

論文 せん断補強筋が降伏しない RC 壁柱のせん断強度予測

亘 正剛*¹・渡邊 史夫*²

要旨：鉄筋コンクリート（以下RC）造柱が、せん断補強筋が降伏することなくせん断破壊する場合は、トラス機構のみでせん断力を負担することになる。本研究はせん断補強筋が降伏しない場合、コンクリート有効圧縮強度 $\nu \sigma_B$ のみがせん断強度を支配すると仮定し、既往のRC壁柱のせん断実験の結果を用いてトラス機構のみに基づくせん断強度予測式を得た。しかし、せん断強度時のせん断補強筋応力の予測値が実測値に一致しなかったため新たにトラス+アーチ機構を仮定したせん断耐力予測式および有効に利用できるせん断補強筋降伏強度の上限値を得た。

キーワード：RC壁柱、トラス角度、コンクリート有効圧縮強度、せん断補強筋応力

1. はじめに

近年、RC構造物の高層化にともない材料強度は、高強度化する傾向にある。特に高強度鉄筋のせん断補強筋としての利用が一般的になっているなか高強度材料を用いたRC柱、梁の実験が数多く行われてきたが、せん断強度時においてせん断補強筋量がせん断強度式における補強限界[1]（せん断強度時において、せん断補強筋量がこの値を超えると降伏しない限界）未満でもせん断補強筋が降伏しない例が数多く報告されている[2]。その結果、せん断強度の予測式としてせん断補強筋の引張降伏強度 σ_{wy} に上限を設けたり、低減係数を乗じたりして[3,4]AIJ指針式A法,B法[1]を用いているのが現状である。

本論文は、せん断補強筋量が補強限界未満の範囲にあってもせん断強度時にせん断補強筋が降伏しない場合のRC壁柱について、塑性理論の下界定理の適用の可能性と問題点を明らかにし、トラス+アーチ機構の累加強度によるせん断強度の評価を試みるものである。

2. トラス機構のみに基づくせん断強度予測

2.1 せん断強度予測式

塑性理論に基づくせん断強度式AIJ指針式A法[1]（式(1)）では、塑性理論の下界定理に基づいてせん断強度 Q_U が与えられている。

$$\begin{aligned}
 Q_U &= b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot \cot \phi + \{ \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot \nu \cdot \sigma_B \} / 2 & (1) \\
 \tan \theta &= \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D, \quad \beta = \{ (1 + \cot^2 \phi) \cdot p_w \cdot \sigma_{wy} \} / (\nu \cdot \sigma_B) \\
 \nu &= 0.7 - (\sigma_B / 2000) \quad (\sigma_{wy}, \sigma_B : \text{kgf/cm}^2, \quad b, j_t, D, L : \text{cm})
 \end{aligned}$$

ここに、 σ_B ：コンクリートの圧縮強度、 σ_{wy} ：せん断補強筋の降伏強度、L：部材の内法長さ、 b, D ：部材断面の幅および全せい、 j_t ：主筋中心間距離、 p_w ：せん断補強筋比、 ν ：コンクリート圧縮強度の有効係数、 θ ：アーチ機構の角度、 ϕ ：トラス機構の角度である。

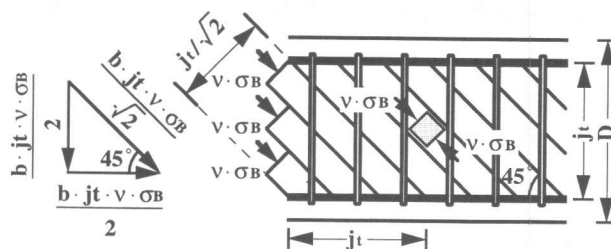
式(1)は、 $p_w \sigma_{wy}$ の増大とともに Q_U が増大する式である。 Q_U の極大値を求めるために式(1)を

*1 京都大学大学院 工学研究科建築学専攻（正会員）

*2 京都大学大学院教授 工学研究科建築学専攻、工博（正会員）

$p_w \sigma_{wy}$ で微分すると、 $p_w \sigma_{wy} = 0.5 \nu \sigma_B$ かつ $\cot \phi = 1.0$ のときに Q_U は極大値を取ることが解り、その時の Q_U は Q_{SU1} として(2)式で与えられる。[1]

$$Q_{SU1} = b \cdot j_t \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2 \quad (2)$$



このときコンクリート斜め圧縮応力は $\nu \sigma_B$ に到達しており、せん断補強筋の降伏とコンクリート圧壊が同時に起こる。(図-1参照) $p_w \sigma_{wy}$ が $0.5 \nu \sigma_B$ よりも大きい場合にはせん断補強筋は降伏せず、 Q_U も増大しない。よってせん断補強筋が降伏しない場合のせん断強度は式(2)で与えられる。[1]

2.2 コンクリート圧縮強度の有効係数 ν

式(2)において部材断面の幅 b 、主筋中心間距離 j_t 、コンクリートの圧縮強度 σ_B は、既知であることからコンクリート圧縮強度の有効係数 ν のみがせん断強度を支配するパラメータであるので、既往のRC壁柱の実験結果をもとにコンクリート圧縮強度の有効係数 ν の評価式を求める。

検討対象とした供試体の諸元を表-1に示す。検討対象とした供試体は、[5]に示す20体のうちせん断強度時にせん断補強筋が降伏せず、コンクリートの圧壊によってせん断強度が決まった14体で、その実験値を式(2)に代入し、コンクリート圧縮強度の有効係数 ν を求めた。得られた有効係数 ν とせん断補強筋比 p_w 、偏平率 D/b 、コンクリート圧縮強度 σ_B および作用軸力比 n ($n = bD \sigma_B$)との関係を各々検討した結果、作用軸力比 n の影響は小さいと判断されたので考慮に入れないことにした。まず、コンクリート圧縮強度 $\sigma_B = 20 \text{MPa}$ クラスの試験体8体について評価を試み、 ν に及ぼす p_w と D/b の影響を調査し、関数 $f(p_w, D/b)$ を式(3)のように得た。(図-2参照)

$$f(p_w, D/b) = 0.53 + 12.56 p_w - 0.39 \times 10^{-2} D/b \quad (3)$$

式(3)で得られた ν にはコンクリート圧縮強度の影響が考慮されていないので、 ν が式(3)で得られた $f(p_w, D/b)$ とコンクリート圧縮強度の影響を表す関数 $g(\sigma_B)$ を用いて $\nu = f(p_w, D/b) \cdot g(\sigma_B)$ で与えられると仮定し、 $g(\sigma_B)$ を求めた結果、次式のごとく得られた。(図-3参照)

$$g(\sigma_B) = 1.23 - 9.57 \times 10^{-3} \sigma_B \quad (\sigma_B : \text{MPa}) \quad (4)$$

表-1 検討対象とした供試体の諸元

		RC壁柱 (14体)
p_w	(%)	0.22~1.25
σ_{wy}	(MPa)	1290~1420
$p_w \cdot \sigma_{wy}$	(MPa)	2.83~16.10
σ_B	(MPa)	22.6~56.6
D/b		2~4
n		-0.3~0.5

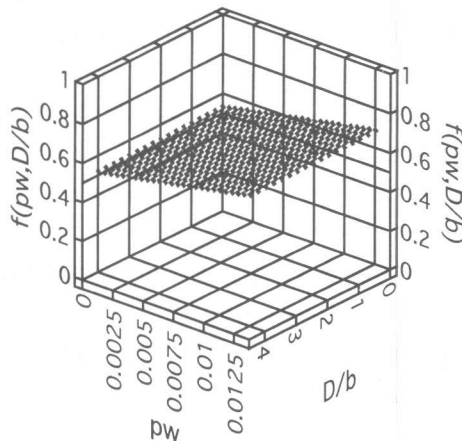


図-2 ν に及ぼす p_w および D/b の影響

式(3)では、 p_w が増大すると ν が増大する。これはせん断補強筋が多いとコンクリートに対する横拘束効果が上がることおよびCollins[6]が示しているように、せん断補強筋が多いことによってせん断ひび割れ幅が減少すること（ひび割れコンクリートの見かけ上の横ひずみの減少がコンクリート圧縮強度の増大につながる。）を反映している。D/bについては、偏平率が大きいほど斜め圧縮応力場が一樣になり、局所的な応力の乱れが減少し、より高いせん断強度を示すと考えられるが、式(3)に示すようにここで扱った実験範囲では、ほとんど影響がなかった。一方、 σ_B が大きくなるほど ν が小さくなることNielsen[7]によって示されており、式(4)はそれを反映させている。以上より ν は式(3)と式(4)の積により、式(5)で与えられる。

$$\nu = f(p_w, D/b) \cdot g(\sigma_B) \quad (5)$$

2.3 せん断強度予測式の適合性

式(5)で与えたコンクリート強度の有効係数 ν を式(2)に代入して得られた計算値(Q_{SU1})と実験値(Q_{EXP})との比較を図-4に示す。同図に示すように、せん断強度時にせん断補強筋が降伏しない場合のRC壁柱のせん断強度をトラス機構のみに基づいて式(2)で予測した結果、実験値と極めてよく一致した。

2.4 トラス機構のみに基づくせん断予測の問題点

式(2)は、せん断強度時のせん断補強筋応力 σ_{ws} を用いて表すと式(6)のように書き換えることができる。ここで、トラス角度は先に示したように $\cot \phi = 1.0$ である。

$$Q_{SU1} = b \cdot j_t \cdot \nu \cdot \sigma_B / 2 = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{ws} \quad (6)$$

式(6)を用いて計算したせん断補強筋応力(σ_{wsEQ1})と実測値(σ_{wsEXP})との比較を図-5に示す。同図に示すように、計算値が実測値を大きく上回り材料応力レベルでの一致が見られないので、せん断強度予測に塑性理論の下界定理を適用することに限界があるということが明らかとなった。

したがって次節においてトラス機構+アーチ機構の重ね合わせに基づくせん断強度予測式を導く。

3. トラス機構+アーチ機構の重ね合わせに基づくせん断強度予測

3.1 せん断強度予測式

せん断補強筋が降伏しない場合のRC壁柱のせん断強度をアーチ+トラス機構の重ね合わせに

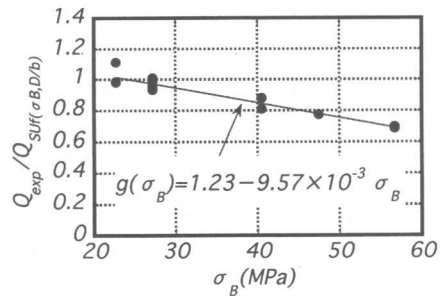


図-3 ν に及ぼす σ_B の影響

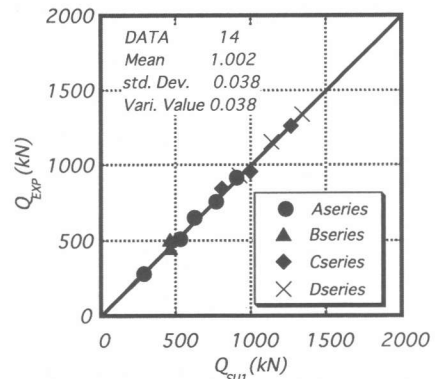


図-4 解析値と実験値の比較 (せん断強度)

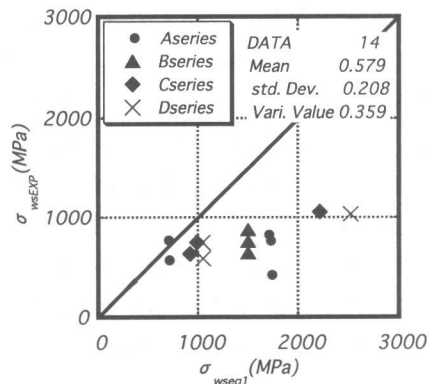


図-5 解析値と実験値の比較 (せん断補強筋応力)

基づいて式(7)で与える。

$$Q_{SU2} = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_{ws} \cdot \cot \phi + \tan \theta \cdot (1 - \beta) \cdot b \cdot D \cdot v \cdot \sigma_B / 2 \quad (7)$$

$$\tan \theta = \sqrt{(L/D)^2 + 1} - L/D, \beta = \{(1 + \cot^2 \phi) \cdot p_w \cdot \sigma_{ws}\} / (v \cdot \sigma_B)$$

ただし、ここでは塑性理論の下限定理は用いずに、式(7)におけるせん断補強筋応力 σ_{ws} 、トラス機構のコンクリート圧縮束の角度 $\cot \phi$ およびコンクリート強度の有効係数 v を実験結果に基づいて定量化する。

3.2 コンクリート圧縮束の角度 $\cot \phi$

トラス機構が存在するならば、斜めコンクリート圧縮力とせん断補強筋による横力によって主筋に応力変化が生じるので、引張主筋の応力変化により得られる付着力 τ_t とせん断補強筋の実測値 σ_{ws} によって ϕ を求める。微小要素におけるトラス機構の釣り合いから式(8)が成り立つので $\cot \phi$ は、式(9)で得られる。ここに、 $\Sigma \Psi$ は引張鉄筋の周長和である。

$$\tau_t \cdot \Sigma \Psi = p_w \cdot \sigma_{ws} \cdot b \cdot \cot \phi \quad (8)$$

$$\cot \phi = \tau_t \cdot \Sigma \Psi / p_w \cdot \sigma_{ws} \cdot b \quad (9)$$

τ_t および σ_{ws} の実測値を式(9)に代入して得られた $\cot \phi$ とせん断補強筋比 p_w 、偏平率 D/b 、コンクリート強度 σ_B および作用軸力比 n との関係を各々検討した結果、コンクリート圧縮強度 σ_B の影響はないと判断されたので考慮しないことにした。(図-6参照) また作用軸力比 n の影響は考慮に入れるべきであると判断されたが、作用軸力比 n を実験変数とした供試体数が少ないので影響があると判断された供試体1体を検討から外し、作用軸力比 n についても考慮しないことにした。 $\cot \phi$ に及ぼす p_w と D/b の影響を調査し、式(10)を得た。(図-7参照)

$$\cot \phi = 1.23 - 1.00 \times 10^2 p_w + 0.33 D/b \quad (10)$$

式(10)を用いて計算した $\cot \phi_{eq}$ と式(9)を用いて実測値より計算した $\cot \phi_{EXP}$ との比較を図-8に示す。同図に示すように、せん断強度時のトラス機構のコンクリート圧縮束の角度 $\cot \phi$ を式(10)

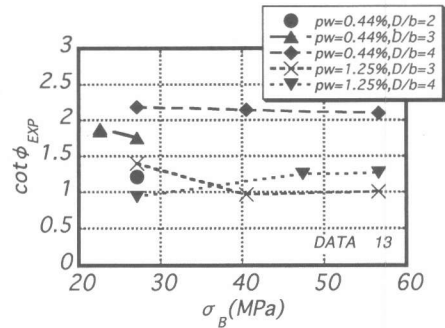


図-6 $\cot \phi$ の実測値とコンクリート強度関係

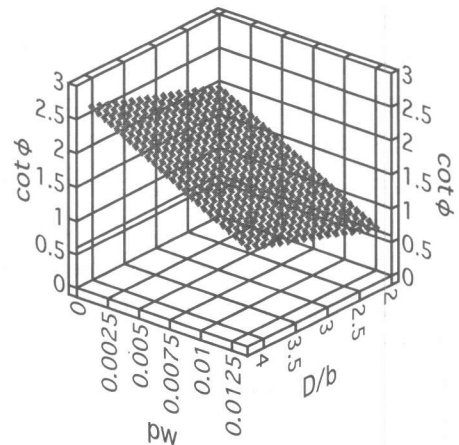


図-7 $\cot \phi$ に及ぼす p_w および D/b の影響

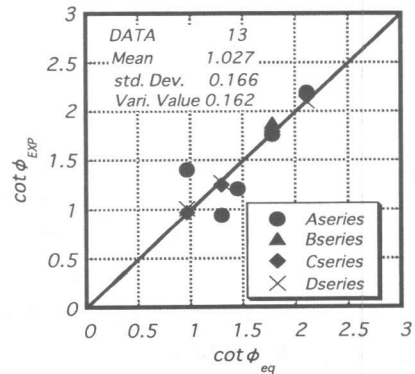


図-8 解析値と実測値の比較 ($\cot \phi$)

で予測した結果、実測値とよく一致した。

3.3 コンクリート圧縮強度の有効係数 ν

式(10)より得られた $\cot\phi$ 、せん断補強筋応力 σ_{ws} の実測値、およびせん断強度の実験値 Q_{EXP} を式(7)に代入し、アーチ機構の負担分を求め、未知量である ν を求める。得られた ν とせん断補強筋比 p_w 、偏平率 D/b 、コンクリート圧縮強度 σ_B との関係を各々検討した結果、 p_w の影響は、少ないと判断されたので考慮に入れないことにした。 ν に及ぼす D/b および σ_B の影響を調査し、式(11)を得た。(図-9参照)

$$\nu = 1.71 - 2 \times 10^{-3} \sigma_B - 0.24 D/b \quad (11)$$

ただし、 $\nu \leq 1.0$

3.4 せん断補強筋応力 σ_{ws}

式(10)より得られた $\cot\phi$ 、式(11)より得られたコンクリート圧縮強度の有効係数 ν およびせん断強度の実験値(Q_{EXP})を式(7)に代入し、未知量であるせん断補強筋応力 σ_{ws} を求める。得られた σ_{ws} と偏平率 D/b およびせん断補強筋の効果 $p_w/\nu \sigma_B$ との関係を各々検討した。 σ_{ws} に及ぼす D/b および $p_w/\nu \sigma_B$ の影響を調査し、式(12)を得た。

ただし、 $\sigma_{ws} \leq \sigma_{wy}$ である。(図-10参照)

$$\sigma_{ws} = 564 - 6 \times 10^5 p_w / \nu \sigma_B + 93 D/b \quad (12)$$

(σ_{ws}, σ_B : MPa)

式(12)を用いて計算したせん断補強筋応力(σ_{wsEQ2})と実測値(σ_{wsEXP})との比較を図-11に示す。同図に示すように、せん断強度時のせん断補強筋応力 σ_{ws} を式(12)で予測した結果、実測値とよく一致した。

3.5 せん断強度予測式の適合性

式(10)~(12)で与えた $\cot\phi$ 、コンクリート強度の有効係数 ν およびせん断補強筋応力 σ_{ws} を式(7)に代入して得られた計算値(Q_{SU2})と実験値(Q_{EXP})との比較を図-12に示す。同図に示すように、せん断強度時にせん断補強筋が降伏しない場合のRC壁柱のせん断強度をトラス機構+アーチ機構の重ね合わせに基づいた式(7)で予測した結果、実験値と極めてよく一致した。また、式(12)は、せん断補強筋が降伏するかしないかの判別式にもなっており、 σ_{ws} が σ_{wy} に一致する場合よりも、

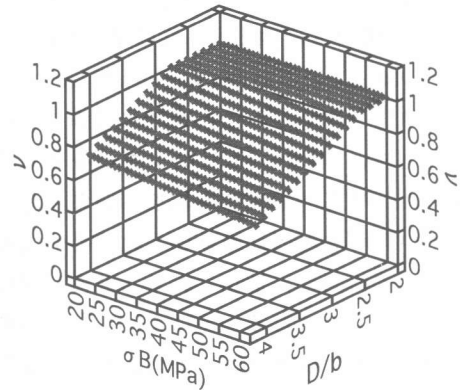


図-9 ν に及ぼす σ_B および D/b の影響

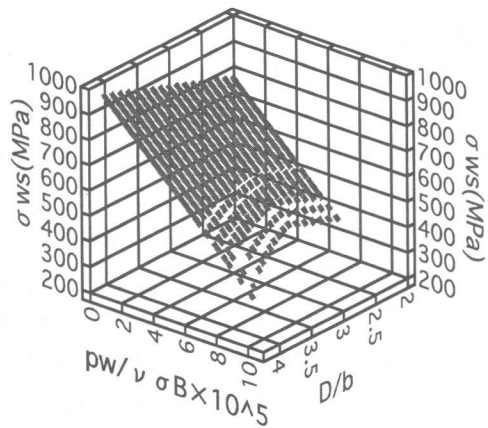


図-10 σ_{ws} に及ぼす $p_w/\nu \sigma_B$ および D/b の影響

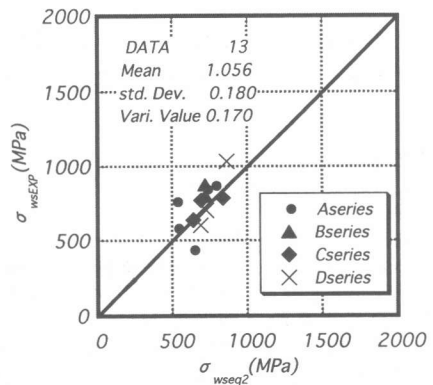


図-11 解析値と実測値の比較 (せん断補強筋応力)

p_w が少ない場合にはここで提案している式(10)～(12)を用いたせん断強度予測法は使えない。一方、式(12)の σ_{ws} は p_w 、 σ_B および D/b が与えられた場合の有効に利用できるせん断補強筋降伏強度の上限を与えている。ただし、ここでの分析はせん断ひび割れがせん断補強筋を横切るある材軸長さに渡っての平均せん断補強筋応力に基づいて行われており、式(12)は部材内におけるせん断補強筋の到達最大応力には対応していない。せん断補強筋の材軸方向応力分布に関しては、今後の課題と考える。

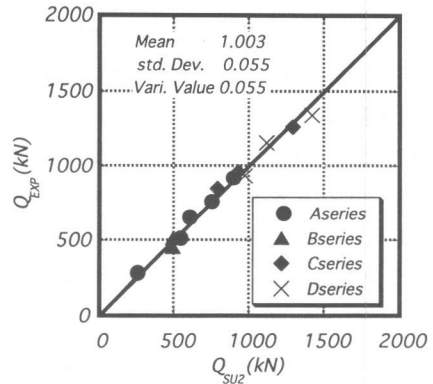


図-12 解析値と実測値の比較
(せん断強度)

4. まとめ

(1)せん断強度時にせん断補強筋が降伏しない場合のRC壁柱のせん断強度をトラス機構のみに基づいて式(2)で予測した結果、その精度は極めて良好であったが、せん断補強筋応力の計算値と実測値が材料応力レベルで一致せず、せん断強度予測に塑性理論の下界定理を適用することに限界があるということが明らかとなった。

(2)せん断強度時にせん断補強筋が降伏しない場合のRC壁柱のせん断強度をトラス機構+アーチ機構の重ね合わせに基づいて式(7)で与えた。ただし、塑性理論の下界定理を用いずにトラス機構のコンクリート圧縮束の角度 $\cot\phi$ 、コンクリート圧縮強度の有効係数 ν およびせん断補強筋応力 σ_{ws} を既往のRC壁柱のせん断実験の結果から定量化し、式(7)に代入してせん断強度を予測した結果、その精度は極めて良好であった。

(3)せん断補強筋比 p_w 、コンクリート圧縮強度 σ_B および偏平率 D/b が与えられた場合の有効に利用できるせん断補強筋降伏強度の上限値が得られた。

謝辞 本研究を行うにあたり、(株)川鉄テクノワイヤより文献[4],[5]に関する実験の詳細な資料を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- [1]日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針・同解説, pp.104-150,1990.11
- [2]松崎育弘ほか：鉄筋コンクリート梁部材におけるせん断補強筋の補強効果に関する実験研究(その1、その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集(東北), pp.275-278,1991,9
- [3]益尾 潔：鉄筋コンクリート柱、はり部材の終局せん断耐力ならびに降伏変形の評価、日本建築学会構造系論文報告集, No.452, pp.87-97,1993.10
- [4]亙正剛ほか：13000kgf/cm²級の高強度せん断補強筋を用いたRC壁柱のせん断耐力、コンクリート工学年次論文報告集, vol.17, No.2, pp.405-410,1995.6
- [5]中澤 淳ほか：13000kgf/cm²級の高強度せん断補強筋を用いたRC壁柱のせん断破壊性状に関する実験的研究(その1～その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道), pp.351-358,1995.8
- [6]Vecchio F, Collins M.P.:The Response of Reinforced Concrete to In-Plane Shear and Normal Stress, Publication No.82-03, Department of Civil Engineering, University of Toronto, 1982
- [7]Nielsen M.P.:On the Strength of Reinforced Concrete Discs, Acta Polytechnica Scandinavia. Civil Engineering and Building Construction Series, No.70,1971