクリートからのアンカー拔出し量もほぼ同等であることが分かった。
- (7)本接合部の耐荷性能の評価と変形性能の確認を行ったが、実際の設計に反映させていくためには、今後は耐荷性能と変形性能を関連付けた接合部のモデル化を検討し設定する必要がある。

参考文献

- 1) 運輸省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物編，丸善，1997.3
- 2) 運輸省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計編，丸善，1999.10
- 3) 運輸省鉄道局監修・鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼とコンクリートの複合構造物編，丸善，1998.7
- 4) 独立行政法人土木研究所：杭頭部とフーチングの結合部の設計法に関する検討，土木研究所資料代 3077 号 1992.3
- 5) 財団法人鉄道総合技術研究所：鋼管杭とフーチングの接合部に関する研究報告書及び鋼管杭の杭頭固定度を考慮した杭頭接合部マニュアル，2001.3
- 6) 高山智宏，村田清満，池田学，木下雅敬：複合構造の鉄道ラーメン高架橋差込接合の設計法，土木学会論文集，No.703/I-59, pp.151-163, 2002.4
- 7) Park, r. and T. Paulay : Reinforced Concrete Structure, Wiley, New York, pp.769, 1992
- 8) Mander, J.B., M.J.N. Priestly, and R. Park : Technical Stress-Strain Model for Confined Concrete : Journal of the Structural Division, ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, 1988.8
(受付 2003 年 9 月 12 日)