

論文

[2041] 高層壁式ラーメン構造における壁梁の靱性確保に関する研究

正会員 ○香田 伸次 (清水建設技術研究所)  
 正会員 小谷 俊介 (東京大学工学部)  
 正会員 青山 博之 (東京大学工学部)

1. はじめに

高層鉄筋コンクリート造壁式ラーメン構造[1]の梁は、下層階では応力レベルが大きくなるため主筋量が多くなり(0.8~1.5%)、それに伴い太径の鉄筋を用いるケースが多くなることが予想される。従って、破壊モードとしては付着割裂破壊となる可能性が高くなる。付着割裂破壊は履歴エネルギー消費の小さい破壊モードであり、過去多くの研究がなされ、破壊モード判別式[2]や付着耐力算定式[3]~[5]等が提案されているが、未だ適切な補強方法が確立されていない、また横補強筋が付着耐力等に与える影響については、補強筋量(比)、間隔、強度に関係があると考えられているが、抵抗機構も含めて未だ不明な点が多い。

そこで本研究では、将来的に終局耐力としての付着耐力算定法の確立を目指して、トラスモデルを利用したせん断抵抗機構の中に付着力の要素を導入する手法について検討した。また付着割裂破壊の防止や発生後の靱性能の維持と、横補強筋詳細との関係を明らかにすることを試みた。

2. 抵抗機構

一般的に梁等の曲げ部材のせん断抵抗機構は、アーチ機構とトラス機構の足し合わせで考えられる。このうちトラス機構は、横補強筋による引張力と主筋の付着力との合力に対して釣合うストラットの集合として考えられる(図1)。個々のストラットと釣合う付着力と横補強筋引張り力の大きさや比率は、材軸とストラットとの角度  $\phi$  によって変化する。従って、材料特性や配筋詳細によって決まる付着力、横補強筋引張り力の上限值(降伏時)から、各ストラットの大きさの上限はある角度  $\phi_L$  を境に、最大付着力または横補強筋の最大引張り力のいずれかで決まる。故に、 $\phi < \phi_L$  の範囲のストラットに対して付着力が最大値に達した後、付着割裂が発生するものと考えられる。ここで「付着割裂は端部より1D(Dは部材せい)の位置付近から発生する場合が多い」とする報告[6]とあわせれば、一般的には、

$$\tan \phi_L \cong j/D \quad (j: \text{応力中心間距離})$$

となる場合が多いものと考えられる。

このことから、終局状態でのせん断力と付着力との関係を考える(図2)。スパン内に  $n$  組の横補強筋があるとき、その  $i$  番目にかかる引張り力の上限值  $H(i)$  は次式で表される。

$$H(i) = \min \{ a \cdot w \cdot \omega_y, \tau_{\max} \cdot s \cdot \psi_b \cdot \tan \phi(i) \} \dots \dots \dots (1)$$

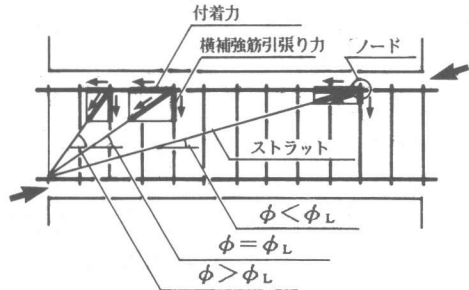


図1: 曲げ部材のトラス機構

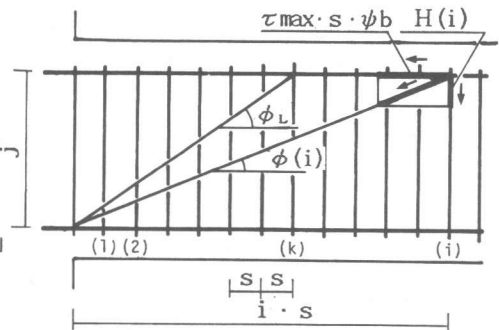


図2: 個々のストラットの構成

ここで、 $aw$ : 1組の補強筋断面積和、 $w\phi y$ : 補強筋降伏応力度、 $\tau_{max}$ : 最大付着応力度、 $s$ : 補強筋間隔  
 $\psi b$ : ノード(交点)を形成する主筋の周長和、 $\phi(i)$ :  $i$  番目のストラット角度。

従って、最大付着力によってストラットの大きさが決定される区間( $\phi(i) < \phi(k) = \phi_L$ )では、

$$aw \cdot w\phi y \geq \tau_{max} \cdot s \cdot \psi b \cdot \tan \phi(i) \quad (i \geq k, \text{等号は } i = k \text{ の時成立}) \dots\dots\dots (2)$$

となる。この区間において、トラス機構によって負担されるせん断力の理論上の最大値  $Q$  は、

$$Q = \sum_{i=k}^n H(i) = \sum_{i=k}^n \{ \tau_{max} \cdot s \cdot \psi b \cdot \tan \phi(i) \} \dots\dots\dots (3)$$

と表せる。ここで、

$$\tan \phi(i) = j / (i \cdot s), \quad n = L / s \quad (L : \text{クリアスパン長})$$

より、(3)式は  $s$  の関数として、

$$Q = \tau_{max} \cdot \psi b \cdot j \cdot \sum_{i=k}^{L/s} (1/i) \dots\dots\dots (4)$$

とおける。さらに(2)式より  $k$  は次式で得られる。

$$k = \tau_{max} \cdot \psi b \cdot j / (aw \cdot w\phi y) \dots\dots\dots (5)$$

次に、(4)式  $Q$  の要素の1つである、ノードを形成する主筋周長和  $\psi b$  について、3本以上の主筋がある場合を部材断面から考える(図3)。隅角部以外の主筋に対する横補強の有無について比較した場合、両者にせん断力が作用したとき、補強されていない主筋(右図の中央主筋)にはストラットは作用せず、隅角部主筋に対するもののみとなる。従って隅角部以外の主筋に対する補強がない場合では、 $\psi b$  は隅角部主筋の周長和となり、全主筋周長和とは異なる。

また最大付着応力度  $\tau_{max}$  については、局所的な終局付着状態を考える。鉄筋-コンクリート間の付着力は鉄筋から放射状に伝達されることから、付着割裂の予想ひび割れ面では、図4の様な双曲線型の引張り応力分布が考えられる。引張り応力は最大値(=コンクリートの引張り強度)  $1.8\sqrt{F_c}$  に達すると付着ひび割れが発生する。今回はこの分布を、簡単のため高さ1/2の矩形分布とみなし、全主筋径の和  $\sum d_t$  (全主筋周長の水平投影距離の和)で除して  $\tau_{max}$  とする(次式)。

$$\tau_{max} = 0.9 \cdot \sqrt{F_c} \cdot (b - \sum d_t) / \sum d_t \dots\dots (6)$$

### 3. 実験概要

前述の機構をもとに以下の通り実験を行った。

試験体配筋例を 図5 に示す。試験体は共通事項として、スラブと柱形を持つ実大の1/2模型で、主筋量、端部1D区間の横補強筋量が等しい。端部1D区間の横補強筋量は、付着割裂破壊以外の脆性的な破壊モードである曲げ圧縮破壊とせん断破壊を防ぐため、曲げ降伏時のせん断力に対して荒川mean式[7]により定めた。

主なパラメーターは、付着割裂破壊が発生する

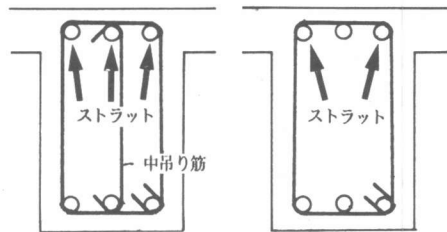


図3: 部材断面からみた横補強筋形状とストラットとの関係

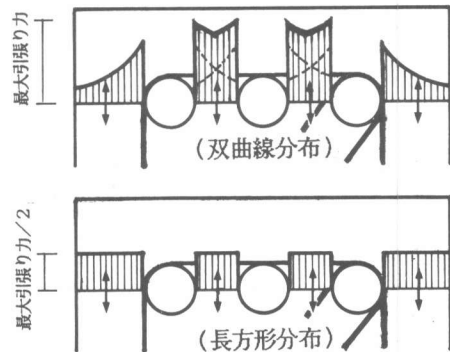


図4: コンクリートの引張り力分布

位置であるスパン中間部(スパン両端1D区間を除く部分)の横補強筋について、量(比)、径、間隔、隅角部以外の主筋に対する補強筋(中吊り筋)の有無とした(S-1~S-6)。他に、ワックスを用い主筋の付着状態が極端に不良な場合を想定した試験体 B-7 と、主筋周囲にスパイラル筋を配し付着状態が良好な場合を想定した試験体 B-8 を計画した(表1)。

加力方法は変形逆対称正負交番繰返し加力で、逆対称変形の保持には Jirsa らの方法 [8]を参考にし、平行に配した2本の串型油圧ジャッキを用いて曲げ戻しをかける方法を採った(図6)。加力サイクルは原則として、部材角 $\pm 1/150$ の変形を1回、 $\pm 1/100$ 、 $1/50$ 、 $1/25$ の変形を各2回経験させ、その後耐力低下が見られるまで加力を行った。

材料試験結果は表2に示す。

#### 4. 実験結果

##### 4.1 破壊状況、耐力・履歴性状

ひび割れ図は図7に部材角 $-1/25$  2回目サイクル終了時のものを示す。付着ひび割れは、梁底面では各試験体とも $+1/150$ で発生しているが、付着状態の悪い B-7を除き顕著な進展は見られなかった。B-7では2回目 $-1/100$ に圧縮側梁横面に下端主筋に沿ってひび割れが発生し1回目 $+1/50$ にはクリアスパン全域に達した。上端での付着ひび割れについては、スパン中間部の補強筋量を減じたS-2~5と付着状態の悪い B-7では、梁とスラブの境界面に沿って発生し最終的にスラブが梁から分離した(表3)。またこれらの試験体は梁横面のせん断ひび割れが端部に集中する付着割裂破壊の特徴的な状況を示した。他の試験体ではスラブ付け根ひび割れの、幅の拡大等は顕著には見られなかった。(B-8では全く発生せず)。梁上面(スラブ上面)では各試験体とも付

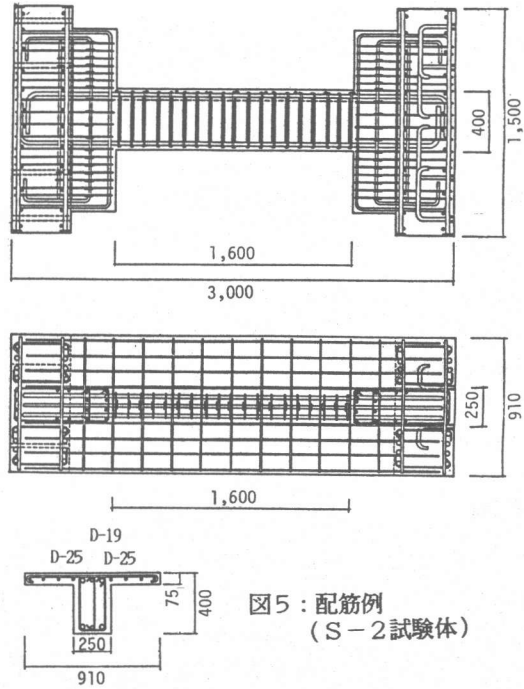


図5：配筋例 (S-2試験体)

表1：パラメーター一覧

No.	スパン中間部補強筋		備考
	Pw-%	形状・間隔	
S-1	0.98	3-D10 @ 87	標準試験体
S-2	0.65	2-D10 @ 87	中吊り筋なし
S-3	0.65	3-D10 @ 130	中吊り筋あり
S-4	0.65	3-D 6 @ 59	中吊り筋あり
S-5	0.65	2-D 6 @ 39	中吊り筋なし
S-6	0.98	2-D10 @ 59	中吊り筋なし
B-7	0.98	3-D10 @ 87	ワックス使用
B-8	0.98	3-D10 @ 87	スパイラル筋使用

共通事項  
主筋(上下端)  $P_s=1.44\%$ , 2-D25, 1-D19  
端部横補強筋  $P_w=0.98\%$ , 3-D10 @ 87

表2：材料特性 (コンクリート)

試験体名	Fc
S-1, S-2	312
S-3	361
S-4, S-5	320
S-6, B-7	326
B-8	328

(鉄筋)

種別	鉄筋
D 6	3,770
D10	3,760
D19	3,630
D25	3,720

UNIT : kgf/cm<sup>2</sup>

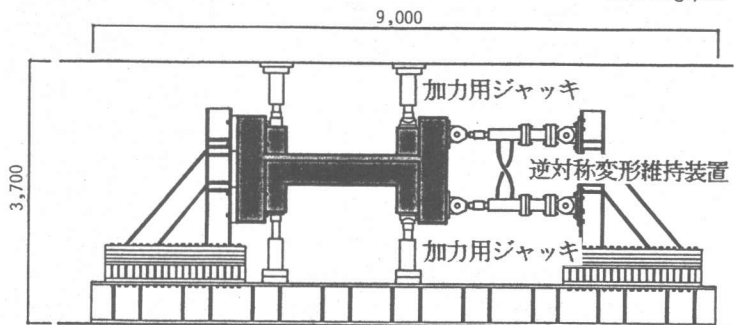


図6：加力装置図

着ひび割れは見られなかった。

表3：スラブ付け根の  
ひび割れの進展

表4：実験結果(①は1回目,②は2回目加力時)

部材角1/50、1/25の耐力(正負平均)と、繰返し後の耐力維持率(2回目/1回目)を表4に示す。スラブ付け根で付着割裂破壊を起こした試験体は、1/50で最大耐力に達し、1/25での繰返しによる耐力低下が2割以上と大きかった。

No.	幅拡大時 (部材角)	スラブの端 ○---端	No.	耐力：実験値 tonf (維持率)		
				①	②	(1/25)
S-1	+1/ 25②	×	S-1	25.3	24.6 (0.97)	27.8 25.9 (0.93)
S-2	+1/100①	○	S-2	23.3	20.4 (0.88)	21.1 16.3 (0.77)
S-3	+1/ 25②	○	S-3	25.6	25.2 (0.98)	28.4 25.6 (0.90)
S-4	+1/ 50②	○	S-4	24.6	21.4 (0.87)	22.0 16.0 (0.73)
S-5	-1/ 25①	○	S-5	25.2	23.3 (0.92)	24.5 18.1 (0.74)
S-6	+1/ 25②	×	S-6	25.5	24.8 (0.97)	27.4 24.0 (0.88)
B-7	+1/100①	○	B-7	21.5	17.3 (0.80)	17.7 12.6 (0.71)
B-8	未発生	---	B-8	25.5	24.9 (0.98)	27.0 25.3 (0.80)

履歴曲線(図8)では、付着割裂破壊した試験体にスリップ性状が見られ、特にS-2、B-7では 小変形時(±1/100)からスリップが始まった。

次に、以上の点について中吊り筋の効果を考える。スパン中間部  $P_w = 0.98\%$  D10使用のS-1とS-6、 $P_w = 0.65\%$  D6使用のS-4とS-5の比較では性状に顕著な差異が見られず、D-10使用のS-2とS-3の比較では、中吊り筋を配した S-3の方が良い性状を示したが、これはコンクリート強度が高かったためと考えられ、中吊り筋を配することによる耐力、履歴性状への直接的な効果は明確には得られなかったこととなる。

今回の試験体のうち、スパン中間部横補強筋詳細をパラメーターとしたS-1~6に対して、先述の(4)式  $Q$  の値と実験結果とを比較する(表5、図9)。これによると  $Q$  の値が大きい(35tonfを越えた)試験体は最大耐力実験値も大きく、また付着割裂の進展などの破壊状況についても  $Q$  の値はよく対応している。従って、トラスモデルを利用した終局耐力算定式に、今回用いた付着力に対する考え方を導入することにより、終局耐力としての付着耐力も表現することが可能となるものとする。

#### 4.2 歪度・応力度分布

次に、中吊り筋の有無が靱性能に与える影響について検討する。スラブの付け根で付着割裂破壊した試験体のうち S-4、

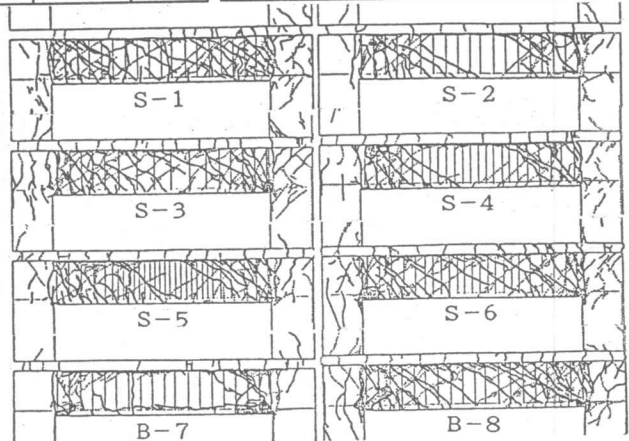


図7：破壊状況(部材角-1/25変形時、2回目)

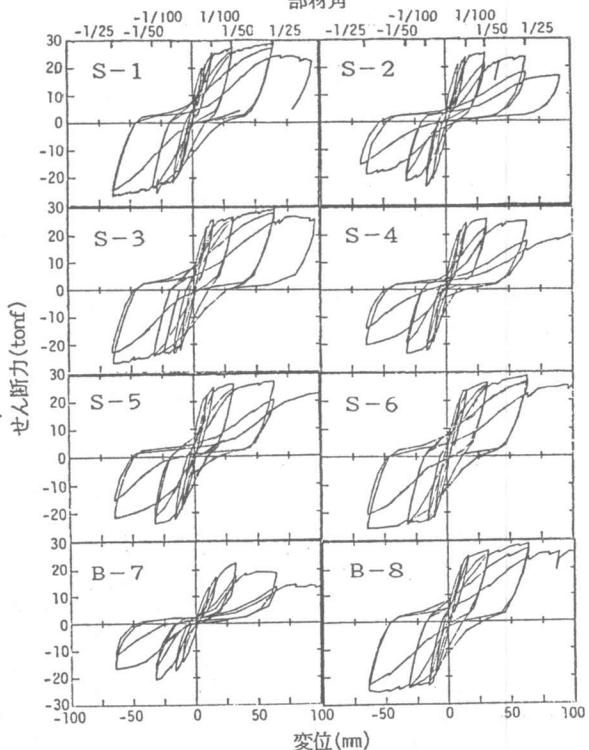


図8：せん断力-相対変形関係

S-5 について、上端主筋の応力分布を比較した。応力は、歪ゲージで測定した歪度(表裏2枚貼付した歪ゲージ測定値の平均)から載荷時Bi-linear、除荷時Ranberg-Osgoodの各モデルを組合せた応力-歪モデルにより解析した。

図10には「危険断面～スパン中央」区間の各負サイクルピーク時(当該主筋引張り側)の応力分布を示す。両試験体とも最大耐力に達した1/50変形時まで

は、隅角部と中央の主筋応力勾配に大きな差がなかった。付着割裂が進展した1/25変形時に至ると、中吊り筋のあるS-4では変化がなかったが、中吊り筋のないS-5では中央主筋の応力勾配が小さくなった。このことから、中吊り筋により中央主筋周りの付着劣化が防止されたことがわかる。

しかし両試験体とも、スパン中央部でひび割れが拡大しスラブの分離にまで至ったにもかかわらず、1/25変形時でも上端隅角部主筋の応力勾配は、それ以前に比べてには損なわれていない。この現象を通常考える付着状態とは異なる状態によるものとしてとらえ、次のように考察した。

横補強筋上部の、各負サイクル(上端引張り)ピーク時歪度分布(図11)において、部材角1/50以上の変形で大きな圧縮歪がみられた。これは図12に示すような歪ゲージの貼付位置やスラブ付け根のひび割れ状態が原因と考えられる。つまり、コンクリート打設が上からであったために、

上端主筋では下面側が付着の危険側となり、付着ひび割れ発生後は主筋とスラブを含む上側被りコンクリートが一体となって滑動し、横補強筋が図13で示すように変形し、前述の圧縮歪が見られたものと考えられる。このような変形をする場合、材軸方向には横補強筋のダボ力とひび割れ面の摩擦力が抵抗力として働くことか

表5: (4)式による計算値と実験結果との比較

No.	$\tau_{max}$ kg/cm <sup>2</sup>	$\psi b$ cm	s cm	$a_w \cdot w \cdot \sigma_y$ tonf	k	k · s cm	$\phi$ (k) °	Q tonf	Q <sub>ex</sub> tonf
S-1	41.8	22.0	8.7	8.01	4	34.8	42.6	43.7	27.8
S-2	41.8	16.0	8.7	5.34	4	34.8	42.6	33.8	23.3
S-3	44.9	22.0	13.0	8.01	4	52.0	31.6	38.9	28.4
S-4	42.3	22.0	5.9	3.62	9	53.1	31.1	34.2	24.6
S-5	42.3	16.0	3.9	2.41	9	35.1	42.4	34.8	25.6
S-6	42.8	16.0	5.9	5.34	5	29.5	47.3	41.6	27.4

共通事項: L=160cm, j=32cm  
 $\psi b=22.0$ cm(中吊り筋が無い場合、全主筋), 16.0cm(中吊り筋がある場合、隅角部のみ)  
 試験体によってはスパン内でsが変化しているが、部材端部もスパン中間部と同じとして、kの値を示した。  
 $a_w \cdot w \cdot \sigma_y$ : 隅角にスパン中間部横補強筋に対する値。Q<sub>ex</sub>: 最大耐力実験値。

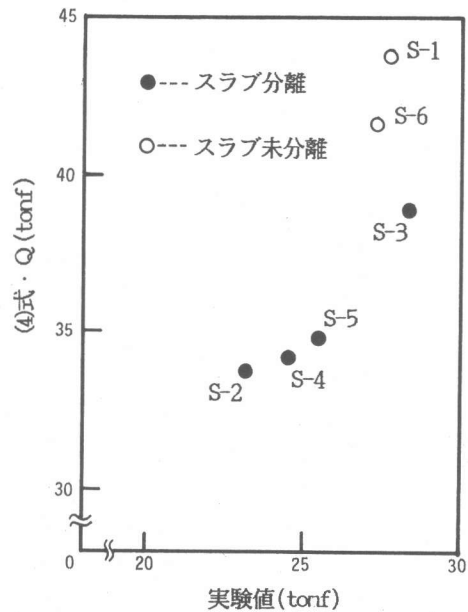


図9: (4)式計算値と実験値(最大耐力)との関係

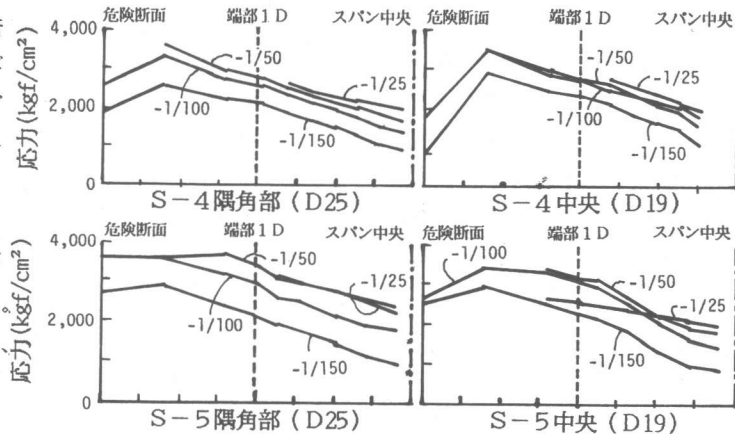


図10: S-4、S-5上端主筋応力分布(各負サイクルピーク時)「危険断面～スパン中央」区間

ら、このダボ力と摩擦力が、上端被りコンクリートと主筋上面との間に残った付着を介して主筋に伝達され、主筋の応力勾配が維持されていたものと説明できる。故に、ひび割れ面の摩擦力、横補強筋のダボ力、主筋上面に残った付着力がどこまで維持されるかに靱性能が期待され、鉄筋のダボ力が鉄筋量と強度による[9]ことから、付着割裂発生後の靱性能にも横補強筋量(比)と強度が影響すると言える。

### 5. 結論

- ① スパン中間部の横補強筋量を減じなかった試験体は付着割裂破壊を起こさなかったことから、付着割裂破壊の防止にはスパン中間部の補強筋量(比)が重要な要素である。
- ② 付着力を考慮したトラスモデルを用いたせん断伝達機構の考え方により、実験結果がよく説明できた。この考え方を利用すれば、付着終局耐力の算定が可能となると思われる。
- ③ 中吊り筋の使用による耐力・靱性能の定量的向上は見られなかったが、付着割裂発生後の隅角部以外の主筋の応力勾配を維持する効果が得られることがわかった。このことを利用した配筋詳細の工夫により、付着割裂発生後の靱性能を高めることができると思われる。
- ④ 付着ひび割れ発生後の挙動において、横補強筋がダボ作用により靱性能の確保に貢献していることがわかった。従って、靱性能の維持にも横補強筋量(比)や強度が重要である。

謝辞 本研究は(財)日本建築センターから日本建築学会に委託された研究の一部である。

参考文献 [1]青山博之:高層鉄筋コンクリート造壁式ラーメン構造の構法概要と研究開発の中心課題(高層鉄筋コンクリート造壁式ラーメン構造建物の耐震性能に関する研究-その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集、1986、PP.191-192 [2]武田寿一:鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その40異形鉄筋を用いた鉄筋コンクリート柱の付着割裂破壊モードの判別と限界引張鉄筋比)、同、1976、PP.1423-1424 [3]広沢雅也:同(その29鉄筋コンクリート部材の付着割裂強度について)、同、1975、PP.1125-1126 [4]柴田拓二:正負繰返し力を受ける鉄筋コンクリート柱の付着割裂耐力推算式、同、1978、PP.1769-1770 [5]森田司郎:異形鉄筋の付着割裂強度に関する研究-第2報付着割裂強度算定式の提案、日本建築学会論文報告集、1983、PP.45-52 [6]日本建築センター:改正建築基準法施行令新耐震基準に基づく構造計算指針・同解説、1981 [7]広沢雅也:鉄筋コンクリート短柱の崩壊防止に関する総合研究(その19付着割裂破壊モードについて)、日本建築学会大会学術講演梗概集 [8]J.O. Jirsa:Development of Loading System and Initial Test-Short Columns under Bidirectional Loading, Csr1 Rep.78-2, Sept.1978 [9]T. Paulay:Horizontal Construction Joints in Cast-in-Place Reinforced Concrete, ACI Special Publication, SP42, 1974, PP.599-616

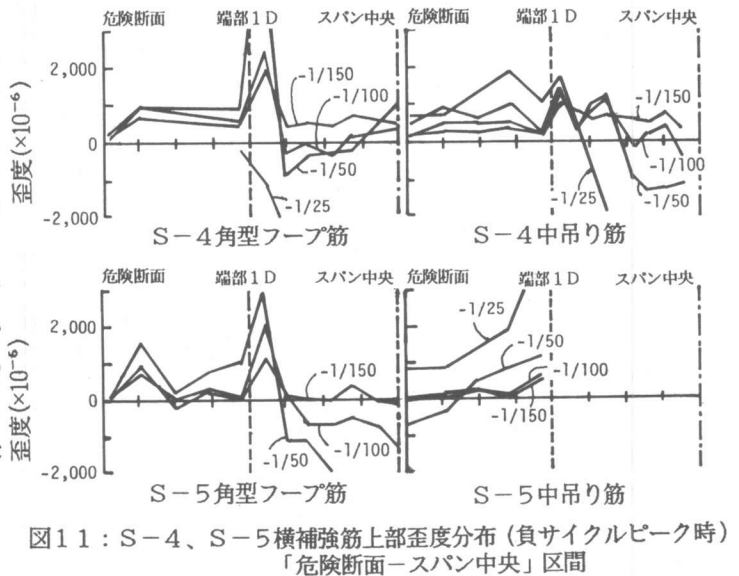


図11: S-4、S-5横補強筋上部歪度分布(負サイクルピーク時)「危険断面-スパン中央」区間

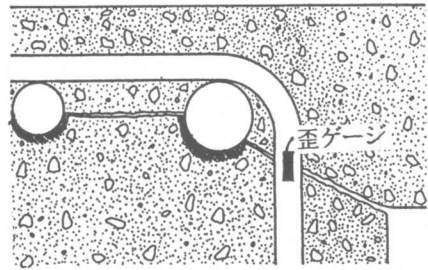


図12:横補強筋歪ゲージ貼付位置及びスラブ付け根ひび割れ詳細

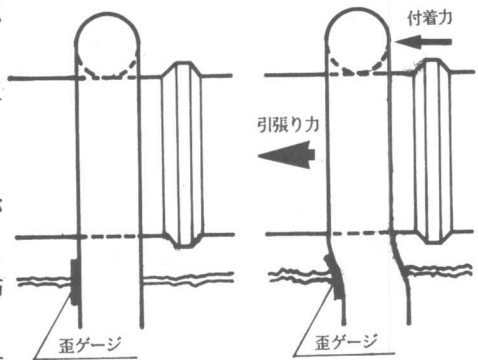


図13:スラブ付け根ひび割れ進展後の挙動