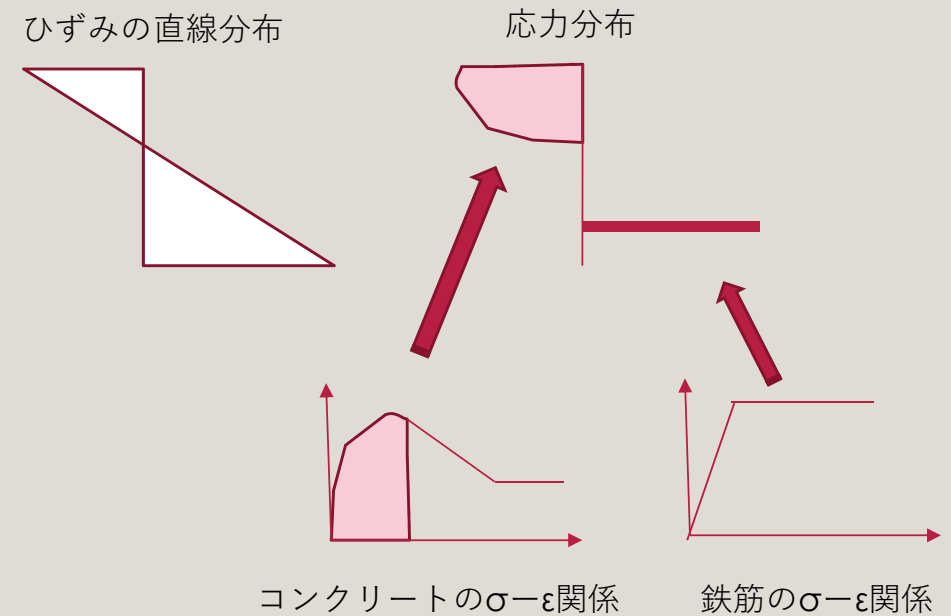


4. 曲げ強度理論

基本仮定

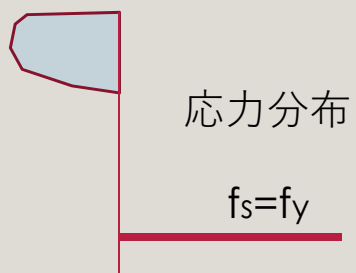
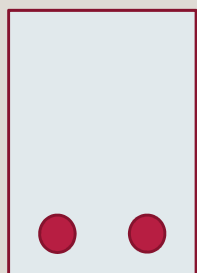
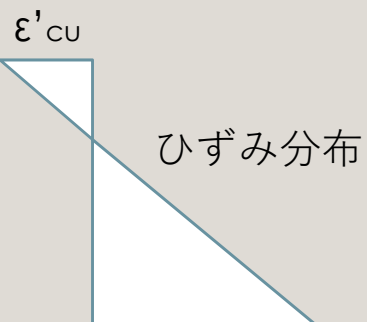
- 曲げ変形を受ける前の平面断面は変形後も平面を保つ = 平面保持則
- 鉄筋の応力 - ひずみ曲線は既知
- コンクリートの引張強度は無視
- 断面内での圧縮応力とその分布を決定付けるコンクリートの応力 - ひずみ曲線は既知



曲げ破壊のパターン

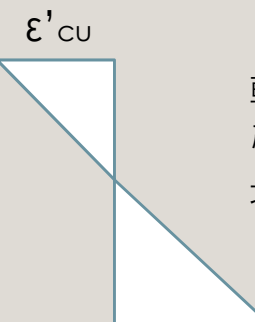
a) 引張降伏先行型

鉄筋が引張降伏した後、曲げ圧縮部コンクリートが圧壊

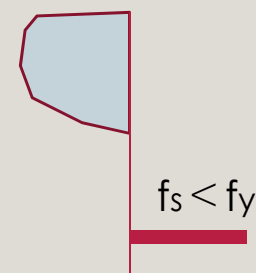


b) 圧縮破壊先行型

鉄筋が引張降伏する以前に、曲げ圧縮部コンクリートが圧壊



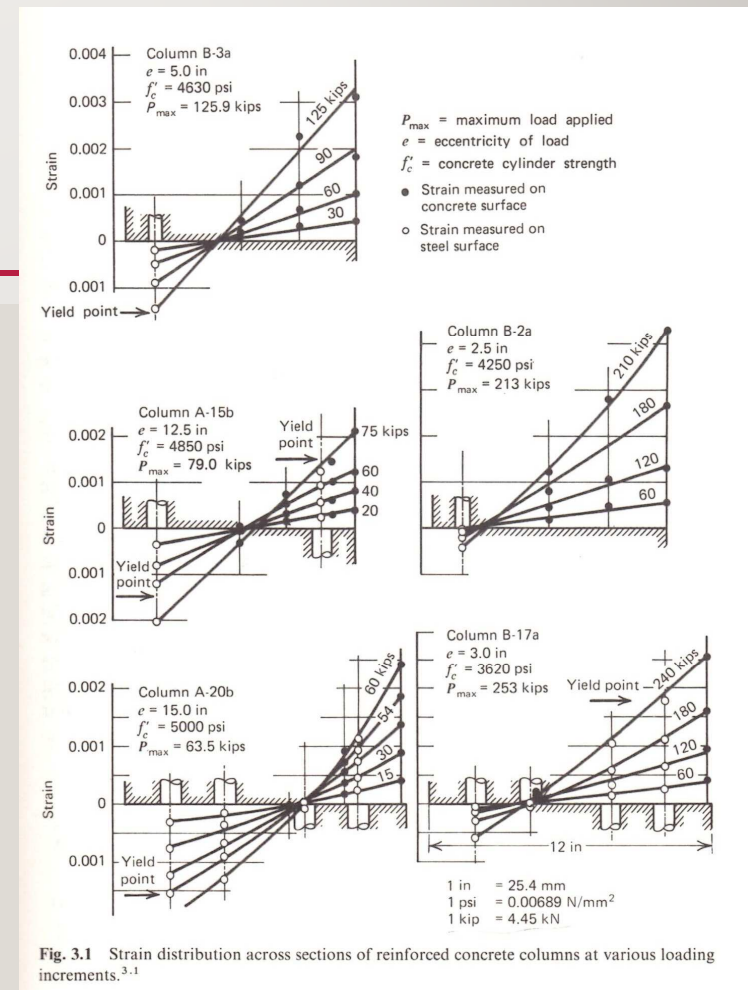
軸力の高い場合や
引張鉄筋量の多い
場合



平面保持則の妥当性

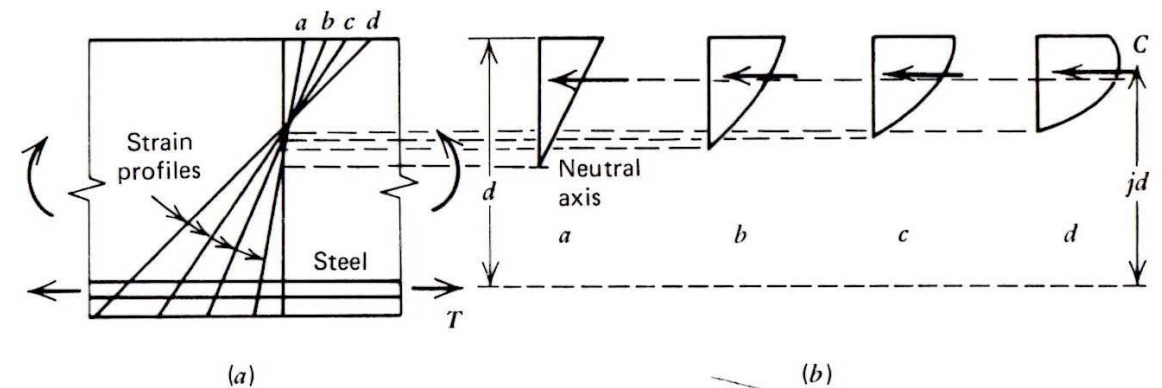
- 10in (254mm) 平方の正方形柱断面、または直径12in (305mm) の円形柱断面
- 鉄筋ひずみは1in (25mm) 長さのゲージ、コンクリートは6in (150mm) 長さのゲージで測定

Hognestad: A Study of Combined Bending and Axial Load in Reinforced Concrete Members, University of Illinois Engineering Experimental Station Bulletin No.399, 1951, pp.128



断面内での圧縮応力分布

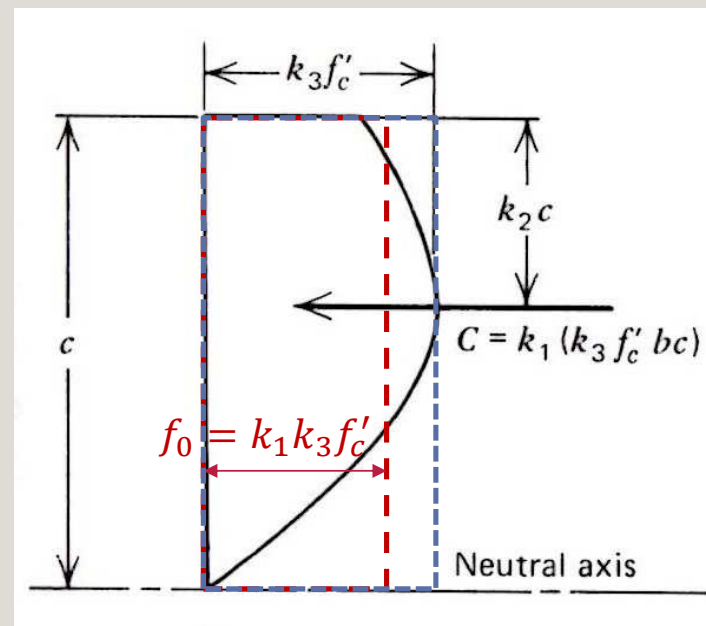
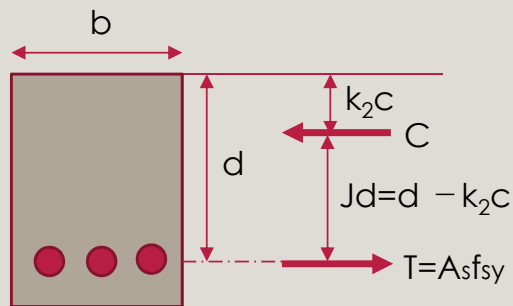
- モーメントが増加していく際の圧縮応力ブロックの形状変化
- コンクリート応力-ひずみ曲線の形状は各載荷段階にある圧縮応力ブロックの形状と一致



モーメント増加に伴う圧縮部コンクリートの応力分布

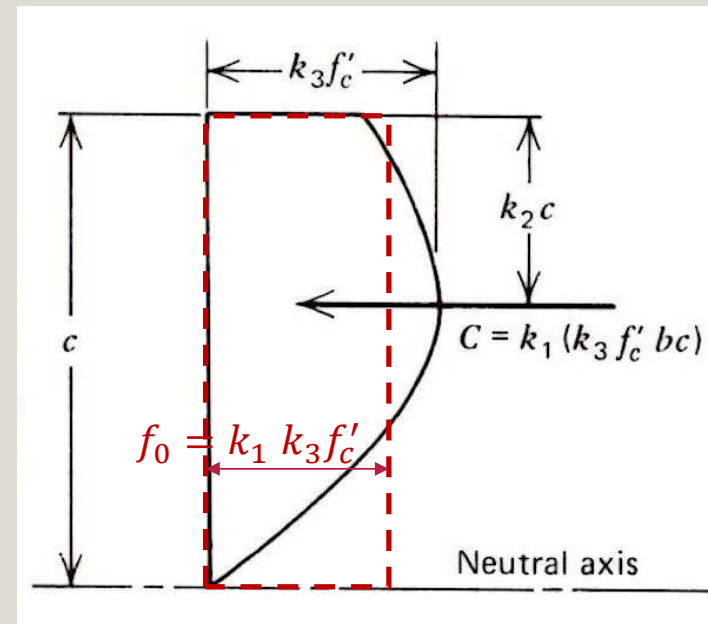
圧縮合力 C と最大曲げモーメント M_u

- コンクリートに作用する
圧縮合力 $C = k_1 k_3 f'_c b c$
- $j d = d - k_2 c$
- $M_u = C \times j d = T \times j d$



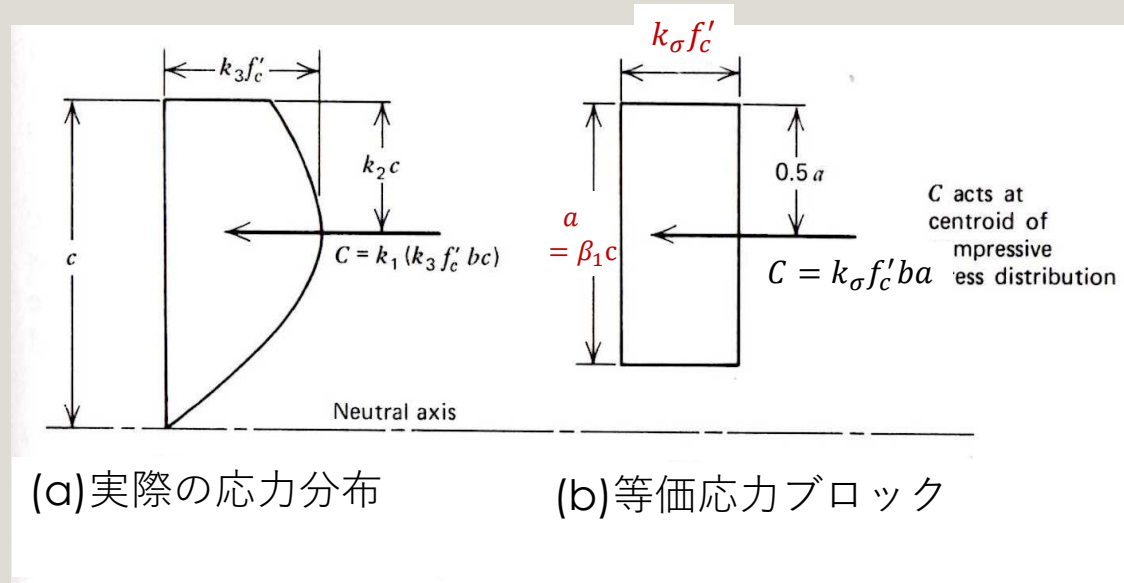
パラメータ K_1, K_2, K_3

- k_3 : コンクリート曲げ圧縮強度の 1 軸圧縮強度に対する比
- k_1 : コンクリート曲げ圧縮強度 $k_3 f'_c$ から合圧縮力 C を求めるための係数 (コンクリート曲げ圧縮強度 $k_3 f'_c$ に対する平均応力の比)
- k_2 : 圧縮合力の作用重心位置に関する係数



等価応力ブロック

- 等価応力： $k_{\sigma} f'_c$
- 深さ： $a = \beta_1 c$
- 圧縮合力は大きさが等しく、作用重心位置も同じ



パラメータ k_1 、 k_2 、 k_3 と β_1 の関係

圧縮合力は大きさが等しく、作用重心位置も同じ



- 圧縮合力

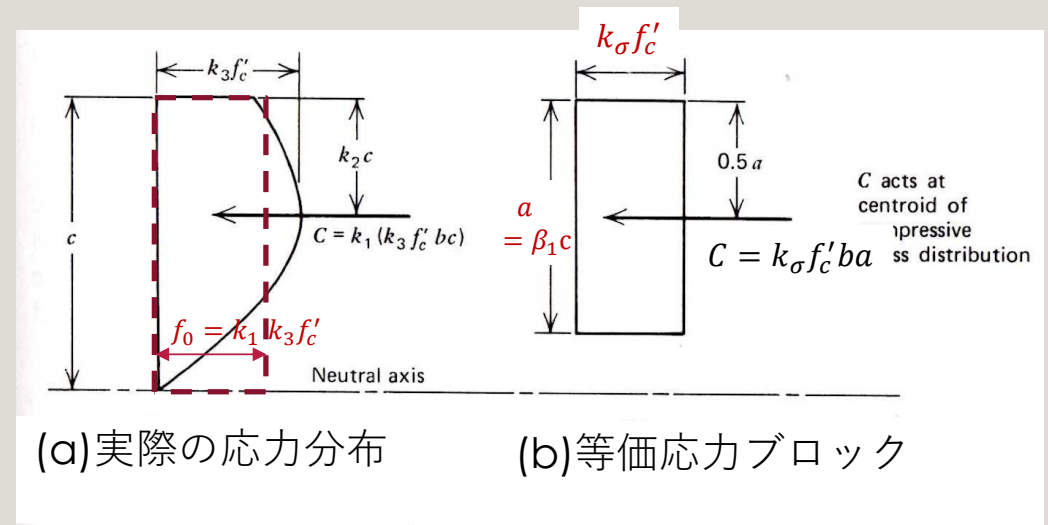
$$C = k_1 k_3 f'_c b c = k_\sigma f'_c b a$$

$$\therefore k_1 k_3 = k_\sigma a / c = k_\sigma \beta_1$$

- 作用重心位置

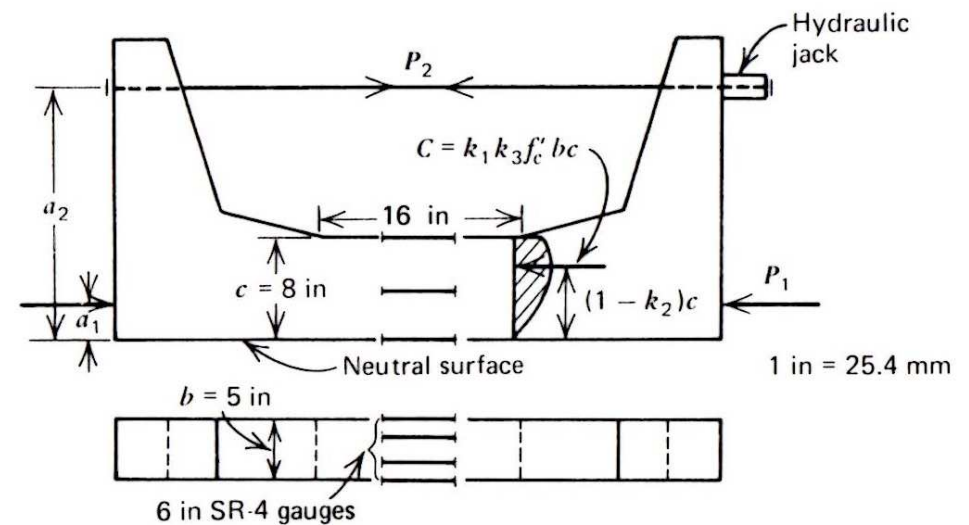
$$k_2 c = 0.5 a$$

$$\therefore k_2 = 0.5 a / c = 0.5 \beta_1$$



PCA（ポルトランドセメント協会）での実験

- 部材断面の曲げ圧縮ゾーンでの応力状態を再現
- 中立軸が常に試験体の下表面部に位置するよう P_1 と P_2 を調整
- 作用軸力とモーメントを内力としてのそれらを等しいと置いて、 k_1 k_3 と k_2 を直接求める。



Hognestad, N.W.Hanson and D.McHenry: Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, Journal ACI, Vol.52, No.6, Dec. 1955, pp.455~479

k_σ と β_1 の設計値 (ACIと土木学会)

■ k_σ

ACI : $k_\sigma = 0.85$

土木学会 : $k_\sigma = 1 - 0.003f'_c \leq 0.85$

■ β_1

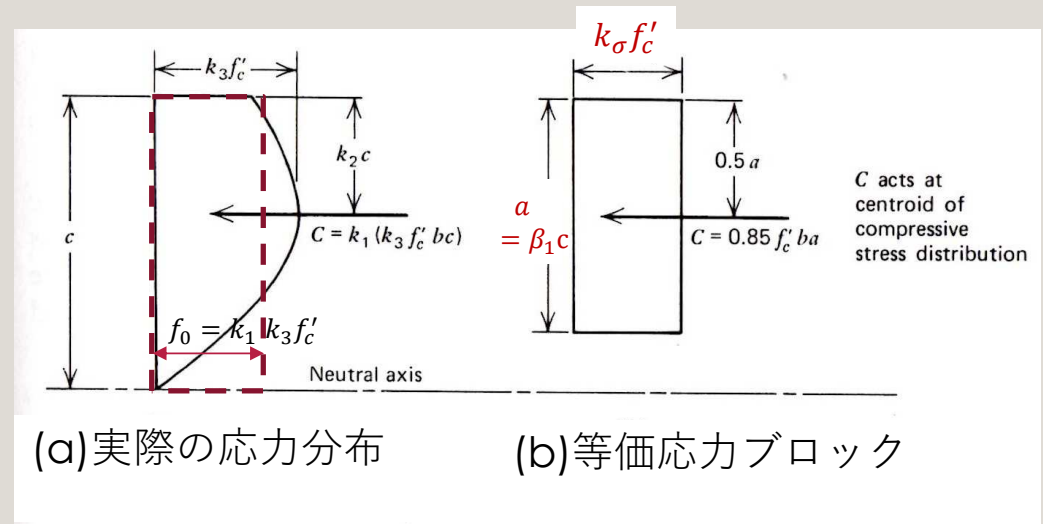
ACI : $\beta_1 = a/c = 0.85$ ($f'_c \leq 4000 \text{ psi}$)

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05 \left(\frac{f'_c - 4000}{1000} \right)$$

($f'_c > 4000 \text{ psi} = 27.6 \text{ N/mm}^2$)

土木学会 : $\beta_1 = 0.52 + 80\varepsilon'_{cu}$

ここに、 $\varepsilon'_{cu} = \frac{155 - f'_c}{30000}$ 単位 ; N/mm^2

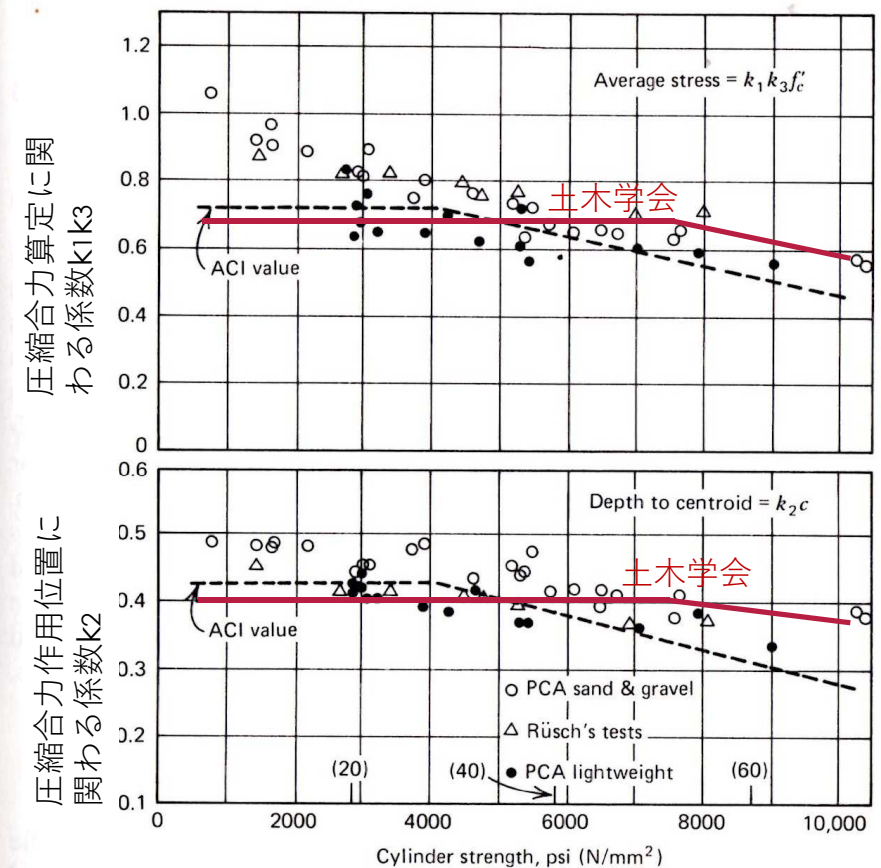


(a) 実際の応力分布

(b) 等価応力ブロック

圧縮合力算定に関わる $K_1K_3 = k_\sigma\beta_1$ と
圧縮合力作用位置に関わる $K_2 = 0.5\beta_1$:
設計値と実験値

- ACI設計値は安全側
- 土木学会設計値は低強度ではACI設計値と同様。高強度側では実験値に近似

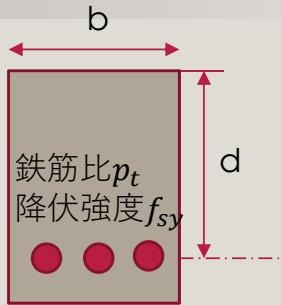


A.H.Mattock, L.B.Kriz and E.Hognestad, Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, Journal ACI, Vol.57, Feb.1961, pp.875~926

問題は最大曲げモーメントの評価－

ACIと土木学会ではどの程度違う？

最大曲げモーメントの算定式（曲げ降伏型の梁）



$$C = k_{\sigma} f'_c \beta_1 c b = T = p_t b d f_{sy}$$

$$\therefore C = \frac{p_t f_{sy}}{k_{\sigma} f'_c \beta_1} d$$

$$M_u = p_t b d f_{sy} (d - 0.5a)$$

$$= p_t b d f_{sy} (d - 0.5\beta_1 c)$$

$$= p_t b d^2 f_{sy} \left(1 - 0.5 \frac{p_t f_{sy}}{k_{\sigma} f'_c} \right)$$

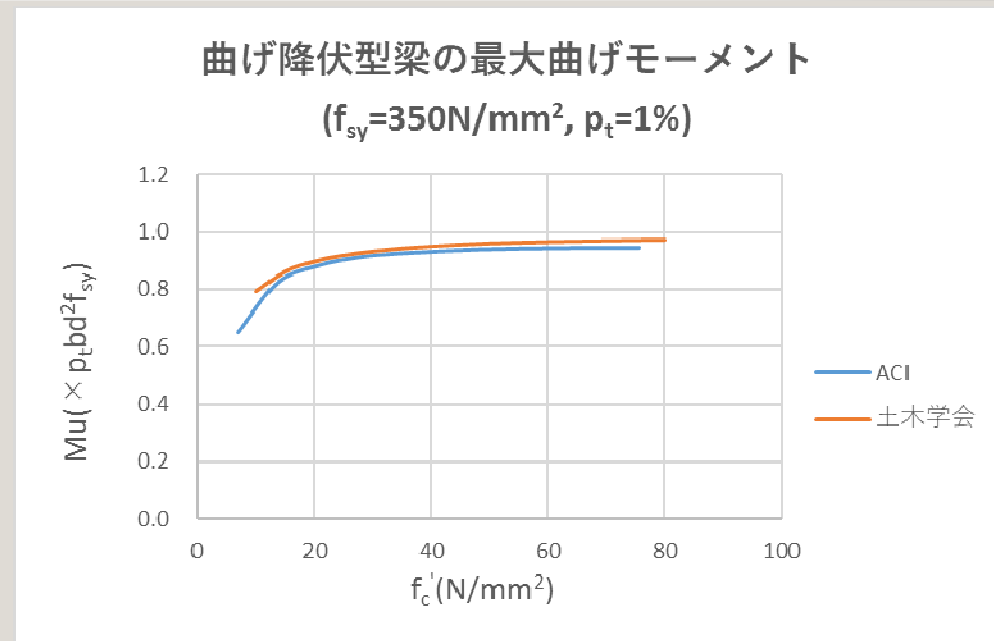
M_u は k_2 、換言すれば β_1 の影響を受けない。



ACIと土木学会の差異は
 k_{σ} の影響だけになる。

最大モーメント評価に関するACIと土木学会との比較

- 軸力のない梁を例
- ACIと土木学会で有意な差異はない。



曲げ強度時のコンクリート終局ひずみ

- ACI:

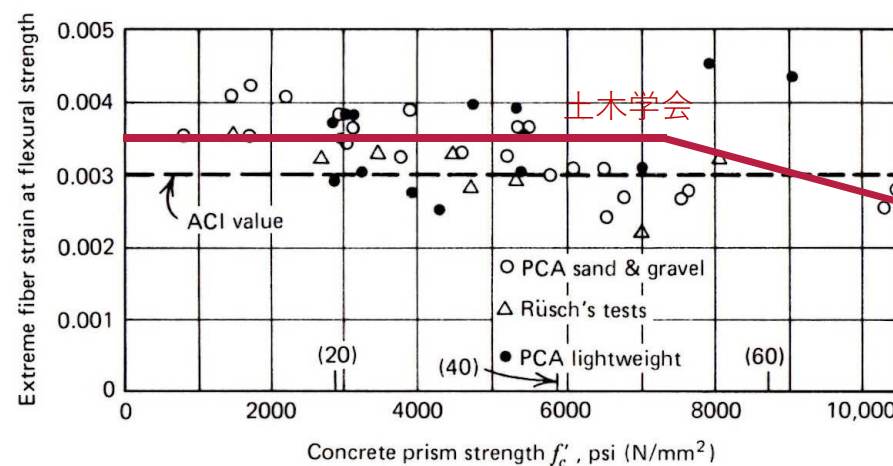
$$\epsilon'_{cu} = 0.003$$

- 土木学会:

$$\epsilon'_{cu} = \frac{155 - f'_c}{30000}$$

$$0.0025 \leq \epsilon'_{cu} \leq 0.0035$$

- ACIと土木学会で大きな差はない



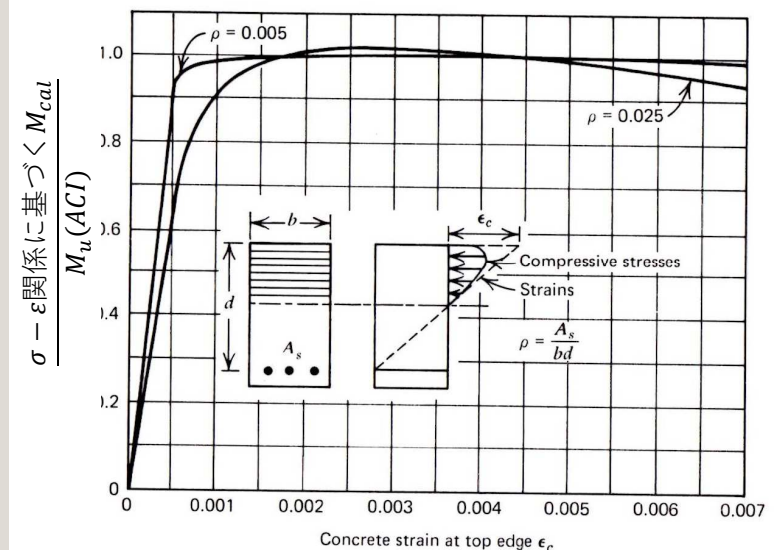
A.H.Mattock, L.B. Kriz and E.Hognestad, Rectangular Concrete Stress Distribution in Ultimate Strength Design, Journal ACI, Vol.57, No.8, Feb. 1961, pp.875~926

圧縮最外縁ひずみ値の選択とモーメント強度

- コンクリートの応力-ひずみ関係に基づくモーメントをACI基準に基づくモーメント強度で割った値が圧縮最外縁ひずみの変化に対してプロット
- 3600psi (24.8N/mm²)の強度を有する円柱供試体から得られた応力-ひずみ曲線
- 圧縮最外縁ひずみが0.007でも、抵抗モーメントは最大値に比べ $\rho = 0.005$ のケースで1%弱、 $\rho = 0.025$ のケースは5%弱低下する程度



引張降伏先行型の場合、圧縮最外縁ひずみ値の選択は梁のモーメント強度に殆ど影響しない



H.Rusch: Researches Toward a General Flexural Theory for Structural Concrete, Journal ACI, Vol.57, No.1, Jul. 1960, pp.1~28, Discussion in Journal ACI, Vol.57, No.9, March 1961, pp.1147~1164