Architectural Institute of Japan

U.D.C. 624.014.5 : 539.4

日本建築学会論文報告集
第195号・昭和47年5月

偏心K型ブレース架構の特性に関する研究

正会員 藤本盛久[1)]　同 青柳司[2)]
同 鵜飼邦夫[3)]　同 和田章[4)]
同 斎藤勝彦[5)]

1. 序

現在，構造物の耐震設計は，その動的応答解析に際して，外乱の取扱い，構造物のモデル化等，仮定上，多くの問題をかかえているが，一応 200～300 ガル程度の地震に対しては弾性応答，300 ガル以上に対して弾塑性応答に対する解析を行ない，その結果を評価することによって設計が進められている。基本的な外乱の問題をのぞけば，弾性応答解析に対しては，特に問題となる事項は少ないが，弾塑性応答解析については，荷重変形関係における降伏点，剛性など，特に壁付架構，ブレース架構などの場合に多くの問題が残されているようである。

本論文は，このような見地から，特にK型ブレース架構（K型ブレースが組み込まれたラーメン）を取上げ，弾塑性域における特性を実験的・理論的に追及したものである。

一般に，通常のブレース架構の特性は，

1. ブレースが最初に塑性域に入りやすく，圧縮側ブレースの座屈により架構全体の耐力と剛性の激減が生ずる。

2. ブレースの取り付く側柱に応力集中が起こる。（層間変位角による曲げモーメントと，大きな軸力が同時に生ずる。）

3. 高層ビルで，ラーメンと併用した場合，下層では，ブレース架構の剛性が大きすぎ，水平力のほとんどを分担してしまう為，ラーメンの能力を十分に発揮させることが難かしい。

これらの特性は，架構そのものの靭性が，失なわれる傾向を示しているといえる。

筆者らは，このようなブレース架構の一つとして，K型ブレース架構をとりあげたのであるが，この架構のブレースを梁中央部で偏心させることにより，架構特性がどのように変化するか，具体的には偏心距離をパラメーターにし，弾塑性域における架構特性，崩壊過程，各部の応力状態，ブレースの座屈，梁中央ウェブの性状とスチィフナー補強の効果，特に偏心部ウェブのせん断降伏により，ブレースの安定性を保ちつつ，全体として靭性のある架構特性が得られるかどうかに注目し，実験と解析を行なったものである。（このような架構を Fig. 2.1 に示し，以降これを偏心K型ブレース架構と呼ぶ。）

従来ブレース架構に関する研究および実験[1)~3)]は，二，三行なわれているが，偏心K型ブレースの実験，解析は，ほとんど行なわれておらず，不明な点が多い。

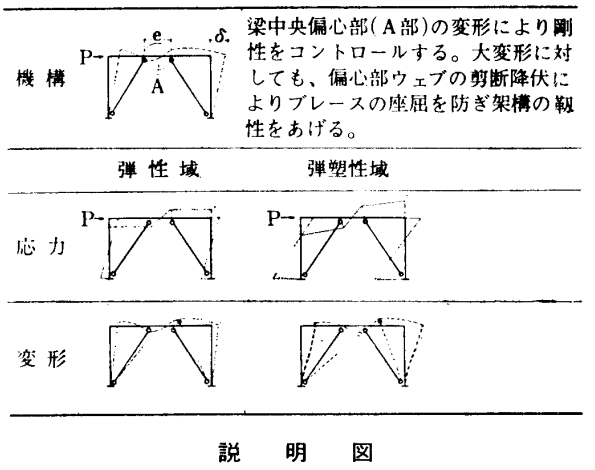
2. 偏心 K 型ブレース架構の特性

2-1 偏心距離と架構特性

架構の特性を定性的にとらえるために，Fig. 2.1 に示す一層の架構を例にとり偏心距離をパラメーターにし，数値解析を行なった。

なお解析には，次の仮定を設けた。

仮定 1. 部材はすべて線材とする。
2. 部材の変形は，軸力変形，曲げ変形，せん断変形を考慮する。
3. 柱梁の接点を shear pannel として考え，その変形を考慮する。



説　明　図

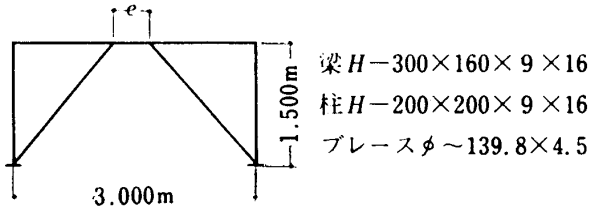


Fig. 2.1

1) 東京工業大学教授　工博
2) 日建設計大阪事務所構造部主任
3) 日建設計大阪事務所構造部
4) 日建設計コンピューター室
5) 竹中技術研究所

（昭和 46 年 12 月 20 日本稿受理・討論期限昭和 47 年8月末日）

NII-Electronic Library Service

4. 部材の降伏荷重の算定は，

a) 曲げ，軸力に関しては，部材の M-N interaction-curve を設定し，算定する。

b) せん断降伏は部材のせん断応力度が $\sigma_y/\sqrt{3}$ を越えた時降伏したと見なし，算定する。

	材質	降伏応力度 (t/cm²)	最大強さ (t/cm²)	弾性係数 (t/cm²)
PL-9	SS 41	2.75	4.53	2.1×10^6
PL-16	SS 41	2.75	4.53	2.1×10^6
ϕ-139.8×4.5	SM 50 相当	4.54	5.44	2.1×10^6

解析結果を Fig. 2.2～2.5 に示す。

Fig. 2.2 は，偏心距離と初期剛性の関係を示したもの。

Fig. 2.3 は，荷重 $P=100$ t とした場合の偏心距離と各部応力の関係を示したもの。

Fig. 2.4 は，変位 $\delta=1.0$ cm とした場合の偏心距離と各部応力の関係を示したもの。

Fig. 2.5 は，各部が弾塑性にあるものとした場合の偏心距離と各部降伏荷重の関係を示したものである。

これらによれば，

1) ブレース部材の座屈は偏心を設けることによっておくらせることが可能である。

2) その場合梁中央ウェブ部は，早い段階に塑性に入る。

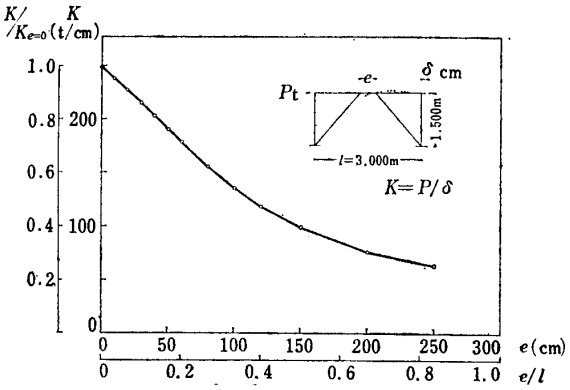


Fig. 2.2 $K\sim e$

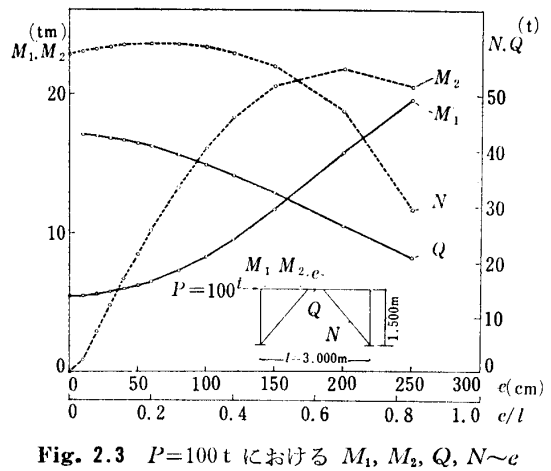


Fig. 2.3 $P=100$ t における M_1, M_2, Q, $N\sim e$

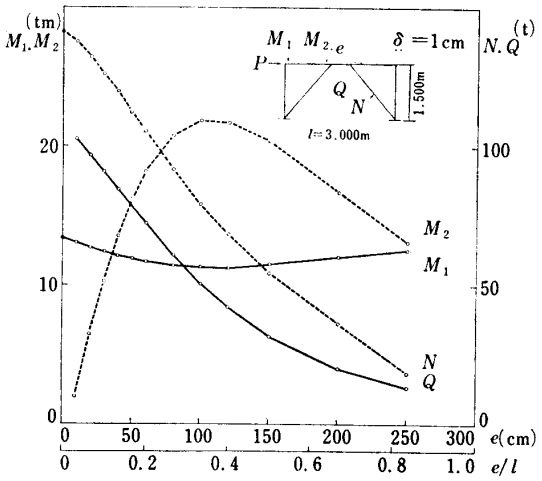


Fig. 2.4 $\delta=1.0$ cm における M_1, M_2, Q, $N\sim e$

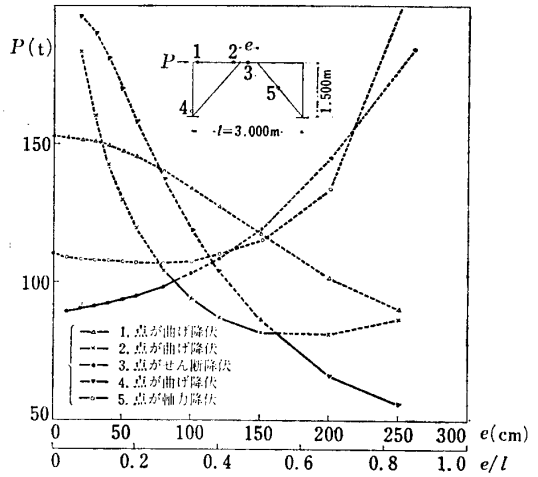


Fig. 2.5 部材の降伏荷重～e

3) 偏心距離によって初期剛性の低下が生ずるが，降伏荷重はあまり変らない。

といえる。

偏心させることによって期待される構造上の効果は，初期剛性を適当にコントロールすることと，弾塑性域での靭性を得ることであるが，偏心距離を適当に選ぶことによって，これらの効果を期待することが可能といえる。

2-2 梁中央ウェブの性状

I型梁におけるせん断力は，ウェブの座屈までは梁作用で伝達され，座屈以後は斜張力により座屈の進行は拘束され，座屈波形方向のみに主応力が存在するいわゆる斜張力場を形成し，フランジと垂直補強材から成るトラス作用によって伝達される。

このことは，幅厚比，アスペクト比 $\beta=$(中間スティフナー間隔)/(ウェブプレートの幅) 補強材の剛性，等によって，その性状は異なってくるが，実際の高層建築で用いられている幅厚比 30～60 程度では，ウェブのせん断降伏後もかなりの荷重に耐えられ，座屈現象は，徐々に進行し，いわゆる飛移現象[4)~6)]はみられない。

偏心K型ブレース架構の梁中央部は，大きなせん断力をうけるI型梁の状態と類似したものと考えられ，架構

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

の靭性に大きく影響を与えている。

3. 実　　験

3-1 試 験 体

試験体の大きさ，部材の断面については，実際の構造物に設計された架構の 1/2 を基準として計画した。

試験体の種類は，Table 3.1 に示す 4 種類とした。

試験体の詳細を Fig. 3.1 に示す（但し，B-2, B-3 試験体についてのみ示し，A-1, C-4 試験体については，これに準ずるので省略した。）試験体は，中央に剛な部材を設け，両側に一層の架構を水平に配した対称形とした。

使用材料，柱，H-200×200×9×16 (Built-H)

梁，H-300×160×9×16 (Built-H)

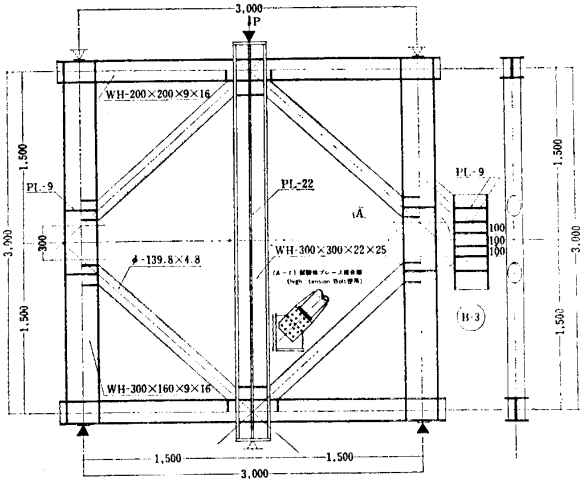


Fig. 3.1 試験体 (B-2, B-3) (単位：mm)

Table 3.1

試験体	A−1	B−2	B−3	C−4
(mm) 偏心距離	0	300	300	500
梁中央パネルスチフナー	な し	な し	あ り	な し
加力繰返数	正負 2.5 サイクル	正負 2.5 サイクル	正負 2.5 サイクル	正負 2.5 サイクル
D G	32	48	48	48
W S G	132	172	172	172

Table 3.2

番号	断面寸法 t×b(mm)	断面積 (mm²)	降伏応力度 (kg/cm²)	引張強さ (kg/cm²)	降伏応力度/引張強さ	弾性係数 (×10⁶kg/cm²)	のび (%)	切断位置	備考
1	9.00×40.03	360.3	2,775	4,550	0.609	2.1	28.48	A	PL−16(SS41) 柱梁 flange
2	8.97×40.05	359.5	2,795	4,530	0.616	2.0	26.35	A	
3	9.08×40.05	363.7	2,695	4,470	0.603	2.2	28.15	A	
4	9.10×40.03	364.0	2,760	4,540	0.608	2.0	29.90	A	
平均	9.04×40.04	362.0	2,756	4,523	0.609	2.08	28.22		
5	15.92×40.03	637.0	2,730	4,540	0.601	2.1	29.25	A	PL−9(SS41) 柱梁 web
6	16.00×39.95	639.0	2,755	4,540	0.607	2.0	28.58	A	
7	15.93×40.05	637.0	2,730	4,520	0.604	2.1	28.53	A	
平均	15.95×40.01	638.2	2,738	4,533	0.604	2.07	28.79		
8	5.0 ×38.0	190.0	4,310 (4,430)	5,250	0.821 (0.844)	2.04	28.2	A	φ−139.8×4.5 (STK50相当) brace ( )内は残留歪 0.2%による値
9	5.0 ×37.7	188.5	4,560 (4,710)	5,390	0.847 (0.874)	2.08	24.2	A	
10	4.7 ×37.65	177.0	4,745 (4,870)	5,680	0.835 (0.857)	2.16	29.0	A	
平均	4.9 ×37.78	185.1	4,538 (4,670)	5,440	0.834 (0.858)	2.09	27.14		

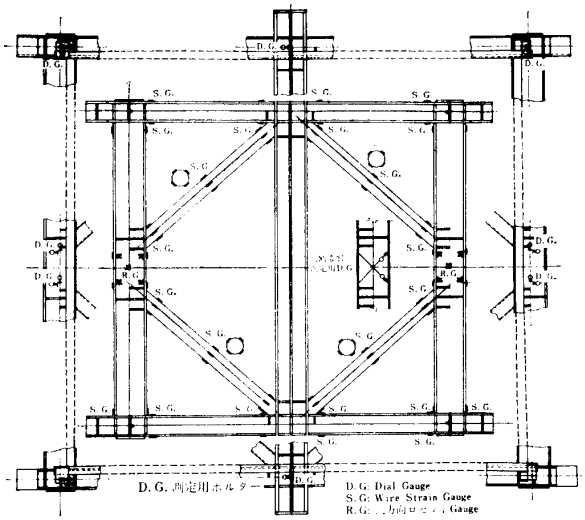


Fig. 3.2 変形とひずみの測定方法

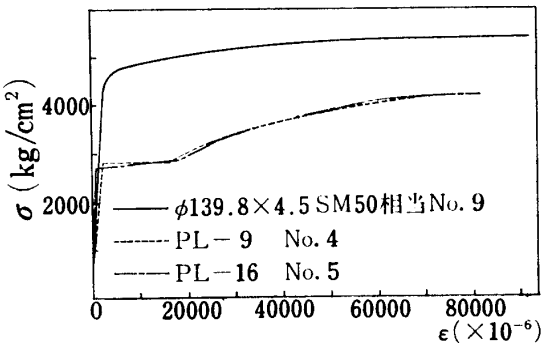


Fig. 3.3 σ～ε 関係

ブレース，φ～139.8×4.5

材質は，プレート，SS 41，パイプ，STK 50 相当

各材の接合は，A-1 試験体のブレースと柱との取り付部のみ高力ボルト（HT-16φ）とし，他は全て溶接とした。これは，解析を単純にするためであるが，A-1 試験体のみは，実際の構造物の接合に近いということで一端を高力ボルト接合にした（Fig. 3.1 参照）。

なお材料の機械的性質を Table 3.2 および Fig. 3.3 に示す。

3-2 実 験 方 法

実験は，Fig. 3.1 に示すように，一端単純支持，他端ピン支持として，中央に加力する方法とし，負方向載荷時は，試験体を反転して行なった。

載荷は，竹中技術研究所の 1000 t 試験機を使用して行ない，各供試体とも，第 1 回載荷時は，荷重変位関係の折点付近まで載荷し，負方向もほぼ正方向載荷時に対応する荷重点まで載荷した。その後，荷重振幅を増加させ，3 サイクル正方向載荷で破壊させた。

測定は，Fig. 3.2 に示すように各部の変位を D.G.（ダイアルゲージ）により，ひずみを W.S.G.（ワイヤストレインゲージ），R.G.（ロゼットワイヤストレインゲージ）により測定し

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

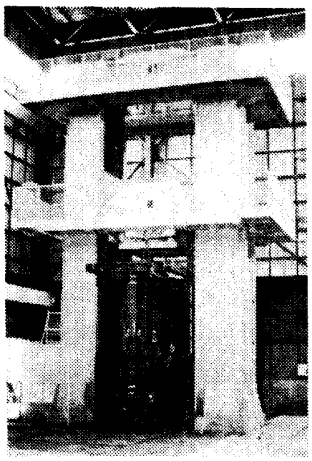


Photo 3.1

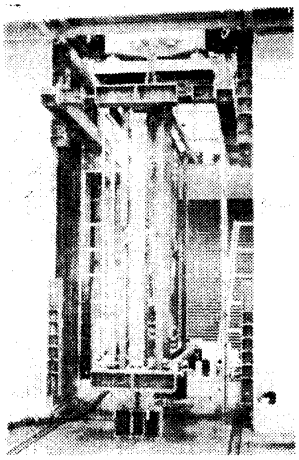


Photo 3.2

た。パネル部分のせん断変形の測定は，Fig. 3.2 に示したように，パネル部分の対角線上裏表に4つの D.G. を設置して行なった。

4. 理論解析

理論解析は，変分原理を基礎としたマトリックス変位法によって行なった*。

すなわち外力を序々に増加させながら，そのたびに外力に釣合う内力が得られるまで繰返して，増分変位 Δu（ベクトル）を求め，その結果を累積しながら崩壊過程を追ってゆく方法である。

ある i-state の状態が既知なとき $(i+1)$-state に達するために必要な増分変位 Δu は次のようにして求められる。

Δu の増分が生じた時に，全部材内に保たれるひずみエネルギー U は i-state の状態において全体剛性マトリックスを K^i，部材内力に釣合うべき節点内力のベクトルを $F_{内}{}^i$ とし，Δu の転置ベクトルを Δu^T とすると

$$U=1/2\,\Delta u^T K^i \Delta u+\Delta u^T F_{内}{}^i$$

となる。

外力のなす仕事 W は全外力ベクトルを $F_{外}{}^i$ とすると

$$W=\Delta u^T F_{外}{}^i$$

である。

故に $(i+1)$-state におけるポテンシャルエネルギー Π は

$$\Pi=\Pi_0+1/2\,\Delta u^T K^i \Delta u+\Delta u^T F_{内}{}^i-\Delta u^T F_{外}{}^i$$

と計算される。

Δu は釣合状態においてポテンシャルエネルギーは停留しているということから，変分原理を用いて求められる。つまり任意の $\delta\Delta u$ に対して

$$\delta\Pi=0$$

でなければならない。これより

$$K^i \Delta u+F_{内}{}^i-F_{外}{}^i=0$$

なる連立方程式を得る。

この式を各 state ごとに解き Δu を求めて，その結果を累積してゆけば弾塑性解析が出来る。

以上の方法により次に示す仮定に基づいて，各試験体に対して交番繰返し荷重による弾塑性解析を行なった。

1. 部材は全て線材としてあつかう。
2. 部材の変形は，軸力変形，曲げ変形，せん断変形を考慮する。
3. 柱，梁の節点を shear panel として考え，その変形を考慮する。
4. 鋼管ブレースの軸力と軸方向変形の関係は，Fig. 4.1 に示す Bi-linear 型とする。

   ブレースの座屈荷重の計算は学会の設計規準に与えられている (4.1) 式に準じ，

$$\sigma_{cr}=\frac{\left\{1-0.4\left(\frac{\lambda}{\Lambda}\right)^2\right\}}{\nu}\cdot\sigma_y \quad \cdots\cdots(4.1)$$

   但し，$\Lambda=\pi^2E/\sigma_p$

   次に示すような仮定によって計算した。

   $\nu=1.0$

   $\sigma_p=\sigma_y=4.60\ \mathrm{t/cm^2}$

   l_k のとり方は，A-1 試験体は，高力ボルト接合部中心と，ブレース材と梁材との軸線の交点までの長さをとり，B-2, B-3, C-4 試験体は，軸線の交点間の長さの 0.7 倍を l_k とした (Table-4.1)。

   座屈後の剛性は，いまだ不明な点が多く，非常に大胆な仮定であるが[6]，Fig. 4.1 に示すように，初期勾配 α t/cm に対して $-\alpha/50$ t/cm と仮定した。($-\alpha/10$ t/cm とした場合についても解析したので Fig. 4.5 にその結果を示す)
5. 曲げモーメント M と曲率 φ の関係は，Fig. 4.2 に示す完全弾塑性とする。M_{PC} の算定は学会の鋼構造塑性設計規準案によっている。

Table 4.1

	i (cm)	l (cm)	l_K (cm)	λ	$1-0.4(\lambda/\Lambda)^2$
A－1	4.79	212.1	172	35.9	0.89
B－2	4.79	201.5	141	29.5	0.92
C－4	4.79	196.0	137	28.6	0.93

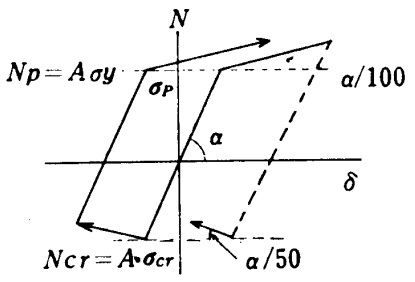


Fig. 4.1

* 詳細は文献 7) 参照

NII-Electronic Library Service

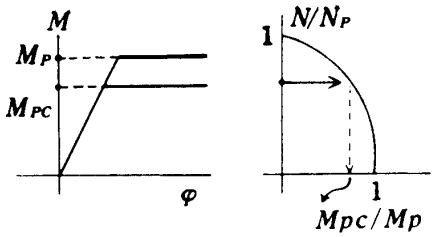


Fig. 4.2

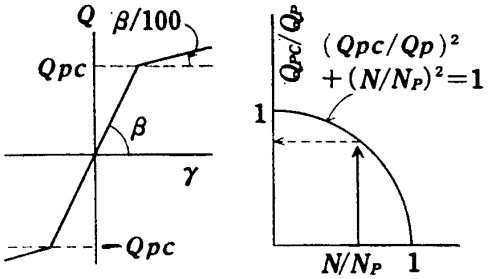


Fig. 4.3

6. せん断力とせん断ひずみの関係は，Fig. 4.3 に示す Bilinear 型とする。Q_{PC} はフォン・ミーゼスの式 (4.2) を

$$\sqrt{\sigma^2+3\tau^2} \leqq \sigma_y \quad \cdots\cdots(4.2)$$

変換して (4.3) 式を求め，N, N_P, Q_P をこれに代入して算定した。

$$\left(\frac{N}{N_P}\right)^2+\left(\frac{Q_{PC}}{Q_P}\right)^2 \leqq 1 \quad \cdots\cdots(4.3)$$

7. 力の向きと逆の方向へ変形が進んだ時，ならびに除荷の場合は弾性回復させる。

8. $P\Delta$ effect を考慮する。

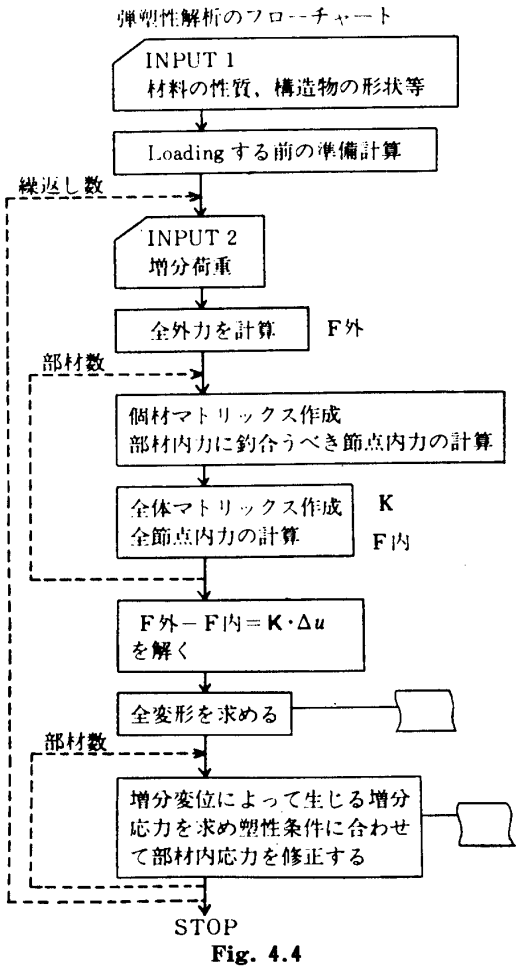


Fig. 4.4

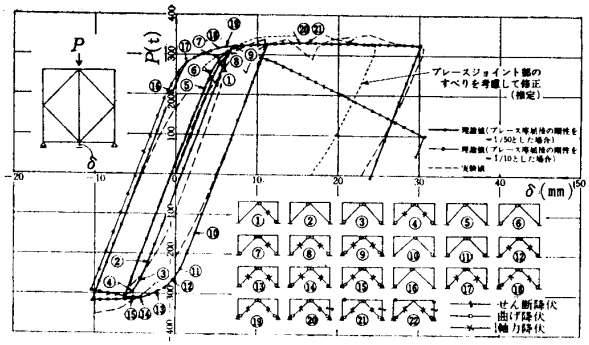


Fig. 4.5 A-1 $P\sim\delta$ RELATJON

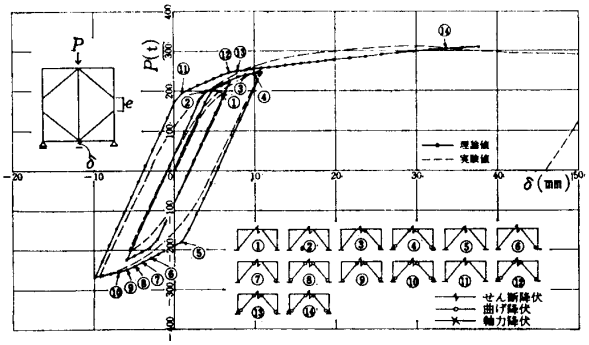


Fig. 4.6 B-2 $P\sim\delta$ RELATION

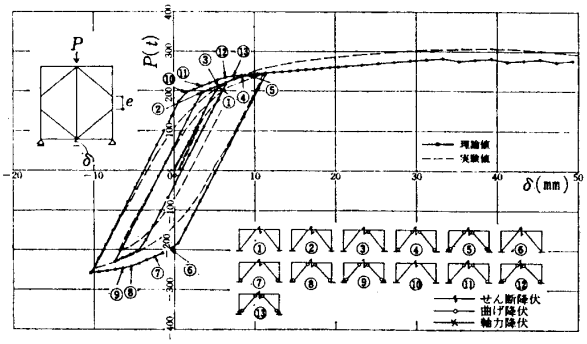


Fig. 4.7 C-4 $P\sim\delta$ RELATION

この仮定に述べた条件に基づきながら，$F_{内}^{i}$ を計算し繰返し計算を行なうことによって弾塑性解析を行なう。たとえば柱の降伏モーメントが軸力の増加によって減少する影響は，ベクトル $F_{内}^{i}$ のその plastic-hinge の降伏モーメントを示している値において，M_{PC} が減少するために不釣合が生じ，その時点の剛性に応じて力の再配分が自動的に行なわれることによって配慮される。

この解析の手順を Fig. 4.4 にフローチャートで示す。なお，各試験体についての解析結果は，Fig. 4.5〜4.7 に示す。

5. 実験結果と考察

5-1 荷重変位関係 ($P\sim\delta$)

各試験体の $P\sim\delta$ 関係を Fig. 5.1 に示す。

≪A-1≫ 初期剛性は 530 t/cm，$P\sim\delta$ 関係は，P=150 t までほぼ直線となっており，P=200 t ぐらいまでは，剛性低下の度合いも少ない。第2サイクル正荷重 P

NII-Electronic Library Service

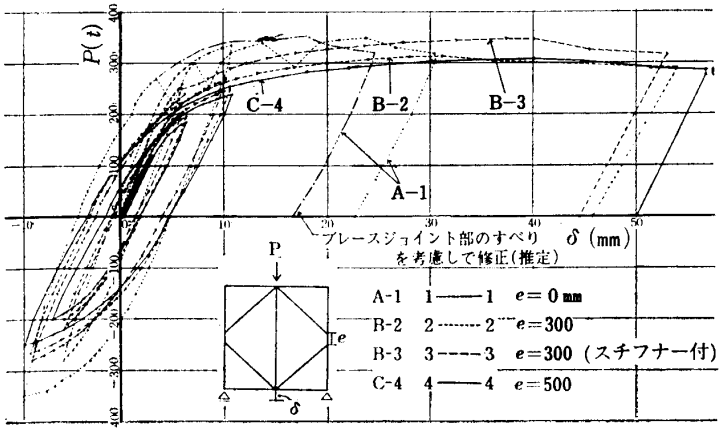


Fig. 5.1 P～δ RELATION

=320 t(δ=8.66 mm) で両方の圧縮側ブレースの座屈が認められ，負方向載荷時も P=−320 t (δ=−5.75 mm) で同じ現象が観察された（ブレース中央の W.S.G. の読みから判断すると，少し早く座屈に入っていると考えられる)。続いて P=−330 t 付近で，ブレース接合部のすべり現象がおきた。

第3サイクル正荷重 P=347 t(δ=23.77 mm) を最大としてブレースが大きく面外に座屈し，梁のねじれをともなって，急速に荷重低下をきたした。

≪B-2≫ 初期剛性は 420 t/cm, P～δ 関係は，120 t までほぼ直線となっており，

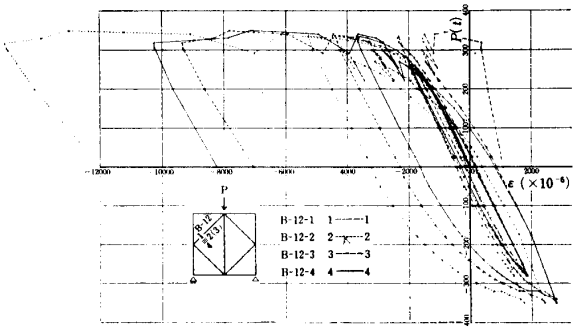


Fig. 5.2 A-1 P～ε (BRACE)

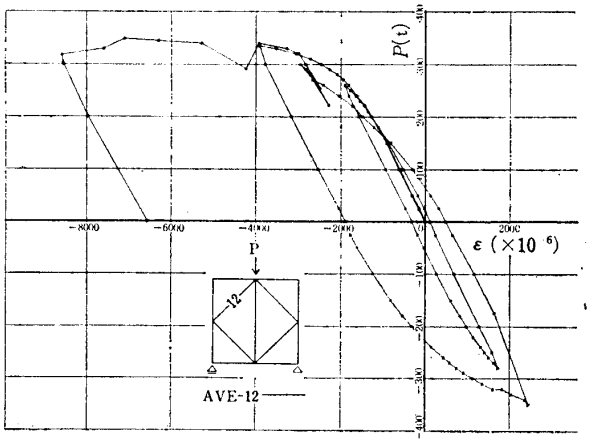


Fig. 5.3 A-1 P～ε (BRACE)

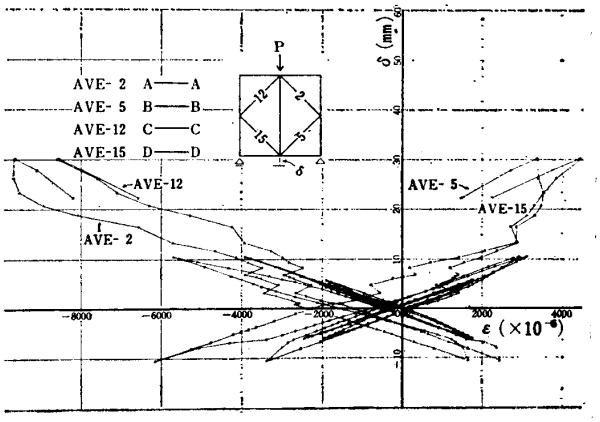


Fig. 5.4 A-1 δ～ε (BRACE)

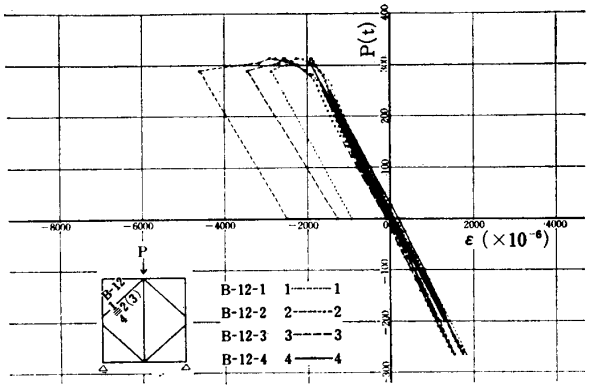


Fig. 5.5 B-2 P～ε (BRACE)

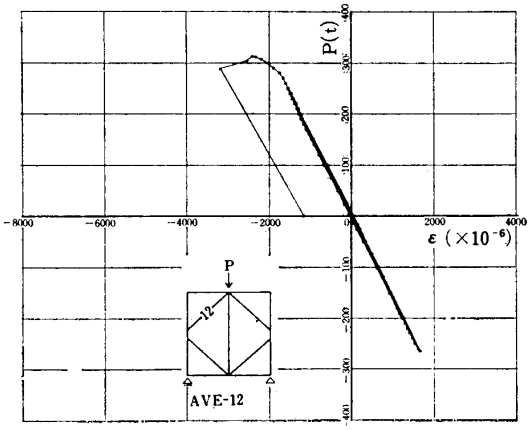


Fig. 5.6 B-2 P～ε (BRACE)

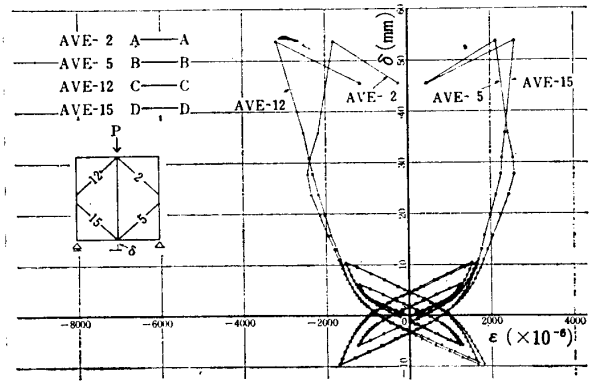


Fig. 5.7 B-2 δ～ε (BRACE)

NII-Electronic Library Service

P=160 t あたりから剛性は，初期剛性の約 1/2 までおちた。

第3サイクル正荷重 P=307 t (δ=24.02 mm) で梁中央ウェブ部の局部座屈があらわれたが，なおも荷重は，徐々に増大し，P=312.5 t (δ=31.21 mm) で最大となった。

その後の P～δ 関係は非常にゆるやかな下り傾斜を示したが，P=289.0 t (δ=54.02 mm) にいたり，変形制御の面から実験を終了した。

≪B-3≫ 初期剛性は，B-2 とほぼ等しいが，その後の剛性低下は B-2 に比較して，ゆるやかに起きた。P～δ 関係は，3 サイクル正荷重 P=300 t (δ=12 mm) あたりから，非常にゆるやかな上り傾斜となり，最大荷重 P_{max} は 347 t (δ=32.56 mm) となった。その後 P=325 t (δ=45.52 mm) でブレースの局部座屈が認められ，なおも載荷をつづけ P=316.0 t δ=53.0 mm でブレースの面外座屈を生じ，実験を終了した。

≪C-4≫ 初期剛性は 390 t/cm，P～δ 関係は，P=160 t までほぼ直線となり，その後，徐々に傾斜はゆるやかになり，P=267 t (δ=12 mm) あたりで，ほぼ水平に近づき，P=306 t (δ=40.01 mm) で最大荷重となった。

その後さらに載荷を続けたが，荷重低下は小さく，B-2 と同様，変形制御の面より，実験を終了した。

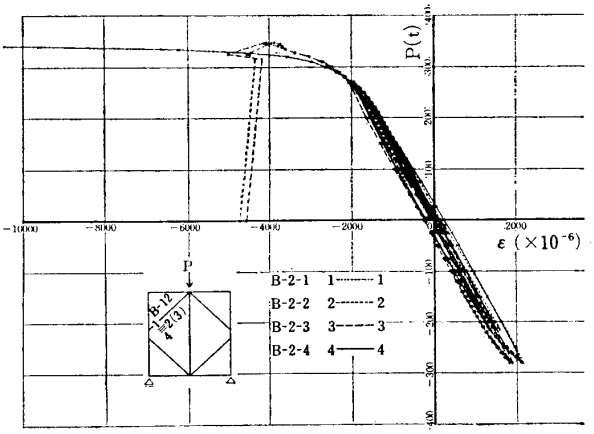


Fig. 5.8 B-3 P～ε (BRACE)

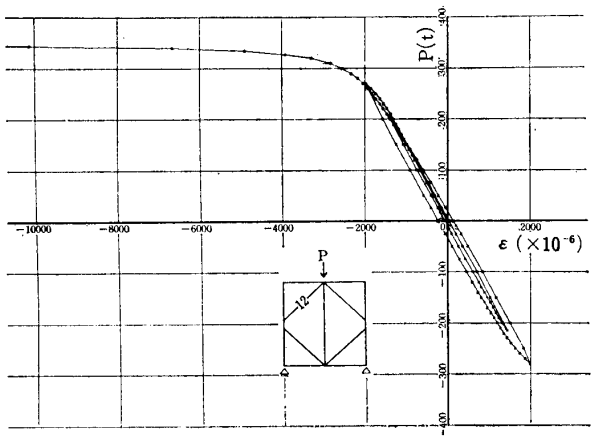


Fig. 5.9 B-3 P～ε (BRACE)

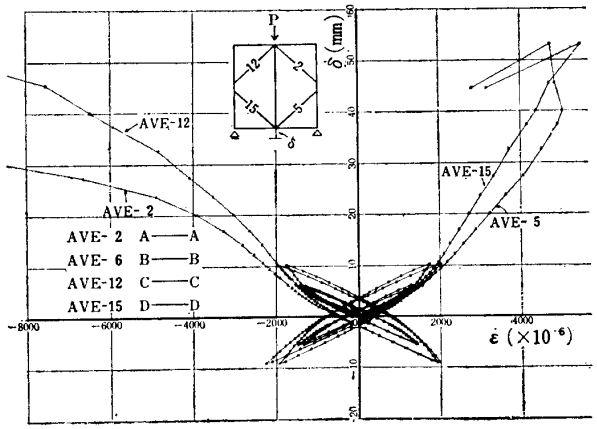


Fig. 5.10 B-3 δ～ε (BRACE)

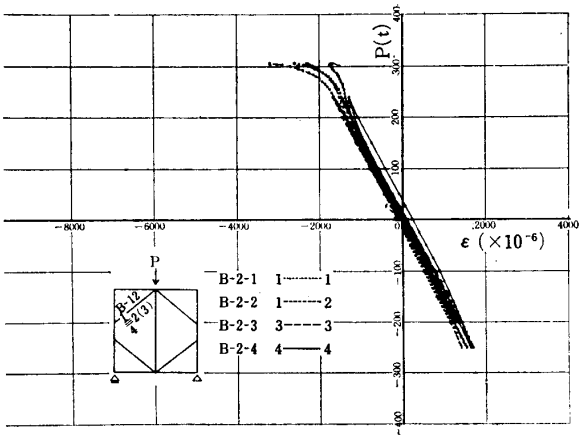


Fig. 5.11 C-4 P～ε (BRACE)

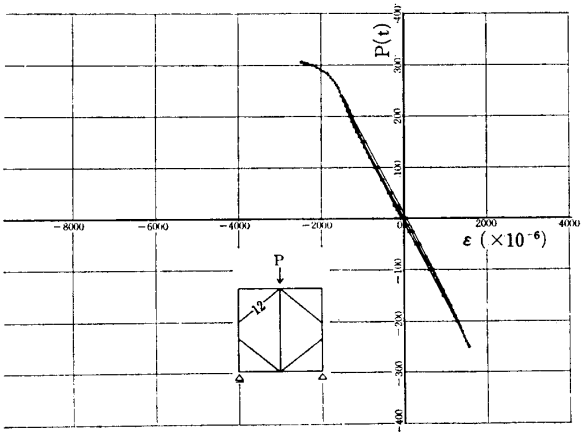


Fig. 5.12 C-4 P～ε (BRACE)

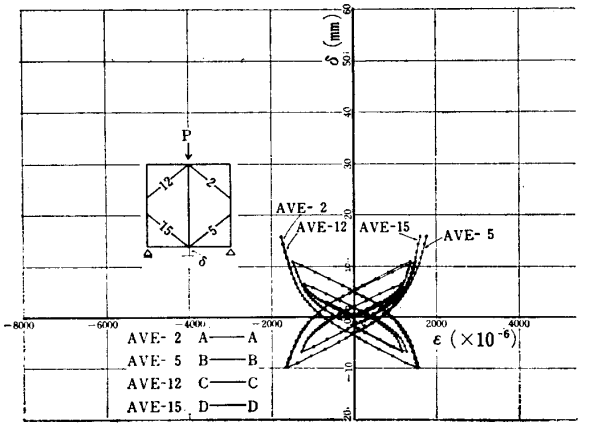


Fig. 5.13 C-4 δ～ε (BRACE)

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

理論解析の結果得られた P-δ 関係を示した Fig. 4.5～4.7 中に，併せて実験結果を記入してあるが，理論と実験はかなりよく一致している。

5-2 ブレース

ブレースの荷重，変位，ひずみ，の関係について Fig. 5.2～5.4 (A-1), Fig. 5.5～5.7 (B-2), Fig. 5.8～5.10 (B-3), Fig. 5.11～5.13 (C-4) に示す。

≪A-1≫ ブレース中央の4点のひずみと荷重との関係を示す Fig. 5.2 より，2 サイクル正荷重 P=260 t あたりから面外座屈現象が徐々にあらわれ，3 サイクル正荷重時では，さらに大きく面外へ座屈していることがわかる。

また Fig. 5.4 より，δ=6.0 mm 以上になると，大きく，左右の対称性がくずれているが，Fig. 5.2 とあわせ考慮すると，座屈現象が進行していくことを示していると判断できる。Fig. 5.3 は Fig. 5.2 の4面の W.S.G. 12 を平均したものである。

≪B-2, C-4≫ Fig. 5.5, 5.7 Fig. 5.11, 5.13 をみると載荷の範囲内では，最後までブレースの座屈現象は認められない。

≪B-3≫ Fig. 5.8, 5.10 をみると，P=320 t あたりからブレースの座屈現象が認められ，δ=20 mm をこえると左右の対称性は大きくくずれる。

5-3 梁中央ウェブ部

P～ε 関係（荷重と梁中央ウェブ部の中央のひずみ），P～γ 関係（荷重とせん断変位角）を Fig. 5.14～5.16 (B-2), Fig. 5.17～5.19 (B-3), Fig. 5.20～5.22 (C-4) に示す。

B-2, B-3, C-4 とも荷重の増大にともなって，ひずみは，大きく増大したが，正負繰返しによる履歴ループ

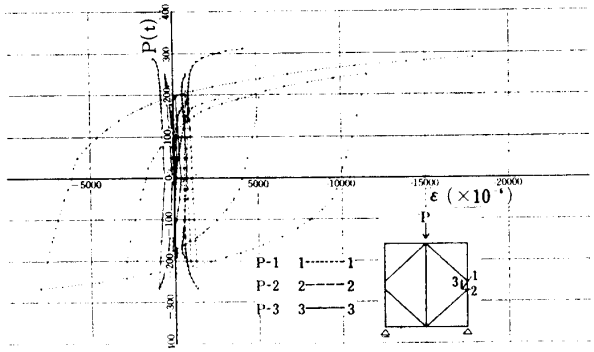


Fig. 5.14 B-2 P～ε (WEB)

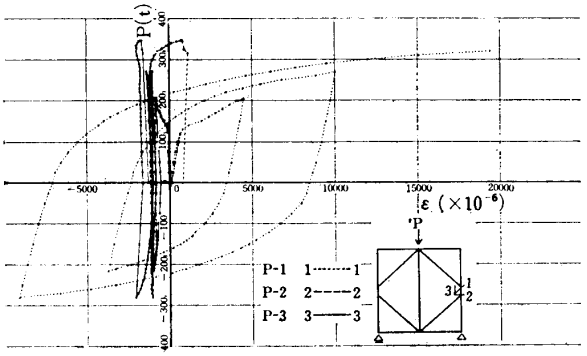


Fig. 5.17 B-3 P～ε (WEB)

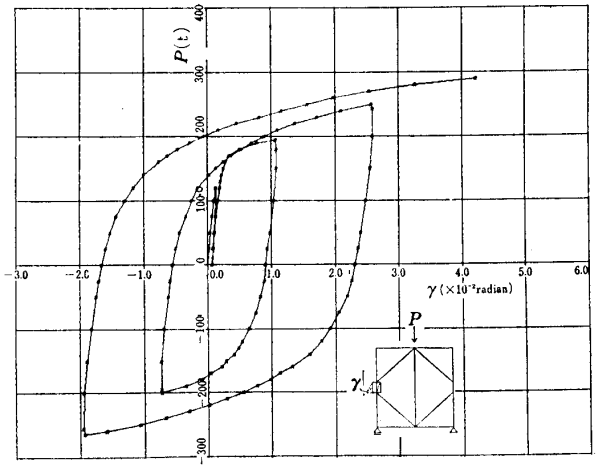


Fig. 5.15 B-2 P～γ (WEB)

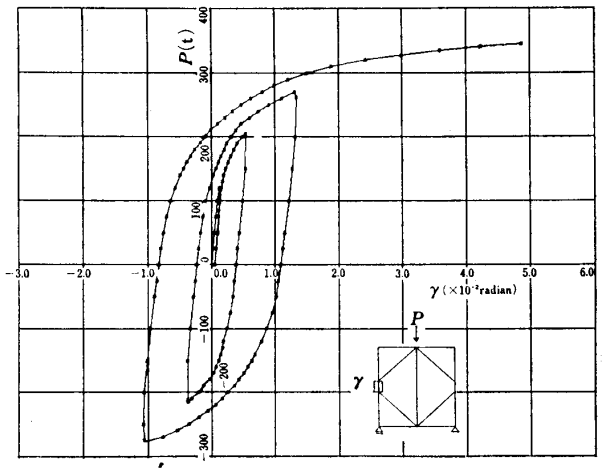


Fig. 5.18 B-3 P～γ (WEB)

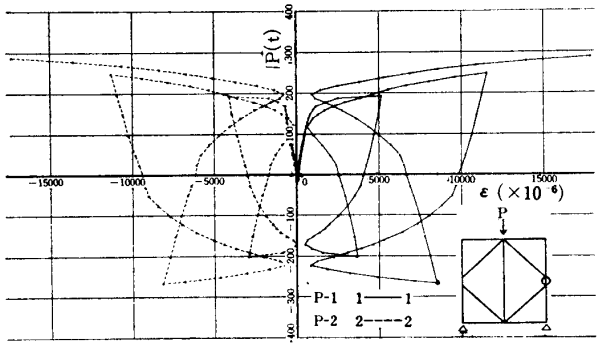


Fig. 5.16 B-2 P～ε (Principal strain of WEB)

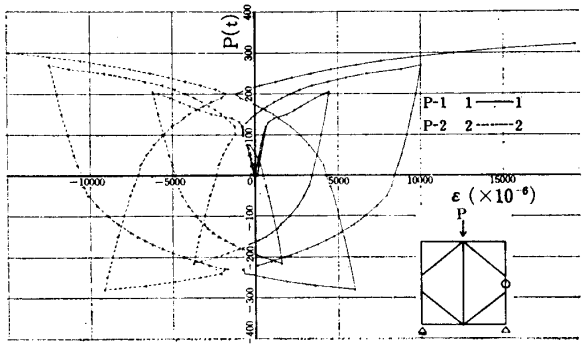


Fig. 5.19 B-3 P～ε (Principal strain of WEB)

NII-Electronic Library Service

は，安定している。

≪B-2≫　P=307 t(δ=24.02 mm) でウェブの局部座屈が生じ始めたが，荷重はなお増大し，P_{max}=312.5 t を示した。

≪C-4≫　P=304 t(δ=34.08 mm) でウェブの局部座屈を生じ始めたが B-2 と同様 P_{max}=306 t を示した。

≪B-3≫　ウェブの座屈は顕著には認められなかった。B-2 と比較して P～ε 関係は，弾性域，ではあまり相違は認められないが，スティフナーの効果で塑性域のひずみは B-3 の方がすくない。

5-4　崩壊過程

架構が崩壊にいたる過程を実験結果より求めたものが Fig. 5.23 である。

ここで梁中央ウェブ部の降伏は，P-γ 曲線と P-ε 曲

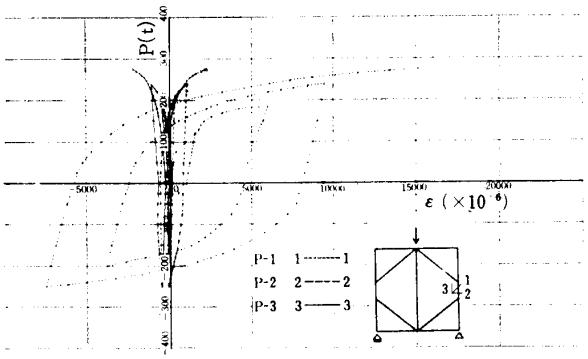


Fig. 5.20　C-4 P～ε (WEB)

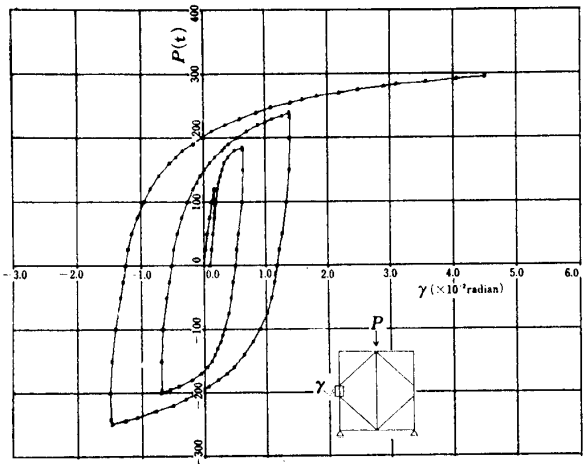


Fig. 5.21　C-4 P～γ (WEB)

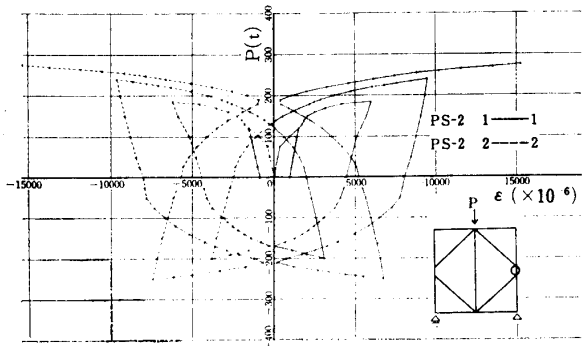


Fig. 5.22　C-4 P～ε (Principal strain of WEB)

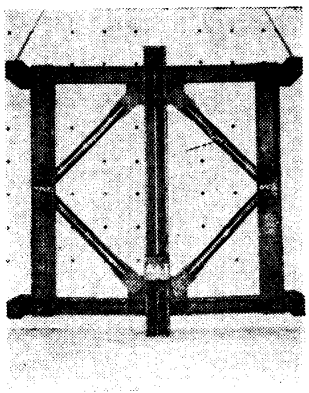


Photo 5.1

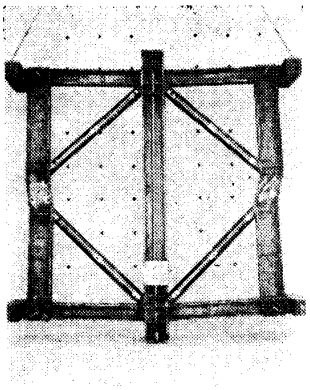


Photo 5.2

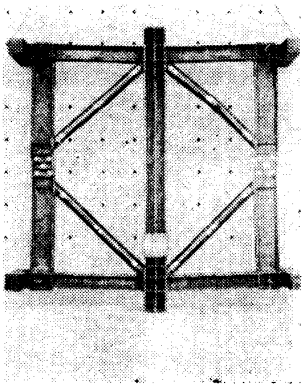


Photo 5.3

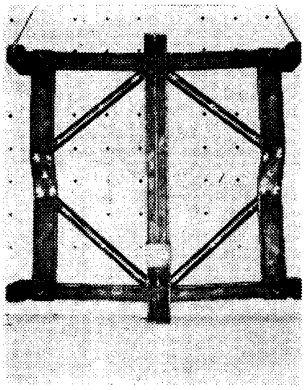


Photo 5.4

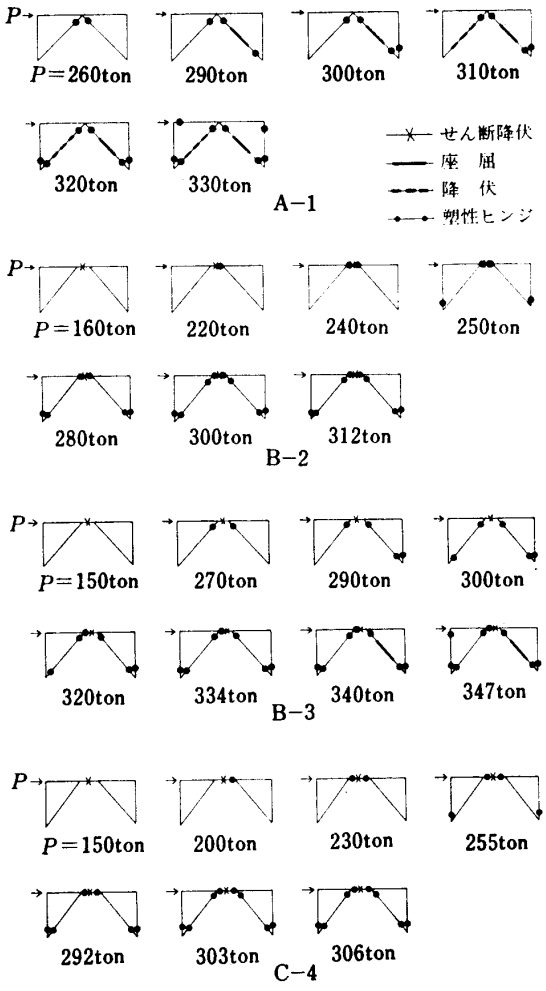


Fig. 5.23　崩　壊　過　程

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

線より，ブレース座屈および降伏は P-ε 曲線，δ-ε 曲線より求めた。柱，梁およびブレース端部の塑性ヒンヂは，この部分に貼付した W.S.G. によりひずみ度が降伏域に達した時として求めた（Fig. 3.2 参照）。

各試験体の崩壊後の状態を Photo 5.1, 5.2, 5.3, 5.4 に示す。

Table 5.1

試験体記号	偏心距離 e(mm)	最大荷重 P_{cr}(ton)	最大荷重時変位 δ_{cr} (mm)	$\frac{P_{cr}}{P_y}$	$\frac{\delta_{cr}}{\delta_y}$	$\frac{\delta_{cr}}{h}$
A－1	0	349.000	23.77 (18.10)	1.27	4.68 (3.56)	0.0158 (0.0121)
B－2	300	312.500	32.21	1.72	8.34	0.0215
B－3	300	347.000	37.06	1.91	9.60	0.0247
C－4	500	306.000	40.01	1.63	8.50	0.0267

Table 5.2

試験体記号	降伏エネルギー E_y (t·cm)	最大エネルギー E_u (t·cm)	エネルギー比 E_u/E_y
A－1	142.0	1,210	8.52
B－2	94.0	1,803	19.20
B－3	94.0	2,275	24.20
C－4	102.4	2,187	21.33

Table 5.3

試験体記号	ΔP_{95} (t)	Δ_{95} (cm)	K_{95} (t/cm)	K_0 (t/cm)	$\frac{K_{95}}{K_0}$
A－1	17.5	2.7	−64.6	530	−0.122
B－2	15.6	8.9	−17.5	460	−0.0383
B－3	17.4	7.4	−23.4	460	−0.0509
C－4	15.3	11.6	−13.2	390	−0.0338

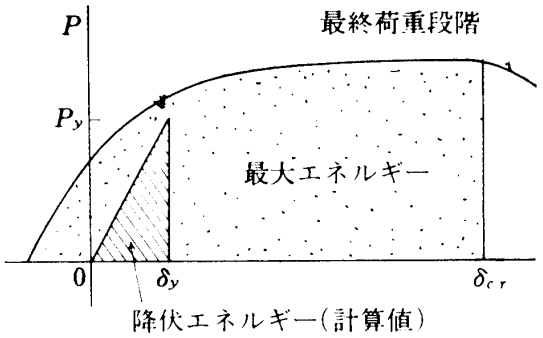


Fig. 5.24

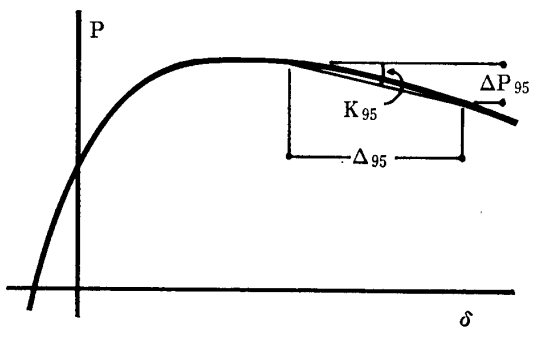


Fig. 5.25

5-5 架構の履歴特性

a) 最大荷重

P-δ 関係で極大値を示す位置より決定した最大荷重時の荷重（P_{cr}）と変位（δ_{cr}）を各試験体について表わすと Table 5.1 のようになる。A-1 試験体の（ ）内はブレースの高力ボルトを使用した接合部のすべり量を考慮して修正したものである。

これによれば，最大荷重は偏心を大きくすると小さくなる傾向がある。

また δ_{cr}/δ_y を比較した場合，B-3, C-4, B-2, A-1 の順に大きくなり，限界部材角（δ_{cr}/h）の場合は C-4, B-3, B-2, A-1 の順に大きい。

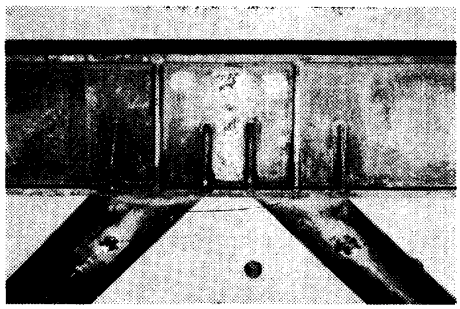


Photo 5.5

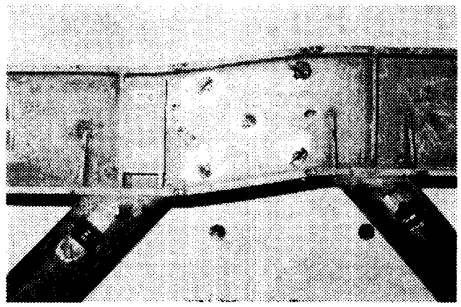


Photo 5.6

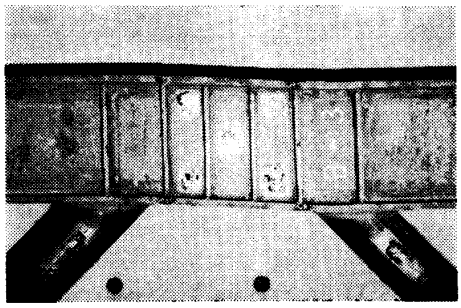


Photo 5.7

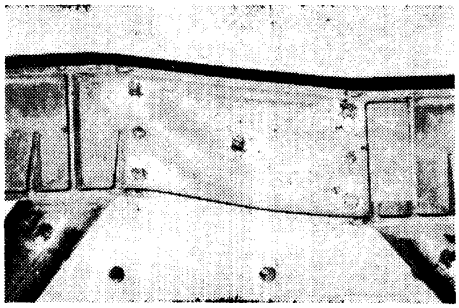


Photo 5.8

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

これによれば，ブレースの偏心距離が大きくなれば，耐力は多少落ちるが変形の大きい範囲まで架構の耐力を保持することができるといえる。

b) 架構の吸収エネルギー

Fig. 5.24 に示す仮定により，降伏エネルギー（E_y）と最大荷重時吸収エネルギー（E_u）を求めるとTable 5.2 のようになる。偏心距離による B-2, C-4 との差はほとんどないが偏心のない A-1 は，他と比較すると半分以下になっている。

c) 最大荷重時以降の架構の挙動

最大荷重時以降においても架構の耐力，剛性の急激な低下は望ましくない。

このことの一つの指標として，最大荷重時以降最大荷重の 95% まで荷重低下した場合の荷重低下量 ΔP_{95}，変位増加量 Δ_{95}，と剛性 K_{95}，および初期剛性 K_0，との比 K_{95}/K_0 を求め，Table 5.3 に示した（Fig. 5.25 参照）。

これによれば，ブレースの座屈で耐力の決まる A-1 は剛性，耐力の低下が大きく，梁中央部ウェブのせん断降伏で耐力の決まる B-2, C-4 は非常にゆるやかに低下しているといえる。

6. 結

以上偏心K型ブレース架構の特性を追究するために，ブレースの偏心距離をパラメーターにして，実験と解析を行なったが，その結果を要約する。

1) 実験結果と解析結果

両者の結果は，比較的良く一致している。

このことは，本論で適用した諸仮定に基ずく弾塑性解析法は，架構特性を得るためには，十分実用性のある方法といえる。

2) 架構の履歴特性

適当な偏心を選定し，偏心部梁のせん断降伏によって，ブレースの座屈による架構耐力の激減をさけることができる。このことより，偏心を設けることにより，K型ブレース架構の靭性を増すことが可能であるといえる。

3) 架構の耐力と剛性

適当な偏心を設けることによって，架構の降伏耐力をあまりかえないで，剛性をコントロールすることが，可能である。

4) 偏心による梁中央ウェブ部

初期段階に塑性に入るが，正負繰り返しによる履歴ループは，安定している。

しかし，繰り返し数の増大に対しての性状の追究は，さらに詳細な実験と解析が必要である。

また，たてスチフナーは，ウェブの塑性座屈をおくらせ，架構耐力の増大に効果があった。

本実験にあたっては，住友生命保険相互会社のご好意と，竹中技術研究所の方々のご協力を得ました。ここに深く感謝いたします。

文　献

1) 藤本盛久，羽倉弘人，松本芳紀，繰返し荷重をうける鉄骨筋違付ラーメンの模形実験，JSSC, Vol. 6, No. 55 '70
2) 高技新伍，若林　実，松井千秋，南　宏一，三谷　勲，筋違付鉄骨ラーメンの弾塑性挙動に関する実大実験，大会学術講演梗概集（44 年 10 月）
3) 山田孝一郎，剛節トラスの耐力実験，日本建築学会，論文報告集，No. 126, No. 139, No. 154, No. 155, No. 183.
4) 関西橋梁鉄骨溶接研究会，プレートガーダーの耐荷力に関する理論と実験，昭和 40 年，44 年
5) JSSC Vol. 4 No. 27 '68 プレートガーダー
6) 椋代仁郎，水越　薫，溶接I型ばりの耐力に関する実験研究，その 1，大会学術講演梗概集，昭和 44 年，その 2，その 3，同昭和 45 年
7) 藤本盛久，須藤福三，和田　章，任意形平面骨組の非線形解析，日本建築学会論文報告集，昭和 46 年 11 月号

NII-Electronic Library Service

Architectural Institute of Japan

U.D.C.624.014.5 : 539.4

STRUCTURAL CHARACTERISTICS OF ECCENTRIC K-BRACED FRAMES

by Dr. **MORIHISA FUJIMOTO**, Porf., Tokyo Institute of Technology **TSUKASA AOYAGI**, Deputy Chief Structural Engineer, Nikken Sekkei Ltd **KUNIO UKAI**, Engineer, Structural Department, NiKKen Sekkei Ltd **AKIRA WADA**, Researcher, computer Division, Nikken Sekkei Ltd and **KATSUHIKO SAITO**, Researcher, Takenaka Technical Research Laboratory

Structural characteristics of K-braced frames were studied, with emphasis put on the variation of frame characteristics caused by the eccentric brace-to-beam connections (see Fig. 2.1.). The tests and analysis were conducted with particular attention ascertain wherther the yielding due to shear of the beam web subject to eccentric reaction from the braces would be such that the frame as a whole could have a stable characteristics, maintaining sufficient brace stability. (For the test and analysis procedures, see the Japanese text.)

The test and analysis results may be summarized as follows :

(1) Comparison between the test results and the theoretical results
The test results and theoretical results by analysis were generally in fair agreement.

(2) Hysteresis characteristics
By selecting the eccentricity properly, the abrupt decrease of frame strength due to the buckling of braces can be avoided because the yield due to shear of the beam to which braces are eccentrically connected will prevent such buckling.

(3) Strength and stiffness frame
By providing the eccentricity appropriately, frame stiffness can be controlled without pronouced change in frame strength.

(4) Effects of eccentricity of web of beam
Although the web enters the plastic range at the initial stage of loading, its histeresis loop recorded under iteration of positive and negative loadings was fairly stabilized.

U.D.C. 551.55 : 72.011.27

AMBIENT WIND CONDITIONS AROUND TALL BUILDINGS

(Keio Plaza Hotel, etc.)

by **SHOJI KOBAYASHI**, Researcher, Kashima Laboratory, Member of A.I.J.

The study in the ambient wind conditions at the base of tall buildings has started rather recently, and not been advanced enough to be able to fully meet the problems posed by the society, because of research data, both at home and abroad. For this purpose, it is neccesary to nake observation or measurement on the respective and analyse the data thus obtained both in the theoretical and the statiscal ways.

The objective of this paper is to review the observations on Keio Plaza Hotel Building (170 m high) and Hotel Pacific Building (170 m) in the strong wind and recommend the tentative criteria for the proposed buildings situations by use of these data as well as the smoke tunnel test.

U.D.C.64 : 711.582

THEORY OF "STATE IN RESIDENTIAI DISTRICT" ON ENVIRONMENTAL RE-CREATION

—A Case Stndy of "Urban Movement" in Maruyama of Kobe (No 2-2)

(See Trans. of A.I.J. 194 Page 98)

by **MORIAKE HIROHARA**, Masaki Ogemi and **KIHACHIRO NAKAJIMA** and Nobuaki Moriomoto Kyoto of Univ,Members of A.I.J.

NII-Electronic Library Service