論文　静的水平加力実験に基づく実在３階建て文教施設の耐震性能評価に関する研究

中原　浩之[*1]・小山田　英弘[*2]・山口　謙太郎[*1]・吉岡　智和[*1]

要旨：本研究では，昭和46年竣工の実在３階建てRC造校舎を対象として静的水平加力実験を実施し，当該建物1階の耐震性能を調べた。実験架構は，片廊下型の平面を持ち，可撓長さが異なる6本の柱から成っている。これらは，曲げ破壊型の長柱が3本，せん断破壊型の短柱が２本，極短柱が1本である。実験より得られた本試験体の柱の破壊形式および最大水平耐力と耐震診断基準に基づいた計算による予測を比較した結果，実験結果を計算により概ね評価可能なことが確認できた。

キーワード：鉄筋コンクリート構造，曲げ破壊，せん断破壊，腰壁，袖壁，変動軸力

1.　はじめに

文部科学省では，大規模地震により倒壊等の危険性の高い文教施設の耐震化を2011年度までに完了することを目指しており，各自治体において膨大な量の耐震診断と耐震補強の実施が急速に進行している現状にある[1]。このように，耐震化に対する取り組みが進捗しているが，文献2)などを除き，実在文教施設そのものの耐震実験研究は非常に少ない。

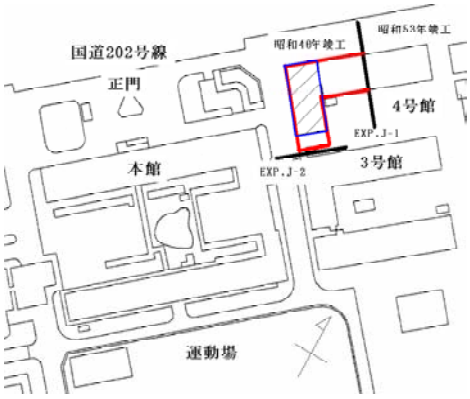
本研究では，九州大学キャンパス移転に伴い撤去予定の六本松キャンパス内の3階建て校舎を対象として，静的水平加力実験を実施し，実物の破壊性状をひび割れ観測と耐力計算により考察して，当該建物の耐震性能について検討を行う。

2.　試験体と実験の概要

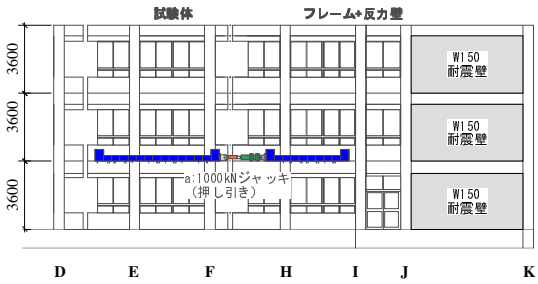
九州大学六本松キャンパスの配置図を図－1に示す。所在地は，福岡市中央区六本松4丁目である。図中太枠で囲んだ4号館を実験対象とした。4号館は東西方向に長いL字の平面形状を有する3階建RC造校舎である。EXP.J-1を境に西側が昭和46（1971）年竣工，東側が昭和53（1978）年竣工となっており，このうち図－1の斜線で示す昭和46年竣工部分において実験を実施した。

図－2，図－3に図－1の斜線部分の立面図と伏図をそれぞれ示す。図－3には，切断箇所を太実線で示している。この部分をワイヤーソーイング工法によりクリアランスを250mm以上設けるものとして切り落とした。これによる切断面は平滑になっている。なお，1階の基礎梁および1階スラブは切断していない。切り出した部分のスパン以外を反力壁とした。実験対象は，切り出した部分の1階とした。なお，この建物は，計算上，梁が柱に対して十分強く，1層の層崩壊が懸念される建物である。

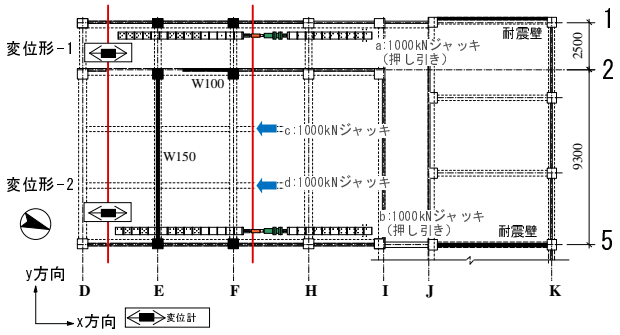
一般の学校建築では，桁行方向には耐震壁が設けられることが少なく，しかも腰壁やたれ壁の存在により，柱が短柱化されるため，桁行方向の耐震性能が低くなる傾



図－1　配置図



図－2　立面図



図－3　1階伏図（見下げ図）（ジャッキは２階梁位置）

*1　九州大学大学院　准教授　博士（工学）　（正会員）
*2　九州大学大学院　助教　博士（工学）　（正会員）

向にある。これを考慮して，本実験では，桁行方向（**図－3**のx方向）に加力した。まず，試験体の2階床スラブに打設したケミカルアンカーの上に，H形鋼を連結して作成した加力梁を設置した。この形鋼の中に高流動コンクリートを打設して加力梁とスラブを一体化した後，これに油圧ジャッキを取り付けて加力装置とした。これを**図－2，3**に示す位置で2階床スラブに取り付けた。油圧ジャッキからの力は，ケミカルアンカーの間接接合によりスラブに伝達し，スラブを介して，各構面に水平力を分担させることにした。本実験では，**図－3**に示すように，水平力が作用していない南側から試験体の水平変位を測定している。なお，実験終了後の反力部分における損傷は観測されていない。

3.　材料および構造調査

設計図書には，コンクリートおよび鉄筋の仕様は記載されていない。よって，耐震診断の際に行われている方法および関連するJISに準じて試験体を採取，強度試験を行った。

コンクリートはφ75mmのコアを4本採取した。採取位置は，コンクリート性状が実験対象の柱に最も近いと考えられる実験対象スパン外側の腰壁とし，柱側面から20cm，床面から30cmとした。コンクリートの圧縮試験結果を**表－1**に示す。同表には圧縮試験前に行った中性化深さの測定結果も併記している。平均強度は，24.3N/mm²であり，竣工年度から推定した基準強度17.6N/mm²を上回る結果となった。中性化の進行も顕著ではなかった。これは，内外共に施しているモルタル塗りが大きく影響していると考えられる。

鉄筋は，実験対象スパン近くの3箇所の柱から1本ずつ，種類ごとに計3本となるように採取した。鉄筋の引張試験結果を**表－2**に示す。また，柱の帯筋間隔を電磁波レーダー方式の鉄筋探査機を用いて調べた。主筋には異形棒鋼，帯筋には丸鋼が使用されている。主筋D22の平均強度は382N/mm²，帯筋φ9の平均強度は350N/mm²であった。目視による鉄筋腐食は確認されていない。上記の結果は，実験対象建物に使用されている材料が健全であることを示しており，建物の耐震性能を評価する上で，経年による構造的劣化は考慮しなくても良いものといえる。

表－1　コンクリートの圧縮強度試験結果

建物 一階	記号	密度※1 (g/cm³)	強度※2 (N/mm²)	平均 (N/mm²)	補正係数※3	中性化深さ (mm) 外部	中性化深さ (mm) 内部
4-1F	1	2.24	26.3	24.3	0.98	5.6	15.4
	2	2.22	26.9		0.97	1.5	15.4
	3	2.27	17.4		0.95	2.2	6.0
	4	2.23	26.4		0.94	0	16.6

※1；見かけの密度，※2；補正後の圧縮強度，※3；JIS A1107による

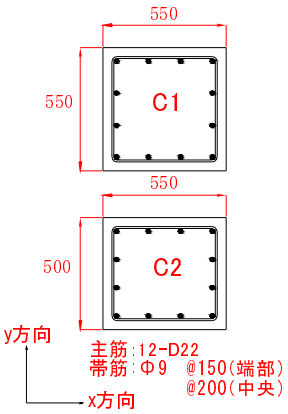
表－2　鉄筋の引張強度結果

建物 一階	記号※1	種類	降伏点 荷重(kN)	降伏点 (N/mm²)	降伏点 平均 (N/mm²)	引張強さ (N/mm²)	伸び (%)
4-1F	主1	D22	148	383	382	573	13.5
	主2		147	380		573	15.7
	主3		148	383		583	22.5
4-1F	帯1	φ9	22	338	350	522	—
	帯2		23	366		539	27.7
	帯3		22	346		551	25.2

※1；主は主筋，帯は帯筋

図－4に1階柱断面を示す。1階柱の断面寸法は2，5通り構面では550mm角（記号C1），1通り構面では500×550mm（記号C2）の2種類で，両柱ともに主筋は異形棒鋼12-D22，帯筋は丸鋼9φが端部150mm，中央200mm間隔で配筋されている。現地調査により，柱の断面寸法，鉄筋径・本数，帯筋間隔が原設計図通りであることを確認した。

通常の構造設計時と同じように荷重を拾い，1階柱の支持軸力を算定した。これを**表－3**に示す。軸力算定時の積載荷重は加力用ジャッキベース重量のみ考慮した。E通り柱軸力がF通り柱に比較し大きくなるが，これはE通り柱が界壁重量を支持するのに加え，切断後のスラブの跳ねだしがE通り側で大きいことに起因している。



図－4　1階柱断面

表－3　1階柱支持軸力

	E通り
1通り	324
2通り	727
5通り	718
	F通り
1通り	160
2通り	432
5通り	387

単位：kN

4.　構造概要

実験架構は1-2通り間がスパン2,500mmの廊下であり，2-5通り間がスパン9,300mmの教室となっている。E軸2-5通り間には界壁が直交壁として存在している。この壁は厚さ150mmの3連層耐震壁である。**図－5**から**7**に各構面の軸組図と柱ごとの軸力N-水平力Q_uの関係を合わせて示す。N-Q_u関係上の実線は，曲げ耐力時の柱のせん断力を，点線は柱のせん断耐力を示している。これらN-Q_u関係における破壊判定については，7節で詳述する。軸組図中の寸法は，柱内法長さを示す。1，5通り構面は垂壁・腰壁を持つラーメンである。1通りのみ腰壁に構造スリットを設け，靭性改善のための改修を施した。外観上実験架構は，1通り構面が曲げ破壊型の長柱，5通り構面がせん断破壊型の短柱で構成されている。2通りでは，F軸柱の片側に高窓を持つ壁（厚さ100mm）が接続している。これは柱に偏心して取り付くもののその剛性を考慮すると，当該柱は極脆性部材となり得る極短柱と考えられる。現地調査の結果，当該開口には柱面

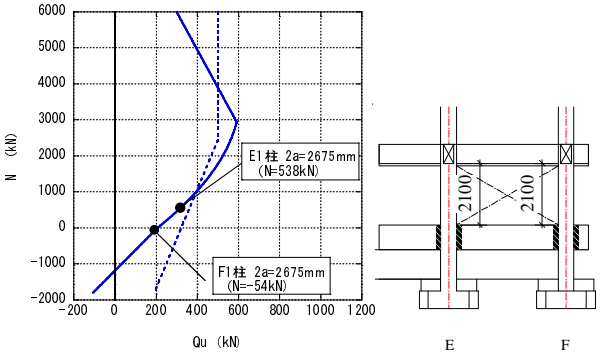
より長さ700mmの無筋モルタル（図―7軸組図斜線部分にあたる）が充填されており，構造的には高い腰壁が付属する柱であるが，外観上は袖壁つき極短柱である。この壁は，5通り構面の腰壁と区別するため本論では便宜上袖壁と呼ぶことにする。

5. 測定方法および加力方法

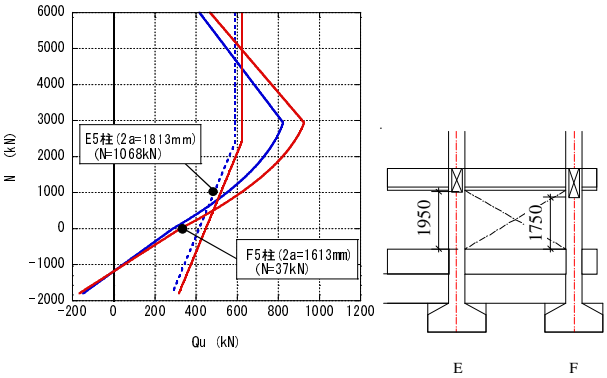
載荷プログラムを**図－8**に示す。加力は，図に示す載荷プログラムに沿って変位制御で行った。制御に用いたのは，**図－3**の水平変位計1と2で，これらの変位の値を同一にするように加力した。すなわち，試験体がねじれず加力方向に並進する変形を与えた。層間変形角Rは，変位計（**図－3**の変位計1，2）により測定した水平変位の平均値を試験体の階高（3600mm）で除したものとして定義した。**図－3**のaおよびbの1000kN複動油圧ジャッキ2台により，R=0.3/100rad.までの正負繰り返し載荷を行った（処女載荷の方向を正側加力，その反対を負側加力と呼ぶ）。その後，**図－3**のcおよびdの1000kN単動油圧ジャッキ2台を加え計4台で，R=2.0/100rad.までの載荷を行った。最後の負側載荷は，cおよびdジャッキを外し，aとbのジャッキ2台で載荷を行った。

6. 実験結果

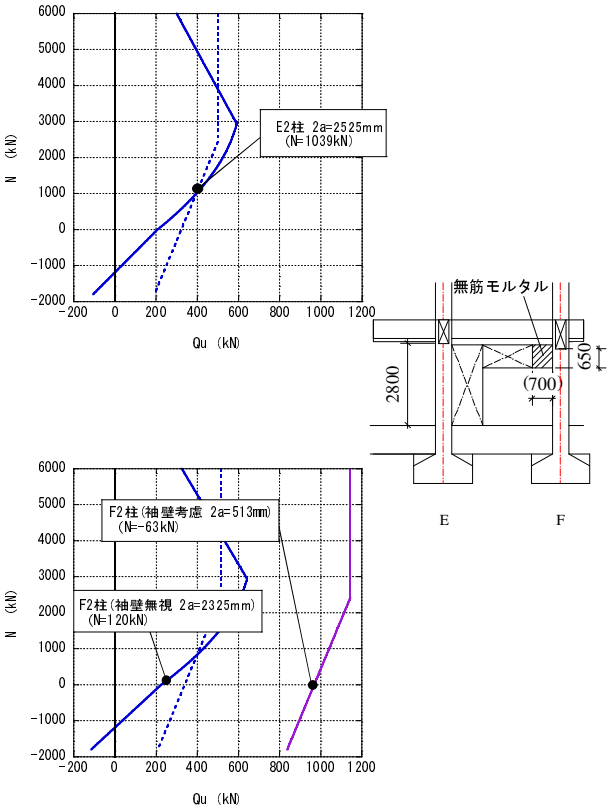
試験体1層の層せん断力Q-層間変形角R関係を**図－9**



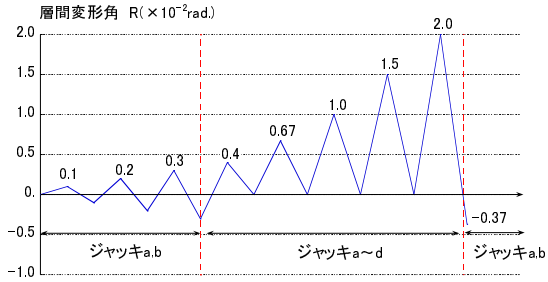
図－5　E1柱，F1柱のN-Qu関係および軸組図



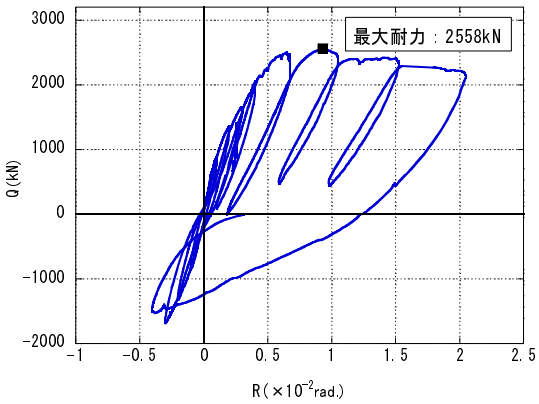
図－6　E5柱，F5柱のN-Qu関係および軸組図



図－7　E2柱，F2柱のN-Qu関係および軸組図



図－8　載荷プログラム



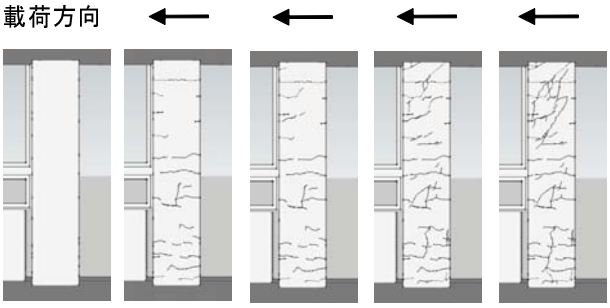
図－9　層せん断力Q-層間変形角R関係

に示す。R=0.3/100rad.までの正負繰り返し載荷では，ほぼ弾性的な挙動を示している。この試験体は，腰壁等の影響で数本の柱がせん断破壊し，大きく耐力低下することが予想されたが，R=1.0/100rad.近くまで層せん断力は上昇し続け，最大耐力発揮後も安定した挙動を示した。正側の最大耐力は，2558kNとなりR=0.93/100rad.の時点で発揮した。R=2.0/100rad.まで正側に変形を与えた後，負側加力時を行い，R=-0.37/100rad.でQ=-1517kNを記録した時点で除荷して実験を終了した。本実験では，梁に明瞭なヒンジ発生等は見られず，層の荷重－変形関係は，柱の破壊性状に支配される。

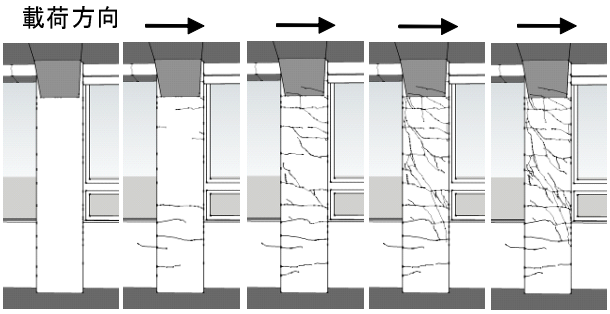
図－10は，F1柱の屋内側表面の破壊状況の推移を示したものである。F1柱は，腰壁に構造スリットを設けており，その効果が確認できる。載荷初期段階では，まず柱脚付近に曲げひび割れが生じた。その後，変形が進むと共に曲げひび割れが柱の全長にわたり生じた。最終的な破壊状況においても，大きなせん断ひび割れは生じていなかった。E1柱に関しても，実験観測における破壊状況はほぼF1柱同様な曲げ性状を示したためひび割れ図は割愛している。

図－11は，F5柱の破壊状況の推移を示したものである。F5柱は**図－10**のF1柱と異なり，腰壁に構造スリットを設けていない。R=0.2/100rad.を与えた時点で，柱の腰壁高さ位置において曲げひび割れが確認された。その後，F1柱同様に腰壁部分を含む柱全長にわたる曲げひび割れが生じた。しかしながら，R=1.0/100rad.の時点で，腰壁上部の柱にひび割れが集中し始めて，大きなせん断ひび割れが生じた。実験終了後における柱のはつり調査によると，このせん断ひび割れは柱断面を貫通していた。このように，曲げ破壊からせん断破壊に移行する破壊状況は腰壁付き柱において良く見られる形式であり，典型的な学校建築の地震被害[3]に良く似た結果となった。F1柱とF5柱の破壊状況を比較すると，R=1.0/100rad.以上の変形において構造スリットによる靭性改善が確認できる。

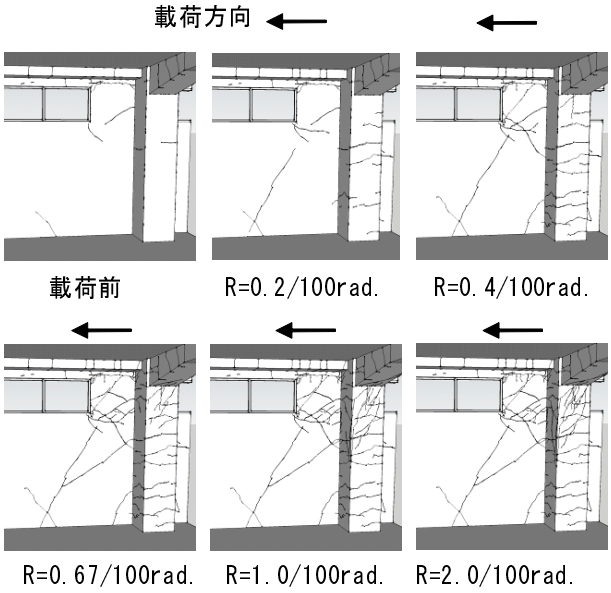
図－12は，F2柱および袖壁の破壊状況の推移を示したものである。層間変形角R=0.2/100rad.を与えた時に袖壁にせん断ひび割れが確認され始める。一方で隣接するF2柱には曲げひび割れが生じている。このF2柱にはR=0.4/100rad.の時点までは，曲げひび割れが全層にわたり広がっている。しかしながら，R=0.67/100rad.以降にひび割れが柱上端部に集中し，R=1.0/100rad.の時点で柱がせん断破壊して，同時に高窓となりの無筋モルタル壁が崩落した。このことからF2柱は，変形が小さい領域では，袖壁の影響が小さく，長柱としての挙動を示し，変形の進展共に柱の可撓長さが短くなり極短柱としての



図－10　F1柱の層間変形角と破壊状況の推移
（単位：×10^{-2} rad.）



図－11　F5柱の層間変形角と破壊状況の推移
（単位：×10^{-2} rad.）



図－12　F2柱および袖壁の層間変形角と破壊状況の推移（単位：×10^{-2} rad.）

表－4　実験対象建物各柱の破壊状況

柱	実験結果	計算結果	a(mm)
E1	曲げ	曲げ	1338
F1	曲げ	曲げ	1338
E2	曲げ	せん断	1263
F2	曲げ→せん断	せん断	257
F2		曲げ	1163
E5	せん断	せん断	907
F5	曲げ→せん断	曲げ	807

挙動を示したと考えられる。

E2柱およびE5柱に関しては，柱の直交方向に耐震壁が取り付いていたため，柱を両方向から観測することが困難であったが，柱表面に水平ひび割れと斜めひび割れが混在していたことを確認している。実験終了後のはつり調査によると，E2柱において，斜めひび割れは，かぶり部分までに留まっており，最終的な破壊状況は曲げ破壊と判定した。E5柱は，実験終了後のはつり調査を行うことが出来ず，最終的な破壊は不明である。

表－4に実験対象建物の各柱の破壊性状をまとめて示す。F2柱およびF5柱は，袖壁や腰壁が付いているものの，曲げひび割れが先行して発生し，変形が進んでからせん断破壊に移行したことが特徴的である。

7. 各柱の破壊性状の検討

ここでは，**図－5**から**図－7**に示す柱毎の軸力N- 水平耐力Q_uの関係により，柱の破壊性状の実験結果と計算結果の比較を行う。図中の実線は曲げ終局強度時水平耐力と軸力Nの関係を，破線はせん断終局強度時水平耐力と軸力Nの関係をそれぞれ示している。図中に，計算に採用したせん断スパンaと内法高さh_0を示す。柱のせん断スパンaは柱の内法高さh_0から上下端部拘束を考慮し，$D/2$（Dは柱せい）を除いた長さの半分とした。ただし，腰壁付き柱E5，F5では腰壁フェイス位置に曲げひび割れの発生が見られたのでこの部分の端部拘束を無視した。袖壁付き柱F2では，層間変形角が小さい範囲（R<0.4/100rad.）では床上から梁下まで全高に渡り曲げひび割れの発生が見られるので長柱とした場合と，開口高さのみを可撓長さとする極短柱とした場合を想定した。極短柱のせん断スパンaは，E5,F5柱同様の理由により袖壁の端部拘束を無視した。図中の括弧中に耐力算定時柱軸力Nを示した。なお，E2，E5柱に取り付く直交壁は無視した。柱の曲げ終局強度M_uは，RC診断基準[4]に推奨される式（1）を，柱のせん断終局強度Q_{su}は式（2）の修正大野・荒川式[5]を採用した。

$$M_u=\begin{cases} N_{\max}\ge N\ge 0.4b\cdot D\cdot F_c \\ (0.8a_t\cdot\sigma_y\cdot D+0.12b\cdot D^2\cdot F_c)\left(\dfrac{N_{\min}-N}{N_{\max}-0.4b\cdot D\cdot F_c}\right) \\ 0.4b\cdot D\cdot F\ge N\ge 0 \\ 0.8a_t\cdot\sigma_y\cdot D+0.5N\cdot D\left(1-\dfrac{N}{b\cdot D\cdot F_c}\right) \\ 0\ge N\ge N_{\min} \\ 0.8a_t\cdot\sigma_y\cdot D+0.4N\cdot D \end{cases}$$

$$N_{\max}=b\cdot D\cdot F_c+a_g\cdot\sigma_y, N_{\min}=-a_g\cdot\sigma_y \qquad (1)$$

$$Q_{su}=\left[k_u k_p\frac{0.115(F_c+17.6)}{M/Qd+0.12}+0.85\sqrt{p_w\sigma_{wy}}+0.1\sigma_o\right]bj$$

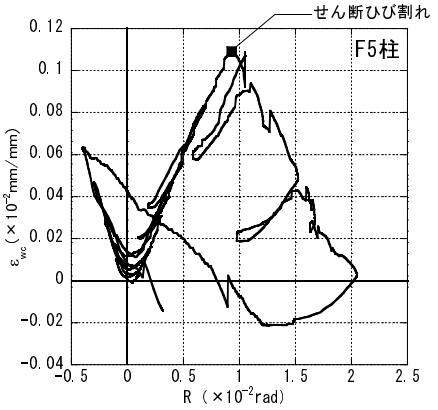
$$k_u=\begin{cases} 1.0, & d\le 160mm \\ -0.0012d+1.19, & 160mm<d<400mm \\ 0.72, & d\ge 400mm \end{cases}$$

$$k_p=0.82(100p_t)^{0.23},\quad (p_t\le 0.025) \qquad (2)$$

ここで，N_{max}は中心圧縮終局強度(N)，N_{min}は中心引張時終局強度(N)，Nは柱軸方向力(N)，a_tは引張鉄筋断面積(mm²)，a_gは柱鉄筋全断面積(mm²)，bは柱断面幅(mm)，Dは柱断面せい(mm)，σ_yは鉄筋の降伏点強度(N/mm²)，Fcはコンクリート圧縮強度(N/mm²)，p_tは引張鉄筋比，p_wはせん断補強筋比，${}_s\sigma_{wy}$はせん断補強筋の降伏点強度，σ_0は柱の軸方向応力度，dは柱有効せいとした。

架構の水平耐力時の柱の付加軸力を考慮するため，柱に逆対称曲げモーメントが生じると仮定し，その場合に梁に生じるせん断力を付加軸力とし，柱の水平耐力が一定値に収斂するまで繰返し計算を行った。柱の水平耐力は，柱の曲げ終局強度M_uをせん断スパン長さaで除した値と柱のせん断終局強度Q_{su}のうち小さい方の値とした。

図－5から分かるようにE1，F1柱は，いずれもせん断耐力が曲げ耐力を上回り，曲げ破壊で耐力が決定される。両柱は，前述した目視による実験観測の破壊状況と一致している。**図—6**中の青線はE5，赤線はF5柱の耐力を示している。E5柱（腰壁付き短柱）は，**図－6**に示す計算では，せん断破壊が先行する破壊形式となった。**図－6**は**図－5**と比較すると，曲げ耐力が大きくなっている。これは，腰壁に設けた構造スリットの有無が影響している。F5柱（腰壁付き短柱）は，**図－6**の計算結果では，曲げ破壊が先行する破壊形式となり，実験観測と一致している。F5柱の破壊性状を詳しく見るため**図－13**に柱の軸方向ひずみε_{wc}と層間変形角Rの関係を示す。ε_{wc}は変位計により得られた柱の鉛直変形を実測による検長で除して算定した。当該柱にはR=0.93/100rad. 時点で軸方向の変形が伸びから縮みに転じている。この時，柱中央部に生じたせん断ひび割れ幅が大きく増加したことが目視により確認されている。従って，この柱はR=0.93/100rad. までは曲げ性状が支配的で，この時点以降にせん断変形が卓越して，脆性的な破壊に移行したものと考えられる。このような性状は，帯筋比が小さい多くのRC柱において観測される。



図－13　軸方向ひずみε_{wc}－層間変形角R関係

F2柱については，袖壁の影響を考慮した場合と，考慮しない場合の２通りの計算結果を示す。この柱は，実験観測によると，変形が小さい領域では，乾燥収縮等の影響により柱と袖壁が一体化しておらず袖壁が耐力および剛性等に寄与せず長柱として挙動し曲げ降伏が先行したが，変形の進展に伴い極短柱へ移行しせん断破壊に至ったと推測される。**図－7**の計算結果では，袖壁を考慮しない場合（長柱$2a$=2325mm）は曲げ破壊と判定され，袖壁を考慮した場合（極短柱$2a$=513mm）はせん断破壊により耐力が決まることが分かる。

E2柱に関しては，計算による曲げ耐力とせん断耐力が接近しており両者を判別することは難しいが，付帯する直交壁が軸力負担すると考えれば，破壊形式は曲げ破壊となり，目視による実験観測と一致した。

8. 最大耐力の検討

試験体1層の正加力時最大耐力の実験値と計算値との比較を行う。**図－14**に正加力時の層せん断力Q－層間変形角Rの包絡線を示す。R=0.93/100rad.で層せん断力は最大耐力2558kNを発揮した。この最大耐力時の層間変形角と**図－13**に示したF5柱の軸方向ひずみが伸びから縮みに転じる層間変形角は一致しており，当該柱のせん断破壊により最大耐力が決定したと推測される。**図－14**には，計算による最大耐力の推定値を2通り示している。計算耐力1は点線で，計算耐力2は実線で示している。計算耐力1は全ての柱が曲げ破壊した場合（F2柱の袖壁は無視）を仮定し，前節で示した柱耐力を累加したもので，計算耐力2はF2柱のみせん断破壊（F2柱の袖壁を考慮）した場合の柱耐力の累加とした。

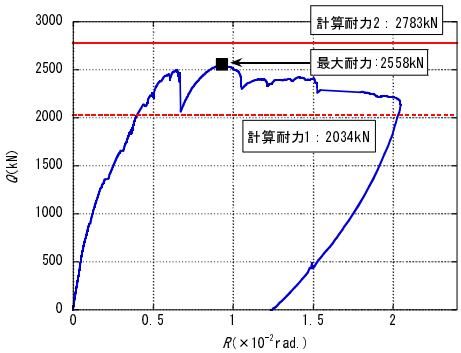
計算耐力1は実験耐力を26%過小評価し，計算耐力2は実験耐力を8%過大評価した。実験値は，R=0.5/100rad.以前に計算耐力1を上回っている。この時点で，F2柱が長柱から極短柱へ移行しつつあり，徐々に層の水平耐力が増加したと考えられる。その後，実験値は上昇するものの計算耐力2に達することなく耐力低下を起こしている。これは，F5柱が曲げ降伏後にせん断破壊して耐力低下を起こしたため，層の耐力が柱の計算耐力の累加を下回ったものと考えられる。ここでの実験と計算の比較から，本論で仮定した層の崩壊メカニズムの変遷はほぼ妥当であると考えられる。

9. 結論

本研究では，旧九州大学六本松キャンパス内の3階建てRC造実在校舎（4号館）を対象として，静的水平加力実験を実施し，当該建物の耐震性能について調べた。さらに，実験結果に対して耐震診断基準に基づいた考察を加えた。得られた結論を以下に列挙する。

1) 実験における正側加力時の最大耐力は，本報に示す手法により，計算耐力1は実験値を26%過小評価し，計算耐力2は実験値を8%過大に評価した。実験耐力は，本論で仮定した崩壊メカニズム時の計算耐力1と計算耐力2の間に位置しており，実験挙動は，これら２つの崩壊メカニズムを推移したものと考えられる。

2) 本試験体に含まれる６本の柱の破壊形式は，ひび割れ観測による判定と計算による判定とがほぼ一致した。



図－14　Q-R包絡線（正側加力時）

本実験は，実験室で行われる既往の部材実験とは状況が大きく異なることから，他の研究結果との比較を含む更なる検討は今後の課題としたい。

謝辞

本研究は，（財）福岡県建築住宅センターと（財）福岡県建設技術情報センターとの共同研究（「実在文教施設の水平加力実験」，研究代表者：中原浩之）により実施した。また，国土交通省建設技術研究開発助成（「実在文教施設の加力実験に基づく低コスト耐震補強法の開発」，研究代表者：中原浩之）で購入した油圧ジャッキを使用しました。また，この開発をサポートする産学官テーマ推進委員会委員のご協力を得ました。ここに記して関係各位に謝意を表します。

参考文献

1) 文部科学省ホームページ，公立学校施設の耐震改修状況調査の結果について，2010.7.

2) 壁谷澤 寿一，他：既存鉄筋コンクリート建物直接基礎の衝突水平載荷実験，コンクリート工学年次論文集，2011.7.

3) 工藤 聡，他：2000年鳥取県西部地震による建築構造物の被害，大分大学工学部研究報告，43，pp.97-104，2001.3.

4) 日本建築防災協会:2001年改訂版既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説，2005.2.

5) 柴田 拓二：鉄筋コンクリート部材の脆性破壊時の耐力推定式の検討，コンクリート工学，Vol.18, No.1, pp.26-37, 1980.1.