

高強度低降伏比の鋼材を用いた SRC 柱の 弾塑性挙動に関する実験的研究

穂田智佳* 中村信行** 南宏一***

Experimental Study on Elastic-Plastic Behavior of SRC Columns with High Strength Steel.

Tomoyoshi AKITA*, Nobuyuki NAKAMURA** and Koichi MINAMI***

ABSTRACT

The demand to use high strength and high performance material because of large span and high rise of building in recent years. As to use of high-strength steel in composite steel and reinforced concrete structures, it remains to be clarified whether the ductile behavior can be ensured, especially when the high-strength steel is used in combination with normal-strength concrete. This paper describes the test results on the elasto-plastic behavior of SRC column using high strength steel, and discusses the maximum strength and the deformation capacity, with the investigation on the applicability of the concept of superposed strength. Experiment and analysis revealed that the behavior of SRC column with high-strength steel was stable. The maximum strength of SRC column was well predicted by the superposed strength theory.

キーワード: SRC, 終局耐力, 累化強度, 高強度低降伏比鋼材, 弾塑性挙動

Keywords: Steel Reinforced Concrete Structures, Ultimate Strength,

Superposed Strength, High Strength Steel, Elastic-plastic Behavior

1. はじめに

鉄骨鉄筋コンクリート(以下 SRC と称す)構造は、関東大震災でその耐震性と耐火性が認められて、以来 80 年間わが国の高層建築に適した構造として発展し、今日までに数多くの研究開発がなされてきており SRC 構造の使用量はますます増加してきている。SRC 柱材は鉄骨と鉄筋コンクリートを合成した部材であるため、部材の弾塑性挙動に及ぼす影響因子が複雑であり、未だに明らかにされているとはいえない点がある。建築分野で使用される SRC 構造には、従来 400 kN 級と 500 kN 級の鋼材が用いられてきたが、最近では建築物の高層化、大スパン化されてきたために、より高強度の鋼材を使用する要望が強くなってきている。

SRC 構造は純鉄骨構造に比べて、座屈が生じにくいことや、剛性が高いなど、高強度鋼の使用に関して有利になる面が多いが、図-1 に示す高強度低降伏比鋼材を用い

た鉄骨が RC 部分と一体に働くか否かなど、その利用に先立って解明しておくべき点も少なくない。

高強度低降伏比鋼材は高強度であるため設計断面削減や重量軽減などのメリットがあるが、本研究に用いる高強度低降伏比鋼材は塑性変形性能に富んでいるため、より優れた耐震性能を要求される構造物に適しており鋼材の変形性能は降伏比(降伏点 / 引張強さ)に支配される。そのため図-1 に示す様に同じ強度水準の従来の高強度鋼材に比べ延性特性および一様伸び特性が優れている。塑性変形能力に富んだ構造部材は、地震によってもたらされるエネルギーを部材の塑性変形により吸収するので、極限的な地震に対する抵抗能力が大きくなる。

本研究は SRC 構造への高強度低降伏比鋼材の適用を図ることを目的としての開発研究である。高張力鋼を用いた SRC 構造の開発研究については、文献 1 にその問題点が指摘されているが、高強度低降伏比

* 福山大学大学院建築学専攻 ** JFE 建材センター *** 福山大学建築学科

鋼材をSRC構造に使用する場合に問題となる点を以下に二つ上げる。

- ①高強度低降伏比鋼材の降伏ひずみが大きくなるため、鉄骨部分が十分耐力を発揮しないうちに鉄筋コンクリート部分の耐力が低下して、両者の協働性が不十分にならないかということ。
- ②高軸力下で繰り返し曲げモーメント、せん断力を受ける柱では、鋼材のひずみ硬化によって耐力低下を免れることが多いが、ひずみ硬化の大きい高強度低降伏比鋼材を使用した場合には耐力低下がどのような影響を与えるかが不明であること。

合成構造は、鉄筋コンクリート構造や鉄骨構造などの既存の構造の境界領域に含まれる構造分野であるが、その構造の特性は、ただ両者の特性を単純に重ね合わせたものではなく、極めて複雑で協同性などの影響が耐力や変形性能にどのように関わるかが未だに十分明らかにされていない。そこでSRC規準(1)の終局曲げ耐力及び終局せん断耐力の算定式を適用する際の問題点の有無を検討し、高強度低降伏比の鋼材をSRC柱に適用する是非について考察する。なお、文献3に高強度材料を用いたSRC柱の力学的性状について詳細に検討されている。

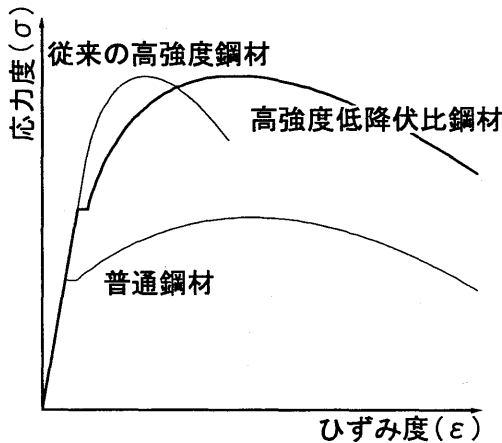


図-1 高強度低降伏比鋼材の力学特性

2. 実験計画

2-1. 実験概要

本研究では表-1に示す3シリーズに分けて共通の試験体寸法で8試験体を製作し実験を行う。シリーズ1ではH-200×80×9×16のH形鋼内蔵のSRC柱4体、シリーズ2ではH-200×80×9×16とH-200×80×9×9を十字形に組み合わせた十字型鋼内蔵のSRC柱3体、シリーズ3ではH形鉄骨のみのS柱1体の実験を行う、またシリーズ1では帯筋比、軸力比を実験変数とし、シリーズ2では軸力比のみを実験変数とする。試験体寸法、主筋の配筋はすべて共通なものを製作し図-2示す。主筋、帯筋強度295N/mm²で帯筋比0.43%。鉄骨の降伏点強度385N/mm²。引張強度550N/mm²以上、コンクリート強度30N/mm²の材料を用いて基本的な破壊モードを曲げ破壊とする。柱断面を300mm×300mm、柱スパンを900mm、定着部スタブを600mm×600mm×400mmとする。

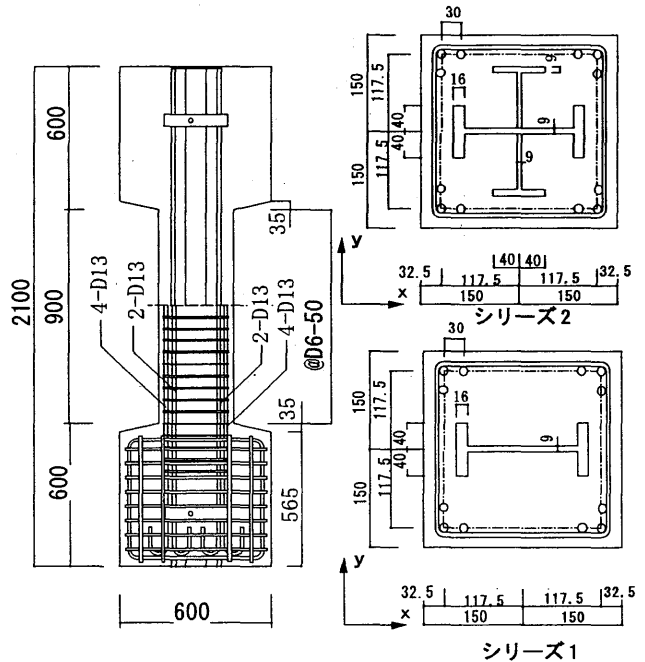


図-2 試験体寸法・配筋図(単位mm)

表-1 試験体諸元

	試験体名	X方向鉄骨断面	Y方向鉄骨断面	主筋	帯筋	断面型	鉄骨比	主筋比	帯筋比	軸力比
							%	pt %	pw %	
シリーズ1	SRC-H1	H-200x80x9x16	-	12-D13	D6@50	H型強軸	4.52	0.64	0.43	0
	SRC-H2									0.3
	SRC-H3									0.6
	SRC-H4									0.95
シリーズ3	SRC-C1	H-200x80x9x16	H-200x80x9x9	12-D13	D6@50	H十字型	7.85	0.64	0.43	0
	SRC-C2									0.3
	SRC-C3									0.6
シリーズ3	SH-1	H-200x80x9x16	-	-	-	H型強軸	100	-	-	-

2-2. 載荷方法

実験装置は図-3に示す。福山大学建研式載荷装置を使い、鉛直ジャッキに圧縮4MN、水平ジャッキに2MNの油圧ジャッキを用いる。載荷はL型フレームを介して柱脚部の柱長さの1/2の点に水平荷重を作用させる。実験載荷の様子を写真-1に示す。柱頭の水平変位制御とし、図-4に示すような載荷則を行適用する。軸力比 $n (=N/N_u, N_u: \text{中心圧縮耐力})$ の圧縮軸力を載荷した後、軸力(N)を一定に保持しながら柱の部材角(R)を引張側の載荷を正とし、0.25%rad.を1サイクル載荷したのち0.5%rad.から正負の載荷方向に0.5%rad.ずつ増加させ、5.0%rad.まで繰返し載荷を行う、また所定の軸力保持が不可能になった場合、その段階で実験を終了する。

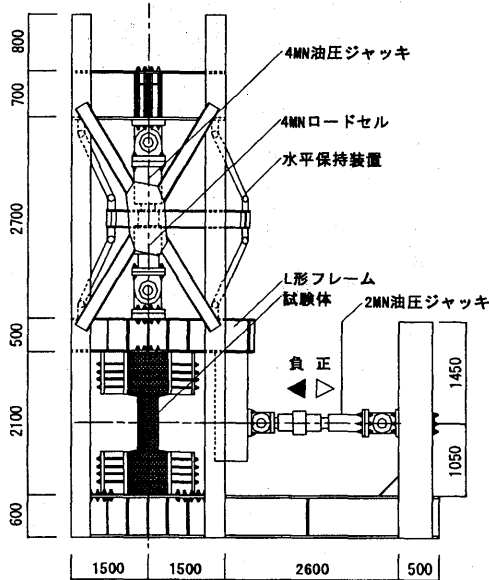


図-3 実験装置(単位 mm)

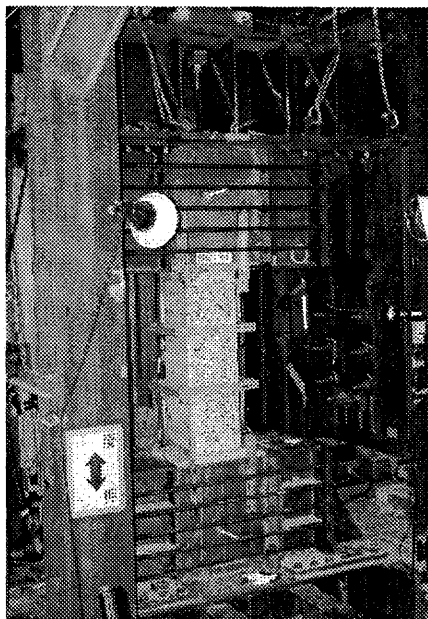


写真-1 実験風景

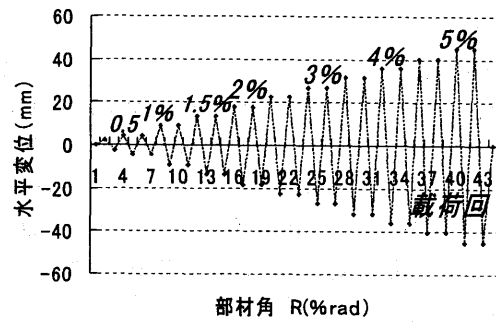


図-4 載荷則

2-3. 材料特性

表-2にコンクリート強度を示し、28日強度から実験終了までの強度の推移を示す、表-3に鋼材の材料強度を示す。材料試験ではコンクリートの圧縮試験、割裂試験、鉄筋引張試験のいずれにおいても3個の試験を行いその平均値を用いた、図-5に鉄骨の引張試験の応力度-ひずみ度関係を示す。応力とひずみの関係を見ると鉄骨のウェブでは降伏棚があるが、フランジでは降伏棚は生じなかった。鉄骨の降伏比は従来の高強度鋼材と比べ低い値を示すことが確認でき、伸び率においても十分な性能を発揮している。

表-2 コンクリート強度

コンクリート設計強度 (N/mm^2)	発生強度推移 (N/mm^2)				平均	
	28日強度	実験開始時	実験中間時	実験終了時		
30	圧縮強度	26.6	27.3	27.9	23.5	27
	割裂強度	3.3	4.2	3.7	3.7	3.70

表-3 鋼材の材料強度

採取位置	降伏点 (N/mm^2)	引張強度 N/mm^2	破断伸び %	降伏比 %
	For 0.2% off set			
t16フランジ	463	652	40.8	71.0
H形鉄骨ウェブ	409	555	36.0	75.9
t9フランジ	426	551	35.7	77.3
D13主筋	314	474	21.0	66.2
D10主筋	402	570	22.9	70.5
D6主筋	312	471	22.3	66.2

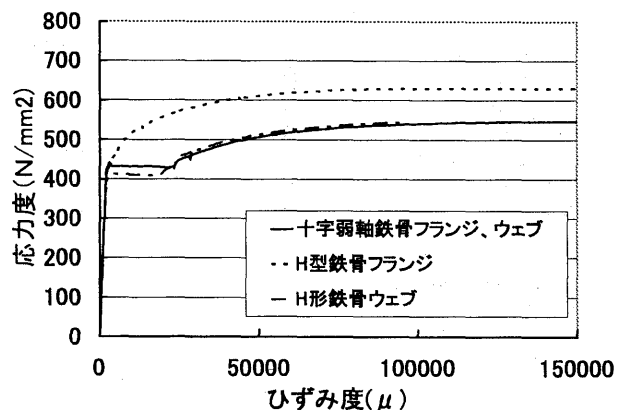


図-5 鉄骨の材料特性

3. 実験結果

3-1. 破壊状況

終局時の破壊状況を図-6に示す。実線が正側載荷時に生じたひび割れを示し、点線が負側載荷時に生じたひび割れを示す、またコンクリートのはく離は塗りつぶしで示す。実験開始 $R=0.25\%$ rad. までに曲げひび割れが生じ、その後せん断ひび割れ、内蔵鉄骨のフランジ部分に沿って付着割裂ひび割れなどが進行し、材端部のかぶりコンクリートに圧壊が生じた。 $P_w=0.43\%$ の試験体では、内蔵する鉄骨の形状にかかわらず、軸力が増加するにしたがって、せん断破壊の様相が卓越する傾向が強くなる傾向が認められた。

終局時の破壊状況では、高軸力において曲げ破壊が大きく進行していた。柱頭、柱脚部の内蔵鉄骨フランジには大きく圧縮、引張り変形が生じていた。塑性ヒンジ部材は材端部より内側に形成される様相を呈した。十字形鉄骨内蔵の試験体はコンクリートが大きく剥離し、C-3の試験体ではさらに弱軸方向のフランジに沿って付着割裂ひび割れが進行し、大きくコンクリートが剥落した。軸力=0の試験体では曲げひび割れは生じ、かつせん断ひび割れが大きく進行した。

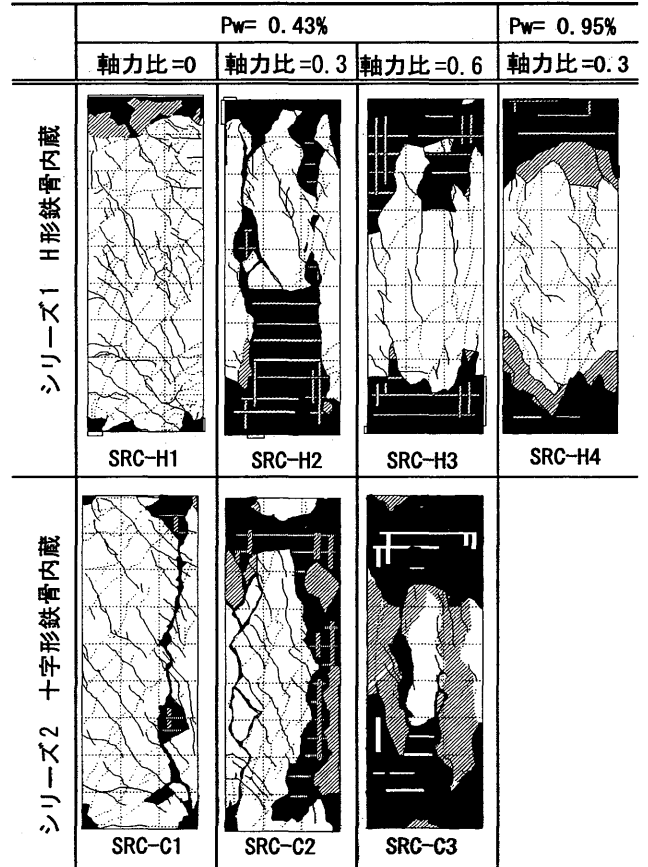


図-6 終局破壊状況図

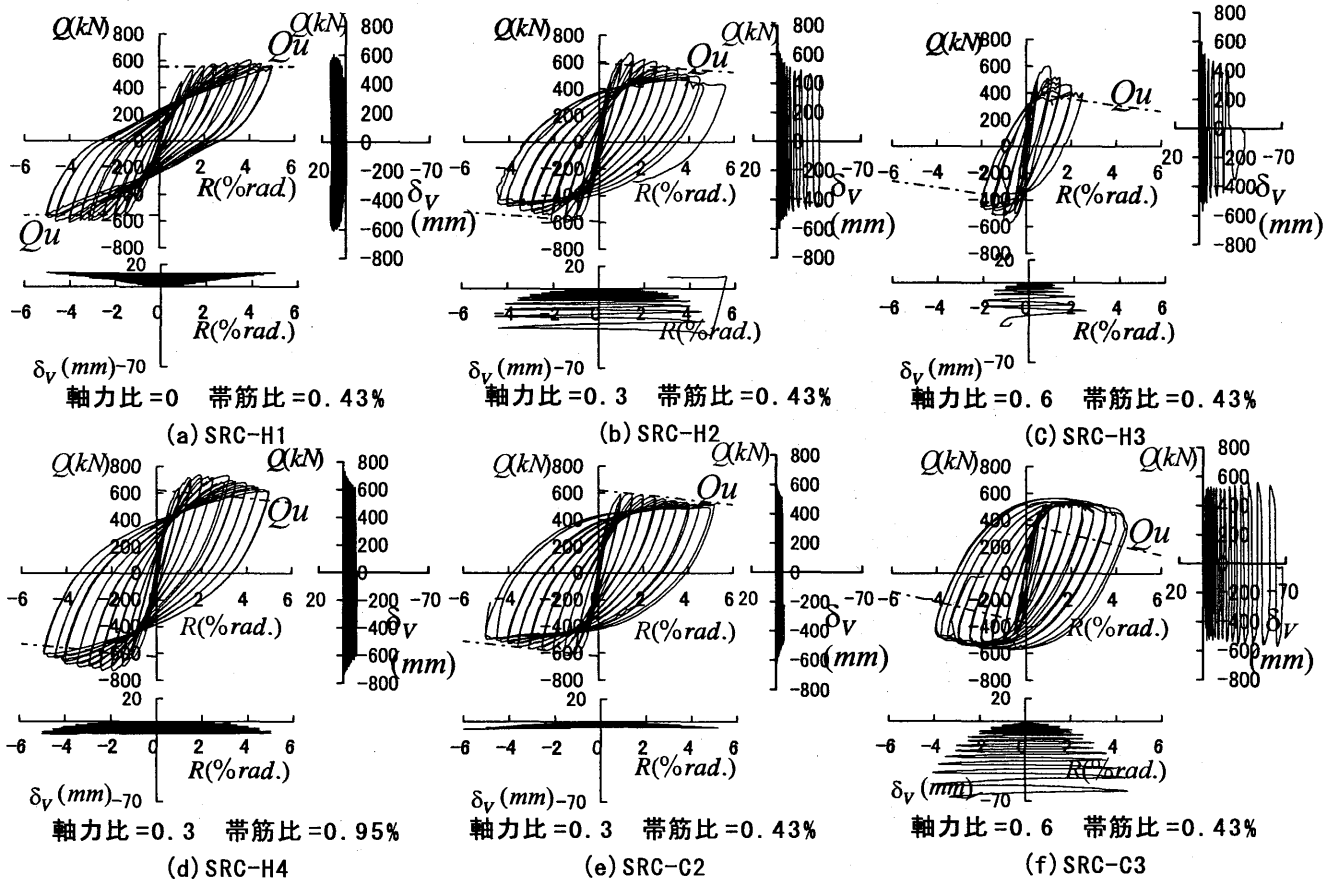
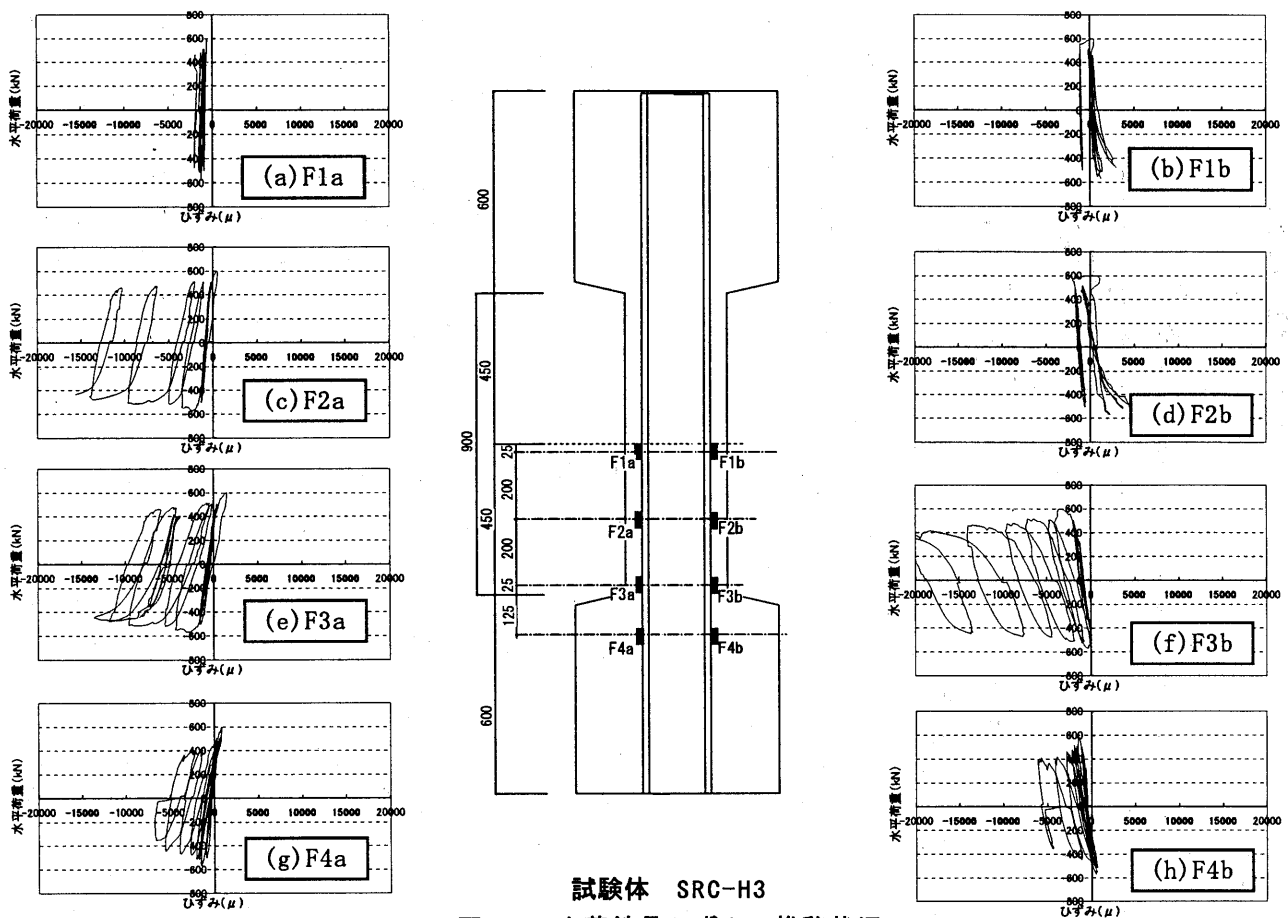


図-7 履歴曲線



試験体 SRC-H3
 図-8 内蔵鉄骨ひずみの推移状況

3-2. 履歴曲線

図-7に荷重-変位曲線と鉛直変位の関係を示す。荷重変位曲線では、縦軸を水平荷重 Q (kN)、横軸を部材角 R (%rad.)として示す。斜めに引いているライン Q_u (kN)は $N-\delta$ 効果による耐力の減少を考慮した終局耐力を示している。鉛直変位の関係では縦軸を荷重(kN)、横軸を鉛直変位(δv)と縦軸を鉛直変位(δv)、横軸に荷重(kN)とを共に示し、圧縮軸力による縮みをマイナスとした。

3-3. 鋼材ひずみ状況

図-8に鋼材のひずみの推移状況を示す。フランジでは柱脚部でひずみが進行し鉄骨部分も大きく塑性変形を生じている。終局時の鉄骨は柱頭、柱脚部で大きく局部座屈をしているためにひずみが大きく進行している。また鉄骨中央部では曲げの影響を受けないためにフランジにはひずみはほとんど生じておらず、コンクリート拘束によるせん断耐力の抵抗のみと考えられる。

3.4 ひび割れ進展状況

表-4にひび割れの発生状況を示す。実験の初期0.25(%rad.)で曲げひび割れが発生し、その後、端部又は中央にひび割れが発生した。十字形鉄骨内蔵の

表-5 ひび割れ発生状況

	曲げひび割れ		端部斜めひび割れ		中央部斜めひび割れ		
	荷重(kN)	部材角(%r)	荷重(kN)	部材角(%r)	荷重(kN)	部材角(%r)	
H-1	正	99	0.12	107	0.18	169	0.34
	負	-76	-0.07	-23	-0.19	-447	-1.00
H-2	正	327	0.25	428	0.41	453	0.49
	負	-278	-0.25	-435	-0.49	-557	-1.00
H-3	正	466	0.48	446	0.49	469	0.48
	負	-437	-0.50	-437	-0.50	-478	-0.50
H-4	正	319	0.30	630	1.02	630	1.02
	負	-283	-0.25	-629	-1.07	-487	-0.56
C-1	正	180	0.23	191	2.22	180	0.23
	負	-168	-2.06	-290	-0.50	-236	-3.18
C-2	正	150	0.56	451	0.51	320	0.28
	負	-267	-1.75	-456	-4.52	-429	-4.29
C-3	正	256	0.23	457	0.58	446	0.51
	負	-279	-1.96	-424	-3.53	-418	-4.37

試験体ではH形鉄骨内蔵の試験体にくらべ初期曲げひび割れ発生時期がやや遅かったが、その理由としてコンクリートの拘束力の相違により剛性が大きくなったためであると考えられる。軸力が小さいほど、ひび割れの発生強度が小さい傾向にあり、せん断ひび割れと同時にひび割れが生じた。

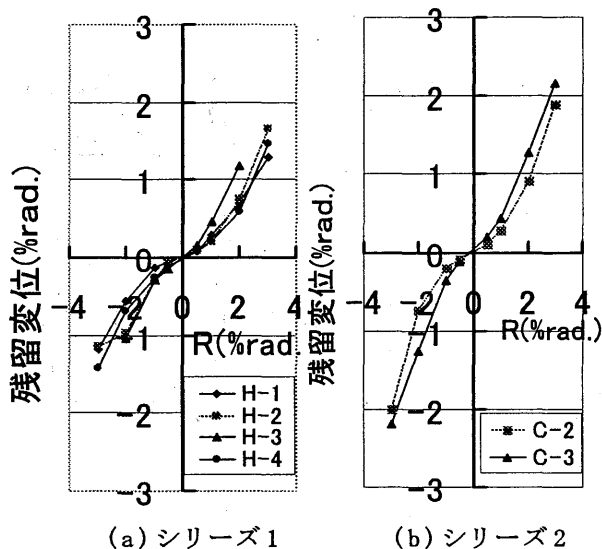


図-9 残留ひずみ累積状況

3.5 残留ひずみの累積状況

図-9に残留ひずみの累積状況を示す。これは各サイクルの除荷時の残留ひずみを示したものである。各軸力、帯筋比による残留ひずみに対する影響は小さいが、内蔵鉄骨十字形の方が大きいひずみ値を示している。

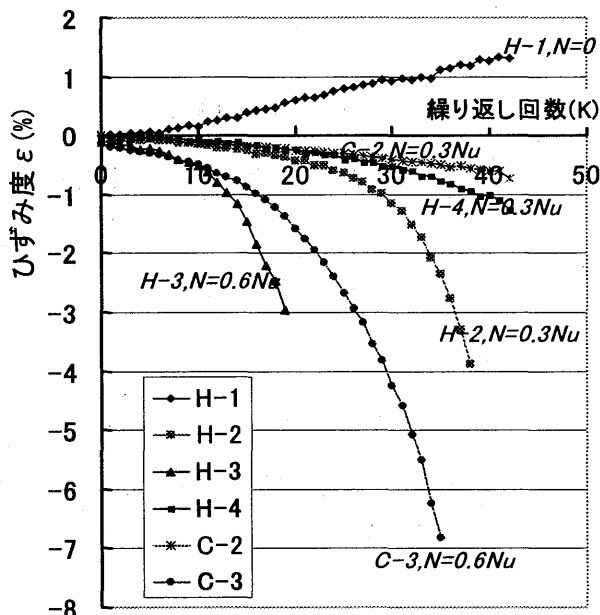


図-10 圧縮ひずみ累積状況

3.6 圧縮ひずみの累積状況

図-10に除荷時に生じている圧縮ひずみ度の累積と荷重サイクル回数との関係をプロットしたものである。これによると一般的に軸力比が0.1以下の試験体では伸びを生じるが、圧縮力が大きくなるほど縮みの度合いは大きくなるが、十字形鉄骨内

蔵のものと、帯筋量増加による圧壊現象に与える影響は大きいと考えられる。また、高軸力を受ける柱では帯筋が破断し、主筋、鉄骨が座屈すると急激に圧縮ひずみが進行することから、柱の設計において横補強筋を増すなど必要であるが、C-3の試験体では圧壊現象は進んでもH-2と同等の軸力保持の性能を発揮する。またC-3の履歴曲線で耐力劣化が見られないのは圧縮ひずみが進行し、柱頭、柱脚の塑性ヒンジが圧縮によって縮んでも、帯筋量が0.95%であるためにコンクリートの圧縮ひずみが増大したことによると考えられる。

4. 終局耐力に関する解析

4.1 終局曲げ耐力

軸力と曲げを受けるSRC断面の終局曲げモーメントの算定法としては、「平面保持の仮定」に立脚した方法が、種々提案されているが、これらの方法は一般的に複雑で実用計算に適さない場合が多い。

したがって、SRC構造の設計者にとって、なじみが深く、かつ簡便な方法である累加強度理論によって、SRC断面の終局曲げモーメントを求める方法を示す。図-10に示すように、ベクトル和によって得られる鉄骨鉄筋コンクリート断面としての耐力は無数に与えられるが、単純累加強度式のかわりに、耐力を大きく評価でき、経済的な設計が可能となる一般化累加強度式を用いる事とする。

SRC断面は鉄骨断面(S)、鉄筋断面(R)、およびコンクリート断面(C)の3者によって構成される。文献4および5などに示される、SRCの一般化累加強度の考え方を図-11に示して、H形鋼を内蔵するSRC断面の終局曲げモーメントに関する閉解を付録に示します。

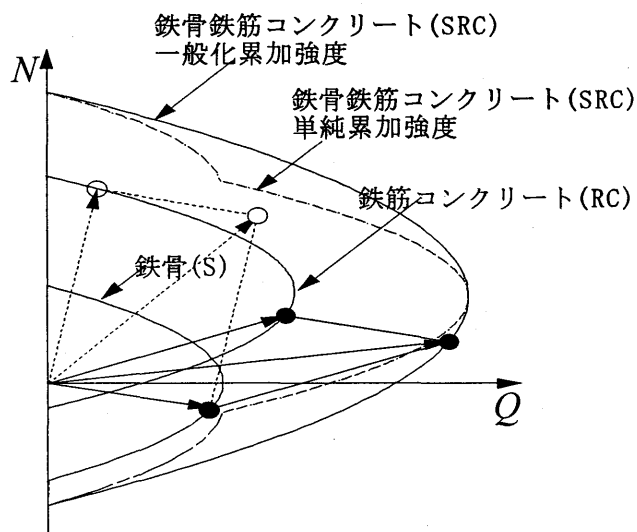


図-11 単純累加強度と一般累加強度

4.2 終局せん断耐力

SRC 部材では鉄骨部分と RC 部分の付着強度は極めて小さいので、それぞれ別々に曲げモーメントとせん断耐力に抵抗する。これを文献4, 5にもとづいて数式化して表すと、

$$Q_u = rQ_u + sQ_u \quad \text{----- (1)}$$

ここで鉄骨部分、RC 部分はそれぞれ曲げ耐力とせん断耐力のいずれか小さい方の耐力を累加することによって破壊モードを考慮した終局耐力が求められる。

$$rQ_u = \min(rQ_{su}, rQ_{bu})$$

$$sQ_u = \min(sQ_{su}, sQ_{bu})$$

ここに
 rQ_u = RC部分の終局耐力
 rQ_{bu} = RC部分の終局曲げ耐力
 rQ_{su} = RC部分の終局せん断耐力
 sQ_u = 鉄骨部分の終局せん断耐力
 sQ_{bu} = 鉄骨部分の終局曲げ耐力
 sQ_{su} = 鉄骨部分の終局せん断耐力

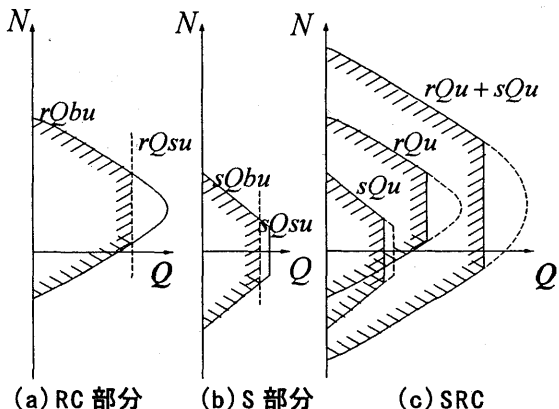
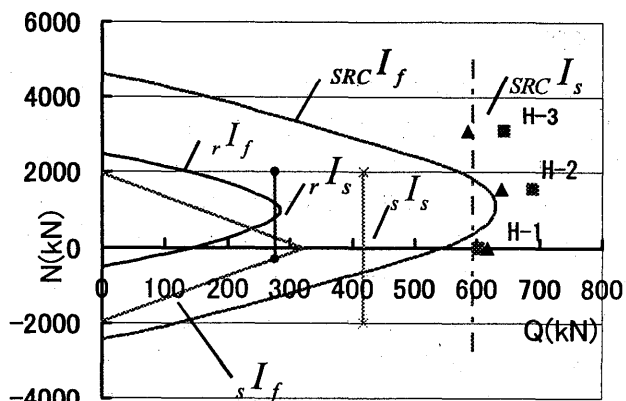
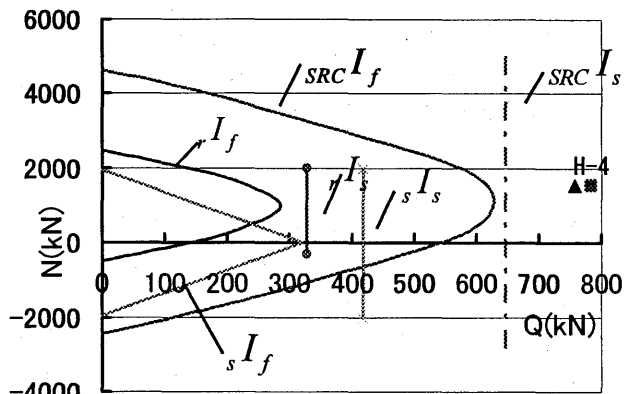


図-12 SRC 規準による曲げとせん断を考慮した終局耐力の算定

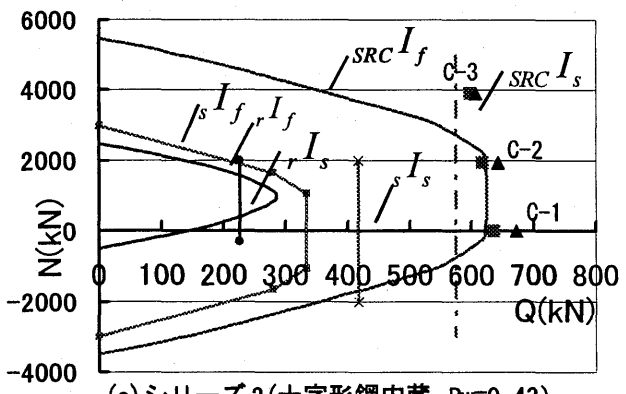
上式の累加強度式の意味を図示した例を図-12に示す。この図は、圧縮力と終局せん断耐力の関係を示したもので、RC 部分、S 部分においてそれぞれ曲げで決まる耐力と、せん断で決まる耐力のいずれか小さいほうの耐力を求めて、それぞれの耐力の累加を行う。



(a) シリーズ1 (H形鋼内蔵, Pw=0.43)



(b) シリーズ1 (H形鋼内蔵, Pw=0.95)



(c) シリーズ2 (十字形鋼内蔵, Pw=0.43)

■ 実験値 (正) ▲ 実験値 (負)
 SRC If : SRCの終局曲げ耐力 SRC Is : SRCの終局せん断耐力
 r If : RC部終局曲げ耐力 r Is : RC部の終局せん断耐力
 s If : S部の終局曲げ耐力 s Is : S部の終局せん断耐力

図-13 N-Q 相関曲線

表-6 終局耐力の評価

試験体名	軸力比	圧縮力(kN)	実験値	曲げ耐力	せん断耐力の計算値					終局耐力	実験値/計算値
					RC部		S部		せん断耐力		
					rQbu	rQsu	sQbu	sQsu			
シリーズ1	H-1	0	603	556	238	275	318	418	556	556	1.08
	H-2	0.3	1580	665	625	308	275	318	418	593	1.12
	H-3	0.6	3160	611	402	84	275	318	418	402	1.52
	H-4	0.3	1580	737	625	307	328	318	418	625	625
シリーズ2	C-1	0	673	623	274	227	349	418	576	576	1.17
	C-2	0.3	1950	614	623	274	227	349	418	576	1.07
	C-3	0.6	3900	515	370	21	227	349	418	370	1.39
シリーズ3	SH-1	0	387	318	-	-	318	418	318	318	1.22

5. 考察

本実験による実験値と計算値の比較をN-Q 相関曲線によって示した結果を図-13 に示す。このN-Q 相関曲線は図-11 の累加耐力によって得られたものである。また、各試験体の実験値と計算値の比較を表-5 に示す。シリーズ1 の相関曲線で比較すると、いずれの試験体も計算値よりも実験値が安全側に評価されることがわかる。H-2 とH-4 を荷重-変位曲線を比較すると塑性域での耐力低下がH-2 のほうが大きい。これはH-4 の試験体では帯筋比が大きい為、SRC のせん断耐力の余裕度が大きく、その差分だけH-4 の耐力が大きくなった。また破壊状況もH-4 のRC 部分のせん断耐力が大きくなるため、せん断破壊の影響も小さく曲げ破壊の様相が卓越していた。また図-7 の履歴曲線の同一の軸力比のH-2 とH-4 を比較すると帯筋量が多いH-4 がH-2 に比して、終局耐力、変形能力およびエネルギー吸収能力のいずれにおいても優れた性能を示しているのが認められる。

シリーズ2 ではC-2 試験体の実験値は終局曲げの理論値に対して、やや耐力は小さくなったもののせん断耐力は上回っていることが確認でき、SRC 規準の計算式によって評価できることが示された。またシリーズ1 に比して、シリーズ2 の実験値が大きく示されなかった理由として、鉄骨部分は曲げで決まるが、RC 部分の耐力は、せん断破壊で決定されるので、RC 部分のせん断耐力はシリーズ1 の値よりも小さいことがあげられる。

高軸力を与えた試験体(H-3, C-3) では、RC 部の軸力負担が大きくなり、よりRC 部の曲げ耐力で決まる形を取るため、破壊状況においては付着割裂ひび割れは生じたものの曲げ圧縮破壊が進行する形で終局に至り、かつ、塑性ヒンジは材端部より内側に形成される様相を呈した。またC-3 の試験体ではN- δ 効果の耐力低下を考慮するとさらに耐力上昇が期待され非常に安定した履歴性状を示した。

6. 結論

全試験体の実験値はSRC 規準の算定式で求めた計算値を上回っており、高強度低降伏比の鋼材を用いたSRC 柱のSRC 規準の算定式を適用してよいことが明らかになった。またシリーズ1 とシリーズ2 を比較して、内蔵鉄骨を十字形にしてもH 形鉄骨内蔵の試験体と最大耐力が大きく変わらないのは、十字形鉄骨を内蔵しているのためにRC 部分のせん断の有効断面の減少によってせん断力の影響を受けやすいためである。また、高軸力下での実験において最大耐力が、累加強度理論による理論値より大きくなる

ことは、圧縮力が大きくなることにより塑性ヒンジの形成の位置が材端部より内側に移動し、最大耐力が増大する一因と考えられる。変形性能を増大させるには、コンクリートの耐力低下を小さくするのがよく、そのため帯筋によるコンクリート拘束効果を図り、コンクリートと高強度低降伏比鋼材の協同性についても更なる研究が必要である。

6. 結論

- [1] 社団法人 鋼材倶楽部 SRC 造への高張力鋼適用に関する調査研究委員会：鋼材倶楽部高張力鋼を用いたSRC 構造の開発研究，1989 年
- [2] 宮内靖昌：高強度材料を用いた鉄骨鉄筋コンクリート柱の力学性状に関する研究，東北大学学位請求論文，平成14 年2 月
- [3] 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造物の靱性保証型耐震設計指針(案) 同解説，第5 章曲げと軸力に対する設計，pp91-137，1997 年
- [4] 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規規準・同解説-5 章 保有水平耐力の検討，2001 改定(第4 次) pp175-180，2001 年3 月
- [5] 若林實，南宏一，谷資信，平野道勝：新建築学大系42 合成構造の設計 4 章鉄骨鉄筋コンクリートの設計，pp83-209，1986 年8 月

付録 計算式

本論文に用いた計算式を以下に示す。

付1 H 形鋼を用いたSRC 部材の終局曲げ耐力の算定

1) $n_0 \leq n \leq n_1$ のとき

$$m = (n + 2 \cdot s \cdot \mu_f + s \cdot \mu_w + 2 \cdot r \cdot \mu) \cdot \frac{1}{2} \left\{ 1 - \frac{1}{k_3} (n + 2 \cdot s \cdot \mu_f + s \cdot \mu_w + 2 \cdot r \cdot \mu) \right\}$$

2) $n_1 \leq n \leq n_2$ のとき

$$m = \frac{k_3}{8} (1 - D_1^2) + r \cdot \mu \cdot D_1 \left[1 + \frac{1}{\mu_f} \left\{ n + \frac{k_3}{2} (1 - D_1) + 2 \cdot s \cdot \mu_f + s \cdot \mu_w \right\} \right]$$

3) $n_2 \leq n \leq n_3$ のとき

$$m = (n + 2 \cdot s \cdot \mu_f + s \cdot \mu_w) \cdot \frac{1}{2} \left\{ 1 - \frac{1}{k_3} (n + 2 \cdot s \cdot \mu_f + s \cdot \mu_w) \right\} + r \cdot \mu \cdot D_1$$

4) $n_3 \leq n \leq n_4$ のとき

$$m = \frac{k_3}{8} (1 - D_1^2) + \mu_f \cdot D_1 + s \cdot \mu_f \cdot D_1 \left[1 + \frac{1}{2 \cdot \mu_f} \left\{ n - \frac{k_3}{2} (1 - D_1) + s \cdot \mu_w \right\} \right]$$

5) $n_4 \leq n \leq n_5$ のとき

$$m = (s \cdot \mu_f + \frac{s \cdot \mu_w}{4}) \cdot D_1 + (n + \frac{s \cdot \mu_w}{2}) \cdot \frac{1}{2} \left\{ 1 - \frac{1}{k_3} (n + \frac{s \cdot \mu_w}{2}) \right\} + r \cdot \mu \cdot D_1$$

6) $n_5 \leq n \leq n_6$ のとき

$$m = (s \cdot \mu_f + \frac{s \cdot \mu_w}{4}) \cdot D_1 + \frac{k_3}{8} + r \cdot \mu \cdot D_1$$

7) $n_6 \leq n \leq n_7$ のとき

$$m = (s \cdot \mu_f + \frac{s \cdot \mu_w}{4}) \cdot D_1 + (n - \frac{s \cdot \mu_w}{2}) \cdot \frac{1}{2} \left\{ 1 - \frac{1}{k_3} (n - \frac{s \cdot \mu_w}{2}) \right\} + r \cdot \mu \cdot D_1$$

10) $n_7 \leq n \leq n_8$ のとき

$$m = \frac{k_3(1 - D_1^2) + \mu_i \cdot D_1 + \mu_f \cdot D_1 \left[1 - \frac{1}{2\mu_f} \left\{ n - \frac{k_3}{2}(1 + D_1) - \mu_w \right\} \right]}{8}$$

$n_8 \leq n \leq n_9$ のとき

$$m = (n - 2 \cdot \mu_f - \mu_w) \cdot \frac{1}{2} \left\{ 1 - \frac{1}{k_3} (n - 2 \cdot \mu_f - \mu_w) \right\} + r\mu \cdot D_1$$

$n_9 \leq n \leq n_{10}$ のとき

$$m = \frac{k_3(1 - D_1^2) + r\mu \cdot D_1 \left[1 - \frac{1}{\mu_i} \left\{ n - \frac{k_3}{2}(1 + D_1) - 2 \cdot \mu_f - \mu_w \right\} \right]}{8}$$

$n_{10} \leq n \leq n_{11}$ のとき

$$m = (n - 2 \cdot s\mu_f - s\mu_w - 2 \cdot r\mu) \cdot \frac{1}{2} \left\{ 1 - \frac{1}{k_3} (n - 2 \cdot s\mu_f - s\mu_w - 2 \cdot r\mu) \right\}$$

ここに,

$$n_0 = -2 \cdot \mu_f - \mu_w - 2 \cdot \mu_i$$

$$n_1 = -2 \cdot \mu_f - \mu_w - 2 \cdot \mu_i + \frac{k_3}{2}(1 - D_1)$$

$$n_2 = -2 \cdot \mu_f - \mu_w + \frac{k_3}{2}(1 - D_1)$$

$$n_3 = -2 \cdot \mu_f - \mu_w + \frac{k_3}{2}(1 - D_1)$$

$$n_4 = \frac{s\mu_w}{2} - \frac{k_3}{2}(1 - D_1)$$

$$n_5 = \frac{s\mu_w}{2} - \frac{k_3}{2}$$

$$n_6 = \frac{s\mu_w}{2} - \frac{k_3}{2}$$

$$n_7 = \frac{s\mu_w}{2} + \frac{k_3}{2}(1 + D_1)$$

$$n_8 = 2 \cdot \mu_f + \mu_w + \frac{k_3}{2}(1 + D_1)$$

$$n_9 = 2 \cdot \mu_f + \mu_w + \frac{k_3}{2}(1 + D_1)$$

$$n_{10} = 2 \cdot \mu_f + \mu_w + 2 \cdot \mu_i + \frac{k_3}{2}(1 + D_1)$$

$$n_{11} = 2 \cdot \mu_f + \mu_w - 2 \cdot \mu_i + k_3$$

付録 1 に用いた記号を以下に示す.

$s a_f$ = 鉄骨フランジ断面積

$s a_w$ = 鉄骨ウェブ断面積

a_i = 引張鉄筋断面積

b = 柱幅(mm)

D = 柱せい

F_c = コンクリートの圧縮強度

$r\sigma_y$ = 主筋の降伏応力度

$s\sigma_y$ = 鉄骨フランジの降伏応力度

$s w\sigma_y$ = 鉄骨ウェブの降伏応力度

$t w$ = 鉄骨ウェブの厚さ

$d w$ = 鉄骨ウェブのせい

$s\mu_f$ = 鉄骨フランジ係数(= $a_f \cdot \sigma_y / b D F_c$)

$s\mu_w$ = 鉄骨ウェブ係数(= $a_w \cdot s w\sigma_y / b D F_c$)

$r\mu$ = 引張主筋係数(= $a_i \cdot \sigma_y / b D F_c$)

$r D_1$ = 柱せいに対する柱主筋間距離の比

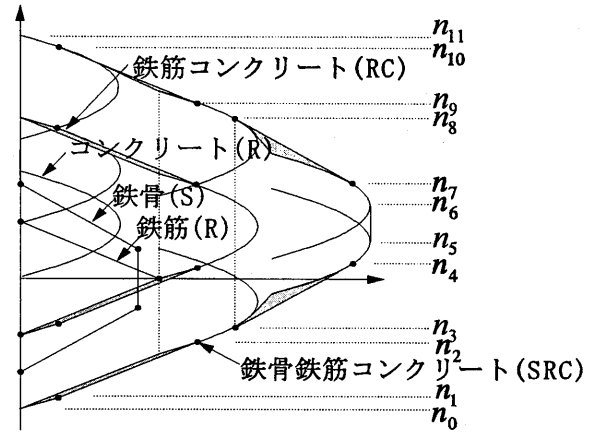
$s D_1$ = 柱せいに対する鉄骨せいの比

k_3 = 鉄骨比によって決まるコンクリート F_c の低減係数

σ = フランジ幅比

$m = M / b D^2 F_c$

$n = N / b D F_c$



付図 SRC 一般化累化強度 (H 形鋼強軸方向)

付 2 SRC 部材の終局せん断耐力の算定

$$Q_{su} = rQ_u + sQ_u$$

ここに, rQ_u, sQ_u : それぞれ RC 部分および鉄骨部分のせん断耐力

RC 部分のせん断耐力 rQ_u は以下の式による。

$$rQ_u = \min(rQ_{mu}, rQ_{su})$$

ここに, rQ_{mu}, rQ_{su} : それぞれ RC 部分の曲げあるいはせん断で決まる耐力

$$rQ_{mu} = \frac{rMu}{a}$$

$$rQ_{su} = \min(rQ_{su1}, rQ_{su2})$$

$$rQ_{su1} = B \cdot rj \cdot (0.5 \cdot F_s \cdot r\alpha + 0.5 \cdot Pw \cdot w\sigma_y)$$

$$rQ_{su2} = B \cdot rj \cdot (F_s \cdot \frac{B'}{B} + Pw \cdot w\sigma_y)$$

$$F_s = \min(0.15 \cdot F_c, 2.25 + 4.5 \frac{F_c}{100})$$

ここに

a = せん断スパン長さ

b' = コンクリートの有効幅($b - bf$)

rj = RC 部分の応力中心間距離

Pw = 帯筋比

$w\sigma_y$ = せん断補強筋の降伏応力度

rMu = RC 部分の終局曲げ耐力

F_s = コンクリートのせん断強度

F_c = コンクリートの圧縮強度

$r\alpha$ = RC 部分の $rM / (Q \cdot rd)$ による係数

鉄骨部分のせん断耐力 sQ_u は以下の式による

$$sQ_u = \min(sQ_{mu}, sQ_{su})$$

ここに

sQ_{mu}, sQ_{su} : それぞれ鉄骨部分あるいはせん断で決まる耐力

$$sQ_{mu} = \frac{sMu}{a}$$

$$sQ_{su} = tw \cdot dw \cdot \frac{s w\sigma_y}{\sqrt{3}}$$

ここに

sMu = S 部分の曲げ耐力

tw = 鉄骨ウェブの厚さ

dw = 鉄骨ウェブのせい

$s w\sigma_y$ = ウェブの降伏応力度

sQ_{mu} = 鉄骨部分の終局曲げ断耐力

sQ_{su} = 鉄骨部分の終局せん断耐力