

有効高さが変化するRC棒部材のせん断耐力 評価に関する実験的研究

齋藤啓一¹・石橋忠良²・井料青海³・武田三弘⁴・秋山充良⁵・鈴木基行⁶

¹正会員 シェイナル東日本コンクリート㈱ 東北支店 (〒983-0853仙台市宮城野区東六番丁31番2号)
(東北大学 大学院工学研究科 博士課程)

²フェロ-会員 工博 東日本旅客鉄道㈱ 建設工事事務部 (〒151-8578東京都渋谷区代々木2-2-2)

³正会員 工修 東日本旅客鉄道㈱ 建設工事事務部 (〒151-8578東京都渋谷区代々木2-2-2)

⁴正会員 工修 東北学院大学講師 工学部土木工学科 (〒985-8537多賀城市中央1-13-1)

⁵正会員 博(工) 東北大学講師 大学院工学研究科 土木工学専攻(〒980-8579仙台市青葉区荒巻字青葉06)

⁶フェロ-会員 工博 東北大学教授 大学院工学研究科 土木工学専攻(〒980-8579仙台市青葉区荒巻字青葉06)

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などには、ハンチを設ける場合が多い。現行のコンクリート標準示方書では、大きな形状のハンチが設けられていても断面計算には1:3よりも緩やかな部分のみを有効とすると定められている。しかし、その根拠等が明確でない。そこで、高架橋の梁と柱の接合部を想定した模型試験体を製作して、静的単方向載荷試験を実施することにより、せん断補強鉄筋が無い場合のせん断破壊性状や、せん断耐力について実験的研究を行った。これらの実験で得られたせん断破壊性状を各種パラメータ毎に報告するとともに、有効高さが変化するRC棒部材のせん断耐力算定手法について提案した。

Key Words : reinforced concrete linear member, shear strength, variable effective depth, haunch

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(以下、高架橋という)やボックスカルバートなどにはハンチを設ける場合が多い。現行の土木学会コンクリート標準示方書(以下、示方書という)¹⁾や鉄道構造物等設計標準・同解説²⁾によると、大きな形状のハンチが設けられていても設計上における有効な高さは、ハンチの角度が大きな場合には部材の全体の高さではなく1:3よりも緩やかな部分のみの高さを有効とすると定められている。

ハンチの規定は昭和6年に土木学会がはじめて制定した示方書³⁾の第86条隅面及ハンチに「1:3よりも緩なる傾斜の部分のみを有効とすべし」と記述されているのがはじまりである。そして同11年に改訂された示方書⁴⁾の解説第86条に「本条は安全の為、1931年の獨逸の標準示方書に依って、1:3よりも緩なる傾斜の部分のみの隅面若くはハンチを有効部分と定めたものである」とその理由が記述されている。

また、示方書には終局限界状態に対する検討において、「部材高さが変化する棒部材の設計せん断力は曲げ圧縮力および曲げ引張力のせん断力に平行な成分を減じて算定する」とも定められているが、部材高さが変化する部材の設計せん断力に関する記述は、昭和24年制定の示方書⁵⁾101条せん断応力度(1)(a)部材の有効高さが変化する

場合の項にはじめて出てくるが、解説がないので採用された理由などは不明である。

鉄道では昭和30年から国鉄において暫定使用された「無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート土木構造物設計基準(案)」(以下、基準という)の69条隅角部における設計断面の項に「ハンチは1:3を有効とする」と記述されているのが最初であると思われる。しかし、基準には部材高さが変化する部材の設計せん断力に関する記述が無く、その後改訂されて設計標準として昭和45年に制定された「建造物設計標準」39.せん断の項に初めて部材高さが変化する場合の記述がみられるので、この間に検討がなされて追加したものと思われる。

また外国の示方書ではドイツのDIN1045(1978)⁶⁾15.4曲げモーメントの項に、梁とスラブのハンチについて1:3を有効とする旨の記述があるのが確認出来たが、他の国の示方書では見つけることが出来なかった。

以上、これらの設計手法が鉄道や道路において現在まで受け継がれてきたものと思われるが、ハンチにおいて1:3を有効とする実験的根拠が乏しいと思われることや、梁理論に基づく鉄筋コンクリート部材の断面解析では部材の全断面が有効であるとして解析するのが一般的であり、これらの部材においても同様に部材の全体の高さを有効として取り扱えるならば、本規定があるために1:3より大きなハンチが設けられていても耐力に考慮するこ

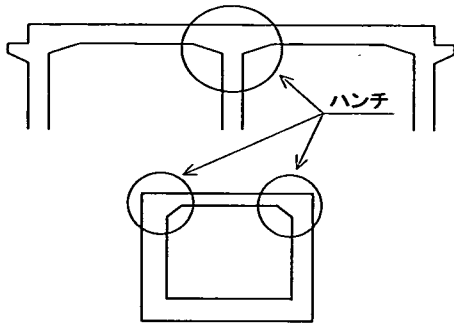


図-1 ラーメン高架橋やボックスカルバートの

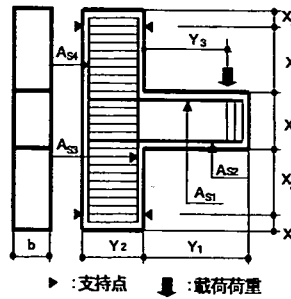


図-2 試験体の形状と配筋状況 (TYPE-I)

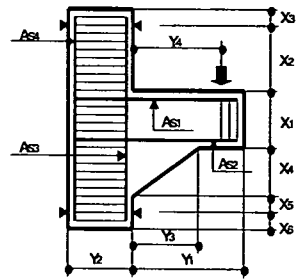


図-3 試験体の形状と配筋状況 (TYPE-II①)

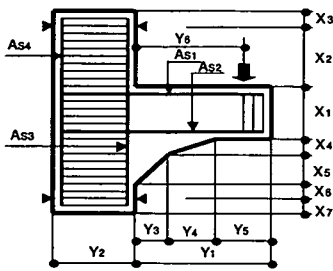


図-4 試験体の形状と配筋状況 (TYPE-II②)

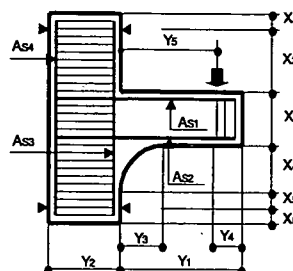


図-5 試験体の形状と配筋状況 (TYPE-II③)

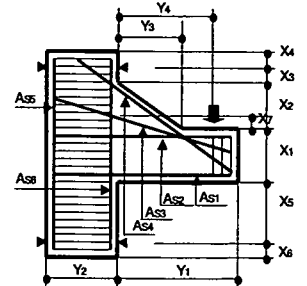


図-6 試験体の形状と配筋状況 (TYPE-III①)

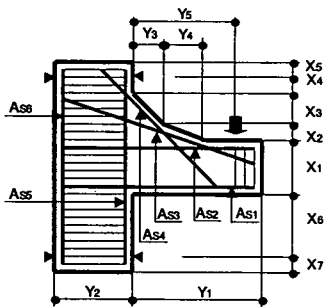


図-7 試験体の形状と配筋状況 (TYPE-III②)

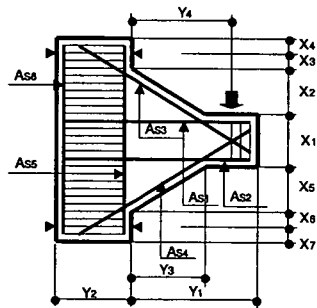


図-8 試験体の形状と配筋状況 (TYPE-IV①)

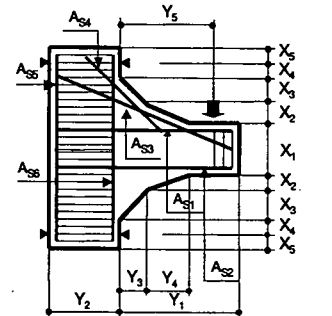


図-9 試験体の形状と配筋状況 (TYPE-IV②)

との出来ない現行の設計法を変えることが可能となる。

実設計ではラーメンの部材節点付近で曲げモーメントに対して部材端とハンチ始点において断面検討を行なうが、負の曲げモーメントとなるためにハンチ始点より部材節点のほうが大きな値となり、曲げの検討における必要な部材高さをどのように取るかが重要となる。せん断力についても曲げモーメントと同様であるが、部材端の断面の検討に用いるせん断力は柱について梁の上下面におけるせん断力を、梁では柱前面から柱前面断面の部材高さの1/2だけ離れた位置でのせん断力を用いて検討するが、梁では作用せん断力が節点付近で最も大きくなるために梁のせん断の検討でも必要な部材高さがハンチ内でも決定されるため、ハンチにおける断面の有効な高さ

に関する規定は非常に重要である。

加えて性能照査型の設計法に移行しているが、実構造物での部材形状の状態をより正確に照査へ反映するためにも、これらの部材に関する設計法の解明は大切である。

そこで、図-1に示すようなラーメン高架橋やボックスカルバートの梁や床版と柱や壁との接合部を想定した試験体を製作して、静的な方向載荷試験を実施することによりせん断補強鉄筋が無い場合のせん断破壊性状やせん断耐力を実験的に調査することとした。

本論文は、これら有効高さが変化するRC棒部材のせん断挙動に関する模型試験体における実験結果から得られたせん断破壊性状を報告するとともにせん断耐力算定手法について提案するものである。

表-3 コンクリートの示方配合および養生条件

G _{max} (mm)	空気量 (%)	w/c (%)	s/a (%)	スラン プ (mm)	単位量(kg/m ³)					水和剤 (%)	セメントの 種類	養生 方法
					W	C	G		S			
							G1	G2				
20	4±0.5	45.9	42.1	80±20	320	158	323	767	742	1.0	普通ポルトランド	※ 養生

G1: 思川産5-10mm 比重 2.62 S: 比重 2.59 ※コンクリート打込み後、設置後18時間、
G2: 田沼産10-20mm 比重 2.68 翌日60°C12時間蒸気養生を行った。

表-4 鉄筋の物性値

NAME	径	A _s (mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
93〇〇	D22	387.1	350.4	540.4	1.64
	D19	286.5	375.4	557.0	1.83
	D16	198.6	348.9	532.3	1.76
	D10	71.3	357.6	539.2	1.73
	D6	31.6	403.7	526.6	1.82
94〇〇	D25	506.7	399.1	555.1	2.06(公称値)
	D22	387.1	367.4	526.9	1.62
	D16	286.5	340.7	482.2	1.73
	D13	198.6	334.8	480.9	1.77
	D10	71.3	334.4	472.0	1.78

ハンチに配置した軸方向鉄筋(以下、ハンチ筋という)はハンチ筋を配置していないものも含めてその量や配置位置の違いについて調べた。柱部分の軸方向鉄筋の影響も柱に全く軸方向鉄筋を配置しないものや、柱の圧縮側に軸方向鉄筋を配置するが引張側には配置しないものなどによりその影響を調べている。

試験体の柱頭部(垂直部材)と梁部分(水平部材)に、スターラップを配置してこの部分におけるせん断破壊を防いでいるが、それ以外には全くせん断補強鉄筋を配置していない。

使用したコンクリートの示方配合および養生条件を表-3に示す。実験時のコンクリートの圧縮強度(試験体と同じ養生槽で蒸気養生を行ったφ150X300mm円柱試験体強度(f'_c))を表-1に示す。鉄筋はすべて熱間圧延異形棒鋼(SD295, 345)を使用した。鉄筋の物性値を表-4に示す。

(2) 荷重方法

荷重装置の概要を図-10に示す。梁の両端部をPC鋼棒で荷重装置の床上に固定して柱部分にアクチュエータにより水平方向に荷重を載荷している。また荷重時に試験体が水平方向に移動することやガタつきの防止する目的で、梁には油圧ジャッキにより軸力49kN(軸方向圧縮応力0.3N/mm²)を導入した。アクチュエータの両端をヒンジ構造として荷重時に試験体へ曲げモーメントが作用しないように配慮した。荷重点部には鋼板(幅5cm, 厚さ1cm)を配置して柱部分の全幅に荷重が伝わるようにした。荷重荷重は4.9kNごと静的に増加させて試験体が破壊するまで一方向に荷重した。

試験体の形状を梁や柱と記述しているが柱部材には

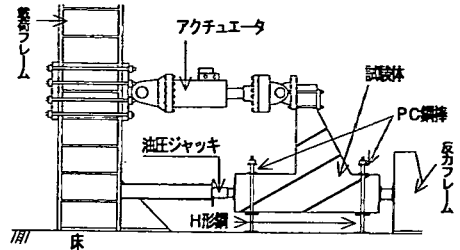


図-10 荷重装置の概要

軸力を載荷しておらず、実構造物における梁や柱という厳密な概念での使い分けを意味しているものではない。ラーメン高架橋やボックスカルバートではあまり大きな軸力が作用することもないので、実構造物の梁と柱のいずれの部位に対するせん断耐力評価にも適用出来る荷重方法であると考えている。

(3) 測定項目

実験時における主な測定項目は、①試験体の破壊時の最大荷重(せん断耐力) ②柱、梁ならびにハンチに配置した軸方向鉄筋のひずみ ③荷重点および試験体各部の変位などである。また、試験体のひび割れ発生状況の目視観察ならびにひび割れ図の作成も行った。

3. 実験結果及び考察

(1) 最大荷重(せん断耐力)

実験で得られた最大荷重(P_{max})を表-1に示す。最大荷重(P_{max})は各試験体のコンクリート強度が異なっているために直接比較することが出来ない。そこで比較を容易にするために、示方書でせん断耐力がコンクリートの圧縮強度(f'_c)の3分の1乗に比例するとして取り扱っているため、f'_cが26.5N/mm²(高架橋の設計基準強度)に換算した値(P'_{max} = P_{max} × (26.5/f'_c)^{1/3})も載せている(以下、P'_{max}を最大荷重と呼ぶ)。

荷重点とハンチ終点ならびにその中間位置の3点で鉄筋ひずみの測定を行っており、破壊時にハンチ終点あるいは中間位置の鉄筋が降伏しているかどうかでせん断破壊モードを二つに区別することとした。降伏後にせん断破壊したものをBS、未降伏でせん断破壊したものをSと呼んでいる。また付着破壊と判定した試験体9302はFとした。実験で得られた破壊モードを表-1に示した。なお、表中の「-」は、実験時に鉄筋のひずみを測定しておらず、破壊モードが判定できない試験体であることを示す。

また荷重装置などの都合で試験体を小型にしたので、ハンチ筋が曲げ降伏後にせん断破壊することが計算上想定されたものも含めて実験を行っており、ひび割れ性状

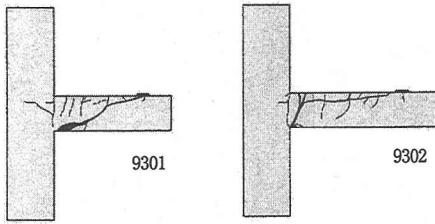


図 - 11 TYPE-I 試験体のひび割れ発生状況

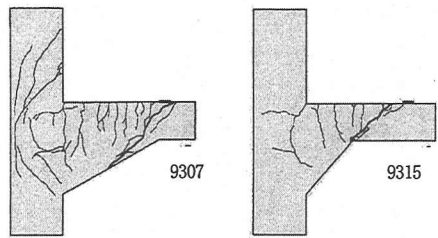


図 - 12 TYPE-II ①試験体のひび割れ発生状況

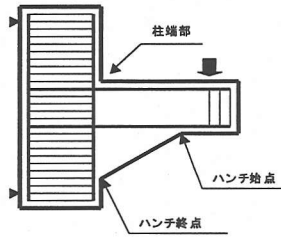


図 - 13 ハンチの概念

の観察からも試験体 9302 以外はすべてせん断破壊として、ハンチ筋が曲げ降伏せずにせん断破壊した試験体とハンチ筋が曲げ降伏した試験体とを分けることなく一律に精度検証を行なうこととした。実験により得られた結果をタイプごとに破壊性状とともに以下に述べる。

(2) TYPE-I について

TYPE-I 試験体 9301, 9302 のひび割れ発生状況を図 - 11 に示す。試験体 9300 と 9301 は典型的な斜め引張破壊が観察されたのに対し、試験体 9302 では軸方向鉄筋が最大荷重に到達する前に降伏しており曲げ破壊とも考えられたが、軸方向鉄筋に沿った鉛直方向の付着ひび割れが載荷点まで伸びていることから付着破壊(F)と判定した。

付着破壊した試験体 9302 を除いた試験体 9300, 9301 の 2 体のみであるが、最大荷重 (P'_{max}) が約 10% 程度の違いが認められ、基本形状でのせん断耐力やばらつき の程度を把握出来た。

(3) TYPE-II について

a) TYPE-II ①

ハンチが一段の TYPE-II ①でのひび割れならびに破壊性状であるがハンチの無い場合の TYPE-I とほぼ同様の性状を示した。試験体 9307, 9315 のひび割れ発生状況を図 - 12 に示す。破壊面に着目すると、せん断ひび割れは載荷点から発生してその先端がハンチの無い場合には柱と梁上面の接合面 (以下、柱端部という) の圧縮側外縁に向うが、ハンチがあるとその先端がハンチと梁の交点 (以下、ハンチ終点という) に向かうものや、ハンチの傾斜部分の途中部分に向うもの (以下、ハンチ途中という)、ハンチが始まる点 (以下、ハンチ始点という) に向かうものなどがあり、ハンチを設けるとハンチの形状によりせ

最大荷重 (kN)

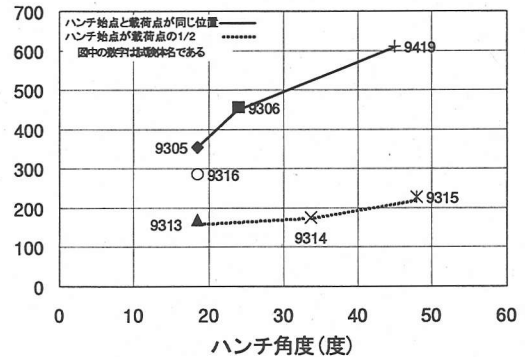


図 - 14 ハンチ角度と最大荷重 (P'_{max})

ん断ひび割れに向かう点が異なるのが観察された。図 - 13 にハンチ始点とハンチ終点などハンチの概念を示す。

次に最大荷重 (P'_{max}) であるが実験で得られたハンチ角度と最大荷重 (P'_{max}) の関係を図 - 14 に示す。試験体 9305, 9306, 9419 はハンチ始点と載荷点と同じ位置で、ハンチ底面の水平部分の長さを順次大きくすることにより、ハンチ角度を 18.4 度 (1:3) から 45 度 (1:1) へと変化させたものである。ただし試験体 9419 は幅 (b) が 250mm なので最大荷重 (P'_{max}) を 1.2 倍 (300/250) に補正している。図よりハンチ角度の増加とともに最大荷重 (P'_{max}) が増大しており、示方書でハンチ角度が 18.4 度 (1:3) 以上となる部分はせん断耐力の算定に考慮してはならないとしているが、このような領域となっても最大荷重 (P'_{max}) が増大することが分かった。試験体 9313, 9316, 9305 はハンチ角度を 18.4 度一定でハンチ始点が載荷点の高さの 1/2, 3/4, 同じ位置と順次変化させたものである。図よりハンチ角度が同じでもハンチ始点と載荷点の位置の関係で最大荷重 (P'_{max}) の値が異なり、ハンチ始点が載荷点から遠くなるにしたがって最大荷重 (P'_{max}) が低下することが分かった。

b) TYPE-II ②

ハンチが二段の TYPE-II ②試験体 9403, 9417, 9418 のひび割れ発生状況を図 - 15 に示す。ハンチが二段となっても一段の場合と同じようなひび割れ性状を示したが、ハンチ形状の凹凸によりせん断破壊面は異なっていた。

最大荷重 (P'_{max}) であるが、試験体 9401, 9403, 9418

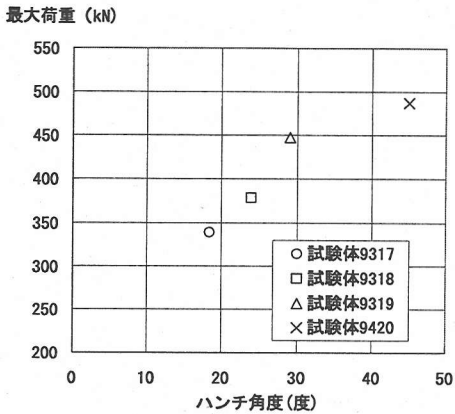


図 - 18 ハッチ角度と最大荷重 (P'_{max}) のひび割れ発生状況

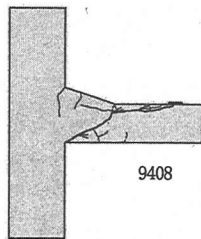


図 - 19 TYPE-III①試験体 (ハッチ始点が載荷点より下のひび割れ発生状況

9420 のみハッチ筋が D25-3 本、幅 (b) 250mm と他の試験体の D22-4 本、幅 (b) 300mm と形状や配筋が異なっており、最大荷重 (P'_{max}) はハッチ筋の量 (D22-4 本/D25-3 本 = 1.01) がほぼ同じなので、幅 (300/250 = 1.2) による補正 (1.2 倍) をしている。これより引張ハッチ TYPE-III①でもハッチ角度が 18.4 度以上の領域でも、ハッチ角度とともに最大荷重 (P'_{max}) が増加するのが分かった。

試験体 9408 はハッチ始点と載荷点の位置関係の違いによる影響を調べたもので、ハッチ始点が載荷点より下の柱の途中 (1/2 点) となっているものである。ひび割れ発生状況を図 - 19 に示す。このような形状になると載荷点から柱の引張側の軸方向鉄筋に沿う垂直な形状の付着ひび割れが発生して下方に伸びて、ハッチの始点から柱端部の圧縮側に向かう斜めひび割れが続いて発生して破壊するようになり、ハッチ始点が載荷点と同じである試験体でのせん断破壊面とは大きく異なることが分かった。最大荷重 (P'_{max}) も 107kN でハッチの無い TYPE-I 試験体とほぼ同じ値であり、ハッチ始点が載荷点と同じである試験体の最大荷重 (P'_{max}) が増加することとはまったく異なる結果となった。このことからハッチ始点と載荷点との位置関係が最大荷重 (P'_{max}) に大きな影響を与えており、ハッチ始点が載荷点より低い位置になるとハッチを設ける効果がほとんど期待出来なくなることが分かった。

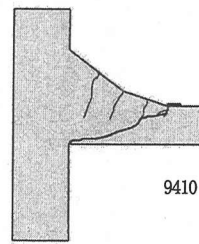


図 - 20 TYPE-III②試験体のひび割れ発生状況

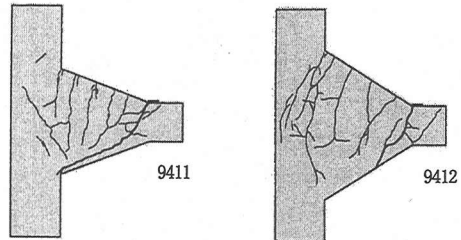


図 - 21 TYPE-IV①試験体 (ハッチが対称) のひび割れ発生状況

b) TYPE-III②

引張ハッチを二段とした試験体 9410 のひび割れ発生状況を図 - 20 に示す。ハッチが一段の TYPE-III①とほぼ同じ破壊性状を示した。最大荷重 (P'_{max}) は梁上面でのハッチ底面の水平部分の幅とハッチ筋量とともに同じである TYPE-III①試験体 9322 と比較すると、試験体 9410 が 143kN であるのに試験体 9322 が 274kN となっており両者では最大荷重 (P'_{max}) が大きく異なることが分かった。

(5) TYPE-IVについて

a) TYPE-IV①

ハッチを柱の両側に対称形に一段配置したのが試験体 9411, 9412, 9413 である。試験体 9411 と 9412 とのひび割れ発生状況を図 - 21 に示す。載荷点から発生する斜めひび割れはハッチ角度が小さい場合には、圧縮側のハッチ部分に配置したハッチ筋に沿うような形で進展してその先端が柱端部の圧縮側に向かって破壊するのに対して、ハッチ角度が大きくなると、載荷点から発生する斜めひび割れは圧縮ハッチの途中のある部分に向かって伸びて破壊するようになり、ハッチ角度により破壊面が変化することが分かった。

試験体 9411 と試験体 9413 はハッチ角度が同じでハッチ筋の量のみを D16-2 本から D22-2 本と多くしたものであるが、最大荷重 (P'_{max}) は 461 kN と 585 kN とハッチ筋が多くなると最大荷重 (P'_{max}) もやはり増加した。また試験体 9411 と試験体 9412 はハッチ筋が D16-2 本と同じでハッチ角度を 18.4 度から 29.1 度へと大きくしたものであるが、最大荷重 (P'_{max}) は 461 kN ならびに 699 kN となりハッチ角度が大きくなると最大荷重 (P'_{max}) も増加しており、18.4 度以上であってもやはりハッチ角度とともに最大荷重 (P'_{max}) が増加することが分かった。

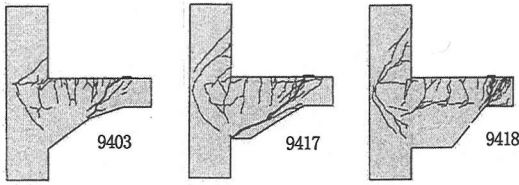


図 - 15 TYPE-II ②試験体のひび割れ発生状況

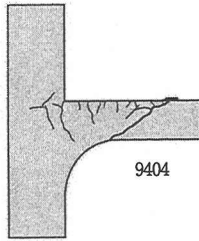


図 - 16 TYPE-II ③試験体のひび割れ発生状況

は載荷点とハンチ始点が900mmでハンチ底辺の水平部の幅も500mmと同じ寸法のものであり、試験体9401, 9403では第一段目のハンチ角度を18.4度と同じにして第二段目のハンチ角度を変化させることにより第一段目と第二段目のハンチ交点の位置を変化させたが、試験体9418では第一段目のハンチ角度を51.3度と非常に大きくして第二段目のハンチ角度を0としたものである。試験体9401と9403の最大荷重(P'_{max})はほぼ同じ値となったが、試験体9418は試験体9401や9403に比べて60% ($664/415=1.6$)程度大きな耐力を示した。これは前者が後者に比べて柱の軸方向鉄筋が30%程度多く配置されていることも原因であると思われたが、試験体9401と9403では載荷点から一段目のハンチ終点方向に向かう斜めひび割れが発生してこの面が破壊面となっているのに対して、試験体9418では載荷点直下が最終破壊面となっており、この両者の破壊面の違いが最大荷重(P'_{max})に大きな影響を与えているものと思われた。

試験体9402, 9417は載荷点とハンチ始点が900mmでハンチ底辺の水平部の幅を400mmと同じ寸法にしたものである。前者はハンチ角度を一段目で18.4度、二段目で36.2度としているのに対して、後者はハンチ角度を一段目で31.6度と大きくして二段目は0度としたが、両者のハンチ底辺での水平部の幅は同じである。最大荷重(P'_{max})は後者が前者より約58% ($530/395=1.58$)程度大きな値を示した。これも試験体9402では載荷点とハンチの勾配変化点とを結ぶ方向が破壊面となっているのに対して、試験体9417では載荷点と二段目のハンチ底面を結ぶ方向が破壊面となっており、両者の破壊面の違いが最大荷重(P'_{max})の差となって現れたものと思われた。

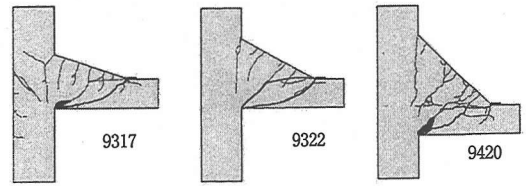


図 - 17 TYPE-III ①試験体(ハンチ筋あり)のひび割れ発生状況

c) TYPE-II ③

ハンチが曲線形状のTYPE-II ③試験体9404のひび割れ発生状況を図-16に示す。試験体9404一体のみであるがハンチの形状を曲線とした場合でも、ひび割れ性状はハンチが直線一段あるいは二段の場合の結果とほぼ同じであった。

最大荷重(P'_{max})は178kNでTYPE-I試験体の99.1kNや112kNよりかなり大きな値となった。TYPE-I試験体ではせん断ひび割れが載荷点から柱端部の圧縮側に向っている(図-11参照)のに対して、曲線のハンチがつくとせん断ひび割れは載荷点からハンチ始点付近に向かって発生しており、この破壊面の違いがやはり最大荷重(P'_{max})の違いになって現れたものと思われた。

(4) TYPE-IIIについて

a) TYPE-III ①

ハンチ筋を配置していないのが試験体9309~9312の4体である。予想された通り試験体9300, 9301と同様の斜め引張破壊を呈し、最大荷重もこれらTYPE-I試験体とほぼ同じとなることを確認した。

ハンチ筋を配置した試験体の結果を述べる。まずハンチ始点が載荷点と同じ位置である試験体であるが、試験体9317, 9322, 9420のひび割れ発生状況を図-17に示す。TYPE-IIのひび割れならびに破壊性状とほぼ同様の性状を示したが、載荷点から柱端部の圧縮側へと向かう斜めひび割れの発生により破壊するものや、載荷点から柱の引張側の軸方向鉄筋に沿った垂直なひび割れが発生してハンチの中央付近の曲げひび割れと結合して、その位置から柱端部へと向う斜め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へと向かう斜めひび割れも発生して破壊するものなどがあつた。また梁の側面にもいくつものひび割れの発生が観察された。また試験体9420はハンチ角度が45度と非常に大きな値のものであるが、このように角度が大きくなってもハンチ角度が18.4度から29.1度の試験体9317~9322と破壊性状は変わらなかった。

次に、試験体9317, 9318, 9319, 9420のハンチ角度と最大荷重(P'_{max})との関係を図-18に示す。なお試験体

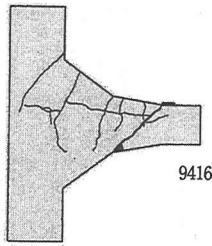


図-22 TYPE-IV②試験体(ハンチが対称)のひび割れ発生状況

b) TYPE-IV②

ハンチを柱の両側へ対称形に二段配置したのが試験体 9415, 9416 である。ハンチが一段の TYPE-IV①試験体とほぼ同じようなひび割れ性状を示した。試験体 9416 のひび割れ発生状況を図-22 に示す。

試験体 9415 は梁上面におけるハンチ底面の水平部分の幅が TYPE-IV①試験体 9411 と同じ 300mm で、引張ハンチのハンチ筋も D16-2 本 2 組と同じものであり、異なるのはハンチの段数が二段と一段であることと試験体 9415 には圧縮ハンチにハンチ筋を配置していないことなどである。両者の最大荷重(P'_{max})は 294kN と 461kN と大きく異なる結果となった。圧縮ハンチのハンチ筋の有無という違いもあるが、両者のひび割れ性状を検討すると試験体 9411 のせん断ひび割れが柱の圧縮側の梁上面付近まで伸びていたが、試験体 9415 では圧縮側の第一段目のハンチ付近までしかせん断ひび割れが達しておらず、両者のひび割れ性状に大きな違いが認められ、このひび割れ性状の違いが最大荷重(P'_{max})の違いとなって現れたものと思われた。

4. せん断耐力算定手法の提案

(1) 基本としたせん断耐力の算定式^{7), 8), 9)}

せん断耐力を求めるには式(1)を基本とした。

$$P_{ucal} = \alpha \times f_{vcd} \times \beta_d \times \beta_p \times b \times d \quad (1)$$

ここで、

P_{ucal} : せん断補強鉄筋のない棒部材のせん断耐力(N)

$\alpha = 0.200 \times (0.75 + 1.4 \times d/a)$ ただし $a/d \geq 2.5$

$= 0.761 \times (a/d)^{-1.166}$ ただし $2.5 > a/d \geq 1.0$

$= 2.55 / \{1 + 2.35 \times (a/d)^{1.2}\}$ ただし $1.0 > a/d \geq 0.0$

$f_{vcd} = (f'_c)^{1/3}$ $\beta_d = (1000/d)^{1/4}$, $\beta_p = (100 \times p_w)^{1/3}$,

$p_w = A_s / (b \times d)$,

f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²) ,

a : せん断スパン(mm) , d : 部材の有効高さ(mm) ,

b : 部材の幅(mm) , A_s : 引張鉄筋の断面積(mm²) である。

また引張鉄筋が n 段に配置されているときには、 j を圧縮側からの値として式(2)により A_s を求める¹⁰⁾。

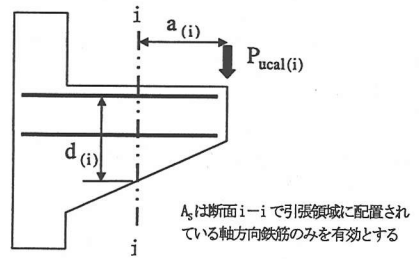


図-23 TYPE-IIにおけるパラメータの考え方

$$A_s = \sum_{j=1}^n \{A_{s(j)} \times d_{(j)} / d_{(n)}\} \quad (2)$$

(2) TYPE-I について

計算結果を表-1 に示す。TYPE-I 試験体は有効高さが一定の通常のRC棒部材であり、式(1)で $a/d > 2.5$ とした二羽らのせん断耐力算定式⁷⁾を用いれば試験体 9300 と 9301 のせん断耐力を十分な精度で評価できることを確認した。なお、付着破壊した試験体 9302 は1体のみの結果でもあり耐力の評価について検討は行っていない。

(3) TYPE-II について

圧縮側のみにハンチがある場合の TYPE-II では柱方向に部材断面が変化する。このような形状となる場合には式(1)を用いるときに、せん断スパン(a)ならびに部材の有効高さ(d)をどのように考えるかが問題となる。

そこで、載荷点(載荷板下端)から任意の距離($a_{(i)}$)の耐力検討位置におけるせん断耐力($P_{ucal(i)}$)を求めるときに、式(1)中の各パラメータを次のようにとることを考えた。せん断スパン(a)は距離($a_{(i)}$)とし、部材の有効高さ(d)は圧縮ハンチの上面から柱の引張側の最も外側に配置した軸方向鉄筋中心までの距離($d_{(i)}$)とする。そして、鉄筋断面積(A_s)は柱に配置した軸方向鉄筋の断面積とするが、複数段に配置されている場合には引張領域に配置されている軸方向鉄筋のみを有効として式(2)により求める(図-23参照)。

次に、距離($a_{(i)}$)を載荷点から柱端部(梁の上面)まで、すなわちクリヤスパンまで変化させて、その中の最小値を部材全体としてのせん断耐力(P_{ucal})とすることとした。

このように考えて求めたせん断耐力の計算値と実験値との比を表-1 に示す。その結果、TYPE-II①の9体では実験値/計算値の平均が0.980、変動係数が11.2%、TYPE-II②の5体では実験値/計算値が0.942~1.24で平均値が1.12、TYPE-II③1体では実験値/計算値が0.980となりTYPE-II全体15体での実験値/計算値の平均が1.03で変動係数12.1%となった。以上の結果から、式(1)を基本として各パラメータを計算することにより、圧縮側にハ

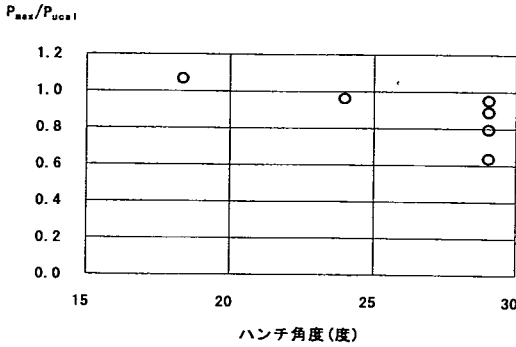


図-24 試験体 9317~9322 における実験値と計算値の比較

ンチがある TYPE-II のせん断耐力 (P_{ucal}) を求めることが出来た。

(4) TYPE-III について

a) TYPE-III ①

ハンチがあってもハンチ筋が無い場合には、ハンチが無いとして式(1)によりせん断耐力を求める。実験値/計算値の値は 1.04 から 1.24 で 4 体の平均が 1.14 となった。

圧縮ハンチのある部材のせん断耐力を式(1)により求めることが出来たので、引張ハンチでハンチ筋がある場合でも式(1)により同じようにせん断耐力を求めることを考えた。ただし、ハンチ筋はハンチ角度により鉄筋断面積 (A_s) の補正を行なうこととした。試験体 9317~9322 における実験値と計算値との比較を図-24 に示す。これより実験値と計算値の比が 1.06 から 0.634 となり、このような計算手法ではせん断耐力を求めることが出来ないことが分かった。

そこで方書 6.3.2 「棒部材の設計せん断力」の項に、部材高さが変化する影響を設計せん断力から部材に発生する曲げ引張力のせん断力に平行な成分 V_{hd} を減じて求めるとの記述に着目して、引張ハンチのハンチ筋に働く軸方向引張力 (N') をハンチ角度によりせん断耐力へ評価する手法を検討した。すなわち、ハンチが無いと考えた柱部分 (以下、柱部分という) の基本のせん断耐力を求め、そしてハンチ筋に働く軸方向引張力 (N') の柱軸方向成分 (N) が柱部分の基本のせん断耐力を増加させると考え、さらにハンチ筋に働く軸方向引張力 (N') の柱水平方向成分 (HH) もせん断抵抗力に加えることにより、ハンチ筋がある場合の部材としてのせん断耐力 (P_{ucal}) を求める方法である。具体的な求め方を以下に述べる。はじめに荷点 (荷荷板下端) から任意の距離 ($a_{(i)}$) の耐力検討位置で柱部分のせん断耐力 ($P_{ucal(i)}$) を求める (図-25(a) 参照)。この時にはまず軸方向成分 ($N_{(i)}$) が無いとして柱部分のせん断耐力 ($P_{ucal①}$) を式(1)により計算する。ここで鉄筋の断面積 ($A_{s(i)}$) は柱部分に軸方向鉄筋

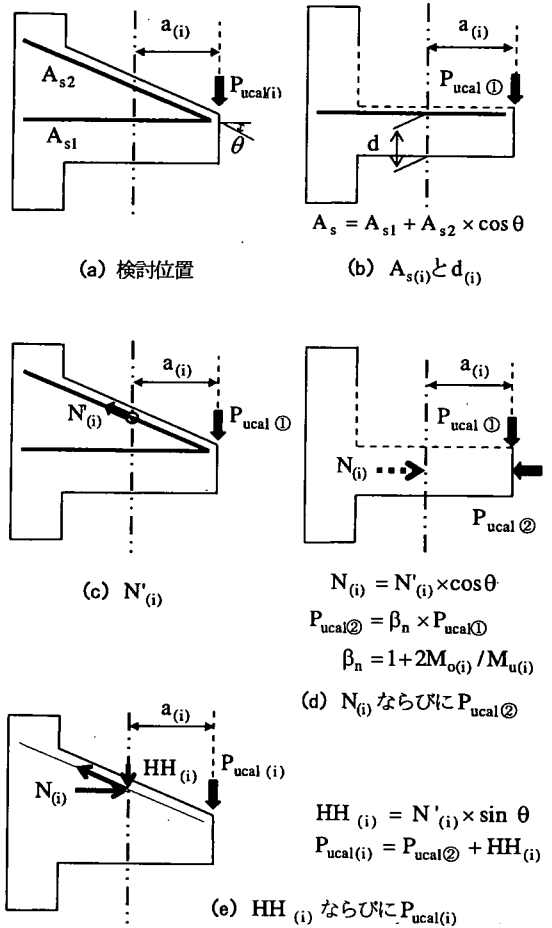


図-25 TYPE-IIIにおけるパラメータ

を全く配置せずに引張ハンチのみにハンチ筋を配置した試験体 9405, 9406, 9407 のような形状や配筋状況となってもせん断耐力を求められるように、ハンチ筋の断面積にハンチ角度の補正を行なうことで柱軸方向に換算した鉄筋量を求め、この鉄筋量を柱部分での鉄筋断面積と考えることにした。そして柱部分にも軸方向鉄筋が配置されていれば、その鉄筋をも加えた両者の鉄筋量を式(1)における引張鉄筋の断面積 ($A_{s(i)}$) とする。なお鉄筋が複数段に配置されている場合には、引張領域に配置されている鉄筋のみを有効として式(2)により求める。また柱部分の有効高さ (d) は荷点でのハンチ筋の配置位置における柱圧縮側上面からの距離 ($d_{(i)}$) としているため、引張ハンチのみで圧縮側にハンチが無い場合の柱部分における検討区間内の $d_{(i)}$ は一定値となる。距離 ($a_{(i)}$) をせん断スパンとして式(1)によりせん断耐力 ($P_{ucal①}$) が求められる (図-25(b) 参照)。

次に荷点に水平力 ($P_{ucal①}$) が作用したとしてハンチ

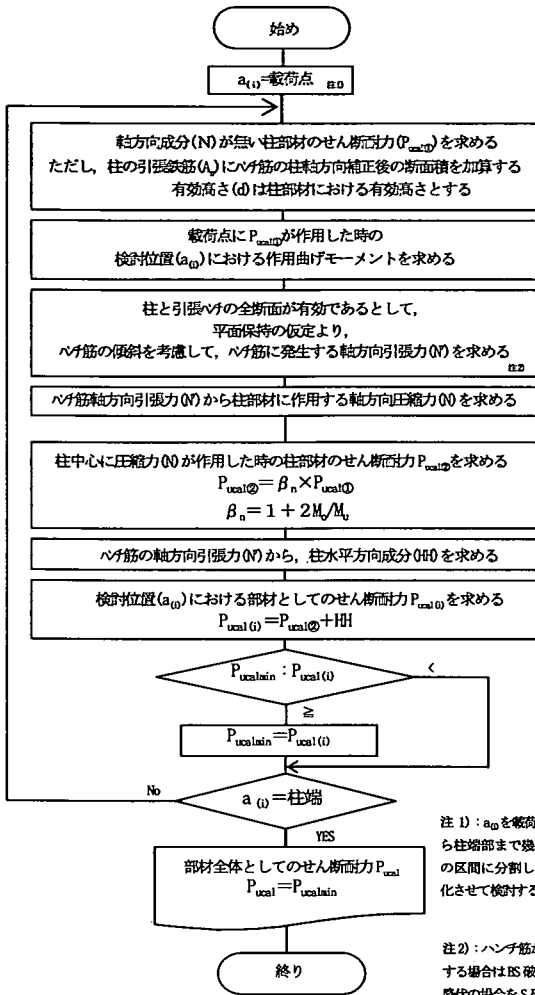


図 - 26 計算の流れ

部分と柱部分の全断面を有効とし、平面保持の仮定からハンチ筋に発生する軸方向引張力 ($N'_{(i)}$) を求める (図 - 25 (c) 参照)。そしてハンチ角度の補正を行ない柱部分の軸方向成分 ($N_{(i)}$) を計算する。そして柱部分の中心に軸方向成分 ($N_{(i)}$) が圧縮力として作用する時の柱部分のせん断耐力 $P_{ucal②}$ を求めるが、その方法は示方書に示されるデコンプレッションモーメント (M_o) により求める手法によることとした (図 - 25 (d) 参照)。すなわち式 (3) による。

$$P_{ucal②} = \beta_n \times P_{ucal①} \quad (3)$$

ここで、 β_n は式 (4) による。

$$\beta_n = 1 + 2M_{o(i)} / M_{u(i)} \quad (4)$$

$M_{o(i)}$ はデコンプレッションモーメントで、柱部分の引

張縁において軸方向圧縮力 ($N_{(i)}$) によって発生する圧縮応力を打ち消すのに必要な曲げモーメントであり式 (5) により求める。なお $M_{o(i)}$ は柱部分の終局曲げ耐力である。

$$M_{o(i)} = N_{(i)} / (B_{(i)} \times H_{w(i)}) \times W_{(i)} \quad (5)$$

ここで、

$B_{(i)}$: 柱部分の断面の幅 (m), $H_{w(i)}$: 柱部分の断面の高さ (m), $W_{(i)}$: 柱部分の断面係数 (mm^3)

なお、ハンチ筋に発生する軸方向引張力 ($N'_{(i)}$) や柱軸方向成分 ($N_{(i)}$) ならびに柱水平方向成分 ($HH_{(i)}$) は式 (6) から式 (8) で表される。

$$N'_{(i)} = A_{s(i)} \times f_s \quad (6)$$

$$N_{(i)} = N'_{(i)} \times \cos \theta \quad (7)$$

$$HH_{(i)} = N'_{(i)} \times \sin \theta \quad (8)$$

f_s : ハンチ筋の応力度 (N/mm^2), $A_{s(i)}$: ハンチ筋の断面積 (mm^2), θ : ハンチ筋と柱の角度

式 (3) によりせん断耐力 $P_{ucal②}$ が求められれば、式 (9) により軸方向引張力 ($N'_{(i)}$) の柱水平方向成分 ($HH_{(i)}$) を加えてその値を距離 ($a_{(i)}$) 点におけるハンチ筋がある部材としてのせん断耐力 ($P_{ucal(i)}$) とする (図 - 25 (e) 参照)。

$$P_{ucal(i)} = P_{ucal②} + HH_{(i)} \quad (9)$$

最後に、距離 ($a_{(i)}$) を載荷点から柱端部までのクリヤースパン間で変化させて、その中の最小値をハンチ筋がある部材全体としてのせん断耐力 (P_{ucal}) とする。ただし、ハンチ始点が載荷点より下となる場合には、このハンチ部分を無視してせん断耐力 ($P_{ucal①}$) を求め、これを部材全体のせん断耐力 (P_{ucal}) とする。このような手法としたのはハンチ始点が載荷点より下となっている試験体 9408 の最大荷重 (P'_{max}) が大幅に低下しており、ハンチを無視してせん断耐力 ($P_{ucal①}$) を求めると実験値と計算値の比が 1.01 となり実験結果を評価出来るためで、ハンチ始点が載荷点より下側となる形状では、載荷点がハンチ始点の場合とはせん断破壊面が異なり別の破壊形式となると考えたことによる。

以上をとりまとめた計算の流れを図 - 26 に示す。

上述した手法により求めた計算値と実験値の比較を表 - 1 に示す。これより、実験値/計算値は TYPE-III①試験体 9317 から 9425 での 14 体の平均値が 0.946、変動係数 9.9% となり、実験値と計算値が良く一致することが分かった。

b) TYPE-III②

ハンチが二段の場合でもハンチの段数が一段の場合と同

表 - 5 全試験体での実験値と計算値との比較結果

試験体	試験体数	平均値	変動係数(%)
TYPE-I	3 (2 ^{※1})	1.03 (0.972 ^{※3})	-
TYPE-II	① 9	0.980	12.1
	② 5	1.12	
	③ 1	0.980	
TYPE-III	① ^{※1} 4	1.14	12.0 ^{※2}
	① ^{※2} 14	0.946	
	② 1	0.894	
TYPE-IV	① 4	1.13	9.2
	② 2	1.01	

※1. ハンチ筋の無い試験体9309~9312の4体
 ※2. ハンチ筋の無い試験体9309~9312の4体を除く
 ※3. 付着破壊した試験体9302を除く

じと考えるとせん断耐力を求めることにした。ただし二段目のハンチ始点が荷点より下方の位置となるので、二段目のハンチ部分は(a)に述べた理由によりせん断耐力に考慮しない(ただし、一段目の延長部分は考慮する)ことにした。試験体1体のみの結果であるが試験体9410の実験値/計算値は0.894となり、若干実験値を過大評価するものの、このようにハンチが二段になってもせん断耐力を求めることが出来た。

c) まとめ

a) b)に述べた手法によりせん断耐力を求めると、TYPE-III①(ハンチ筋なしを除く)とTYPE-III②の合計15体では平均値が0.943 変動係数9.7%となり実験値と計算値がよく一致した。

(5) TYPE-IVについて

柱の両側にハンチがある場合(TYPE-IV)のせん断耐力の求め方は、圧縮側だけにハンチがある場合(TYPE-II)と引張側だけにハンチがある場合(TYPE-III)とを組み合わせた考え方とした。すなわち、圧縮ハンチの効果をTYPE-IIにおける各パラメータのとり方で評価し、引張ハンチの効果をTYPE-IIIにおける各パラメータのとり方で評価することとする。ハンチが一段の場合でも二段の場合でも同じ考え方とする。なお、圧縮ハンチに配置したハンチ筋についても引張ハンチにおけるハンチ筋と同様に角度補正を行なって水平方向成分(HH)を求めてせん断耐力に加算することとした。終局曲げ耐力(M_u)を求める場合にも圧縮鉄筋として考慮している。計算結果を表-1に示す。TYPE-IV①の4体では実験値/計算値が1.06から1.27となり、平均値が1.13となった。TYPE-IV②の2体の結果を加えるとTYPE-IV全試験体6体では平均値が1.09、変動係数9.2%となり実験値と計算値が両側にハンチがある場合でもよく一致した。

(6) 計算値と実験値の比較結果

TYPE-IからTYPE-IVの全試験体43体での実験値と計

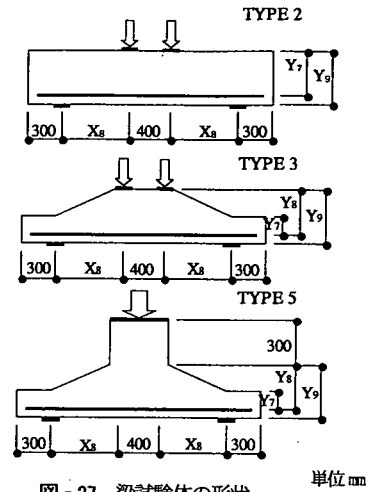


図 - 27 梁試験体の形状

算値との比較を表-5に示す。表よりハンチを設けた試験体36体(引張ハンチでハンチ筋無し4体を除く)の実験値と計算値との比は平均で1.00、変動係数12.0%となり、TYPE-II、III、IVの順に変動が小さくなるようであるが、両者がよく一致するという結果が得られた。

また(1)から(5)に示した手法によりせん断耐力を求めると、ハンチ筋が未降伏の状態でせん断破壊(S)となるのか、あるいはハンチ筋が降伏した後でせん断破壊(BS)となるのかが計算により判定出来る。破壊モードの計算結果を表-1に示す。TYPE-II~IVの実験で鉄筋ひずみを測定した試験体38体の実測値と計算値を比較すると、両者が一致したものが20体で一致しないものが18体となった。一致していない18体のうち11体はTYPE-IIのものであり、TYPE-IIIやIVの形状の破壊モードはほぼ計算により判定出来ると思われる結果となった。一致していないTYPE-IIの試験体9305~9307の曲げ降伏耐力(柱の引張側最外縁に配置した軸方向鉄筋が降伏)とせん断耐力の比を調べると、1.05~1.08と非常に近い値となっており耐力算定式のもつ誤差が原因となっていると考えられることや、ひび割れの発生位置とひずみゲージの測定位置が近くであったために局所的なひずみの値を測定したことも考えられた。それ以外の試験体はハンチ始点が荷点より低い位置となっているものや、ハンチが二段となっているものであり、このような形状での曲げ降伏耐力算定手法には検討の余地があるとも考えている。

なお、TYPE-II~TYPE-IVのせん断耐力の算定では、 $a_{(i)}$ を荷点から柱端部の間で変化させ、最小のせん断耐力を与える断面位置をクリアスパン内で探索している。この場合、例えば、直線一段の引張ハンチを持つTYPE-III①試験体では、全ての場合で、最小のせん断耐力は柱下端部で与えられるのに対して、TYPE-II試験体では、ハンチ形状が直線2段や曲線の場合などで、検討断面毎の圧縮ハンチの上面から柱の引張側の最も外側に配置した軸

表 - 6 梁試験体の形状ならびに試験結果一覧

No	TYPE	NAME	X_8 (mm)	Y_7 (mm)	Y_8 (mm)	Y_9 (mm)	f_c (N/mm ²)	P_{max} (kN)
1	2	C-2	250	250	-	280	28.1	227
2	3	C-3	250	200	300	330	28.1	322
3	3	C-4	250	150	350	380	28.1	336
4	2	C-6	130	250	-	280	28.8	410
5	3	C-7	130	200	300	330	30.9	471
6	3	C-8	130	150	350	380	30.9	542
7	5	C-9	250	150	350	380	30.9	327
8	5	C-10	130	200	300	780	28.8	505
9	5	C-11	300	50	300	780	31.3	265

方向鉄筋中心までの距離 ($d_{(i)}$) の値が載荷点からの距離に対し単調に変化せず、結果として最小のせん断耐力を与える断面位置が柱下端部以外となるものが現れる。このような試験体では、多くの場合、実験時に最終的な破壊をもたらす斜めひび割れの部材圧縮側先端部の位置が柱端部とはならず、その位置は、計算から得られる最小のせん断耐力を与える断面位置と良い相関関係にあることが認められた。

(7) 梁試験体による提案式の検証

提案したせん断耐力算定手法は T 型の形状をした試験体を基本としているので、梁状の試験体においても算定式が適用出来るのか検討した。検証に用いた実験結果¹³⁾は、梁の上面に 0 度から約 60 度まで勾配をつけて部材高さを支点部よりも載荷点部で大きくし、いずれもせん断補強筋を配置していないものである。試験体の形状を図 - 27 ならびに表 - 6 に示す。なお試験体の幅は 150mm、軸方向鉄筋 D22-3 本、支点の支承板の幅は 100mm と一定である。上面勾配と実験値/計算値との関係を図 - 28 に示す。これより試験体 9 体での平均値が 1.08、変動係数 6.1% となり、実験値と計算値が梁の形状をした試験体の場合でも両者がよく一致しており、本研究における提案手法は、このような有効高さが変化する梁部材のせん断耐力評価にも適用可能であることを確認した。

5. まとめ

高架橋やボックスカルバートの梁と柱の接合部を模擬した模型試験体による載荷試験や梁型試験体の結果から得られた結論を以下に述べる。

(1) 破壊性状やせん断耐力に影響を及ぼす要因について

①圧縮ハンチでハンチ始点と載荷点と同じ位置の場合には、載荷点から圧縮側のハンチ終点あるいは途中に向かって斜めひび割れが発生してせん断破壊に至る。し

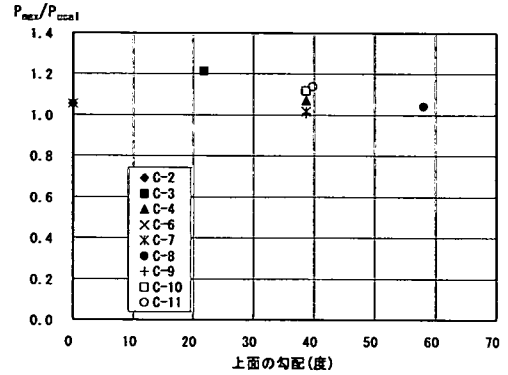


図 - 28 梁試験体における上面勾配と実験値/計算値の関係

かし、ハンチ始点が載荷点より下側で梁に近づく場合には載荷点とハンチ始点の間の柱部分でせん断破壊するものもある。

②引張りハンチでハンチ筋を配置すると、ハンチ始点と載荷点と同じ位置の場合には、載荷点から柱の圧縮側のハンチ終点あるいは途中に向かって斜めひび割れが発生してせん断破壊に至り最大荷重も増大する。

しかし、ハンチ始点が載荷点より下となる場合には、載荷点から柱の引張側の軸方向鉄筋に沿う垂直なひび割れが発生し下方に伸びて、ハンチの始点から柱端部の圧縮側に向かう斜めひび割れが続いて発生しせん断破壊するという異なる破壊性状を示すようになり、また最大荷重も増大しない。

③圧縮ハンチではハンチ角度が 18.4 度 (1:3) 以上となってもハンチ角度の増大とともにせん断耐力は増加する。また、引張ハンチでもハンチ始点と載荷点と同じ位置でハンチ筋が配置されていれば、ハンチ角度が 18.4 度 (1:3) 以上となってもハンチ角度の増大とともにせん断耐力が増加する。

(2) せん断耐力算定手法について

①土木学会コンクリート標準示方書に示される式(1)ならびに部材高さが変化する棒部材のせん断耐力を曲げ圧縮力および曲げ引張力のせん断力に平行な成分を設計せん断力から減じて算定する手法を基本として、引張ハンチのハンチ筋の柱水平方向抵抗成分とハンチ筋の軸方向引張力を柱部分における軸方向圧縮力と考えてデコンプレッションモーメントにより考慮する方法でせん断耐力を求めて合算することにより、ハンチを有する部材としてのせん断耐力を求める算定手法を提案した。同手法により計算した結果、実験値/計算値は 36 体の平均で 1.00、変動係数 12.0% となり実験値を精度よく算定出来ることが分かった。

②新たに提案した手法が梁試験体にも適用出来ることを明らかにした。

以上、本研究により有効高さが変化するRC棒部材におけるせん断補強筋が無い場合の破壊性状やせん断耐力評価法を明らかにした。また、本実験では梁部分にせん断補強を行って破壊を防いでおり、柱部分に水平荷重を載荷してこの部分でのせん断破壊性状を調べたので、荷重を載荷した部材を柱とし支持する部材を梁として柱と梁を区別したが、実構造物における概念の柱や梁という使い分けを意味しているものではない。実構造物の柱や梁のどちらの部材についても、新たに提案したせん断耐力評価が適用出来ると考えている。またこれらの結果は、高架橋やボックスカルバートのハンチだけでなく、部材断面が変化する部材全般に適用可能なせん断耐力評価手法でもありと考えている。今後は、せん断補強を行った場合、軸力が作用した場合、プレストレス力が作用した場合そして簡易なせん断設計法などの検討が必要であると考えている。

謝辞：実験にあたり、東日本旅客鉄道(株)東京工事事務所 亀戸試験室の方々には大変お世話になりました。お礼申し上げます。

参考文献

1) 土木学会：コンクリート標準示方書・設計編(平成8年版)，土木学会，1996。

- 2) 鉄道総合技術研究所，鉄道構造物等設計標準・同解説(平成11年版)，丸善株式会社，1999。
- 3) 土木学会：鉄筋コンクリート標準示方書(昭和6年版)，土木学会，1931。
- 4) 土木学会：鉄筋コンクリート標準示方書(昭和11年版)，土木学会，1936。
- 5) 土木学会：鉄筋コンクリート標準示方書(昭和24年版)，土木学会，1949。
- 6) DIN1045 Concrete and Reinforced Concrete, DEUTSCHE NORMEN, December 1978.
- 7) 二羽淳一郎，山田一字，横沢和夫，岡村 甫：せん断補強鉄筋を用いないRC梁のせん断強度式の再評価，土木学会論文集，第372号/V-5, pp. 167-176, 1986。
- 8) 石橋忠良，松田好史，齋藤啓一：少数本の杭を用いたフーチングのせん断設計について，土木学会論文報告集，第337号，pp. 197-204, 1983。
- 9) 石橋忠良，齋藤啓一，丸山久一：多点荷重を受けるはりのせん断耐力に関する一考察，コンクリート工学年次講演会論文集，Vol. 7, pp. 517-520, 1985。
- 10) 寺田年夫，齋藤啓一：少数本の杭を用いたフーチングのせん断補強に関する実験的研究，鉄道総研報告，Vol. 2, No. 7, pp. 17-25, 1988。
- 11) 石橋忠良，齋藤啓一，寺田年夫，渡辺忠朋：有効高さの変化する鉄筋コンクリートはりのせん断耐力について，コンクリート工学年次講演会論文集，Vol. 9-2, pp. 305-310, 1987。

(2002. 1. 17 受付)

SHEAR STRENGTH OF REINFORCED CONCRETE LINEAR MEMBERS WITH VARIABLE EFFECTIVE DEPTH

Keiichi SAITO, Tadayoshi ISHIBASI, Omi IRYO, Mitsuhiro TAKEDA,
Mitsuyoshi AKIYAMA and Motoyuki SUZUKI

This study makes clear the way of calculation for the shear strength of an RC member with a large angle, which is used in Reinforced Concrete (RC) rigid-frame viaducts and box-culverts.

According to the current Specifications by the Japan Society of Civil Engineers, only one-third of the horizontal part of the haunch is to be included as effective for calculating the strength. However, this way of calculation is not well-founded, and is felt to be unrealistic based on the authors' experience in railway construction. In order to establish the actual shear strength, experiments were carried out by using forty-three RC member models with haunches that have various sizes and shapes.

From the results, a proposal was derived for the calculation of the shear strength of RC members with various effective depths.