

論文

[2056] 鉄筋コンクリート梁部材の変形能に関する実験的研究

嘉村武浩*1・大水敏弘*2・小谷俊介*3・青山博之*4

1. はじめに

1990年に日本建築学会から刊行された鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針[1]では塑性理論の下限定理に基づいたせん断耐力式(以下、指針式と略記)が提案されており、曲げ降伏後にせん断圧縮破壊する時の塑性部材角(Rp)とせん断強度の関係式が定義されている。しかし、梁部材の曲げ降伏後の変形能に関してはまだ十分に実験的検証が行われていないのが現状である。本研究では、鉄筋とコンクリートに普通強度と高強度材料を使用した試験体について、曲げ降伏後にせん断破壊する時の変形能を検討する。なお、本研究は昨年度石川等によって行われた研究[2]の継続研究であり、本研究の一部は拙論[3]で報告済みである。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体は計4体(CL-22, CL-16, CH-22, CH-16)で、試験体の形状寸法は、断面が25×35[cm](スタブ断面:25×60[cm])、内法スパン長さが140[cm](M/QD=2.0)である。試験体の形状寸法を図1に、試験体諸元を表1に示す。

試験体名の「C」の次の文字はコンクリート強度の高低(H, L)を示し、「L」は圧縮強度が325[kgf/cm²]の普通強度を、「H」ならば508[kgf/cm²]の高強度を意味する。その後の2桁の数字は梁主筋の呼び名を示す。D22は、降伏強度が4621[kgf/cm²]の普通強度鉄筋、D16は8168[kgf/cm²]の高強度鉄筋である。主筋は、各試験体の曲げ耐力が等しくなるように主筋量 $p_t \sigma_y$ (p_t :引張鉄筋比、 σ_y :鉄筋降伏強度)がほぼ同様になるように設計した。

試験体のせん断設計は、指針式において、せん断耐力が曲げ耐力と等しくなる時の塑性変形角(Rp)が1/100

表1 試験体諸元

試験体名	CL-22	CL-16	CH-22	CH-16
σ_B [kgf/cm ²] ¹⁾	325		507	
主筋	3-D22	3-D16	3-D22	3-D16
σ_y ³⁾	4621	8168	4621	8168
Pt [%]	1.47	0.76	1.47	0.76
北梁補強筋	2-6φ048	2-6φ055	2-5φ043	2-5φ051
σ_{wy} ⁴⁾	4337	4337	4347	4347
p w [%]	0.467	0.407	0.372	0.314
Rp [rad] ²⁾	0.0118	0.0120	0.0104	0.0105

- 1) σ_B :コンクリート圧縮強度
- 2) 指針式[1]によるせん断耐力が曲げ耐力に等しくなるときの塑性変形角
- 3) σ_y :梁主筋降伏強度
- 4) σ_{wy} :横補強筋降伏強度(0.2% Off-setによる)

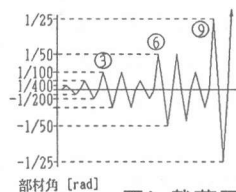
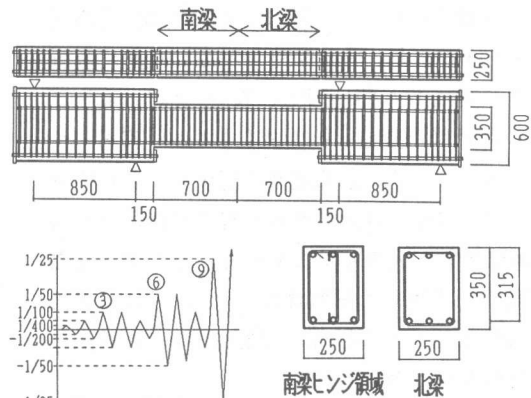


図2 载荷履歴 図1 試験体形状寸法

*1 ㈱日建設 東京構造事務所 工修 (正会員)
 *2 建設省 住宅局建設指導課 住工 (正会員)
 *3 東京大学助教授 工学部建築学科、Ph. D、工博 (正会員)
 *4 日本大学教授 総合科学研究所、工博 (正会員)

[rad]になるよう外周せん断補強筋を配筋している。なお、各試験体とも測定作業の省力化のため、試験体中央より片側（以下、北梁：図1参照）をせん断破壊させるように、もう片側（以下、南梁）の危険断面から1.5D(D:梁せい)の領域に外周筋と同じ種類の中子筋を配筋し、南梁のせん断補強筋量を北梁の1.5倍にしている。試験体CL-22, CL-16のせん断補強筋には降伏強度が4337[kgf/cm²]のφ6を、試験体CH-22, CH-16は4347[kgf/cm²]のφ5を使用している。

2. 2 実験方法

加力は大野式逆対称モーメント繰り返し载荷により行った。加力は図2に示すような载荷履歴で行い、北梁の変位（梁中央から北梁危険断面までの区間のたわみ）で制御した（[3]参照）。

3. 実験結果

3. 1 破壊状況

いずれの試験体も中子筋の無い北梁で破壊に至った。試験体CL-22は、+10サイクルで北梁中腹の正負ひび割れの交錯する部分がはらみ出し、コンクリートの圧壊現象が認められ、せん断補強筋が破断して耐力低下に至った。その他の試験体CL-16, CH-22, CH-16は主筋が曲げ降伏した後、斜め45度方向のせん断ひび割れが開いて急激な耐力低下を示し、せん断補強筋が破断して破壊に至った。

3. 2 入力せん断力-部材角関係

各試験体の入力せん断力と北梁の部材角の関係を図3に示す。平面保持を仮定した曲げ解析により算出した曲げ耐力、菅野式[4]により算出した降伏点変位、指針式[1]により算出した曲げ降伏後のせん断強度を併記する。各試験体とも菅野式により計算された降伏時変形よりも実験値の方が大きくなっている。中でも高強度鉄筋を用いた試験体CL-16, CH-16は普通強度鉄筋を用いた試験体CL-22, CH-22よりもその割合が大きくなっている。

コンクリートの圧壊現象が認められせん断圧縮破壊した試験体CL-22の塑性変形能は指針式[1]により算出したRpの0.012[rad]を大きく上回っている。斜め45度方向のせん断ひび割れが開いて破壊した試験体CL-16, CH-22, CH-16は指

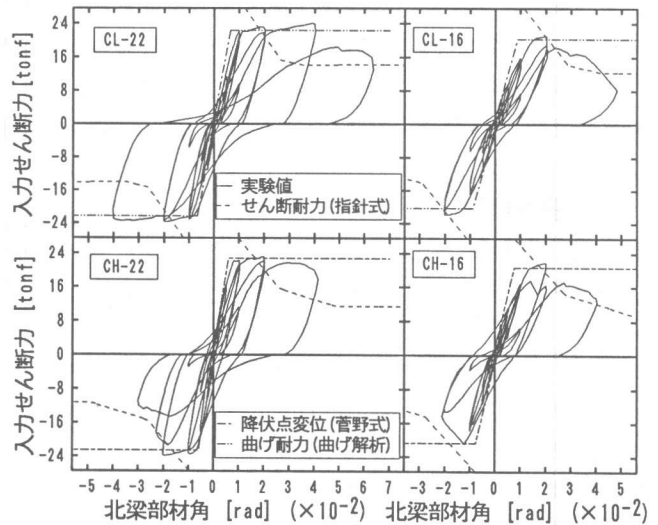


図3 入力せん断力-北梁部材角関係

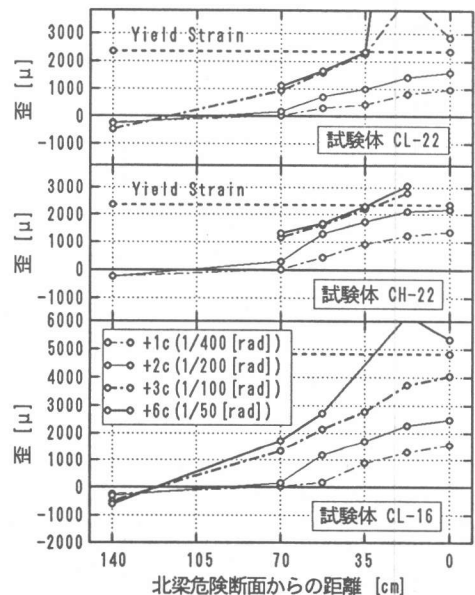


図4 主筋歪度分布

針式において試験体CL-22と同等な塑性変形能を有し、指針における最小補強筋比 0.2[%]を満足する部材であるが、試験体CL-22に比べ塑性変形能は著しく小さく破壊モードの異なる脆性的な破壊を示している。

3. 3 主筋歪分布

試験体CL-22, CH-22, CL-16の正サイクルピーク時の主筋歪度分布を図4に示す。試験体CL-22, CH-22は危険断面からD (D:部材せい(=35[cm]))の区間で、試験体CL-16, CH-16は危険断面からD/2の区間で最終サイクルまでに主筋が降伏歪に達した。各試験体ともR=1/100[rad]のサイクルで部材中央反曲点位置の引張歪が急増し、1.5Dから2Dの領域の付着力が頭打ちとなり以後低下している。なお、中央反曲点位置の引張歪が急増したステップでひび割れ観測面で付着割裂ひび割れが観測されている。

3. 4 コンクリート束角度の検討

指針式のトラス機構では、主筋の付着力とせん断補強筋の引張力による一様傾斜角のコンクリート束を仮定している。梁主筋とせん断補強筋の歪ゲージから得られた歪から応力を算出し、せん断補強筋による部材軸鉛直方向力と主筋によりコンクリートに伝達されるの部材軸方向付着力の合力をベクトル和として、試験体CL-22と試験体CH-22の主筋降伏サイクルピーク時について図5に示す。下端筋の危険断面からD/2の範囲で鉄筋が降伏歪に達してその区間で付着力が無くなるので、ベクトルが鉛直方向を向いている。

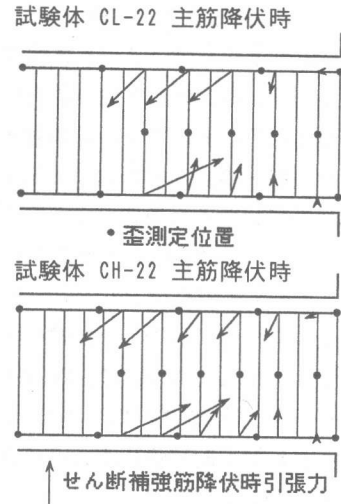


図5 主筋降伏時合力

4. 梁部材の曲げ降伏後のせん断靱性評価の検討

指針式[1]ではせん断補強筋が降伏しかつコンクリートが有効強度に達しているという状態を仮定し、せん断耐力式を導いている。この際、主筋強度を無限大と仮定し、危険断面での鉄筋の応力を考慮した力の釣合は考えていない。本章では危険断面の鉄筋応力を断面解析より算出し、危険断面での力の釣合より靱性評価式を導く。

4. 1 アーチ機構

アーチ機構によって生じる部材軸方向の圧縮力は危険断面の曲げ解析による圧縮領域に伝達されると仮定し、図6に示すようなアーチ機構を仮定する。このアーチ機構による部材軸方向圧縮力 $\Sigma \sigma a. h$ 、アーチ機構によるせん断力 V_{arch} を以下に示す。ここで、 $\sigma a. h$:アーチ機構によって生じるコンクリート部材軸応力度、 b :梁幅、 D :梁せい、 c :断面解析により算出される圧縮縁からの中立軸位置までの距離、 L :部材スパン長さ、である。

$$\Sigma \sigma a. h = b \cdot c \cdot \sigma a. h \quad (1)$$

$$V_{arch} = b \cdot c \cdot \sigma a. h \cdot \tan \theta \quad (2)$$

$$(\tan \theta = (D-c)/L)$$

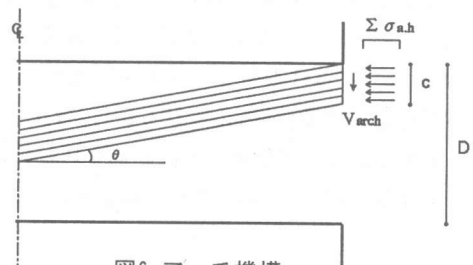


図6 アーチ機構

4. 2 扇形トラス機構

指針で仮定しているトラス機構ではコンクリートの斜め束材は一樣傾斜角としている。しかし、引張主筋が降伏すると危険断面の曲げひび割れが開き、骨材のかみ合いによるせん断力の伝達が困難になる。そこでせん断補強筋量が部材にわたって一樣な場合、コンクリート束による圧縮力は危険断面の曲げ解析による圧縮領域に伝達されるとして部材端近傍の力の流れが図7に示すような扇形になると仮定する。せん断補強筋の部材軸垂直方向応力はAD間で $p_w \cdot \sigma_w$ で一樣であると仮定し、その垂直応力が曲げ解析による圧縮領域に伝わるとして幾何学的に付着応力を定義する。部材軸方向圧縮力和 $\Sigma \sigma_t \cdot h$ とトラス機構によるせん断力 V_{truss} を以下に示す。本来ならば $\Sigma \sigma_t \cdot h$ は c の関数になるが式が非常に煩雑になるので、ここでは簡略化のため圧縮力がA点に集中するとして求めた。ここで、 j_t :主筋間距離、 p_w :せん断補強筋比、 σ_w :せん断補強筋応力度、である。

$$\Sigma \sigma_t \cdot h = 0.5 \cdot b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_w \cdot \cot^2 \phi \quad (3)$$

$$V_{truss} = b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_w \cdot \cot \phi \quad (4)$$

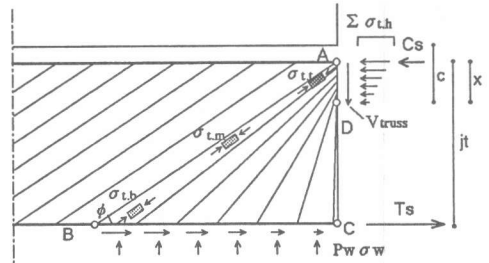


図7 扇形トラス機構

4. 3 危険断面における力の釣合

梁部材の軸力は0として危険断面における力の釣合を考慮する。危険断面における部材軸方向の釣合より、鉄筋の引張力 T_s は鉄筋の圧縮力 C_s とトラス機構とアーチ機構による圧縮力和 ($\Sigma \sigma_a \cdot h + \Sigma \sigma_t \cdot h$) に等しい。 $T_s - C_s = \alpha \Sigma A_s \sigma_y$ として、式(1), (3)より式(5)が求まる。ここで ΣA_s :引張鉄筋面積和、 σ_y :鉄筋降伏強度、 p_t :引張鉄筋比(= $\Sigma A_s / (b \cdot d)$)、 d :圧縮端から引張鉄筋までの距離、である。また、鉛直方向の力の釣合から式(2), (4), (5)より式(6)が求まる。

$$\alpha \Sigma A_s \sigma_y = b \cdot c \cdot \sigma_a \cdot h + 0.5 \cdot b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_w \cdot \cot^2 \phi \quad (5)$$

$$\begin{aligned} V &= V_{arch} + V_{truss} \\ &= b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_w \cdot \cot \phi + b \cdot c \cdot \sigma_a \cdot h \cdot \tan \theta \\ &= b \cdot j_t \cdot p_w \cdot \sigma_w \cdot \cot \phi + b \cdot (d \cdot \alpha \cdot p_t \cdot \sigma_y - 0.5 j_t \cdot p_w \cdot \sigma_w \cdot \cot^2 \phi) \cdot \tan \theta \end{aligned} \quad (6)$$

4. 4 コンクリート応力の検討

梁部材がせん断圧縮破壊する時、梁危険断面から斜め45度方向の正負ひび割れが交錯する梁中腹部のコンクリートが面外へはらみ出してくる。扇形トラス機構において生じるコンクリート応力の最も高い所は危険断面の圧縮端(図7におけるA点)近傍であるが、ひび割れが交錯する中腹部のコンクリートの持つ有効強度が最も低いと考え、アーチ機構のコンクリート束と重ならない場合、図7における扇形トラス機構の中腹部のコンクリート応力 $\sigma_{t,m}$ が有効強度に達した時を限界点と定義する。図7における $\sigma_{t,t}$ は $\sigma_{t,b}$ の (j_t/x) 倍になるので、 $\sigma_{t,m}$ は以下の式(7)の様に表せる。曲げ降伏後、危険断面の圧縮領域の減少に伴い扇形トラス機構のコンクリート応力は高くなり、式(7)において $\sigma_{t,m} = \nu \sigma_B$ となる時を限界点とする。

$$\sigma_{t,m} = 0.5 \cdot p_w \cdot \sigma_w \cdot (1 + \cot^2 \phi) \cdot (j_t/x) \quad \dots \dots \dots (7)$$

4.5 cot φ の算定

式(6)(7)において $\cot \phi$, α , $\tan \theta$, x は塑性変形角 (R_p) の関数である。 $\cot \phi$ は R_p の増加とともに減少する関数、 α , $\tan \theta$, x は曲げ解析によって算出される中立軸位置により決まる値である。これにより、式(6)(7)は、曲げ降伏後 $V=V_m$ (曲げ耐力) として、 R_p と σ_w 、 R_p と $\sigma_{t.m}$ の関係式になる。

ここで仮定する破壊モードは、せん断補強筋降伏後にコンクリートが有効強度に達するせん断圧縮破壊、あるいはせん断補強筋降伏後のせん断斜張力破壊とする。せん断圧縮破壊する場合、曲げ降伏後 R_p の増加につれ、式(6)において、せん断補強筋応力が高くなり、降伏応力度に達して V が低下し始め、その後式(7)においてコンクリートが有効強度に達して限界点に至るという状態を仮定する(図8参照)。

しかし、現段階では R_p と中立軸位置の関係を定義することが困難で、扇型トラス機構のコンクリート応力の検討ができないので、せん断補強筋が降伏して耐力低下を示す時点についてのみ検討を行う。同様の理由により、ここでは $\cot \phi$ は R_p の増加とともに減少するものとするが、 α と $\tan \theta$ の値は曲げ降伏時の値で一定であると仮定する。

実験から得られた入力せん断力と部材角の

関係において、耐力低下を示したステップの R_p と、その時の V を $\sigma_w = \sigma_{wy}$ (降伏応力) として式(6)に代入して得られる $\cot \phi$ の関係を、試験体 CL-22, CH-22, BL-22 [2] について図9に示す。ここで R_p は、引張主筋の危険断面位置に貼付した歪ゲージから得られる危険断面位置の歪度と入力せん断力関係において、入力せん断力の増加に対して歪度の増加が著しくなった時を降伏点と定義し、部材角から降伏時部材角を引いた値である。参考のため、 α , $\tan \theta$ に曲げ終局時の値を用いて算出した値も示す。

図9における関係から式(6)における $\cot \phi$ は以下の式(8. a~8. c)の内の最小値と定義する。式(6)~(8)による V 、 $p_w \cdot \sigma_w$ 、 $\nu \sigma_B$ の関係を図10に示す。

$$\cot \phi = \min \left\{ \begin{array}{l} 2.0 - 25 \cdot R_p \quad (0 \leq R_p \leq 0.04) \quad (8. a) \\ 1.0 \quad (R_p \geq 0.04) \quad (8. b) \\ \frac{2d \cdot \alpha \cdot p_t \cdot \sigma_y}{j_t \cdot p_w \cdot \sigma_w} \quad (\sigma_{a.h} = 0 \text{ の場合}) \quad (8. c) \end{array} \right.$$

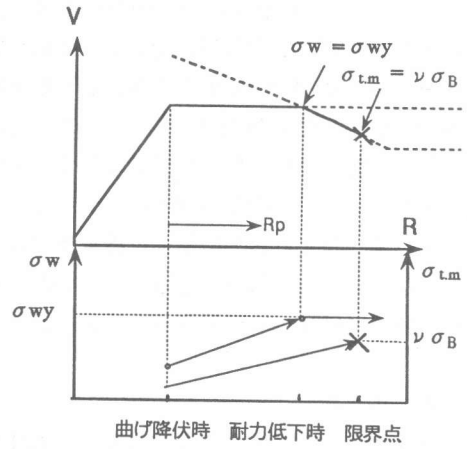


図8 概念図

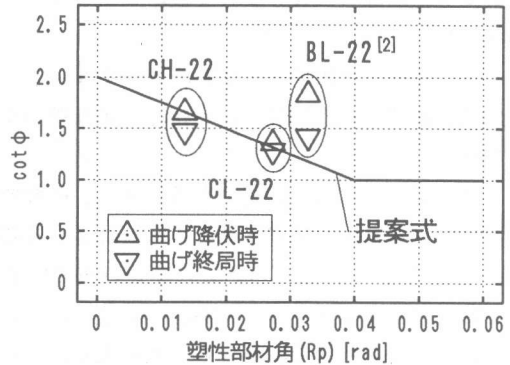


図9 $R_p - \cot \phi$ 関係

4. 6. せん断補強筋応力の検証

式(6)、(8)から求まる横補強筋の歪度と実験において測定された横補強筋の歪度との比較を行う。試験体CL-22、CH-22の曲げ降伏時、耐力低下時におけるせん断補強筋歪度分布図を、式(6)、(8)から算出される歪度計算値と併せて図11に示す。図中の実線は実験値を、一点鎖線は式(6)、(8)から求まる計算値を示す。いずれも危険断面位置近傍では、歪度実験値は計算値より低い値を示しているが、それ以外の領域ではほぼ良い対応を示している。

5. まとめ

鉄筋とコンクリートに普通強度と高強度材料を用いて $R_p=1/100$ [rad] の塑性変形能を有するよう指針式により設計したRC梁の実験結果から以下のような知見を得た。

① 普通強度鉄筋と普通強度コンクリートを用いた梁部材では、指針式による靱性評価は過小評価になっている。

② 高強度材料を使用した試験体は、指針で規定されている最小横補強筋比0.2[%]を満足する部材であるが(0.31~0.41[%])、せん断ひび割れが開口して急激な耐力低下をし、脆性的な破壊を示した。

また、危険断面の鉄筋の応力を考慮し、アーチ機構と扇形トラス機構を仮定して危険断面での釣り合いよりせん断靱性評価式を導いた。 R_p と中立軸位置の関係、扇形トラス機構での主筋降伏による付着喪失域、柱部材における軸力、に関する考慮が今後の検討課題である。

【謝辞】 本研究は、文部省科学研究費補助金試験体製作、実験実施にあたり、(株)大成建設 溝淵孝志氏、大成建設戸田PC製作作業所の方々、(株)前田建設技術研究所 細川洋治先生、東京大学工学部助手 田才晃先生、青山・小谷研究室の方々、細川博之氏にお世話頂きました。ここに、以上の方々に厚く御礼を申し上げます。

【参考文献】

- [1] 日本建築学会編：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、1990. 11
- [2] 石川裕次、濱本学、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート梁部材の変形能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文報告集、Vol. 14、No. 2 pp. 255-260、1992
- [3] 嘉村武浩、大水敏弘、小谷俊介、青山博之：鉄筋コンクリート梁部材の変形能に関する実験的研究、日本建築学会関東支部研究報告集、構造系 pp77-80、1992
- [4] 菅野俊介：鉄筋コンクリート部材の復元力特性に関する研究、コンクリートジャーナル、Vol. 11. pp1-9、1973

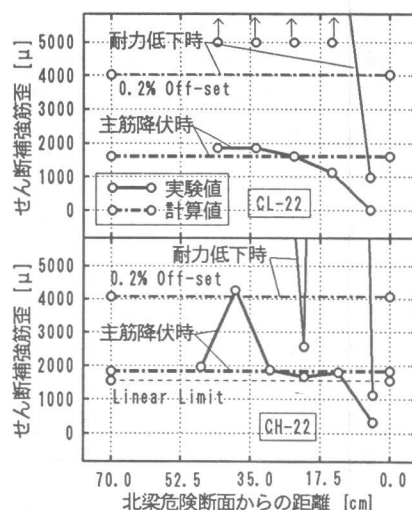


図10 せん断補強筋歪度分布

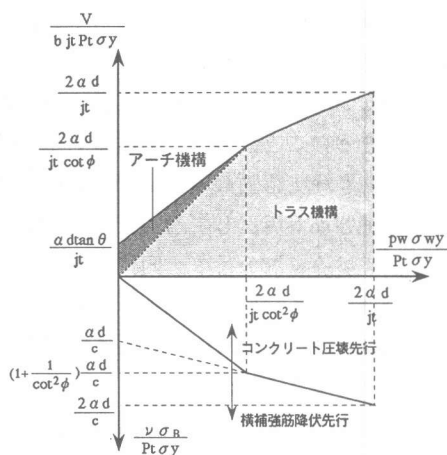


図11 $V/p_w \cdot \sigma_{wy} - V/\sigma_B$ 関係