

RC梁のせん断耐力

コンクリート負担分に関する考察

武蔵工業大学 構造材料工学研究室

熊谷 俊樹 , 吉川 弘道

1. 梁の耐荷機構 古典トラス理論と修正トラス理論:基本式の提示

・トラスアナロジー¹⁾(トラス近似)

斜めひび割れを有する RC 部材をトラスモデルに置き換えることで,その耐荷機構を明瞭に説明することができる.このトラスモデルは,コンクリートの圧縮ストラット(斜めひび割れに沿った圧縮材)角度を θ ,せん断補強筋の角度を α とする.

$$V_s = \frac{A_w f_{wy} z (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (1)$$

V_s :せん断補強筋負担分 A_w :せん断補強筋断面積 f_{wy} :せん断補強筋降伏強度 z :せん断解析での有効高さ
 θ :圧縮ストラット角度 α :腹鉄筋の角度 s :せん断補強筋ピッチ間隔

ここで, $\theta = 45^\circ$, $\alpha = 90^\circ$ とすると式-2 のように表される

$$V_s = \frac{A_w f_{wy} z}{s} \quad (2)$$

・修正トラス理論

上述の古典トラス理論はせん断耐力を過小評価することから,せん断耐力 V_u は式-3 に示すように V_s にトラス理論の余剰分(*other contribution*)として,実験式から求められるコンクリート寄与分 V_c が導入された.すなわち,せん断耐力 V_u を以下のような累加式によって表せる.

$$V_u = V_s + V_c \quad (3)$$

V_u :せん断耐力

V_s :せん断補強筋負担によるせん断耐力

V_c :コンクリート負担によるせん断耐力

2.各種のせん断耐力式 コンクリート負担強度

以下に現行示方書に採用されている各種提案式を示す。

土木学会コンクリート標準示方書²⁾(以下,土木学会)

$$V_{cd} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d \quad (4)$$

$$\beta_d = \sqrt[4]{1000/d} \quad \text{ただし, } d > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする.}$$

$$\beta_p = \sqrt[3]{100A_s/(b_w d)} \quad \text{ただし, } p > 1.5 \text{ となる場合は } 1.5 \text{ とする.}$$

$$\beta_n = 1 + M_o / M_d \quad \text{ただし, } n > 2 \text{ となる場合は } 2 \text{ とする.}$$

$$= 1 + 2M_o / M_d \quad \text{ただし, } n < 0 \text{ となる場合は } 0 \text{ とする.}$$

$$f_{vcd} = 0.20 \sqrt[3]{f'_c} \quad (f_{vcd} \geq 0.72) \quad (5)$$

f_{vcd} : コンクリートの設計せん断強度

b_w : 断面幅 d : 断面有効高さ p_s : せん断引張鋼材比 A_s : 引張側鋼材の断面積

f'_c : コンクリートの圧縮強度 M_d : 設計曲げモーメント

M_o : M_d に対する引張縁において, 軸方向力によって発生する応力を打消すのに必要な曲げモーメント

β_d : せん断耐力に関する有効高さの係数 β_p : せん断耐力に関する軸方向鉄筋比の係数

鉄道構造物等設計標準³⁾(以下, 鉄道標準)

$$V_{cd} = \beta_d \beta_p \beta_n f_{vcd} b_w d \quad \text{ただし } \beta_d \beta_p \beta_n \text{ については土木学会に同じ } a/d: \text{せん断スパン比}$$

$$f_{vcd} = 0.20(0.75 + 1.4d/a) \cdot \sqrt[3]{f'_c} \quad (2.5 \leq a/d \text{ の場合}) \quad (6)$$

$$f_{vcd} = 0.76(a/d)^{-1.166} \cdot \sqrt[3]{f'_c} \quad (0.5 \leq a/d < 2.5 \text{ の場合}) \quad (7)$$

The European Concrete Standards in Practice (Euro-Code)⁴⁾

表 1 Tensile strength of concrete

f_{ck}	12	16	20	25	30	35	40	45	50
f_{ctm}	1.6	1.9	2.2	2.6	2.9	3.2	3.5	3.8	4.1
$f_{ctk0.05}$	1.1	1.3	1.5	1.8	2.0	2.2	2.5	2.7	2.9
$f_{ctk0.95}$	2.0	2.5	2.9	3.3	3.8	4.2	4.6	4.9	5.3

τ_{Rd} : 基本せん断強度 = $0.25 f_{ctm}$ f_{ctm} : 引張力の平均値 = $0.3(f_{ck})^{0.67}$ f_{ck} : 圧縮強度の特性値

$f_{ctk0.05}$: 超過確率 5% 未満のコンクリート引張強度 = $0.7 f_{ctm}$

$f_{ctk0.95}$: 超過確率 95% 以上のコンクリート引張強度 = $1.3 f_{ctm}$

Priestley

Priestley らの提案式⁵⁾では, 土木学会や鉄道標準(参照)のように軸力による影響をコンクリート負担分に考慮していない。また, コンクリート負担分 V_c は変形量の増加に伴う劣化を正負交番漸増載荷実験から同定した低下率を用いることで評価している。

$$V_c = k \sqrt{f'_c} A_e \quad (8)$$

$$A_e = 0.8 A_{gross}$$

k : せん断抵抗メカニズムによるコンクリートのせん断強度, A_e : 有効せん断面積, A_{gross} : 柱の全断面積

3. 既往実験

平成 16 年度土木実験

3-1. 試験体概要

断面 100×70mm, せん断スパン 200mm の試験体を対象とした。図-1 に試験体構造図, 表-2 にコンクリート配合表, 表-3 に試験体諸元を示す。実験パラメータとして表-2 のとおり 4 種類の水セメント比を設定し, 各 6 本ずつ合計 23 本の試験体を作製し載荷試験を行った。なおせん断破壊するように設計している。

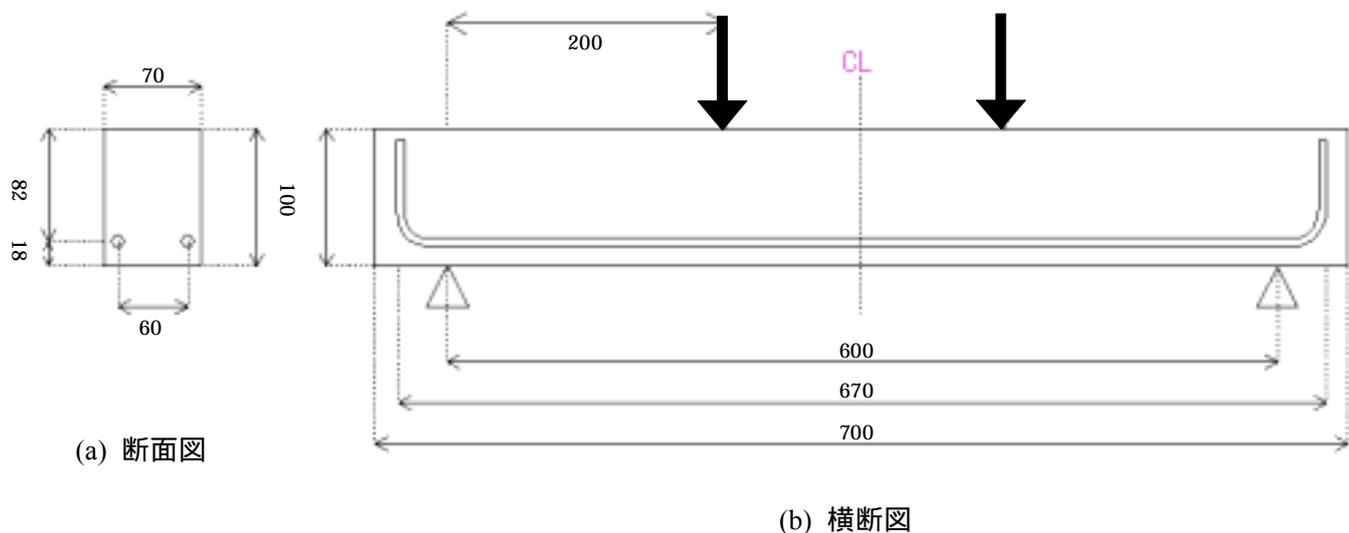


図-1 試験体構造図

表-2 コンクリートの配合表

試験体名	粗骨材の最大寸法(mm)	スランプ(cm)	空気量(%)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 s/a (%)	単位量(kg/m ³)					
						セメント量	水量	細骨材量	粗骨材量	AE減衰剤	AE助剤
A班	20	10	5	45	42.8	386.5	163.1	742.2	990.7	3.865	3.865
B班				55	44.8	316.2	162.17	804.5	988	3.162	3.162
C班				50	43.8	374.8	159.2	778.2	990.8	3.478	3.478
D班				60	45.8	289.8	158.06	836.3	982.1	2.898	2.898

表-3 試験体諸元

断面(mm)		せん断スパン a (mm)	有効高さ d (mm)	主鉄筋	主鉄筋断面積 A _s (mm ²)
高さ h	幅 b _w				
100	70	200	82	D6@2本	63.3

3-2. 載荷実験結果

表-4 に平成 16 年度の土木実験の RC 梁の載荷実験結果を示す。なお各試験体はせん断破壊するように設計したが、せん断破壊せずに曲げ破壊してしまった試験体もいくつかあった(1-B,3-B,3-D 班)。設計上ではせん断耐力を曲げ耐力が上回っており、せん断破壊設計型であるが、両耐力の差が少ない試験体は斜めひび割れが十分発達する前に引張鉄筋が降伏し曲げ破壊に至ったと考えられる。なお表-4 における実験値の f_{vc} は*1 式を用いて算定した。

1-A 班を除いてせん断耐力の実験値(P_s)は計算値を大きく上回った。つまり土木学会のコンクリート標準示方書で考えられているよりも実験ではせん断耐力が出たということである。また終局曲げ耐力 P_u は式-9 の終局曲げモーメント M_u を用い式-10 により算定した。すべての試験体において曲げ耐力はせん断耐力を大きく上回っており、計算上ではすべてせん断破壊である。また曲げせん断耐力比も算定した。一般にこの値が 1 を下回るとせん断破壊に至ると言われているが本実験においてはみな 1 を大きく下回っている。本実験でそれでも 3 体が曲げ破壊に至ったのはこれらの算定式からは得られない要素が影響していると思われる。

$$M_u = bd^2 pf_y \left(1 - \frac{pf_y}{1.7f'_c} \right) \quad (9)$$

$$P_u = \frac{2 \cdot M_u}{a} \quad (10)$$

p: 引張鉄筋比=0.0110

f_y : 鉄筋の降伏強度 = 345N/mm²

表-4 載荷試験結果一覧

試験体名	実験値					せん断耐力に関する計算値				曲げ耐力に関する計算値		
	圧縮強度 f'_c N/mm ²	せん断耐力 P_s kN	V_c kN	破壊形式	f'_{vc} (*1)		せん断耐力 土木学会(*2) P_s (kN)	鉄道標準(*3) f_{vc} (N/mm ²)	終局曲げモーメント M_u (kN·m)	終局曲げ耐力 P_u (kN)	曲げせん断耐力比 P_s/P_u	
					d = 1.50	d = 1.87						
1-A班	32.5	11.7	5.85	せん断破壊	0.660	0.529	11.3	0.638	0.858	1.667	16.674	0.679
1-B班	26.0	15.8	7.9	曲げ破壊	0.891	0.715	10.5	0.592	0.796	1.637	16.366	0.642
1-C班	33.3	17.4	8.7	せん断破壊	0.981	0.787	11.4	0.643	0.865	1.670	16.704	0.683
1-D班	28.5	16.5	8.25	せん断破壊	0.930	0.746	10.8	0.611	0.821	1.650	16.501	0.657
2-A班	28.4	15.3	7.65	せん断破壊	0.863	0.692	10.8	0.610	0.820	1.650	16.496	0.656
2-B班	23.8	16.5	8.25	せん断破壊	0.930	0.746	10.2	0.575	0.773	1.622	16.224	0.629
2-C班	32.0	16.2	8.1	せん断破壊	0.913	0.733	11.3	0.635	0.853	1.666	16.655	0.676
2-D班	20.9	17.1	8.55	せん断破壊	0.964	0.773	9.8	0.551	0.740	1.599	15.990	0.611
3-A班	32.5	18.2	9.1	せん断破壊	1.026	0.823	11.3	0.638	0.858	1.667	16.674	0.679
3-B班	24.2	14.5	7.25	曲げ破壊	0.818	0.656	10.3	0.578	0.777	1.625	16.251	0.631
3-C班	34.8	16.9	8.45	せん断破壊	0.953	0.764	11.6	0.653	0.877	1.676	16.756	0.691
3-D班	25.9	16.5	8.25	曲げ破壊	0.930	0.746	10.5	0.592	0.795	1.636	16.360	0.642
4-A班	26.5	17.9	8.95	せん断破壊	1.009	0.810	10.6	0.596	0.801	1.640	16.395	0.645
4-B班	32.2	16.8	8.4	せん断破壊	0.947	0.760	11.3	0.636	0.855	1.666	16.663	0.677
4-C班	30.1	14.5	7.25	せん断破壊	0.818	0.656	11.0	0.622	0.836	1.658	16.576	0.666
5-A班	31.1	16.4	8.2	せん断破壊	0.925	0.742	11.2	0.629	0.845	1.662	16.619	0.671
5-B班	25.4	16.9	8.45	せん断破壊	0.953	0.764	10.4	0.588	0.790	1.633	16.330	0.639
5-C班	30.2	16.8	8.4	せん断破壊	0.947	0.760	11.0	0.623	0.837	1.658	16.581	0.666
5-D班	22.4	13.5	6.75	せん断破壊	0.761	0.611	10.0	0.564	0.758	1.612	16.118	0.620
6-A班	37.4	17.9	8.95	せん断破壊	1.009	0.810	11.9	0.669	0.899	1.684	16.836	0.705
6-B班	29.7	16.0	8	せん断破壊	0.902	0.724	11.0	0.619	0.832	1.656	16.558	0.663
6-C班	34.8	18.1	9.05	せん断破壊	1.020	0.819	11.6	0.653	0.877	1.676	16.756	0.691
6-D班	30.3	15.9	7.95	せん断破壊	0.896	0.719	11.1	0.624	0.838	1.658	16.585	0.667

*1: コンクリート標準示方書により $f_{vc} = \frac{V_c}{\beta_d \beta_p b_w d}$ $V_c = \frac{P_s}{2}$

*2: $f_{vc} = 0.20 \sqrt[3]{f'_c}$

*3: $f_{vc} = 0.76 (a/d)^{-1.166} \sqrt[3]{f'_c}$ a/d=2.44 として

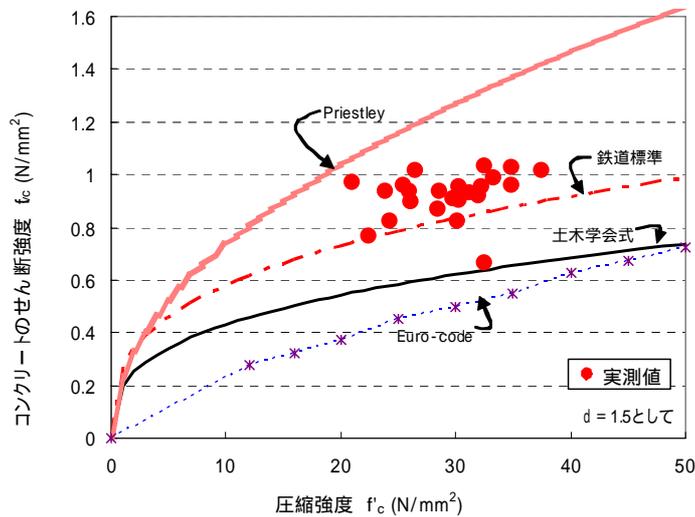
3-3.実験データの考察

f_{vc} と f'_c の関係

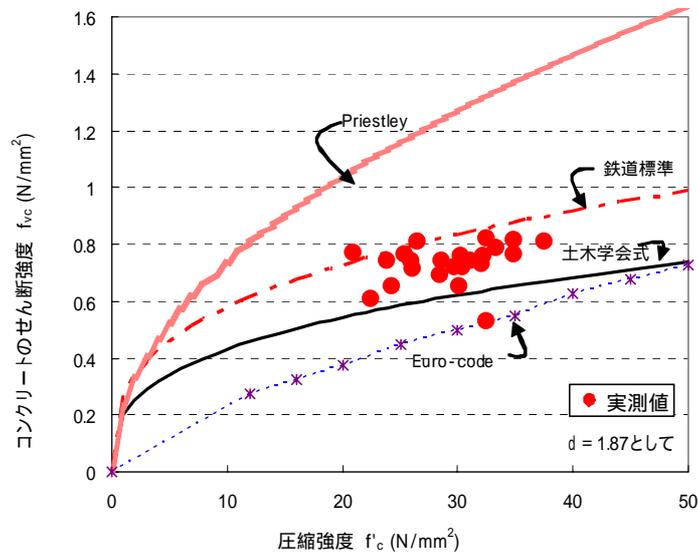
図-2は横軸に f'_c 、縦軸に f_{vc} をとり前出の各提案式を載せたグラフである。(a)における実測値は示方書の規定通りに d の上限値を1.5として算出したものである。また(b)は1.5を上限値とせず $d=1.87$ として計算したものである。Euro-Codeについてはせん断耐力の算定に用いる指標が他式とは若干違うため、横軸の f'_c に f_{ck} を、縦軸の f_{vc} に τ_{RD} を置き換えた。

(a)では実測値は概ね土木学会とPriestleyの中間に位置しているのがわかる。また(b)では鉄道標準と土木学会の間に位置している。つまり今回の実験では鉄道標準や土木学会式で考えられているよりもせん断強度が出たことがわかる。また各せん断耐力式のとった軌跡はPriestley,鉄道標準,土木学会,Euro-Codeの順にせん断強度の評価が低くなっているのがわかる。これは各式によりせん断強度の評価の仕方が違うためである。例えば鉄道標準ではせん断スパン比がせん断耐力に影響しているが、土木学会では圧縮強度のみが影響している。

また f^*_{vc} (実測値)の平均値を比べてみると、 $d=1.50$ では0.915だが $d=1.87$ では0.734に低下しており、グラフでも(a)に比べると(b)の実測値が全体的に低下していることが分かる。 d の値は供試体の断面有効高さによって左右され、 d が1.5以下になるためには有効高さが198mm以上なくてはならない。つまり d の上限値が1.5に設定されているのは、断面の小さな梁において必要以上にせん断強度が小さく算出されるのを防ぐためにあるものと思われる。



(a) $d = 1.50$ とした場合



(b) $d = 1.87$ とした場合

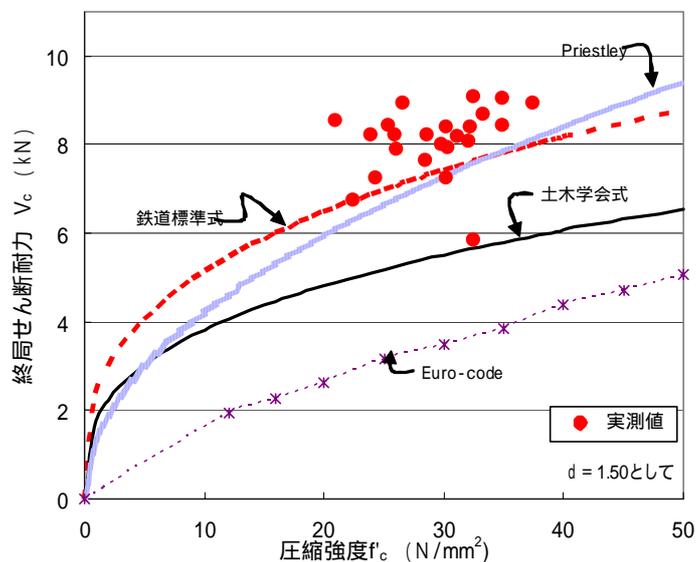
図-2 f_{vc} - f'_c 関係図

V_c と f'_c の関係

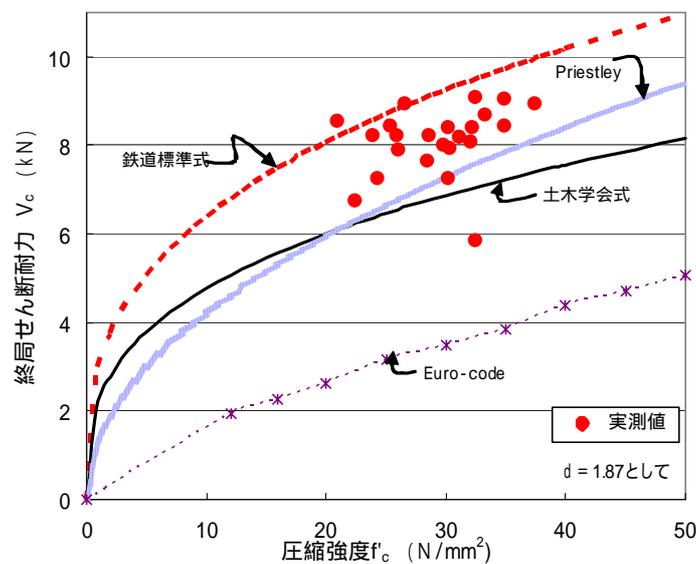
図-3は横軸に f'_c 、縦軸に V_c をとったグラフである。言い換えれば図-2における横軸の f_{vc} を V_c に置き換えて作成したものである。なお実測値は表-4の終局せん断耐力 V_c を用いた。図-2と同じく実測値は鉄道標準式に近似しているが、Priestleyも実測値にかなり近い値をとっている。

図-2と図-3を比べてみると実測値と鉄道標準、土木学会は両グラフとも似たような軌跡を取っているが、Priestley, Euro-Codeについては図-2とは異なる軌跡を取っているのがわかる。これは実測値と鉄道標準、土木学会式は f_{vc} から V_c を算出する際まったく同じ係数を掛けており似たような軌跡をとっている。一方PriestleyとEuro-Codeについては f_{vc} から V_c を算出する際、鉄道標準と土木学会では算出方法が違うためこのような結果となった。

(a)は土木学会と鉄道標準の V_c を算出する際に示方書の規定通りに d の上限値を1.5として計算したものである。また(b)は1.5を上限値とせずに $d = 1.87$ として計算したものである。(a)と(b)を見比べてみると実測値の値は変わらずで、土木学会と鉄道標準の値が(b)のほうが大きくなっていることが分かる。(b)では実測値は土木学会を上回っているが、概ね鉄道標準より下回っている。この上限値は設計において V_c の値が大きくなりすぎることを防ぐために設定してあるものである。通常せん断耐力式は実際の構造物の持つ V_c の値を下回るように作られているが、本検証のように上限値を用いずに計算を行うと実測値を上回ってしまい、設計の際に不都合が生じるということが確認できた。



(a) $d = 1.50$ とした場合



(b) $d = 1.87$ とした場合

図-3 V_c - f'_c 関係図

実測値(f_{vc}^*)と理論値(f_{vc})の比較

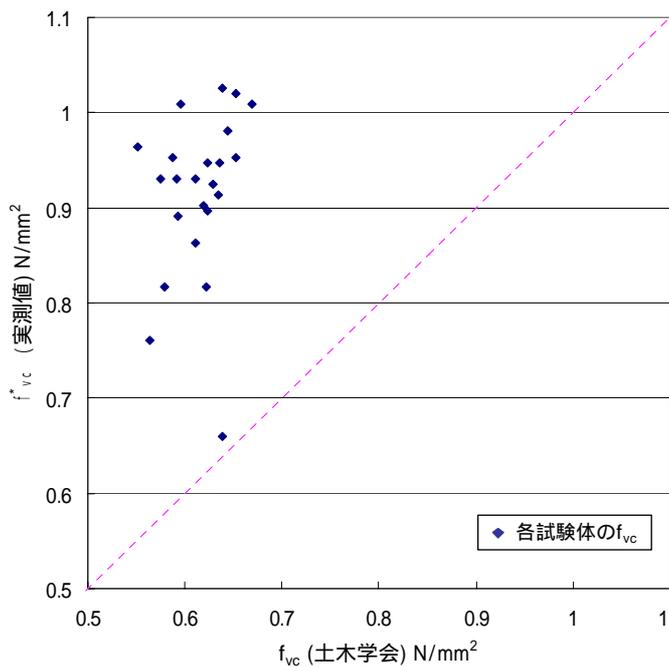
-1. $d=1.50$ の場合

次ページの図-4 は表-4 の各試験体の f_{vc} の値を用い、縦軸に f_{vc} の実測値 ($d=1.50$ として算出した f_{vc}^*)、横軸に理論式(土木学会および鉄道標準)により算出した f_{vc} を取ったグラフである。(a)は横軸に用いる理論値に土木学会のコンクリート標準示方書を用いたものであり、(b)は同じく理論値に鉄道標準を用いたものである。

このグラフの中央に引かれた線にプロット点が近いほど各試験体の実測値と理論値が近似しているということである。またそれぞれのプロット点において式 11(実測値と理論値の比率)を計算し、その比率の平均値と分散値も算出した。この平均値が 1、そして分散値が 0 に近いほうが各プロット点のバラつきが小さいと言える。(a)(b)の値を比較してみると鉄道標準よりも土木学会と比較した場合のほうが、よりバラつきが認められる。

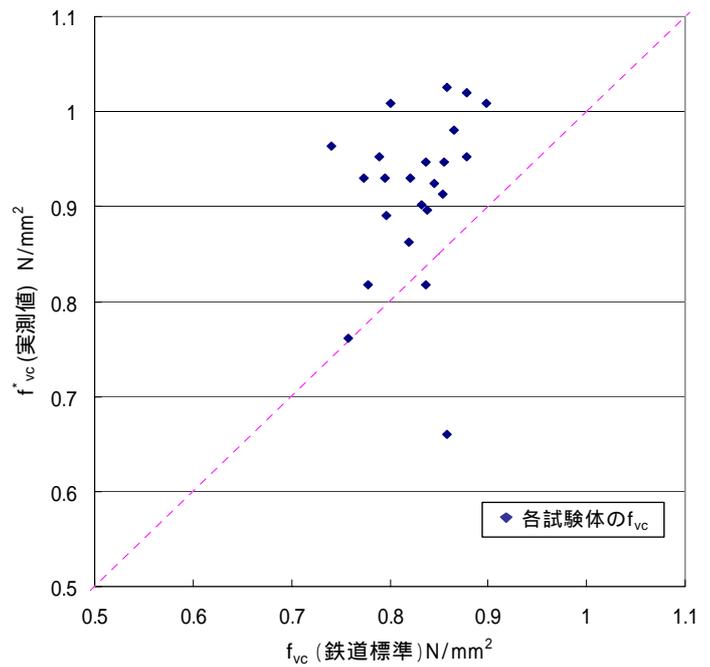
(a)(b)両グラフともにプロット点は中央の線よりも上に位置しており、各試験体において実測値が理論値を上回っていることを表している。(表-4 参照)(a)と(b)を比べると(a)のプロット点全体が(b)ではほぼそのままの形で右方向に移動していることがわかる。これは土木学会のほうが鉄道標準よりも各試験体において算出した f_{vc} の理論値が大きいことを示している。また上下方向にプロット点が移動していないのは、横軸の実測値の値が両グラフとも同じ値を使用していることを表している。

$$f_{vc} \text{ の比率} = \frac{f_{vc}^*}{f_{vc}} = \frac{\text{実測値}}{\text{理論値}} \quad (11)$$



比率の平均値: 1.49
比率の分散値: 0.0196

(a) コンクリート標準示方書(土木学会)との比較



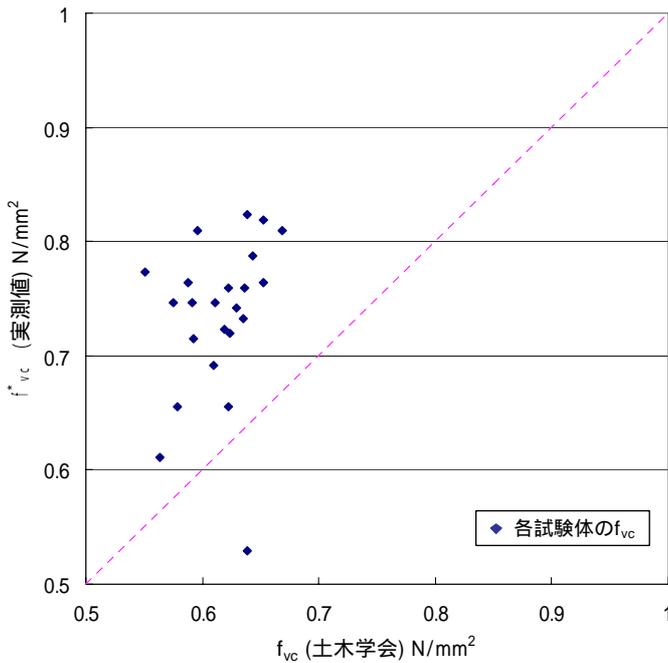
比率の平均値: 1.11
比率の分散値: 0.0108

(b) 鉄道標準との比較

図-4 f_{vc} (実測値と理論値)の比較 ($d=1.50$ とした時)

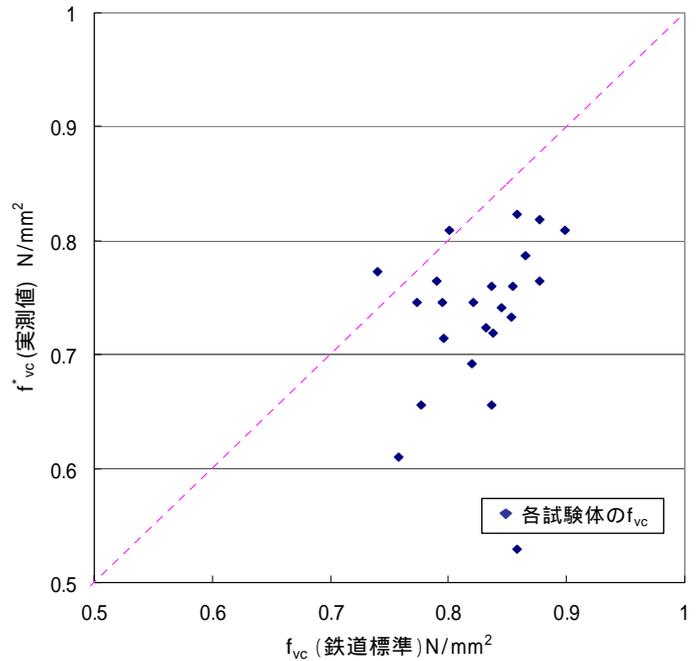
-2. $\beta_d=1.87$ の場合

図-5 は図-4 に準じて $\beta_d=1.87$ として計算した f_{vc}^* を用いて作成したグラフである。また土木学会(図-5-a)は全体的に理論値よりも実測値のほうが大きな値を取っているということがわかる。しかし鉄道標準(図-5-b)では逆に実測値よりも理論値のほうにプロットが偏っている。これは図-2 および図-3 の(b)のグラフの内容に準じており、実測値は鉄道標準を下回り、また土木学会を上回っているという事を表している。また $\beta_d=1.50$ のグラフと比べるとバラつきが若干少なくなっているということが確認できる。



比率の平均値: 1.20
比率の分散値: 0.0126

(a) コンクリート標準示方書(土木学会)との比較



比率の平均値: 0.890
比率の分散値: 0.00697

(b) 鉄道標準との比較

図-5 f_{vc} (実測値と理論値)の比較 ($\beta_d=1.87$ とした時)

参考文献

- 1)吉川 弘道:鉄筋コンクリートの解析と設計,丸善株式会社,2004.2
- 2)土木学会編:2002年度制定コンクリート標準示方書,構造性能照査編,土木学会,2002.3
- 3)鉄道総合技術研究所編:SI単位版 鉄道構造物等設計標準・同解説 - コンクリート構造物,丸善,1999.12.
- 4)A.W.Beeby and R.S.Narayanan: Designers' Handbook to Eurocode2,Thomas Telford,1995
- 5)M.J.N Priestley, F.Seible and G.M.Calvi: Seismic Design and Retrofit of Bridges, 1996