

(4) 拡底式アンカーを用いた RC 壁式水中橋脚のじん性補強工法の開発と設計法

前田建設工業株式会社	技術研究所	正会員	小原 孝之
前田建設工業株式会社	関西支店	正会員	山本 晴人
前田建設工業株式会社	技術研究所	正会員	鈴木 顕彰
前田建設工業株式会社	技術研究所	正会員	三島 徹也

1. はじめに

1.1 RC 橋脚の水中耐震補強工法の概要

躯体が水中に位置する RC 橋脚の耐震補強工事においてドライアップを不用とし、仮設構造を栈橋程度簡略化することにより工費、工期の大幅な縮減を可能にする水中耐震補強工法の開発を行ってきた^{1) 2)}。本水中耐震補強工法は、橋脚の躯体の周囲に補強材である帯鉄筋または鋼板を内包したパネル状のプレキャスト埋設型枠（以降、プレキャスト型枠と言う）を巻き立てて、既設橋脚躯体とプレキャスト型枠の間隙には水中不分離性コンクリート（またはモルタル）を充填する。本プレキャスト型枠はかみ合わせ方式の機械式継手により周方向に連結され、曲げ補強には水中あと施工アンカー鉄筋が用いられ、プレキャスト型枠と躯体の間隙に配置される。本工法の概要を図-1に示す。

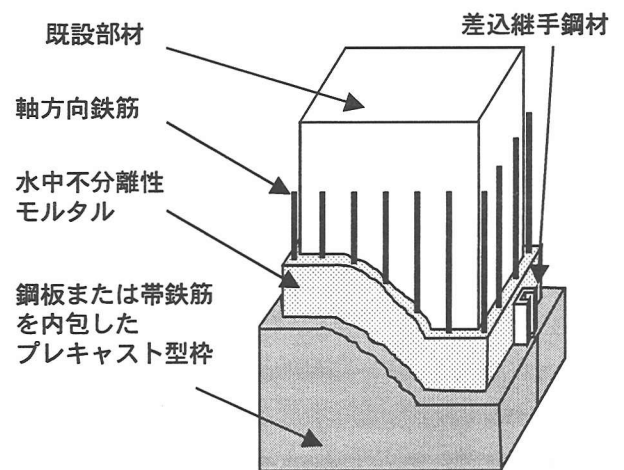


図-1 水中耐震補強工法の概要

1.2 拡底式アンカーを用いた RC 壁式橋脚のじん性補強

橋軸方向の断面高さに対して橋軸直角方向の断面高さが大きい壁式橋脚の耐震補強では、既設橋脚を貫通するように中間貫通 PC 鋼棒を配置してじん性補強を行うのが一般的である（図-2）。これは、軸方向鉄筋の座屈や帯鉄筋のはらみだしを防止してコンクリートの拘束効果を向上させることが目的である³⁾が、施工が非常に煩雑である。そこで、本研究では、一般にひび割れたコンクリートにおいても高い定着力を有するとされる拡底式アンカー（図-3）を用い、じん性補強を行う方法を提案する⁴⁾。拡底式アンカーの定着性能とじん性補強効果を検証する構造実験を実施し、実験結果を検討することにより設計手法を提案する。

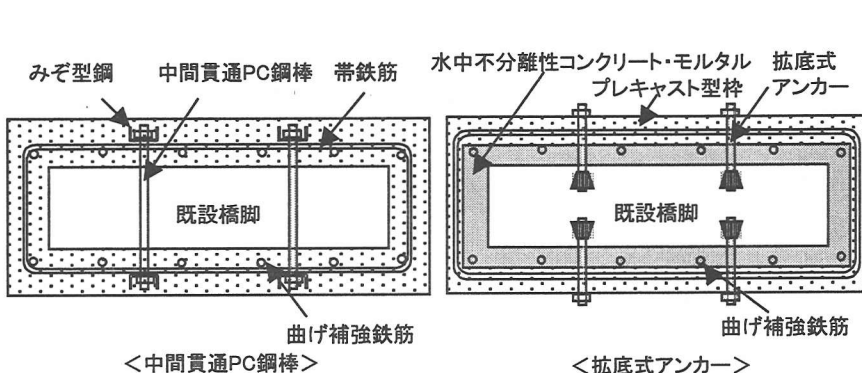


図-2 じん性補強の概念

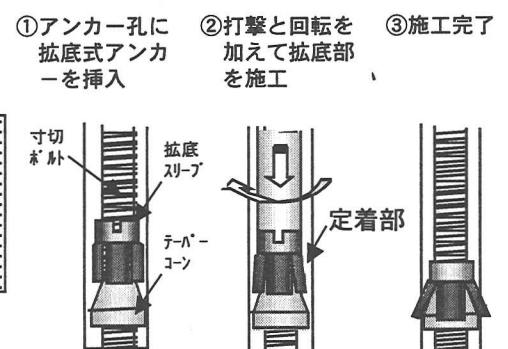


図-3 拡底式アンカーの概要

キーワード：RC 壁式橋脚，耐震補強，水中施工，拡底式アンカー，じん性補強

〒179-8914 東京都練馬区旭町 1-39-16 TEL03-3977-2333 FAX03-3977-2251 obarat@jcity.maeda.co.jp

2. 補強効果の検証実験⁴⁾

2. 1 拡底式アンカーの引き抜き試験

拡底式アンカーの引抜き実験は図-4に示す方法で行った。拡底式アンカー位置にひび割れを導入し、ひび割れ幅が1~1.5mm程度になるよう加力調整を行い、センターホールジャッキにより拡底式アンカーを引き抜いた。実験結果の一覧を表-1に示す。試験体は全て、ボルトの規格降伏強度($f_y=640\text{N/mm}^2$)以上の耐力を示した後に、拡底式アンカー先端の定着部の破損により終局を迎えた。荷重と抜け出し変位の関係を図-5に示す。各試験体間で若干のばらつきは認められるが、最大で幅1.5mm(アンカー径の1/11程度)でのひび割れが発生した場合でも、ボルトの規格降伏強度以上の耐力を示すことがわかった。

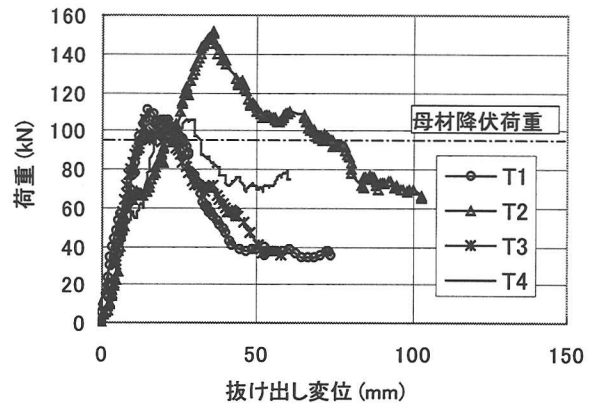
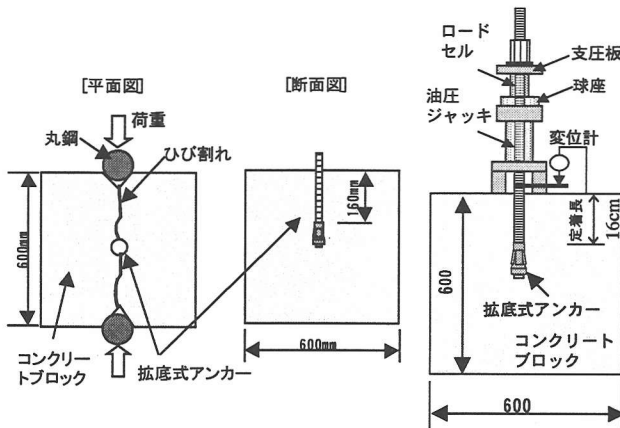


図-4 ひび割れ導入方法と引き抜き試験方法

図-5 引き抜き荷重と抜け出し変位の関係

表-1 実験結果の一覧

	アンカー仕様	コンクリート強度 (N/mm^2)	最大荷重 (kN)	最大応力 (N/mm^2)	最大荷重時の 抜け出し変位(mm)	初期ひび割れ幅 (mm)	ピーク時 ひび割れ幅(mm)	破壊モード
T1	8.8T, M16 降伏強度 640N/mm^2 引張強度 800N/mm^2 (規格値)	42	111	704	14.7	1.0	1.1	定着部の 破損
T2			151	963	36.0	1.0	1.3	
T3			105	670	14.1	1.3	1.5	
T4			106	673	29.1	1.2	1.5	

2. 2 拡底式アンカーで補強した壁式橋脚試験体の正負交番載荷実験

拡底式アンカーによるじん性補強を行った壁式橋脚の耐震性能の検討を目的として、およそ1/10スケールの橋脚モデル試験体2体を用いて、正負交番載荷実験を行った。試験体の概要を図-6、材料強度一覧を表-2に示す。試験体は、既設橋脚(断面 270×1000)2体を2種類の補強方法によって補強した。従来型試験体として、中間貫通PC鋼棒を用いたコンクリート巻立て工法(気中施工を前提とする耐震補強方法)によるNo.1と、提案型試験体として、拡底式アンカーを用いた水中耐震補強工法によるNo.2の2種類とした。

表-2 材料強度の一覧

試験体	軸応力度 (N/mm^2)	既設 柱部 f_c	補強部					
			f_c			f_y		
			モルタル	プレキャスト	コンクリート	曲げ補強鉄筋	帯鉄筋	中間帯鉄筋
No.1	2.0	34	—	—	41	385	359	1046 (PC鋼棒)
No.2	2.0	31	46	65	—	385	359	534 (アンカー)

f_c :コンクリート強度(N/mm^2), f_y :鉄筋, PC鋼棒及びアンカー降伏強度(N/mm^2)

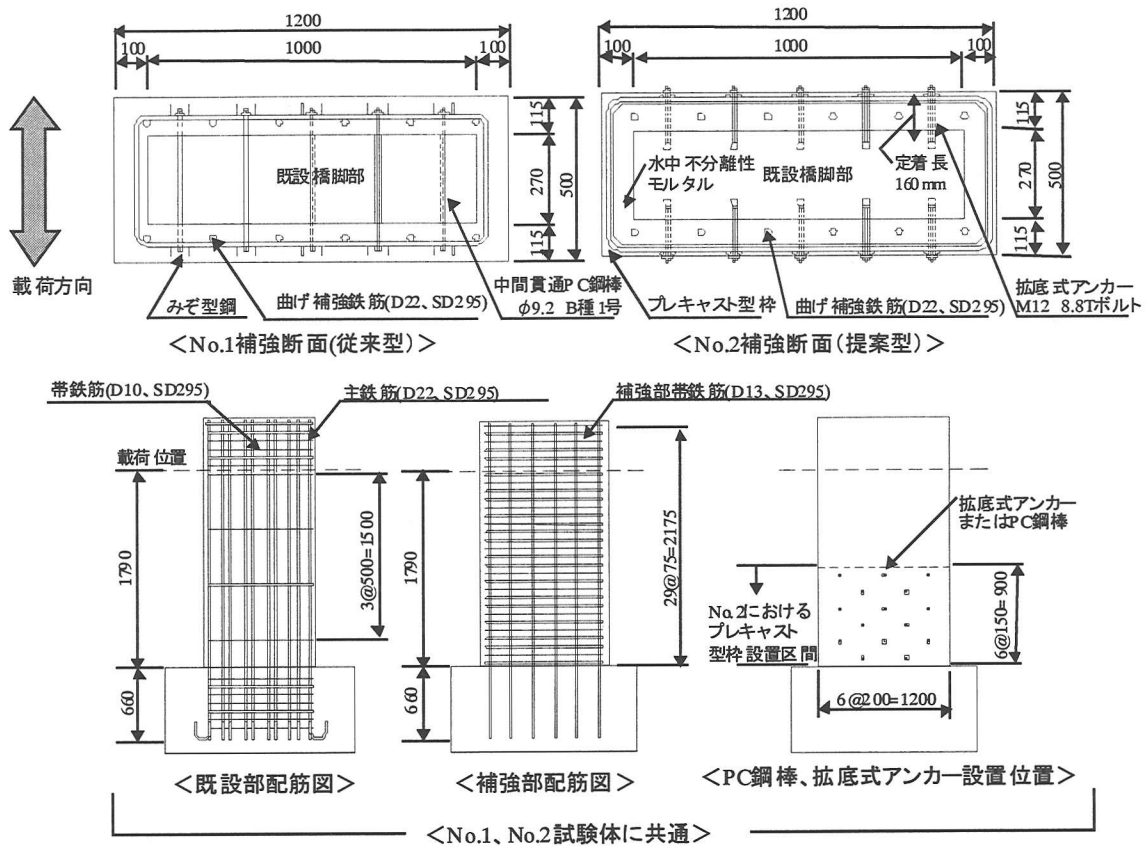


図-6 試験体の概要

試験体は、No.1、No.2 試験体とも $1 \sim 2 \delta_y$ でせん断ひび割れが確認されたが、その後も耐力を保持し続け、曲げ補強鉄筋の座屈及び破断により耐力が低下し、終局に至った。実験結果の一覧を表 4 に、水平荷重-載荷点変位関係の履歴を図-7 および図-8 に示す。これらには、鉄道構造物設計標準耐震設計⁵⁾、及び道路橋示方書耐震設計編⁶⁾ の計算方法に準拠して求めた計算値も示した。

図-7 および図-8 より、No.1、No.2 試験体はほぼ同等な包絡線を示し、じん性率、最大荷重については計算値以上の性能を有していることがわかった。また、PC 鋼棒および拡底式アンカーのひずみおよび応力の最大値は表-4 に示すように降伏時ひずみおよび応力の 3 分の 2 程度の値であった。このことから、途中定着となる拡底式アンカーによっても、貫通 PC 鋼棒を用いた場合と同様の十分なじん性補強効果が期待でき、拡底式アンカーで補強した橋脚の変形性能は既往の評価式^{3) 5) 6)} により安全側に評価できることがわかった。

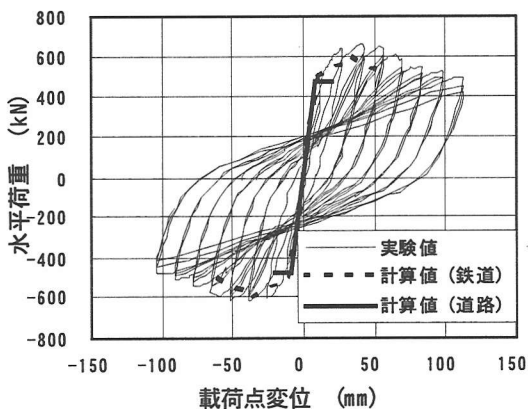


図-7 荷重-変位関係の履歴
-No.1 従来型試験体 (PC 鋼棒) -

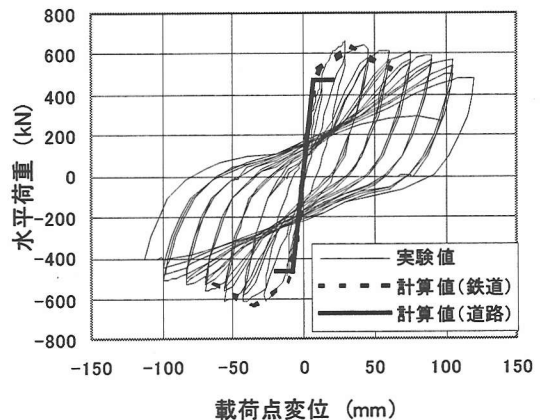


図-8 荷重-変位関係の履歴
-No.2 提案型試験体 (拡底式アンカー) -

表-3 実験結果の一覧

試験体		降伏荷重 P_y (kN)	降伏変位 δ_y (mm)	最大荷重 P_{max} (kN)	終局変位 δ_u (mm)	じん性率 μ
No. 1	実験値	494	13.8	669	112	8.1
	計算値 (鉄道)	503	11.5	601	66	5.7
	計算値 (道路)	478	8.0	478	20	2.5
No. 2	実験値	522	15.0	661	113	7.5
	計算値 (鉄道)	519	10.8	637	66	6.1
	計算値 (道路)	478	8.0	478	20	2.5

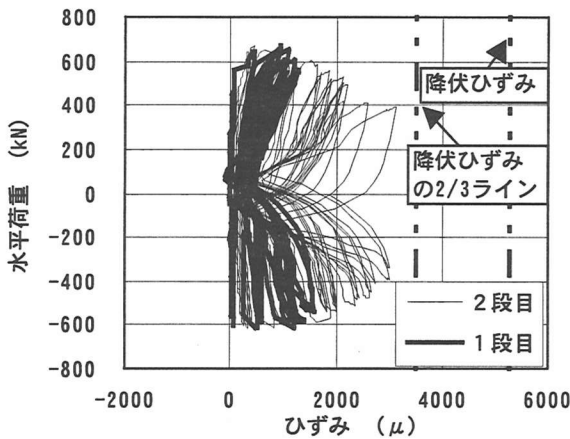


図-9 PC鋼棒のひずみ性状
-No.1 従来型試験体 (PC鋼棒) -

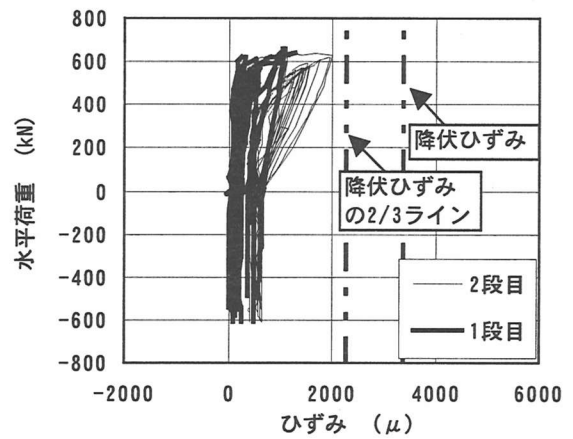


図-10 拡底式アンカーのひずみ性状
-No.2 提案型試験体 (拡底式アンカー) -

表-4 PC鋼棒および拡底式アンカーの降伏ひずみに対する最大ひずみの割合

試験体	降伏ひずみ* $\epsilon_1(\mu)$	降伏強度 $f_y(N/mm^2)$	実験時最大値		ϵ_2/ϵ_1	σ/f_y
			ひずみ $\epsilon_2(\mu)$	応力 $\sigma(N/mm^2)$		
No.1	5259	1046	3131	631	1.8/3	1.8/3
No.2	3404	534	1952	335	1.7/3	1.9/3

* 永久ひずみが0.2%となる応力時のひずみ

3. 拡底式アンカーの定着力低下に関する照査

3.1 照査項目

拡底式アンカーの定着力が低下する要因としては、曲げ引張を受ける側における引張ひずみの影響と曲げ圧縮を受ける側における主鉄筋の座屈の影響が挙げられ、定着力が低下し始める破壊条件として、引張側における最大引張ひずみ ϵ_{tu} と圧縮側における主鉄筋座屈時の定着限界ひずみ ϵ_{lim} が存在するとする。したがって、拡底式アンカーの定着位置の引張側に置けるひずみ ϵ_{ta} と圧縮側におけるひずみ ϵ_{ba} は式(1)を同時に満足する必要がある。なお、 ϵ_{lim} としては、先の引抜試験結果から、塑性ヒンジ部のひび割れ幅を1.5mm、ひび割れ間隔を10cmと仮定して、 $\epsilon_{lim}=1.5m/100mm=0.015$ と定義することとする。

$$\begin{aligned} \epsilon_{ta} &\leq \epsilon_{tu} \\ \epsilon_{ba} &\leq \epsilon_{lim} = 0.015 \end{aligned}$$

式(1)

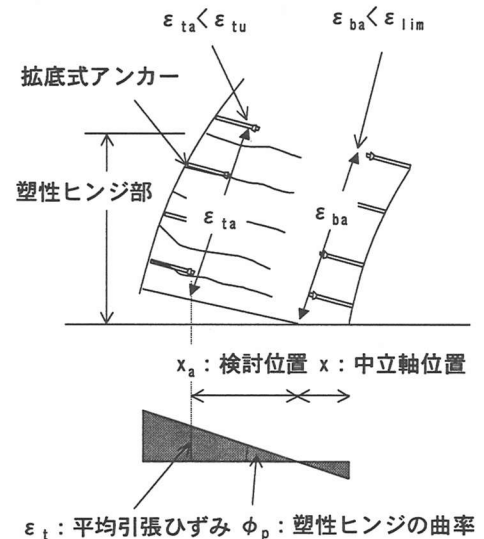


図-11 検討位置における平均引張ひずみ

3. 2 拡底式アンカー定着位置における最大引張ひずみ ε_{ta} の検討

ここでは、拡底式アンカーで補強した壁式橋脚試験体 No.2 の正負交番荷重実験結果を検討することにより、 ε_{ta} を定量的に評価する。実験によって得られる荷重点水平変位 δ は躯体の曲げ変形による変位 δ_ϕ とフーチングからの鉄筋の抜け出しによる回転変位 θ_θ の和であり、 δ_ϕ は塑性ヒンジ部の曲げ変形による変位 δ_p と塑性ヒンジ部以外の曲げ変形による変位 $\delta_{\phi 0}$ の和である。ここで、 $\delta_{\phi 0}$ は降伏時の躯体の曲げ変形による変位 $\delta_{y\phi}$ にほぼ等しいとする。また、 δ_θ および $\delta_{y\phi}$ は実験により観察された値より求めることができる。 δ_θ の算出に際しては、基部の開口変位 W にはフーチングからの鉄筋の抜け出しによる開口変位 W_f と塑性ヒンジからの抜け出しによる開口変位 W_p が含まれるとした。

$$\delta = \delta_\phi + \delta_\theta = \delta_p + \delta_{\phi 0} + \delta_\theta$$

$$\delta_p = \delta - \delta_\theta - \delta_{\phi 0} = \delta - \delta_\theta - \delta_{y\phi} \quad (\because \delta_{\phi 0} \cong \delta_{y\phi}) \quad \text{式 (2)}$$

$$W = W_f + W_p$$

$$W_f = W/2 \quad (\because W_f = W_p) \quad \text{式 (3)}$$

ここで、得られた δ_p からせん断スパン長 L_a と塑性ヒンジ長 L_p を用いて塑性ヒンジの回転角 θ_p と塑性ヒンジの曲率 ϕ_p を求めることができる。なお、本検討における L_p の値は道示⁶⁾ に基づいて算出した。中立軸位置からアンカー定着部の位置までの距離 x_a から以下の式により検討位置における平均引張ひずみを算出することができる。

$$\theta_p = \delta_p / (L_a - L_p / 2)$$

$$\phi_p = \theta_p / L_p$$

$$\varepsilon_{ta} = \phi_p \times x_a \quad \text{式 (4)}$$

実験結果をもとに式 (4) より算出した ε_{ta} と各荷重ステップピーク時の荷重点水平変位の関係を図-12 に示す。 δ と ε_{ta} の間には縦軸を対称にした線形関係が見られる。この線形関係が終局時まで保持されると仮定すれば、計測結果の得られている範囲のデータを線形回帰することにより、終局時の ε_{ta} を推定することができる (図-12)。図から、推定された ε_{ta} は 4.6~3.7% である。以上より、拡底式アンカーの定着限界引張ひずみ ε_{tu} は 4.6~3.7% であると推定される。以上より、拡底式アンカー定着における定着限界引張ひずみ $\varepsilon_{tu}=4.6\sim 3.7\%$ 程度であることがわかった。したがって、 $\varepsilon_{tu}=3.5\%$ と設定するのが適当であると考えられる。

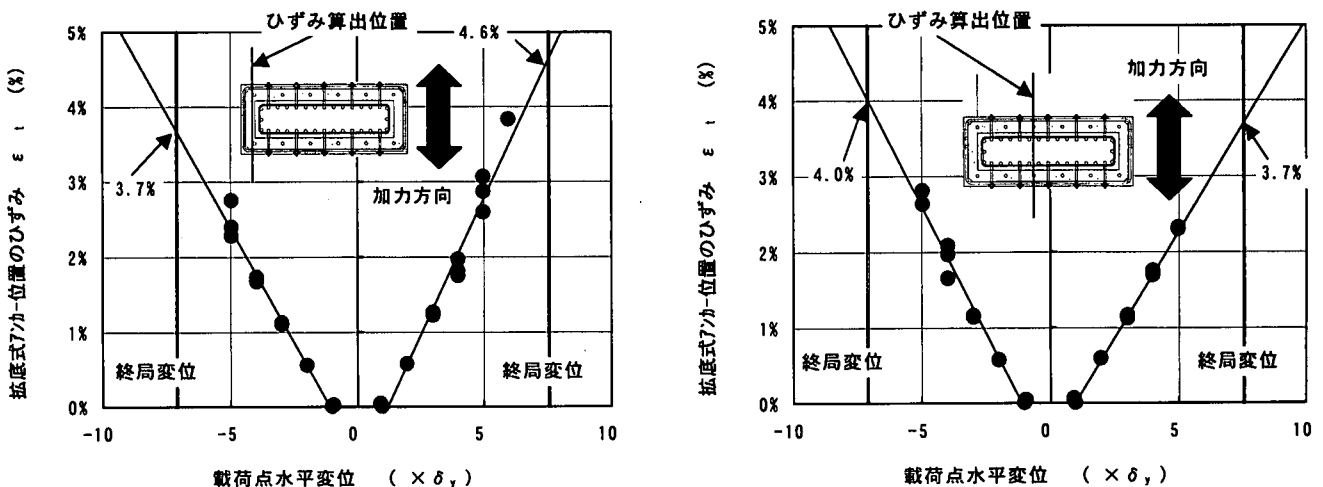


図-12 ε_{ta} と荷重点水平変位の関係

耐震設計において地震時保有水平耐力の照査を行った際に求められた終局曲率 ϕ_u と中立軸位置 x を用いて、
 拡底式アンカー一定着位置 x_a （終局時の中立軸位置からの距離）における平均引張ひずみ ϵ_{ta} を式（5）により
 算出することができる。式（5）により拡底式アンカー一定着位置の最大引張ひずみの照査を行う。

$$\epsilon_{ta} = \phi_u \cdot x_a \leq \epsilon_{tu} = 0.035 \quad \text{式（5）}$$

ここに、 ϕ_u : 終局時の曲率
 x_a : 拡底式アンカー一定着位置（終局時の中立軸位置からの距離）

3. 3 拡底式アンカー一定着位置の定着限界引張ひずみ ϵ_{lim} の検討

ϵ_{lim} の検討には主鉄筋の座屈モデルを用いる。増川⁷⁾、村井⁸⁾らは、座屈に関する安定解析を行い、かぶり
 コンクリートによる拘束がある間は、座屈に対して安定であることを示している。さらに、かぶりコンクリー
 ト剥落後の軸方向鉄筋の座屈に関して、図- 13に示すように軸方向鉄筋を帯鉄筋や中間帯鉄筋からなる弾
 性支承上の単柱であるとしてのモデル化を行った上で、弾性座屈理論を適用して、式（5）、式（10）に示
 すような弾性座屈荷重および座屈長さで評価できるとしている。帯鉄筋の曲げ剛性 β_n は図- 14に示すよう
 に断面内の帯鉄筋、中間帯鉄筋をバネとしてモデル化し、断面内における軸方向鉄筋1本あたりへのバネ定数
 k を算出し、高さ方向の帯鉄筋間隔を考慮し、次式で算出する。

$$P_{cr} = 3.3\sqrt{\beta_n E_{BL} I_L} \quad \text{式（6）}$$

$$f_b = P_{cr} / A_L$$

$$\beta_n = k / S_b \quad \text{式（7）}$$

ここに、 P_{cr} ：弾性座屈荷重(N/mm²)、 E_{BL} ：座屈時の軸方向鉄筋の見かけの剛性(N/mm²)= E_B （式10）

D_L ：主鉄筋径（mm）、 I_L ：主鉄筋の断面2次モーメント $I = \pi/64 \times D_L^4$ （mm⁴）

β_n ：帯筋の曲げ剛性(N/mm²)、 f_y ：主鉄筋の降伏強度(N/mm²)、 f_b ：主鉄筋の座屈強度(N/mm²)

A_L ：主鉄筋の断面積(mm²)、 k ：主鉄筋1本あたりの帯鉄筋・拡底式アンカーのバネ定数

S_b ：帯鉄筋の鉛直方向の間隔（千鳥配置の場合 鉛直配置間隔×2）

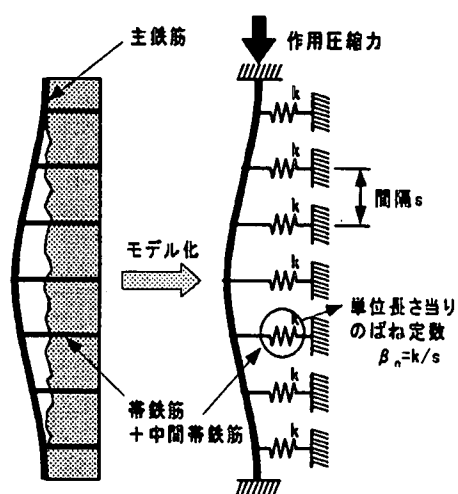


図- 13 弾性座屈モデル

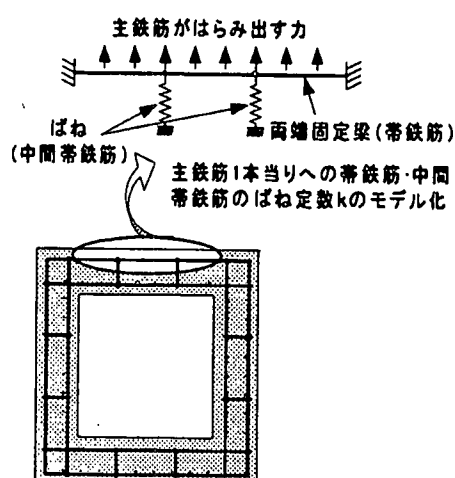


図- 14 横拘束筋のモデル

ここで、拡底式アンカーによりじん性補強された場合の横拘束筋のモデルは以下の図のようになり、 k は回
 転固定梁とバネの直列剛性として算出できる。

$$k = \frac{l_L}{\frac{l_b^4}{384E_s I_s} + \frac{d_b l_b}{E_b A_b}} \quad \text{式(8)}$$

ここに、 E_s ：帯鉄筋の弾性係数(N/mm²)、 D_s ：帯鉄筋の径(mm)

I_s ：帯鉄筋の断面 2 次モーメント $I = \pi/64 \times D_s^4 \times S_b/S_s$ (mm⁴)

E_b ：拡底式アンカーの弾性係数(N/mm²) ボルト降伏時の割線剛性 $E_b = f_{yb}/(f_{yb}/E_b + 0.002)$

f_{yb} ：拡底式アンカーボルトの降伏強度 (N/mm²)、 A_b ：拡底式アンカーボルトの有効断面積 (mm²)

d_b ：拡底式アンカーの定着長さ(mm)、 l_L ：主鉄筋（基部定着された補強筋のみ）の配置間隔(mm)

l_b ：拡底式アンカーの水平方向配置間隔(mm)（千鳥配置の場合 水平方向配置間隔÷2）

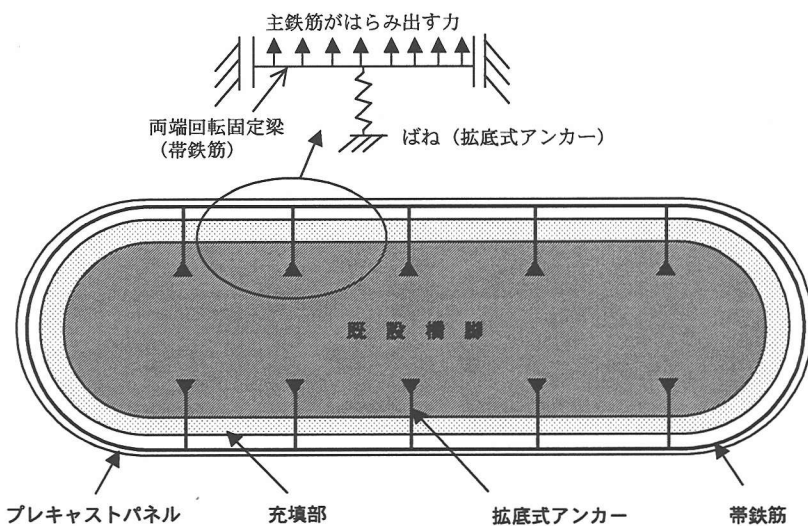


図- 15 横拘束筋のモデル

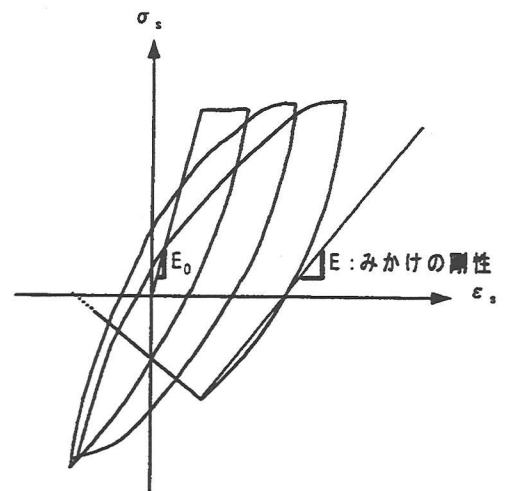


図- 16 主鉄筋の応力とひずみの関係

村山らは単柱モデル試験体の正負交番載荷試験より、柱基部における軸方向鉄筋の座屈後に至るまでのひずみと応力の関係を求めており、上記のモデルに適用することにより、軸方向鉄筋の座屈挙動を評価している。柱基部における主鉄筋の応力とひずみの関係は図- 16 に示すようになり、式(6)～式(8)より求められた主鉄筋の座屈強度 f_b を用いて、鉄筋の応力-ひずみ関係の履歴構成則として式(9)～(11)に示す加藤モデル⁹⁾を用いることにより主鉄筋座屈時のひずみ ϵ_b を算出することができる。ここで、式(6)の E_{BL} に対しては、鉄筋の見かけの剛性として、座屈開始点の割線勾配を適用し、式(10)に示す主鉄筋圧縮降伏時の割線剛性 E_B を用いることとする。

$$\frac{f_b}{f_y} = a - \frac{a(a-1)}{\frac{E_B}{f_y}(\Delta\epsilon - \epsilon_y) + a - 1} \quad \text{式(9)}$$

$$a = \frac{E_L}{E_L - E_B}$$

$$\Delta\epsilon = \frac{(a-1)f_b}{af_y - f_b} \cdot \frac{f_y}{E_B} + \epsilon_y$$

$$E_B = -\frac{E_L}{6} \log_{10} 10(\epsilon_{Ll} - \epsilon_y) \quad \text{式(10)}$$

$$\epsilon_b = \epsilon_{Ll} - \Delta\epsilon \quad \text{式(11)}$$

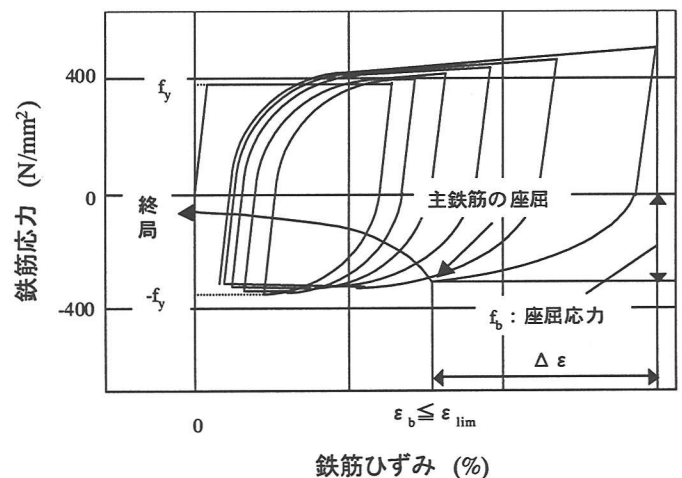


図- 17 地震時の主鉄筋のひずみ履歴の概念

ここに、 ε_b ：主鉄筋座屈時の主鉄筋のひずみ、 ε_{tL} ：終局時の主鉄筋の引張ひずみ
 ε_y ：主鉄筋の降伏ひずみ $=f_y/E_L$ 、 E_L ：主鉄筋の弾性係数(N/mm²)、 f_b ：主鉄筋の座屈強度(N/mm²)

得られた ε_b より拡底式アンカー一定着位置の ε_{ba} を算出し、 ε_{lim} 以下であることを確認することによって拡底式アンカー一定着位置の定着限界ひずみを検討することができる。

$$\varepsilon_{ba} = \frac{x_a}{x_L} \varepsilon_b \leq \varepsilon_{lim} = 0.015 \quad \text{式(12)}$$

ここに、 ε_{ba} ：主鉄筋座屈時の拡底式アンカー一定着位置のひずみ

x_a ：拡底式アンカー一定着位置（終局時の中立軸位置からの距離）

x_L ：主鉄筋位置（終局時の中立軸位置からの距離）

式(13)は拡底式アンカーで補強した壁式橋脚試験体 No.2 について ε_{lim} の検討を行った計算結果である。計算結果から、主鉄筋の座屈強度 f_b は降伏強度 f_y を上回り、座屈に対する抵抗性は十分であるということがわかった。したがって、試験体 No.2 は拡底式アンカーのじん性補強効果により所定の変形性能を発揮した後に終局に至ったものと考えられる。

$$k = \frac{200}{\frac{200^4}{384 \times 183260 \times 5608} + \frac{175 \times 200}{123077 \times 84.3}} = 26926 \text{ N/m}$$

$$\beta_n = 26926/300 = 89.8 \text{ N/mm}^2 \quad P_{cr} = 3.3\sqrt{89.8 \times 9413 \times 11499} = 310700 \text{ N}$$

$$f_b = 310700/387.1 = 803 \text{ N/mm}^2 \geq f_y = 345 \text{ N/mm}^2 \quad \text{式(13)}$$

4. まとめ

拡底式アンカーのアンカー施工位置にひび割れが発生した場合の引抜き耐力と、壁式橋脚のじん性補強に適用した場合の補強効果について検討を行った結果、中間貫通P C鋼棒を用いた場合と同様の十分なじん性補強効果が期待でき、既往の評価式により安全側に評価できることがわかった。また、試験体の塑性ヒンジ部に生じた引張ひずみの検討と主鉄筋の座屈モデルによる検討を行うことによって、拡底式アンカーの定着力低下に関する照査方法を確立した。

参考文献

- 1) 小原孝之ほか：水中で施工する樹脂接着系あと施工アンカーの耐荷性状に関する検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.343～348，1999.
- 2) 小原孝之ほか：RC 橋脚の水中耐震補強工法の開発，コンクリート工学年次論文集，Vol.22，No.2，pp.1429～1434，2000.
- 3) (社)日本道路協会：既設道路橋の耐震補強に関する参考資料，1997.8
- 4) 山本晴人ほか：拡底式アンカーを用いて補強した壁式橋脚の耐震性能に関する実験的検討，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.23，No.1，pp.973～978，2001.
- 5) 鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，1999.10
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 耐震設計編，1996.121
- 7) 増川淳二，須田久美子，前川宏一：かぶりコンクリートの剥落と鉄筋座屈を考慮した中空断面 RC 橋脚の3次元非線形 FEM 解析，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，pp.37-42，1999.
- 8) 村山八洲雄，須田久美子，一宮利通，新保弘：交番繰り返し荷重下における柱筋の座屈モデル，鹿島技術研究所年報，第42号，pp.93-98，1994.10
- 9) Kato, B.: Mechanical properties of steel under load cycles idealizing seismic action, Bulletin D'Information No.131, CEB, AICAP-CEB symposium, Rome, pp.7-27, 1979.