

頭付きアンカーボルトの引き抜き耐力に対する補強筋の効果について

EFFECT OF REINFORCING DETAILS ON THE PULL-OUT CAPACITY OF HEADED ANCHOR BOLTS

鈴木智巳* 角谷洋文** 関本 恒*

By Tomomi SUZUKI, Hirohumi SUMIYA and Hisashi SEKIMOTO

It is well known that the pull-out capacity of anchor bolts is increased by reinforcement put around the anchor bolts even if embedded depth of the anchor bolts into the concrete base is inadequate. But there are few papers that mention the relationship between the amount of reinforcement and the pull-out strength of the anchor bolts. The static pull-out tests of the large sized headed anchor bolt were conducted with several type of reinforcement arrangements. The behaviors of reinforcement during pull-out tests were clarified and the equation that relates the pull-out strength to the amount of reinforcement was derived. Design considerations are, furthermore, described for the reinforcement arrangements.

Key Words ; headed anchor bolt, pull-out capacity, reinforcement

1. まえがき

鉄筋コンクリート構造に設置される機器・配管類及びその支持構造物の定着部に用いる頭付きアンカーボルトのコンクリート部のコーン状破壊による引き抜き耐力の評価法は既に指針等¹⁻⁴⁾として示されており、いずれもコンクリート部がコーン状破壊する時のアンカーボルト1本当りの引き抜き耐力を $P_{ae} = K \cdot A_c \sqrt{f'_c}$ で与えている。ここに、 K は係数、 f'_c はコンクリートの圧縮強度 (kgf/cm^2)、 A_c はコーン状破壊面の有効水平投影面積 (cm^2)で算出法を補遺1に示す。ところで、実機においては極めて狭隘な部位へのアンカーボルトの設置が必要となることも多く、この様な場合、アンカーボルトの埋め込み深さが十分とれず、アンカーボルトそのものの強度以下の耐力しか得られないことになる。この対策として、コンクリート中に配した補強筋に強度を負担させることが有効であり、潜在的に存在するコンクリートのコーン状破壊面の発生を抑える様に補強筋を配すべきである、との規定⁵⁾もある。又、一定量以上の補強筋配置を行なう場合を対象に、その耐力の割り増しを許容する規定⁴⁾もある。しかしながら、上記に記述の内容の範囲からだけでは実際に補強筋の設計を行なう場合、以下の諸点が不明確である。

- ① 補強筋量の絶対値に対する耐力向上効果の具体的評価式が示されていない。
- ② 文献 4) に記載の補強方法の内、補遺2の図A3, (b)に示すに通常の梁のせん断補強筋と同様の補強筋配置形式(以下、直筋型式と称す)を用いる場合、補強筋の上、下端を定着する上ば筋及び下ば筋の耐力向上効果への寄与度が不明である。

* 工修 三菱重工業(株)高砂研究所 (〒676 高砂市新井町新浜)

** 三菱原子力工業(株)プラント・機器設計部 (〒105 東京都港区芝公園2丁目4番1号)

③ アンカーボルトと平行して配す補強筋の設置範囲に関し、アンカーボルトからの最外設置範囲についての規定は文献 5) に示されているが、最内設置範囲については規定がない。又、補強筋量と補強筋径、本数の関係、即ち、アンカーボルトを中心に同心円上に配す補強筋の分散法に関する具体的規定も示されていない。

上記諸点より、本論文では補強筋効果の定量化、補強筋の上、下端を定着する上ば筋及び下ば筋の耐力向上への寄与度把握及び最適補強筋配置法の検討を目的に、原子力発電所で使用される大型機器の支持構造物の定着部（以下、実機重機器支持構造物と称す）等に用いられる代表的径のアンカーボルトを有する供試体を対象に引張載荷試験を実施した。

2. 試 験

(1) 供試体

a) 供試体種類

アンカーボルトの径については全供試体共通とし、実機重機器支持構造物の定着部に使用される範囲の M42 を選定した。又、埋め込み深さについては全供試体ともその最大耐力がアンカーボルトの鋼材で支配されぬ様、高張力鋼を使用し、基礎コンクリート表面よりアンカヘッド上面までの深さ L_d を全供試体とも同一の、アンカーボルト径 d の 5 倍（ $=5 \times 42 = 210\text{mm}$ ）とすることを基準とした。実機重機器支持構造物の定着部コンクリートの表層近傍には、躯体作用荷重に基づき設定された上ば筋（以下、実配筋と称す）が配されている。従って、実機鉄筋コンクリート構造に埋設されたアンカーボルトの耐力には、この実配筋の効果も含まれているものと考えられる。このため、補強筋を設置する供試体には全て同一鉄筋量の実配筋を配するとともに、無筋（実配筋及び補強筋とも無し）及び実配筋のみを配した供試体も対象とした。なお、実配筋量については、既設 PWR プラントの耐震壁に採用されている平均的実配筋量と同一の D25-@200 ダブル（縦横共）を基準とした。補強筋型式については実機における施工容易性の観点から図 2, (a) ~ (b) に示す直筋型式を主体とし、図 2, (c) に示すヘアピン型式も一部対象とした。又、直筋型式については上端部での実配筋への定着方式の補強効果への影響把握のため、同一補強筋量に対し異なる定着方式の供試体を検討対象とした。補強筋量については使用鉄筋の入手性も考慮し、実機での採用の中心値となるコンクリートのコーン状破壊面の有効水平投影面積に対して 0.4 % 前後の補強筋量を設定した。補強筋の配置法については、アンカヘッド外周端より補強筋までの配置距離に対し、

表 1 供試体種別一覧

補強筋までの配置距離に対し、

① L_d の 3 分の 1 以内で、アンカヘッド近くに配す場合 (約 $L_d/16 \sim L_d/6$ の範囲)

② L_d の 3 分の 1 以内で、アンカヘッドから離して配す場合 (約 $L_d/3.4$)

③ L_d の 3 分の 1 より外側に配す場合 (約 $L_d/2.6$)

の 3 つのグループを考慮し、又、一部補強筋量に対しては使用補強筋の径及び本数をパラメータとした供試体を含めた計画をした。上記により策定の供試体種類一覧を表 1

要 因	供試体名称												
	00	01	08	02	04	06	07	10	09	12	11	03	
アンカーボルト径 d	M42												
埋め込み深さ L_d (mm) (基準値; $5d = 210$)	222	224	222	222	222	226	224	210	210	210	210	222	
有効水平投影面積 A_d	2071	2104	2071	2071	2071	2137	2104	1887	1887	1887	1887	2071	
実配筋の有無	無		有										
アンカヘッド外周端より補強筋までの距離 (mm) ($L_d/3 = 70\text{mm}$)	—		$L_d/16 \sim L_d/6$					$L_d/3.4$				$L_d/2.6$	
			32	37	39	12.8	23	62	62	62	62	80.5	
補強筋型式	—		直筋型式									ヘアピン型式	直筋型式
補強筋量 (%)	—		0.138	0.245	0.536	0.736	0.403	0.421	0.537	0.241			
補強筋本数	—		4					6	4	8	4		
補強筋端定着方式	—		A		C		A				—	B	
補強筋材種・径	—		無規格 D10	SD30 D13	SD30 D13	SD35 D19	SD35 D22	SD30 D13	SD30 D16	SD30 D13	SD30 D13	SD30 D13	
試験実施時コンクリートの圧縮強度 f'_c (kgf/cm ²)	231	237	250	245	251	230	238	238	236	229	229	246	

の 3 つのグループを考慮し、又、一部補強筋量に対しては使用補強筋の径及び本数をパラメータとした供試体を含めた計画をした。上記により策定の供試体種類一覧を表 1

に示す。

b) 供試体形状・寸法

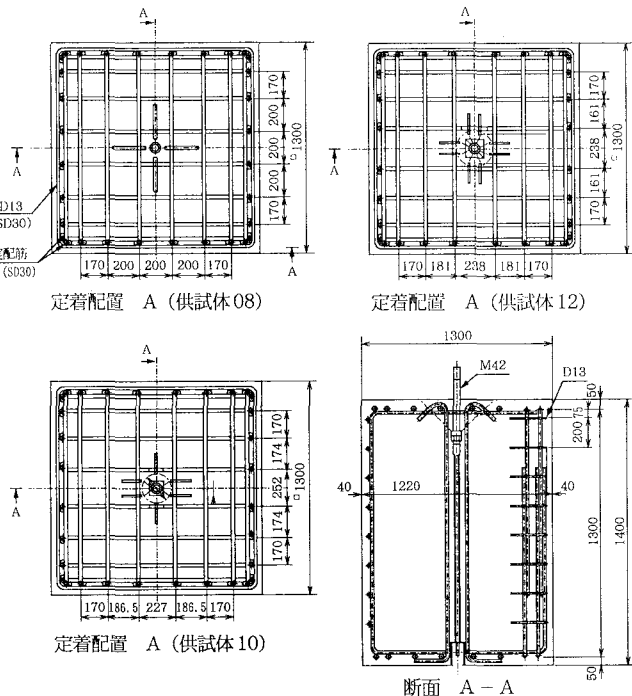
供試体の形状・寸法の設定に際しては、コンクリートがコーン状に破壊するのを妨げない様十分な大きさを有す水平断面形状を設定するとともに、各供試体の予想最大耐力によりコンクリート躯体部が曲げ破壊を生じない様十分な鉛直方向長さを設定した。実配筋を配す供試体には、上ば筋の他下ば筋を配し、そのそれぞれにD25（材質SD30）を200～280mmピッチで格子状に配した。又、供試体側面及び底面には、乾燥あるいは運搬時の衝撃によるコンクリートのひび割れ発生防止を目的に用心筋を配した。なお、供試体のアンカーボルト下部には、試験時のアンカーボルト底部の抜け出し変位量計測に用いる測定用ロッドの保護スリーブをあらかじめ設けた。供試体形状例を図1に、又、補強筋定着法詳細を図2に示す。

c) 供試体使用材料

表2にアンカーボルト及び補強用鉄筋の材料強度試験結果を示す。試験実施時の各供試体コンクリートの圧縮強度を表1に示すが、実機コンクリートの設計基準強度 $240\text{kgf}/\text{cm}^2$ を考慮し、試験は圧縮強度 fc' が $220\text{kgf}/\text{cm}^2 \leq fc' \leq 260\text{kgf}/\text{cm}^2$ の範囲で実施した。

(2) 載荷方法

アンカーボルトに対する載荷は、図3に示す様に、アンカーボルト上端太径ネジ部に加力用ジャッキボルト下端をソケットを介し取り付け、試験体コンクリート部上端の4隅に支持脚を有する加



(a) 供試体 08, 12, 10

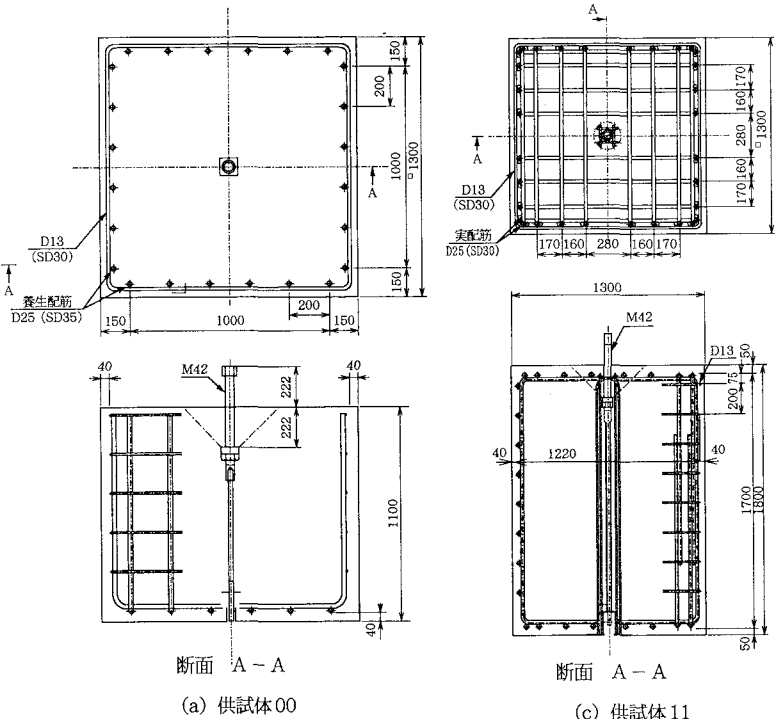


図1 供試体形状例

力治具の中央に設置したセンタホール型油圧ラム（容量200ton）によりアンカーボルトに引張力を载荷した。各供試体に対する载荷は、弾性試験を実施の後、単調漸増载荷により破壊試験を実施し、最大耐力を確認後除荷した。

(3) 測定方法

引張荷重の測定は、アンカーボルト露出部に貼付したひずみゲージからの出力を用いて行なった。又、アンカーボルトの露出部及び底部の抜け出し変位量、並びにコンクリート表面のアンカーボルト近傍の鉛直方向変位量を電気式変位計により計測した。各供試体の補強筋を対象に、アンカヘッド外縁上端からのコンクリートコーン状破壊面（頂角45°を仮定）との交叉位置近傍に90°ピッチで4枚のひずみゲージを貼付し、4ゲージ法により軸方向ひずみを測定した。又、アンカーボルトを囲む直交2方向の上ば筋4本を対象に、その上、下面にひずみゲージを貼付し、ひずみ発生状況を把握した。なお、コンクリート表面におけるひび割れ発生状況を把握するため、各荷重段階におけるひび割れ進展状況を目視観察するとともに、一部供試体については試験終了後、アンカーボルト近傍のコンクリートを斫り、コンクリート内部におけるひび割れ発生状況を目視観察した。

(4) 試験結果と考察

表3に試験結果を一覧として示す。図4には载荷々重とボルト抜け出し変位量の関係を、又、図5には载荷々重と補強筋発生軸ひずみの関係を示す。なお、図6には载荷々重と補強筋発生軸力総和との関係を示す。

a) 载荷々重とボルト抜け出し変位量の関係

図4によれば、各供試体のボルト底部の抜け出しは、概ね23tonf～26tonfの段階で生じている。この荷重段階におけるアンカヘッド上部コンクリートの支圧応力度 σ_a を、载荷々重をアンカヘッド上部の断面積で除して求め、この σ_a の値とコンクリートの圧縮強度 f_c' に対する σ_a の比（ σ_a/f_c' ）を表3に示すが、概ね2.2～2.6の値となっている。アンカヘッド上部コンクリートの局部支圧破壊により変形が急増する限界支圧応力度は、ほぼコンクリート圧縮強度の10倍となることが知られている¹⁾。このことより、今回供試体で認められたボルト底部の抜け出し開始はアンカヘッド上部コンクリートの支圧破壊によるものではなく、アンカヘッド上部周辺からのコンクリートのコーン状クラックの発生に起因するものと考えられ、補強筋の存在はコーン状クラックの発生荷重を増加させる効果としては、ほとんど期待出来ないものと思われる。又、図4に示すボルト露

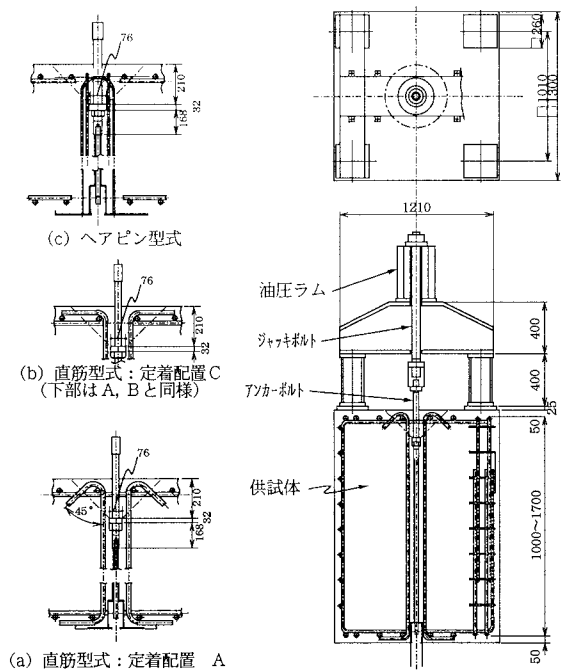


図3 载荷方法

表2 供試体鋼材料引張試験結果

種 別	呼 径	材 質	試 験 結 果				備 考
			降伏点 σ_y (kgf/mm ²)	引張強さ σ_u (kgf/mm ²)	伸び ϵ_s (%)	ヤング率E (kgf/mm ²)	
アンカーボルト	M42	SNCM447	96.8	106.5	15.3	2.18×10^4	試験片2本の平均
補強筋	D10	無規格	25.0	34.4	33.9	1.54×10^4	
	D13	SD30	38.4	54.7	30.9	1.80×10^4	
	D16		51.1	76.6	25.5	2.08×10^4	
	D19	SD35	52.0	74.5	26.4	2.32×10^4	
	D22		51.5	74.2	21.2	2.30×10^4	

出部の抜け出し挙動に着目すると、4本の補強筋を有する供試体では、いずれも最大荷重を若干下廻る時点で一旦荷重の落ち込みを示した後、再び荷重増加の傾向を示し最大荷重に至っている。これに対し、6本もしくは8本の補強筋を配した供試体では上記の様な傾向は認められず、最大荷重に近づくにつれ若干の荷重低下・変位増加を伴いつつ最大荷重に達している。これは、コーン状クラック発生後の挙動において、補強筋量の増加に伴いコンクリートの荷重分担比率が軽減されコンクリートクラックの進展が抑制されたものではないかと推定される。なお、4本の補強筋を配した供試体に認められた上記の荷重の落ち込みの発生が、概ね、実配筋のみを配した供試体（02）でも認められる同様の挙動発生時の荷重段階で生じていることから、この荷重段階において、コーン状クラックが

表3 試験結果一覧

試験体	00	01	08	02	04	06	07	10	09	12	11	03
試験結果												
初ひび割れ荷重 P_c (tonf)	34	39	37	43	41	38	44	35	54	32	36	39
ボルト底部抜け出し荷重 P_b (tonf)	23	25	25	23	26	24	25	26	26	24	24	23
最大荷重 P_u (tonf)	36.4	42	40.4	49	48.3	51.2	54.4	43	56.2	45	60	40.2
$P_u/A_c\sqrt{f'_c}$ (試験体00に対する比)	1.156 (1.00)	1.297 (1.12)	1.234 (1.07)	1.511 (1.31)	1.472 (1.27)	1.580 (1.37)	1.676 (1.45)	1.477 (1.28)	1.939 (1.68)	1.576 (1.36)	2.101 (1.82)	1.237 (1.07)
ボルト抜け出し時アンカヘッド 支圧応力 σ_s (kgf/cm ²)	542	590	589	543	613	566	590	613	613	566	566	543
σ_s/f'_c	2.35	2.49	2.36	2.22	2.44	2.46	2.48	2.56	2.60	2.47	2.47	2.21
最大荷重時	ボルト露出部変位量 (mm)	0.82	0.80	1.65	2.16	2.52	2.93	3.09	2.55	3.21	2.80	1.72
	ボルト底部変位量 (mm)	0.45	0.38	1.39	1.69	2.18	2.53	2.59	1.22	1.73	1.79	1.64
	コンクリート表面変位量 (mm)	0.23	0.10	0.55	0.70	0.80	0.55	0.61	0.15	0.90	0.11	0.60

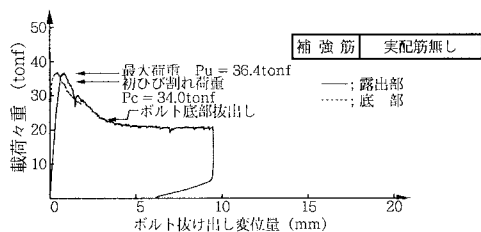
によれば、補強筋に明確なひずみの発生が認められる載荷レベルは概ね24tonf～29tonfの範囲にあり、ボルト底部抜け出し荷重 (23tonf～26tonf) を若干上廻るものとなっている。このことから、ボルト底部抜け出し開始時、即ち、アンカヘッド周辺よりのコーン状クラック発生時点からのクラックが進展し、補強筋位置に達した段階以降において補強筋が荷重分担を開始し始めるものと推定される。補強筋ひずみ発生開始以後の挙動は各供試体により異なり、載荷々重の増加によりいずれも徐々にそのひずみ量を増加させているが、最大荷重に至るまで弾性ひずみ状態を保つものと、降伏ひずみ状態となりこれが最大荷重を支配していると考えられるものとに大別される。図5には、各供試体毎に、全補強筋の断面積を考慮した補強筋断面弾性剛性を用いて求めた補強筋軸力に対する発生ひずみの勾配を一点鎖線で併記した。上記勾配と載荷々重に対する補強筋発生ひずみの勾配が一致し始める荷重が、その荷重段階以降の載荷々重の増分を総て補強筋で分担し始める荷重段階と考えると、表5に示す様に、供試体09、11が、最も高い載荷々重の段階で、その荷重段階以降の載荷々重の増分の総てを補強筋で分担し始めていたものと推定される。

c) 補強筋作用総軸力と載荷々重の関係

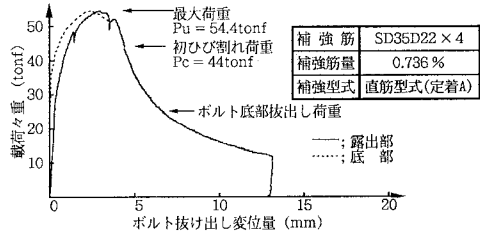
図6によれば、載荷々重が約40tonに至るまでは、補強筋量の増加に伴い同一載荷々重段階における補強筋作用総軸力の値が大きくなっているが、これ以上の載荷々重段階では各供試体補強筋作用総軸力は、各供試体補強筋の載荷々重に対する荷重分担割合に支配された挙動を示している。

d) 最大荷重及び補強筋の効果

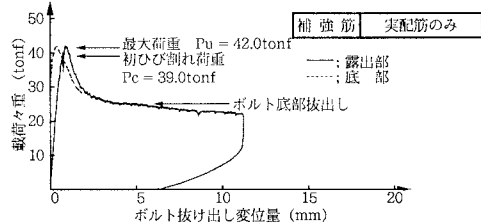
表4に各供試体に対して得られた最大荷重 P_u 及び最大荷重時の補強筋作用軸力の総和 P_s を示す。コンクリート部のコーン状破壊耐力については $A_c\sqrt{f'_c}$ に比例することが知られている。今回対象とした各供試体の A_c 及び f'_c は必ずしも同一ではない。そこで、以後の検討では各供試体のコンクリート部の耐力については、無筋試験体00の A_c 、 f'_c を基準とした時に得られる補正值をもとに検討を行なうこととする。又、表4によれば無筋試験体00に対しての実配筋のみの供試体01の最大荷重の増加率は約12%程度であり、以後の検討では実配筋の効果を含め行なうこととする。上記前提で算定した各供試体の最大荷重時におけるコンクリート部の受持補正荷重 P_c' 及び $P_s + P_c'$ として求めた補正後最大荷重 P_u' （以下、最大荷重と称す）



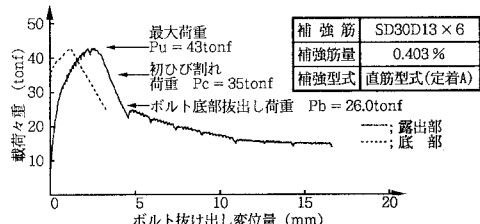
(a) 供試体 00



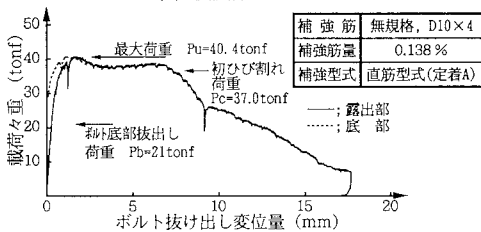
(g) 供試体 07



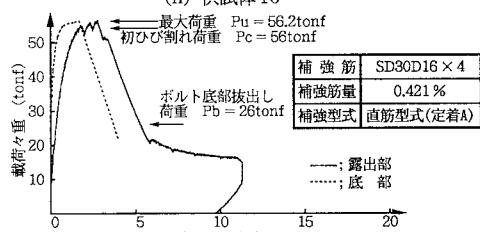
(b) 供試体 01



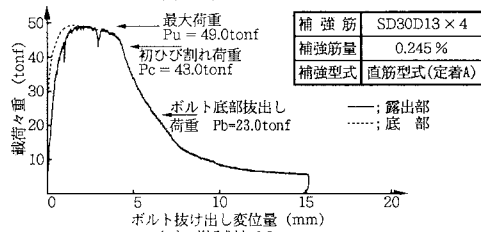
(h) 供試体 10



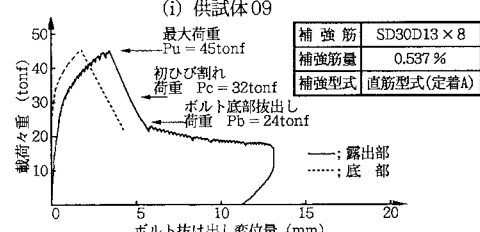
(c) 供試体 08



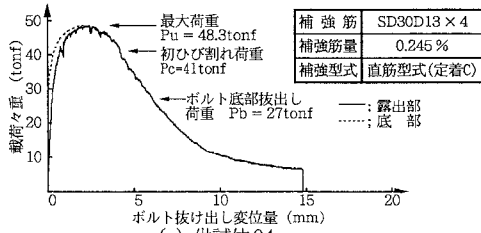
(i) 供試体 09



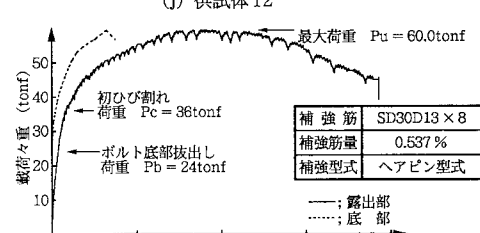
(d) 供試体 02



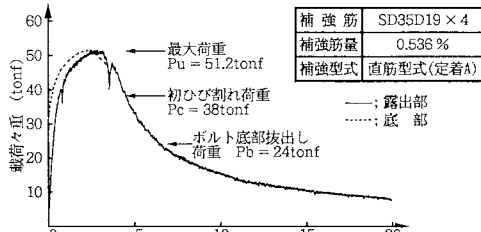
(j) 供試体 12



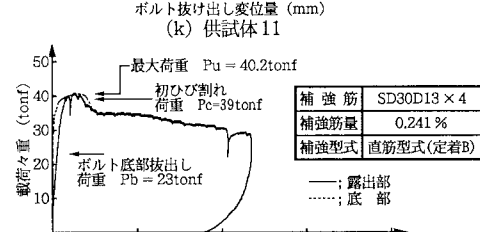
(e) 供試体 04



(k) 供試体 11

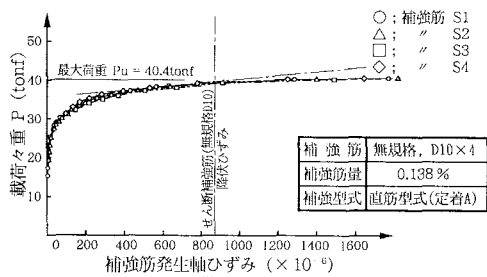


(f) 供試体 06

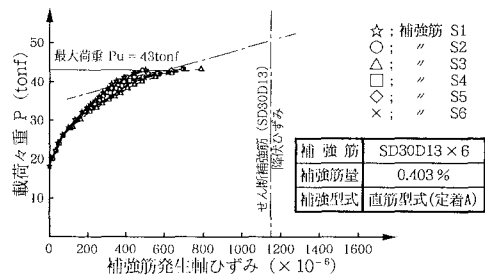


(l) 供試体 03

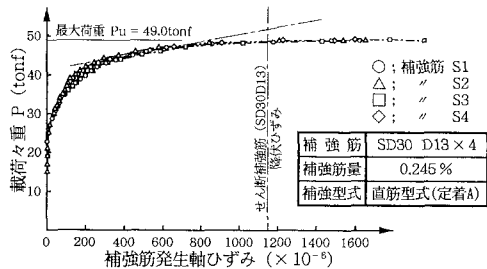
図4 載荷々重とボルト抜け出し変位量の関係



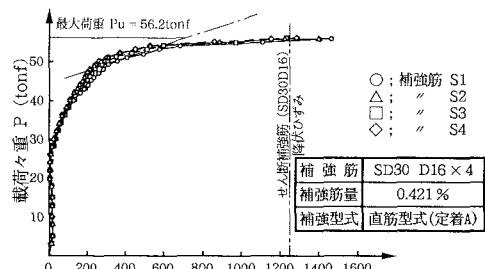
(a) 供試体 08



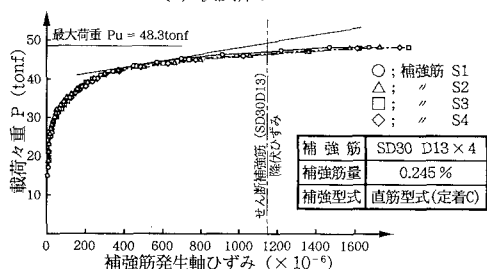
(F) 供試体 10



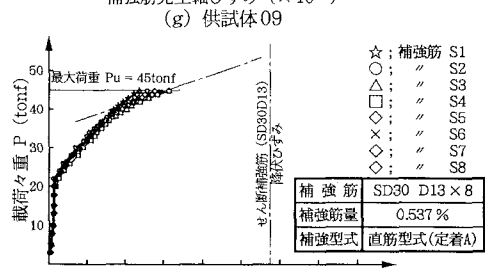
(b) 供試体 02



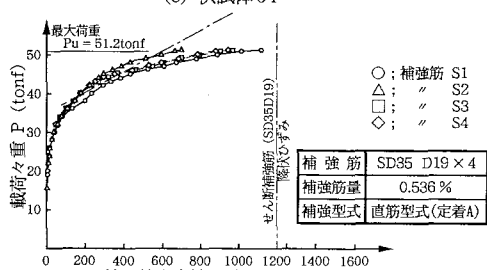
(g) 供試体 09



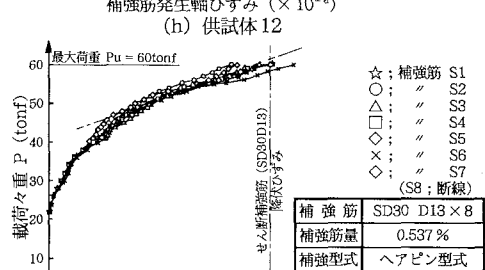
(c) 供試体 04



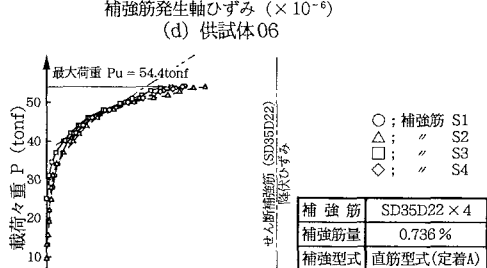
(h) 供試体 12



(d) 供試体 06



(i) 供試体 11



(e) 供試体 07



(j) 供試体 03

図5 載荷々重と補強筋発生軸ひずみの関係

を表4に示した。同表には最大荷重 P_u' に対する補強筋の荷重分担率検討のため、 P_s/P_u' 値を示したが、約20%～60%の範囲に分布しており、供試体により補強筋の荷重分担には大きな差異が認められる。表4に無筋試験体00に対する各試験体の最大荷重比 ($P_u'/\omega P_u$) を、又、図7には各試験体の補強筋量と最大荷重 P_u' との関係、及び最大荷重比 ($P_u'/\omega P_u$) の関係を示す。これらによれば、補強筋配置供試体の最大荷重は必ずしも補強筋量の増加とともに単調的には増加しておらず、補強筋の効果には、その配置位置、本数、降伏強度等の材料特性及び補強型式等が影響しているものと考えられる。表5には、最大耐力時における補強筋効果の詳細を検討するため、前述の補強筋が荷重々重の増加分を総て分担し始める荷重段階、最大荷重時の補強筋作用総軸力、補強筋降伏耐力を示した。又、同表には最大荷重時における補強筋作用軸力を、補強筋のコンクリートコーン状クラックとの交差部より上部を付着有効長と仮定して求めた時の補強筋の全表面積で除して求めた鉄筋付着応力等を示した。表5によれば供試体08、02、04については最大荷重時の補強筋作用軸力の総和が補強筋の降伏耐力にほぼ等しいことから、これら供試体では最大荷重に至るまで補強筋とコンクリートとの付着は確保され、その最大耐力は補強筋の降伏により支配されたものと考えられる。これに対し、供試体06、07、10及び12については最大荷重時において全ての補強筋が弾性状態にある。この内、D13の補強筋を有する供試体10及び12については、その最大荷重時の補強筋付着応力度が約30kgf/cm²と、前述のD13の補強筋を有し補強筋降伏に至った供試体02、04の最大荷重時付着応力度約110kgf/cm²に比し大幅に低い値であり、補強筋とコンクリートとの間の付着切れが生じていたとは考えにくい。又、

供試体06、07については、最大荷重時の付着応力度が約60～70kgf/cm²であることから、これら供試体においても供試体10、12と同様、補強筋とコンクリートとの間の付着切れが生じていたとは考えにくい。従って、これら供試体においては、単純な付着切れとは別の要因により補強筋とコンクリートとの付着が破壊された可能性があるものと推定される。表5には、アンカヘッドを起点として発生したコーン状クラックの先端が補強筋位置に達した段階を想定した時、このコーン状クラック先端の周長が補強筋の存在により欠損される比率を示した。最大荷重時において、補強筋が降伏に至

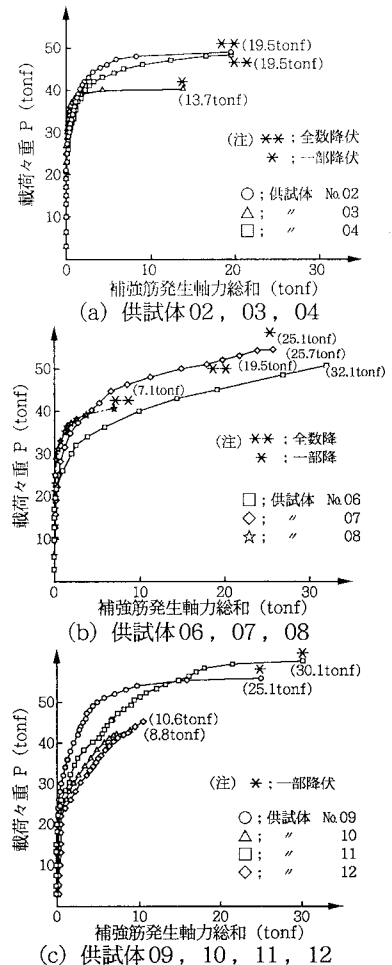


図6 荷重々重と補強筋作用軸総和の関係

表4 供試体最大荷重及び補強筋荷重分担率

試験体	最大荷重 P_u (tonf)	最大荷重時		コンクリート部 受持補正荷重 P_c' (tonf)	補正後 最大荷重 P_u' (tonf)	係数K ($= \frac{P_c'}{\omega A_{c, \omega f}}$)	P_s/P_u'	* 試験体00 に対する 補正後最大荷重比 ($P_u'/\omega P_u$)
		補強筋作用 軸力 P_s (tonf)	コンクリート部 受持荷重 P_c (tonf)					
00	36.4	—	36.4	36.4	36.4	—	—	1.0
01	42.0	—	42.0	40.8	40.8	—	—	1.12
08	40.4	7.1	33.3	32.0	39.1	1.02	0.18	* 1.18
02	49.0	19.5	29.5	28.6	48.1	0.91	0.14	1.32
04	48.3	19.5	28.8	27.6	47.1	0.88	0.41	1.29
06	51.2	32.1	19.1	18.6	50.7	—	0.63	1.39
07	54.4	25.7	28.7	27.8	53.5	—	0.48	1.47
10	43.0	8.8	34.2	37.0	45.8	—	0.19	1.26
09	56.2	25.1	31.1	33.8	58.9	1.07	0.43	* 1.45
12	45.0	10.6	34.4	37.9	48.5	—	0.22	1.33
11	60.0	30.1	29.9	33.0	63.1	1.05	0.48	1.73
03	40.2	13.7	26.5	25.7	39.4	—	0.35	1.08

* $\omega A_{c, \omega f}$ はそれぞれ試験体00のコーン状クラックの水平投影面積、コンクリート圧縮強度を示す。
 ** P_u' は補強筋の降伏応力をD13の38.4kg/mm²に補正した時の最大荷重(補強筋の全数もしくは一部降伏のもののみ)

ったものと弾性状態にあるものについてこの比率を比較すると、補強筋の全数が降伏に至っているものではこの比率が0.09～0.11となっている。これに対し、全数が弾性的なものでは0.12～0.24と高目の値を示している。このことにより、補強筋の付着破壊とコーン状クラック先端の周長欠損度に関し、以下の事象の存在が考えられる。即ち、この欠損度が高い程、コーン状クラックの先端が補強筋位置に達した時点におけるコンクリートのコーン状クラック面のコンクリート部のせん断応力が相対的に高くなり、かつ、補強筋周辺では応力の集中が生じることから、この部分におけるコンクリートにクラックが発生し、これが起点となり鉄筋とコンクリートとの間の付着が破壊されるに至ったものと推定される。また、最大荷重時に補強筋の一部が降伏に至っている供試体のうち、供試体09及び11については補強筋全数が降伏に至る過程において、一部の補強筋に上述と同様の補強筋周辺でのコンクリートクラックが発生し、これが起点となって補強筋とコンクリートとの付着破壊が発生し最大荷重に至ったものと考えられる。なお、供試体03については、最大荷重時の補強筋付着応力度（128kgf/cm²）が同じ径の補強筋を有し補強筋降伏に至った供試体（02, 04）の値（約110kgf/cm²）に比し若干高いこと、及びコーン状クラック先端の周長の欠損率も0.07と最も低いことから

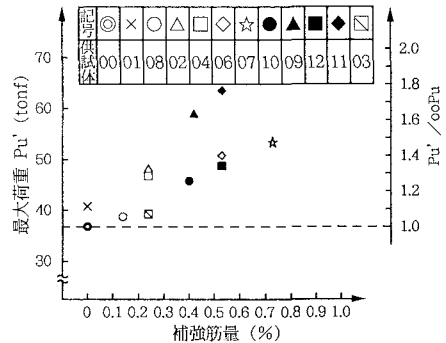


図7 最大荷重と補強筋量の関係

表5 補強筋の状況一覧

、本供試体においては付着有効長さの不足に起因し、補強筋全数が降伏に至るまでの過程において付着切れが生じ、これが最大荷重を支配したものと考えられる。次に、各供試体内、最大荷重時に補強筋の総べて、もしくは一部が降伏状態となっているものを対象に、最大荷重時の補強筋及びコンクリートの荷重分担について検討する。表4に最大

試験体	補 強 筋 諸 元			最大荷重 (補正後) P _u ' (tonf)	最 大 荷 重 比	増分荷重 補強筋 開始荷重 (tonf)	*コンクリート 内部最終状況	最大荷重時 補強筋作用 総軸力 (tonf)	補強筋 降伏力 (tonf)	最大荷重時 補強筋降 伏状況	最大荷重時 補強筋付 着応力 (kgf/cm ²)	コーン 状クラ ック周 長欠損 率
	公称径 (cm)	断面積/本 (cm ²)	付着 有効長 (cm)									
00	—	—	—	36.4	1.0	—	—	—	—	—	—	—
01	—	—	—	40.8	1.12	—	—	—	—	—	—	—
08	0.953	0.713	11.4	39.1	1.07	37	補・鉛	7.10	7.13	全数降伏	52	0.09
02	1.27	1.267	11.1	48.1	1.32	43	補・鉛	19.50	19.50	全数降伏	110	0.11
04	1.27	1.267	10.9	47.1	1.29	42	補・鉛	19.50	19.50	全数降伏	112	0.11
06	1.91	2.865	14.0	50.7	1.39	40	補・鉛	32.10	59.54	弾 性	64	0.24
07	2.22	3.871	13.1	53.5	1.47	40	補・鉛	25.70	79.74	弾 性	70	0.23
10	1.27	1.267	12.7	45.8	1.26	38	補・鉛	8.80	29.19	弾 性	29	0.12
09	1.59	1.986	13.0	58.9	1.62	48	コ-ソ	25.10	40.59	一部降伏	97	0.10
12	1.27	1.267	12.7	48.5	1.33	41	補・鉛	10.60	38.92	弾 性	26	0.16
11	1.27	1.267	10.4	63.1	1.73	47	補・鉛	30.10	38.92	一部降伏	91	0.16
03	1.27	1.267	6.7	39.4	1.08	37	コ-ソ	13.70	19.46	一部降伏	128	0.07

* * ; 補・鉛は補強筋に沿う鉛直方向クラックを示す。コーンはコーン状クラックを示す。

荷重P_u'、補強筋作用総軸力P_s及びコンクリート部の分担荷重P_c'を示す。又、コンクリート部の分担荷重をP_c' = K・A_c√f_c'とした時、P_c' / A_c√f_c'として求めた係数Kの値を併記した。同表によれば、補強筋供試体の最大荷重P_u'をP_u' = P_s + K・A_c√f_c'とする時、係数Kは0.88～1.07の間にあり、その単純平均は0.986、標準偏差は0.086となっている。なお、補強筋の付着有効長さの不足と考えられる試験体03は除外した。

一方、最大荷重時に補強筋の総べて、もしくは一部が降伏状態となっている供試体を対象に、表3に示すコンクリート表面に初び割れが認められた荷重と表5に示す補強筋が載荷々重の増分の全てを分担し始めたと考えられる荷重とを比較すると以下のようにになっている。即ち、最大荷重時に全補強筋が降伏状態となっている供試体08, 02, 04では両者の荷重は一致しており、また、一部補強筋が降伏状態であったもののうち、供試体09, 03では初び割れ発生荷重を若干下廻る荷重段階から載荷々重の増分の全てを補強筋が分担し始めている。また、上ば筋における計測曲げひずみは、コンクリート表面の初び割れ発生荷

重前後から急増する傾向を示していた。上記より、コーン状クラックがコンクリート表面近くに達した以降の荷重段階では、コンクリートのコーン状破壊耐力に相当する載荷々重はコンクリート表面近傍のアンカーボルトを囲む直交2方向の上ば筋を含む版状コンクリート部の面外曲げ抵抗で受け持たれ、以降の載荷々重の増加分をアンカーボルトが分担するものと考えられる。従って、前述のように補強供試体の最大荷重 P_u' がコーン状破壊耐力に相当する分担荷重 P_c' と補強筋作用総軸力 P_s の累加として与えられるのは、今回の供試体で採用したようなアンカーボルトを囲む上ば筋を配し、コーン状クラックがコンクリート表面に達した以降、コーン状破壊耐力に相当する荷重を受け持ち得るだけの抵抗機能を有する状態の場合に限定される。

このため、補強筋定着のための上ば筋が無い場合、あるいは上ば筋相当の補強筋定着のための配筋を設けても、コーン状破壊耐力に相当する荷重に対する抵抗機能を持たない状態の場合には、コーン状クラックがコンクリート躯体表面近傍にまで到達した以降、コーン状破壊耐力に相当する荷重は全て補強筋で分担するようになる。この場合、補強筋の降伏耐力がコーン状破壊耐力以上であれば最大耐力は補強筋の降伏耐力で支配され、また、補強筋の降伏耐力がコーン状破壊耐力以下であれば最大耐力はコーン状破壊耐力に支配されることになる。

3. 評 価

(1) 実配筋の耐力向上寄与度

既設PWRプラントの耐震壁に採用されている平均実配筋量を配した今回の供試体では、無筋供試体に対する実配筋のみの供試体の引抜耐力の増加率は約10%強程度であった。なお、補強筋、特に直筋型式の補強採用の場合は補強筋端部定着の面からも実配筋もしくは実配筋相当の定着鉄筋が必要であり、以後の耐力評価には実配筋の効果を含めて行なうこととする。

(2) 補強筋の耐力向上効果

今回対象とした供試体の内、最大耐力時に補強筋の全数が降伏、もしくは一部が降伏したものを対象に、無筋供試体(00)に対する補強筋の耐力向上効果を検討する。(補強筋とコンクリートとの付着が破壊されたと考えられる供試体は対象外とした。) 各供試体使用補強筋の実降伏耐力が異なるため、ここでは、D13補強筋(材種;SD30)の降伏応力 $38.4\text{kgf}/\text{cm}^2$ を基準に各供試体補強筋の耐力を補正した時の最大荷重をもとに評価する。図8に上記方法により求めた各供試体の無筋供試体(00)に対する最大荷重比と補強筋量との関係を示す。同図に示す如く、今回対象とした補強筋量の範囲においては、補強筋量 P_t (%) と最大荷重比 α との間の一次回帰式として $\alpha = 1.271P_t + 0.993$ が得られる。これより実降伏応力が $38.4\text{kgf}/\text{mm}^2$ 以上の補強筋を用いる場合には、補強筋量 P_t が0.4%の時、 $\alpha = 1.502$ となり、0.4%以上の補強筋補強の場合には無補強供試体に対し、1.5倍以上の耐力が確保されることが明らかになった。

(3) 補強筋適用時の耐力評価式

2.(4), d) で記した様に、最大荷重時に補強筋の全数もしくは一部が降伏に至ったものを対象に最大荷重時の補強筋及びコンクリート部の荷重分担を検討した結果、耐力評価式として次式を得た。

$P_u' = P_s + K \cdot A_c \sqrt{f_c'}$ ここで、 P_u' ; 補強筋採用時の耐力(kgf)、 P_s ; 補強筋分担力(kgf) ($= \sigma_y \cdot A_s \cdot N$)、 σ_y ; 補強筋の実降伏強度(kgf/cm²)、 A_s ; 補強筋1本当たりの有効断面積(cm²)、 N ; 補強筋本数、 K ; 係数、 A_c ; コンクリートのコーン状破壊面の有効水平投影面積(cm²)、 f_c' ; コンクリート圧縮強度(kgf/cm²)である。

ただし係数Kについて、今回の試験では平均値0.986を得たが、標準偏差の2倍のばらつきを考慮すると0.814となり、設計評価時には0.8程度とすることが好ましいものと考えられる。なお、上記の式で補強筋採用時の耐力が与えられるのは、コーン状クラックがコンクリート表面に到達以降、コーン状破壊耐力に相当する荷重を受け持ち得るだけの抵抗機能を有するよう、今回の供試体で採用したようなアンカーボ

トを囲む補強筋定着のための上ば筋が配された場合に限定される。従って、補強筋定着のための上ば筋が無い場合、あるいは上ば筋相当の補強筋定着のための配筋を設けても、それがコーン状破壊耐力に相当する荷重に抵抗し得ない配筋状態の場合には、コーン状クラックがコンクリート躯体表面近傍に到達以降、コーン状破壊耐力に相当する荷重は全て補強筋が受け持つことになる。このため、コーン状破壊耐力以上の降伏耐力を有する補強筋を用いる場合には最大耐力は補強筋の降伏耐力となり、補強筋の降伏耐力がコーン状破壊耐力以下であればコーン状破壊耐力が最大耐力となる。

(4) 補強筋配置、本数等

a) 補強筋配置位置と本数

補強筋効果を十分発揮させるには、最大耐力を補強筋の降伏で支配させる必要がある。このためには、コーン状クラック発生後のコーン状面をはさむ上、下段側のコンクリート中への補強筋定着長を十分にとり、補強筋とコンクリートとの付着切れが生じない様配慮する必要がある。

又、今回の一連の試験から推測される様に、アンカーボルトを中心とした補強筋を通る同心円の円周位置にコンクリートのコーン状クラックの先端が到達した時、補強筋のアンカーヘッド外周端からの距離、補強筋の径および同心円上に配された補強筋の本数の組み合わせで決定される補強筋の存在による周長欠損率が一定値以上となる場合には、補強筋近傍のコンクリートに局部的なクラックが発生し、これが起点となって補強筋のコンクリートとの付着を破壊することが考えられる。前者に関しては、今回の試験において補強筋の一部、もしくは全数が降伏に至っているものについては、補強筋径に対する定着長さが8.2~12.0間にあり、補遺2に記したACIの規定でも8.0倍以上の定着長を要求していることより、補強筋径に対する定着長の倍率は8.0以上にすべきと考えられる。後者に関しては、今回の検討結果より、補強筋のアンカヘッド外周端からの距離、補強筋の断面積および本数の組み合わせにより決定されるコーン状クラック先端の全周長に対する補強筋の存在によって生じる周長欠損率を多くても10%以下とする組み合わせを考慮するべきである。なお、補強筋の配置パターンはアンカーボルト中心より同心円上にアンカーボルトと平行して設置することを前提とする。

b) 補強型式及び定着方式

今回の試験では、実機における施工性の観点より直筋型式を主体とし、ヘアピン型式については一部補強筋量のものを対象に直筋型式との性能比較を行なった。試験体12と11はそれぞれ補強筋量を0.537%とした直筋及びヘアピン型式であるが、コーン状クラック先端の周長の欠損率が同じ16%であるにもかかわらず、直筋型式では最大荷重時において補強筋が弾性状態にあるのに対し、ヘアピン型式では補強筋が一部降伏にまで至り、直筋方式に比し高い最大荷重を得ている。これは、ヘアピン型式では、コーン状クラック発生後、アンカヘッド上部のコンクリートがアンカヘッドと補強筋上部のヘアピン部分により圧縮され、直筋方式にその存在が推定された補強筋近傍コンクリートの局部的クラックの発生を抑制した結果と考えられる。従って、補強筋とコンクリートとの付着をより安定的に確保させる観点からは、ヘアピン型式の方が直筋型式より優れているものと考えられる。なお、直筋型式について補強筋端部定着方式の耐力向上効果に与える影響を検討したが、今回実施の範囲においては各定着方式の間に有意な差異は認められなかった。

4. まとめ

今回実施の諸検討の結果、アンカーボルトの引き抜き耐力向上に用いられる補強筋の効果等に関し、以

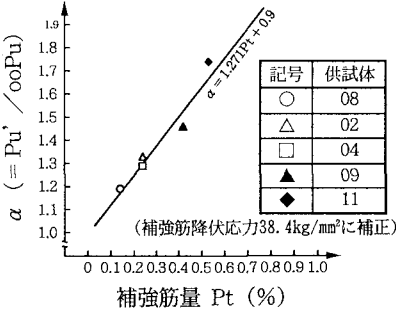


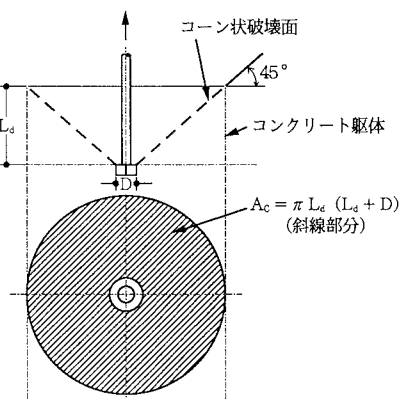
図8 補強筋量と無筋供試体耐力に対する耐力比の関係

下の事項を明らかにした。

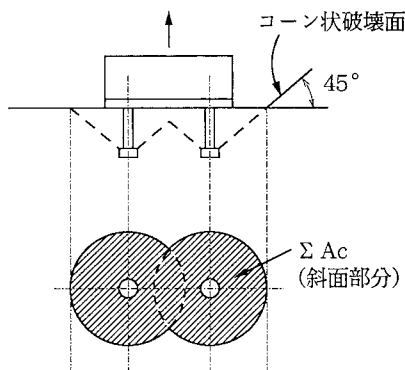
- (1) 今回の供試体で採用したようなアンカーボルトを囲む補強筋定着のための上ば筋を配し、コーン状クラックがコンクリート表面に達した以降、コーン状破壊耐力に相当する荷重を受け持ち得るだけの抵抗機能を有する配筋状態の採用を前提とすれば、補強筋の耐力向上効果は、実降伏応力が $38.4\text{kgf}/\text{mm}^2$ 以上の補強筋を用いる場合、コンクリートのコーン状破壊面の有効水平投影面積に対し0.4%以上の断面積となる補強筋量を配せば、無補強に対する耐力に対して1.5倍以上の強度が期待出来る。
- (2) (1) で記したような補強筋定着のための上ば筋相当の配筋の存在を前提とすれば、補強筋使用時の耐力は、補強筋降伏耐力とコンクリートのコーン状破壊耐力との累加式で評価出来る。ただし、本評価式成立の前提とし、補強筋配置等に関し以下の諸点への配慮が必要である。
 - ① 補強筋端部定着のための上ば筋および下ば筋を配す。
 - ② 補強筋はアンカーボルト中心からの同心円の周上に配す。
 - ③ コンクリートのコーン状破壊面と交差する位置からの上部、下部の補強筋の定着長さは補強筋公称径の8.0倍以上とする。
 - ④ 補強筋の断面積および本数は、補強筋位置で仮定したコンクリートのコーン状クラック先端の全円周長さに対し、補強筋の存在により生じる周長欠損率が10%以下となるよう設定する。なお、補強筋定着のための上ば筋が無い場合、あるいは上ば筋相当の補強筋定着のための配筋を設けても、それがコーン状破壊耐力に相当する荷重に抵抗し得ない配筋状態の場合には、補強筋の降伏耐力とコーン状破壊耐力とを比較した時、両者のうちの大きい値が耐力を支配することになる。
- (3) 補強筋型式については、直筋型式に比較してヘアピン型式の方が補強筋とその周辺のコンクリートとの間の付着破壊抑制の観点から優れているものと考えられる。

補遺1 頭付きアンカーボルトの有効水平投影面積算出法¹⁾

図A1、図A2にそれぞれアンカーボルトが単体の場合及び複数の場合についてのコンクリートのコーン状破壊面の有効水平投影面積の算出法を示す。



図A1 頭付きアンカーボルトの有効水平投影面積 A_c



図A2 アンカーボルトが複数の場合の有効水平投影面積 ΣA_c

補遺2 引張力を受けるアンカーボルトに対する補強筋に関する指針等^{4), 5)}

1. 電気技術指針 原子力編 原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG4601 - 1991 追補版)⁴⁾

本指針には、「2. 機器・配管系のアンカー部評価法」において、基礎ボルトが引張荷重を受ける場合のコンクリートの評価法に関し、コンクリートにせん断補強筋を配する場合を対象に以下の記述がある。

コンクリートのコーン状破壊面の有効水平投影面積の範囲内にせん断補強筋を配する場合、鉄筋比が0.4%以上あれば許容応力状態 IV_A 、 IV_{AS} におけるコンクリート部の引張強度は、コンクリートにせん断補強筋のない場合の1.5倍の強度を有するものとして評価することができる。

鉄筋比： $P_t = \Sigma A_w / A_c$ [A_w ；せん断補強筋断面積 (cm^2)， A_c ；有効投影面積 (cm^2)]

せん断補強筋の考え方を図A3に示す。

2. Addition to Commentary on Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-76) [ACI Journal, 1978 August]

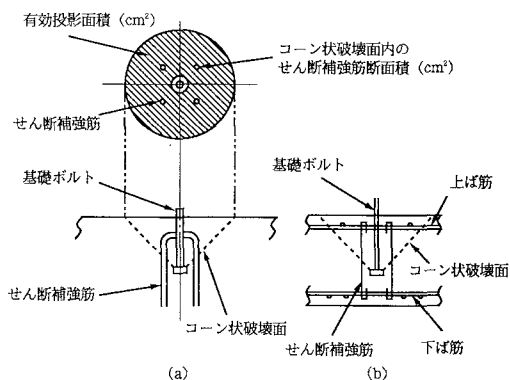
本文献には、アンカーボルトが引張力を受ける場合、アンカーボルトの埋め込み深さが十分とれず、アンカーボルトそのものの強度以下の耐力しか得られない時には、潜在的なコンクリートのシャコン破壊面の発生を抑える様補強筋を配置すべきであるとしている。そして、図A4に示すヘアピンタイプの補強筋を用いる場合を対象に以下の事項を規定している。

- ① 配置パターンはボルト中心よりコンクリートの潜在シャコン破壊面に対し同心円状とすること。
- ② ヘアピン補強筋直線部のアンカーボルトからの配置距離は、アンカーボルト下端のアンカヘッド（シアプレート）の外周端より $L_d/3$ 以内の円の内側に配すこと。

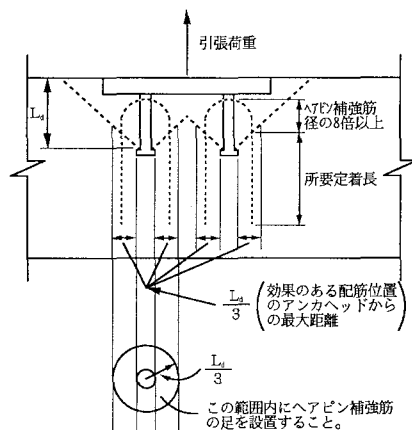
ただし、 L_d ；アンカーボルトのコンクリート基礎表面よりアンカーボルト下端のアンカヘッド上端までの距離

- ③ コンクリートの潜在シャコン内部に設置するヘアピン頂部の位置は、潜在シャコンとの交差位置より上方に、補強筋公称径の8倍以上とすること。

参 考 文 献



図A3 セン断補強筋の考え方



図A4 引張荷重に対する配筋例

- 1) 日本建築学会；各種合成構造設計指針・同解説，PP. 191～217，1985.
- 2) 市橋，武藤，沖本；原子力発電所の機器定着部（基礎ボルト）に関する研究（その1），日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），PP. 157～158，1987.
- 3) 市橋，待場，船橋，岡本；原子力発電所の機器定着部に関する研究（その5），日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），PP. 165～166，1987.
- 4) (社)日本電気協会 電気技術基準調査委員会；電気技術指針 原子力編 原子力発電所耐震設計技術指針 (JEAG 4601-1991 追補版)，PP. 185～186，1991.
- 5) ACI 349；Addition to Commentary on Code Requirements for Nuclear Safty Related Concrete Structures (ACI 349-76)，ACI Journal, August 1978.

(1993年9月16日受付)