論文　梁崩壊型 RC 架構に内在する局所的欠陥が地震時の崩壊メカニズムに与える影響

関根　貴志[*1]・鈴木　淳一[*2]・衣笠　秀行[*3]

要旨：梁崩壊型の RC 架構に内在する局所的欠陥が，地震時の崩壊メカニズムに与える影響を把握するため地震応答解析を行った。その結果，局所的欠陥を有する層の柱の柱頭・柱脚曲げ降伏モーメントの総和に基づく指標（欠陥層の耐力残存率η）により，地震波の大きさや種類によらず架構の崩壊メカニズムの変化と梁に期待できるエネルギー吸収能力を把握できる可能性を明らかにした。また，架構のヒンジの形成状態のみによって崩壊メカニズムを判断するのではなく，ηと梁の累積歪みエネルギー，層間変形角の関係によって真の架構の崩壊メカニズムとその遷移を認識できる可能性を明らかにした。

キーワード：崩壊メカニズム，梁崩壊，層崩壊，層間変形角，耐力残存率

1. はじめに

耐震設計においては，強振動時においても高い安全性の確保を実現できる降伏機構保証設計が設計法として推奨されている。当該設計法では，架構のエネルギー吸収能力が十分に発揮できるように，柱・梁などの構造部材には適切な降伏強度が与えられている。

一方，実際の建築物では，供用期間における火災発生による部材の高温暴露や不適切な改修工事等を原因とする部材強度の劣化も想定される。また，コンクリート，鉄筋の材料強度のばらつきや建設時の RC 工事の施工精度，特に鉄筋の継ぎ手部分の施工不良にともなう部材強度の不確定性といった，局所的な欠陥を有する建築物の存在を完全に否定することは難しい。このような欠陥を有する部材が架構に存在する場合，想定外の架構の崩壊メカニズムが発生することで架構の耐力・変形能力が低下し，架構の耐震性能が低下する可能性が考えられる。

局所的欠陥と架構の崩壊メカニズムの変化を定量的に把握することは，崩壊メカニズムの保証，安全性の確保を実現する上で極めて重要である。しかし，これに関する研究[1)]はあまり多くないのが現状である。そこで本研究では，柱頭・柱脚にヒンジを形成する柱の曲げ破壊に起因する層崩壊(以下，層崩壊)に着目し，梁崩壊型鉄筋コンクリート架構(以下，RC 架構)の局所的欠陥が崩壊メカニズムに与える影響の把握を目的とする。欠陥を有しない架構（以下，標準架構）と局所的欠陥を有する架構（以下，欠陥架構）に対して一連の地震応答解析を行い，柱の柱頭・柱脚曲げ降伏モーメントの総和に基づく指標によって梁の累積歪みエネルギー・欠陥層の最大層間変形角･架構のヒンジ形成状態の関係を明らかにする。

2. 解析対象架構および解析方法の概要

2.1 標準架構

図-1 に解析対象架構の立面図および平面図を示す。架構は X 方向 6 m の 3 スパン，Y 方向 6 m の 9 層 RC 純ラーメンとし，階高は全層で 3.5 m，単位床面積重量は 12 kN/m^2 とした。標準架構は地震時に全スパン・全層の梁端および 1 層の柱脚にヒンジを生じて梁崩壊メカニズムが形成されるものとする。

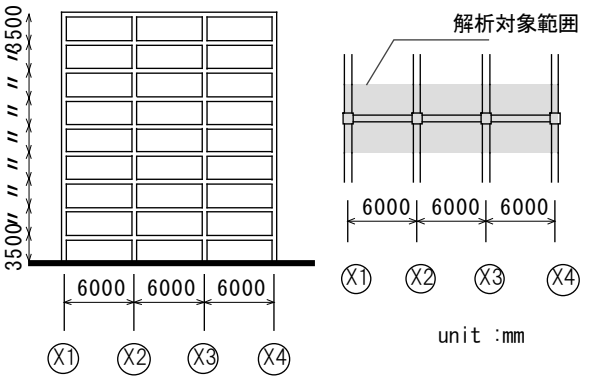
梁崩壊型 RC 架構を実現するため，架構の部材耐力はフロアモーメント法[2,3)]により設定した。各層のフロアモーメント M_{fi} は式(1)，式(2)により算出した。多層多スパン架構(層数 n，スパン数 s)において，各スパンの梁が均等に M_{fi} を分担するものとすると，各層の梁の曲げ降伏モーメント ${}_bM_{yi}$ は式(3)で得られる。

最上層：　$M_{fn} = (1 - y_n)hQ_n$　(1)

i 層：　$M_{fi} = y_{i+1}hQ_{i+1} + (1 - y_i)hQ_i$　(2)

${}_bM_{yi} = M_{fi}/2s$　(3)

ここで，M_{fn}：最上層のフロアモーメント，Q_i：i 層の地



(a) 立面図　　(b) 平面図

図-1　解析モデル立面図および平面図

*1 清水建設株式会社　工修　(正会員)
*2 東京理科大学　理工学部建築学科　助教　(正会員)
*3 東京理科大学　理工学部建築学科　教授　(正会員)

震層せん断力(=$A_iW_iR_iZ\,C_b$)，y_i：i 層の反曲点位置，h：階高，A_i：A_i 値，C_b：標準ベースシヤー係数(=0.25)，W_i：i 層以上の全重量，R_t：振動特性係数，Z：地盤特性係数

一方，柱の曲げ降伏モーメントは，**図-2** に示すように架構が梁崩壊メカニズムを形成する際の曲げモーメント分布図に基づいて求めるものとする。地震時における i 層の柱の柱頭に作用するモーメントの総和は$(1\text{-}y_i)hQ_i$ である。このとき，$(1\text{-}y_i)hQ_i$ が各柱の柱頭節点に作用する梁の曲げ降伏モーメントの大きさに応じて案分されると仮定すれば，k-1，k 通り柱の曲げ降伏モーメント ${}_cM_{yi,k\text{-}1}$，${}_cM_{yi,k}$ は，それぞれ式(4)，(5)で表される。なお，反曲点位置は y_i=0.5 とした。

$$ {}_cM_{yi,k-1}=(1-y_i)hQ_i\frac{\max\left\{\begin{matrix}{}_bM_{yi,k-1}+M_{fi}/s-{}_bM_{yi,k},\\ {}_bM_{yi,k}+M_{fi}/s-{}_bM_{yi,k-1}\end{matrix}\right\}}{M_{fi}} \quad (4) $$

$$ {}_cM_{yi,k}=(1-y_i)hQ_i\frac{{}_bM_{yi,k}}{M_{fi}} \quad (5) $$

また，式(6)，(7)のとおり，${}_cM_{yi}$ に層の柱梁耐力比 R_{cbi} をパラメータとして乗ずることで，柱の曲げ降伏モーメント ${}_cM'_{yi}$ の梁の曲げ降伏モーメント ${}_bM_{yi}$ に対する余裕度を考慮できるようにする。

$$ {}^b_cM'_{yi}=R_{cbi-1}\cdot{}^b_cM_{yi},\quad {}^t_cM'_{yi}=R_{cbi}\cdot{}^t_cM_{yi} \quad (6.a),(6.b) $$

$$ R_{cbi}=(\sum{}^b_cM'_{yi+1}+\sum{}^t_cM'_{yi})/M_{fi} \quad (7) $$

ここで，${}^b_cM'_{yi}$，${}^t_cM'_{yi}$ はそれぞれ，柱脚・柱頭の曲げ降伏モーメント，添字(左上)b,tは，柱脚，柱頭を表す。

ここでは，柱梁耐力比 R_{cbi} をパラメータとして 3 パターンの標準架構，架構 A (R_{cb}=1.0)，架構 B (R_{cb}=1.2)，架構 C (R_{cb}=1.5)を設定する。架構において各層の R_{cbi} は同一とする。ただし，架構 A，B，C が梁崩壊メカニズムを形成する際の C_b を同一とするため，第 1 層柱脚の曲げ降伏モーメントには R_{cbi} を乗じていない ${}_cM_{y1}$ を用いるものとする。また，部材寸法は**表-1**[4)]を参考に設定した。

一例として，架構 B の各部材の曲げ降伏モーメント，寸法，コンクリート強度および部材の回転剛性を**表-2** に示す。表中の部材回転剛性は式(8)[5)]によって算定した値である。ただし，梁の断面二次モーメントはスラブの協力幅を考慮して梁断面単体のそれの 1.5 倍を示してある。

$$ S=6EI/l' \quad (8) $$

ここで，S：部材の回転剛性，E：ヤング係数，I：断面二次モーメント，l'：部材のクリアスパン長さ

2.2 欠陥架構

標準架構の任意の層のみに局所的欠陥が内在する架構を欠陥架構として想定する。特に，**図-3** のとおり欠陥を有する柱（以下，欠陥柱）が層内に存在する欠陥架構を想定する。ここでは，欠陥が存在する層，欠陥柱の位置(**図-3**)および本数(1～4)，ならびに欠陥柱の残存曲げ耐

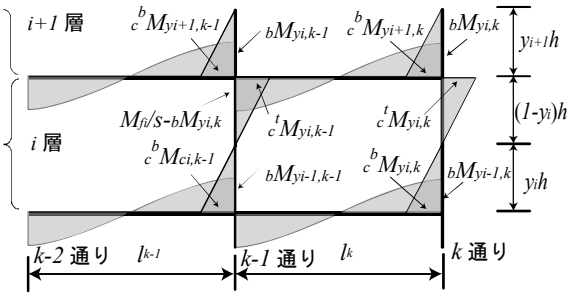


図-2　梁崩壊メカニズム形成時降伏モーメント図

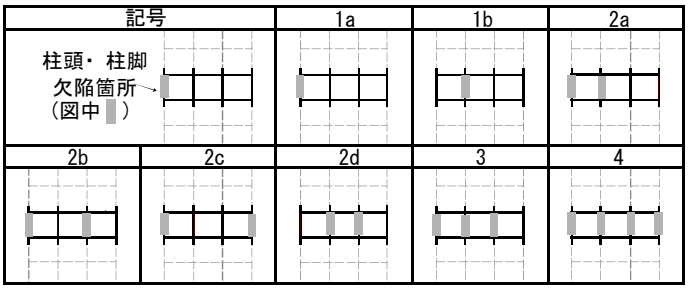


図-3　欠陥柱の本数と位置

表-1　部材寸法およびコンクリート強度の決定方法（An：n 層建物最上層の Ai 値）

層	柱寸法 (mm)	梁せい (mm)	梁幅 (mm)	コンクリート強度 (kg/cm^2)
n, n-1	530×√An	560×√An	310×√An	190×√An
n-2, n-3	560×√An	580×√An	340×√An	230×√An
それ以下	600×√An	600×√An	370×√An	280×√An

表-2　架構 B（R_{cb} =1.2）の各部材の曲げ降伏モーメント・寸法・各部材の回転剛性およびコンクリート強度

層	外部材端部降伏モーメント			各部材寸法			各部材剛性		コンクリート強度
	外柱 (kNm)	内柱 (kNm)	外梁，内梁 (kNm)	柱 (mm)	梁せい (mm)	梁幅 (mm)	柱 (×10^{6}kNm)	梁 (×10^{6}kNm)	(N/mm^2)
9	256	513	214	800	850	450	1.710	1.980	30
8	415	830	559				1.980		
7	548	1096	802	850		500	2.700	2.400	36
6	663	1326	1008						
5	761	1524	1186	900	900	550	3.500	3.180	39
4	846	1694	1339				3.540		
3	917	1837	1469						
2	975	1954	1577						
1 柱頭	1035	2046	1663						
1 柱脚	1035	1706							

力をパラメータとして欠陥架構を設定する。欠陥柱の残存曲げ耐力は，柱の柱頭・柱脚の曲げ降伏モーメント ${}_{c}^{b}M'_{yi}$，${}_{c}^{t}M'_{yi}$ に耐力残存率αを乗じることで再現する。欠陥柱の耐力残存率αは，1.0～0.1の範囲で0.1ずつ変化させる。なお，α=1.0であれば標準架構を示す。また，欠陥柱の軸耐力，せん断耐力は低減させていない。ここで，各架構を表す記号を以下の通り定義する。R_{cb}=1.2 の標準架構(架構B)に**図-3** の 2dの欠陥があり，α=0.5 のとき，その欠陥架構を「架構B-2d-0.5」と示す。

2.3 解析方法

地震応答解析は，架構の柱梁を材端バネモデルに置換した解析モデルに対して行う。各バネの復元力特性として，曲げバネは Degrading Trilinear 型，せん断バネは線形弾性型，軸バネは圧縮側弾性・引張側 Bilinear 型を設定する。また，減衰定数は 3%の瞬間剛性比例型を用いる。

3. 局所的欠陥と架構の崩壊メカニズムの遷移

3.1 欠陥層の耐力残存率η_i，梁崩壊型卓越率ρの定義

2 章で設定した標準架構および欠陥架構に対する地震応答解析から得られた，架構の梁の累積歪みエネルギー，架構のヒンジ形成状態，欠陥層の最大層間変形角 R_s の関係を欠陥層の残存曲げ耐力によって整理する。欠陥層の残存曲げ耐力は，欠陥層に存在する各柱の柱頭・柱脚曲げ降伏モーメントの総和$\sum M'_{yi}$ (式(9))で表すものとする。

$$\sum M'_{yi} = \sum \alpha_l \{ {}_{c}^{b}M'_{yi,l} + {}_{c}^{t}M'_{yi,l} \} + \sum \{ {}_{c}^{b}M'_{yi,j} + {}_{c}^{t}M'_{yi,j} \} \quad (9)$$

一方，R_{cb}=1.0 とした標準架構 A は，柱・梁が同時に曲げ降伏に至る条件を設定しており，理論的には全層の柱・梁にヒンジが生じる柱梁同時崩壊メカニズムを形成する。つまり，任意の架構の$\sum M'_{yi}$ が，R_{cb}=1.0 の標準架構 A のそれ($\sum M_{yi}$)よりも大きいのならば，その架構は終局時に梁崩壊メカニズムを形成し，小さいのであれば層崩壊メカニズムに移行しやすいと考えられる。この関係を欠陥層の耐力残存率ηと定義し，式(10)で表す。

$$\eta_i = \Sigma M'_{yi} / \Sigma M_{yi} \quad (10)$$

また，架構の崩壊メカニズムを判断するために，架構全体および柱・梁それぞれが吸収したエネルギーに着目する。つまり，架構全体の累積歪みエネルギー$\sum W_p$ に対する架構の全梁部材の累積歪みエネルギー$\sum_b W_p$ の割合ρに着目する。地震時に梁崩壊メカニズムが層崩壊メカニズムや他の崩壊メカニズムに対して卓越しているのであれば，架構の全梁の累積歪みエネルギーは架構全体の累積歪みエネルギーの大部分を占め，梁崩壊メカニズムの卓越性を表す指標と考えられる。ここで，ρを梁崩壊型卓越率と定義し，式(11)で表す。

$$\rho = \Sigma_b W_p / \Sigma W_p \quad (11)$$

3.2 欠陥柱の耐力残存率α，梁崩壊型卓越率ρの関係

欠陥層を 5 層部分とした各架構 A，B，C において，層内の欠陥柱の本数および位置(**図-3**)および柱の耐力残存率αをパラメータとしたときの地震応答解析結果の一部を**図-4** に示す。**図-4** は欠陥柱の耐力残存率αと梁崩壊型卓越率ρの関係である。地震波は，Elcentro.ns を最大地動速度 50 kine に基準化したものを用いた。

図-4 において R_{cb} の異なる架構 A, B, C におけるα=1.0 のときのρは，架構 A で約 0.7，架構 B で約 0.75，架構 C で約 0.8 となる。架構 A のρが小さいのは，標準架構であっても R_{cb} が小さいときには，架構の柱の材端にヒンジを形成しやすく，その部分でもエネルギーが吸収されるためである。また，欠陥架構についてみると，欠陥柱の数が同一であれば架構 A よりも架構 C の方が同じαに対するρの減少が小さいことから，R_{cb} の大きい架構のほうが梁のエネルギー吸収が卓越しやすいことがわかる。

また，外柱 1 本が欠陥柱の架構 A-1a，内柱 1 本が欠陥柱の架構 A-1b と全柱が欠陥柱の架構 A-4 のαとρの関係を比較する。いずれの架構においてもα>0.9 までは，ρ=0.7 程度でほぼ同じであるが，α<0.9 では架構によってρの低下に大きな差がある。架構 A-1a ではα=0.1 であってもρ=0.65 を保持するが，架構 A-4 では 0.7<α<0.9 の範囲で急激な低下を示し，α=0.1 でρ=0.05 まで低下する。架構 A-1b では減少の勾配は，架構 A-4 に比べて緩やかであるがα=0.1 でρ=0.2 程度まで低下している。また，位置が異なる 2 本の欠陥柱を有する架構 B のρをみると，いずれの架構においても，α>0.7 のときはρ=0.75 程度で概ね一定となるが，α<0.7 の範囲で架構によってρの減少傾向が異なる。内柱 2 本に欠陥を有する架構 B-2d でρの減少が最も激しく，外柱 2 本に欠陥を有する架構 B-2c のρの減少が最も緩やかである。一方，内柱・外柱に欠陥を有する架構 B-2a，架構 B-2b は，欠陥柱の幾何学的位置によらずほぼ同一の減少傾向を示している。ここで，架構 B-2c-0.2 と架構 B-2d-0.6 のρ，架構 B-2b-0.3 と架構 B-2d-0.5 のρに着目すると，それぞれ 0.65，0.38 となり同程度である。式(4)，(5)より欠陥を考慮する前の標準架構の内柱の降伏曲げモーメントが外柱の 2 倍程度であることを考慮すると，同程度のρを示す各欠陥架構の層の残存曲げ耐力$\sum M'_{yi}$ が，概ね同程度であることがわかる。以上より，ρは欠陥柱の本数，架構の R_{cb} 等に応じてその減少傾向は異なるが，層の残存曲げ耐力$\sum M'_{yi}$ に着目すると，同程度の値をとることがわかる。

3.3 欠陥層の耐力残存率ηとρ，R_s，架構のヒンジ形成状態

欠陥層の残存曲げ耐力$\sum M'_{yi}$ が梁崩壊型卓越率ρの変化に大きな影響を及ぼすことから，これを無次元化した欠陥層の耐力残存率ηを用いて，ρ，層間変形角 R_s，架構のヒンジ形成状態の相互関係を分析する。**図-5** は欠陥層

を5層部分とした全架構のρとηの関係，**図-6**は欠陥層の層間変形角Rsとη の関係である。また，架構のヒンジ形成状態の一例として，架構B-3の解析後のヒンジ形成状態を**図-7**に示す。

図-5，**図-6**において各種パラメータを設定した架構のρおよびRsは，欠陥層の残存曲げ耐力に基づく指標，欠陥層の耐力残存率η_5を用いることによって，一つの曲線に纏まることがわかる。

図-5において架構のρは，η_5>1.2の範囲では概ね0.8を保ち，梁の累積歪みエネルギーは架構のそれの大部分を占める。このとき，架構B-3は**図-7(a)**のとおり架構の梁のほぼ全部にヒンジを形成していることがわかる。また，**図-6**よりRsは1/170程度に留まっていることがわかる。

0.9<η_5<1.2の範囲では，架構のρはほぼ一定であるか，η_5の低下とともなって徐々に減少し始める。**図-7(b)**より欠陥層の柱の柱脚にはヒンジが形成されはじめ，η_5=0.9(**図-7(d)**)で欠陥層の柱の柱頭・柱脚全てにヒンジが形成されることがわかる。このときRsは若干増加するが約1/150を保っている。しかし，0.6<η_5<0.9の範囲でρは急激に減少し，0.75から0.2まで減少する。このとき，架構のヒンジ形成状態にも大きな変化が見られる。η_5=0.9のときに形成されていた梁のヒンジが，η_5=0.8(**図-7(e)**)では欠陥層より下層部分でほぼ消滅し，η_5=0.6(**図-7(g)**)では最上層を除き消滅している。また，R_sもこの範囲で1/150から1/45程度まで急激に増加している。η_5<0.6ではρの減少勾配は緩やかとなり，η_5=0.3でρ=0.1まで減少する。架構のヒンジ形成状態に大きな変化は見られないがη_5=0.4(**図-7(i)**)で梁のヒンジが完全に消滅する。このとき，R_sは若干増加傾向があるが概ね1/45～1/40の範囲となる。

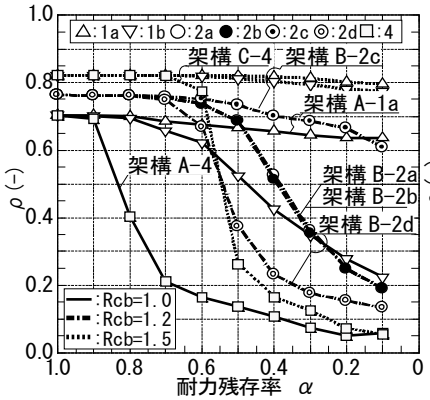


図-4　$\rho-\alpha$関係

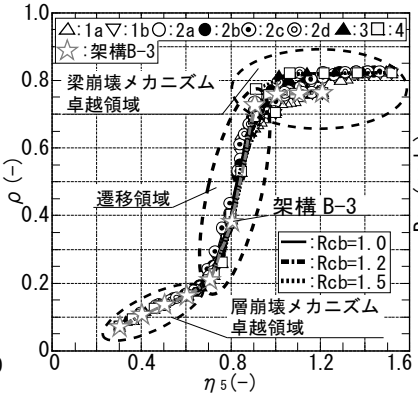


図-5　$\rho-\eta$ 関係

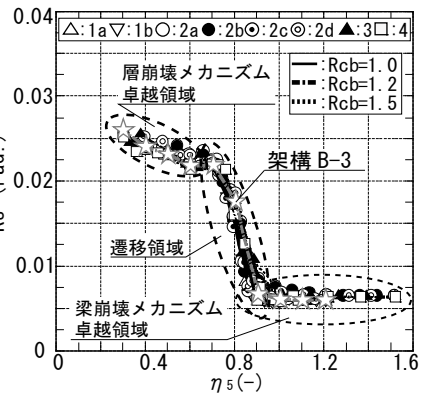


図-6　$R_s-\eta$関係

■：標準架構時より形成しているヒンジ ■：新たにヒンジを形成した箇所

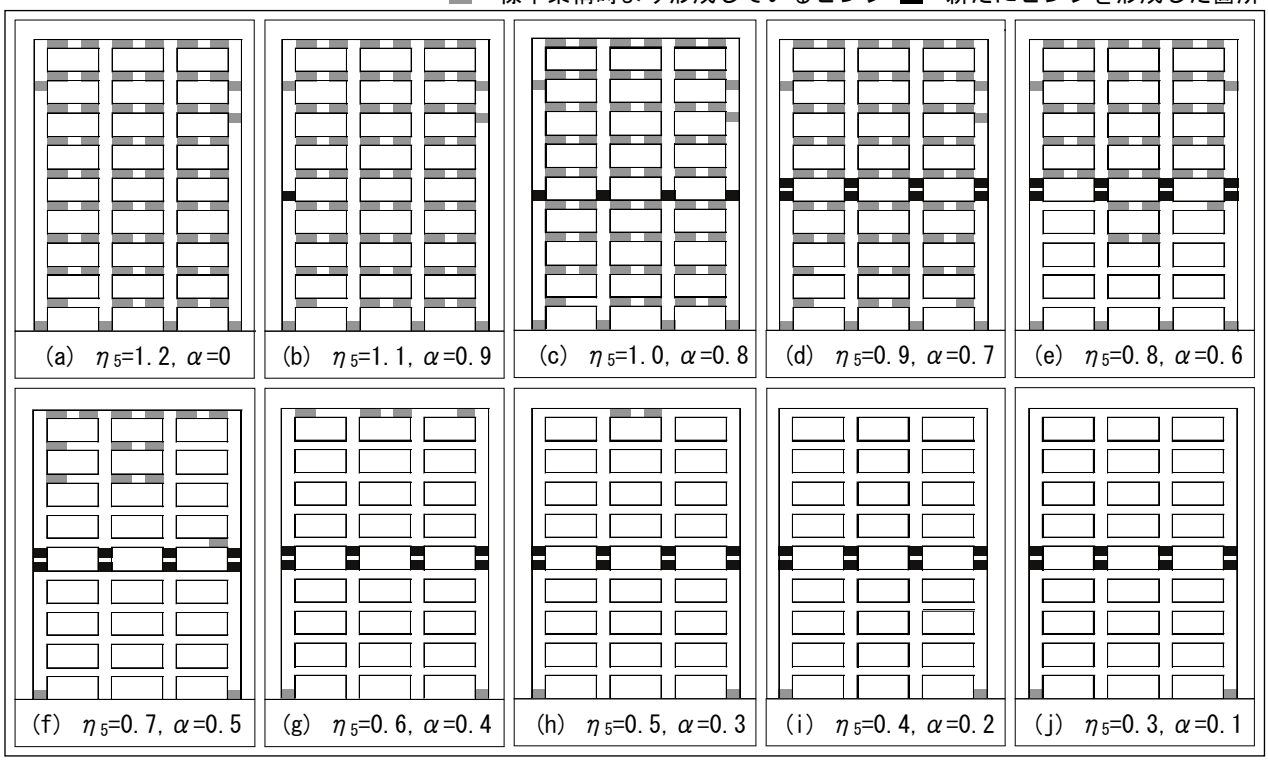


図-7　架構B-3における欠陥層の耐力残存率ηとヒンジ形成状態

欠陥層が第5層の場合における架構の崩壊メカニズムとη_5，ρ，R_sの関係をまとめると，欠陥層の残存耐力が大きいη_5>1.2の範囲では，架構は梁崩壊メカニズムが卓越しており，欠陥層の柱にはヒンジが形成されない。η_5の低下に伴い欠陥層の柱にヒンジが形成するが，欠陥層の全柱の柱頭柱脚にヒンジが形成されたとしても，梁のエネルギー吸収を期待できる領域（梁崩壊メカニズム卓越領域：η>0.9）がある。このとき架構のヒンジ形成状態は，**図-7(d)**のとおり欠陥層の上部のみでも崩壊メカニズムを形成し，さらに欠陥層で層崩壊メカニズムを形成している。つまり，多種の崩壊メカニズムが重畳する状態なのである。しかし，着目すべきは架構全体のエネルギー吸収の大部分が梁によるものということである。

η_5が0.9を下回ると梁端ヒンジの消滅とともに梁のエネルギー吸収が減少していくのは，欠陥層に変形が集中し始めていることを意味しており，それと対応するように層間変形角が増加する。つまり，このときの架構は梁崩壊メカニズムから層崩壊メカニズムに遷移している領域（遷移領域）にあると考えられる。しかし，ρ，R_sの急激な変化は，η_5が0.6を下回ると緩やかになる。これは梁崩壊メカニズムからほぼ完全に層崩壊メカニズムに移行した領域（層崩壊メカニズム卓越領域）と考えられ，層間変形角の増加も鈍化する。

従来から用いられている柱梁節点における柱梁耐力比は，曲げ破壊による梁崩壊メカニズムの形成を保証するための有効な指標である。しかし，局所的な欠陥を含む架構については，欠陥層の耐力残存率を用いることで梁崩壊メカニズムの卓越を判断できることから，層崩壊に対する安全率を一義的に評価できる可能性がある。

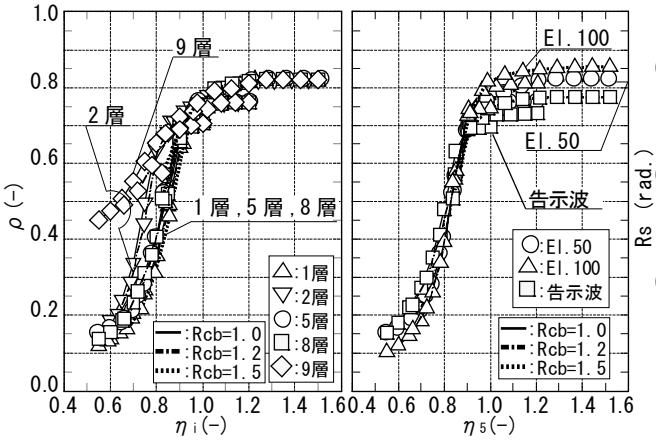
4.欠陥層の位置，地震波の強さ・種類の影響

欠陥層の位置，地震波の強さ・種類をパラメータとして地震応答解析を行い，ρ, R_sに与える影響を考察する。

4.1 欠陥層の位置

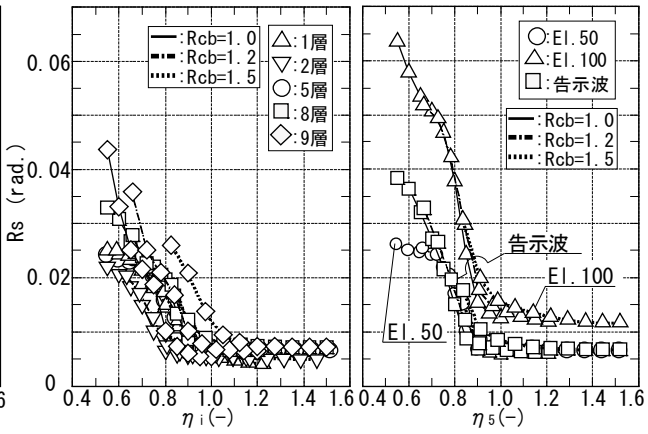
欠陥柱の位置が**図-3**の2aである架構A，B，Cにおいて，欠陥層の位置を下層部(第1層および第2層)，中間層(第5層)，上層部(第8層，第9層)としたときのη_iとρ，R_sの関係を**図-8(a)**，**図-9(a)**に示す。また地震波はElcentro.nsを最大地動速度50 kineに基準化し用いた。

図-8(a)の梁崩壊メカニズム卓越領域(η_i > 0.9)をみると，η_i>1.2の範囲でρは約0.8で一定となり，0.9<η_i<1.2の範囲で徐々にρが減少する傾向をいずれの架構においても確認できる。梁崩壊メカニズム卓越領域では，いずれの架構においてもほぼ同じ軌跡を辿るが，遷移領域では



(a) 欠陥層の位置　(b) 入力地震動

図-8　ρ－η 関係



(a) 欠陥層の位置　(b) 入力地震動

図-9 R_s－η関係

■：標準架構時より形成しているヒンジ　■：新たにヒンジを形成した箇所

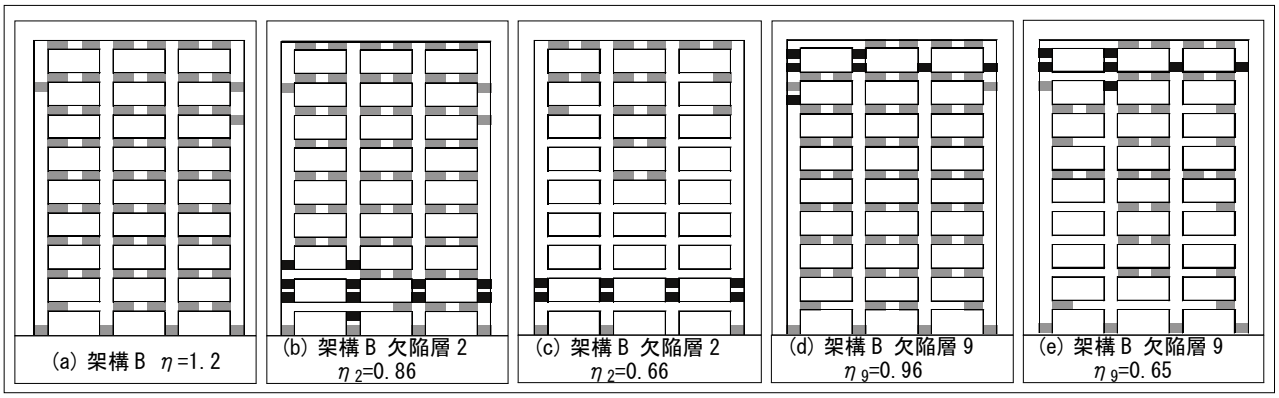


図-10　架構B-3における欠陥層の位置とヒンジ形成状態

第 2 層と第 9 層に欠陥層を有する架構のρは，他の架構（欠陥層：第 1 層，第 5 層，第 8 層）に比べて異なる傾向を示す。第 2 層が欠陥層の架構では，η_i に対するρの減少勾配は他の架構と同様に急激であるが，遷移領域の始まりが幾分η_iの小さい領域($0.6<\eta_i<0.86$)に移動している。また，架構のヒンジ形成状態は，**図-10(b)**のとおり$\eta_2=0.86$ で欠陥層の全柱の柱頭柱脚にヒンジを形成するが，大部分の梁にヒンジが形成される。しかし，$\eta_2=0.66$（**図-10(c)**）に至ると梁のヒンジの大半が消滅している。

第 9 層が欠陥層の架構では，ρの減少は緩やかで$\eta_9=0.55$のときでも$\rho=0.5$を保つ。ρは梁のエネルギー吸収の大きさを表すから，遷移領域においてρが大きいということは層崩壊メカニズムへの遷移が急激ではなく，欠陥層が最上層の場合には層の残存耐力が半減したとしても梁崩壊メカニズムのエネルギー吸収を安定的に持続しやすいことを意味している。**図-10(d)**，**図-10(e)**の架構のヒンジ形成状態において$\eta_9=0.65$でもほぼ半数の梁端部にヒンジを形成していることからも明らかである。これらは，欠陥層が最上層であるため架構の中低層部分が欠陥の影響を受けにくいことが要因として考えられる。

図-9(a)において各架構の層間変形角をみると，欠陥層の位置によらず，ρ が低下し始めるη_i とほぼ同じη_i から Rs が増加することが確認できる。η_i の減少にともない欠陥層が低層部，中間層にある架構では，R_s が 1/45 程度で概ね一定になる。一方，欠陥層が上層部にある架構では R_s は増加していく傾向はあるが，崩壊メカニズムが梁崩壊メカニズムから層崩壊メカニズムに移行し始める領域はη_i によって評価できる可能性がある事が分かる。

4.2 地震波の強さ・種類

欠陥層の位置が中間層(第 5 層)で欠陥柱の位置が**図-3** の 2a である架構 A，B，C において，入力地震波の強さおよび種類を変化させたときのη_5 とρ ，R_s の関係を**図-8(b)**，**図-9(b)**に示す。地震波は，Elcentro.ns を最大地動速度 50 kine および 100 kine に基準化したもの，ならびに告示波(JMA 神戸位相)の 3 種類を用いた。

図-8(b)において各架構のρをみると，$\eta_5>0.9$ の範囲のρは，各地震波において概ね一定の値となるが，地震波の強さ・種類および架構の R_{cbi} に応じて0.7～0.85の範囲でばらつく傾向がある。地震波を Elcentro.ns-100 kine とした架構 C のρ が最も大きく，地震波を告示波(JMA 神戸位相)とした架構 A のρが最も小さい。これは，3.2 節で説明したとおり梁崩壊メカニズムが卓越してはいるものの架構の柱の材端にもヒンジを形成し，その部分でもエネルギー吸収するためである。しかしながら，$\eta_5<0.9$ では地震波の強さ・種類によらず，ほぼ同一の減少曲線を辿ることが分かる。一方，**図-9(b)**の層間変形角は地震波によって大きく異なった傾向を示す。Elcentro.ns-50 kine と告示波は，$\eta_5>0.5$ではほぼ同様であるが，Elcentro.ns-100 kine は，$\eta_5>0.9$の範囲でも他の地震波における Rs の 1.9 倍程度の応答を示す。しかしながら，Rs が増加し始めるη_5 は地震動によらず約 1.0 でほぼ等しい。以上より地震波の強さ・種類によらずη_5 によって梁崩壊メカニズムの卓越性を評価できることがわかる。η_5 を 1.0 以上に保つことで Rs の増大を抑制できる可能性もある。

5.まとめ

本研究では，標準架構と欠陥架構に対して一連の地震応答解析を行い，架構の崩壊メカニズムの変化に与える各種パラメータに関する検討を行った。以下に本研究によって得られた知見を示す。

(1)局所的な欠陥を有する層の柱の曲げ降伏モーメントの総和，欠陥層の耐力残存率ηと梁のエネルギー吸収能力を表す梁崩壊型卓越率ρにより，架構の崩壊メカニズムを把握できる可能性がある。最上層では，欠陥層の耐力残存率ηが小さい場合であっても，層崩壊メカニズムが形成されにくい。

(2)大半の架構の層間変形角は，架構が遷移領域に至るとηの低下とともに急激に増加する。

(3)地震波の強さ・種類によらず，遷移領域，層崩壊メカニズム卓越領域では，ρ–η関係は一つの曲線に纏まる。

(4)架構のヒンジの形成状態のみによって崩壊メカニズムを判断するのではなく，欠陥層の耐力残存率ηと梁崩壊型卓越率ρ，層間変形角 R_s の関係によって真の架構の崩壊メカニズムとその遷移を認識できる。

謝辞　本研究は，(社)日本鉄筋継手協会　鉄筋継手要求性能小委員会(福島順一委員長)における審議を経てまとめられたものであります。また，解析には李康寧博士の立体骨組解析プログラム CANNY99 を使用させて頂きました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

1)例えば，趙衍剛ほか：層 COF に基づくラーメン骨組の目標 COF の確率論的な評価，日本建築学会大会学術講演梗概集　p41~42　2006.8

2) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能，1990

3) 鈴木淳一ほか：火災時における鋼架構の崩壊温度とリダンダンシーー耐震設計が耐火性能に与える効果ー，日本建築学会構造系論文集　No.608 p157~164 2006.10

4) 市ノ瀬利勝ほか：RC 純フレームの層崩壊を防ぐ必要層せん断余裕率，コンクリート工学年次論文報告集，Vol.21，No.3，p673~674 1999

5)日本建築学会： 鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説－許容応力度設計法－1999