論文　断面が変化するRC部材のせん断耐力算定手法

井料　青海*1・斉藤　啓一*2・生田　雄康*3・武田　三弘 *4

要旨：　ハンチのように断面が変化する部材のより経済的な設計手法を確立するために、模型試験体を製作し、載荷試験を実施した。その結果より、断面の変化する部材のせん断耐力を、棒部材のせん断耐力算定式を用いることから求める手法を提案した。

キーワード：　せん断、変断面、ハンチ、耐力算定手法、梁柱接合部

1．まえがき

鉄道における鉄筋コンクリートラーメン高架橋やボックスカルバート等には、ハンチを設ける場合が多い。現行の土木学会示方書[1]によると、このように断面が変化する部材の設計上有効である部材高さは、ハンチの角度が大きな場合において、部材の全高さではなく、1：3よりも緩やかな部分のみであることが定められている。しかし、鉄筋コンクリート部材の梁理論に基づく部材断面の解析においては、全断面が有効であるとして解析することが一般的であり、設計上でも同様に扱えるならば、断面が変化する部材のより経済的な設計手法が開発できることになる。

そこで、ハンチ部材の曲げ及びせん断破壊性状を把握するために、高架橋の梁と柱の接合部を想定した試験体を用いて、載荷試験を実施し、これまでにその結果を報告した[2)3)]。今回、断面が大きく変化するものや両側にハンチを設けたもの等の試験体をさらに追加するとともに、せん断耐力算定手法についての検討を行ったので、以下に報告する。尚、今回用いた試験体は、いずれもハンチ部及び柱部には、帯鉄筋を配置しないものとした。

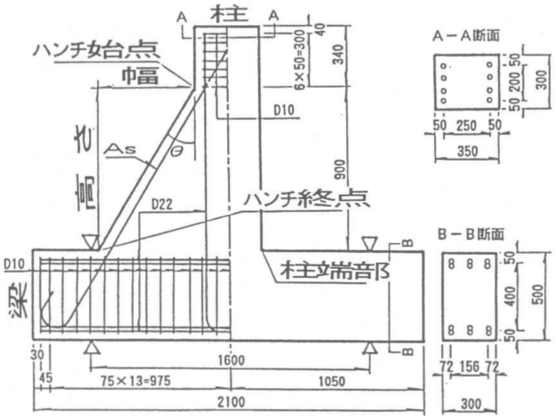
2．実験方法

2.1. 試験体の形状寸法

試験体の形状寸法並びに配筋状況を図－1に示す。ただし、高架橋には、両側にハンチが付くのが一般的ではあるが、基本的な破壊性状を調べる為に、試験体は、

Type Ⅰ：　ハンチを有さないもの
Type Ⅱ：　圧縮側にハンチがあるもの
Type Ⅲ：　引張側にハンチがあるもの
Type Ⅳ：　両側にハンチがあるもの

の4つのタイプについて実験を行っている。試験体を製作する上で、以下の点に配慮した。



図－1　試験体形状寸法並びに配筋状況

〔単位：mm〕

①ハンチ部分でせん断破壊させる為に、梁部分にはD10のスターラップを75mmピッチで配置し、

*1 東日本旅客鉄道株式会社・東北工事事務所・工事管理室・課員、工修（正会員）
*2 東日本旅客鉄道株式会社・東北工事事務所・工事管理室・設計管理第一係長（正会員）
*3 東日本旅客鉄道株式会社・東北工事事務所・工事管理室・室長（正会員）
*4 東北学院大学・工学部土木工学科・助手、工修（正会員）

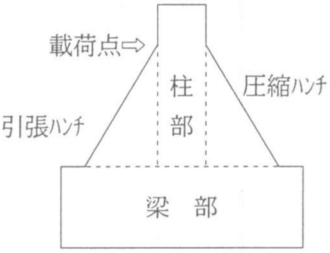
梁部におけるせん断耐力を大きくした。

②柱部分の載荷点については、帯鉄筋を配置し、せん断破壊ならびに支圧破壊が生じることがないように補強した。

③ハンチ部および柱部には、帯鉄筋を配置せずに、この部分でせん断破壊するようにした。

④柱の主鉄筋の定着部はU型形状とし、圧縮側・引張側ともに連結した１本の鉄筋とした。

⑤ハンチ部分の鉄筋（以下ハンチ筋）の両端は、半円形フックとした。



図－２　部材名称の定義

尚、部材名称の定義を図－２に、試験体の諸元及び載荷点位置については、表－１に示す。

2.2. 使用材料及び養生方法

使用材料には普通ポルトランドセメントを用い、コンクリートの設計基準強度を270kgf/cm^{2}とした。コンクリートの配合を表－２に、鉄筋の引張試験の結果を表－３に示す。また、養生方法は、気中養生（シート覆い）とした。

2.3. 載荷方法

試験体は装置の都合上、上下を逆さにして梁両端をＰＣ鋼棒で固定した[3)]。また、水平方向の移動を防止する為に、梁には軸力を導入し、載荷点には鋼板（5*5*1cm^3）を用い、アクチュエーターは両端をヒンジ構造として、荷重は0.5tづつ一方向に静的に増加させた。

表－１　試験体諸元

共通	柱	断面 (mm*mm) 主鉄筋（径＊本） 帯鉄筋	350 ＊ 300 D22*4 （9405-9407主鉄筋無） な　し
	梁	断面 (mm*mm) 主鉄筋（径＊本） ｽﾀｰﾗｯﾌﾟ	500 ＊ 300 D22*6 D10@75mm ﾋﾟｯﾁ
	載荷点位置(mm)		900 1200（9308, 9312, 9320）

番号	圧縮ハンチ部 角度 deg	圧縮ハンチ部 幅 mm	圧縮ハンチ部 高さ mm	引張ハンチ部 角度 deg	引張ハンチ部 幅 mm	引張ハンチ部 高さ mm	備　考
9301	0.0	0	0	0.0	0	0	無　し
9302	0.0	0	0	0.0	0	0	
9305	18.4	300	900	0.0	0	0	圧縮側
9306	24.0	400	900	0.0	0	0	
9307	29.1	500	900	0.0	0	0	
9308	29.1	667	1200	0.0	0	0	
9313	18.4	150	450	0.0	0	0	圧縮側 低 ﾊﾝﾁ
9314	33.7	300	450	0.0	0	0	
9315	48.0	500	450	0.0	0	0	
9316	18.4	225	675	0.0	0	0	
9401	18.4	267	800	0.0	0	0	圧縮側 二　段
	66.8	500	900	0.0	0	0	
9402	18.4	217	650	0.0	0	0	
	36.2	400	900	0.0	0	0	
9403	18.4	133	400	0.0	0	0	
	36.3	500	900	0.0	0	0	
9404	R=500			0.0	0	0	曲　面

番号	圧縮ハンチ部 角度 deg	圧縮ハンチ部 幅 mm	圧縮ハンチ部 高さ mm	圧縮ハンチ部 ﾊﾝﾁ 筋	引張ハンチ部 角度 deg	引張ハンチ部 幅 mm	引張ハンチ部 高さ mm	引張ハンチ部 ﾊﾝﾁ 筋	備　考
9309	0.0	0	0	0	18.4	300	900	0	引張側 ﾊﾝﾁ 筋 無　し
9310	0.0	0	0	0	24.0	400	900	0	
9311	0.0	0	0	0	29.1	500	900	0	
9312	0.0	0	0	0	29.1	667	1200	0	
9317	0.0	0	0	0	18.4	300	900	D22*4	引張側 ﾊﾝﾁ 筋 有　り
9318	0.0	0	0	0	24.0	400	900	D22*4	
9319	0.0	0	0	0	29.1	500	900	D22*4	
9321	0.0	0	0	0	29.1	500	900	D19*4	
9322	0.0	0	0	0	29.1	500	900	D16*4	
9320	0.0	0	0	0	29.1	667	1200	D22*4	
9405	0.0	0	0	0	18.4	300	900	D22*4	引張側 主鉄筋 無　し
9406	0.0	0	0	0	29.1	500	900	D22*4	
9407	0.0	0	0	0	29.1	500	900	D16*4	
9408	0.0	0	0	0	18.4	150	450	D16*4	低 ﾊﾝﾁ
9409	0.0	0	0	0	15.5	250	900	D22*2	引張側 二　段
					29.1	500	900	D22*2	
9410	0.0	0	0	0	18.4	133	400	D16*2	
					36.3	500	900	D16*2	
9411	18.4	300	900	D16*2	18.4	300	900	D16*2	両　側
9412	29.1	500	900	D16*2	29.1	500	900	D16*2	
9413	18.4	300	900	D22*2	18.4	300	900	D22*2	
9414	18.4	300	900	D13*4	29.1	500	900	0	両側偏
9415	9.5	100	600	D16*2	9.5	100	600	D16*2	両　側 二　段
	33.7	300	900	D16*2	33.7	300	900	D16*2	
9416	9.5	75	450	D13*2	9.5	75	450	D13*2	
	35.8	400	900	D13*2	35.8	400	900	D13*2	

表－２　コンクリート配合

粗骨材の最大寸法 (mm)	ｽﾗﾝﾌﾟの範囲 (cm)	空気量の範囲 (%)	水セメント比 (%)	細骨材の割合 (%)	単位量 (kgf/m^3) 水 W	ｾﾒﾝﾄ C	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤
25	8±2	4±0.5	45.9	42.1	320	158	742	1090	1.0

表－３　鉄筋の力学的特性

種　類	降伏点 (kgf/cm^2)	引張強さ (kgf/cm^2)
SD345, D22	3578	5511
SD295, D19	3828	5680
SD345, D16	3558	5428
SD295, D10	3647	5498

3．試験体のひび割れ及び破壊性状

試験体の破壊時のひび割れ性状を図－3に示す。また、試験体のタイプごとの、ひび割れ発生ならびにひび割れ発生ならびに破壊性状を以下に示す。なお、破壊に至るせん断ひび割れが始まる点をひび割れ始点、終わる位置をひび割れ終点とし、ひび割れ終点を以て、破壊位置とした。

3.1.ハンチを有さない場合（Type I）

載荷荷重を増加させるに従って、まず曲げひび割れが柱端部で発生し、その後、載荷点から柱端部の圧縮側に向かうせん断ひび割れが発生して、破壊に至る。なお、せん断破壊に至るまでの間、試験体内部の鉄筋に取り付けたゲージから、鉄筋の降伏は認められない。

3.2.圧縮側にハンチを有する場合（Type II）

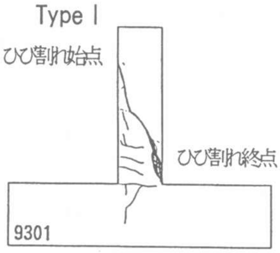
まず曲げひび割れが柱端部に発生し、荷重の増大とともに柱上部においても順次発生していく。最終的には、載荷点から圧縮側ハンチ上のある点に向かうせん断ひび割れが発生、進行し、破壊に至る。

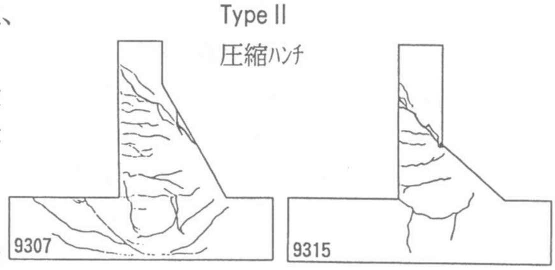
一方、ハンチ始点が載荷点よりも低い試験体や、ハンチの角度が途中で変化する試験体（以下二段ハンチ）で、ハンチの角度が急な場合には、初期の曲げひび割れの先端がハンチ始点方向に向かって進行して、その後載荷点からハンチ始点に向かうせん断ひび割れが発生し、最大荷重に至り破壊する。

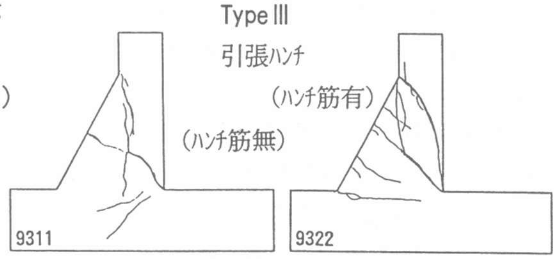
3.3 引張側にハンチを有する場合（Type III）

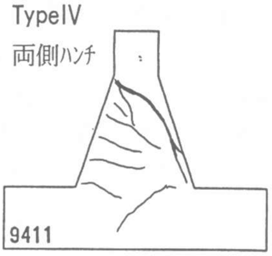
ハンチ筋が配置されない試験体の場合、曲げひび割れがハンチ中央部に一本発生し、柱の引張側鉄筋付近まで伸展するが、その後は荷重増大にもかかわらず、しばらくは他のひび割れ発生は認められない。そして、最大荷重時に、載荷点から柱主筋に沿うひび割れが、曲げひび割れとの交点まで伸展し、そこから柱端部へとせん断ひび割れが発生して、破壊に至る。

ハンチ筋が配置される試験体の場合、まず曲げひび割れがハンチ終点に発生し、荷重の増大とともにハンチの中央部でも発生する。さらに各々のひび割れの間に微細なひび割れが発生して、柱端部の圧縮側に向かって伸展する。載荷点から柱の引張鉄筋に沿ったひび割れが発生すると同時に、載荷点から圧縮側の柱端部に向かって、比較的初期に発生したひび割れが急激に拡大して、この斜めひび割れが主要因でせん断破壊に至った。なおハンチ筋は全て降伏しているが、柱主鉄筋は降伏しない。









図－3　ひび割れ状況

3.4.両側にハンチを有する場合（TypeIV）

曲げひび割れが引張ハンチ部分の数カ所において発生し、ひび割れの先端は、圧縮ハンチ終点方向へ伸展する。最大荷重時に、載荷点から伸びるひび割れが、急激に拡大・伸展して、せん断破壊に至った。引張ハンチ筋は全て降伏しているが、柱主鉄筋は降伏に至っていない。

4．せん断耐力算定手法

4.1.　せん断耐力算定式

せん断耐力は、式(1) を用いて算定することとした[4)]。

$$V u = \alpha \cdot f_{vcd} \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot b \cdot d \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

ここで、

$$\alpha \begin{cases} = 0.94(0.75+1.4*d/a) & \text{但し}\ a/d \geqq 2.5 \\ = 3.58(a/d)^{-1.166} & 2.5 > a/d \geqq 1.0 \\ = 12/[1+2.35(a/d)^{1.2}] & 1.0 > a/d \geqq 0.0 \end{cases}$$

$\beta_d = (100/d)^{1/4}$　　$f_{vcd} = (fc')^{1/3}$

$\beta_p = (100*pw)^{1/3}$　　$pw = As/(b*d)$

fc '：コンクリートの圧縮強度（kgf/cm^2）

a　：せん断スパン（cm）　d　：部材の有効高さ（cm）

b　：部材幅（cm）　As　：軸方向引張鉄筋の換算鉄筋量（cm^2）

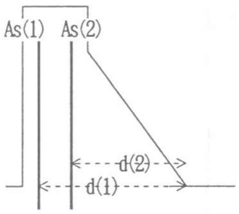
$$As = \Sigma\,(\,As(i) \cdot d(i) / d\,) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (2)$$

As(i)：引張鉄筋量（cm^2）

d(i)：引張鉄筋の圧縮縁からの距離（cm）

d　：部材の有効高さ（cm）

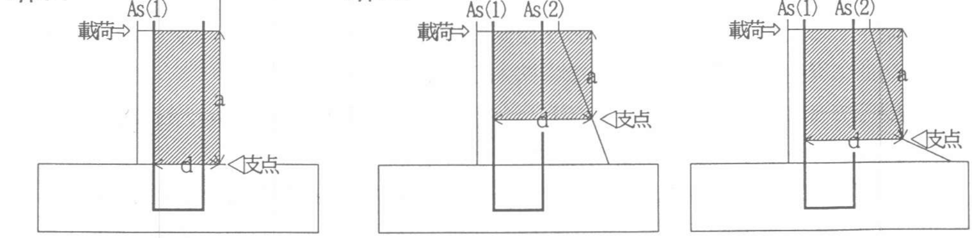
ハンチを有さないTypeⅠでは、部材のせん断スパンaを、載荷点（載荷板下端）から柱端部までの長さとし、式(1) によりせん断耐力を算定することとした。なお、多段に鉄筋が配置された場合には、圧縮鉄筋は考慮しないため、中立軸を求めて、引張鉄筋となるもののみを、式(2) を用いて換算することにした（図－5参照）。



図－4　鉄筋量換算方法

4.2.　圧縮側にハンチがある場合

圧縮側にハンチを有するTypeⅡでは、載荷点から柱端部までの間のあらゆる断面において、載荷点からの各検討断面までの距離をせん断スパンaとし、それぞれの断面の有効高さを、ハンチの大きさにかかわらず全断面を有効としてdとし、式(1) により耐力を求め、その中から、最小の耐力値をもって、せん断破壊するとした。なお、パラメータα、β_d 、β_p 及びAsのいずれを求める際にも、全断面を有効としたこのdを用いることとした（図－5参照）。また、4.1.と同様に、中立軸を求め、引張鉄筋のみを用いて鉄筋量を算定した。



図－5　せん断耐力算定概念図（その1）

4.3. 引張側にハンチがある場合

引張側にハンチを有するTypeⅢは、ハンチ筋が配置されていない場合には、ハンチ部分は全て一種のかぶりと見なし、ハンチを有さない部材と同じとして、式(1) を用いて耐力を算出した。

一方、ハンチ筋を配置した場合には、式(3) に示すように、ハンチ筋に働く引張力（N'）の柱の軸方向成分（N）が、柱部材に対するプレストレス力（軸圧縮力）として作用すると考えて軸力を考慮した部材の耐力を求め、さらにハンチ筋に働く引張力の水平方向成分（H）を加えて、せん断耐力を求めた。なお、軸力を考慮しない場合のせん断耐力（Vu_0）を算出する際には、図－6の斜線部のように、部材のせん断スパン（a）及び有効高さ（d）は柱部材で考え、主鉄筋量は、柱引張主鉄筋量にハンチ筋の柱内部に位置する部分を加えて算出した。

$$Vu = \beta_n \cdot Vu_0 + H \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3)$$

ここで、

Vu ：せん断耐力　　　Vu_0 ：軸力を考慮しない場合のせん断耐力

$\beta_n = 1 + M_0 / M_d$

M_0 ： デコンプレッションモーメント．設計曲げモーメントM_d に対する引張縁において、軸方向力によって発生する応力を打ち消すのに必要な曲げモーメント[1]　（$M_0 = N' / (b*d) * W$）

M_d ： 終局限界状態に対する荷重を用いて求めた設計曲げモーメント

$N' = As * f_{syd}$ ：ハンチ筋に働く軸方向力

$H = N' * \sin\theta$ ：ハンチ筋に働く力の水平成分

$N = N' * \cos\theta$ ：ハンチ筋に働く力の鉛直成分

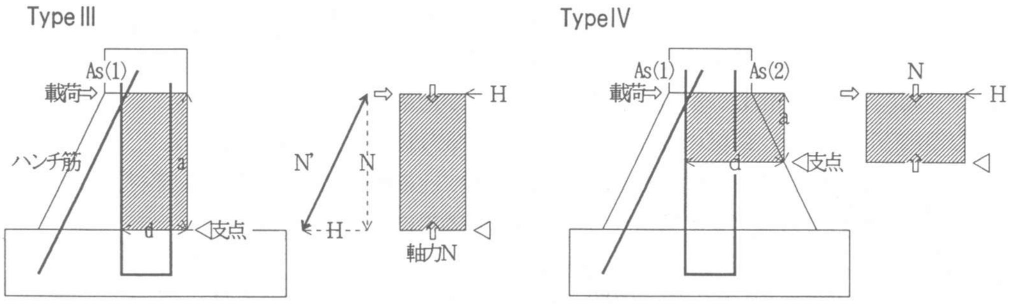
f_{syd} ：鉄筋の降伏強度（kgf/cm²）　　As：ハンチ筋の断面積（cm²）

W ：断面係数（cm³）

ハンチ筋に働く軸方向力N' については、今回の試験体では、引張側のハンチ筋が全て降伏したので、上記のように、鉄筋の降伏強度を用いて算出することとした。なお、軸圧縮力の偏心については、今回の試験体のハンチ筋の定着がほぼ柱中立軸周辺であったことより、考慮していない。

4.4. 両側にハンチがある場合

両側にハンチを有するTypeⅣの場合は、圧縮側にのみハンチを有する部材として、4.2.に従ってせん断耐力を算出し、その値をVu_0 として、これを4.3.のように、引張ハンチ筋の軸圧縮力効果により補正すればよい（図－6参照）。



図－6　せん断耐力算定概念図（その2）

表－４　計算値と実験値の比較

番号		f c'	Pmax	Pcal	Pmax/Pcal	Xmax	Xcal	番号		f c'	Pmax	Pcal	Pmax/Pcal	Xmax	Xcal
Ⅰ	9301	311	12.0	11.3	1.06	90	90	Ⅲ	9317	301	35.7	33.2	1.08	90	90
	9302	324	12.1	10.4	1.16	120	120		9318	300	40.7	38.0	1.07	90	90
Ⅱ	9305	256	35.5	32.1	1.11	80	90		9319	259	45.0	41.6	1.08	90	90
	9306	244	45.0	40.8	1.10	62	90		9320	320	38.1	41.0	0.93	120	120
	9307	223	48.0	49.4	0.97	40	90		9321	259	39.0	35.1	1.11	90	90
	9308	343	59.0	55.6	1.06	30	120		9322	244	27.0	26.4	1.02	90	90
	9313	216	16.0	18.7	0.86	60	90		9405	270	29.8	30.0	0.99	90	90
	9314	299	18.5	21.7	0.85	45	45		9406	352	40.3	40.0	1.01	90	90
	9315	315	24.5	22.1	1.11	45	45		9407	361	17.4	20.0	0.87	90	90
	9316	238	28.0	25.1	1.12	60	90		9408	238	10.4	10.3	1.01	90	90
	9401	322	44.8	36.2	1.24	45	80		9409	317	37.0	37.1	1.00	90	90
	9402	294	41.5	38.3	1.08	55	66		9410	259	14.4	16.3	0.88	90	90
	9403	341	48.0	51.0	0.94	35	40	Ⅳ	9411	325	50.0	41.6	1.20	64	80
	9404	355	19.6	21.8	0.90	57	58		9412	290	73.0	64.1	1.14	40	40
Ⅲ	9309	250	13.8	10.5	1.31	90	90		9413	323	63.3	47.9	1.32	85	80
	9310	274	11.7	10.8	1.08	90	90		9414	326	70.4	66.7	1.06	30	40
	9311	262	12.4	10.7	1.16	90	90		9415	339	32.3	33.1	0.98	60	60
	9312	351	9.2	10.6	0.87	120	120		9416	293	34.0	37.2	0.91	30	45

f c'：コンクリート強度(kgf/cm²)　Pmax：せん断耐力実験値(t)　Pcal：せん断耐力計算値(t)　Xmax：せん断破壊位置実験値(cm)　Xcal：せん断破壊位置計算値(cm)

4.5.　計算値と実験値との比較

せん断耐力算定手法による計算値と実測値との比較を表－４に示す。これより試験体数は36体、〔実測値／計算値〕は平均が1.04、変動係数が11％となっており、断面が変化する部材のせん断耐力を、今回提案した手法により求めてもよいと思われる結果が得られた。

また、せん断破壊位置は、ハンチを有さない場合及び引張側にハンチを有する場合には、柱端部（ハンチ終点）となり、計算値と一致したが、圧縮側及び両側にハンチを有する場合においては、実験値が計算値（最小せん断耐力を与える検討断面の載荷点からの距離）よりも若干小さい値を取る傾向が見受けられ、その解明は今後の課題である。

5．まとめ

高架橋の梁柱接合部を想定した、ハンチ部及び柱部には帯鉄筋を有さない試験体によるせん断試験により、得られた結果を以下に述べる。

1) 圧縮側に断面が変化する部材のせん断耐力は、式(1) を用いて各断面ごとの耐力を求めた上で比較し、最も小さい値をその部材の耐力とすればよい。なお、ハンチは、角度が１：３より急峻な場合でも、全断面有効として計算してよい。
2) 引張側に断面が変化し、引張ハンチ筋が配置されていない部材のせん断耐力は、引張ハンチ部分を全てかぶりと見なして、式(1) を用いて算出すればよい。
3) 引張側に断面が変化し、引張ハンチにハンチ筋が配置された場合には、ハンチ筋に働く引張力の軸方向成分を、部材に働く軸圧縮力として取り扱い、補正すればよい。
4) 両側に断面が変化する部材のせん断耐力は、まず圧縮側に断面が変化する部材として耐力を算定し、それを引張ハンチ筋による軸圧縮力の効果により、補正すればよい。

〔参考文献〕
1) 土木学会：コンクリート標準示方書【平成３年度版】設計編
2) 菅野谷敏彦、斉藤啓一、輿石逸樹：ハンチのついた部材における曲げの有効高さに関する実験的研究、ＪＣＩ、平６
3) 武田三弘、斉藤啓一、輿石逸樹：断面が変化するＲＣ部材のせん断に関する実験的研究、ＪＣＩ、平６
4) 石橋忠良、斉藤啓一、寺田年男：ＲＣはりの腹部に配置された軸方向鉄筋のせん断破壊性状に及ぼす影響、セ技年報