# 論文 逆対称強制曲げ変形を受ける両端ハンチ付き鉄筋コンクリート梁の 弾塑性挙動に関する実験的研究

平山 正\*1· 堀田 久人\*2

要旨: RC 造ハンチ付き梁は直線状の梁と比較し利点が多いにもかかわらず,既往研究において地震荷重を想定した正負交番逆対称曲げ試験を行った事例はあまり見られないことから,本研究は両端ハンチ付き梁と両 材端部でハンチ付き梁と同断面となる直線梁の正負交番載荷比較実験を通して,両者の変形分布と破壊性状 の違いを調べることを目的とする。実験結果よりハンチ付き梁の変形は,直線梁の変形が材端に集中するの に対し,材端の変形が減少しハンチ始点部近傍の変形が増大することを示した。 キーワード:ハンチ付き鉄筋コンクリート梁,逆対称曲げ,終局強度,変形分布

#### 1. はじめに

鉄筋コンクリート造のハンチ付き梁は施工面におい て難点があるが, 接合部での断面を大きくし高強度にす ることや、梁の中央部においてせいが短くなり天井を高 くすること,建物全体においてコンクリート量を減らし 軽量化をすることが可能となり, 直線状の梁と比較し利 点が多い。地震荷重を想定した載荷に対するハンチ付き 梁の変形性能を知ることは有意義なものであると考え られる。既往研究<sup>1)2)</sup>において、坪井氏、東氏らにより片 持ち梁や柱梁接合部の実験によって終局強度ならびに 破壊性状等が示されている。しかし、既往研究において 地震荷重を想定した正負交番の逆対称曲げ試験を行っ た事例はあまり見られない。さらに梁に対する地震荷重 を想定した載荷により,変形について細かく計測されて いる実験は少ない。そこで、本研究においては両端ハン チ付き梁を作製し, 地震荷重を想定した正負交番載荷を 行い,変形性能,破壊性状を調べる実験を計画した。変 形に関しては、材端近傍、ハンチ始点部近傍、梁の中央 部と範囲を分けて計測を行い、細かく分けられた範囲に

おける挙動を調べている。また,材端部で同断面となる ような直線状の梁についても同様な実験を行い,変形分 布や破壊性状について比較している。

### 2. 実験概要

# 2.1 試験体

表-1 に試験体諸元を、図-1 にハンチ付き梁試験体の配筋図及び直線梁の断面配筋図を示す。ハンチ付き梁と直線梁の二つを作製した。どちらも材長は 1200[mm]とし、両端部に 274×220×500[mm×mm×mm]のスタブを設けた。ハンチ付き梁及び直線梁両端のスタブとの境界部の部材断面は 100×280[mm×mm]とし、ハンチ付き梁の内側は 100×200[mm×mm]とした。主筋はハンチ付き梁、直線梁ともに D10 を用い、横補強筋は 3 φを 50[mm]間隔で配置した。ハンチ付き梁に関しては、ハンチ部の長さはスタブ部境界より 230[mm]で、上端筋、下端筋、ハンチ筋をそれぞれ配筋し、上端筋、ハンチ筋はスタブ端のエンドプレートに溶接して定着を取り、下端筋は折り曲げ定着とした。直線梁に関しては、上下に主筋を配筋し

2 一 四級件的2.65 の取べての前方											
		断面積	材長	引張主筋量		横補強筋量	ハンチ長さ	終局モーメント[kNm]			
		b×D[mm <sup>2</sup> ]	[mm]	р	ot	pw	l[mm]	上端Mu	下端Mu		
ハンチ付き梁	ハンチ始点部	100×200		(上引張時) 2-D10 0.71%	(下引張時) 4-D10 1.43%		230	8.86	17.72		
	スタブ境界部	100×280	1200	2-D10 0.51%		3φ@50 0.565%		12.66			
直線梁		100×280		2-D10 0.51%				12.66			

表-1 試験体諸元および最大せん断力

#### 表--2 材料特性

#### コンクリート 鉄筋 ヤング係数 引張強度 ヤング係数 降伏強度 最大応力 圧縮強度 材齢 養生 $[N/mm^2]$ $[N/mm^2]$ $[N/mm^2]$ [kN/mm<sup>2</sup>] $[N/mm^2]$ $[kN/mm^2]$ 28日 32.7 29.7 D10 370 531 192 水中 6φ 409 522 207 28日 気中 26.7 1.55 26.8 3φ 411 701 205 43日 気中 33.5 1.41 25.0

\*1 東京工業大学大学院 理工学研究科建築学専攻 (学生会員) \*2 東京工業大学大学院 理工学研究科建築学専攻准教授 工博(正会)

\*2 東京工業大学大学院 理工学研究科建築学専攻准教授 工博(正会員)



それぞれスタブ端のエンドプレートに溶接した。下端筋, ハンチ筋はハンチ始点部からの定着長さは以下を勘案 して定めている。下式(1)は構造規準<sup>3)</sup>における必要定着 長さの算出式である。

$$l_{ab} = \alpha \frac{S\sigma_t d_b}{10f_b} \tag{1}$$

式(1)より定着長さを算出すると、165[mm]となる。また、 過去の構造規準4)には20dフック付き(コア以外の定着は +5d)とも示されている。これよりさらに余裕をみて定着 長さはハンチ始点部からハンチ筋においては 300[mm], 下端筋においてはフック部及び余長部が危険断面にか からないように 335[mm]とした。一方で下端筋のスタブ 境界面からに対しての定着長さは不十分であり,境界部 より 105[mm]となっている。表-1 に示した終局モーメ ントは構造規準<sup>1)</sup>における計算値 0.9σyatd である。ここ で上端 Mu とは上端筋が伸長される場合の終局モーメン トを表し、下端 Mu とは下端筋及びハンチ筋が伸長され る場合の終局モーメントを表している。また、ハンチ付 き梁のスタブ境界部において下端筋の定着が不十分で あるため上端 Mu 及び下端 Mu は下端筋の断面積を考慮 していない。さらに下端 Mu に関してハンチ筋の傾きに よる影響は考慮していない。

図-1 にひずみゲージ貼付場所を示す。ハンチ付き梁 においては梁両端のスタブ境界部断面上の上端筋の2本, 下端筋の2本,ハンチ筋の2本,さらにハンチ始点部断 面上の下端筋の2本,ハンチ筋の2本に対し,鉄筋のリ ブ部2面にひずみゲージを貼付した。また,直線梁においては梁両端のスタブ境界部断面上の上下の主筋計4本 全ての鉄筋リブ部2面にひずみゲージを貼付した。

**表-2** に試験体に使用した材料の特性を示す。降伏応 力は D10 においては降伏点, 6 \ ,3 \ においては 0.2%耐 力より算出した。構造実験時において, コンクリートの 材齢はハンチ付き梁で 35 日, 直線梁で 41 日である。

# 2.2 載荷方法及び計測方法

図-2 に載荷装置図を示す。試験体の両スタブ部の外 側をそれぞれピン, ピンローラーブロックを取り付け, そのさらに外側に加力用のアームを設置し,端部よりオ イルジャッキを用いて梁両端部において逆方向に変形 が起こるように載荷を行う。部材両端の回転角が等しく なるように制御しつつ,目標部材角が1/200,1/100,1/50,





1/25 とした正負交番繰り返し載荷を行った。

図-3 に測定方法及び測定項目を示す。測定区間をス タブ境界部近傍(A,E)とハンチ始点部近傍(B,D)と梁中央 部(C)に分け、それぞれの区間において両端の回転角及び 軸方向変位を計測した。

#### 3. 試験結果及び考察

# 3.1 履歴性状

図-4 にハンチ付き梁及び直線梁のせん断力と部材角 関係,及び測定区間 A,B 側, D,E 側におけるスタブ境界 部断面のモーメントと部材角関係を示す。ハンチ付き梁 においてはスタブ境界部断面のモーメント(実線)に加え てハンチ始点部断面のモーメント部材角曲線(破線)を合 わせて示している。図中における a,b,c,d,e,f,g,h,I,j 及びα, βはハンチ付き梁,直線梁における主筋の引張降伏点を 示す。

ハンチ付き梁において図中aはA側スタブ境界部上端 筋の降伏点を示しており,主筋は2サイクル目で降伏し た。図中bはE側スタブ境界部上端筋の降伏点を示して おり,こちらも2サイクル目で降伏した。図中cはA側 スタブ境界部ハンチ筋の降伏点を示しており,図中dは E側スタブ境界部ハンチ筋の降伏点を示している。図中 eはE側スタブ境界部下端筋の降伏点を示しており,図 中fはA側スタブ境界部下端筋の降伏点を示している。 e,fにおいて両境界部ともに3サイクル目に定着長が不 足している下端筋も降伏した。図中g,hはE側におけ るハンチ始点部の主筋降伏点を示している。g において ハンチ筋側が先に降伏し,その後hで下端筋側が降伏し ている。図中 ij は A 側におけるハンチ始点部の主筋降 伏点を示している。E 側同様に i においてハンチ筋側が 先に降伏し,その後 j で下端筋側が降伏している。

一方, 直線梁において  $\alpha$  は A 側スタブ境界部上端筋及 び E 側スタブ境界部下端筋の引張降伏を示す。1 サイク ル目において主筋が降伏した。また図中  $\beta$  は A 側スタブ 境界部下端筋及び E 側スタブ境界部上端筋の引張降伏を 示す。こちらも1 サイクル目に主筋が降伏した。

図-4のモーメントと部材角の関係図に表-1に示した各断面における終局モーメント計算値と、スタブ境界部において下端筋が完全に定着されており、ハンチ筋と下端筋がともに降伏するとした場合の終局モーメント計算値を合わせて示している。下端筋が降伏するとした場合のモーメント計算値の有効せいdは下端筋、ハンチ筋の中心から圧縮縁までの距離(226.5[mm])とした。

ハンチ付き梁のスタブ境界部における上端筋の伸長 されている場合の下端筋を無視した終局モーメント計 算値は 12.66[kNm]であるが,実験において計算値よりも 大きな値(15.19[kNm],13.11[kNm])で主筋が降伏した。ま たハンチ筋が伸長されている場合の下端筋を無視した 終局モーメント計算値は, こちらも 12.66[kNm]である が,実験において計算値よりも大きな値を示し,下端筋 が定着し,降伏するとした計算値 21.52[kNm]とほぼ同じ 値(22.16[kNm],21.00[kNm])を得た。上端筋が伸長されて



いる場合のハンチ始点部の終局モーメント計算値は 8.86[kNm]である。ひずみゲージは貼付していないため, 主筋の降伏は確認できていない。またハンチ筋が伸長さ れている場合のハンチ始点部の終局モーメント計算値 g は17.72[kNm]である。しかし、実験において計算値より も小さな値(14.43[kNm],14.18[kNm])で主筋の降伏が見ら れた。つまりハンチ付き梁における塑性ヒンジ発生位置 は、実験計画当初においては、表-1の終局モーメント 計算値が示すとおり、下端筋及びハンチ筋が引張りとな る曲げの場合はスタブ境界部,上端筋が引張となる曲げ ではスタブ境界部からハンチ始点部に渡る領域と考え ていたのとは異なり,下端筋の定着が良好で下端筋引張 側での曲げ耐力が増大したため、両方向の曲げともにス タブ境界部に塑性ヒンジが発生し、スタブ境界部におけ る鉄筋のひずみ硬化に伴って、次第に中央部に向かって 塑性域が進展し,最終的にハンチ始点部にいたったもの と推察される。

ー方で、直線梁において計算値における終局モーメン ト計算値は12.66[kNm]であり、実験において計算値とほ ぼ同じ値での主筋の降伏を確認した。

### 3.2 区間変形の曲げ、せん断成分分解

区間 A,B,D,E の変形を曲げ変形成分とせん断変形成分 に分解する。**図ー5**に成分抽出図を示す。区間 A,B,D,E に おいて,その1区間の端部側の測定回転角を $\theta_m$ とし,内 部側の測定回転角を $\theta_n$ とする。その区間におけるせん断 成分変形角を $\theta_s$ とし曲げ成分変形角を $\theta_f$ とする。両者の 関係は次式(2)で示される。

$$\begin{cases} \theta_s = \frac{1}{2}(\theta_m + \theta_n) \\ \theta_f = \frac{1}{2}(\theta_m - \theta_n) \end{cases}$$
(2)

図-6 にせん断力と各区間 A,B,C,D,E における前述の 変形成分の部材角寄与分の関係を示す。実線はせん断変 形成分,破線は曲げ変形成分を示している。区間 C にお いては,図-5 に示した成分分解は無意味であるので区 間変形をそのまま示した。

ハンチ付き梁において,端部の区間A及びEにおける 変形成分は曲げ変形成分,せん断変形成分ともに他の部 分と比較し大きい。区間B及びDにおける曲げ変形成分 に関しては,区間A,Eと比較すると小さいが,直線梁の 同区間の関係と比較すると大きい。また,区間B,Dにお いては,例えば同じせん断力が正側の載荷において,曲 げの方向は上端筋引張(区間B),下端筋及びハンチ筋引





### 表-3 R=±0.04時の変形成分比率

ハンチ付き梁		А	В	С	D	Е		ハンチ付き梁	А	В	С	D	Е
曲げ変形成分	P = +0.04	24%	17%	5%	14%	25%	[ [	R=-0.04	31%	10%	- 5%	4%	35%
せん断変形成分	K \0.04	3%	5%		3%	5%	Ī		4%	3%		5%	5%
	-												
直線梁		Α	В	С	D	E	[ [	直線梁	А	В	С	D	Е
曲げ変形成分	R=+0.04	28%	8%	0%	6%	27%	[ [	R=-0.04	37%	5%	1%	3%	35%
せん断変形成分		8%	6%		2%	14%	Ī		15%	3%		2%	15%

張(区間 D)と異なるが、いずれも、せん断力が正側の変 形が負側の変形を上回る結果となっている。この正負の 変形差の要因について説明するには至っていないが、少 なくともハンチ始点部を含む B,D 区間において、塑性変 形の進行度合いに対する正負曲げの方向に関する有意 差は見られない。

直線梁において, 端部の区間 A 及び E における回転角 がハンチ付き梁と比べ大きく, 特にせん断変形成分がハ ンチ付き梁と比較し 2 倍程度大きく計測された。また, せん断変形成分については著しいスリップ性状を呈す ることが認められた。区間 B,D におけるせん断変形成分 はハンチ付き梁の同区間と同程度の変形が見られた。さ らに区間 A,E と同様にせん断変形成分のスリップ性状が 確認された。図-4 に示すせん断力と部材角関係におい てスリップ性状が見られたのは, 梁全体のせん断変形成 分が原因であると考えられる。

**表-3** に部材角が±0.04[rad]となる時の全体変形に対 する各区間の変形成分の比率を示す。ハンチ付き梁にお いて,区間 A,B,D,E の変形成分は全体に分布している。 区間 B,Dにおけるハンチ筋が伸長される場合の変形成分 はどちらの主筋が先に伸長されても曲げ成分,せん断成 分ともにほとんど差はない。一方で,上端筋が伸長され る場合において先に上端筋が伸長される区間 Bの曲げ変 形成分は 17%であるのに対し,先にハンチ筋が伸長され る区間 D の曲げ変形成分は 4%であり,4倍程度の差が 生じた。せん断変形成分はどちらも 5%で差は見られな かった。また,直線梁においてスタブ境界部の曲げ変形 成分,せん断変形成分がハンチ付き梁と比較しともに大 きいことがわかる。

図-7 にハンチ付き梁,及び直線梁のひび割れ最終状態の写真を示す。ハンチ付き梁において、スタブ境界部に曲げひび割れが確認できるほか、区間 A,E にもひび割れが見られ、区間 B,D においても区間 A,E と同程度のひび割れを確認できる。直線梁において、ハンチ付き梁と同様にスタブ境界部に曲げひび割れが見られるほか、境界部より内側の区間 A,E の範囲内の位置にせん断ひび割れがハンチ付き梁よりも多く見られ、そのひび割れ幅も大きい。区間 B,D の範囲において、ひび割れがわずかに





直線梁 図-7 ひび割れ写真



見られたが、その幅は狭い。区間 C において全くひび割れは確認できなかった。

### 3.3 軸方向変形

図-8 にハンチ付き梁及び直線梁のせん断力と軸方向 変形の関係を示す。ハンチ付き梁において、区間 A,E の 変位は大きいが区間 B,D の変位も区間 A,E の 1/2 以上と なっている。直線梁の軸方向変位は区間 A,E においてハ ンチ付き梁の 2 倍程度伸長している。区間 B,D における 軸方向変位は区間 A,E と比較すると極端に小さく、また ハンチ付き梁と比較しても小さい。

表-4 に部材角が±0.04[rad]における軸方向変形に対 する各区間の変形の比率を示す。ハンチ付き梁に関して 区間 B,D では区間 A,E と比較すると小さいが,直線梁の 同区間の比率と比較すると差はない。直線梁はハンチ付 き梁と比較し軸方向変位においてもスタブ境界部に変 形が集中する。C に関して,ハンチ付き梁及び直線梁と もに変形はほとんど生じていない。

# 4. 結論

ハンチ付き梁,並びに直線梁に逆対称強制曲げの試験 を行った結果以下のような結論が得られた。

- (1) スタブ境界部において定着を全く考慮していない 下端筋は構造規準に示されている必要定着長さの 2/3 程度しか確保されていないが、実験において主 筋は降伏し、耐力の差に大きな影響を与えた。
- (2) ハンチ付き梁の回転角及び軸方向変形は、直線梁では回転角及び軸方向変形ともにスタブ境界部に集中するのに対し、スタブ境界部の変形が減り、ハンチ始点部にも変形が大きく見られた。
- (3) 直線梁の変形には、せん断変形成分の寄与がハンチ 付き梁に比べて大きい。

## 参考文献

- 1) 坪井善勝:短期応力を対象とするはりハンチの 配筋効果に関する実験的研究,日本建築学会論 文報告集, No.54,1956,10
- 東洋一:鉄筋コンクリートハンチ付き梁の実験 的研究,日本建築学会研究発表会梗概集, No.36,1965,6
- 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造 計算規 準・同解説 2010
- 4) 日本建築学会:鉄筋コンクリート構造 計算規
  準・同解説 1988 1991 一部改