

大変形領域の交番荷重を受けるRC橋脚のフーチングからの鉄筋拔出し量算定法に関する研究

石橋 忠良¹・小林 薫²・海原 卓也²

¹フェロー会員 工博 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部 構造技術センター所長
(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

²正会員 東日本旅客鉄道株式会社 建設工事部 構造技術センター
(〒151-8578 東京都渋谷区代々木 2-2-2)

RC橋脚や柱部材の地震時変形性能を適切に評価するためには、く体部分の曲げやせん断による変形性状を把握するとともに、フーチングからの軸方向鉄筋拔出しに起因する回転による水平変位も精度よく把握する必要がある。

本研究は、RC橋脚や柱部材の地震時変形性能評価の基礎となる軸方向鉄筋のフーチングからの拔出し量に着目し、部材塑性率が10程度となるような大変形領域の交番荷重時に適用可能なフーチングからの軸方向鉄筋拔出し量算定法の提案を行うものである。

Key Words : pull-out, bond-slip-strain relationship, cyclic loading test

1. はじめに

鉄筋コンクリート（以下「RC」という）橋脚や柱が、地震動の作用によって正負交番繰り返し荷重を受ける場合、その変形挙動はく体部分の曲げおよびせん断による変形の他に、フーチングから軸方向鉄筋の拔出しに伴うく体部分の回転に起因した水平変位が生じる。軸方向鉄筋の拔出しに伴う水平変位は、全水平変位量に対して極めて大きくなるとの報告¹⁾もあり、RC橋脚や柱の変形性能を適切に評価するためには、軸方向鉄筋のフーチングからの拔出しによる水平変位の評価方法を確立しておく必要がある。

特に、1995年の兵庫県南部地震によるRC構造物の被害を契機として、RC構造物の耐震性能は降伏変位の10倍程度²⁾となるような変形領域においても安定した耐荷特性となる性能が要求されている。しかしながら、塑性率が10程度となるような大変形領域でのフーチングからの軸方向鉄筋の拔出し量算定法に関しては、研究例も少なく、未解明な部分も多い。

本研究は、RC橋脚や柱の変形性能評価の基礎

となるフーチングからの軸方向鉄筋の拔出し量に着目し、部材塑性率が10程度となるような大変形領域の交番荷重載荷時にも適用可能となる算定方法の提案を目指したものである。本研究では、まずRC柱の1体の試験体で交番荷重下の軸方向鉄筋の拔出し量の直接計測を行った。用いた試験体は、部材じん性率が10程度となるように帯鉄筋を比較的密に配置したもので、フーチングからの軸方向鉄筋拔出し量の計測方法は、フーチング側面にあらかじめ箱抜きをしておき、そこに変位計を設置し、その変位計と軸方向鉄筋をフーチング上面位置でワイヤーで結び、交番荷重載荷時の軸方向鉄筋拔出し量を直接計測した。測定結果は、部材の変形性能として定義した終局変位付近まで安定した計測結果が得られた。この計測結果を島らが提案した付着応力 τ -すべり δ -ひずみ（以下「 τ - δ - ϵ 」という）関係式³⁾に繰り返し載荷に伴う付着劣化領域を考慮して解析すると試験結果を比較的精度よく評価できることを確認した。さらに、本手法を軸方向鉄筋拔出し量の直接計測を行っていないRC柱の交番載荷試験結果に適用すると、フーチング内での鉄筋の実測ひずみ値と解析的に

表-1 試験体諸元

試験体NO	試験体諸元					軸方向鉄筋					帯鉄筋		平均軸方向圧縮応力 σ (N/mm ²)	載荷方向	実験値				計算値			比較			
	b (mm)	h (mm)	有効高さ d (mm)	せん断スパン a (mm)	a/d	鉄筋径	全数 (本)	鉄筋比 (%)	引張鉄筋本数 (本)	鉄筋種別	帯鉄筋配置	鉄筋比 (%)			降伏変位 δ_y (mm)	終局変位 δ_u (mm)	じん性率 $\mu = \delta_u / \delta_y$	降伏荷重 P_y (kN)	最大荷重 P_{max} (kN)	降伏荷重 P_{yc} (kN)	最大荷重 P_{maxc} (kN)	芯から無損断面での水平荷重 P_{yc} (kN)	P_y / P_{yc}	P_{max} / P_{maxc}	P_y / P_{yc}
No1	400	400	360	1150	3.19	D19	16	2.865	5	T3	D13-1@125	0.507	0.98	A	6.50	48.86	7.52	213.7	300.6	203.9	256.8	231.5	1.05	1.17	0.92
No2	400	400	360	1150	3.19	D19	16	2.865	5	T3	D13-1@70	0.906	0.98	A	7.56	70.93	9.38	222.3	298.6	201.3	251.4	228.3	1.10	1.19	0.97
No3	400	400	360	1150	3.19	D19	16	2.865	5	T3	D13-1@40	1.584	0.98	A	7.14	66.73	9.35	223.2	306.0	206.6	259.8	234.5	1.08	1.17	0.95
No4	400	400	360	1150	3.19	D16	16	1.986	5	T2	D13-1@90	0.704	0.49	A	6.35	58.36	9.19	179.9	223.2	149.3	188.8	170.8	1.21	1.23	1.05
No5	400	400	360	1150	3.19	D16	16	1.986	5	T2	D13-1@50	1.267	1.96	A	6.15	61.29	9.96	193.2	263.3	177.9	218.7	193.5	1.09	1.20	1.00
No6	400	600	550	1150	2.09	D13	12	0.634	4	T1	D13-1@90	0.704	0.98	A	6.72	48.05	7.15	181.1	237.3	149.5	181.5	162.8	1.21	1.31	1.11
No7	400	350	300	1250	4.17	D22	16	4.424	5	T4	D13-1@90	0.704	0.98	A	9.96	89.30	8.97	222.6	310.5	216.9	264.3	215.0	1.03	1.17	1.04
No8	350	350	310	1150	3.71	D19	16	3.742	5	T3	D16-1@50	2.270	4.90	A	9.15	87.31	9.54	202.2	275.3	210.4	244.8	212.7	0.96	1.13	0.95
a1	400	400	360	1150	3.19	D19	16	2.865	5	T7	D13-1@80	0.792	0.98	B	8.13	73.41	9.03	218.9	282.9	203.3	254.8	230.7	1.08	1.11	0.95
a2	400	400	360	1150	3.19	D19	16	2.865	5	T7	D13-1@60	1.056	0.98	B	7.66	82.05	10.71	214.6	278.3	201.2	251.1	228.2	1.07	1.11	0.94
a3	400	400	360	1150	3.19	D16	16	1.986	5	T5	D13-1@70	0.906	0.49	B	6.18	76.78	12.43	143.5	203.9	148.6	187.6	169.9	0.97	1.09	0.84
a4	400	400	360	1150	3.19	D13	16	1.267	5	T5	D13-1@80	0.792	0.98	B	8.31	41.17	4.95	109.3	148.4	102.9	114.2	114.2	1.06	1.16	0.96
a5	400	400	360	1150	3.19	D13	16	1.267	5	T5	D13-1@140	0.453	0.98	B	5.41	47.89	8.85	114.1	145.3	103.0	128.9	114.6	1.11	1.13	1.00
a6	400	400	360	1150	3.19	D19	16	2.865	5	T7	D13-1@50	1.267	0.98	B	6.92	90.17	13.02	222.4	307.3	206.1	259.0	233.9	1.08	1.19	0.95
a7	400	400	360	1150	3.19	D19	16	2.865	5	T7	D13-1@60	1.056	0.98	A	6.57	71.49	10.89	209.6	306.2	206.9	258.8	233.7	1.02	1.19	0.90
a8	400	400	360	1150	3.19	D16	16	1.986	5	T8	D13-1@120	0.528	0.98	B	6.54	61.27	9.36	175.1	222.9	155.6	193.4	174.4	1.13	1.15	1.00
a9	400	400	360	1150	3.19	D19	16	2.865	5	T7	D16-1@60	1.655	0.98	B	6.80	90.66	13.33	208.0	292.3	200.0	248.8	226.9	1.04	1.17	0.92
a10	400	700	660	1000	1.52	D19	18	1.842	5	T7	D13-1@60	1.056	0.98	B	4.60	49.34	10.73	444.8	640.8	434.6	643.2	605.2	1.02	1.00	0.74
a11	500	500	460	1150	2.50	D19	16	1.834	5	T7	D13-1@60	0.845	0.98	B	5.80	71.62	12.35	265.8	366.4	281.0	355.8	324.3	0.95	1.00	0.82
K1	400	400	360	1150	3.19	D19	16	2.865	5	T8	D13-1@60	1.056	0.98	B	5.8	78.10	13.47	208.7	274.4	196.7	243.7	223.3	1.06	1.13	0.93

*1 δ_y 計測すに P_{max} (付近まで) 載荷した時の δ_y 時の水平変位が大きくなつた。

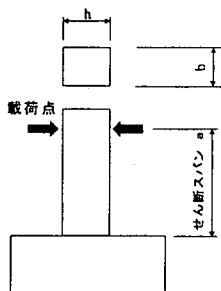


図-1 試験体形状

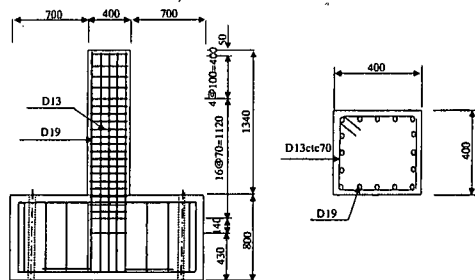


図-2 試験体配筋図の例 (No.2 試験体)

求めた鉄筋のひずみ分布は比較的精度よく一致し、交番荷重載荷時の鉄筋拔出量をフーチング内の鉄筋ひずみ分布の積分値として解析的に定めることが可能となった。これらの解析結果から、申らが提案した単調載荷時の鉄筋ひずみ-すべりモデル⁴⁾を修正することによって、部材塑性率が10程度となるような大変形領域での軸方向鉄筋のフーチングからの拔出量が算定可能となることを見出したものである。

2. 試験概要

(1) 試験体形状および諸元

試験体形状を図-1に、図-2に配筋図の例を示す。表-1に、試験体諸元を示す。試験体は、RC部材の変形性能に影響を与える帯鉄筋量や耐力比 ($V_y \cdot a / \mu$ ここで、 V_y :せん断耐力、 μ :曲げ耐力、 a :せん断スパン)を主たるパラメータとし、既往

の研究⁵⁾を参考にして決定した。

軸方向鉄筋は、フーチング内に鉄筋直径 (D) の30倍以上の定着長を設け、さらに先端を直角フックとし、直角フックの余長も20D以上の定着長を有し、軸方向鉄筋定着先端からのすべりがないように十分な定着長を設けた。

試験体番号 K1 は、特に交番載荷時の軸方向鉄筋の拔出しに着目しており、フーチングからの鉄筋拔出し量の直接計測を行っている。

(2) 計測概要

交番載荷試験時における各試験体の計測項目は、ワイヤーストレインゲージによる軸方向鉄筋・せん断補強鉄筋のひずみ、変位計によるフーチングからの各高さでの水平変位である。K1 試験体については、上述した測定項目とともにフーチングからの軸方向鉄筋拔出し量の直接計測を行っている。計測方法は、あらかじめフーチング側面に設け

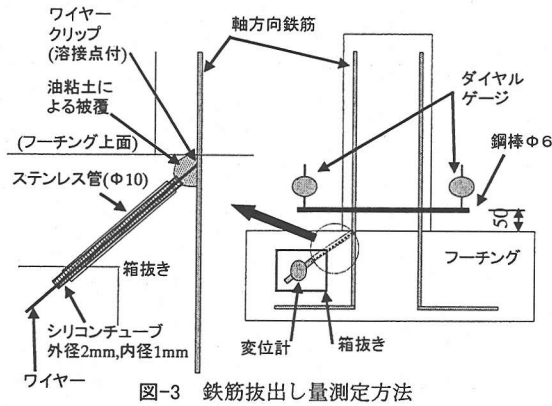


図-3 鉄筋拔出し量測定方法

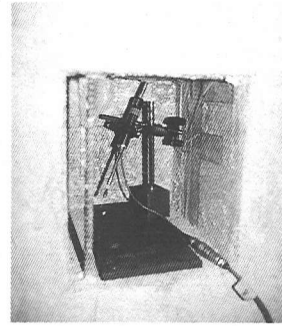


写真-1 フーチング箱抜き箇所を設置した変位計の設置状況

た箱抜きしたスペースに変位計を設置し、変位計と軸方向鉄筋はフーチング上面位置で計測用ワイヤーで結び計測を行った。計測用ワイヤーは、 $\phi 10\text{mm}$ のステンレスパイプで防護し、パイプ内にはワイヤーとパイプ内面が接触しても摩擦による影響を極力排除するように、シリコンチューブをあらかじめステンレスパイプ内に挿入した。

また、直接拔出し量測定用変位計のチェック用として、フーチング上面から高さ 5.0cm 位置に $\phi 6\text{mm}$ の鋼棒を試験体を貫通させて設置し、鋼棒先端をダイヤルゲージで計測する方法でも軸方向鉄筋のフーチングからの拔出し量を直接測定した。ダイヤルゲージによる鉄筋拔出し量の測定は、かぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋のはらみ出しが生じると測定値の信頼性が著しく低下することになるので、この方法での測定はほぼ試験体の最大荷重を保持している変位付近までは可能である。図-3 に、軸方向鉄筋の拔出し量の測定方法の略図を示す。写真-1 に、フーチング箱抜き箇所に設置した変位計の状況を示す。

(3) 交番載荷試験概要

図-4 に、交番載荷試験状況を示す。交番載荷試験は、試験体のフーチング部を PC 鋼棒で床に固定し、軸力用鉛直ジャッキで所定の軸方向力（平均軸方向圧縮応力度で $\sigma = 0.49 \sim 4.90\text{N/mm}^2$ ）を導入し、試験体柱頭部付近を載荷点として静的に正負交番載荷を行った。

交番載荷試験時の試験体の降伏変位 δy は、軸方向鉄筋のひずみ計測位置から、KI 試験体ではフーチング上面位置、その他の試験体ではフーチング上面位置からく体側の高さ 50mm 位置、あるいはフーチング内 50mm 位置で軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみとなった時点の載荷点位置の水平変位量とした。

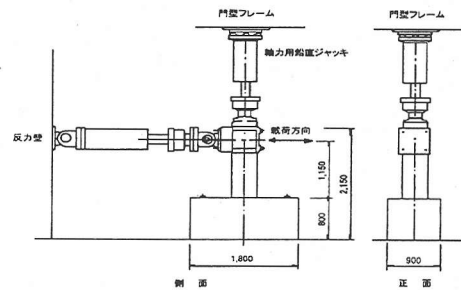


図-4 交番載荷試験の状況

載荷ステップは、降伏変位 (δy) までは荷重制御により、それ以降の載荷は δy の整数倍の水平変位を変位制御で載荷した。表-1 中載荷パターン A は、 $2\delta y$ 、 $4\delta y$ …の偶数倍をそれぞれ 1 サイクルずつ載荷し、水平荷重低下が生じた時点の載荷ステップから $1\delta y$ ずつ変位を増加させ、3 サイクルの載荷を行った。パターン B は、 $2\delta y$ 以降、 $1\delta y$ 毎に 1 サイクルずつ載荷を行った。

載荷パターンを 2 種類としたのは、当初 A パターンによる載荷を行っていたが、今回のようなじん性率 10 程度以上の大変形領域を対象とした交番載荷試験では軸方向鉄筋が低サイクル疲労により破断することがあり、過去の地震でこのような破壊形式が確認されていないこと、鉄筋が破断すると変形性能に対する実験とならないため、後半は B パターンを適用して実験を行った。

3. 試験結果

(1) 降伏荷重・最大荷重

試験から得られた降伏荷重 (P_y) および最大荷重 (P_{max}) を表-1 の実験値の欄に示す。

実験値の降伏荷重は、試験体の水平変位が水平

表-2 材料試験結果

試験体 No	コンクリート強度 (N/mm ²)		軸方向鉄筋		
	柱	フーチング	降伏強度 f _{syk} (N/mm ²)	降伏ひずみ ε _y	ヤング係数 E _s (N/mm ²)
No1	27.4	28.0	378.3	2068	182921
No2	23.5	28.2	378.3	2068	182921
No3	31.9	27.1	378.3	2068	182921
No4	28.2	24.3	397.2	2153	184484
No5	33.6	24.9	397.2	2153	184484
No6	32.3	27.8	359.1	1986	180802
No7	33.7	26.9	379.1	2163	175249
No8	32.4	31.3	378.3	2068	182921
a1	26.4	31.4	378.4	2069	182880
a2	23.3	29.0	378.4	2069	182880
a3	26.8	24.8	397.2	2156	184227
a4	28.4	27.5	358.3	1980	180954
a5	29.1	29.4	358.3	1980	180954
a6	30.9	28.6	378.4	2069	182880
a7	30.7	30.3	378.4	2069	182880
a8	23.8	30.0	397.2	2156	184227
a9	21.7	22.1	378.4	2069	182880
a10	22.3	21.8	378.4	2069	182880
a11	24.6	24.4	378.4	2069	182880
K1	19.4	19.6	375.1	2061	182020

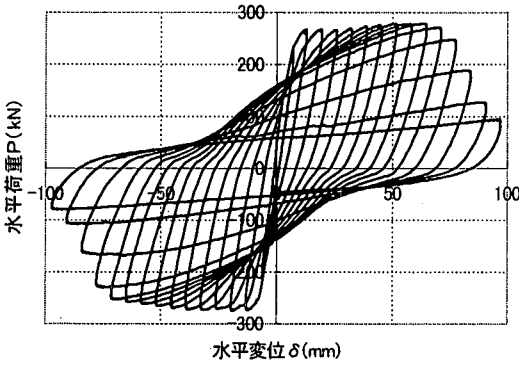


図-5 荷重-変位曲線の例 (KI 試験体)

荷重載荷位置で降伏変位となるときにの荷重荷重である。最大荷重の計算は、鉄道構造物等設計標準・コンクリート構造物⁸⁾ からコンクリートの終局ひずみを 0.0035 として求めた。これらの計算に用いた材料強度は、表-2 に示した材料試験の実強度を用いた。

(2) 荷重—変位関係

図-5 に、交番載荷試験から得られた荷重-変位曲線の例を示す。試験体の変形性能は、荷重-変位曲線の包絡線において、降伏変位時の荷重を下回らない最大水平変位を終局変位 δ_u とし、δ_u を δ_y で除したじん性率として評価した。表-1 に、試験結果を示す。

4. 軸方向鉄筋の拔出し量に関する検討

(1) τ-s-ε 関係式による検討方法の概要

軸方向鉄筋のフーチングからの拔出し量 (S) は、鉄筋先端に直角フックが設けられ十分な定着長となっていることから、鉄筋先端でのすべりは生じないので、鉄筋に沿った各位置のひずみ ε を定着先端からフーチング上面まで積分した値となり、式(1)により求めることができる。

$$S = \int \epsilon dx \tag{1}$$

フーチング内の軸方向鉄筋のひずみは、鉄筋とコンクリートの付着力によりフーチング内部へ入るに従って減少することになる。区間 Δx における応力度減少量 Δσ は式(2)によって求められる。

$$\Delta \sigma = \pi \cdot \phi \cdot \Delta x \cdot \tau / A_s \tag{2}$$

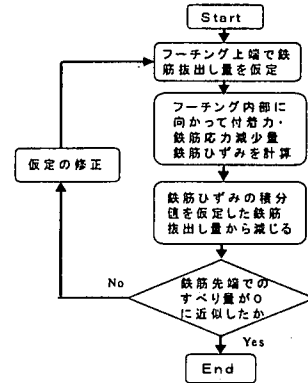


図-6 鉄筋拔出し量解析フロー

ここに、Δx : 区間、φ : 鉄筋径、τ : 鉄筋とコンクリートの付着応力、A_s : 鉄筋の断面積

したがって、軸方向鉄筋の拔出し量は、以下の手順で解析的に求めることができる。

フーチング上面位置での拔出し量を仮定し、フーチング上面から内部に向かって付着力、鉄筋応力減少量、鉄筋ひずみを計算する。鉄筋ひずみの積分値を先に仮定した抜け出し量から減じてゆき、鉄筋先端でのすべり量が 0 に近似するまでフーチング上面位置の拔出し量の仮定を修正し繰り返し計算によって解析的に鉄筋拔出し量を求めることができる。図-6 に、解析フローを示す。

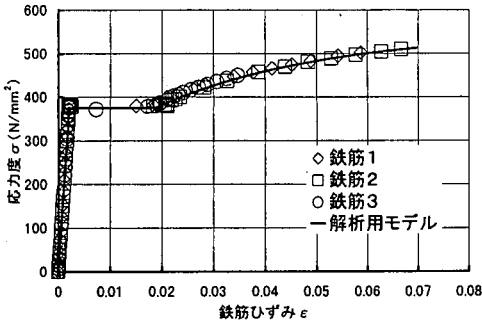


図-7 鉄筋の応力-ひずみ曲線の例(T8鉄筋)

ここで必要となるのが鉄筋とコンクリートの付着力と鉄筋のすべりとの関係であるが、島らにより、マッシュなコンクリートに鉄筋を埋め込み、載荷端に非付着劣化領域を設け、載荷端近傍における付着力低下の影響をなくした片引き試験結果から付着応力 (τ) - すべり (s) - ひずみ (ϵ) 関係式³⁾が式(3)のように提案されている。この式(3)は、鉄筋降伏以降においても成立することが確認されている⁷⁾。

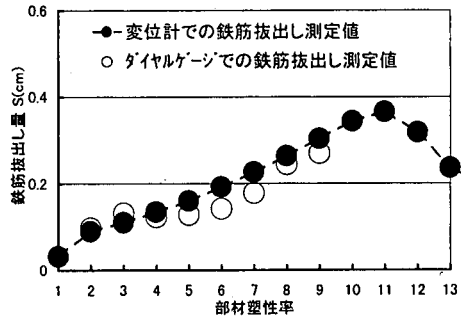
$$\tau / f'ck = 0.73(\ln(1+5s)) / (1 + \epsilon \times 10^5) \quad (3)$$

ここで、 $s=1000 \cdot S/D$ 、 τ : 付着応力、 $f'ck$: コンクリート強度、 S : すべり量、 D : 鉄筋径、 ϵ : ひずみ

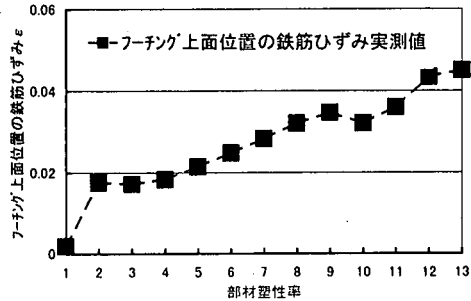
鉄筋が降伏し、大きな塑性ひずみとなるときにフーチングからの鉄筋拔出し量の算定には、鉄筋の応力-ひずみ曲線において降伏ひずみ以降の特性が重要となる。このため、解析に用いた軸方向鉄筋の応力-ひずみ曲線は、ひずみ硬化領域を含めてモデル化を行った。鉄筋の応力-ひずみ曲線のモデル化は、既往の研究^{7), 8)}より鉄筋の引張試験から求まる応力-ひずみ曲線に一致するようにした。図-7に、解析に用いた鉄筋の応力-ひずみ曲線の例を示す。

式(3)で示される $\tau-s-\epsilon$ 関係式は、付着劣化のない理想的な片引き試験の結果から求められている。しかしながら、試験体には、正負の交番荷重が繰り返し載荷される。このため、式(3)をそのまま用いるとフーチングからの鉄筋拔出し量を過小評価する恐れがある。

本検討では、K1試験体のフーチング箱抜き箇所内に設置した変位計による直接拔出し量測定結果と一致するように付着応力の劣化領域を考慮する



(a) 部材塑性率と直接拔出し量測定結果



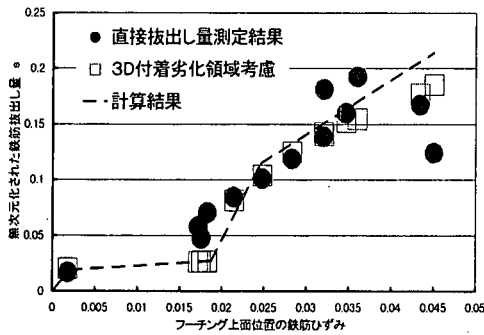
(b) 部材塑性率とフーチング上面位置での鉄筋ひずみ

図-8 K1試験体での測定結果

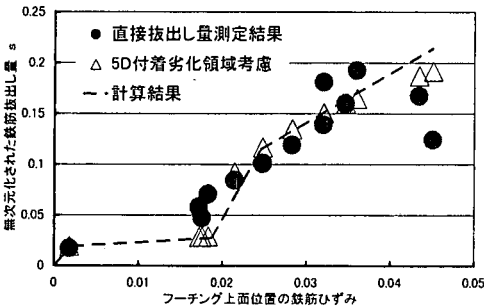
こととし、この領域をトライアルで定めた。この付着劣化領域を考慮した検討結果については、次項に示すが、フーチング上面から鉄筋径の3倍の区間(3D区間)の付着応力をフーチング上面で0となるように直線的に低減することによって、ほぼ測定結果と一致した。なお、フーチングからの鉄筋の拔出し量には、鉄筋中心間隔が影響するとの報告⁵⁾もあるが、村山らの研究⁹⁾から鉄筋の中心間隔が鉄筋径の3倍以上となれば、軸方向鉄筋降伏以降のフーチングからの拔出し量に鉄筋間隔の影響がほとんどなくなることが明らかにされている。また、本研究で用いている試験体は、全て鉄筋の中心間隔が鉄筋径の3倍以上になっていることから、鉄筋降伏以降の検討では繰り返し載荷による付着劣化のみを考慮することとした。

(2) K1試験体における鉄筋拔出し量測定結果に対する検討結果

K1試験体では、フーチング内の鉄筋ひずみと同時にフーチング箱抜き箇所内に設置した変位計とともにく体部分を貫通した鋼棒をダイヤルゲージによっても鉄筋拔出し量の直接計測を行っている。図-8に、終局変位となるまでの部材塑性率と直接拔出し量の測定結果、フーチング上面位置の軸方



(a) 付着劣化領域 3D の場合の解析結果



(b) 付着劣化領域 5D の場合の解析結果

図-9 フーチング上面位置の鉄筋ひずみと鉄筋拔出量の実測値と解析結果の比較

向鉄筋ひずみの測定結果を示す。なお、ここでの部材塑性率は、交番荷重載荷時の水平変位を降伏変位 (δy) で除した値である。

ダイヤルゲージによる測定結果は、 $9\delta y$ の載荷までしか計測することができなかったが、フーチング箱抜き箇所内の変位計による直接拔出量測定結果とほぼ一致していることから、フーチング箱抜き箇所内の変位計での測定結果は十分信用できるものと思われる。なお、ダイヤルゲージでの測定結果には、フーチング上面から測定用鋼棒設置位置の高さまでに生じるく体部分の伸び量が加算されて計測されている。このため、この区間の鉄筋ひずみの平均値を計測結果から求めダイヤルゲージの測定値を補正してフーチングからの鉄筋拔出量を求めている。

図-8 からは、フーチング上面位置の軸方向鉄筋ひずみと鉄筋拔出量は部材塑性率にほぼ比例して大きくなっている。特に、フーチング上面位置の軸方向鉄筋のひずみは、部材塑性率が 8 を超えると 30000μ を超えるようになる。

図-9(a)(b)は、X 軸を各部材塑性率におけるフーチング上面位置の軸方向鉄筋ひずみ、Y 軸をフーチングからの鉄筋拔出量の測定値を式(4)で示さ

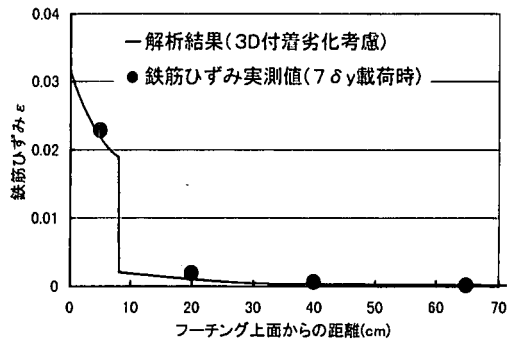


図-10 フーチング内の鉄筋ひずみ分布の実測値と解析結果の比較(a2 試験体)

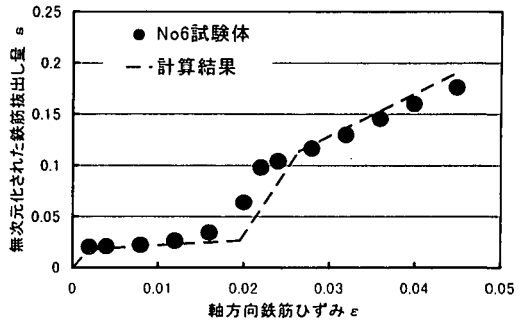


図-11 フーチング上面位置の鉄筋ひずみと無次元すべり (No6 試験体)

れる無次元化¹⁰⁾した値で、それぞれフーチング

$$s = S/D \cdot K_{fc} \quad (4)$$

ここに、

s : 無次元化された鉄筋拔出量

S : フーチング上面位置での鉄筋拔出量

D : 鉄筋径, $K_{fc} = (f'_{ck}/20)^{2/3}$

f'_{ck} : コンクリート強度 (N/mm^2)

箱抜き箇所内の変位計による直接拔出量測定結果、3D 区間 (図 9(a)) および 5D 区間 (図 9(b)) の付着劣化領域を考慮した τ - s - ε 関係式による解析結果を表わしたものである。式(4)は、島らの鉄筋ひずみ-すべりモデル¹¹⁾で提案されているもので、鉄筋の拔出量(S)を鉄筋径(D)、コンクリート強度(f'_{ck})の影響を考慮して無次元化したものである。

フーチング上面位置から 3D 区間の付着劣化領域を考慮した τ - s - ε 関係式による解析結果は、比較的精度良く測定結果を説明しているが、フーチング上面位置の軸方向鉄筋のひずみ値が 35000μ を超えると実測値との精度が悪くなる。これは、交

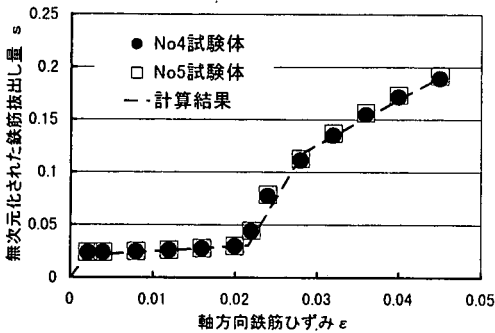


図-12 フーチング上面位置の鉄筋ひずみと無次元すべり (No4, No5 試験体)

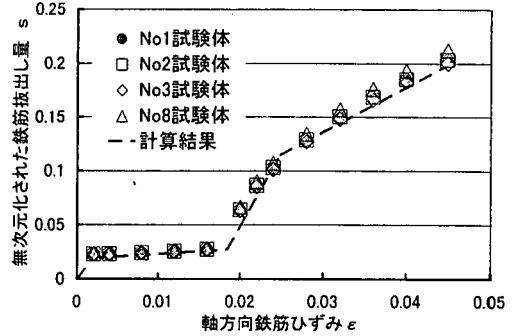


図-13 フーチング上面位置の鉄筋ひずみと無次元すべり (No1, No2, No3, No8 試験体)

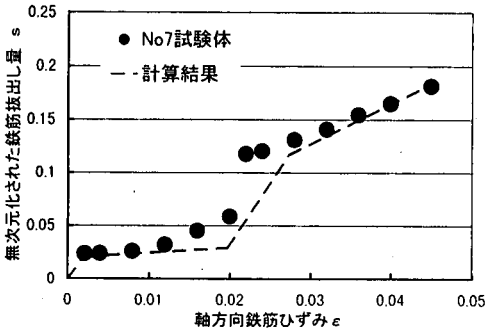


図-14 フーチング上面位置の鉄筋ひずみと無次元すべり (No7 試験体)

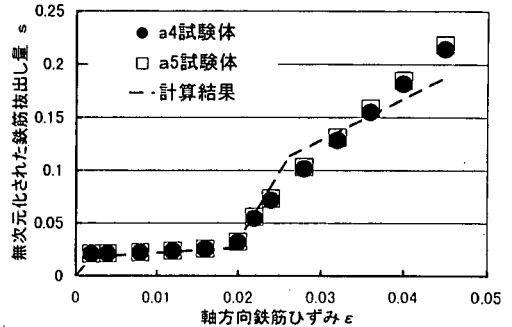


図-15 フーチング上面位置の鉄筋ひずみと無次元すべり (a4, a5 試験体)

番荷重を受ける試験体が終局変位付近になるとかぶりコンクリートの浮きや一部剥落、軸方向鉄筋のはらみ出しなどの損傷が影響したと思われる。図-9(b)には、付着劣化領域をフーチング上面から5D区間とした場合の解析結果も同様に示した。これは、文献10)中に示されている方法であるが、実測値と比較すると若干ばらつきが大きくなることから、本研究では3Dの付着劣化領域を採用することとした。

(3) K1 試験体以外の試験体における鉄筋抜け出し量の検討結果

K1 試験体での解析手法を用いて、他の試験体への適用を試みた。表-1 で示した K1 試験体以外のものについては、フーチング上面から50mm下の位置における鉄筋ひずみの測定値に着目し、フーチング上面位置の鉄筋ひずみを仮定し、ひずみ分布の解析結果と鉄筋ひずみの測定値が一致するような鉄筋ひずみ分布を求めた。図-10 は、a2 試験体において鉄筋ひずみが測定されている最大の部材塑性率となる7δy時の検討結果を例として示す。検討結果から、ほぼ測定結果を説明できる鉄筋ひずみ分布を解析的に定めることが可能であること

を確認した。このことから、フーチングからの軸方向鉄筋の抜け出し量は、解析的に求められる鉄筋ひずみ分布の積分値として定めることができる。図-11～図-17は、フーチング上面位置の鉄筋ひずみの値を変化させた場合で、各試験体に用いている鉄筋種別毎にフーチングからの鉄筋抜け出し量の検討結果を示したものである。なお、フーチングからの鉄筋抜け出し量は、式(4)から無次元化して表わしている。

(4) フーチング上面位置の軸方向鉄筋ひずみと無次元化された鉄筋抜け出し量の定式化

フーチング上面での鉄筋ひずみと無次元化した鉄筋抜け出し量の関係は、鉄筋のひずみレベルに応じて4本の直線で表現するものとした。鉄筋ひずみが降伏ひずみ時の無次元化した鉄筋抜け出し量は、式(5)に示す島らの提案式^{10),11)}が精度よく試験結果、および解析結果を表現していたのでそのまま用いることとした。鉄筋降伏以降の無次元化した鉄筋抜け出し量は、申らによる単調載荷時の鉄筋ひずみ-すべりモデル⁴⁾を修正することとし、式(6)～式(9)に本研究における提案式を示す。式(6)は、鉄筋ひずみが降伏ひずみ(ϵ_y)からひずみ硬化開始

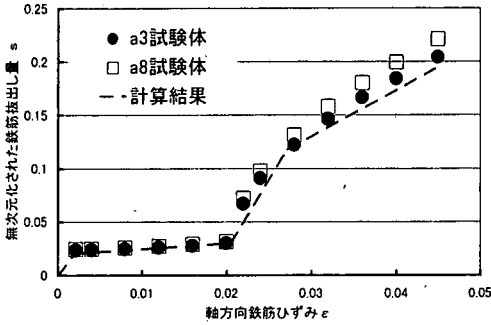


図-16 フーチング上面位置の鉄筋ひずみと無次元すべり (a3, a8 試験体)

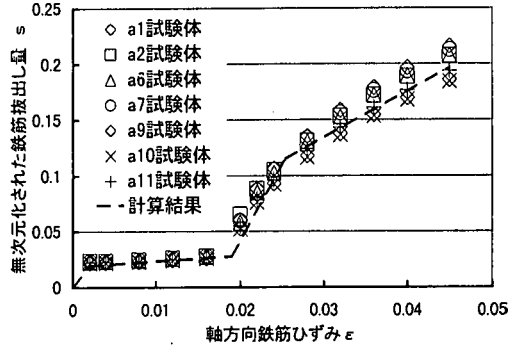


図-17 フーチング上面位置の鉄筋ひずみと無次元すべり (a1, a2, a6, a7, a9, a10, a11 試験体)

ひずみ (ϵ_{sh}) までの無次元化した鉄筋拔出し量を示したもので、申らのモデルではこの領域の鉄筋拔出し量の増加はないものとしているが、試験結果、および解析結果から微小ながら鉄筋拔出し量が増加するので、これを考慮した。鉄筋のひずみが、ひずみ硬化領域においては、2直線で近似し、それぞれ式 (7) と式 (8) で表わした。ここでの勾配変更点 (ϵ_s) は、式 (9) で表わした。式 (5) ~ 式 (9) で計算される無次元化した鉄筋拔出し量の計算結果を図-9 および図-11~図-17 の図中の破線で示した。計算結果は、フーチングからの鉄筋拔出し挙動を比較的精度よく表現している。なお、図-17 の a2 試験体と a7 試験体は、荷重パターンのみを変え、他は同一の試験体であるが鉄筋拔出し量の計算値はほぼ同一となり荷重パターンの影響は見られなかった。

- (a) 鉄筋ひずみが降伏ひずみ (ϵ_y) 時

$$s = \epsilon_y (2 + 3500 \epsilon_y) \cdot \alpha_y \quad (5)$$
- (b) 鉄筋ひずみがひずみ硬化域始点 (ϵ_{sh}) 時

$$s = 0.5(\epsilon_{sh} - \epsilon_y) + s(\epsilon_y) \quad (6)$$
- (c) 鉄筋ひずみ硬化域内で無次元すべりの勾配が変化する鉄筋ひずみ (ϵ_s) 時

$$s = 0.08 (f_u - f_y) (\epsilon_s - \epsilon_{sh}) + s(\epsilon_{sh}) \quad (7)$$
- (d) 鉄筋ひずみが ϵ_s より大きい場合

$$s = 0.027(f_u - f_y) (\epsilon_s - \epsilon_s) + s(\epsilon_s) \quad (8)$$

ここで、

ϵ_y : 鉄筋降伏時のひずみ, ϵ_{sh} : 鉄筋ひずみがひずみ硬化開始点でのひずみ, f_u : 鉄筋引張強度 (N/mm^2), f_y : 鉄筋降伏強度 (N/mm^2), ϵ_s : 鉄筋ひずみ, α_y : 鉄筋間隔の影響¹²⁾

$$\alpha_y = 1 + 0.9e^{0.45(1 - Cs/\phi)}$$

Cs : 鉄筋間隔 (cm), ϕ : 鉄筋径, ϵ_s : ひずみ硬化領域での無次元すべりの勾配変更点

$$\epsilon_s = \epsilon_{sh} + \left\{ (0.132 - s(\epsilon_y) / 2) / (0.13(f_u - f_y)) \right\} \quad (9)$$

$s(\epsilon_y)$: 鉄筋降伏ひずみ時の無次元拔出し量,
 $s(\epsilon_{sh})$: 鉄筋ひずみがひずみ硬化開始点時の無次元拔出し量, $s(\epsilon_s)$: 鉄筋ひずみが ϵ_s 時の無次元拔出し量

5. 終局変位時のフーチングからの鉄筋拔出し量の算定方法

(1) 部材塑性率とフーチング上面位置の軸方向鉄筋ひずみの検討

本論文 4: (4) で示したフーチング上面位置の軸方向鉄筋ひずみと無次元化した鉄筋拔出し量の関係式から、終局変位時のフーチングからの鉄筋拔出し量を算定するためには、フーチング上面位置での軸方向鉄筋のひずみを定める必要がある。

鉄筋ひずみは、通常ワイヤーストレインゲージを鉄筋に貼り付け測定が行われる。しかしながら、交番荷重を受ける試験体では、試験体基部に損傷が集中するので鉄筋ひずみが荷重途中段階で測定不能となる場合が多い。

今回、直接拔出し量の測定を行った K1 試験体では、ワイヤーストレインゲージのリード線の余長を十分にすることで終局変位付近まで安定して鉄筋ひずみを測定することができた。また、フーチング上面から 50mm 下の位置の鉄筋ひずみに着目した試験体では、測定された鉄筋ひずみ分布と一致するように解析的にフーチング上面位置の鉄筋ひずみを定めた。図-18 に、各部材塑性率におけるフーチング上面位置の鉄筋ひずみを示す。図-18 から、部材塑性率とフーチング上面位置の鉄筋ひずみの関係を直線回帰すると式 (10) が得られる。

表-3 検討対象構造物諸元表

ラーメン高架橋		橋脚	
構造形式	RCビームスラブ式 ラーメン高架橋	構造形式	RC壁式橋脚
軌道構造	スラブ軌道	基礎形式	直接基礎
径間数	7(線路方向) 1(直角方向)	上部構造形式	PRC単純形桁
柱断面	80cm × 80cm	く体断面	150cm × 400cm
高さ	8.05m (フーチング上面 ～スラブ上面)	く体高さ	7.0m (フーチング上面～ 桁座面)

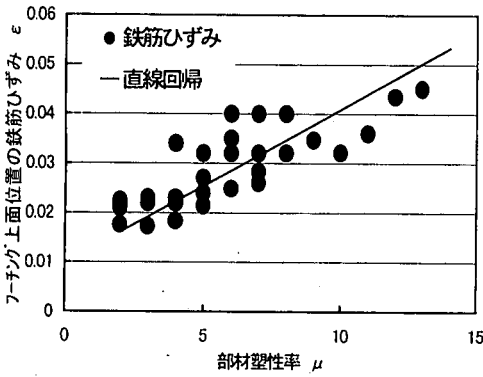


図-18 部材塑性率とフーチング上面位置の鉄筋ひずみ

$$\varepsilon = 0.0031 \cdot \mu + 0.0099 \quad (10)$$

(相関係数 $\gamma = 0.819$)

ただし、 $2 \leq \mu < 14$

$3.55 \leq D/\phi \leq 7.69$ (一段配筋)

ここに、 ε : フーチング上面位置の鉄筋ひずみ

μ : 終局変位時の部材塑性率

D : 鉄筋間隔

ϕ : 鉄筋径

(2) 実構造物における終局変位時のフーチングからの鉄筋拔出量の算定

本研究結果から、フーチングからの鉄筋拔出量は、終局変位時の部材塑性率を設定すると式(10)から求められるフーチング上面位置の鉄筋ひずみと式(5)～式(9)によって定まる鉄筋拔出モデルから算定することが可能となる。しかしながら、式(10)から求められるフーチング上面位置の鉄筋ひずみは、交番載荷試験における試験体の計測結果を反映させたものの、地震動作用時の構造物の弾塑性挙動に伴う損傷状況やコンクリートと鉄筋の付着性状などによって変化するものと思われる。

また、部材塑性率が10程度で終局変位となるような部材では、ほとんどが塑性ヒンジ部の回転による水平変位となり、終局変位に占める鉄筋拔出しに起因した水平変位の割合は相対的に小さくなるものと思われ、式(10)による鉄筋ひずみ推定誤差がRC部材の終局変位量に与える影響は小さくなるものと考えられる。

以上のことから、ここでの検討は、実構造物を検討対象に、任意の部材塑性率で終局変位となる場合、式(10)から推定する鉄筋ひずみに対し、10000 μ 程度の誤差を考慮し、10000 μ 大きな値になった場合と10000 μ 小さな値になった場合のそ

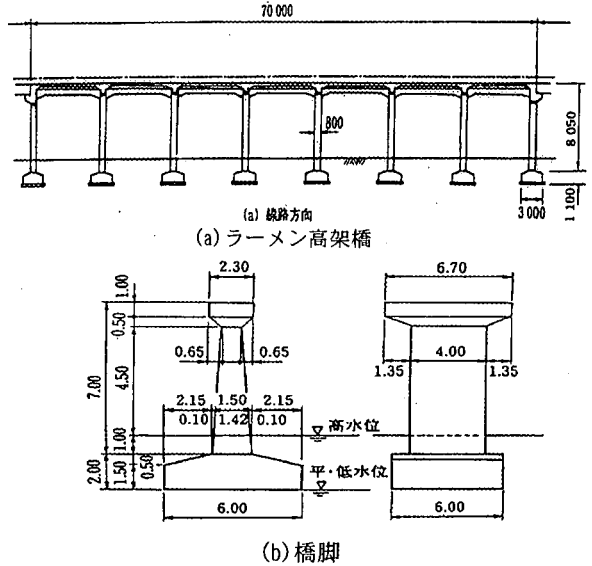


図-19 検討対象構造物一般図

れぞれの鉄筋ひずみにおける終局変位量に占める鉄筋拔出しに起因した水平変位の感度解析を行う。

検討対象構造物は、文献2)に示されている鉄道用ラーメン高架橋の柱部材と壁式橋脚の線路方向と線路直角方向についてである。壁式橋脚の線路方向については、軸方向鉄筋が2段配筋となっているが式(10)を適用して検討をした。図-19に、検討構造物の一般図を、表-3に構造諸元を示す。

検討方法は、各構造物毎にフーチングからの鉄筋拔出しモデルを設定し、設定した部材塑性率で終局変位となるように帯鉄筋量を定め、終局変位時の鉄筋拔出しに起因した水平変位量の算定を行う。

終局変位量の計算は、文献5)で示されている部材じん性率の算定式から行ったが、終局変位時の拔出しによる回転変位 δ_{01} は本論文で提案する手法を用いている。文献5)で示される終局変位の算定式を式(11)に示す。

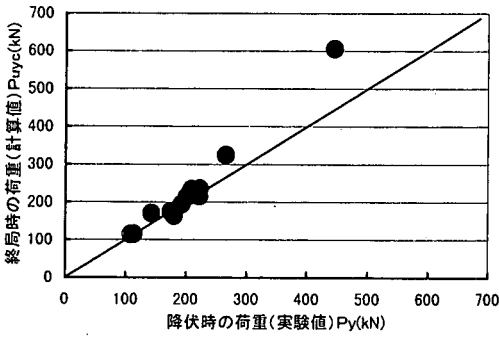


図-20 降伏時水平荷重の実験値と鉄筋までの芯かぶりを無視した断面での水平荷重の比較

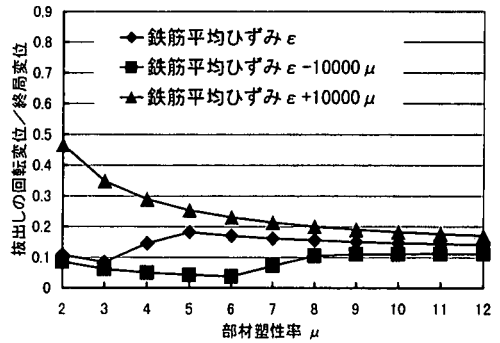


図-21 ラーメン高架橋柱部材の終局変位に占める鉄筋抜出しに起因した水平変位の割合

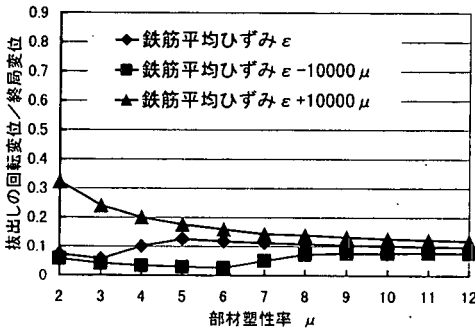


図-22 橋脚線路方向の終局変位に占める鉄筋抜出しに起因した水平変位の割合

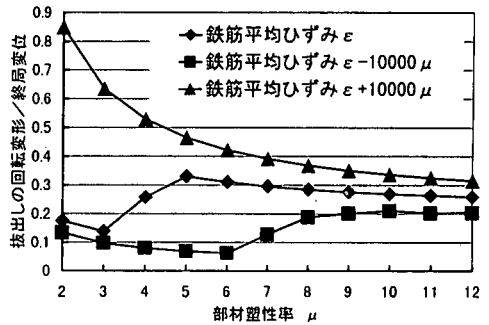


図-23 橋脚線路直角方向の終局変位に占める鉄筋抜出しに起因した水平変位の割合

$$\delta_u = \mu \cdot \delta_y = \mu_0 \cdot \delta_{y0} + \delta_{u1} \quad (11)$$

ここに、

μ_0 : 橋脚く体部分のじん性率

$$\mu_0 = -1.9 + 6.6 \cdot (Su \cdot a / Mu) + (13Pw - 1.6) \cdot Pw$$

Su: せん断耐力, a: せん断スパン,

Mu: 終局曲げモーメント, Pw: 帯鉄筋比

δ_{y0} : 降伏時く体部分の変位

δ_{u1} : 終局時軸方向鉄筋抜出しによる回転変位

$$\delta_{u1} = (S/d-x) \cdot la \quad (12)$$

la: フーチング上面から変位算定位置までの距離 (せん断スパンまたは部材長)

S: 終局時の鉄筋抜出し量

d: 圧縮縁, 引張縁から圧縮鉄筋, 引張鉄筋までの距離を取り除いた断面高さ (鉄筋芯かぶりを取り除いた高さ)

x: 鉄筋芯かぶりを取り除いた断面での曲げ耐力時の圧縮縁から中立軸までの距離

終局変位時の鉄筋抜出しに起因する水平変位量は、式(12)に示すようにフーチングからの鉄筋抜出しによるく体部分の回転角にせん断スパンや部

材長を乗じることで算定することができる。く体部分の回転角は、鉄筋抜出し量を断面の中立軸から引張鉄筋までの長さで除して求めることができる。KI 試験体でダイヤルゲージの測定値から直接回転角を求めた値と鉄筋の直接抜出し量の測定値を式(12)から計算した結果とは7%程度ダイヤルゲージの計測結果の方が大きかった。

特に、交番荷重載荷時のRC橋脚や柱の終局変位時では、かぶりコンクリートの剥落や浮きなどの損傷が発生している場合が多いので、終局変位時の中立軸を定める場合はこのような損傷状態を考慮する必要がある。本検討では、このような損傷状態の断面として、圧縮縁から圧縮鉄筋中心まで、引張縁から引張鉄筋中心までのかぶりコンクリートを取り除いた断面 (以下「芯かぶりを無視した断面」という) とし、3(1)降伏荷重・最大荷重の項で示した最大耐力と同様な計算方法で中立軸を求め、く体の回転角を算定することとした。表-1の計算値の欄に芯かぶりを無視した断面で計算される水平荷重を示す。また、図-20には、降伏時の水平荷重の実験値と芯かぶりを無視した終局変位時の断面から計算される水平荷重の比較を示す。両者は比較的良好に一致している。このこと

からも、芯かぶりを無視した断面で算定される中立軸位置は、終局変位時の部材性状をほぼ妥当に表現しているものと思われる。

実構造物での終局変位時の鉄筋拔出しに起因する水平変位の検討結果を図-21～図-23に示す。図-21～図-23からは、部材塑性率が增大するにしたがって鉄筋拔出しに起因する水平変位の割合は低下することがわかる。

特に、部材塑性率が10で終局変位となる場合には、終局変位に占める鉄筋拔出しに起因した水平変位の割合が、ラーメン高架橋の柱部材で約11%～18%程度、橋脚く体の線路方向で8%～12%程度、線路直角方向で21%～33%程度となった。また、式(10)から推定したフーチング上面位置の鉄筋ひずみに対し、その値よりも10000 μ 大きくした場合と10000 μ 小さくした場合には、部材塑性率10において、それぞれ5%程度の差しかなく、式(10)から推定される鉄筋ひずみは終局変位の算定に大きな影響を与えないことがわかった。

6. まとめ

本研究は、RC橋脚や柱の地震時変形性能を評価するための基礎となるフーチングからの軸方向鉄筋の拔出し量について、部材塑性率が10程度となるような大変形領域までも適用可能な算定法の提案を目的に、RC柱試験体による交番載荷試験、付着劣化領域を考慮した τ - s - ε 関係式による解析的検討、本提案式を実構造物に適用した場合の検討結果から次の結論を得た。

以下に、本研究の結論をまとめる。

- (1) フーチングからの軸方向鉄筋拔出し量は、島らが提案した τ - s - ε 関係式に繰り返し載荷に伴う付着劣化領域を3D(D:鉄筋径)とすることによって、実測値を比較的精度よく評価することが可能である。
- (2) フーチングからの鉄筋の拔出し量の算定は、式(5)～式(9)で示される鉄筋拔出しモデルに式(10)から求められるフーチング上面位置の鉄筋ひずみを代入することによって求められる無次元化された鉄筋拔出し量から算定することができる。
- (3) 終局変位時の断面中立軸の算定は、芯かぶりを無視した断面から算定することができる。
- (4) 終局変位時における鉄筋拔出しに起因する水平変位が占める割合を本提案式を用いて検討を行った結果、部材塑性率が大きくなるとともに終局変位に占める鉄筋拔出しの影響が小さくな

る。部材塑性率10で終局変位となる場合には、終局変位に占める鉄筋拔出しに起因した水平変位の割合は、鉄道用ラーメン高架橋の柱部材(80cm \times 80cm程度)で11%～18%程度、橋脚線路方向で8%～12%程度、橋脚直角方向で21%～34%程度となる。

参考文献

- 1) 太田実：繰返し荷重下における鉄筋コンクリート橋脚の挙動に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第292号，pp.65-74，1979.12.
- 2) 土木学会：コンクリート標準示方書（耐震設計編），1996年制定.
- 3) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係，土木学会論文報告集，第378号，pp.165-174，1987.2.
- 4) 申鉉穆：繰返し面内力を受ける鉄筋コンクリート部材の有限要素解析，東京大学博士論文，1988.6.
- 5) 石橋忠良，吉野伸一：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究，土木学会論文集，第390号/V-8，pp.57-66，1988.2.
- 6) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準コンクリート構造物編，丸善，1992.10.
- 7) 島弘，周礼良，岡村甫：異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性，土木学会論文集，第378号/V-6，pp.213-220，1987.2.
- 8) Ben KATO :Mechanical properties of steel under load cycles idealizing seismic action , Bulletin Dinformation, No131. CEB, IABSE-CEB Symposium, May, 1979.
- 9) 村山八州雄：鉄筋コンクリート橋脚および主塔部材の地震時履歴復元力特性に関する研究，学位論文（九州大学），1994.12.
- 10) 岡村甫，前川宏一：鉄筋コンクリートの非線形解析と構成則，技報堂出版，pp.63-64，1991.5.
- 11) Shima, H., Chou, L. and Okamura, H. : Micro and Macro Models for Bond in Reinforced Concrete, Journal of the Faculty of Engineering, The University of Tokyo (B), Vol. XXXIX, No. 2, pp. 133-194, 1987.
- 12) 島弘，篠原賢至，森岡芳弘：フーチングに定着した鉄筋の引抜け量に及ぼす鉄筋間隔の影響，コンクリート構造物の靱性と配筋方法に関するシンポジウム論文集，pp.109-114，1990.5.

(1999.4.20受付)

STUDY ON QUANTITY EVALUATION OF PULL OUT OF LONGITUDINAL BAR FROM FOOTING OF RC PIERS RECEIVED CYCLIC LOADING OF LARGE DEFORMATION RANGE

Tadayoshi ISHIBASHI, Kaoru KOBAYASHI and Takuya UMIHARA

This paper proposes a method which is about quantity evaluation of pull-out from footing of longitudinal bar of RC bridge piers and RC columns received cyclic loading with large deformation range . To evaluate of deformation capacity under earthquake is based on this pull-out of steel bar from footing. Furthermore , a study was made on the method to obtain pull-out of steel bar from footing of the reinforced concrete bridge piers and RC columns for applicable of deformation capacities over 10 of ductility ratio , a method capable of calculating accurately was proposed.