

FEM 解析による大規模 RC 構造物の設計法に関する一考察

亀澤 靖*・林 伸行**・
岩崎郁夫***・多田 勝****

構造物が大規模化、複雑化するに従い3次元立体 FEM 解析を設計に適用する例が増えているが、その設計法には確立したものが無い。本論文では3次元立体 FEM 解析による設計の問題点のうち、解析から得られる要素応力度から直接鉄筋量を算出する方法を提案し、試算によりその妥当性を確認した。せん断力の新しい検討方法についての考察も行った。

Key Words: 3-D solid FEM analysis, a calculation method of reinforcement using element stresses, a new design method for shearing force

1. はじめに

橋梁などの鉄筋コンクリート構造物を設計する場合には、構成する部材をはりや柱などの棒部材として扱った骨組構造モデルや、2次元の有限要素法 (FEM) 解析モデルを用いて構造解析を行うのが一般的である。これらの方法は構造物を構成する部材のスパン/桁高比が比較的大きい場合や、構造物が単純で応力の状態が比較的わかりやすく、平面応力あるいは平面ひずみ状態が明らかに仮定できる場合などに用いられ、構造物の挙動を比較的簡単かつ正確に表現することができるが、3次元的な広がりをもつマスコンクリート構造物などを取り扱う場合には、これらの簡易な解析モデルを用いて構造物の解析を的確に行うことは一般には困難である。このような場合には、シェル要素やソリッド要素と呼ばれるような有限要素を用いた3次元の FEM 解析を行うことが必要となるが、特にソリッド要素を用いた3次元立体 FEM 解析の設計への適用については、前例も少なく確立された方法がない。またコンクリート標準示方書の記述も一般的に棒部材による解析を前提としたものであり、3次元立体 FEM 解析を含む有限要素法による解析を用いた設計を前提とした記述はなく、実際の設計においては、設計者がそれぞれの場合において独自の判断のもとに適切と思われる設計を行っているのが実情である¹⁾。このような状況に対し日本コンクリート工学協会では FEM 解析を用いた設計のガイドライン²⁾を作成しているが、これも3次元立体 FEM 解析に力点をおいたものにはなっていない。

本論文では、3次元立体 FEM 解析を実設計に適用する場合の問題点のうち、ソリッド要素応力度から必要鉄筋量を直接算出する方法を提案し、この方法により算出される鉄筋量の妥当性を、コンクリートの材料非線形性を考慮した非線形 FEM 解析によって検証した。また、せん断力に対する部材の検討方法として最近提案されたものを含めたいくつかの方法について試算を行い考察を加えた。

2. ソリッド要素応力度からの鉄筋量算出方法

マシブな構造に対する構造解析を行う場合には、一般に2次元 FEM 解析やシェル要素を用いた3次元 FEM 解析に比べて、3次元立体 FEM 解析が実構造物の挙動をより忠実に再現することができる。そこで、その解析結果であるソリッド要素応力度からその位置での必要鉄筋量 (補強鋼材量) を算出することができれば、より合理的な設計を行うことが可能となる。有限要素法を用いて構造解析を行うと、各要素ごとにある座標系に対する応力 (テンソル) の成分の値および主応力の成分と方向が得られる。鉄筋の配置方向が主応力の方向と完全に一致する場合には、各主 (引張) 応力の値を鉄筋の許容応力度で除した値をもって、その方向の必要鉄筋量 (単位面積当り) とすればよいが、一般にこのようなケースは特殊であり、実際には鉄筋の配置方向と主応力の方向とは一致しないことが多い。このような場合に必要鉄筋量を求めるための算定式は、2次元 (平面) の面内問題の場合についてはコンクリート標準示方書 6.3.5³⁾ に示されているが、3次元の場合の算定式には確立されたものがないのが実情である。

例えば、本州四国連絡橋公団⁴⁾では要素主引張応力度に対して必要鉄筋量を算出し、それを余弦成分とする鉄筋量を各方向に配筋することとしている。ただし、これは2次元 FEM 解析に対しての規定である。また、主応

*工修 大成建設 (株) 土木設計計画部設計企画室係長
(〒163-06 東京都新宿区西新宿 1-25-1 新宿センタービル)

**大成建設 (株) 土木設計計画部設計推進室副課長

***正会員 工修 大成建設 (株) 東北支店名取川橋梁作業所主任

****工修 大成建設 (株) 札幌支店十勝大橋作業所

力方向と配筋方向が一致しない場合は最大主応力に対する必要鉄筋量を全方向に配置する（配筋方向と向きが一致する主応力については、その主応力に対する鉄筋量を配置する）方法を採用しているものもある。これも 2 次元に置き換えて検討した結果であり、3 次元立体 FEM 解析を実施しながら、その結果を十分に活かした設計は実施されていない。

そこでここでは、3 次元立体 FEM 解析結果から必要鉄筋量を算定する方法として以下に示す 5 つの方法を考え、仮定した要素応力度に対し各方法で必要鉄筋量を算出し、それぞれの合理性について比較した結果、以下の (5) に示す方法を最も合理的なものとして提案する。

- (1) 最大主応力に対する必要鉄筋量を各方向の必要鉄筋量とする方法
- (2) 主応力の代数和に対する必要鉄筋量を各方向の必要鉄筋量とする方法
- (3) コンクリート標準示方書「6.3.5 面内力を受ける面部材の設計断面力」の手法を応用する方法
- (4) 主応力の方向と鉄筋配置方向を考慮して必要鉄筋量を算定する方法（方法(1)の発展型）
- (5) コンクリート標準示方書「6.3.5 面内力を受ける面部材の設計断面力」を 3 次元的に拡張して用いる方法

以下に各方法の概要を示す。

- (1) 最大主応力に対する必要鉄筋量を各方向の必要鉄筋量とする方法

ある要素の最大主引張応力を用いてその要素の位置における必要鉄筋量を算定し、これをあらかじめ規定した配筋方向の x 軸、y 軸、Z 軸全ての方向の必要鉄筋量とする。

必要鉄筋量 A_{req} は、下式によって算定する。

$$A_{req} = \sigma_1 / \sigma_{sa}$$

ここで、 A_{req} : 必要鉄筋量 (cm^2/cm^2)
 σ_1 : 最大主引張応力 (kgf/cm^2)
 σ_{sa} : 鉄筋の許容引張応力度 (kgf/cm^2)

- (2) 主応力の代数和に対する必要鉄筋量を各方向の必要鉄筋量とする方法

3 主応力の代数和 ($\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$) に対しての必要鉄筋量を全ての鉄筋配置方向の必要鉄筋量とする。ただし、圧縮主応力の場合はこれを 0 とする。

つまり、必要鉄筋量 A_{req} は、次のようになる。

$$A_{req} = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) / \sigma_{sa}$$

ここで、 $i=1, 2, 3$ に対し

$$\sigma_i = \begin{cases} \sigma_i : \sigma_i > 0 \text{ (引張)} \\ 0 : \sigma_i \leq 0 \text{ (0 または圧縮)} \end{cases}$$

これは、(1) の方法よりも、かなり安全側の結果を与

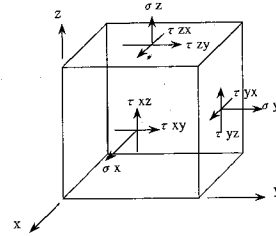


図-1 3次元解析による要素応力度

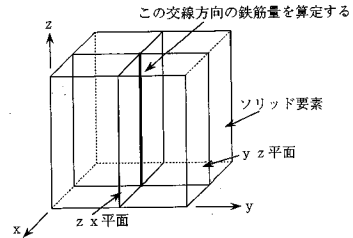


図-2 方法 (3) による Z 方向鉄筋量の算出

える。

- (3) コンクリート標準示方書「6.3.5」の手法を応用する方法

FEM 解析により図-1 に示すような要素応力度が得られたとする。ここで、仮に z 方向の鉄筋量を算定する場合、ソリッド要素の中で 2 平面 (zx 平面、yz 平面) を仮想し、解析結果から得られたそれぞれの応力成分をこれらの仮想平面内の面内力として扱う。次にコンクリート標準示方書の「6.3.5 面内力を受ける面部材の設計断面力」の手法を用いて、それぞれの平面における必要鉄筋量を算定し、図-2 に示すようにこれらの和をもってその 2 平面の交線方向 (z 方向) の必要鉄筋量とする。

コンクリート標準示方書では、断面力の形で式を誘導しているが、ここでは応力の形で用いることとする。

zx 平面について、z 方向の鉄筋の引張応力度は次式によって求められる。

$$\sigma_{tzd} = \sigma_z + |\tau_{xz}| \quad ((5) \text{の方法で示す導出を参照})$$

ここに、

σ_{tzd} : z 方向鉄筋に作用する引張応力度 (kgf/cm^2)

σ_z : z 方向の直応力成分

τ_{xz} : zx 平面内のせん断応力成分

zx 平面における z 方向の必要鉄筋量 $A_{req,zx}$ (cm^2/cm^2) は、次式によって求める。

$$A_{req,zx} = \sigma_{tzd} / \sigma_{sa} = (\sigma_z + |\tau_{xz}|) / \sigma_{sa}$$

同様に、yz 平面においても z 方向の必要鉄筋量 $A_{req,yz} = (\sigma_z + |\tau_{yz}|) / \sigma_{sa}$ が求められる。

以上より、z 方向の必要鉄筋量 $A_{req,z}$ は両者の合計として次式によって算定する。

$$A_{req,z} = A_{req,zx} + A_{req,yz}$$

$$=(2\sigma_z + |\tau_{xz}| + |\tau_{yz}|) / \sigma_{sa}$$

(4) 主応力の方向と鉄筋配置方向を考慮して必要鉄筋量を算定する方法

方法(1)を発展させた方法である。ある要素の主応力をそれぞれ $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ とし、また鉄筋の配置方向を x, y, z 方向とする。その両者の方向の関係によって次のような場合を考える。

・全ての主応力の方向が、鉄筋配置方向とほぼ一致する場合(タイプ1)

このような場合には、各主応力に対しての必要鉄筋量を各方向の必要鉄筋量とする。

鉄筋を配置する x, y, z 方向の必要鉄筋量をそれぞれ $A_{req,x}, A_{req,y}, A_{req,z}$ とし、主応力の σ_1, σ_2 および σ_3 の方向がそれぞれ x, y, z 方向とほぼ一致するものとする。

$$A_{req,x} = \sigma_1 / \sigma_{sa}$$

$$A_{req,y} = \sigma_2 / \sigma_{sa}$$

$$A_{req,z} = \sigma_3 / \sigma_{sa}$$

ここに、

$$A_{req,x}, A_{req,y}, A_{req,z} : \text{各方向必要鉄筋量 (cm}^2\text{/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3 : \text{主応力 (kgf/cm}^2\text{)}$$

$$\sigma_{sa} : \text{鉄筋許容引張応力度 (kgf/cm}^2\text{)}$$

・主応力の1つの方向のみが、鉄筋配置方向の1つとほぼ一致する場合(タイプ2)

この場合には、主応力とほぼ一致している方向には、その主応力から必要鉄筋量を算定し、他の2方向については、他の2つの主応力の大きい方に対する必要鉄筋量を、その2方向の必要鉄筋量とする。つまり、この場合には、各方向の必要鉄筋量は次のように算定される。

$$A_{req,x} = \sigma_1 / \sigma_{sa}, A_{req,y} = A_{req,z} = \sigma_2 / \sigma_{sa}$$

(σ_1 方向が x 方向に一致、 $\sigma_2 \geq \sigma_3$ の場合)

・全主応力方向が鉄筋配置方向と一致しない場合(タイプ3:方法(1)と同じ)

この場合には、要素に生じる最大主引張応力に対する必要鉄筋量を全ての鉄筋配置方向の必要鉄筋量とする。つまり、この場合には、各方向の必要鉄筋量は次のように算定される。

$$A_{req,x} = A_{req,y} = A_{req,z} = \sigma_1 / \sigma_{sa}$$

(ただし、 $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$)

(5) コンクリート標準示方書「6.3.5」を3次元的に拡張して用いる方法

コンクリート標準示方書「6.3.5」の式を以下に示す。

$$T_{xd} = N_1 \cos^2 \alpha + N_2 \sin^2 \alpha + (N_1 - N_2) \times \sin \alpha \times \cos \alpha$$

$$T_{yd} = N_1 \sin^2 \alpha + N_2 \cos^2 \alpha + (N_1 - N_2) \times \sin \alpha \times \cos \alpha$$

$$C_d = 2(N_1 - N_2) \sin \alpha \times \cos \alpha$$

T_{xd}, T_{yd} : x 方向鉄筋および y 方向鉄筋に作用する部材単位幅あたりの設計引張力

α : 主面内力 N_1 と x 方向鉄筋のなす角度、 $\alpha \leq 45^\circ$

C_d : コンクリートに作用する単位幅あたりの設計斜め圧縮力

N_1, N_2 : 主面内力 ($N_1 \geq N_2$)。 N_1 は引張とする(設計用値)

ここにおいて、想定している x 方向鉄筋と y 方向鉄筋が、 N_1 と N_2 の大小によって、そこで規定した座標系の x 軸及び y 軸と一致しないことがあり得る。つまり N_1 と N_2 の大小によって場合分けが必要となる。また、式中の α の値をせん断力(例えば N_{xy}) の正負によって場合分けすることも必要となる。

このような複雑さを少なくするために、式中の T_{xd} 及び T_{yd} に方向性を持たせず、 T_1, T_2 と書き、また α についても符号を持たせないように次式のように置き換える。

$$\tan 2\alpha = \left| \frac{2N_{xy}}{N_x - N_y} \right| \quad (0 \leq \alpha \leq 45^\circ)$$

そして、コンクリート標準示方書の式(6.3.10)、(6.3.11)を次のように誘導する。

$$T_1 = N_1 \cos^2 \alpha + N_2 \sin^2 \alpha + (N_1 - N_2) \times \sin \alpha \times \cos \alpha \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$T_2 = N_1 \sin^2 \alpha + N_2 \cos^2 \alpha + (N_1 - N_2) \times \sin \alpha \times \cos \alpha \quad \dots\dots\dots (2)$$

式(1)より

$$T_1 = N_1 \frac{1 + \cos 2\alpha}{2} + N_2 \frac{1 - \cos 2\alpha}{2} + (N_1 - N_2) \frac{\sin 2\alpha}{2} = \frac{N_1 + N_2}{2} + \frac{N_1 - N_2}{2} (\sin 2\alpha + \cos 2\alpha)$$

$$\left(\begin{aligned} \frac{N_1 + N_2}{2} &= \frac{N_x + N_y}{2}, \frac{N_1 - N_2}{2} = \sqrt{\left(\frac{N_x - N_y}{2}\right)^2 + N_{xy}^2} \\ \sin 2\alpha &= \frac{|N_{xy}|}{\sqrt{\left(\frac{N_x - N_y}{2}\right)^2 + N_{xy}^2}}, \cos 2\alpha = \frac{\frac{|N_x - N_y|}{2}}{\sqrt{\left(\frac{N_x - N_y}{2}\right)^2 + N_{xy}^2}} \\ &= \frac{N_x + N_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{N_x + N_y}{2}\right)^2 + N_{xy}^2} \left(\frac{|N_{xy}| + \frac{|N_x - N_y|}{2}}{\sqrt{\left(\frac{N_x - N_y}{2}\right)^2 + N_{xy}^2}} \right) \\ &= \frac{N_x + N_y}{2} + |N_{xy}| + \frac{|N_x - N_y|}{2} \end{aligned} \right)$$

$$= \begin{cases} N_x + |N_{xy}| & (N_x > N_y \text{ のとき}) \\ N_y + |N_{xy}| & (N_x < N_y \text{ のとき}) \end{cases}$$

同様に式 (2) より,

$$T_2 = \begin{cases} N_y + |N_{xy}| & (N_x > N_y \text{ のとき}) \\ N_x + |N_{xy}| & (N_x < N_y \text{ のとき}) \end{cases}$$

つまり, 設計用軸方向力値として

$$N_{xd} = \begin{cases} T_1 & (N_x > N_y) \\ T_2 & (N_x < N_y) \end{cases} = N_x + |N_{xy}|$$

$$N_{yd} = \begin{cases} T_2 & (N_x > N_y) \\ T_1 & (N_x < N_y) \end{cases} = N_y + |N_{xy}|$$

となり, 鉄筋方向と座標系の関係が解りやすくなる. また, 面内せん断力の符号を考慮する必要もなくなる.

次に, 上述の考え方を 3 次元に拡張し, 解析結果から得られるソリッド要素の各要素応力成分を用いて必要鉄筋量を算定する方法を示す.

解析結果から図-1 のような応力状態が得られるとして, xy 平面, yz 平面, zx 平面方向について, それぞれ独立に 2 次元の場合と同様の考え方を適用する. その際, 次のような仮定を設ける.

- ・ひびわれが常に鉄筋群と 45 度の角度をなす. (鉄筋にとっては最も不利な状態)
- ・直応力成分 ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) の各面に対する寄与分をそれぞれ 1/2 とする. (たとえば σ_x の 1/2 を xy 平面, 残りの 1/2 を zx 平面への寄与分とする)

このような仮定の下に各平面の応力度の設計用値を求めると,

- ・ xy 平面 (図-3a);

$$\frac{1}{2} \sigma_{xd} = \frac{1}{2} \sigma_x + |\tau_{xy}|, \quad \frac{1}{2} \sigma_{yd} = \frac{1}{2} \sigma_y + |\tau_{xy}|$$

- ・ yz 平面 (図-3b);

$$\frac{1}{2} \sigma_{yd} = \frac{1}{2} \sigma_y + |\tau_{yz}|, \quad \frac{1}{2} \sigma_{zd} = \frac{1}{2} \sigma_z + |\tau_{yz}|$$

- ・ zx 平面 (図-3c);

$$\frac{1}{2} \sigma_{zd} = \frac{1}{2} \sigma_z + |\tau_{xz}|, \quad \frac{1}{2} \sigma_{xd} = \frac{1}{2} \sigma_x + |\tau_{xz}|$$

以上より, 鉄筋量算定に用いる各鉄筋方向の応力度の設計用値は次のようになる.

$$\sigma_{xd} = \frac{1}{2} \sigma_x + |\tau_{xy}| + \frac{1}{2} \sigma_x + |\tau_{xz}| = \sigma_x + |\tau_{xy}| + |\tau_{xz}|$$

$$\sigma_{yd} = \frac{1}{2} \sigma_y + |\tau_{xy}| + \frac{1}{2} \sigma_y + |\tau_{yz}| = \sigma_y + |\tau_{xy}| + |\tau_{yz}|$$

$$\sigma_{zd} = \frac{1}{2} \sigma_z + |\tau_{yz}| + \frac{1}{2} \sigma_z + |\tau_{xz}| = \sigma_z + |\tau_{yz}| + |\tau_{xz}|$$

よって必要鉄筋量は次式により算定される.

x 方向必要鉄筋量 $A_{reqx} = \sigma_{xd} / \sigma_{sa}$

y 方向必要鉄筋量 $A_{reqy} = \sigma_{yd} / \sigma_{sa}$

z 方向必要鉄筋量 $A_{reqz} = \sigma_{zd} / \sigma_{sa}$

ここに,

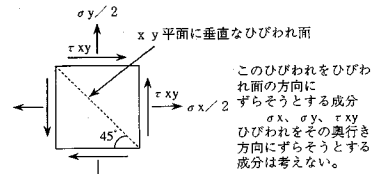


図-3 (a) xy 平面応力状態

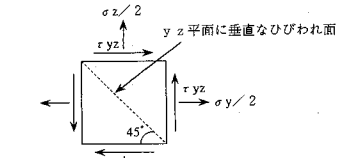


図-3 (b) yz 平面応力状態

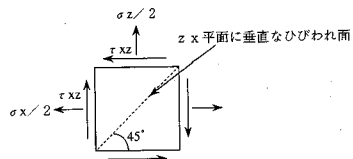


図-3 (c) zx 平面応力状態

$A_{reqx}, A_{reqy}, A_{reqz}$: 各方向の必要鉄筋量 (cm^2/cm^2)
 σ_{sa} : 鉄筋の許容応力度 (kgf/cm^2)

(6) まとめ

以下に示すいくつかの応力状態を仮定し, それに対して以上の 5 つの方法を用いて x, y, z 方向の必要鉄筋量を算出し比較する.

- a) 1 方向の主引張応力が卓越し他は圧縮. 主応力と鉄筋の方向が 1 方向のみほぼ一致
- b) 1 方向の主引張応力が卓越. 主応力と鉄筋の方向が全方向ではほぼ一致
- c) 全主応力が引張で 1 方向が卓越. 主応力と鉄筋の方向が全方向とも一致しない
- d) 直応力成分とせん断応力成分が同程度の大きさ. 主応力と鉄筋の方向が全方向とも一致しない
- e) 直応力成分がせん断応力成分に比べて大. 主応力と鉄筋の方向が全方向とも一致しない

算定した結果を表-1 に, 全方向の必要鉄筋量の合計である鉄筋総量を図-4 に示す. 以下に算定結果を考察する.

- ・主応力方向と鉄筋配置方向がほぼ一致する方向では方法 (4) と方法 (5) は同等の値を算出する. 他の方向については方法 (1) による鉄筋量以下となる. (ケース b)
- ・主引張応力が 1 方向のみの場合方法 (1) と方法 (2) が同値を与える. (ケース a, d)

- ・全主応力方向とも鉄筋方向と一致しない場合、方法(1)と方法(4)は同量の鉄筋量を算出する。(ケースc, d, e)
- ・方法(2)は常に最大の鉄筋量を与える。(全ケース)
- ・理論上方法(1)と方法(2)は、特に一方向に主引張応力が卓越する場合にその他の方向に大きな鉄筋量を与える。(ケースbのx, y方向)
- ・方法(3)と(5)は基本的に同じ考え方であるが、方法(3)ではある方向の鉄筋量を算定する際、鉄筋量算定方向の要素直応力をダブルカウントする形となり、それが引張の場合には安全側、圧縮の場合には危険側の結果を与える。(ケースc, ケースdのy方向, ケースeのz方向)
- ・主応力の向きと配筋の向きが一致することは極めてまれであるため、方法(4)は基本的には方法(1)と同じである。

以上より方法(5)が最も合理的と判断されるので、この方法を用いて設計を行うのがよいと思われる。ただし、実際の設計に適用する場合、要素に生じている主引張応力のいずれもが十分に小さな大きさであれば、コンクリートだけで十分に抵抗できるとし、引張鉄筋は不要としてよいと思われる⁴⁾。

(7) 簡易モデルによる検証

以上より、必要鉄筋量の算定方法として前述の方法(5)を提案したが、ここではこの方法を用いて簡易な鉄筋コンクリート構造物に対する必要鉄筋量を計算し、その妥当性を確認してみた。検討は実際の設計手順に従い、図-5に示すようにx, y, z各方向の鉄筋を4本ずつ有する1辺600mmの立方体について、まず鉄筋がない状態で線形FEM解析を行い、算定された要素応力度から方法(5)により必要鉄筋量を算出する。次に算定された鉄筋量を配置し、コンクリートの材料非線形性を考慮した非線形FEM解析を行い、鉄筋の発生応力度と設定した許容応力度とを比較することで、提案した必要鉄筋量算定方法の妥当性を検証した。

鉄筋量の算定は、各鉄筋の分担範囲をその鉄筋を囲む4要素(各層毎)とし、総計16要素(4要素×4層)に対し、各要素応力度から算出した必要鉄筋量の単純平均値をそれぞれの方向に配置した。ただし、ここでは簡単な例示のためこのように単純で簡便な配筋方法をとったが、実設計での配筋においては、要素位置ごとに得られる必要鉄筋量からどのように配筋を決定するかについては、設計者の判断に委ねられるところであり、鉄筋の継手や定着、構造細目等も含めて慎重に考える必要がある。これは解析に始まる一連の設計作業の中でも、最も重要な作業の一つである。

計算に用いた条件は以下の通りである。

表-1 鉄筋量試算結果

試算ケース		a)	b)	c)	d)	e)		
応力度	σ_x (kgf/cm ²)	1.0	1.0	3.0	1.0	3.0		
	σ_y	-3.5	-3.5	3.0	-3.5	-3.5		
	σ_z	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0		
	r_{xy}	-0.1	-0.1	1.0	3.0	-1.0		
	r_{yz}	0.1	-0.1	2.0	3.0	1.0		
	r_{zx}	3.0	0.1	1.0	3.0	1.0		
	σ_1	6.6	5.0	1.7	8.1	5.4		
	σ_2	-0.6	1.0	2.6	-0.3	2.8		
σ_3	-3.5	-3.5	6.7	-5.2	-3.8			
方法(1)	σ_{max} (kgf/cm ²)	6.6	5.0	6.7	8.1	5.4		
必要鉄筋量 (cm ² /m ²)	x方向	36.70	27.90	37.22	44.75	30.22		
	y方向	36.70	27.90	37.22	44.75	30.22		
	z方向	36.70	27.90	37.22	44.75	30.22		
	合計	110.10	83.40	111.67	134.24	90.82		
方法(2)	$\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3$ (kgf/cm ²)	6.6	6.0	11.0	8.1	8.3		
必要鉄筋量 (cm ² /m ²)	x方向	16.73	33.25	61.11	44.75	46.11		
	y方向	16.73	33.25	61.11	44.75	46.11		
	z方向	16.73	33.25	61.11	44.75	46.11		
	合計	110.10	100.06	183.33	134.24	138.32		
方法(3)	① x-y平面 (cm ² /m ²)		x方向	6.11	6.11	22.22	22.22	22.22
	② y-z平面 (cm ² /m ²)		y方向	0.00	0.00	22.22	0.00	0.00
	③ z-x平面 (cm ² /m ²)		z方向	28.33	28.33	38.89	44.44	33.33
	必要鉄筋量 (cm ² /m ²)	x方向	44.44	28.33	33.33	44.44	33.33	
		y方向	0.00	0.00	27.78	0.00	0.00	
	合計	101.11	68.89	166.67	123.33	111.11		
方法(4)	① x-y平面 (cm ² /m ²)		x方向	6.11	6.11	22.22	22.22	22.22
	② y-z平面 (cm ² /m ²)		y方向	0.00	0.00	22.22	0.00	0.00
	③ z-x平面 (cm ² /m ²)		z方向	28.33	28.33	38.89	44.44	33.33
	必要鉄筋量 (cm ² /m ²)	x方向	44.44	28.33	33.33	44.44	33.33	
		y方向	0.00	0.00	27.78	0.00	0.00	
	合計	101.11	68.89	166.67	123.33	111.11		
方法(5)	σ_{xd} (kgf/cm ²)	4.1	1.2	5.0	7.0	5.0		
	σ_{yd}	-3.3	-3.3	6.0	2.5	-1.5		
	σ_{zd}	8.1	5.2	8.0	11.0	7.0		
	必要鉄筋量 (cm ² /m ²)	x方向	22.78	6.67	27.78	38.89	27.78	
		y方向	45.00	28.89	44.44	33.33	35.89	
		合計	67.78	35.56	105.56	113.89	66.67	

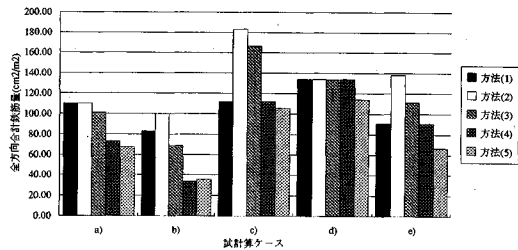


図-4 各鉄筋量算出方法による算出鉄筋量の比較

作用外力：鉛直力 $V = 10.0 \times 0.6 \times 0.6 = 3.6 \text{ tf}$ (35.28kN)

水平力 $H = 100.0 \times 0.15 \times 0.6 = 9.0 \text{ tf}$ (88.20kN)

鉄筋：ヤング率 $E = 2.1 \times 10^4 \text{ tf/m}^2$ (2.058 × 10⁶MPa)

ポアソン比 $\nu = 0.3$

許容引張応力度 $\sigma_{sa} = 1800 \text{ kgf/cm}^2$ (176.4MPa)

コンクリート：ヤング率 $E = 2.8 \times 10^4 \text{ tf/m}^2$ (2.744 × 10⁶MPa)

ポアソン比 $\nu = 0.2$

2軸/1軸圧縮強度比 = 1.16

応力-歪み関係 (構成則)

→図-6 (引張強度は無視)

主引張方向であるz方向鉄筋についての配筋鉄筋量および非線形FEM解析における算定結果のうち鉄筋発生

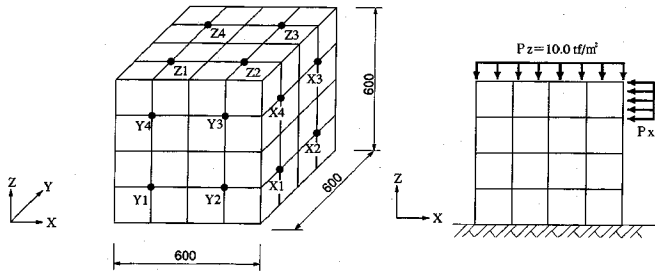


図-5 解析モデルおよび荷重図

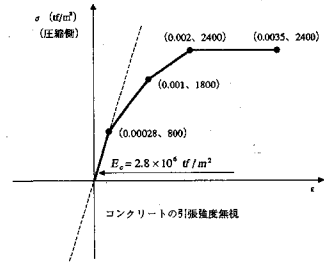


図-6 コンクリートの応力-歪み関係

応力度を表-2に示す。各鉄筋に発生する応力度には位置によるばらつきが見られるが、最大でも1437kgf/cm² (140.8MPa)であり許容値以下におさまっている。これより、線形弾性FEM解析に基づいて、方法(5)により鉄筋量を算定することは安全側の結果を与えるものであり、その程度も妥当であることが確認されたと言える。

以上のように本研究では、3次元立体FEM解析結果としての要素応力を断面力に変換することなく、直接鉄筋量を算出する方法として方法(5)を提案し、その妥当性についての検証を行った。

3. せん断力の検討方法

(1) 現設計法の問題点

大規模な土中構造物の場合、土水圧の様な分布荷重が卓越し部材厚は数mにもなる。このような構造系の場合、部材隅角部に端モーメントが存在し、せん断破壊機構は通常の梁のものとは異なることが、既往の研究によって明らかとなっている。一方、「コンクリート標準示方書(平成3年)、土木学会」6.3.3のせん断力に対する規定の解説には、分布荷重を受ける隅角部でのせん断耐力の算定は、「より適切な方法で検討を行うのがよい」と記述されている。このような部材に対し一般の棒部材式を適用することは、せん断破壊機構の違いから不合理となることは明らかである。

現在のコンクリート標準示方書では、スパンとはり高さの比が、ある一定値以下の場合をディープビームとし、せん断耐力をディープビーム式により検討することとしている。しかしながら形状的に条件を満たさない場合、一律に棒部材式を適用する事になる。このためディープビーム的せん断破壊となる場合でも棒部材として取り扱われる事があり、不合理となる場合がある。また、設計せん断力がこのせん断耐力を満足しない場合の取り扱いについては記述がない。

面外方向分布荷重を直接受ける部材についてのせん断力に対する新しい設計法として、土木学会より「原子力

表-2 鉄筋検討結果

鉄筋	Z1	Z2	Z3	Z4	
最上段層	-368	499	499	-368	
鉄筋の 応力度	-98	1437	1437	-98	
kgf/cm ²	-754	1261	1261	-754	
最下段層	1420	778	778	1420	
平均値	50	994	994	50	
配置 鉄筋量	cm ²	0.08	2.17	2.17	0.08

発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル⁵⁾(以下「マニュアル」)の方法が提案されている。この方法は部材ごとに予想される破壊機構に適した照査方法を採用するものであり、その特徴として、現在の示方書検討方法は断面での照査だが、「マニュアル」では部材での照査を行う点があげられる。また、部材寸法(スパンけた高比)とは関係無く、せん断破壊機構に応じた耐力を算定する方法であるため、合理的な設計が可能となっている。使用しているせん断耐力式は棒部材式、ディープビーム式ともに基本的にコンクリート標準示方書式と同じであるが、せん断スパンの定義が異なっている。ここでは提案されているいくつかの方法による、同一部材のせん断力検討結果を示し、大規模構造物におけるせん断力検討方法の妥当性をさぐる。

(2) 新設計法の適用例と既往の方法との比較

図-7に示すような、スパン20.0m、部材高6.5m、部材厚さ1.0mの両端固定はり部材に等分布荷重($p=75\text{tf/m}=735\text{kN/m}$)と軸力($N=1000\text{tf}=9800\text{kN}$)が載荷された場合について、上記「マニュアル」による検討結果、道路橋示方書(許容応力度法)で算定したスターラップ量、およびコンクリート標準示方書(限界状態設計法)によるスターラップ量を示し、結果を比較した。

本モデルでは支点部にラーメン隅角部と同様に端モーメントが生じ、せん断破壊はディープビーム的破壊機構となることが想定される。この部材について弾性FEM解析を行った結果の主応力分布を図-8に示す。主応力(圧縮)がアーチ状に流れ、支那近傍では部材軸直角方向に向いており、これによりせん断耐力が増加し、ディ-

表-3 マニュアルによるせん断検討例

		検討位置①	検討位置②
柱前面からの距離	m	1.175	6.175
設計せん断力	Vd	661.9	286.9
設計曲げモーメント	M	-726.0	1645.9
軸力	N	1000.0	1000.0
等価せん断スパン	a	2.350	7.650
部材高さ	h	6.500	6.500
有効高さ	d	6.400	6.400
等価せん断スパン比	a/d	0.367	1.195
鉄筋量	As	135.1	135.1
有効鉄筋比	p	0.0021	0.0021
コンクリート圧縮強度	f'cd	240	240
係数	βd	0.629	0.629
	βp	0.595	0.595
	βa	4.563	1.921
	$\beta a''$	4.406	2.059
	βn	2.000	1.658
	せん断耐力 (棒部材式)	Vcd,s	861.9
せん断耐力 (ディープビーム式)	Vcd,d	662.0	---

表-4 道路橋示方書によるせん断検討例

		h/2位置	検討位置②
柱前面からの距離	m	3.250	6.175
設計せん断力	Vd	506.3	286.9
部材高さ	h	6.500	6.500
有効高さ	d	6.400	6.400
コンクリート負担せん断力	Sc	249.6	249.6
斜引張鉄筋負担せん断力	Sh	256.7	37.3
斜引張鉄筋量	Aw	17.1	2.5

$$V_{cd,s} = (0.9 \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \beta_a \cdot \sqrt[3]{f'_{cd}}) b_w \cdot d / \gamma_b$$

ディープビーム式:

$$V_{cd,d} = (0.6 \cdot \beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_a \cdot \sqrt{f'_{cd}}) b_w \cdot d / \gamma_b$$

ここで、

$$\beta_d = \sqrt[4]{100/d}, \beta_p = \sqrt[3]{100P_w}, \beta_a = 0.75 + \frac{1.4}{a_v/d}$$

$$\beta_n = \frac{5}{1 + (a_v/d)^2}, \beta_n = 1 + \frac{hN_d}{6M_d}$$

ただし、 β_n は軸圧縮力の場合で最大でも2とする。
 d : 有効高さ (cm), P_w : 有効鉄筋比, h : 部材高, a_v : 等価せん断スパン, b_w : 部材幅, N_d : 軸圧縮力, M_d : 設計曲げモーメント, f'_{cd} : コンクリート設計圧縮強度 (kgf/cm²), γ_b : 部材係数

図-9に曲げモーメント及びせん断力検討位置を示す。この場合等価せん断スパンは、 $a_1=235.0$ cm, $a_2=765.0$ cmである。検討位置は各等価せん断スパンの中心位置で、 $h/2$ よりも端部側の場合は柱前面より $h/2$ の位置となり、この場合 a_1 部での検討が不要となるが、比較のためここでは各等価せん断スパンの中心位置としておく。各検討位置における検討結果を表-3に示す。表よりコンクリートの耐力は十分にあり、この部材に対してスターラップは不要である。

b) 道路橋示方書 (許容応力度法) による検討

前項に示した検討断面②と柱前面より $h/2$ の位置について、道路橋示方書コンクリート橋編の方法⁹⁾によるせん断力の検討を行う。前項の検討断面①は道路橋示方

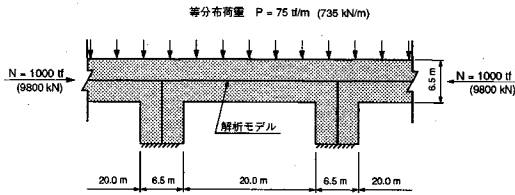


図-7 せん断検討用はりモデル

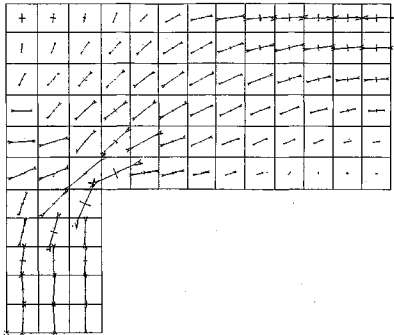


図-8 主応力分布 (FEM 解析より)

ブーム的破壊機構となっていることが想定される。また支承部では主応力が柱の鉛直方向に分布しており、支承がある幅を持ったものであることがわかる。

検討条件を以下に示す。

コンクリート設計基準強度;

$$\sigma_{ck} = 240 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (23.5MPa)}$$

コンクリート許容圧縮応力度;

$$\sigma_{ca} = 80 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (7.84MPa)}$$

コンクリート許容せん断応力度;

$$\tau_a = 3.9 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (0.38MPa)}$$

鉄筋の設計降伏強度;

$$f_{wyd} = 3000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (294MPa)}$$

鉄筋の許容引張応力度;

$$\sigma_{sa} = 1800 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (176.4MPa)}$$

許容応力度の割増し係数; $\gamma = 1.5$

材料係数; 鉄筋 $\gamma_s = 1.0$, コンクリート $\gamma_c = 1.3$

部材係数; コンクリート負担耐力算定時 $\gamma_b = 1.3$

鉄筋負担耐力算定時 $\gamma_b = 1.15$

a) 「マニュアル」による検討

「マニュアル」の方法ではせん断力の検討は、まず部材の曲げモーメント分布から等価せん断スパンを定め、同時に検討位置を決める。その検討位置でのせん断力について照査を行う。コンクリートの断面耐力は棒部材式、ディープビーム式それぞれで算出し、大なる方を採用する。使用する式を示す。

棒部材式:

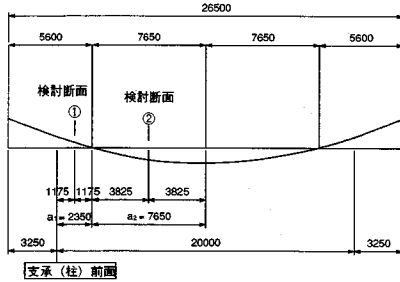


図-9 曲げモーメント分布及びせん断検討位置 (マニュアル)

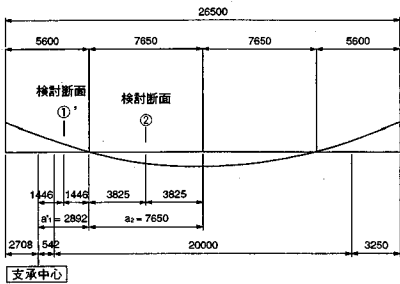


図-10 曲げモーメント分布及びせん断検討位置 (二羽式)

表-5 コンクリート標準示方書によるせん断検討例

		検討位置①	検討位置②	
柱前面からの距離		m	1.175	6.175
設計せん断力	Vd	t/m	661.9	286.9
設計曲げモーメント	M	t/m/m	-726.0	1645.9
軸力	N	t/m	1000.0	1000.0
等価せん断スパン	a	m	2.350	7.650
部材高さ	h	m	6.500	6.500
有効高さ	d	m	6.400	6.400
等価せん断スパン比	a/d		0.367	1.195
鉄筋量	As	cm ²	135.1	135.1
			2-D51@300	2-D51@300
有効鉄筋比	p		0.002	0.002
コンクリート設計圧縮強度	f'cd	kgf/cm ²	184.6	184.6
係数	βd		0.629	0.629
	βp		0.595	0.595
	βn		2.000	1.658
せん断耐力 (棒部材)	Vcd,s	t/m	173.1	143.5
斜引張鉄筋負担せん断力	Vsd	t/m	488.8	143.4
斜引張鉄筋量	Aw	cm ² /m	38.1	11.2

表-6 二羽式によるせん断検討例

		検討位置①	検討位置①	検討位置②	
仮想支承中心からの距離		m	1.446	2.258	7.258
設計せん断力	Vd	t/m	682.2	661.9	286.9
せん断スパン	a	m	2.892	2.892	7.650
部材高さ	h	m	6.500	6.500	6.500
有効高さ	d	m	6.400	6.400	6.400
支承幅	r	m	1.083	1.083	0.000
せん断スパン比	a/d		0.452	0.452	1.195
鉄筋量	As	cm ²	135.1	135.1	135.1
			2-D51@300	2-D51@300	2-D51@300
有効鉄筋比	p		0.0021	0.0021	0.0021
せん断耐力	Vcd,s	t/m	1149.0	1149.0	364.3

書では検討不要位置であり検討を省略した。

所要斜引張鉄筋量は次式で示される。

$$A_w = (1.12 \times S_h \times 100) / (\sigma_{sa} \times d), \quad S_h = S - S_c$$

ここで、

A_w : 所要斜引張鉄筋量 (cm²/m²)

S_h : 斜引張鉄筋が負担するせん断力 (kgf)

s : 部材断面に作用するせん断力 (kgf)

S_c : コンクリートが負担するせん断力 (kgf)

$$S_c = \tau_a \cdot b_w \cdot d$$

τ_a : コンクリートの許容せん断応力度

$$(\tau_a = 3.9 \text{ kgf/cm}^2)$$

b_w : 部材幅 (=100cm)

d : 部材有効高さ (cm)

検討結果を表-4に示す。

「マニュアル」の方法ではコンクリートだけで十分な耐力がありスターラップは不要であったが、道路橋示方書の方法では $h/2$ 位置で 17.1cm²/m²、検討断面②で 2.5cm²/m² のスターラップが必要となった。

c) コンクリート標準示方書 (限界状態設計法) による検討

検討モデルは、スパンけた高比が 20/6.5=3.1 程度となり、示方書におけるディープビーム式の適用範囲ではなく、棒部材式での検討が必要になる。荷重係数は特に考慮せず、「マニュアル」と同一位置での検討を行った結果を表-5に示す。使用する式を示す。

$$V_{cd,s} = (0.9\beta_d \cdot \beta_p \cdot \beta_n \cdot \sqrt{f'_{cd}}) b_w d / \gamma_0$$

$$V_{sd} = (A_w f_{wyd} / s_s) z / \gamma_0$$

ここで、

$V_{cd,s}$: コンクリート負担する設計せん断耐力

V_{sd} : 鉄筋が負担する設計せん断耐力

A_w : 鉄筋量, s_s : 鉄筋配置間隔

($\beta_d, \beta_p, \beta_n, f'_{cd}, b_w, d, \gamma_0$) は「マニュアル」の方法参照)

「マニュアル」の方法ではコンクリートだけで十分な耐力がありスターラップは不要であったが、コンクリート標準示方書の方法では、検討断面①で 38.1cm²/m²、検討断面②で 11.2cm²/m² のスターラップが必要となった。

d) 二羽式⁷⁾の適用

「マニュアル」の方法による検討において、部材端部のせん断耐力はディープビーム式ではなく棒部材式で決まっている (せん断耐力が大きい方を採用する)。棒部材式に含まれる係数のうち軸力の効果を表す β_n が最大値 (=2) の場合、 a/d の値によらず棒部材式がディープビーム式より大きな値を与える (設計基準強度が 240kgf/cm²=23.52MPa の場合)。すなわち、軸力がある程度卓越している場合は常に棒部材的破壊機構となる事を示している。しかしながら検討位置はせん断スパンと有効高さの比が 0.6 程度と非常に小さく、ディープビーム的破壊機構となることが想定される。すなわち、実際のせん

断耐力はマニュアルのディーブビーム式で算定されるものよりも大きくなるのではないと思われる。このような場合にはせん断耐力をより合理的に評価することが必要となる。ここで、「マニュアル」のディーブビーム式は次式(二羽式)を基本とし、これを簡略化し、一般化したものである。

$$V_{sd} = \frac{0.53f_{cd}^{2/3}(1+\sqrt{P_w})(1+3.33r/d)}{1+(a/d)^2} b_w d / \gamma_s$$

ここに、 a ：せん断スパン(仮想支承中心からの距離)

r ：支承軸方向長さ(支承幅)

P_w ：有効鉄筋比

最大の相違点は二羽式が支承幅 r の効果を考慮している点である。この仮想支承幅は応力の分布状態から決めるのが望ましいと思われる。ここでは直接支持区間(検討断面①に相当)については仮に柱幅 B の6分の1を支承幅とし、せん断スパンを支承中心から設定したせん断検討位置を図-10に示す。また、ここではハンチを考慮していないが、部材厚さに較べてハンチが十分大きく、応力の流れからハンチの有効性が十分に確認できる場合には、ハンチ高さを含めて支承幅を仮定してもよいと思われる。間接支持区間(検討断面②に相当)は支承幅を0とする。検討結果を表-6に示すが、「マニュアル」と比較して、かなり大きなせん断耐力を与えることが明らかである。

e) まとめ

「マニュアル」によった場合にはスターラップが不要であっても、道路橋示方書、コンクリート標準示方書の方法ではかなりの量が必要となる場合がある。これは、ディーブビーム的破壊の場合でも棒部材の破壊機構として耐力を算定する場合があるためと判断される。また、ディーブビーム的破壊機構と判定された場合でも、二羽式と安全側に簡略化されたマニュアル式とは値がかなり異なる。

コンクリートの充填性等を考慮すると、スターラップ配置量の多い方が必ずしも安全側であるとは限らない。特に施工性は低下する。またディーブビーム的破壊機構におけるスターラップの効果は定量的に未確定な点が多いため、ディーブビームによるコンクリート耐力が十分でない場合、現在は棒部材式でのコンクリート耐力とスターラップによる補強効果の合計で抵抗する形をとっている。そのため、ディーブビーム式が過小なせん断耐力を与えると、過大なスターラップを必要とすることになり不合理となる。すなわち、ディーブビーム的破壊機構が想定される部材では、ディーブビームが棒部材よりもかなり大きなせん断耐力を与えるため、これを棒部材として設計することは過剰なスターラップを必要とすることになり不合理である。

したがって、せん断力の検討では、まず破壊機構を正

しく判断し、特にディーブビーム耐力を合理的に算定することが重要と思われる。たとえば有限要素法を実施すると、曲げモーメント図だけでなく応力の流れを把握できるため、破壊機構を設定する一般的手法が示されると、設計の合理性が高まると思われる。また、ディーブビームの場合、現在のコンクリート標準示方書式の原式である二羽式には支承幅が考慮されておりその影響は非常に大きいのであるが、支圧板による直接支持でない場合等に支承幅の評価が困難であることから、コンクリート標準示方書式および「マニュアル」式では直接的には考慮されていない。しかし、有限要素法を用いた解析では応力の流れを把握できるため、仮想の支承幅を推定することが可能であり、本例のようにせん断耐力をかなり大きく算定できる場合がある。この仮想支承幅の設定法と支承幅を考慮したせん断耐力式を確立することにより、より合理的な設計が可能になるものと期待できる。

4. 結語

本論文では3次元立体FEM解析を用いた設計における問題点のうち以下に示す項目について検討し、その解決方法の一例を示した。

① 鉄筋量の合理的な算定方法

② せん断力に対する検討方法

特に3次元立体FEM解析の結果として得られるソリッド要素の要素応力度を用いて鉄筋量を算出する方法について、簡便な算出式を提案し他の方法との比較を行い、その妥当性を示した。

せん断力の検討に対しては最近示された「マニュアル」の方法を適用した事例を示し、現行の方法との比較を行った。

現在のコンクリート標準示方書をはじめとする諸基準は、棒部材による骨組構造解析を行い、その結果を用いることを前提としている。しかし、近年構造物が大規模化、複雑化しているために、3次元立体FEM解析が設計に用いられることがますます増えてきている。近年ではコンピュータの発達に伴いFEM解析が比較的容易に実施されるようになってきており、3次元立体FEM解析と言えども、もはや特殊な解析方法ではなくなっている。しかしながら、一方ではその解析結果の設計への適用方法には未だ確立されたものがなく、諸基準がFEM解析による設計に対応できる内容を具備することが望まれる。小論がその一助となれば幸いである。

謝辞

本研究に際して、名古屋大学工学部二羽淳一郎助教授には多大なる御指導と御助言を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参 考 文 献

- 1) RC 構造の有限要素解析と設計法研究委員会：RC 構造の設計への FEM 解析の適用の現状と問題点，コンクリート工学，Vol. 25，No. 9，1987 年 9 月。
- 2) (社)日本コンクリート工学協会：コンクリート構造物の設計に FEM 解析を適用するためのガイドライン，1989 年 3 月。
- 3) 土木学会：平成 3 年版，コンクリート標準示方書，設計編，1991 年 9 月。
- 4) 本州四国連絡橋公団：重力式直接基礎アンカレッジ設計要領(案)・同解説，(財)海洋架橋調査会，1980 年 3 月。
- 5) 土木学会：原子力発電所屋外重要土木構造物の耐震設計に関する安全性照査マニュアル，1992 年 9 月。
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，コンクリート橋編，1990 年 2 月。
- 7) 土木学会：コンクリート・ライブラリー第 61 号，コンクリート標準示方書(昭和 61 年制定)改訂資料，p. 179，1986 年 10 月。

(1994.2.4 受付)

A STUDY ON DESIGN METHODS OF RC STRUCTURES BASED ON FEM ANALYSIS

Yasushi KAMEZAWA, Nobuyuki HAYASHI, Ikuo IWASAKI and Masaru TADA

3-D solid linear FEM analysis is now becoming a common method in design of large scale RC structures, however, there is no widely accepted design method available so far, in which 3-D solid linear FEM analysis is applied especially to determine appropriate amount of reinforcement. This paper proposes a new method to calculate the required amount of reinforcement using element stresses obtained in a 3-D solid linear FEM analysis. Several examples demonstrate a practical application of the method to a design. An investigation on a recently proposed design method for shearing force is also presented along with some other methods.