

論文 スラブがプレキャスト耐震壁のせん断終局強度に及ぼす影響とこれを考慮したせん断強度式の提案

加藤 拓也*1・千釜 あやな*1・高瀬 裕也*2・溝口 光男*3

要旨：スラブの強度が壁板の終局強度に及ぼす影響について FEM 解析による検討を行った。その結果、壁板の強度 60N/mm^2 に対しスラブの強度が 30N/mm^2 以上で強度一体型の壁板と同等の強度および変形性能が得られる。シアスパン比 1.0 以上になると、壁板とスラブの強度差に関わらず終局強度が一定になり、シアスパン比 1.0 未満になると、スラブの強度が 10N/mm^2 から 30N/mm^2 で終局強度が大きく変化することを明らかにした。また、解析で得られた終局強度から、スラブのコンクリート強度に対する低減係数 K を導き、これを用いて、修正せん断強度式を提案することで、スラブの強度が異なる場合でも安全側に評価できた。

キーワード：耐震壁、シアスパン比、スラブ、異種強度、FEM 解析

1. はじめに

建設業界の人材不足や働き方改革などの近年の課題から鑑みると、プレキャスト工法（以下、PCa）は、これらの問題を解決し得る有用な工法である。さらに著者らは、PCa 連層耐震壁において、柱と壁板の鉛直接合面に、滑りを許容した、より省力的な構法を提案し、既往の論文において報告している¹⁾。

この連層耐震壁では、図-1 に示すように PCa 耐震壁と現場打ちの床スラブが交互に重なる。ここで、一般には、床スラブの所要設計基準強度 F_c は柱や梁、耐震壁と比べて低くても、耐震設計上、問題のないケースが多い。しかし、床スラブのみ強度を違えるためには、スラブと耐震壁の間にコンクリート止めの型枠（以下、コン止め）を使用する必要があり、施工の手間が増える。これとは異なり、コン止めを用いず高い強度の F_c に合わせて床スラブを打設する方法もあるが、不要なコストが発生することになる。

したがって、省力化を実現しつつ、経済性にも配慮した工法を実現するためには、所定の耐震壁のせん断強度を維持しつつ、壁板よりも低い強度のコンクリートをスラブに打設できるのが理想である。

この観点より、松永・磯崎ら²⁾による壁脚部に薄い普通強度コンクリート層を有するスラブなし壁板試験体およびスラブ付き壁板試験体、また、筆者ら³⁾による浮き床スラブ付き壁板試験体の水平加力実験の結果から、壁板のせん断耐力は壁板の高いコンクリート強度を用いて計算した壁板のせん断強度を上回ることが確認されている。しかし、これらの研究ではシアスパン比（以下、 M/Qd ）やスラブ厚を変数とせずに検討しているため、これらをパラメータとした実験あるいは解析による検討が必要で

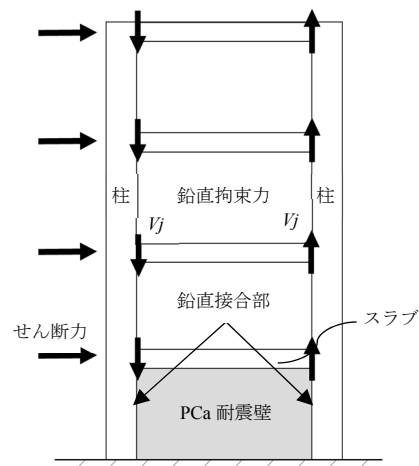


図-1 プレキャスト耐震壁に作用する外力

ある。

そこで本論文では、PCa 耐震壁を対象に、床スラブにコン止めを用いることなく、他の構造部材よりも低い強度のコンクリートを打設し、異なる強度が混在する壁板工法（以下、異種強度壁板工法）を実用可能にすべく、様々な異種強度壁板の形状およびスラブの諸元が、連層耐震壁の終局強度に及ぼす影響について検討することを目的とする。なお、スラブ筋比が及ぼす影響については、別報にて報告することとし、本論文の対象範囲外とする。

2. FEM 解析モデルの構築

2.1 解析パラメータ

表-1 に解析モデルの一覧を示す。本解析のパラメータは、シアスパン比 M/Qd 、スラブのコンクリート強度 F_c およびスラブ厚 t_s である。 M/Qd は 0.50, 0.60, 0.75, 1.00,

*1 室蘭工業大学 大学院工学研究科 環境創生工学系専攻 博士前期課程（学生会員）

*2 室蘭工業大学 大学院工学研究科 くらし環境系領域 准教授 博士（工学）（正会員）

*3 室蘭工業大学 大学院工学研究科 くらし環境系領域 教授 博士（工学）（正会員）

表-1 解析パラメータの一覧

M/Qd	${}_wF_c$ [N/mm ²]	t_w [mm]	h_w [mm]	l_w [mm]	p_{sv}	p_{sh}	${}_sF_c$ [N/mm ²]	t_s [mm]	w_s [mm]	l_s [mm]	${}_sp_x$	${}_sp_y$						
0.50	60	50	900	1800	1-D6 @50	1-D6 @85	10~60		250	2200	1-D6 @190	1-D6 @250						
0.60				1500						1900								
0.75				1200						1600								
1.00				900						1300								
1.50			1350															
2.00			1800															

M/Qd : シアスパン比, ${}_wF_c$: 壁板の圧縮強度, t_w : 壁厚, h_w : 壁高さ, l_w : 壁長さ, p_{sv} : 壁縦筋, p_{sh} : 壁横筋, ${}_sF_c$: スラブの圧縮強度, t_s : スラブ厚, w_s : スラブ幅, l_s : スラブ長さ, ${}_sp_x$: x方向のスラブ筋, ${}_sp_y$: y方向のスラブ筋

1.50 および 2.00 の 6 水準, ${}_sF_c$ は 10, 20, 30, 40, 50 および 60N/mm² の 6 水準, t_s は, 50, 100 および 150mm の 3 水準とし, これらのパラメータを組み合わせた計 108 体のモデルとした。また, 全モデルの壁板の強度は ${}_wF_c=60\text{N/mm}^2$ とした。

2.2 解析モデルの概要

図-2 に既往の研究の試験体³⁾を基に作成し要素分割したメッシュ図を示す。なお, 前掲の表-1 にモデル寸法および配筋を示す。本解析には汎用非線形 FEM 解析プログラム ATENA3D を使用した。コンクリートは三次元 6 面体 8 節点要素, 鉄筋は一次元 2 節点線要素とした。

2.3 材料構成則

(1) コンクリート

図-3(a) にコンクリートの材料構成則, 表-2 にモデルで使用したコンクリートの物性値を示す。コンクリートの応力-ひずみ関係には破壊・塑性理論に基づくコンクリート構成則を使用した。この構成則の破壊・塑性モデルは引張および圧縮挙動の構成モデルを組み合わせたもので, Rankine 破壊基準および Menetrey-William の破壊面⁴⁾を組み合わせたモデルを使用しており, ひび割れにはひび割れ方向を常に最大主応力方向と一致させる回転ひび割れモデルを用いた。圧縮側の特性は CEB-FIP モデル⁵⁾, 引張側の特性は破壊エネルギーを考慮した Hordijk モデル⁶⁾を用いた上にテンションステフィニング係数を定め, その値を 0.4 とした。なお, ポアソン比は 0.2 とした。引張強度およびヤング係数は ATENA3D による式, 破壊エネルギーは Vos⁷⁾による式を用いて算出した。これらの式は, それぞれ次の通り表される。

引張強度

$$F_t = 0.24 \times F_c / 0.85 \quad (1)$$

ヤング係数

$$E = (6000 - 15.5 \times F_c / 0.85) \sqrt{F_c / 0.85} \quad (2)$$

破壊エネルギー

$$G_F = 0.025 \times F_t \quad (3)$$

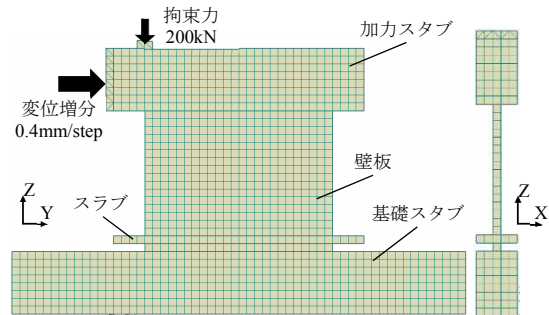


図-2 解析モデルメッシュ図

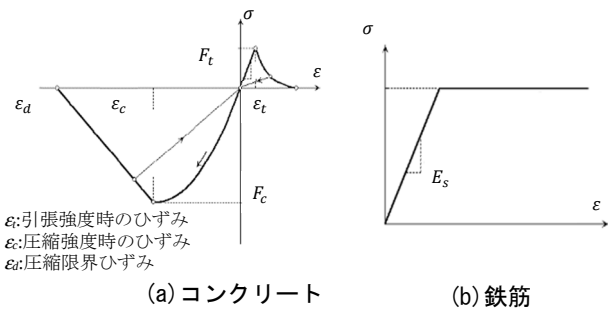


図-3 コンクリートと鉄筋の構成則

表-2 コンクリートの材料特性

F_c [N/mm ²]	F_t [N/mm ²]	E [N/mm ²]	G_F [N/mm]
10	1.24	19.9×10^3	0.03103
20	1.97	27.3×10^3	0.04927
30	2.58	32.4×10^3	0.06455
40	3.13	36.2×10^3	0.07821
50	3.63	39.0×10^3	0.09075
60	4.10	41.2×10^3	0.10250

F_c : 圧縮強度, F_t : 引張強度, E : ヤング係数, G_F : 破壊エネルギー

(2) 鉄筋

鉄筋の材料構成則を図-3(b)に示す。圧縮側, 引張側ともに Bi-linear モデルを用い, ここでは鉄筋を完全弾塑性とし, 降伏後のひずみ硬化率は $E_{sh}=0$ である。なお, 埋

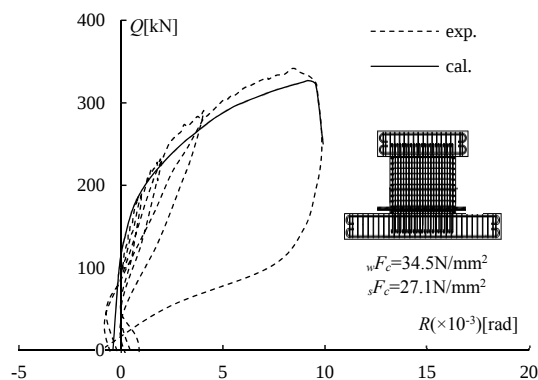


図-4 荷重—変位関係

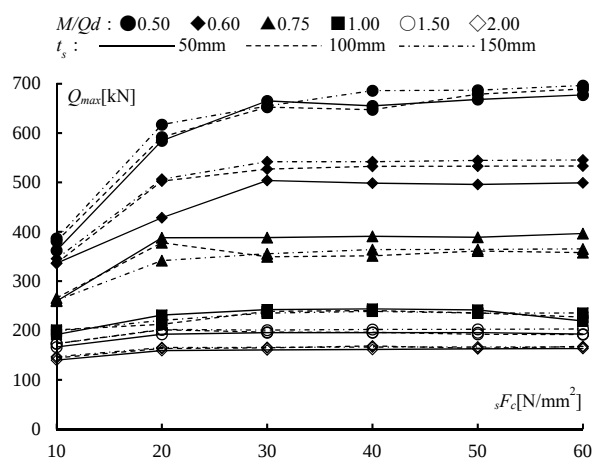


図-5 最大強度とスラブ強度の関係

鉄筋モデルを用いており、コンクリートとは完全付着として埋め込んだ。

2.4 解析条件

本解析の拘束条件は、基礎スタブは側面の X 方向および Y 方向変位を、加力スタブは X 方向への捩れを防ぐため、Y 軸に沿った面の X 方向変位を拘束した。

載荷方法に関しては、既往の実験³⁾と同様の載荷を行った。まず、引張側壁板上部に拘束力 (200kN) を作用させ、その後強制せん断変位を増分させる一方向単調載荷とした。

また非線形求解法として Newton-Raphson 法を用いた。なお、モデル化するに当たり載荷部分に載荷板を設けている。この載荷板は降伏点のない弾性体を用いている。

2.5 実験結果との対応

図-4 において、荷重 Q —変位 R 関係と壁板およびスラブのコンクリート強度を示す。解析結果を実線、既往の研究の浮き床スラブ付き試験体の実験結果³⁾を破線でそれぞれ示した。実験結果は、変位 $R=8.43 \times 10^{-3}$ rad の時に最大耐力 (Q_{ex}) 342kN に達した。解析結果は $R=9.22 \times 10^{-3}$ rad の時に最大強度 (Q_{FE}) 327kN に達した。 Q_{FE} は実験結果の 95.6% であった。破壊形式については、実験は圧縮側壁板脚部で圧壊・剥離によるせん断破壊、

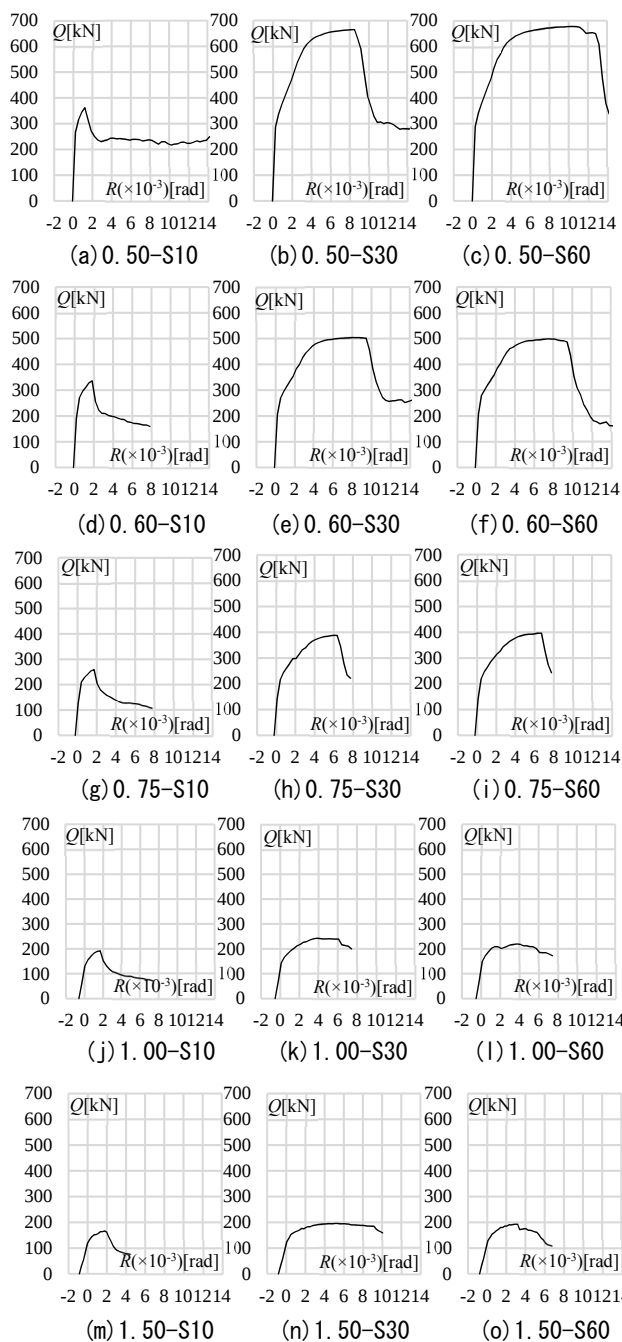


図-6 荷重—変位関係 ($t_s=50$ mm)

解析では、最大強度ピーク後、実験と同位置付近でコンクリートのひずみが増加したことから、実験のようなせん断破壊をしたと考えられる。以上のことから、概ね実験に近い挙動を示していることから、本解析は妥当であるといえる。

3. 解析結果

本解析のモデル名はシアスパン比を意味する数値と S の後ろに、スラブのコンクリート強度を表す数値を併記して構成される。

3.1 壁板最大強度とスラブ強度の関係

図-5 に各モデルの最大強度 Q_{max} とスラブ強度 sF_c の関

係を示す。 $M/Qd=0.50\sim0.75$ のモデルは $f_c=30\text{N/mm}^2$ 以上の場合、 $f_c=60\text{N/mm}^2$ のモデル（以下、強度一体型モデル）と同等の最大強度に達している。 $f_c=30\text{N/mm}^2$ 以下の場合、強度一体型モデルに対し、0.50-S10 は 44.4～46.5%，0.50-S20 は 11.4～14.1%，0.60-S10 は 32.7～36.9%，0.60-S20 は 5.72～14.2%，0.75-S10 は 25.7～34.6%，0.75-S20 は 2.19～6.52%低下している。 f_c によって、多少のばらつきはあるが、 M/Qd が大きくなるにつれ、低下率が小さくなる傾向がある。

$M/Qd=1.00\sim2.00$ のモデルは $M/Qd=0.50\sim0.75$ のモデルとは異なり、本解析で設定した f_c の範囲では強度一体型モデルとほぼ同等の強度が得られている。

3.2 各モデルの荷重—部材角関係

図-6 に $t_s=50\text{mm}$ で、 $M/Qd=0.50\sim1.50$ の時の $f_c=10, 30$ および 60N/mm^2 の荷重 Q —部材角 R 関係の解析結果を示す。

M/Qd に関わらず、 $f_c=10\text{N/mm}^2$ のモデルは $R=1/500\text{rad}$ 付近で最大強度を迎え、その後急激に強度が低下している。これは $f_c=10\text{N/mm}^2$ が極めて低い強度であるため、スラブ部分の破壊により最大強度に達したと推測される。 $f_c=30\text{N/mm}^2$ および $f_c=60\text{N/mm}^2$ の強度一体型モデルは、両方類似した荷重—部材角関係を示している。このことから、 $f_c=30\text{N/mm}^2$ 以上の場合、強度一体型モデルと同等の変形性能が得られる。

また $M/Qd=1.50$ 以上の場合、強度一体型モデルよりも優れた変形性能が得られることから、強度一体に比べ、一部に多少の低い強度のコンクリートが存在することで靱性があるモデルになった可能性がある。

以上、本 3.2 節では最大強度や荷重—部材角関係から、解析結果の傾向について記述したが、次節ではひずみ分布を観察することで、具体的な解析上の破壊性状について考察する。

3.3 壁板のひずみ分布

図-7 に $M/Qd=0.50\sim1.50$ の $f_c=10, 30$ および 60N/mm^2 、 $t_s=50\text{mm}$ のモデル壁板の X 方向ひずみ分布を示す。

M/Qd に関わらず、 $f_c=10\text{N/mm}^2$ のモデルは圧縮側スラブでひずみが大きくなっている。これは前節で述べたように、 $f_c=10\text{N/mm}^2$ が極めて低い強度であるため、圧縮側スラブで破壊したと推測される。 $f_c=30\text{N/mm}^2$ および強度一体型モデルは、前節同様に両方類似したひずみ分布を示している。また、 $M/Qd=0.60$ 以上では、スラブ部分でひずみがあまり発生しないのに対し、 $M/Qd=0.60$ 以下になると、圧縮側スラブ部分でひずみが大きくなっている。 M/Qd が小さくなるにつれ、壁板からの応力がスラブに伝わりやすく、そのためスラブの圧縮強度の影響が耐震壁の強度に影響してくるものと推察される。

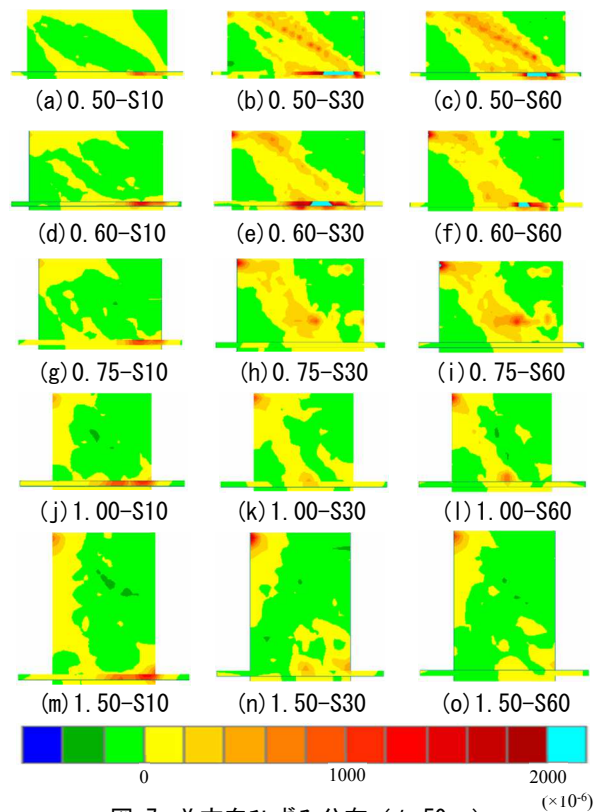


図-7 X 方向ひずみ分布 ($t_s=50\text{mm}$)

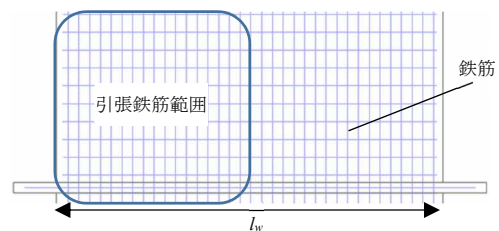
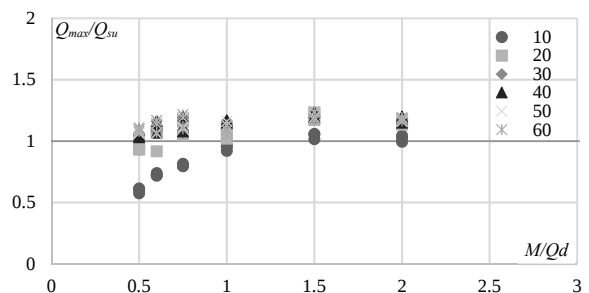
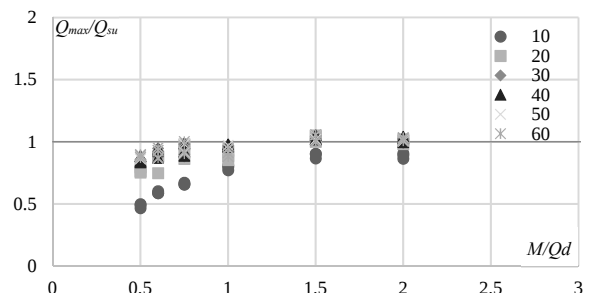


図-8 P_{te} の算定方法



(a) 荒川 min 式



(b) 荒川 mean 式

図-9 解析値とせん断強度式の比較

4. 解析値とせん断強度式の比較

前章までの考察により, シアスパン比が小さい場合は, スラブの強度に応じて, 壁板の最大強度が低下する現象が確認された。そこで, 本章では最大強度 (以下, 解析値) とせん断強度式とを比較し, 解析値を定量評価する。

4.1 せん断強度式

せん断強度式⁸⁾としては, 荒川 min 式および荒川 mean 式 (Q_{su}) の 2 式を用いて比較を行う。これら両式は, それぞれ次の通り表される。

荒川 min 式

$$Q_{su} = r \left\{ \frac{0.053 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/Qd + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j_e \quad (4)$$

荒川 mean 式

$$Q_{su} = r \left\{ \frac{0.068 p_{te}^{0.23} (F_c + 18)}{M/Qd + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_{se} \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} t_e j_e \quad (5)$$

r : 開口低減率 ($r=1$)

p_{te} : 引張側柱の等価主筋比

F_c : コンクリートの設計基準強度

p_{se} : 壁横筋の等価補強筋比

t_e : 等価壁厚さ

σ_{wy} : 壁横筋の規格降伏点

σ_0 : 軸力による応力度

j_e : 応力中心間距離

ここで, 前掲の図-2 に示したメッシュ図より, 本論文では柱型がない, 単純な壁板を対象として解析している。そこで, P_{te} の算定方法として, 図-8 に示すように, 引張鉄筋を壁板の半分の縦筋として算出した。

図-9 に M/Qd と Q_{su} に対する解析値 Q_{max} の比率を示す。計算値は壁板強度 $F_c=60\text{N/mm}^2$ を使用した値である。min 式との比較は $0.58 \sim 1.24$ となったが, $M/Qd=0.50 \sim 0.75$ の $sF_c=10\text{N/mm}^2$ モデルを除けば, $0.92 \sim 1.24$ と比較的安全側に評価される。また, mean 式との比較では $0.47 \sim 1.06$ となり, 全体的に計算値を下回るモデルが多い。特に, $M/Qd=0.50 \sim 0.75$ の $sF_c=10 \sim 20\text{N/mm}^2$ のモデルで $0.47 \sim 0.98$ と適合性が低い。

4.2 スラブ強度による低減係数 K の推定と修正せん断強度式

図-10 に $Q_{max}/60Q_{max} - sF_c$ 関係を示す。なお, $60Q_{max}$ は, $sF_c=60\text{N/mm}^2$ の Q_{max} である。 $M/Qd=0.50 \sim 0.75$ の $sF_c=10 \sim 30\text{N/mm}^2$ の解析ケースにおいて, より最大強度が低下する傾向が顕著であったことから, これらのケースについて, 強度の低減係数を定める。

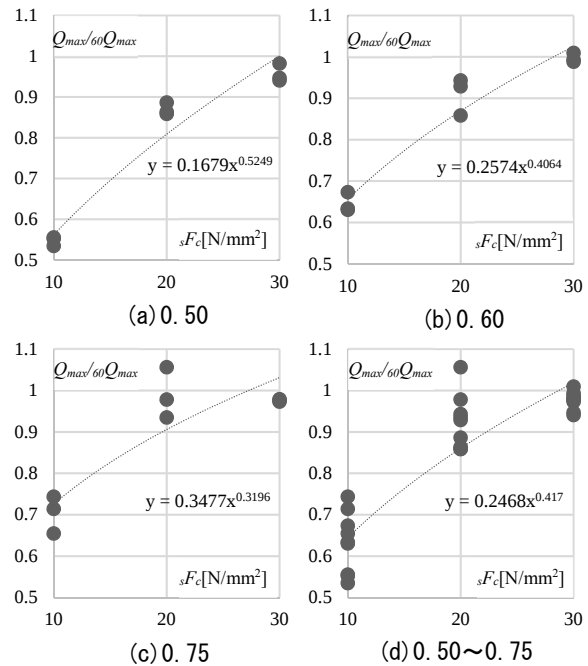


図-10 $Q_{max}/60Q_{max} - sF_c$ 関係

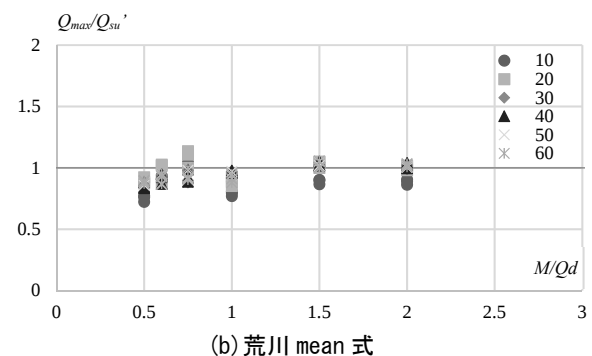
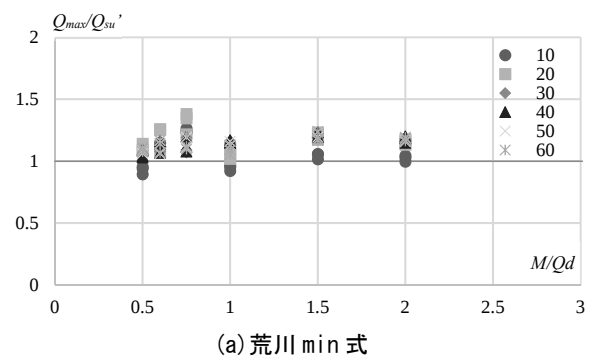


図-11 解析値と修正強度式の比較

$M/Qd=0.50, 0.60, 0.75$ と $0.50 \sim 0.75$ の解析ケースを対象にそれぞれ最小二乗法より, 原点を通る指数関数で回帰曲線を求めた式を図-10 に示している。図-10 (a) ~ (c) より, M/Qd の値に応じて, 回帰式も異なっている。しかしながら, 強度式としては極力シンプルな形の方が望ましいので, 本論文では, 図-10 (d) に示す $M/Qd=0.50 \sim 0.75$ をまとめて回帰して得られた $y=0.2468x^{0.417}$ を用いて低減係数 K を定める。

得られた式の x に f_c の値を代入して求まる y の値が低減係数 K になる。これを踏まえ以下のように、修正せん断強度式を提案する。

$$Q'_{su} = K \times Q_{su} \quad (6)$$

$$K = 0.247 \times f_c^{0.417} \quad (7)$$

なお、本提案式は、式(4)および(5)の開口低減率と同様に、式全体に低減係数を乗じており、コンクリートとせん断補強筋のそれぞれの負担分は考慮していない。

4.3 解析値と修正せん断強度式との比較

図-11 に M/Qd と前節で算出した係数を Q_{su} に乗じた Q'_{su} に対する解析値 Q_{max} の比率を示す。補正後の min 式との比較は 0.89~1.38 となった。 $M/Qd=0.50\sim0.75$ の $f_c=10\text{N/mm}^2$ モデルは 0.89~1.27 と補正前に比べ安全側に評価できた。また、補正後 mean 式との比較では 0.72~1.14 となり、補正前に比べ適合性が高くなったが、 f_c の小さいモデルでは適合性が多少低い。

5. まとめ

本論文では、プレキャスト耐震壁のせん断終局強度において、スラブが及ぼす影響を解析的に検討した。以下に、本論文で得られた知見を列記する。

- 1) プレキャスト耐震壁のコンクリートの圧縮強度を 60N/mm^2 とし、これに対しスラブのコンクリート圧縮強度が 30N/mm^2 以下になると、せん断終局強度が低下する傾向が確認された。
- 2) シアスパン比が 1.0 以上の場合は、スラブコンクリートの圧縮強度が低下しても、耐震壁のせん断終局強度はそれほど小さくならない。この理由として、シアスパン比が大きくなると、壁板のせん断応力がスラブに伝わり難く、このためにスラブの諸元が耐震壁のせん断終局強度に及ぼす影響も小さくなると推察される。
- 3) 解析で得られた終局強度から、スラブのコンクリート強度に対する低減係数 K を導き、これを用いて、修正せん断強度式を提案することで、スラブ

の強度が異なる場合でも安全側に評価できた。なお本論文の範囲では、プレキャスト耐震壁のコンクリートの圧縮強度が 60N/mm^2 、壁厚 150mm 相当、シアスパン比 $0.50\sim0.75$ に対し、スラブコンクリート強度 $10\sim30\text{N/mm}^2$ が適用範囲である。

本論文では、研究の端緒として壁板のコンクリート強度や厚さを固定して検討を行ったが、本研究の汎用性を高めるべく、今後は更にパラメータを追加して解析を行う他、必要に応じて追加実験で確認するなど、検証を重ねたいと考えている。

参考文献

- 1) 小坂英之，溝口光男，荒井康幸：鉄筋コンクリート連層耐震壁の強度算定法，日本建築学会構造系梗概論文集，pp.129-136，2014.1.
- 2) 松永健太郎，磯崎翼，溝口光男，小坂英之：異種強度コンクリートが混在する RC 耐震壁に関する実験的検討（その 1）（その 2），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.165-168，2016.8.
- 3) 小坂英之，加藤拓也，溝口光男，松永健太郎，江頭寛：種強度コンクリートが混在する RC 耐震壁に関する実験的検討（その 3）（その 4），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造Ⅳ，pp.439-442，2017.7.
- 4) MENETREY, P., WILLAM, K.J., Triaxial failure criterion for concrete and its generalization. ACI, Structural Journal, 1995, 92(3), pp 311-318
- 5) CEB-FIP Model Code 1990, First Draft, Committee Euro-International du Beton, Bulletin d'information No.195,196, Mars.
- 6) Hordijk, P. A.: Local Approach to Fatigue of Concrete, Doctoral Thesis, Delft University of Technology, 1991
- 7) VOS, E., Influence of loading rate and radial pressure on bond in reinforced concrete, Dissertation, Delft University, pp.219-220, 1983.
- 8) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，2010