

委員会報告 「コンクリート建造物の靱性設計手法に関する 研究委員会報告」

鈴木計夫*1・中村光*2・星隈順一*3・岸本一蔵*4

<委員構成>

委員長	鈴木計夫	福井工業大学建設工学科	白濱昭二	神鋼鋼線工業(株)	
幹事	中村光	山梨大学工学部	須田久美子	鹿島建設(株)技術研究所	
	野口博	千葉大学工学部	西山峰広	京都大学大学院工学研究科	
	大野義照	大阪大学大学院工学研究科	能森雅己	住友建設(株)建設部	
	衣笠秀行	東京理科大学理工学部	畑中重光	三重大学工学部	
	角彰	(株)竹中工務店設計部	星隈順一	国土交通省土木研究所	
委員	稲井栄一	山口大学工学部	増田安彦	(株)大林組技術研究所	
	梅原秀哲	名古屋工業大学大学院工学研究科	松本信之	(財)鉄道総合技術研究所	
	岸本一蔵	大阪大学大学院工学研究科	睦好宏史	埼玉大学工学部	
	境有紀	東京大学地震研究所	森高英夫	(株)安井建築設計事務所構造部	
	佐藤啓治	大成建設(株)設計本部	矢島哲司	芝浦工業大学工学部	
	佐藤尚隆	(株)淺沼組技術研究所	大和真一	旭化成工業(株)ジオ技術開発部	
			協力委員	溝口茂	高周波熱錬(株)

1. はじめに

兵庫県南部地震において旧基準によって設計された建物が、多数被害を受けたのはもちろんであるが、新耐震基準による建物も予想に反して少なからぬ被害を受けた。その主な理由は、保有耐力検討の設計において、そこで用いる構造特定係数 D_s 値を定める際に前提とする骨組みの変形能力（靱性）、すなわち、部材の変形能力の評価を直接行わず、間接的な構造規定に頼っているためである。大地震によって大きく塑性域に入った骨組みの変形能力挙動が計算等によって定量的に把握されていないからである。震災後の被災建造物の補修、補強においても、また一般建物の耐震診断による耐震補強においても、変形能力の評価は曖昧なまま補強工事が行われている。この状況は新築の設計においても、また土木建造物においても同様である。今のままでは、これからも“少なからぬ被害”が大地震の度にくり返されることになる。

本研究委員会は、既に成果として報告されている文献¹⁾²⁾も参考にして、大変形能力が容易に、しかも経済的に得られるコンファインド（横拘束）コンクリートによる塑性ヒンジの拠点補強を基本策として、①よりの確な変形能力の算定法、②必要靱性・変形能力のための補強、配筋法とその算定図表の提示、③これらに基づいた建造物の耐震設計手法の確立、を目標に活動を行ってきたが、一応の成果を得ることができた。変形能力を定量的に把握できることは、通常の耐震設計はもとより、制振（震）構造の設計においても、塑性域での安全性をよりの確に評価した性能設計を可能とする。本稿ではその概要をまとめているが、詳細は本年11月30日のシンポジウムで報告される予定である。

なお、変形能力と設計に関する土木と建築の分野の違いが多少あるため、本報告の後半は建築と土木に分けて記述した。

キーワード：レベル3地震入力、横拘束補強、変形能力、靱性設計

2. 大地震と地震入力

兵庫県南部地震は近來まれなる大地震であつ

2.1 大地震は起る

たと受け取られているが、決してそうではない。

*1	福井工業大学教授	建設工学科	工博（正会員）
*2	山梨大学助教授	土木工学科	工博（正会員）
*3	国土交通省	土木研究所	工博（正会員）
*4	大阪大学大学院講師	建築工学専攻	工博（正会員）

このような大地震は過去何度も起こっており、
 いうなればむしろ小さい方であった。表-1 は
 過去約 100 年間に起こった中部・近畿地方の大
 地震をまとめたもので、内陸直下型がよく起こ
 ることが分かる。中～大級の地震も含めれば回
 数は更に多くなる。この表の数値のうち、断層
 のずれ変位の大きさに注目すると、1～2m 程
 度の兵庫県南部地震に対し、他の地震は 3m～
 7mにもなっており、さらにマグニチュードも
 他の地震の方が遙かに大きい。断層のずれ変位
 が直接“地震動”の強さ大きさに比例するとは
 限らないにしても強く関係していることは確か
 である。ちなみに、幸いにも被害が少なく済
 んだ鳥取県西部地震、芸予地震の断層のずれ量
 はそれぞれ斜め 1.4m, 同約 1.2m であった。阪
 神大震災として余りにも強烈な印象となっている
 理由は、強い地震動域が、ビルや一般民家の
 密集する都市を縦断して大量な大被害をもたら
 したからである。ここで強調したいことは、
 ①日本の各地は兵庫県南部地震以上の強烈な
 特に直下型地震に襲われる可能性は今後十
 二分にあること。

②その地震動も、神戸地域を襲ったように、
 通常設計に用いる“レベル 2”を大幅に超え
 たものになることは充分あることが予想さ
 れる

などであり、次に述べる“レベル 3 (仮称)”
 の地震入力も設計上定量的に取り扱うべきであ
 る。なお、土木構造物においては、次に述べる
 ところのレベル 2 とレベル 3 を総じてレベル 2
 地震動と定義し、このレベル 2 地震動を考慮し
 た耐震設計が行われている。

2.2 レベル 3 (仮称) 地震に対する定量的設計

地震入力としての地震動をレベル分けして、

レベル 1 (大地震) : 約 200gal, 約 20kine

レベル 2 (大地震) : 約 400～500gal, 約 50kine

レベル 3 (超大地震) : 700～800 gal, 約 80kine

とすると、現在建築の設計は、

レベル 1 : 最大層間変形角 $R \leq 1/200$

レベル 2 : 最大層間変形角 $R \div 1/100 \sim 1/80$

として行い、レベル 3 に対しては構造規定とい
 う間接的な手法で変形能力に期待する方式とな
 っている。しかし、神戸の地震では表-2 に示

表-1 近年の日本における内陸直下型地震データ

地震名	年月日	震源	マグニチュード	死者(人)	全半壊(戸)	断層長さ	最大ずれ量
濃尾地震	1891.10.28	岐阜県本巣郡農郷村	8.4	7469	28 万	80km, ↑6m, ↔ 2m (水鳥地区) (根尾谷断層) ↔ 7.2m (金原地区)	
丹後地震	1927.03.07	北丹後地方	7.5	2925	1 万	18km(郷村断層), ↑0.7m, ↔ 2.7m 8km(山田断層), ↓0.7m, ↔ 1.6m	
北伊豆地震	1930.11.26	半島北部	—	259	7500	35km(丹那断層), ↔ 3.5m ↔ 2.7m(丹那トシ林)	
東南海地震 (海洋型)	1944.12.07	志摩半島東海 40km	8.0	1223	5.4 万	地盤沈降	0.4～1.0m
南海道地震 (海洋型)	1946.12.21	南海道沖	8.1	1330	2 万	地盤沈降 地盤沈降	0.6 m 1.15m
福井地震	1948.06.28	福井県北部	7.3	約 4000	約 4 万	(丸岡断層) ↑0.7m, ↔ 2.0m 福井市内地割れ, 幅 2m, 深さ 3m	
兵庫県南部 地震	1995.01.17	淡路島～神戸～	7.2	>6000	>14 万	(北淡町) ↔	1～2m程度

表-2 神戸市域各所の地震動

記号	場所	方向	最大加速度 cm/sec ²	最大速度 cm/sec	最大変位 cm
KOBE	JMA 神戸	NS/WE	818.0 / 617.0 ^{*)}	83.0 / 72.0	18.3 / 19.6
TKT	鷹取駅	NS/WE	606.0 / 657.0	124.0 / 125.0	36.0 / 31.3
KPI	ポートアイランド	NS/WE	341.0 / 284.0	92.0 / 55.0	37.1 / —
FKA	大阪ガス社	NS/WE	687.0 / 802.0	65.0 / 132.0	18.2 / 41.7
KBO	神戸大	NS/WE	270.0 / 301.0	55.0 / 31.0	14.0 / 8.0

*)記号 ~~~ は設計仮定値を越えているもの

すようにレベル3の地震動は各地で起こっており、今後この地震入力に対しても構造体の塑性域における耐力、変形能力等を定量的に扱う設計にしてゆくべきである。本稿ではその足掛かりとなる手法を以下に示している。

3. 現行設計法の問題点と靱性設計

3.1 問題点

現行設計法の問題点の主なものを示せば次のごとくである（詳細は文献 2）P.6～, 文献 3）参照）

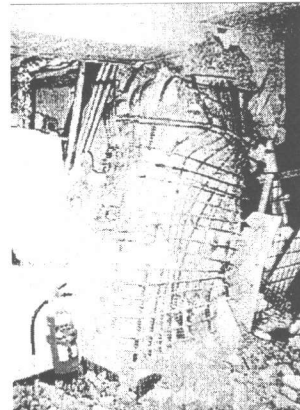
- ① 塑性域におけるくり返し耐力劣化性状も含む変形能力性状が充分把握されておらず、従って“レベル3入力”に対する対応策が定量的になされていない。
- ② 設計は X, Y2 方向独立に行われているが、“円弧周回運動”で作用する地震力によって塑性域に入った構造体にはこの設計法は成り立たない。理由は断面の μ 算定仮定が成立しなくなるからである（詳細は文献 2）P. 10, 図参照）。なお、文献 4）の日本建築学会の「RC造の靱性保証型…」の指針では柱等の横筋のピッチは 10cm 以下となっているが、角形補強で 10cm 程度の補強では写真-1 に示すような被害を防ぐことはとても無理である事を強調したい。

3.2 横拘束補強の効果

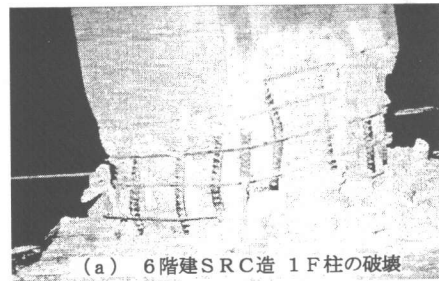
写真-1 の対策として過去に示された貴重な例を写真-2 に示す。この柱は断面が正方形、フープ筋は円形で ϕ or D13 が 5～6cm ピッチで配筋されている。この結果最下層の残留変位は 50～60cm、実に層間変位角 $R \approx 1/5$ で上部 4 層を支えている。結論的には、この例に見られる円形の横拘束補強法を塑性ヒンジ部分に用いれば、極めて経済的にしかも容易に大変形能力架構を実現することができる。横補強筋の形状は円形が最も有効であるが、角形の場合は直線部が図-1 のように円弧状に外側に膨らむのを防ぐ中子筋が必要で円形程の効果はない。

3.3 靱性設計へ

普通の耐震設計において、
[構造特性の係数 D_s 値に対応する最大変位 or

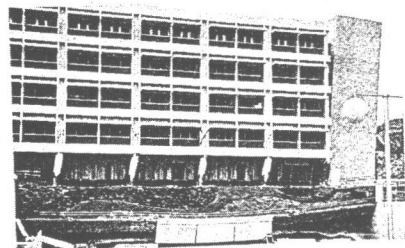


(b) ピロティ柱の破壊 (中子筋なし)

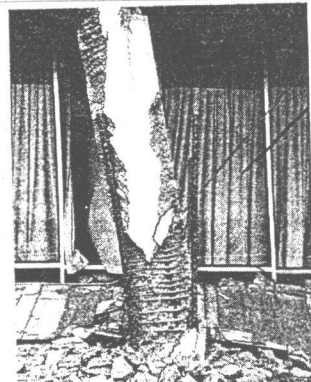


(a) 6階建SRC造 1F柱の破壊

写真-1 兵庫県南部地震による「新耐震設計規準建物」の被害



(b) 大残留変位状態で上部4層建物を支える円形スパイラル柱



(a) 残留変位約50cmの円形スパイラル柱

写真-2 サンフェルナンド地震 (1971) によるオリブビュー病院の状況

弾塑性応答解析による最大応答変位] × 安全率 (例えば 1.2~1.5) = 靱性設計用変位 とし、各断面の変形能力が得られるよう 5 項で述べる方法で配筋量の計算を行う。また、制震構造とするばあいにおいても、“レベル 3” の地震入力に対する対策として、上記のような方針の変形能力に対する設計が必要な筈である。これは、被災後の補修・補強・再使用をより容易とするためでもある。

4. 横拘束 (Confined) 補強の要点、注意点

4.1 基本

写真-1 に見られるような粒塊化した塑性ヒンジ部のコンクリートが外に逃げ出すのを拘束封じ込むよう補強するのが基本である。原則的には円形補強が最も効率がよい (図-1 参照)。

4.2 各種補強法と注意点の要約

- (1) 普通鉄筋、高強度鋼材による補強：円形、角型、田型、囲型、多角形等 (図-2 参照)
- (2) 鋼板巻立補強：角形に補強する場合は図-1 のように直線部分は外に膨らみ易く拘束効果が失われるので、裾周辺をアングル材等剛性の高い形鋼材で補強する事が必要である。また大型断面になるほど寸法効果の影響で小断面による実験効果よりも効果が低減される点に特に注意する必要がある (後述 6 項参照)。
- (3) センイ巻立補強：鋼板巻立と同様な注意が必要であるが、特に 1) 補強の層が薄いので角形の場合は内部からの膨らみをおさえる効果は無いに等しく、また 2) 破断ひずみが小さく、破断は突発的に発生するという危険性を含んでいる。
- (4) CFT 構造：角形鋼管の場合は上記と同様な状況となる。円形鋼管の場合も含

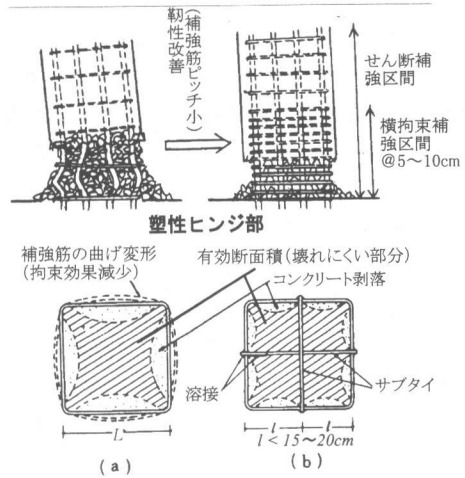


図-1 横拘束補強のメカニズム・効果

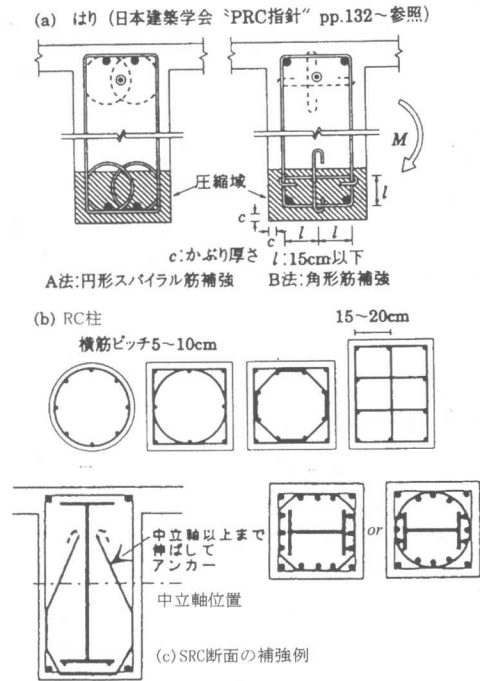


図-2(1) 梁柱断面の補強

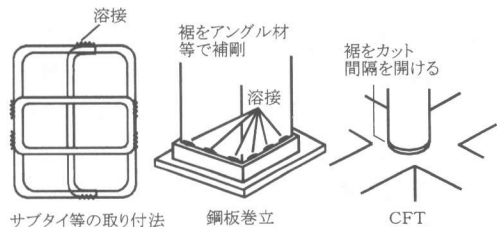


図-2(2) 注：注意事項

めて、鋼管の裾を梁鉄骨に溶接すると、大変位塑性域では“局部座屈⇄引張”の繰返して座屈部破断を生じ易い。裾部はカットし梁材との間に隙間を設ける必要がある。

- (5) 裾部コンクリート巻立補強：上記巻立補強の注意点はほぼ解消される。

5. 部材の曲げ変形能力確保のための横補強筋量の算定方法について

ここでは建築部材を対象としたものを示す。

5.1 全 M-φ 曲線の算定

図-3 に示すように断面の M-φ 曲線の各指標点は種々の断面配筋に対し算定式によって算定することができる（詳細は文献5）参照）。

断面の変形能力を示す指標点（終局限界点）は、

- ①断面圧縮側の破壊に起因する [C=T] max、すなわち鉄筋ひずみ最大値点⁶⁾

- ②引張鉄筋破断点

- ③主筋座屈時点

- ④横補強筋破断時点

等があるが、本報では通常の設計で生じる①の点（L_c点）に基づいた変形能力とそのため配筋量の算定方法を以下に示す。

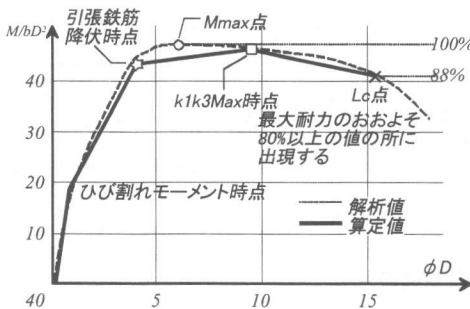


図-3 断面のM-φ曲線の一例

5.2 紹介する横補強筋量算定方法の考え方

曲げ変形が卓越する構造部材の変形能力確保のための横補強筋量の算定方法について紹介する（ここで“曲げ変形が卓越する”とは、せん断破壊が部材の変形能に重大な影響を及ぼさないことを意味し、実際の部材設計ではせん断

耐力確保のための補強筋量（せん断補強筋）についても別途考慮する必要がある）。

横補強筋量の算定方法については、目標とする性能や算定方法を検討した条件等の違いにより様々なものが提案されているが、以下に示される提案式は次の条件により導かれている。

○ 横補強筋量、補強筋強度、コンクリート強度等をパラメータとした RC 柱断面の解析を行い、断面の限界曲率（φ_u）に等価塑性ヒンジ長（leq=0.75D；D は断面せい）をかけることにより、ヒンジ部での限界回転角（θ_u）とする。

○ R_u が想定する変形量（具体的には、部材変形角で 1/50, 1/30 等の値）となる場合の横補強筋量を算出し、各種パラメータと横補強筋量の関係を定式化する。

○ 誘導された式を実験データを用いて修正を行う。

※ 限界曲率は前述の [C=T] max 点、即ちコンクリートの歪み軟化性質に起因する限界点（L_c点）を採用している。L_c点とは、断面解析において、変形増加に伴う圧縮側コンクリートの劣化により、コンクリートの発揮する圧縮力が軸力および引張鉄筋により発揮される引張力を保持できなくなる点である。具体的には、変形が増大するにも関わらず引張鉄筋の歪みが戻り始める点ということになり、解析上では同点を境にして耐力が急低下する。

※ 拘束を受けるコンクリートの応力度-ひずみ度曲線の評価には、鈴木・中塚等の提案する単軸圧縮応力下のコンファインドコンクリートの評価式を用いた。

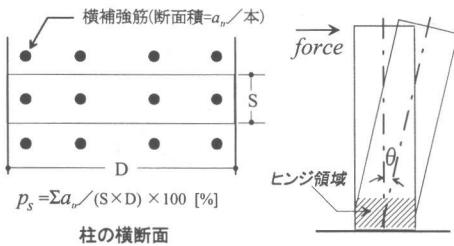
5.3 RC 柱の曲げ変形確保のための横補強筋量算定式

$$p_s = (a \cdot \eta + b) \cdot \left(\frac{F_c}{30}\right)^m \cdot \left(\frac{350}{\sigma_{my}}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{5} + \frac{4}{5 \cdot n_s}\right) [\%] \cdot \left(\left(\frac{A_s}{A_c}\right)^{3/2} - \frac{1}{3}\right) \cdot \left(\frac{1}{3} \cdot \left(\frac{5S}{4D}\right) + \frac{7}{8}\right)$$

$$a = \frac{200 \cdot \theta_u}{9} + \frac{8}{9}, \quad b = 10\theta_u - \frac{5}{12}, \quad m = \frac{43}{F_c} + \frac{3}{7}$$

※ $\left(\frac{3}{5} + \frac{4}{5 \cdot n_s}\right)$ の項は、 $n_s = 0$ の場合 2.8。

η : 軸力比、 F_c : conc. 圧縮強度 (N/mm²)、 σ_{ty} : 横拘束筋の降伏強度 (N/mm²)、 A_c/A_g : コア面積比、 n_s : サブタイ本数、 S/D : 横拘束筋のピッチ/柱の一辺長さ



<式の説明>

本式の第一項 ($a \cdot \eta + b$) は、コンクリート強度 30N/mm²、補強筋降伏強度 350 N/mm²、コア面積比 (A_c/A_g) 0.81、サブタイ本数 2、 $S/D=0.1$ 時の条件において、軸力比 (η) とヒンジ部に期待する回転角 (θ_u) の値が変わる場合の補強筋量の算定式である。

第二項以降の各項は、それぞれ、コンクリート強度、補強筋強度、サブタイ本数、コア面積比、 S/D が上記の値から変動する場合の、補正係数にあたる。

<算例>

以下の条件で必要補強筋量の算定を行う。

- $b \times D = 1000 \times 1000$ mm、補強筋ピッチ (S)=100mm、柱面一補強筋中心距離は 70mm、軸力比(η)=0.35、 F_c 32 N/mm²、 σ_{ty} 600N/mm²とする。また、ヒンジ部に期待する回転角($\theta_u=1/30$)とし、サブタイ本数(中子筋の数)については0本(口型)、1本(田型)、2本(罫型)の3種について検討する。

○準備計算

- 補強筋ピッチ (S)=100mm より、 $S/D=100/1000=0.1$
- 柱面一補強筋中心距離 70mm より、コア面積比(A_c/A_g)=(1000-70)²/1000²≒0.87

○補強筋量算定

・サブタイ本数が0(口型)の場合

条件、 $\theta_u=1/30=0.033$ 、 $F_c=35$ N/mm²より

$$a = \frac{200 \cdot \theta_u}{9} + \frac{8}{9} = \frac{200 \cdot 0.033}{9} + \frac{8}{9} = \frac{18}{9} = 1.62$$

$$b = 10\theta_u - \frac{5}{12} = 10 \cdot 0.033 - \frac{5}{12} = -0.087$$

$$m = \frac{43}{F_c} + \frac{3}{7} = \frac{43}{32} + \frac{3}{7} = 1.77$$

よって、

$$p_s = (1.62 \cdot 0.35 - 0.087) \cdot \left(\frac{32}{30}\right)^{1.77} \cdot \left(\frac{350}{600}\right)^{2/3} \cdot (2.8) \cdot \left(\left(\frac{1}{0.87}\right)^{3/2} - \frac{1}{3}\right) \cdot \left(\frac{5}{4} \cdot 0.1 + \frac{7}{8}\right) = 0.48 \times 1.12 \times 0.70 \times 2.8 \times 0.90 \times 1.00 = 0.95$$
 [%]

$$a_n = S \times D \times p_s = 100 \times 1000 \times 0.0095/2 = 425\text{mm}^2$$

従って、D25(507mm²)による補強が必要(事実上不可能)

・サブタイ本数が1(田型)の場合

$$p_s = (1.62 \cdot 0.35 - 0.087) \cdot \left(\frac{32}{30}\right)^{1.77} \cdot \left(\frac{350}{600}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{5} + \frac{4}{5}\right) \cdot \left(\left(\frac{1}{0.87}\right)^{3/2} - \frac{1}{3}\right) \cdot \left(\frac{5}{4} \cdot 0.1 + \frac{7}{8}\right) = 0.48 \times 1.12 \times 0.70 \times 1.4 \times 0.90 \times 1.00 = 0.47$$
 [%]

$$a_n = S \times D \times p_s = 100 \times 1000 \times 0.0047/3 = 157\text{mm}^2$$

従って、D16(199mm²)による補強が必要

・サブタイ本数が2(罫型)の場合

$$p_s = (1.62 \cdot 0.35 - 0.087) \cdot \left(\frac{32}{30}\right)^{1.77} \cdot \left(\frac{350}{600}\right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{5} + \frac{4}{5 \cdot 2}\right) \cdot \left(\left(\frac{1}{0.87}\right)^{3/2} - \frac{1}{3}\right) \cdot \left(\frac{5}{4} \cdot 0.1 + \frac{7}{8}\right) = 0.48 \times 1.12 \times 0.70 \times 1.0 \times 0.90 \times 1.00 = 0.34$$
 [%]

$$a_n = S \times D \times p_s = 100 \times 1000 \times 0.0034/4 = 85\text{mm}^2$$

従って、D13(127mm²)による補強が必要

<計算図表>

計算式を図表にしたものが図-4である。まず、図上部の軸力比を決定し、そこからヒンジ部に期待する回転角(θ)、コア面積比(A_c/A_g)等部材諸条件に適合するように Graph1~7 を順番にたどることにより、必要補強筋量を求めることができる。図中には、上述の算例のサブタイ本数(n_s)が0(口型補強)の場合と、2(罫型補強)の場合について示している。

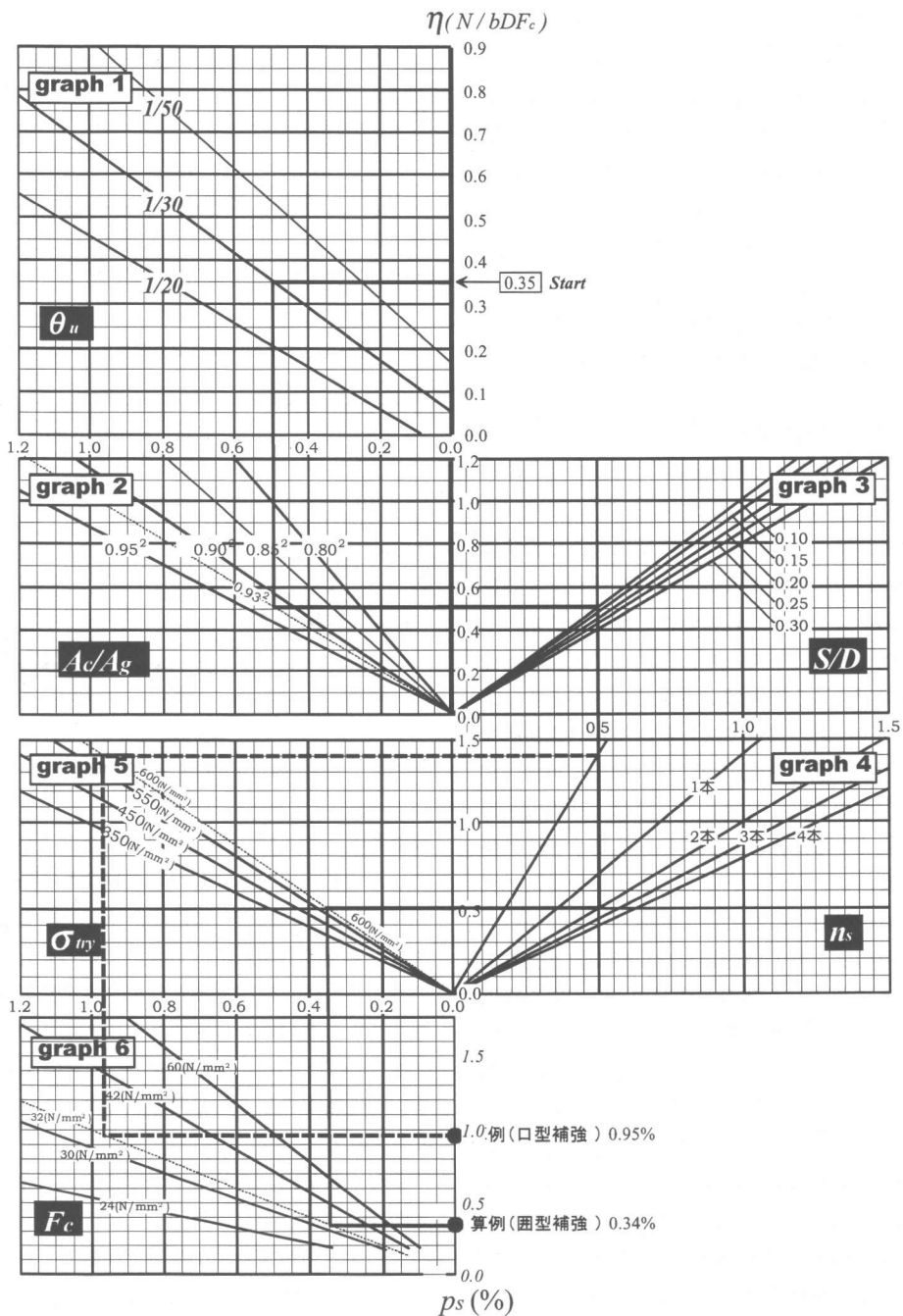


図-4 必要補強筋量算定式の図表化

6. 土木構造物の靱性

土木構造物と建築構造物の顕著な相違点として断面寸法の違いがある。柱部材を考えれば、橋脚を例にとると断面寸法が2~3mとなっているケースが多数存在する。また、横拘束補強筋等の配筋詳細についても、建築構造物の柱部材との相違は、主として断面寸法の違いが背景にあることも考えられる。そこで、ここでは、特に土木構造物において懸案となっている断面寸法が靱性に及ぼす影響について紹介するとともに、土木の分野で用いられている靱性評価手法について示すことにする。

6.1 靱性と寸法効果

鉄筋コンクリート柱の靱性に関しては、建築ならびに土木いずれの分野でも、これまで多くの実験結果を根拠とした実験式によりその評価が行われている。これは、繰返し荷重下における鉄筋コンクリート柱の靱性を解析的に求めることは一般に困難であり、現状では正負交番載荷実験等による実験値が最も信頼性があるためである。一方、実験室で行われる正負交番載荷実験等では縮小模型が用いられることが多いが、特に土木の部材を対象とした場合、その縮小率が大きくなるため、実験結果に及ぼす寸法効果の影響が懸念されている。このような寸法効果の影響を検討するために、断面寸法が2.4mの大型模型と、その構造諸元を可能な限り精度よく1/4に縮小した断面寸法が0.6mの縮小模型に対する正負交番載荷実験のデータから、靱性、塑性ヒンジ、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しについてそれぞれ比較を行ってみたい。

図-5は水平カードリフト関係の履歴曲線の包絡線を大型模型と縮小模型で比較して示したものである。ここで、縮小模型の水平力は、相似則に基づき、縮小率を二乗した値を乗じることにより大型模型に対する結果と相対的な比較ができるようにしている。これより、両者の挙動は比較的一致していることがわかる。また、図-6はかぶりコンクリートの剥離が始まる時点での曲率の高さ方向分布を比較して示したも

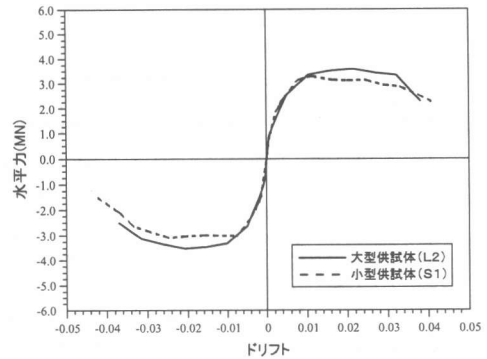


図-5 水平カードリフト曲線の包絡線の比較

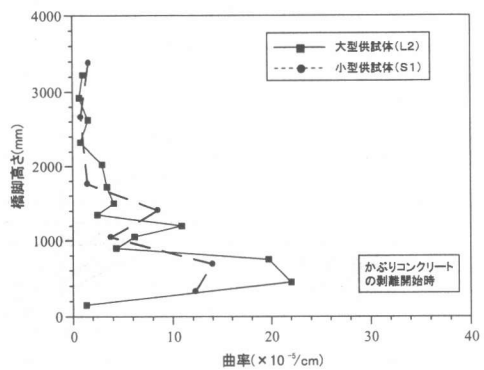


図-6 曲率分布の比較

のである。ここで、縮小模型の高さおよび曲率についても、相似則に基づいた補正を行っている。これより、曲率の塑性化が生じている範囲は縮小模型の方が若干広がっていることがわかる。これは、横拘束補強筋による拘束効果を考慮して軸方向鉄筋の座屈長を比較すると、縮小模型の方が相対的に長くなり、その影響により、塑性曲率の生じる範囲が広がったものと考えられる。

また、載荷点における全水平変位に対する軸方向鉄筋の伸び出しに起因して生じた水平変位の比率を大型模型と縮小模型で比較してみたが、ドリフトの程度によって多少変動するものの、両ケースとも概ね等しいことがわかった。

ここに示した実験においては、縮小模型の構造諸元は、断面寸法の縮小率に基づいて設定しており、そのようにすれば断面寸法が靱性に及

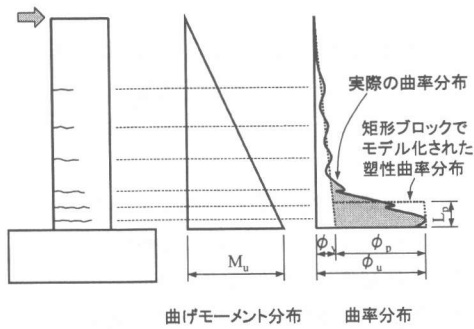


図-7 曲率分布と塑性ヒンジの仮定

ぼす影響は小さく抑えることができると言える。ただし、断面寸法の縮小率と軸方向鉄筋径や帯鉄筋間隔等の縮小率に有意な相違があると、それが塑性ヒンジの高さや軸方向鉄筋の伸び出し量に影響を及ぼし、その結果、靱性に対して寸法効果をもたらすことになる。

6.2 塑性ヒンジ

鉄筋コンクリート柱の靱性を評価する場合に、塑性ヒンジという概念が用いられることもある。鉄筋コンクリート柱の水平変位は、断面に生じる曲率を高さ方向に積分することにより算出することができるが、この場合、曲率分布のモデル化が重要となる。終局を対象とするような場合には、一般に曲率分布は非常に複雑となる。そこで、このような複雑な挙動を設計実務でも取り扱いやすいようにするために導入されている概念が塑性ヒンジ長である。これは、図-7に示すように、実際は複雑な曲率の分布を、面積が等価な矩形ブロックとして置き換え、その矩形ブロックの高さを塑性ヒンジ長として定義するものである。したがって、塑性ヒンジ長は、あくまでも柱部材に生じる水平変位を算出するために便宜的に設定されたものであり、この塑性ヒンジ長の区間には塑性曲率が生じないということの意味するものではない。

このようにして定義される塑性ヒンジ長は、断面寸法や軸方向鉄筋径、モーメント勾配等によって変化することが考えられ、その研究も進められている⁸⁾。図-8は、軸方向鉄筋径のみ

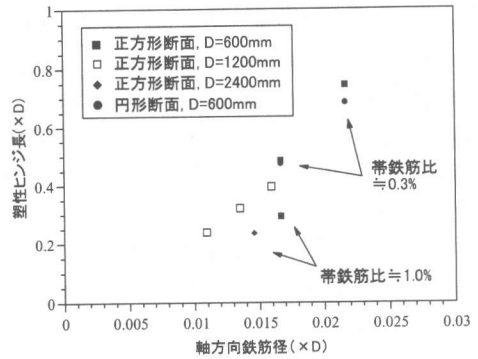


図-8 軸方向鉄筋径と塑性ヒンジ長の関係

が主たる実験パラメータとなっている供試体を対象として、軸方向鉄筋径を断面寸法で無次元化した軸方向鉄筋径比と塑性ヒンジ長の関係を示したものである。また図中では、塑性ヒンジ長についても断面寸法で無次元化している。これより、同一の軸方向鉄筋比であっても相対的に太い鉄筋を用いた方が、塑性ヒンジ長が長くなることがわかる。これは、換言すれば、軸方向鉄筋径の縮小率が断面寸法の縮小率と異なると、それだけ靱性に対して寸法効果の影響が生じることを示している。

6.3 横拘束補強と靱性の評価手法

土木構造物に対する代表的な設計規準としては、土木学会コンクリート標準示方書⁹⁾、道路橋示方書¹⁰⁾、鉄道構造物等設計標準¹¹⁾があり、それぞれの規準に靱性率を評価する方法が示されている。土木学会コンクリート標準示方書では、耐力比により靱性率を評価する手法が与えられ、横拘束筋量を増せばせん断耐力の増加とともに靱性率が増すことになる。評価式は実験回帰式であるため、横拘束筋量の靱性率に対する種々の影響を含んでいるものであるが、拘束効果は直接式中に反映されておらず、横拘束筋の影響はせん断補強効果として取り扱われている。道路橋示方書では、横拘束筋による拘束効果をコンクリートの応力ひずみ関係において考慮し、塑性ヒンジ領域での曲げモーメント-曲率関係に基づいた終局変位の算出方法が適用されている。靱性率は塑性ヒンジ領域におけるコ

ンクリートの拘束度合いで変化するため、横拘束補強筋の影響を計算して直接反映させる手法と位置づけられる。鉄道構造物等設計標準は、塑性ヒンジ部の回転角を帯鉄筋比と引張鉄筋比の関数として与える方法が用いられている。評価式は実験回帰式であるため、土木学会コンクリート標準示方書と同様横拘束筋量の靱性率に対する種々の影響を含んでいるものであるが、帯鉄筋比の関数であるため、せん断補強・拘束効果のメカニズムの区別は式の上ではあえて明確になっていない。

このように、靱性率を評価する場合に曲率・回転角・変位と基準となる指標が各規準で異なり、さらにはその指標を算定するときの考え方も異なっている。横拘束補強に対して再度言及すれば、土木学会コンクリート標準示方書はせん断補強を、道路橋示方書はコンファインド補強を主な考え方として取り上げている。この相違は、土木学会コンクリート標準示方書は曲げ降伏後のせん断破壊までも靱性率算定の対象としているが、道路橋示方書では曲げ破壊型を前提とした靱性評価となっている等、対象とする終局時の挙動にも反映されている。

7. 委員会活動報告とシンポジウムの開催

本研究委員会の活動成果を報告するとともに、多方面からコンクリート構造物の靱性設計手法について意見交換をするために、委員会活動報告ならびに応募論文によるシンポジウムを以下の要領で行う予定である。

「コンクリート構造物の靱性設計手法」

に関するシンポジウム

日時：2001年11月30日（金）

場所：（社）日本建築学会建築会館

東京都港区芝 5-26-20

委員会報告書の目次案を以下に示す。

「コンクリート構造物の靱性設計手法—コンファインド（横拘束）コンクリートの利用—」

1. まえがき
2. 靱性設計の必要性および設計手法の概要
3. 変形能力に関する内外の規定
4. コンクリート・鋼材の力学的特性と設計仮定
5. 各種部材の変形能力性状
6. 断面一部材—架構の変形・靱性率の関係
7. 各種補強法と変形能力の算定
8. 部材の残留変位性状と補修・補強
9. 設計例

付録：コンファインド補強した建物の実例集

参考文献

- 1)日本建築学会：コンクリート構造（PC、PRC）部材の靱性設計手法と耐震架構への応用；PC 構造運営委員会、終局限界変形・変位小委員会、1997年9月
- 2)日本コンクリート工学協会：「塑性域の繰り返し劣化性状」に関するシンポジウム、1998年8月
- 3)鈴木計夫、境有紀、芳村学、前川宏一、曾昭平：過大繰り返し地震力を受けるコンクリート部材の塑性域劣化性状研究委員会報告、コンクリート工学年次論文報告集、1999年7月
- 4)日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説、1997年
- 5)鈴木計夫、中塚侖、阿波野昌幸：コンクリート梁部材断面の曲げ終局限界点に関する研究（その2）終局限界点特性値の算定式の誘導、日本建築学会論文報告集、第403号、1989年1月
- 6)鈴木計夫、中塚侖、岸本一蔵：RC 柱部材の曲げ靱性確保のための横拘束補強筋量算定式について、コンクリート工学年次論文報告集、pp.327-332、1991年6月
- 7)星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究、土木学会論文集、No.669/V-50、pp.215-232、2001年2月
- 8)星隈順一、長屋和宏、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長、構造工学論文集、Vol.46A、pp.1461-1468、2000年3月
- 9)(社)土木学会：平成8年制定コンクリート標準示方書〔耐震設計編〕、1996年7月
- 10)(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編・同解説、1996年12月
- 11)運輸省鉄道局監修：鉄道構造物等設計標準・同解説、耐震設計編(案)、1998年11月