

X形配筋を施した鉄筋コンクリート構造の 弾塑性性状に関する基礎的研究（その2）

若林 實・南 宏一
久木 幸雄・宮内 靖昌

ELASTIC-PLASTIC BEHAVIOURS OF DIAGONALLY REINFORCED CONCRETE FRAMES AND COLUMNS (Part 2)

By *Minoru WAKABAYASHI, Koichi MINAMI, Yukio HISAKI*
and *Yasuyoshi MIYAUCHI*

Synopsis

This experimental study is made to investigate the effect of diagonal reinforcement arrangement on the seismic resistance of reinforced concrete columns having conventional parallel reinforcement and diagonal reinforcement. Variables chosen for experiments are diagonal reinforcement ratio β , which is the ratio of the amount of diagonal tension reinforcement to that of total tension reinforcement.

It is noted that the load carrying capacity and energy dissipation capacity of columns increases with the increase of the diagonal reinforcement ratio without adding extra amount of shear reinforcement, and that the columns with the diagonal reinforcement ratio β being 0.6 have the satisfactory seismic performance. It is additionally shown that the analysis for ultimate strength of columns with mixed use of conventional parallel and diagonal reinforcement make use of the so-called extended additive strength theory based upon the beam, arch and truss mechanism concept. It is recognized that the ultimate strength of columns can be estimated with a sufficient accuracy by the analysis.

1. 序

中低層の鉄筋コンクリート造建物の耐震安全性を確保するためには、短柱の脆性的な破壊を伴うせん断破壊を防止することが不可欠の条件であり、鉄筋コンクリート柱のせん断破壊に関する研究が国内外の各研究機関において精力的に行なわれている。しかしながら、その多くは主として従来の閉鎖形の帯筋の量や形状あるいは配筋法を変化させた効果の検討にとどまり、閉鎖形の帯筋の効果により柱材のせん断強度を増大させることは可能であるが、くり返し載荷に対して、柱材の履歴特性をエネルギー散逸量の大きい紡錘形に改善することは極めて困難であることが指摘されている。今後ここに述べる柱主筋の配筋法を根本的に変えるような広い視野に基づく革新的な研究が必要であると思われる。

1971年、Paulay は並列連層耐震壁に設けられる境界ばりの脆性的なせん断破壊を防止するために、曲げ補強筋を筋違状に斜めに配筋する方法（ここでは、X形配筋と称する）を初めて試み、X形配筋を施すことにより境界ばりの耐震性能を飛躍的に向上させることが可能であると報告している¹⁾。筆者らは、このX形配筋をせん断力の影響を著しく受ける鉄筋コンクリート短柱に応用して、鉄筋コンクリート造建物の耐震性能を向上させることを考え、単一柱材²⁾ およびはり、柱および柱はり接合部を含む骨組架構³⁾ に対して基礎的な実験を行なった。その結果、X形配筋を施した鉄筋コンクリート部材は、従来の平行に配筋された部材

に対して極めてすぐれた耐震性能を有することが示された。しかしながら、鉄筋コンクリート柱材においてX形配筋が最も適しているのは、学校建築や集合住宅のように桁方向にあまり強度的な余裕がなく、しかも短柱が多い場合であり、実際の構造設計では Fig. 1 のようにX形配筋と平行配筋が併用される場合が一般的である。

本研究は、X形配筋を実際の鉄筋コンクリート造建物に適用するために必要な基礎資料をさらに蓄積することを目的とし、X形配筋と平行配筋が併用される鉄筋コンクリート柱材の弾塑性性状を実験的に検討したもので⁴⁻⁶⁾、本報告は、実験内容とその結果、およびX形配筋が併用される鉄筋コンクリート柱材のせん断強度を理論的に求める手法の概要⁷⁾を述べるものである。

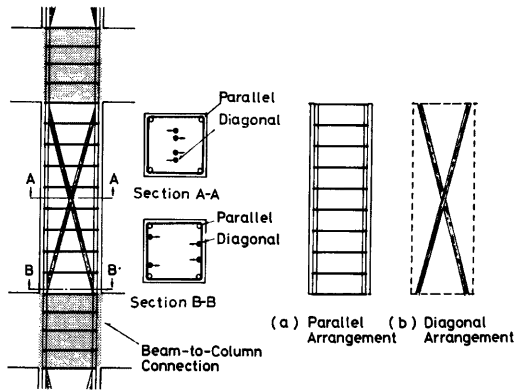
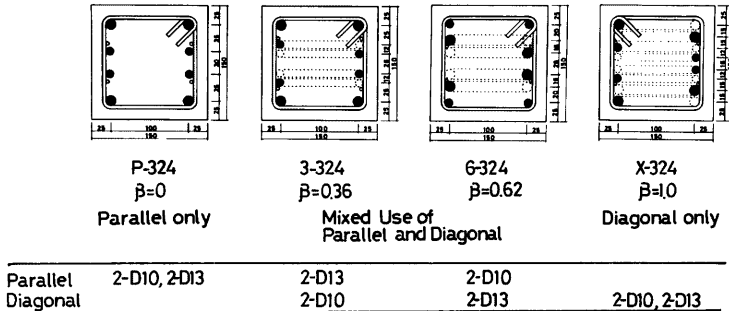


Fig. 1. Diagonal reinforcement in practice.

2. 実験計画

2.1 試験体

X形配筋と平行配筋が併用される鉄筋コンクリート柱材において、X形配筋と平行配筋の比率によって、破壊モード、履歴特性およびせん断強度等がどのような影響を受けるかを検討するために、全主筋量、帯筋量、断面の形状寸法および柱長さなどは全試験体とも同一とし、全主筋の降伏引張力 $T(=T_d+T_p)$ に対する斜め筋の降伏引張力 T_d の比 $\beta(=T_d/T)$ を変数とする実験を計画した。ここで、 $T_d = \alpha \alpha_t \cdot \alpha \sigma_y \cdot \cos \theta$ 、 $T_p =$



$$\beta = T_d / (T_d + T_p)$$

T_d : Yield Strength of Diagonal Reinforcement

T_p : Yield Strength of Parallel Reinforcement

Fig. 2. Principal dimensions of cross sections (Units; mm).

$\rho_{at} \cdot \rho_{ay}$ である。今回の実験では、Fig. 2 に示すように、2種類の鉄筋を柱主筋に使用し、それぞれの鉄筋の配筋状態により、 β の値を、 $\beta=0, 0.36, 0.62$ および 1.0 の4種類に変化させ、計8体の試験体を計画した。すなわち、

- $\beta=0$: 4-D10, 4-D13 ともに平行に配筋し、4-D13 を四隅に配筋する。($\rho_{P_t}=0, \rho_{P_t}=1.76\%$)
- $\beta=0.36$: 4-D13 を四隅に平行に配筋し、4-D10 をX形に配筋する。($\rho_{P_t}=0.62\%, \rho_{P_t}=1.13\%$)
- $\beta=0.62$: 4-D10 を四隅に平行に配筋し、4-D13 をX形に配筋する。($\rho_{P_t}=1.10\%, \rho_{P_t}=0.63\%$)
- $\beta=1.0$: 4-D10, 4-D13 ともにX形に配筋し、4-D13 を外側に配筋する。($\rho_{P_t}=1.72\%, \rho_{P_t}=0$)

Fig. 2 に試験体の断面構成を、Fig. 3 に試験体の形状および配筋状況を示す。試験体は柱断面 $b \times D$ を $150 \text{ mm} \times 150 \text{ mm}$ 、柱長さ h を 450 mm とし、柱長さ比 $\eta=3$ とした。柱主筋は 4-D10, 4-D13 (引張鉄筋比 $\rho_{P_t}=1.76\%$) とし、主筋の幅間隔およびせい間隔はともに 100 mm とした。また、帯筋として、 $2-\phi 4.5$ を用いて、 50 mm 間隔の閉鎖形(帯筋比 $\rho_{P_w}=0.42\%$) に配筋し、 $\beta=0$ の試験体でせん断破壊が曲げ破壊に先行するように計画した。なお、 $\beta=1.0$ の試験体では、帯筋を固定する補助筋が必要となるため $4-\phi 4.5$ を使用したが、曲げ抵抗に寄与しないように柱端部で切断し、全試験体に同様に配筋した。Photo. 1 に $\beta=0.62$ の試験体の配筋状況を示す。また、Table 1 に各試験体の実測寸法を示す。

試験体の製作にあたっては、鋼製型枠を使用し、コンクリートの打設は縦打とした。

2.2 使用材料

鋼材および実験時におけるコンクリートの力学的性質を Table 1 に示す。柱主筋には D10 および D13 (ともに SD30) を、帯筋および帯筋固定用補助筋には $\phi 4.5$ (SR24 相当品) を使用した。コンクリートには、普通ボルトランドセメント、最大寸法 1.2 mm の川砂および粒径が 5 mm 以上 10 mm 以下の川砂利を使用し、その重量調合比は $1 : 2.01 : 2.20$ で、水セメント比 w/c は 62% とした。コンクリート打設後、5日で脱型し、実験時まで実験室内で空気養生を行なった。なお、試験体の材令は、単調載荷実験ではほぼ2カ月、くり返し載荷実験ではほぼ3カ月であった。

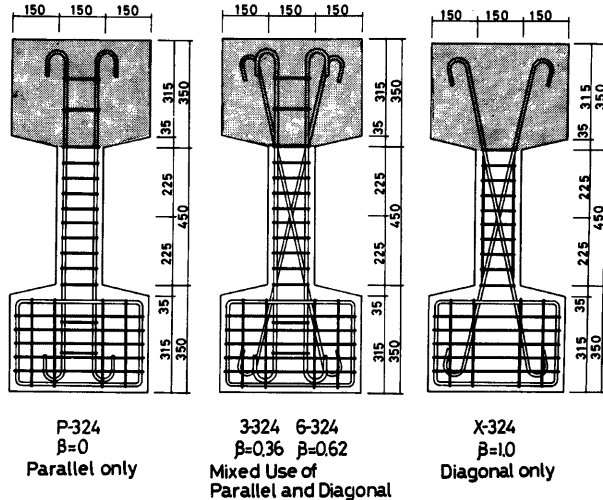


Fig. 3. Principal dimensions and reinforcement details (Units; mm).

2.3 実験装置

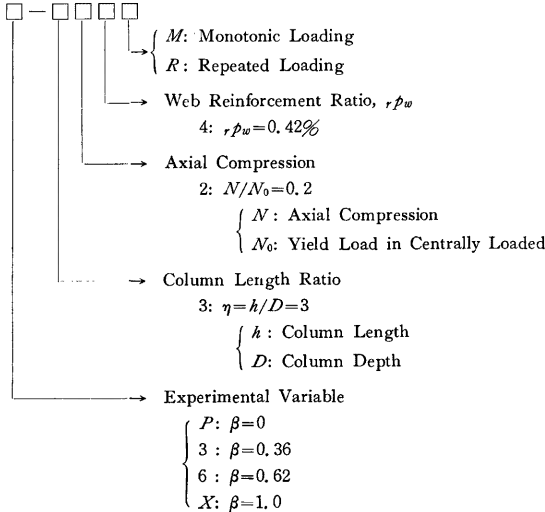
Fig. 4 に実験装置の概要図を示す。一定軸力を 50t 手動式油圧ジャッキで、かつ一方単調およびくり返し曲げせん断力を 20t 手動式油圧ジャッキでそれぞれ負荷した。曲げせん断力を負荷する油圧ジャッキは、その荷重作用線が試験体上部に取り付けた浮動L字形フレームを介して、試験体の柱中央部を通るように設置した。その結果、試験体は、Fig. 5 に示すような変形状態となり、柱中央部に反曲点を持つ、逆対称の曲げモーメントおよびせん断力が負荷される。なお、水平力を受けた場合、試験体柱頭部の回転を拘束し、

Table 1. Dimensions of specimens and mechanical properties of materials.

Specimens	Dimensions (mm)					Mechanical Properties (kg/cm ²)			
	Column Width	Column Depth	Reinforcement Width	Reinforcement Depth	Column Length	Main Reinforcement (D10)	Main Reinforcement (D13)	Web Reinforcement ($\phi 4, 5$)	Concrete Ultimate Compressive Stress
						Yield Stress	Yield Stress	Yield Stress	
	b	D	r_b	r_D	h	$r\sigma_y$	$r\sigma_y$	$r_w\sigma_y$	F_c
P-324M	151	151	100	105	449				284
3-324M	152	150	99	107	451				320
6-324M	151	150	101	105	450	3482	3332	2680	311
X-324M	151	150	102	96	451				309
P-324R	151	150	100	105	450				304
3-324R	151	150	99	103	451				330
6-324R	151	151	101	102	451	3482	3332	2680	312
X-324R	151	151	102	103	450				278

* Specimens were named as follows.

EX) 6 - 3 2 4 M



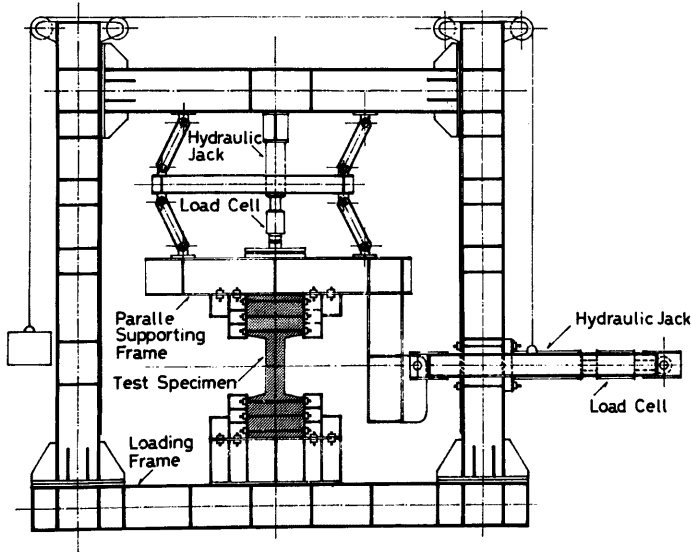


Fig. 4. Loading apparatus.

水平方向に平行移動のみ生じるように、平行保持装置を設置した。

試験体は、柱頭および柱脚に設けた定着部を固定用鋼製ブロックを介して堅結用ボルトによって固定することにより、実験装置に設置した。

2.4 変位およびひずみの測定

柱材の柱脚に対する柱頭の相対水平変位量 δ を撓曲抵抗形の変位計 (精度 1/200 mm) によって測定し、この測定値より柱材の相対部材角 $R(=\delta/h)$ (Fig. 5 参照) を求め、試験体の基準変位量 (くり返し載荷に対する制御変位振幅値) とした。

主筋および帯筋のひずみ度は、Fig. 6 に示した位置に貼付したひずみゲージにより測定した。なお、曲げによる影響を考慮するため、各測定位置での鋼材の両側面にひずみゲージを貼付し、平均値をその位置でのひずみとした。

2.5 実験方法

載荷方法は、あらかじめ中心圧縮強度 N_0^* の20%の圧縮力を負荷させただうで、水平力を一方向単調あるいはくり返しに載荷した。圧縮力は実験中常に一定値に保持し、試験体の破壊が進行し、一定の軸力を保持できなくなった時、実験を終了した。くり返し載荷においては、相対部材角 R を制御変位振幅値として、初期値を 0.005 rad.、最終値を 0.03 rad.、増分を 0.005 rad. とする漸増変位制御とし、かつ同一変位振幅で2回のくり返し載荷を行なった。

載荷方向は、単調載荷においては、かぶり厚さの小さい斜め筋が両端圧縮になるように定め、くり返し載荷においては、単調載荷の方向を正方向とした。

*) なお、中心圧縮強度 N_0 は次式で算定した。

$$N_0 = b \cdot D \cdot F_c (1 + 2\mu_t + 2\mu_t \cdot \cos \theta)$$

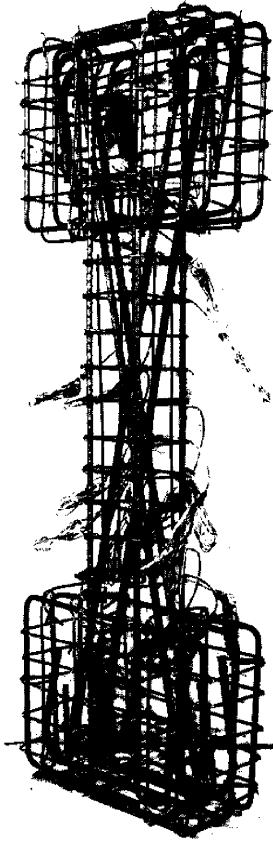


Photo. 1.
Arrangement of reinforcement
(Specimen 6-324M, 6-324R)

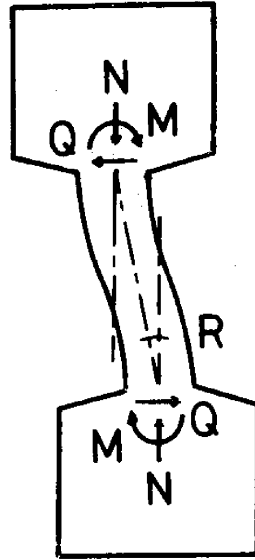


Fig. 5. Data detection system.

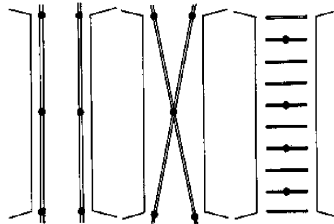


Fig. 6. Strain gauge locations.

3. 実験結果

3.1 ひびわれ状況および破壊モード

Fig. 7 に各試験体の最大強度付近のひびわれ状況を、Photo. 2 に最終破壊状況を示す。また Table 2 にひびわれ発生時の変位および荷重を示す。 $\beta=0$ の試験体では付着割裂ひびわれおよび斜張力ひびわれが変位振幅の漸増に伴って進展している。しかしながら、最大強度時およびそれ以後の変形状態においては斜張力ひびわれは成長せず、付着割裂ひびわれが主筋の全長にわたって著しく成長し、いわゆる典型的なせん断付着割裂破壊の特性を示している。 $\beta=0.36$ の試験体では斜め筋に沿ったひびわれが発生した後、斜張力ひびわれが発生した。しかしながら、変形の増大に伴って柱頭および柱脚の斜張力ひびわれの間に圧縮側柱端部から放射状のひびわれが生じ、変形もそれらの間で分散している。これに対して、 $\beta=0.62$ の試験体のひびわれ状況は $\beta=0$ の試験体と著しく異なり、斜張力ひびわれは成長せず、斜め筋に沿ったひびわれが変

位振幅の増大に伴って進展している。 $\beta=1.0$ の試験体では、斜張力ひびわれは発生するが全く成長せず、斜め筋に沿ったひびわれも若干形成されるが、柱端部での曲げひびわれが卓越し、破壊モードは、曲げ圧縮破壊であると思われる。したがって、従来の平行な配筋ではせん断破壊を生じる柱材の主筋の一部を、X形配筋とすることにより曲げ破壊モードに移行させることが可能であり、その傾向は β の値に比例するものと考えられる。

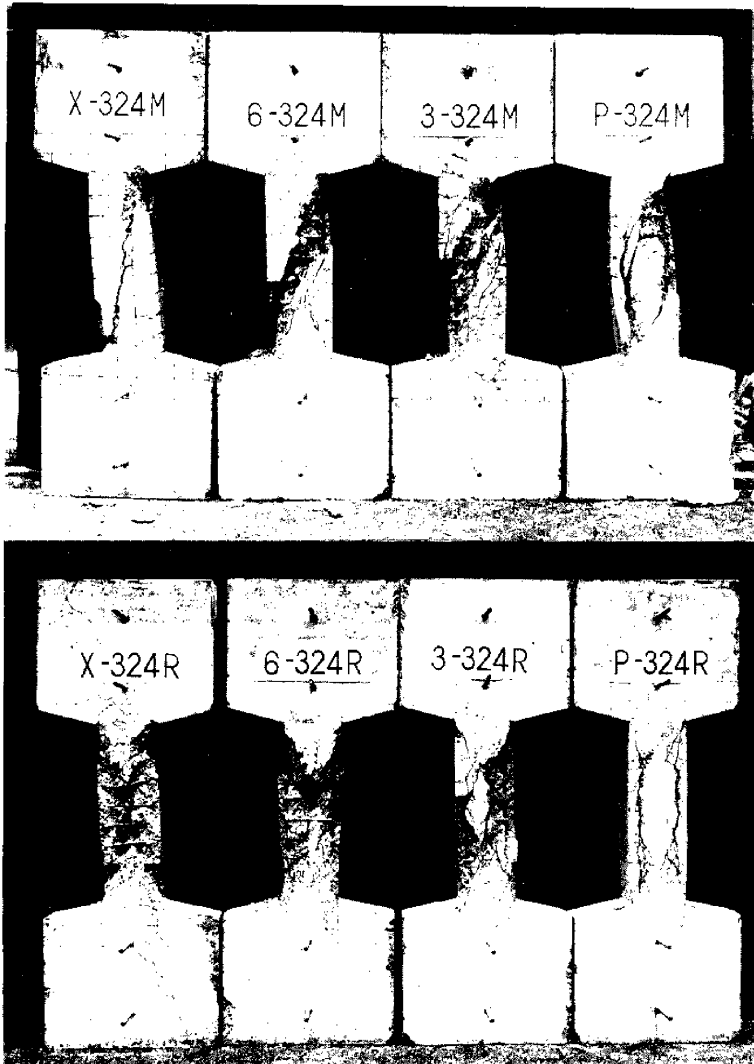


Photo. 2. Test specimens after test.

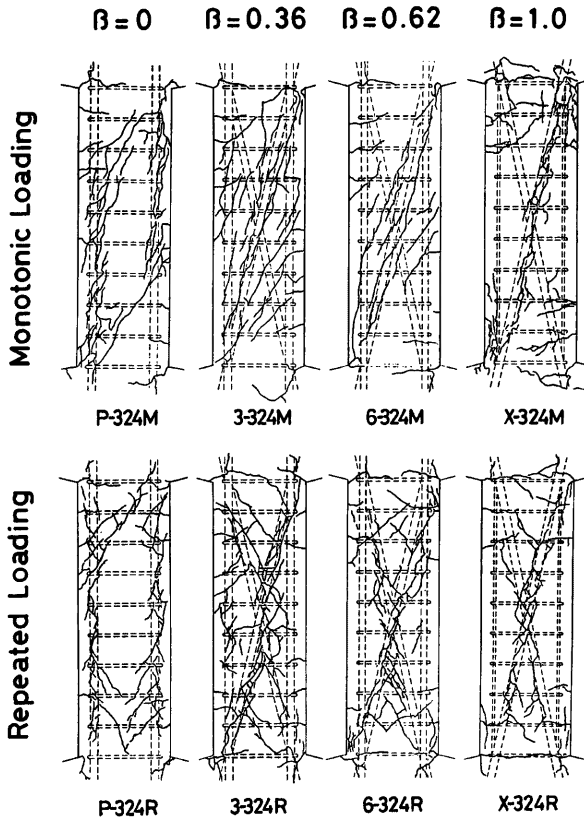


Fig. 7. Crack observation.

3.2 荷重-変形曲線

Fig. 8 および Fig. 9 に各試験体の荷重-変形曲線を示す。縦軸は作用せん断力 Q を、横軸は相対部材角 R を示し、 \blacktriangledown 、 ∇ 、 ∇ 印はそれぞれ斜張力ひびわれ、斜め筋に沿ったひびわれおよび平行筋に沿った付着割裂ひびわれの発生を表わし、 ∇ 印は最大強度を表わす。また、Fig. 9 においてハッチを施した部分は第2サイクルを、破線は単調載荷実験の荷重-変形曲線を示す。

(1) 単調載荷実験

$\beta=0$ の試験体では、 $R=0.42 \times 10^{-2} \text{ rad}$. で急激に斜張力ひびわれが発生し、剛性が大きく低下した。 $R=0.82 \times 10^{-2} \text{ rad}$. で最大強度に達し、保有強度(最大強度の90%とする)を維持できる限界変形能力は約 $1.2 \times 10^{-2} \text{ rad}$. であった。これに対して、X形配筋が施された試験体では、 β の値が大きくなるに従い斜張力ひびわれによる剛性低下が遅延し、最大強度は増大し、保有強度を維持できる変形能力も増大している。 $\beta=1.0$ の試験体では $R=5.0 \times 10^{-2} \text{ rad}$. に達しても顕著な強度低下が見られず、曲げ破壊型の荷重-変形曲線であることが認められる。しかしながら $\beta=0.36$ および 0.62 の試験体において、それぞれ $R=1.5 \times 10^{-2} \text{ rad}$.

Table 2. Measured strength. (Units; R : 10^{-2} rad, Q : ton)

Specimens	Loading	Flexural Crack		Splitting Crack along Parallel Reinforcement		Splitting Crack along Diagonal Reinforcement		Diagonal Tension Crack		Maximum Strength	
		R_{FL}	Q_{FL}	R_{SP}	Q_{SP}	R_{SD}	Q_{SD}	R_{DT}	Q_{DT}	R_{max}	Q_{max}
P-324M	Monotonic	0.09	3.50	0.24	5.49	—	—	0.42	6.28	1.24	7.01
3-324M		0.11	4.03	1.75	8.83	0.40	6.62	0.70	8.14	1.32	9.67
6-324M		0.17	4.50	—	—	0.43	6.96	1.27	10.5	1.96	11.2
X-324M		0.08	3.99	—	—	0.32	6.81	0.61	8.61	1.99	11.7
P-324R	Positive	0.13	3.99	0.49	7.06	—	—	0.40	6.77	0.49	7.06
	Negative	-0.06	-2.97	-0.49	-6.34	—	—	-0.32	-5.72	-0.49	-6.34
3-324R	Positive	0.10	3.97	1.50	8.71	0.39	6.55	0.39	6.55	1.00	8.98
	Negative	-0.25	-4.96	—	—	-0.35	-5.46	-0.35	-5.46	-0.99	-7.54
6-324R	Positive	0.23	5.00	—	—	0.36	6.45	0.50	7.22	1.51	10.3
	Negative	-0.15	-3.99	—	—	-0.52	-6.97	-0.33	-5.99	-1.53	-8.72
X-324R	Positive	0.17	3.99	—	—	0.41	6.25	0.63	7.47	1.51	10.4
	Negative	-0.13	-3.99	—	—	-0.47	-6.72	—	—	-2.02	-10.1

$R=2.5 \times 10^{-2}$ rad. 付近で急激な強度低下の現象が観測された。その原因として、3.4節で示すように斜め圧縮筋の不安定現象が考えられ、今後斜め圧縮筋の不安定現象を防止するための手法を開発することがX形配筋の耐震性能をさらに向上させるために必要であると思われる。

(2) くり返し載荷実験

$\beta=0$ の試験体の履歴曲線は、鉄筋コンクリート柱における典型的なせん断破壊の特性を示している。すなわち、くり返し載荷による強度低下が大きく、また、最大強度時までの履歴過程における履歴曲線はほぼ紡錘形であるが、それ以後の履歴過程においては、変位振幅の漸増に伴い変位振幅の小さい区間での履歴曲線の勾配が著しく減小し、逆S字形の履歴特性を示している。これに対して、X形配筋が施された試験体においては、単調載荷実験と同様に斜め圧縮筋の不安定現象による強度低下がみられるが、 β の値が大きくなるに従い、最大強度は増大し、かつ同一変位振幅における強度の低下率は小さくなっている。また、履歴特性はエネルギー散逸量の大きい安定した紡錘形に近づいていることが認められる。

3.3 エネルギー散逸量

くり返し載荷実験の履歴曲線から得られた各試験体のエネルギー散逸量 U_K とくり返し回数 K の関係を Fig. 10 に、また、累積エネルギー散逸量 ΣU_K とくり返し回数の関係を Fig. 11 に示す。縦軸はエネルギー

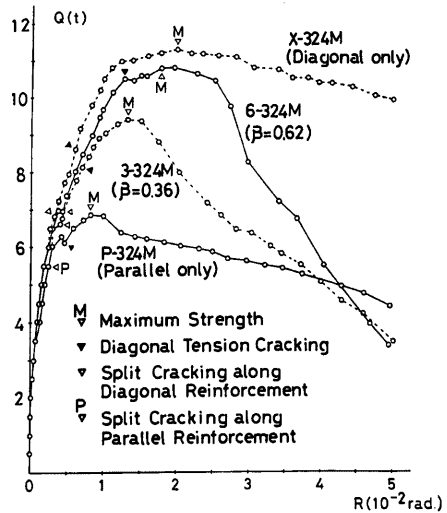


Fig. 8. Load-deflection relationships for monotonic loading.

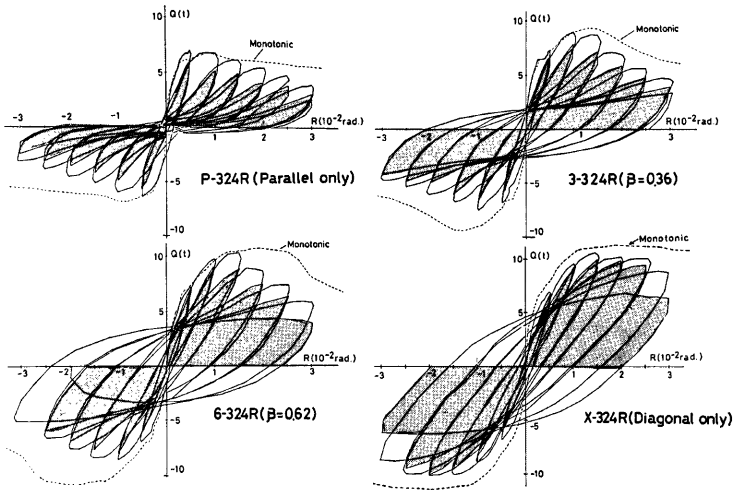


Fig. 9. Load-deflection relationships for repeated loading.

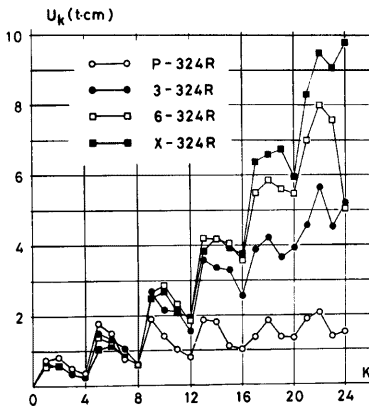


Fig. 10. Relationships between energy dissipation and number of cycles.

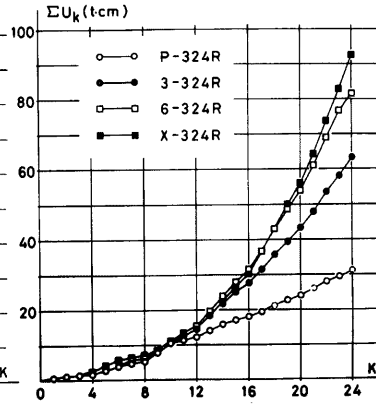


Fig. 11. Relationships between cumulative energy dissipation and number of cycles

一散逸量あるいは累積エネルギー散逸量を、横軸はくり返し回数を表わす。

$\beta=0$ の試験体の各変位振幅におけるエネルギー散逸量は、変位振幅のいかんにかかわらずほぼ一定値を示す傾向がみられ、履歴曲線がエネルギー散逸量の小さい典型的な逆S字形に移行していることが示される。これに対して、X形配筋が施された試験体の各変位振幅におけるエネルギー散逸量は、 β の値が大きくなる

に従い増加し、その増加量は、変位振幅にほぼ比例することが認められる。また、累積エネルギー散逸量は、 $K=1.5 \times 10^{-2}$ rad. 以後の変位振幅において β の違いによる差が生じ、最終変位振幅においては、 $\beta=0$ の試験体に対して $\beta=0.36$ の試験体ではほぼ2倍の値を示し、 $\beta=0.62$ および $\beta=1.0$ の斜め筋量を有するとはほぼ3倍の値に達している。

Fig. 12 に各変位振幅における累積残留ひずみ量 $\Sigma \Delta_p$ と累積エネルギー散逸量 ΣU_K を対数表示したものの関係を示す。この図において、45°の勾配を持つ直線は最大強度が Q_u でかつ完全弾塑性の履歴特性を持つ部材を示し、それ以下の勾配の場合には、残留変形量の増加の割合に対してエネルギー散逸量が増加しないことを意味する。図中に $\beta=0$ および $\beta=1.0$ の試験体の解析⁷⁾ による最大強度 $Q_u=6.9$ および 10.6 t の場合を破線で示す。 β の値が大きくなるに従い、その履歴特性はエネルギー散逸量の大きい完全弾塑性形に近づくことが認められ、X形配筋は鉄筋コンクリート柱の耐震性能を向上させる方法として極めて有効であることが示される。

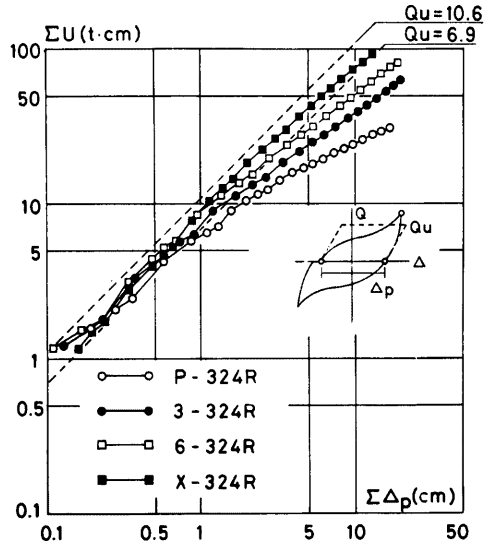


Fig. 12. Cumulative energy dissipation-cumulative remaining plastic deflection relationships.

3.4 帯筋および柱主筋のひずみ度推移状況

Fig. 13 および **Fig. 14** に、単調およびくり返し載荷実験における各試験体の帯筋のひずみ度推移状況を示す。縦軸は帯筋のひずみ度を、横軸は相対部材角を示し、破線は材料試験より求めた帯筋の降伏ひずみ度を示す。また、▽、▼印はそれぞれ付着割裂ひびわれおよび斜張力ひびわれの発生時を表わす。

$\beta=0$ の試験体では、斜張力ひびわれ発生時にひずみ度は急激に増大しているが、降伏値には達していない。その原因として、付着割裂破壊の進行により帯筋による横方向の拘束効果が十分に発揮できなかったことが考えられる。これに対して、X形配筋を施した試験体では、斜め圧縮筋に沿ったひびわれの発生と同時に中央部の帯筋のひずみ度が急激に増大し、降伏値に達している。これは、帯筋の斜め圧縮筋に対する拘束効果によるものと考えられる。また、材端部の帯筋のひずみ度は、 $\beta=0$ の試験体に比して小さい値を示し、斜張力ひびわれ区間の帯筋が負担するせん断力は小さくなっている。このことより、主筋を斜めに配筋することにより斜め筋が新たなせん断抵抗機構となり、通常の平行筋と帯筋およびコンクリートからなるせん断抵抗機構の負担すべきせん断力が軽減されていることが示される。

Fig. 15 に単調載荷実験における各試験体の斜め筋のひずみ度推移状況を示す。横軸は相対部材角を示し、一点鎖線は最大強度をほぼ維持できる限界変形量を表わす。

$\beta=0.36$ および 0.62 の試験体では、最大強度時に斜め圧縮筋、斜め引張筋ともに降伏している。しかしながら、強度低下時に柱中央部での斜め圧縮筋のひずみ度が急激に増大しており、強度低下に対して斜め圧縮筋の不安定現象が密接に関係していることが認められる。これに対して、 $\beta=1.0$ の試験体の柱中央部のひずみ度は終始安定した動きを示している。これは、外側の斜め圧縮筋が帯筋に接しているため、帯筋が主筋

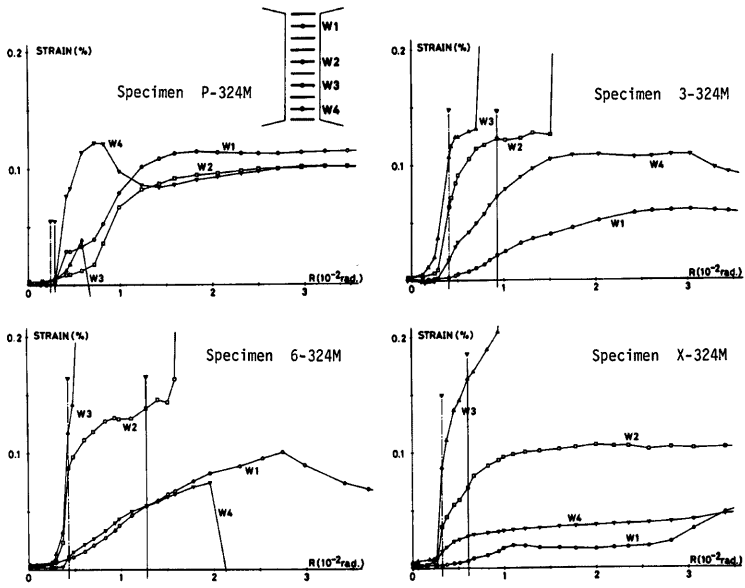


Fig. 13. Relationships between strain of web reinforcement and deflection for monotonic loading.

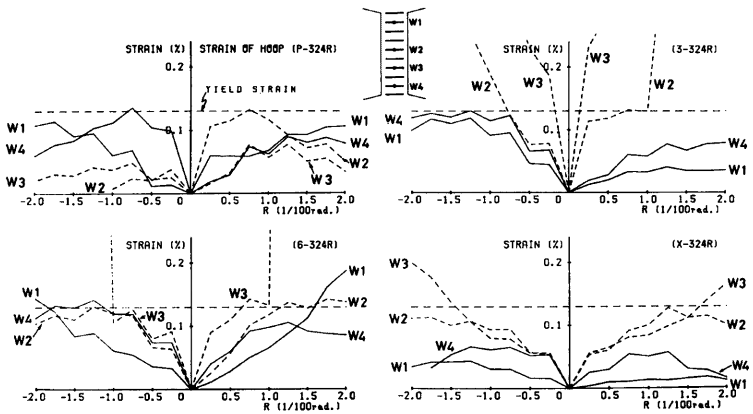


Fig. 14. Relationships between strain of web reinforcement and deflection for repeated loading.

の不安定現象に対して拘束効果を十分に発揮したことによるものと考えられ、このため、 $\beta=1.0$ の試験体では、顕著な強度低下が生じなかったと推測される。

4. 斜めに配筋された柱主筋の負担するせん断力

通常の平行筋、帯筋およびコンクリートからなる鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗機構として、はり機構とアーチ機構が提案されている⁸⁾。しかしながら、X形配筋が併用された場合、主筋を斜めに配筋することによりトラス機構が従来のせん断抵抗機構に付加される。この斜め筋が負担するせん断力 Q_d を斜め筋端部のひずみ度から求め、全せん断力 Q との比 (Q_d/Q) で表わしたものを Fig. 16 に示す。横軸は相対部材角を示し、実線は単調載荷実験を、破線はくり返し載荷実験を表わす。また、 ∇ 印は最大強度時を示す。これによると、最大強度時に斜め筋によるせん断力負担率は、 $\beta=1.0$ の試験体で約50%、 $\beta=0.62$ で約30%、 $\beta=0.36$ でも約20%に達しており、それ以後の変形の増大に伴い、斜め筋以外のせん断抵抗機構によるせん断抵抗力は減退し、斜め筋によるせん断力負担率はさらに増加している。

一方、単調載荷実験における斜め筋以外のせん断抵抗機構により負担されるせん断力 $Q_c (=Q - Q_d)$ の推移状況を Fig. 17 に示す。縦軸は無次元化せん断抵抗力 Q_c/bDF_c を、横軸は相対部材角を示す。最大強度に達するまでは、斜め筋量が多いほど斜め筋以外のせん断抵抗機構による抵抗力は小さくなっているが、最大強度時には $\beta=0.36$ および 0.62 の3試験体ともほぼ同じ値を示している。したがって、主筋の一部を斜めに配筋しても、通常の平行筋、帯筋およびコンクリートからなるはり機構およびアーチ機構の効果を妨げず、ゆえに、鉄筋コンクリート柱のせん断強度ははり機構、アーチ機構およびトラス機構によるせん断抵抗力の累加によって算定できることが示唆される。

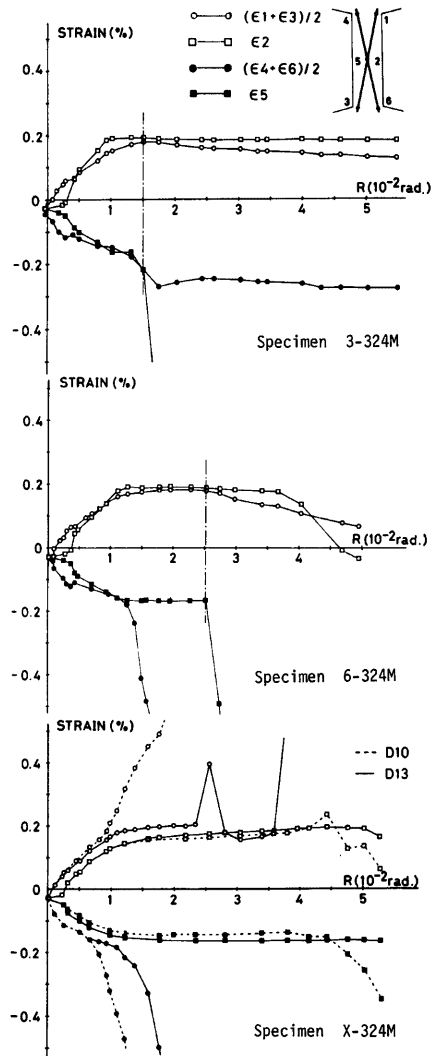


Fig. 15. Relationships between strain of diagonal reinforcement and deflection for monotonic loading.

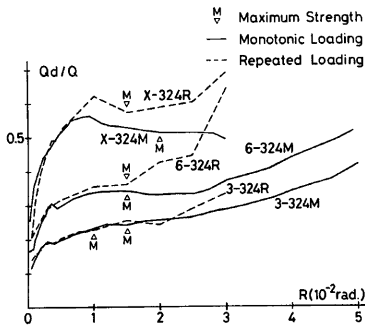


Fig. 16. Ratio of shear carried by diagonal reinforcement to total shear.

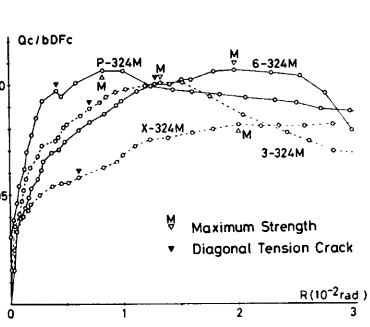


Fig. 17. Shear carried by concrete and conventional reinforcement.

5. X形配筋と平行配筋が併用される鉄筋コンクリート柱のせん断強度について

5.1 せん断抵抗機構の検討

X形配筋と平行配筋が併用される鉄筋コンクリート柱が、一定軸力 N と逆対称の曲げモーメント M およびせん断力 Q を受ける場合のせん断抵抗機構のモデルの模式図を Fig. 18 に示す。通常の平行に配筋された鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構は、主筋、帯筋および bb の幅を持つコンクリート部分で形成され

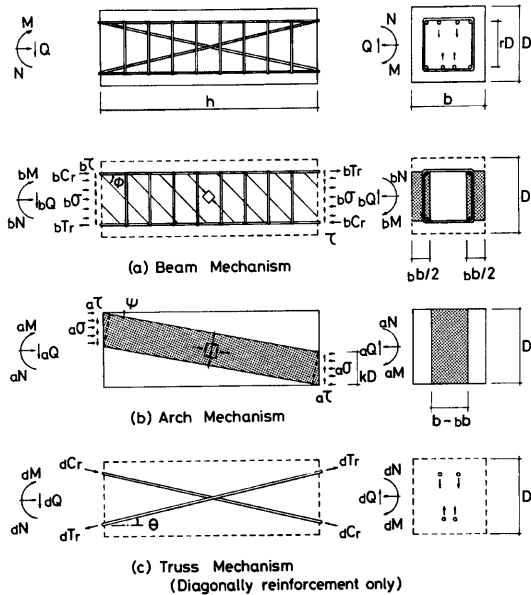


Fig. 18. Shear resistant mechanism of diagonally reinforced concrete.

るはり機構 (a) と、 $b-bb$ の幅を持つコンクリート部分で形成されるアーチ機構 (b) によって構成されると仮定し、それぞれの抵抗機構の静的許容応力場を満足する強度として、はり機構による (bM, bN, bQ) およびアーチ機構による (aM, aN, aQ) が決定されると、部材としての強度 (M, N, Q) は ($bM+aM, bN+aN, bQ+aQ$) に与えられることが示されている⁸⁾。しかしながら、この平行配筋の部材に筋違状のX形配筋が付加された場合には、斜め筋のみにより形成されるトラス機構 (c) が、前述のせん断抵抗機構に独立に付加され、静的許容応力場を満足するトラス機構の強度を (dM, dN, dQ) とすると、X形配筋と平行配筋が併用された鉄筋コンクリート柱の強度 (M, N, Q) は、拡張累加強度理論にもとづいて、

$$\begin{aligned} M &= bM + aM + dM \\ N &= bN + aN + dN \\ Q &= bQ + aQ + dQ \end{aligned}$$

と与えることができる。ただし、本論では材端に作用する曲げおよびせん断は逆対称の状態にあるので、

$$M/Q = bM/bQ = aM/aQ = dM/dQ = h/2$$

の関係が成立し、それぞれのせん断抵抗機構によるせん断強度および部材としてのせん断強度は、軸方向力との相関性のみを考慮して決定することができる。なお、はり機構、アーチ機構およびトラス機構に対してそれぞれの強度が累加できる程度以上に塑性変形が生じるものとし、構成材料であるコンクリートは圧縮強度 F_c を保ったまま圧縮塑性変形を、鋼材は引張降伏応力度を保ったまま引張あるいは圧縮の塑性変形を生じるものとする。また、軸方向力は圧縮力を正とする。

5.2 拡張累加強度理論の応用

X形配筋と平行配筋が併用される鉄筋コンクリート部材のせん断強度は、前述のはり機構、アーチ機構および斜め筋によるトラス機構に関して、それぞれの終局強度時における無次元化軸力と無次元化せん断力による相関方程式 $f(bn, bq) = 0$, $f(an, aq) = 0$ および $f(dn, dq) = 0$ を求め、それぞれの強度にもとづいて拡張累加強度理論を適用して、部材としての終局強度時における無次元化相関方程式 $f(n, q) = 0$ (ただし、 $\vec{n} = b\vec{n} + a\vec{n} + d\vec{n}$, $\vec{q} = b\vec{q} + a\vec{q} + d\vec{q}$) を求めることによって得られる。Fig. 19 に拡張累加強度理論の適用に関する模式図を示す。rcI は、はり機構とアーチ機構の強度にもとづいて得られる、通常の鉄筋コンクリート部材の $rcn - rcq$ 相関曲線を、 dI はX形配筋によるトラス機構の強度にもとづいて得られる $an - aq$ 相関曲線を、また、 I はX形配筋と平行配筋が併用される鉄筋コンクリート部材の $n - q$ 相関曲線をそれぞれ表わしている。rcI と与える $rcn - rcq$ 相関方程式の解析解は、文献 8) に示されているが、X形配筋に関する $an - aq$ 相関方程式は、

$$aq = \pm \tan \theta \cdot an \mp 2\mu_c \cdot \sin \theta$$

で与えられる。これらの相関方程式にもとづいて上述のベクトル和の手法を適用し、X形配筋と平行配筋が併用される鉄筋コンクリート部材

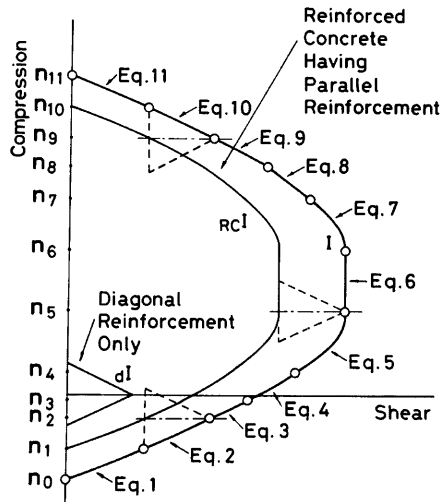


Fig. 19. Method of superposition.

の n - q 相関曲線あるいは n - q 相関方程式を与えることができる。

5.3 n - q 相関方程式

n - q 相関方程式は、作用無次元化軸力 n の大きさによって (1)–(11) 式によって与えられる。

$$(a) \quad n_0 \leq n < n_1 \quad q = \{\sqrt{4(n+2\rho\mu_t+2d\mu_t \cdot \cos \theta)(1-n-2\rho\mu_t-2d\mu_t \cdot \cos \theta)+\eta^2}-\eta\}/2 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$(b) \quad n_1 \leq n < n_2 \quad q = \tan \theta \{(n+2\rho\mu_t+2d\mu_t \cdot \cos \theta)+\gamma \cdot \sin \theta - 1/2\} + \gamma \cdot \cos \theta - \eta/2 \quad \dots\dots\dots(2)$$

$$(c) \quad n_2 \leq n < n_3 \quad q = \{\sqrt{4(n+2\rho\mu_t)(1-n-2\rho\mu_t)+\eta^2}-\eta\}/2 + 2d\mu_t \cdot \sin \theta \quad \dots\dots\dots(3)$$

$$(d) \quad n_3 \leq n < n_4 \quad q = \lambda_1(n-n_3) + q_3 + 2d\mu_t \cdot \sin \theta \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$(e) \quad n_4 \leq n < n_5 \quad q = \delta\{\sqrt{4n_4(1-n_4)+\eta^2}-\eta\} + r\mu_w \cdot rD_1 + 2d\mu_t \cdot \sin \theta \quad \dots\dots\dots(5)$$

$$(f) \quad n_5 \leq n < n_6 \quad q = \delta(\sqrt{1+\eta^2}-\eta) + r\mu_w \cdot rD_1 + 2d\mu_t \cdot \sin \theta \quad \dots\dots\dots(6)$$

$$(g) \quad n_6 \leq n < n_7 \quad q = \delta\{\sqrt{4n_6(1-n_6)+\eta^2}-\eta\} + r\mu_w \cdot rD_1 + 2d\mu_t \cdot \sin \theta \quad \dots\dots\dots(7)$$

$$(h) \quad n_7 \leq n < n_8 \quad q = \lambda_2(n-n_8) + q_8 + 2d\mu_t \cdot \sin \theta \quad \dots\dots\dots(8)$$

$$(i) \quad n_8 \leq n < n_9 \quad q = \{\sqrt{4(n-2\rho\mu_t)(1-n+2\rho\mu_t)+\eta^2}-\eta\}/2 + 2d\mu_t \cdot \sin \theta \quad \dots\dots\dots(9)$$

$$(j) \quad n_9 \leq n < n_{10} \quad q = -\tan \theta \{(n-2\rho\mu_t-2d\mu_t \cdot \cos \theta) - \gamma \cdot \sin \theta - 1/2\} + \gamma \cdot \cos \theta - \eta/2 \quad \dots\dots\dots(10)$$

$$(k) \quad n_{10} \leq n \leq n_{11} \quad q = \{\sqrt{4(n-2\rho\mu_t-2d\mu_t \cdot \cos \theta)(1-n+2\rho\mu_t+2d\mu_t \cdot \cos \theta)+\eta^2}-\eta\}/2 \quad \dots\dots\dots(11)$$

ここで、 $n_0 = -2\rho\mu_t - 2d\mu_t \cdot \cos \theta$

$$n_1 = 1/2 - \gamma \cdot \sin \theta - 2\rho\mu_t - 2d\mu_t \cdot \cos \theta$$

$$n_2 = 1/2 - \gamma \cdot \sin \theta - 2\rho\mu_t$$

$$n_3 = \{\beta_1 \cdot \gamma - \sqrt{(\beta_1 \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho}\} \gamma / \omega_1 + (1 - 4\rho\mu_t) / 2$$

$$n_4 = 2\delta(n_3 + 2\rho\mu_t) - 2\rho\mu_t + r\mu_w(rD_1 + \eta)$$

$$n_5 = \delta - 2\rho\mu_t + r\mu_w(rD_1 + \eta)$$

$$n_6 = \delta + 2\rho\mu_t + r\mu_w(rD_1 - \eta)$$

$$n_7 = 2\delta(n_8 - 2\rho\mu_t) + 2\rho\mu_t + r\mu_w(rD_1 - \eta)$$

$$n_8 = \{\beta_2 \cdot \gamma + \sqrt{(\beta_2 \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho}\} \gamma / \omega_2 + (1 + 4\rho\mu_t) / 2$$

$$n_9 = 1/2 + \gamma \cdot \sin \theta + 2\rho\mu_t$$

$$n_{10} = 1/2 + \gamma \cdot \sin \theta + 2\rho\mu_t + 2d\mu_t \cdot \cos \theta$$

$$n_{11} = 1 + 2\rho\mu_t + 2d\mu_t \cdot \cos \theta$$

$$q_3 = \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho}\} \gamma / \omega_1 - \eta/2$$

$$q_8 = \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho}\} \gamma / \omega_2 - \eta/2$$

$$n_a = (n + 2\rho\mu_t - r\mu_w(rD_1 + \eta)) / 2\delta$$

$$n_b = (n - 2\rho\mu_t - r\mu_w(rD_1 - \eta)) / 2\delta$$

$$\lambda_1 = \frac{\alpha \cdot \omega_1 - \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho}\} \gamma}{\beta_1 \cdot \omega_1 - \{\beta_1 \cdot \gamma - \sqrt{(\beta_1 \cdot \gamma)^2 - \omega_1 \cdot \rho}\} \gamma}$$

$$\lambda_2 = \frac{\alpha \cdot \omega_2 - \{\alpha \cdot \gamma + \sqrt{(\alpha \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho}\} \gamma}{\beta_2 \cdot \omega_2 - \{\beta_2 \cdot \gamma + \sqrt{(\beta_2 \cdot \gamma)^2 - \omega_2 \cdot \rho}\} \gamma}$$

$$\omega_1 = \alpha^2 + \beta_1^2,$$

$$\omega_2 = \alpha^2 + \beta_2^2,$$

$$\rho = \gamma^2 - \alpha^2,$$

$$\rho_1 = \gamma^2 - \beta_1^2,$$

$$\rho_2 = \gamma^2 - \beta_2^2,$$

$$\alpha = (rD_1 + \eta) / 2,$$

$$\beta_1 = (rD_1 + \eta - 1) / 2,$$

$$\beta_2 = (rD_1 - \eta - 1) / 2,$$

$$\gamma = \sqrt{1 + \eta^2} / 2,$$

$$\delta = (1 - 2r\mu_w) / 2,$$

$$n = N / b \cdot D \cdot F_c$$

$$q = Q / b \cdot D \cdot F_c$$

ただし、上記の n - q 相関方程式は、せん断補強筋係数 $r\mu_w$ が平行配筋の上端および下端の主筋が、同時

に降伏する場合のせん断補強筋係数 $r\mu_w (=2\rho\mu_t/\eta)$ より小さい値を示す場合に成立し、 $r\mu_w$ より大きい値を示す場合には、(5)~(7)式、 $n_4 \sim n_7$ および n_a, n_b を次式のように修正することが必要である。

$$(e)' \quad n_4 \leq n \leq n_5 \quad q = (1/2 - 2\rho\mu_t/\eta) \{ \sqrt{4n_a(1-n_a) + \eta^2} - \eta \} + 2rD_1 \cdot \rho\mu_t/\eta + 2d\mu_t \cdot \sin \theta \quad \dots\dots(5)'$$

$$(f)' \quad n_5 = n = n_6 \quad q = (1/2 - 2\rho\mu_t/\eta) \{ \sqrt{1 + \eta^2} - \eta \} + 2rD_1 \cdot \rho\mu_t/\eta + 2d\mu_t \cdot \sin \theta \quad \dots\dots(6)'$$

$$(g)' \quad n_6 \leq n < n_7 \quad q = (1/2 - 2\rho\mu_t/\eta) \{ \sqrt{4n_b(1-n_b) + \eta^2} - \eta \} + 2rD_1 \cdot \rho\mu_t/\eta + 2d\mu_t \cdot \sin \theta \quad \dots\dots(7)'$$

$$n_4 = (1 - 4\rho\mu_t/\eta)(n_3 + 2\rho\mu_t) + 2rD_1 \cdot \rho\mu_t/\eta$$

$$n_5 = 1/2 - 2\rho\mu_t/\eta + 2rD_1 \cdot \rho\mu_t/\eta = n_6$$

$$n_7 = (1 - 4\rho\mu_t/\eta)(n_8 - 2\rho\mu_t) + 2rD_1 \cdot \rho\mu_t/\eta$$

$$n_a = \{ \eta / (\eta - 4\rho\mu_t) \} (n - 2rD_1 \cdot \rho\mu_t/\eta) = n_b$$

なお、上式において、すべての主筋が平行に配筋された場合には、 $d\mu_t$ を零とし、逆にすべての主筋がX形に配筋された場合には、 $\rho\mu_t$ および $r\mu_w$ をともに零とすれば、必要な $n-q$ 相関方程式を得ることができる。

5.4 せん断強度の検討

各試験体のせん断強度の実験値 (Meas.) および上述の $n-q$ 相関方程式より算定した解析値 (Theo.) を **Table 3** に示す。また、**Fig. 20** に各試験体の $n-q$ 相関曲線を示す。縦軸、横軸はそれぞれ無次元化した軸方向力 $n = N/bDF_c$ およびせん断力 $q = Q/bDF_c$ を表わし、あわせて、黒印は実験値を、白印は解析値を表わし、実験値と解析値の対応を示す。実験値と解析値との比は、0.80 から 1.10 の範囲にあり、平均値は、単調載荷実験において 1.05、くり返し載荷実験において 0.95 となり、X形配筋と平行配筋が併用される鉄筋コンクリート柱材のせん断強度を与える上述の解析解は十分に満足できる理論強度を示すものと考えられる。

なお、**Fig. 20** において、引張鉄筋量および帯筋量を一定とした場合の鉄筋コンクリート柱材のせん断強度は、X形配筋と平行配筋の主筋の割合によって変動し、 β の値が増加するに従いせん断強度は増加し、

Table 3. Summary of maximum strength of test and analysis.

Specimens	Loading	Parallel Reinforcement Parameter	Diagonal Reinforcement Parameter	Shear Reinforcement Parameter	Column Length Ratio	Axial Compression		Maximum Strength		
						$N(\ell)$	N/bDF_c	Meas. (ℓ)	Theo. (ℓ)	Meas. Theo.
P-324M	Monotonic	0.208	0	0.040	2.983	17.70	0.28	7.01	6.94	1.01
3-324M		0.116	0.068	0.035	2.999	19.43	0.27	9.67	9.60	1.01
6-324M		0.070	0.120	0.036	2.996	19.01	0.27	11.2	10.0	1.08
X-324M		0	0.191	(0.037)	2.997	18.91	0.27	11.7	10.6	1.10
P-324R	Positive	0.195	0	0.037	2.998	18.67	0.27	7.06 -6.34	6.97	1.01 0.91
Negative										
3-324R	Positive	0.113	0.067	0.034	3.007	19.78	0.26	8.98 -7.54	9.38	0.96 0.80
Negative										
6-324R	Positive	0.070	0.119	0.036	2.991	19.06	0.27	10.3 -8.72	9.94	1.04 0.88
Negative										
X-324R	Positive	0	0.213	(0.041)	2.990	17.57	0.28	10.4 -10.1	10.2	1.02 0.99
Negative										

$\beta=1.0$ の場合にはほぼ曲げ破壊から決定されるせん断力に相当するせん断強度を發揮している。また、X形配筋の効果が著しく示されるのは、作用圧縮力の大きい場合で、逆に圧縮力が零のはり部材においてはあまりその効果が示されていないなど極めて興味ある結果が認められる。

6. 結 語

X形配筋を実際の構造設計に应用するために、X形配筋と平行配筋が併用される鉄筋コンクリート柱材のせん断抵抗性状を、主筋量および帯筋量はともに同一とし、全主筋量に対する斜め筋の比率のみを変化させて計画された実験より検討し、さらに、そのような柱材のせん断強度を解析的に求める手法を示した結果、次のような知見を得た。

(1) X形配筋を施した鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構は、従来の平行に配筋した鉄筋コンクリート柱のせん断抵抗機構と著しく異なり、平行配筋では斜張力破壊および付着割裂破壊などのせん断破壊モードを示す鉄筋コンクリート柱でも、その主筋の一部を斜めに配筋することにより、斜張力ひびわれの成長を防止し、曲げ破壊モードに移行することができる。

(2) 従来の平行に配筋された鉄筋コンクリート柱の履歴曲線は、典型的なせん断破壊の特性を示す逆S字形となるが、主筋の一部をX形配筋とし、その斜め筋量を多くするに従い、履歴曲線はエネルギー散逸量の大きい安定した紡錘形となり、X形配筋を施した鉄筋コンクリート柱は、極めてすぐれた耐震性能を有していることが示された。

(3) X形配筋を施すことにより、従来の平行配筋におけるせん断抵抗機構に、斜め筋のみにより形成されるトラス機構としてのせん断抵抗機構が付加され、鉄筋コンクリート柱材のせん断強度は、トラス機構が負担するせん断力だけ増大することが認められた。

(4) X形配筋と平行配筋が併用される鉄筋コンクリート柱のせん断強度は、はり機構、アーチ機構およびトラス機構の3個のせん断抵抗機構を仮定し、それぞれのせん断抵抗機構による強度を、拡張累加強度理論を適用して累加することにより、理論的に算定することができ、その解析値は十分に満足できる値を与えることが示された。

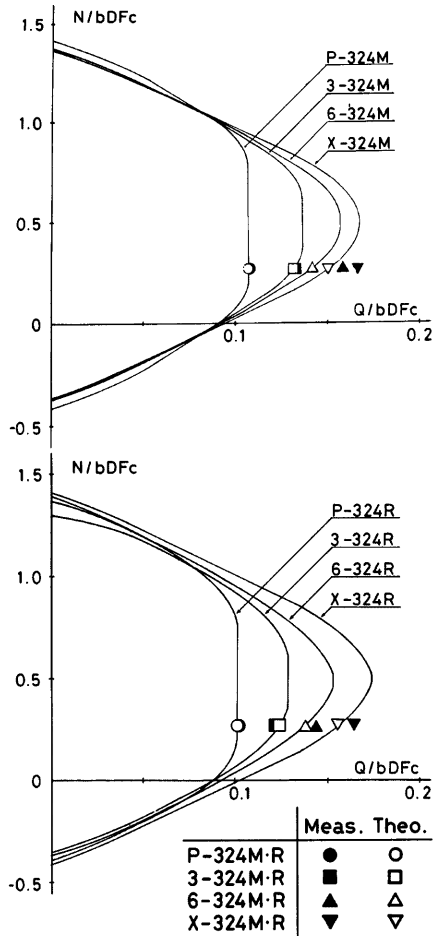


Fig. 20. Axial load-shear interaction obtained by superposition method.

(5) X形配筋が施された鉄筋コンクリート柱の保有強度を維持できる変形能力は、斜め圧縮筋の不安定現象と密接な関係があると考えられ、今後X形配筋と平行配筋が併用された鉄筋コンクリート柱の耐震性能をさらに向上させるために、斜め圧縮筋の不安定現象の発生を防止するための手法を開発することが必要であると考えられる。

したがって、鉄筋コンクリート柱材において、帯筋量を増加させることなく主筋の一部を斜めに配筋することにより、従来の平行に配筋した鉄筋コンクリート柱が保有するせん断強度および変形能力を増大させることが可能である。さらに、その増大の割合は、全主筋量に対する斜め筋量の比 β が大きくなるに従って大きくなることが認められ、せん断強度およびエネルギー散逸量等の検討により、全主筋量の約60%をX形配筋とすれば耐震的に十分すぐれた性能が得られると考えられる。また、X形配筋と平行配筋が併用される鉄筋コンクリート柱のせん断強度は、形状・寸法変数および材料強度変数を含めた上述の解析解により十分な精度で算定することが可能であると考えられる。

参 考 文 献

- 1) たとえば, Paulay, T.; Simulated Seismic Loading of Spandrel Beams, Journal of the Structural Division, Vol. 97, No. ST9, Sept., 1971, pp. 2407-2419.
- 2) たとえば, 若林 實・南 宏一: 鉄筋コンクリート柱のせん断破壊防止法に関する実験的研究, 京都大学防災研究所年報第22号B-1, 昭和54年4月, pp. 295-316.
- 3) たとえば, 若林 實・南 宏一・久木幸雄: X形配筋を施した鉄筋コンクリート構造の弾塑性性状に関する基礎的研究(その1), 京都大学防災研究所年報第23号B-1, 昭和55年4月, pp. 199-213.
- 4) 若林 實・南 宏一・久木幸雄・宮内靖昌: X形配筋を施したRC構造の弾塑性性状に関する基礎的研究(その3), 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭和55年6月, pp. 25-28.
- 5) 若林 實・南 宏一・久木幸雄・宮内靖昌: X形配筋を施したRC構造の弾塑性性状に関する基礎的研究(その4), (その5), (その6), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), 昭和55年9月, pp. 1715-1720.
- 6) 若林 實・南 宏一・久木幸雄・宮内靖昌: せん断力を受ける鉄筋コンクリート柱に対するX形配筋の有用性について, 第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集, 1981年6月, pp. 445-448.
- 7) 若林 實・南 宏一・久木幸雄・宮内靖昌: X形配筋と平行配筋が併用される鉄筋コンクリート柱のせん断強度について, 日本建築学会近畿支部研究報告集, 昭和56年6月, pp. 233-236.
- 8) 若林 實・南 宏一: コンクリート系構造部材のせん断強度について, 京都大学防災研究所年報第24号B-1, 昭和56年4月, pp. 245-277.

付一1 記 号

- b : 柱幅
- D : 柱せい
- r, D : 平行配筋の主筋間隔およびX形配筋の材端部の主筋間隔
- r, D_1 : 主筋間隔比 ($=r, D/D$)
- F_c : コンクリートの圧縮強度
- h : 柱長さ
- N : 鉄筋コンクリート部材の作用圧縮力
- n : 無次元化圧縮力 ($=N/bDF_c$)
- $a\rho_t$: X形配筋の引張鉄筋比
- $b\rho_t$: 平行配筋の引張鉄筋比

- $r\rho_w$: せん断補強筋比
 Q : 鉄筋コンクリート部材のせん断力
 q : 無次元化せん断力 ($=Q/bDF_c$)
 $d\sigma_y$: X形配筋の主筋の引張降伏応力度
 $\rho\sigma_y$: 平行配筋の主筋の引張降伏応力度
 $r_w\sigma_y$: せん断補強筋の引張降伏応力度
 η : 柱長さ比 ($=h/D$)
 θ : X形配筋の主筋と材軸のなす角度
 $d\mu_t$: X形配筋の引張鉄筋係数 ($=d\rho_t \cdot d\sigma_y/F_c$)
 $\rho\mu_t$: 平行配筋の引張鉄筋係数 ($=\rho\rho_t \cdot \rho\sigma_y/F_c$)
 $r\mu_w$: せん断補強筋係数 ($=r\rho_w \cdot r_w\sigma_y/F_c$)

付-2 全ての主筋がX形配筋とされた鉄筋コンクリート部材の復元力特性について

本論において、X形配筋が施された鉄筋コンクリート部材のせん断強度を理論的に求める手法を提案し、十分満足できる精度で理論強度が得られることが示された。しかしながら、鉄筋コンクリート部材のせん断問題を解明するうえで、部材の弾性状態から終局状態に至る過程において、せん断抵抗力を決定することは極めて重要なことであり、ここでは、すべての主筋がX形配筋とされた鉄筋コンクリート柱の復元力特性を求める一手法を示す。

(1) 基本仮定

- 1) すべての主筋がX形配筋とされた鉄筋コンクリート部材のせん断抵抗機構は、前述したように、無筋コンクリートからなるアーチ機構および斜め筋からなるトラス機構の組み合わせであると考えられる。
- 2) 平行配筋が存在しないので、はり機構は成立せず、帯筋は無筋コンクリートの拘束効果のみ有すると考え、鉄筋コンクリート部材のせん断強度には影響しないものとする。
- 3) コンクリートおよび鉄筋の応力-ひずみ関係は、Fig. A-1 および Fig. A-2 に示すように仮定する。

(2) アーチ機構による変形

Fig. A-3 に、部材角 R だけ回転した無筋コンクリート（アーチ機構）の変形状態を示す。いま、材端部において回転角 R による圧縮側最外縁の縮み量を ΔS_0 、引張側最外縁の相対変位量を ΔS_w とすると、変形に関する適合条件式は

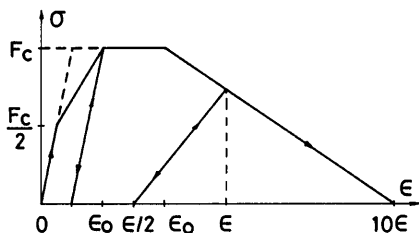


Fig. A-1. Stress-strain relationship of concrete.

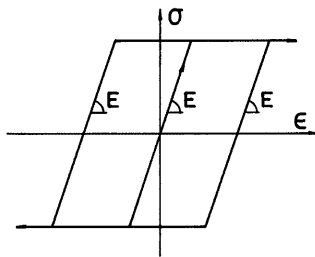


Fig. A-2. Stress-strain relationship of steel.

$$\frac{\Delta S_0}{\Delta S_u} = \frac{k}{1-k} \quad \dots\dots\dots(A-1)$$

$$\Delta S_u = R \cdot (1-k)D \quad \dots\dots\dots(A-2)$$

と与えられる。アーチ機構両端に生じる作用圧縮力は、Fig. A-3 のハッチを施した等断面無筋コンクリート斜材により伝達されるとすると、圧縮側最外縁のひずみ ϵ_{c0} は、

$$\epsilon_{c0} = \Delta S_0 / (h / \cos \varphi)$$

となり、(A-1)、(A-2) 式を代入すると

$$\begin{aligned} \epsilon_{c0} &= \frac{k}{1-k} \cdot R \cdot (1-k)D \cdot \cos \varphi / h \\ &= k \cdot R \cdot \cos \varphi / \eta \quad \dots\dots\dots(A-3) \end{aligned}$$

と求められる。ここで、コンクリート斜材の回転による圧縮域のひずみ分布を線形であると仮定すると、部材の右端および左端における圧縮域深さ $k_x \cdot D$ の位置での縮み量は、

$$R S_x = \frac{k_x}{k} \cdot \epsilon_{c0} \cdot h / \cos \varphi$$

$$L S_x = \frac{k - k_x}{k} \cdot \epsilon_{c0} \cdot h / \cos \varphi$$

となり、斜材のひずみ ϵ_x は、

$$\epsilon_x = (R S_x + L S_x) / (h / \cos \varphi) = \epsilon_{c0} \quad \dots\dots\dots(A-4)$$

と求められ、コンクリート斜材のひずみは圧縮域において一様であることが認められる。ゆえに、部材角 R の変化に対して、圧縮域 kD は変化するが、コンクリート斜材のひずみおよびひずみに対応する応力度は、斜材のすべての要素において常に一様となり、アーチ機構による抵抗圧縮力は、圧縮域の面積に圧縮応力度を乗じて単純に算定することが可能となる。

一方、部材に作用する圧縮力による部材の縮み量を δ_0 とすると、作用圧縮力によるコンクリート斜材のひずみ ϵ_{c1} は、

$$\begin{aligned} \epsilon_{c1} &= \delta_0 \cdot \cos \varphi / (h \cdot \cos \varphi) \\ &= \delta_0 \cdot \cos^2 \varphi / h \quad \dots\dots\dots(A-5) \end{aligned}$$

となり、コンクリート斜材の圧縮ひずみ ϵ_c は、(A-3)、(A-5) 式より、

$$\begin{aligned} \epsilon_c &= \epsilon_{c0} + \epsilon_{c1} \\ &= k \cdot R \cdot \cos \varphi / \eta + \delta_0 \cdot \cos^2 \varphi / h \quad \dots\dots\dots(A-6) \end{aligned}$$

と求められる。ここで

$$\varphi - R = \frac{(1-k)D}{h} - R = (1-k)/\eta - R \quad (\text{Fig. 18 参照})$$

$$\begin{aligned} \therefore \cos \varphi &= \frac{\eta}{\sqrt{\{(1-k) - R \cdot \eta\}^2 + \eta^2}} \\ \sin \varphi &= \frac{(1-k) - R \cdot \eta}{\sqrt{\{(1-k) - R \cdot \eta\}^2 + \eta^2}} \quad \dots\dots\dots(A-7) \end{aligned}$$

が成立する。ゆえに、(A-6)、(A-7) 式より、 ϵ_c は

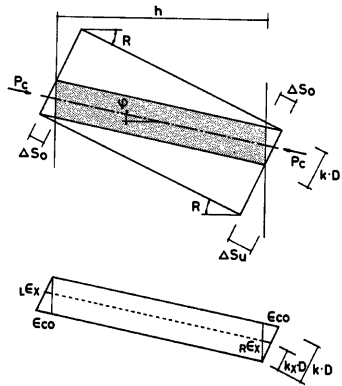


Fig. A-3. Deformation of plain concrete.

$$\epsilon_c = \frac{1}{\{(1-k) - R \cdot \eta\}^2 + \eta^2} \{k \cdot R \sqrt{\{(1-k) - R \cdot \eta\}^2 + \eta^2} + \delta_o \cdot \eta^2 / h\} \quad \dots\dots\dots(A-8)$$

と与えられる。

(3) トラス機構による変形

トラス機構における斜め筋のひずみ度を **Fig. A-4** に示すように2つの変形状態の累加と考えると、引張側および圧縮側斜め筋のひずみ度 ϵ_{st} および ϵ_{sc} は、それぞれ次式で表わされる。

$$\begin{aligned} \epsilon_{st} &= \frac{\delta_H \cdot \sin \theta - \delta_v \cdot \cos \theta}{\sqrt{rD^2 + h^2}} \\ &= \frac{R \cdot h \cdot rD - \delta_v \cdot h}{rD^2 + h^2} \quad (\because \delta_H = R \cdot h) \\ &= \frac{h}{rD^2 + h^2} (R \cdot rD - \delta_v) \quad \dots\dots\dots(A-9) \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \epsilon_{sc} &= \frac{\delta_H \cdot \sin \theta + \delta_v \cdot \cos \theta}{\sqrt{rD^2 + h^2}} \\ &= \frac{h}{rD^2 + h^2} (R \cdot rD + \delta_v) \quad \dots\dots\dots(A-10) \end{aligned}$$

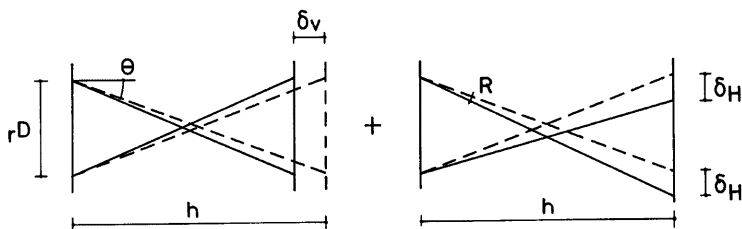


Fig. A-4. Deformation of diagonal reinforcement.

(4) つりあい条件

Fig. 18 にトラス機構の静的許容応力場を示す。すべての主筋がX形配筋とされた鉄筋コンクリート部材が一定軸力 N 、逆対称の曲げモーメント M およびせん断力 Q を受けた場合のつりあい条件は、

$$\left. \begin{aligned} N - P_c \cdot \cos \varphi - (dC_r - dT_r) \cos \theta &= 0 \\ Q - P_c \cdot \sin \varphi - (dC_r + dT_r) \sin \theta &= 0 \\ M - Q \cdot h / 2 &= 0 \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots\dots(A-11)$$

ここに、 $P_c = b \cdot k \cdot D \cdot \sigma_c = b \cdot k \cdot D \cdot f(\epsilon_c)$

$dC_r = a_{sc} \cdot \sigma_{sc} = a_{sc} \cdot g(\epsilon_{sc})$

$dT_r = a_{st} \cdot \sigma_{st} = a_{st} \cdot g(\epsilon_{st})$

ただし、 σ_c : コンクリート斜材の応力度

a_{sc} , σ_{sc} , ϵ_{sc} : 圧縮側斜め筋の断面積、応力度およびひずみ度

a_{st} , σ_{st} , ϵ_{st} : 引張側斜め筋の断面積、応力度およびひずみ度

$f(\epsilon)$: **Fig. A-1** で表わされるコンクリートの応力度-ひずみ関係にもとづく関数

$g(\epsilon)$: **Fig. A-2** で表わされる鉄筋の応力度-ひずみ関係にもとづく関数

の関係が成立する。

(5) 鉄筋コンクリート柱の復元力特性

すべての主筋がX形配筋とされた鉄筋コンクリート柱の荷重-変形曲線は上述の (A-8), (A-9), (A-10), (A-11) 式および Fig. A-1, Fig. A-2 の応力度-ひずみ関係を用いて求めることができる。解析の手順は、一定軸力 N に対する縮み量 δ_0 を求めた後、部材角 R を設定し、一定軸力 N につきあう k の値を求め、つりあい条件よりせん断力 Q を算定することとなる。なお、くり返し載荷において、除荷時および部材角が反転する時、コンクリートの残留ひずみにより一定軸力とのつりあいが成立しない場合が生じる。このときのせん断力は斜め筋のみにより伝達されると仮定する。以上の手法により求めた荷重-変形曲線を、Fig. A-5 および Fig. A-6 に実験結果と比較して示している。なお、Fig. A-5 に実験および解析による斜め筋が負担するせん断力 Q_d の推移状況をあわせて示す。実線が実験を、破線が解析をそれぞれ表わしている。

本解析は、単調載荷の荷重-変形曲線において、最大強度時の変位および最大強度以後の負勾配等について実験結果をほぼ追従していると考えられ、斜め筋の負担するせん断力の推移においては、ほぼ一致しており、本解析手法が妥当であると認められる。しかしながら、くり返し載荷において、包絡線はよく一致しているが、履歴過程において実験結果と違いが生じており、今後、くり返し載荷の場合に若干の検討が必要であると考えられる。

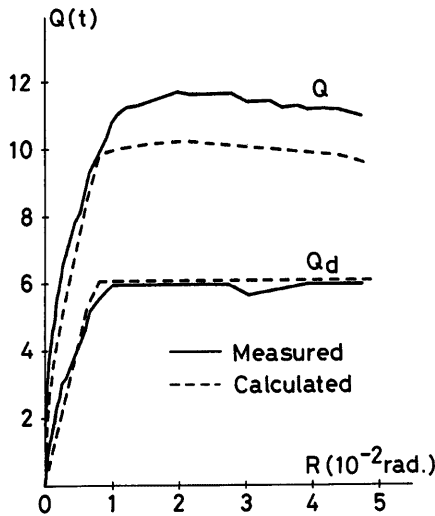


Fig. A-5. Comparison between measured and calculated load-deflection relationships for specimen X-324M.

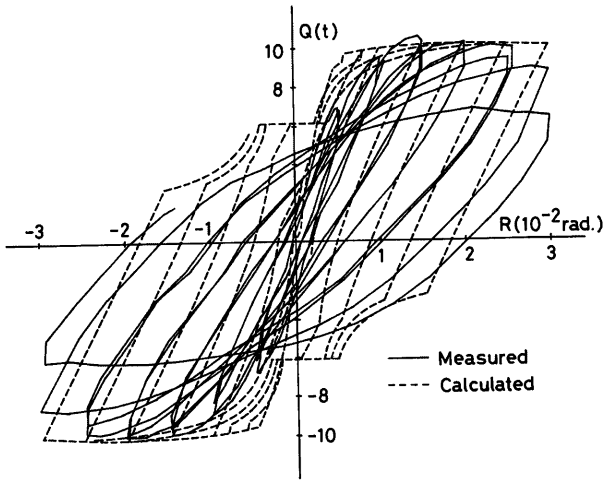


Fig. A-6. Comparison between measured and calculated load-deflection relationships for specimen X-324R.