

中越地震と中越沖地震で被災した RC 造学校建物の耐震性能に関する研究

2012 年 2 月

氏 名 長 橋 鉄 雄

新潟大学大学院自然科学研究科博士後期課程

環境共生科学専攻

【目次】

第1章 序論	
1.1 研究背景	・・・ 1
1.2 研究目的	・・・ 1
1.3 研究方法	・・・ 2
第2章 地震動と対象建物の概要	
2.1 地震動の概要	・・・ 4
2.2 対象建物の概要	・・・ 6
第3章 被災度区分判定・被害報告	
3.1 被災度区分判定の定義と目的	・・・ 12
3.2 震災復旧の手順と位置づけ	・・・ 12
3.3 部材の損傷度の判定	・・・ 13
3.4 耐震性能残存率 R の算出法	・・・ 14
3.4.1 耐震性能残存率 R の算定の原則（精算法）	・・・ 14
3.4.2 耐震性能残存率 R の略算法	・・・ 15
3.5 被災度区分	・・・ 17
3.6 復旧の要否の判定	・・・ 17
3.6.1 応急復旧の要否の判定	・・・ 17
3.6.2 恒久復旧の要否の判定	・・・ 19
3.7 対象建物の損傷度	・・・ 21
3.8 対象建物の被災度判定	・・・ 22
3.9 対象建物の被害概要	・・・ 25
3.10 被害の検討	・・・ 30
3.10.1 仕上げ表面とはつり後のひび割れ幅の関係	・・・ 30
3.10.2 直交壁のある場合と無い場合の柱損傷度比較	・・・ 31
第4章 耐震診断と耐震補強	
4.1 耐震診断の概要	・・・ 32
4.2 構造耐震判定指標	・・・ 32
4.3 構造耐震指標	・・・ 32
4.4 保有性能基本指標	・・・ 33
4.5 強度指標	・・・ 36
4.6 靱性指標	・・・ 38
4.7 付則	・・・ 43
4.8 対象建物の診断結果	・・・ 45
4.9 対象建物の耐震補強	・・・ 46

第5章 柱の崩壊形の検討

5.1 強度試験方法	・・・48
5.2 強度試験結果	・・・48
5.3 柱の崩壊形の検討方法	・・・50
5.4 1階柱の検討	・・・50
5.4.1 1階柱の検討結果	・・・50
5.4.2 1階 C-10 柱の検討結果	・・・52
5.4.3 1階 A-11 柱の検討結果	・・・55
5.4.4 1階 C-4 柱の検討結果	・・・57
5.4.5 考察	・・・60
5.5 2階柱の検討	・・・61
5.5.1 2階柱の検討結果	・・・61
5.5.2 2階 A-4 柱の検討結果	・・・65
5.5.3 2階 C-3 柱の検討結果	・・・71
5.5.4 考察	・・・77
5.6 層全体としての柱の検討	・・・78

第6章 地震応答解析

6.1 入力地震動	・・・80
6.2 建物桁行方向地震波の作成法	・・・82
6.3 建物のモデル化	・・・82
6.4 解析方法	・・・88
6.5 対象建物の解析結果	・・・89
6.5.1 EW 方向地震波入力	・・・89
6.5.2 建物桁行方向地震波入力	・・・91
6.6 考察	・・・93

第7章 定着延長筋の影響の考察

7.1 定着延長筋の影響	・・・94
7.2 定着延長筋の変形能に及ぼす影響係数 (α) の定義	・・・96
7.3 せん断耐力についての考え方	・・・98
7.3.1 修正荒川下限式	・・・98
7.3.2 修正荒川平均式	・・・98
7.3.3 終局強度型耐震設計指針(トラス機構)	・・・98
7.4 S 小学校柱と橋脚の段落とし試験体との比較	・・・99
7.5 考察	・・・101

第8章 O小・中学校の定着延長筋の影響の考察

8.1	はじめに	・・・	102
8.2	O小・中学校の概要	・・・	102
8.2.1	建物の概要	・・・	102
8.2.2	3階柱の状況	・・・	108
8.3	対象建物の損傷度	・・・	109
8.4	対象建物の被災度判定	・・・	111
8.5	対象建物の診断結果	・・・	115
8.6	柱の崩壊形の検討	・・・	116
8.6.1	強度試験	・・・	116
8.6.2	柱の崩壊形の検討方法	・・・	116
8.6.3	3階柱の検討	・・・	117
8.6.4	3階A13柱の検討結果	・・・	122
8.6.5	考察	・・・	124
8.6.6	層全体としての柱の検討	・・・	125
8.7	定着延長筋の影響の考察	・・・	128
8.7.1	定着延長筋の影響	・・・	128
8.7.2	O小・中学校柱と橋脚の段落とし試験体との比較	・・・	129
8.7.3	考察	・・・	131

9章.定着延長筋を有するRC造柱の破壊実験

9.1	はじめに	・・・	132
9.2	実験計画	・・・	133
9.2.1	基礎梁の設計	・・・	133
9.2.2	試験体設計における強度評価式	・・・	136
9.2.3	試験体	・・・	141
9.2.4	使用材料	・・・	143
9.3	実験方法	・・・	145
9.4	実験結果	・・・	147
9.5	考察	・・・	150
9.5.1	比較試験体について	・・・	150
9.5.2	変形能	・・・	151
9.5.3	各種強度の比較	・・・	152
9.5.4	O・小中学校の被害考察	・・・	157
9.5.5	被害防止のためのせん断補強筋の推定	・・・	159
9.6	被害を防ぐための柱配筋への提案	・・・	160

第 10 章 結論	
10.1 まとめ	・・・161
参考文献	・・・164
付録	
付録 1 S 小学校写真	・・・165
付録 2 S 小学校強度試験データ	・・・170
付録 3 S 小学校診断結果	・・・176
付録 4 柱の変形能の評価法	・・・180
付録 5 柱の崩壊形の検討データ	・・・182
付録 6 応答解析データ	・・・184
付録 7 土木試験体諸元	・・・193
本論文に関連して発表した論文	・・・194
謝辞	

第1章 序論

1.1 研究背景

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、直下型地震が大都市部を襲い、近年まれにみる大きな人的・物的被害を引き起こした。このような甚大な構造被害に鑑み、耐震設計手法の妥当性が論議された。しかし、大きな被害を受けた建物の近くに、ほとんど無被害に見える建物が何事もなかったかのように建っていたり、今まで見られなかった接合部の損傷が発見されたり、今後の検討課題も多く残された。

現存する建物のうち、1981年以降に建設された建物の構造は新耐震設計法で設計されており、それより前に建設された建物は旧耐震設計法で設計されている。新耐震設計法は水平震度0.2に相当する中地震に対して建物が降伏しないように設計し、水平震度1.0相当の大地震においては建物が倒壊しないように設計している。1995年に発生した兵庫県南部地震では、1982年以降に建設された被災地域の学校校舎の約85%が軽微以下の被害となっており、大破、倒壊した建物はなかった¹⁾。したがって、現行設計法で設計されていれば、建物に被害が生じる可能性はあるが、大破、倒壊の被害を防止できると思われる。

新耐震設計法が施行される前に使われていた旧耐震設計法は水平震度0.2に相当する中地震に対して建物が降伏しないように設計している。1968年の十勝沖地震で多くのRC造建物が被害を受けたことで、新耐震設計法が施行されるようになる。旧耐震設計法で設計された建物は建物の終局状態を想定した設計をしていないので、建物の耐震性能が十分であるか判断できない。建物の耐震性能評価する基準として1977年に耐震診断基準²⁾が作られ、耐震性能が不足している建物に対して耐震改修を行う指針として耐震改修設計指針³⁾が作られている。耐震診断基準²⁾は旧耐震設計法で設計された多くの建物の耐震性能をできるだけ短期間で診断できるように作られ、使用されてきた。しかし、1995年の兵庫県南部地震では、1971年以前に建設された被災地域の学校校舎の約40%が中波以下の被害を受け、1972年～1981年に建設された被災地域の学校校舎の約30%が中波以上の被害を受けた¹⁾。当時、静岡県では耐震診断及び耐震改修が行われていたが、その他地域ではほとんど行われていなかった。

兵庫県南部地震後に施行された「建築物の耐震改修の促進に関する法律」により耐震診断及び耐震改修が進みつつある。平成23年5月に文部科学省から発表された公共学校施設の耐震改修状況調査の結果では1981以前の小中学校校舎等の耐震化率は80.3%であると報告されている⁴⁾。しかし、学校施設以外の公共施設等の耐震化率は70.9% (H.21、3.31現在)、病院の耐震化率は56.2% (H21年調査)であり、民間施設ではさらに低い数値であると考えられる⁵⁾。いまだに多く存在する旧法令により設計された既存建築物に対する耐震診断、耐震補強は緊急の課題である。

1.2 研究目的

大規模な地震の被害を低減させるために、被災した建物の挙動を評価することは重要であり、被害を将来の鉄筋コンクリート構造の耐震性向上に役立てるため、建物を出来るだけ実状に近い状態にモデル化し、振動特性、地震応答解析、終局耐力の計算を通じて、破壊原因の解明をすることが必要であると考えられる。

本論文は、新潟県中越地震、中越沖地震で被災した建物を対象として検証を行い、破壊原因を解明して、現在の耐震診断や、現行の配筋基準の問題点を抽出する。

1.3 研究方法

新潟県中越地震の本震は2004年10月23日17時56分に新潟県中越地方の小千谷市の深さ13kmを震源として発生した。地震規模はM6.8で、最大震度は新潟県川口町で震度7を記録した。その後、マグニチュード6以上の余震が4回発生した。新潟県中越沖地震の本震は2007年7月16日10時13分に新潟県上中越沖の深さ17kmを震源として発生した。地震規模はM6.8で、最大震度は新潟県長岡市小国町、柏崎市、刈羽村、長野県飯綱町で震度6強を記録した。両地震ともに、建物の被害は、木造、鉄筋コンクリート、鉄骨造とあらゆる構造形式のものに被害が及んだが、被害を受けたほとんどは旧法令により設計された古い建物であり、新耐震設計法以降の建物や耐震補強された建物の構造的被害はほとんど無しか、軽微なものであった。

本論文は(1)で中越地震及び中越沖地震で被害を受けたRC学校建物、(2)で中越地震で被害を受けたO小・中学校について検証を行う。

(1) 中越地震及び中越沖地震で被害を受けたS小学校の耐震性能

2004年中越地震及び2007年中越沖地震の双方の地震により被災した、1963年に建設されたRC造学校建築物を対象建物としている。その被災度は中越地震で1,2階が小破、中越沖地震では1,2階が中破となり、耐震診断を行い、その結果をうけて耐震補強を実施した。本研究では両地震による建物の被害報告を主とし、その元となるデータとして両地震の性質を示す。さらに、対象建物の耐震性能を評価し、耐震性能と被害の関係、地震時の建物の挙動による被害の予測と実際の被害との関係を再検討するための地震応答解析結果も合わせて報告する。

次に、耐震診断による柱部材の崩壊形の検討を行う。一方、耐震診断は各種条件を安全側に設定しており、元々の式自体が実大の柱の崩壊形を正しく評価しているかは不明である。そこで、被害を受けた柱部材を対象として各パラメータを変化させることで柱の崩壊形の検討も行なう。その際、現地調査によってコアコンクリートと主筋・帯筋の試験体を採取することができたので、強度試験を行いその試験値を柱の崩壊形の検討と地震応答解析の際の基本値としている。

S小学校2階柱においては、破壊形式が一致しない大きな原因を当該柱の上下階の柱で必要な主筋の定着長さが当該柱に延長されている部分（以降、これを定着延長筋と呼ぶ）によるものと考え、その定着延長筋による柱頭・柱脚の鉄筋量の変化を考慮に入れた検討を行う。さらに、これは橋脚にみられる段落とし鉄筋と同様の現象なので、土木分野で精力的に行われてきたカットオフ（段落とし）を有する橋脚の実験結果との関係を検討し、当該柱の位置づけを行う。

よって本研究は、定着延長筋が変形能及び崩壊過程に影響を及ぼすであろう指標を定義し、その指標を用いて既往の橋脚の実験結果との関係の検討を試みる。

(2) 中越地震で被害を受けたO小・中学校のRC柱の破壊形式に及ぼす定着延長筋の影響

S小学校において、当該柱の上下階の柱で必要な主筋の定着長さが当該柱に延長されている部分（以降、これを定着延長筋と呼ぶ）が要因で、土木分野で精力的に行われてきたカットオフ（段落とし）を有する橋脚のせん断破壊と同様な現象が起こっていると結論付けられた。本研究は、中越地震で被害を受け、S小学校の事例と同様に、実被害と耐震診断結果が一致しない柱が存在するO小・中学校を対象として、柱主筋段落とし部の被害データを蓄積し、評価法の精度

をさらに上げることを目的とする。

(3) 定着延長筋を有する RC 造柱の破壊実験

定着延長筋の推測を実験により確認する。定着延長筋の長さを変化させて実被害を再現できるか、及び定着延長筋の評価法の提案。さらに被害を防ぐにはどのような対策が必要か検討する。

【参考文献】

- 1) 日本建築学会：1995年兵庫県南部地震 鉄筋コンクリート造建築物の被害調査報告
日本建築学会、1997.3
- 2) 日本建築防災協会：既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説、日本建築防災協会、1977
- 3) 日本建築防災協会；既存鉄筋コンクリート建築物の耐震改修設計指針・同解説、日本建築防災協会、1977
- 4) 公共学校施設の耐震改修状況調査の結果について、文部科学省、2011.5
- 5) 耐震化の進捗について（1月21日大臣会見参考資料）2011年1月21日、国土交通省

第2章 地震動と対象建物の概要

2.1 地震動の概要

新潟県中越地震の本震は2004年10月23日17時56分に新潟県中越地方の小千谷市の深さ13kmを震源として発生した。地震規模はM6.8で、最大震度は新潟県川口町で震度7を記録した。その後、マグニチュード6以上の余震が4回発生した。新潟県中越沖地震の本震は2007年7月16日10時13分に新潟県上中越沖の深さ17kmを震源として発生した。地震規模はM6.8で、最大震度は新潟県長岡市小国町、柏崎市、刈羽村、長野県飯綱町で震度6強を記録した。

対象建物に最も近いJMA 小国町法坂の地震計は、対象建物の南西方向約3kmに位置し、中越・中越沖地震の双方で震度6強を観測した(図2.1)。

表2.1にJMA 小国町法坂の地震計が観測した最大地動加速度および最大地動速度を示す。両地震ともに最大地動加速度はEW方向に卓越している特徴がある。

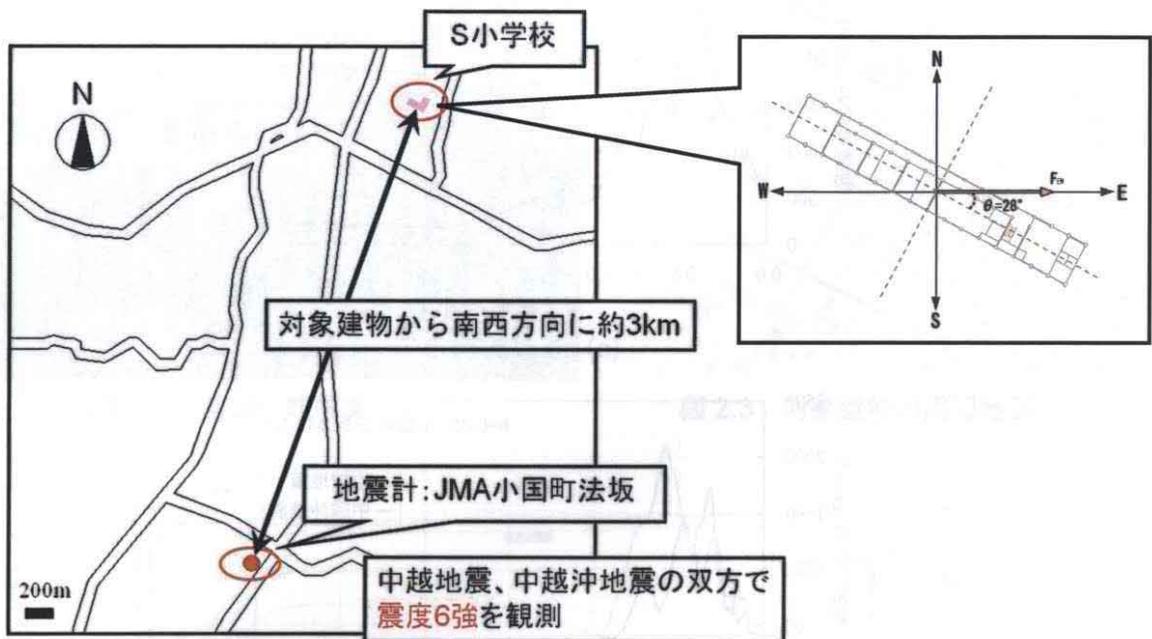


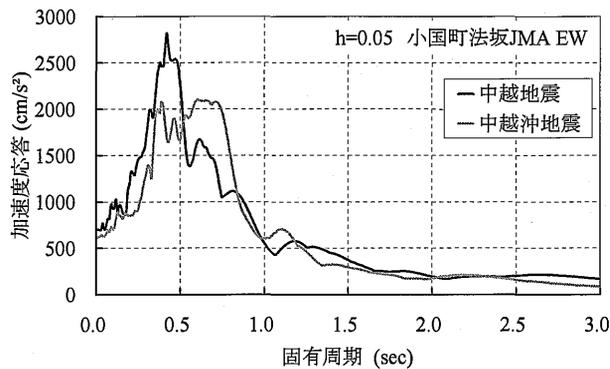
図 2.1 対象建物と地震計の位置関係

表 2.1 中越・中越沖地震の最大地動加速度および速度

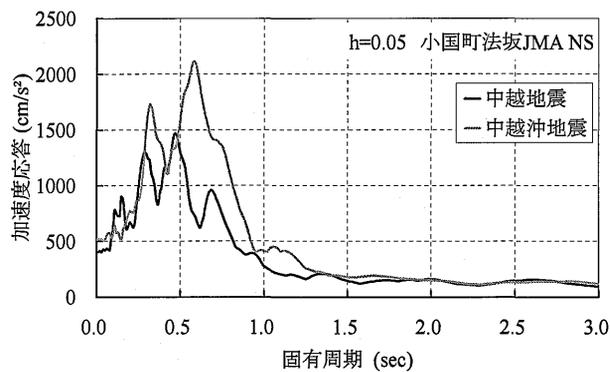
JMA 小国町法坂	中越地震		中越沖地震	
	EW	NS	EW	NS
最大地動加速度 PGA (cm/s ²)	692	395	613	504
最大地動速度 PGV (cm/s)	64.5	35.0	80.1 (3成分合成)	

図 2.2(a)(b)(c)に EW および NS 方向，建物上下方向の加速度応答スペクトルを示す。応答スペクトルとは，1 自由度系の固有周期を縦軸にとり，減衰定数をパラメータとして，ある地震動に対する応答の最大値を縦軸にプロットしたものである。応答スペクトルは，特定の固有周期と減衰を持つ建物の応答の最大値を直接的に読み取れるとともに，全体としてその地震動がどのような周期特性を持つかを知ることができる。

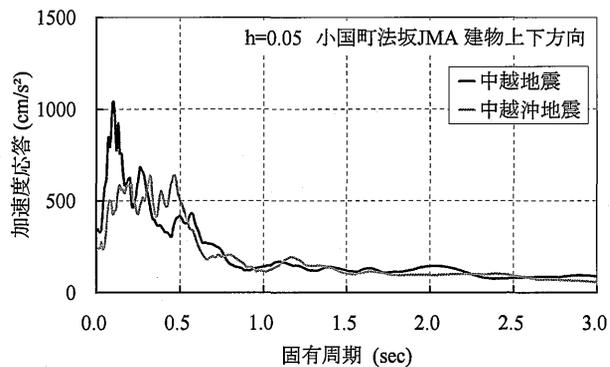
図 2.2(a)(b)をみると，中越地震では 0.3~0.5 秒の周期が卓越しているのに対し，中越沖地震では 0.5~0.7 秒の周期が卓越している。また，EW 方向の応答加速度は中越地震の方が大きく，NS 方向の応答加速度は中越沖地震の方が大きいことがわかる。図 2.2(c)の上下方向では，中越地震で 0.1~0.2 秒の周期が卓越しているのに対し，中越沖地震では 0.1~0.5 秒の周期が卓越している。また，応答加速度は中越地震の方が大きいことがわかる。



(a) EW 方向



(b) NS 方向



(c) 上下方向

図 2.2 中越・中越沖地震の加速度応答スペクトル

2.2 対象建物の概要

対象建物は新潟県長岡市小国町にある S 小学校教室棟 (写真 2.1) である。対象建物の周辺地図を図 2.3 に、配置図を図 2.4 に示す。対象建物は 1963 年 (昭和 38 年) から 1964 年 (昭和 39 年) にかけて建設され、長辺方向 16 スパン、短辺方向 2 スパンの RC ラーメン構造 3 階建である。基礎は杭基礎である。各階平面図を図 2.5(a)(b)(c) に、南側・北側立面図を図 2.6(a)(b) に、梁間方向軸組図を図 2.7(a)(b) に、桁行方向軸組図を図 2.8(a)(b)(c) に示す。



写真 2.1 南面外観写真



図 2.3 対象建物の周辺地図

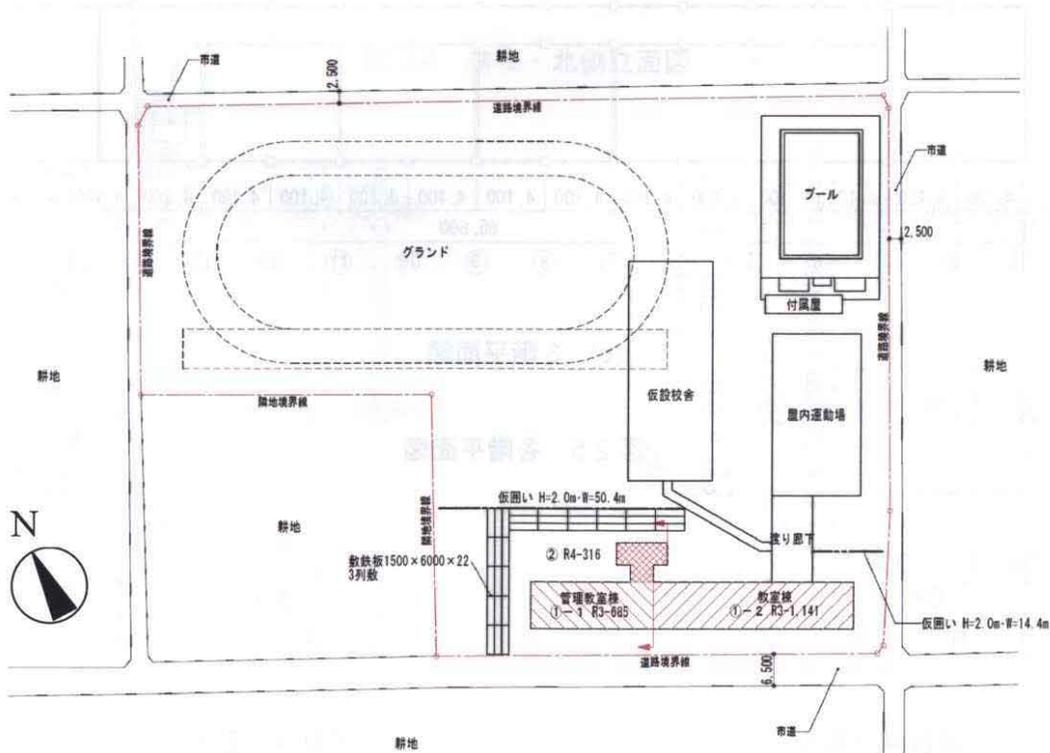
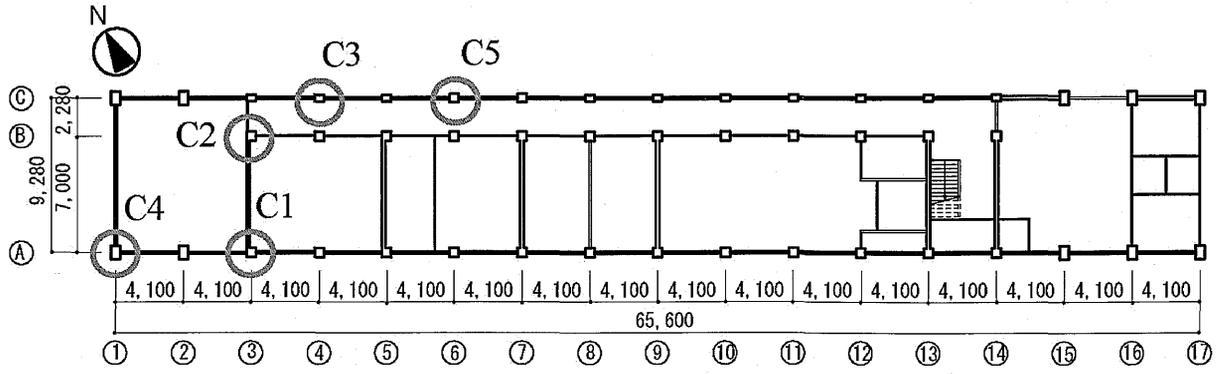
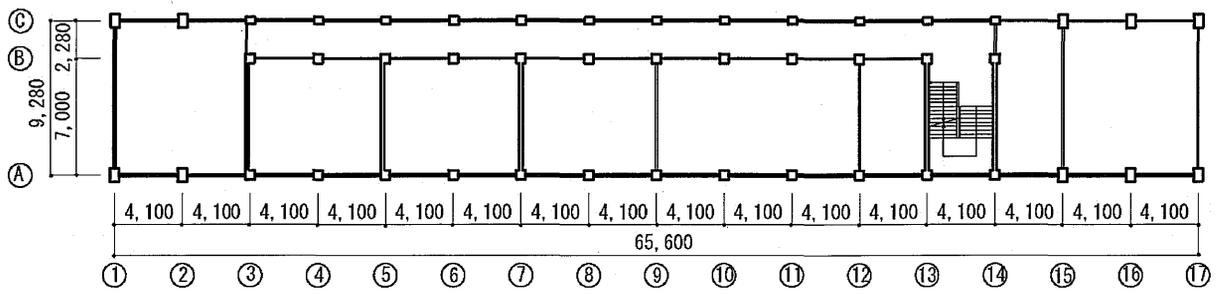


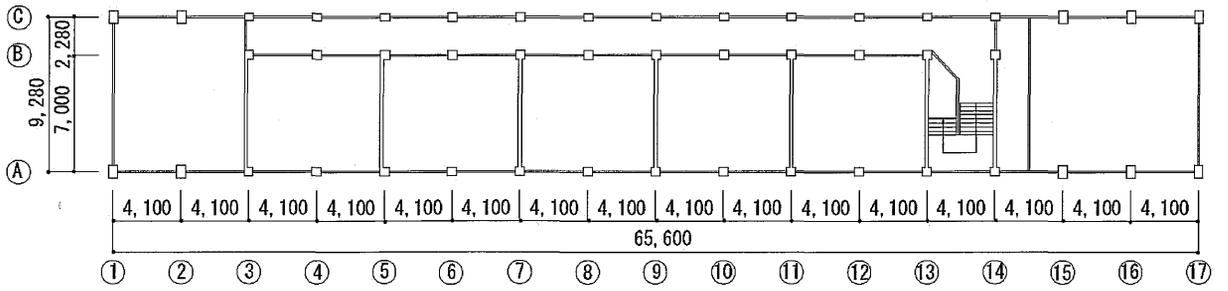
図 2.4 対象建物の配置図



(a) 1階平面図

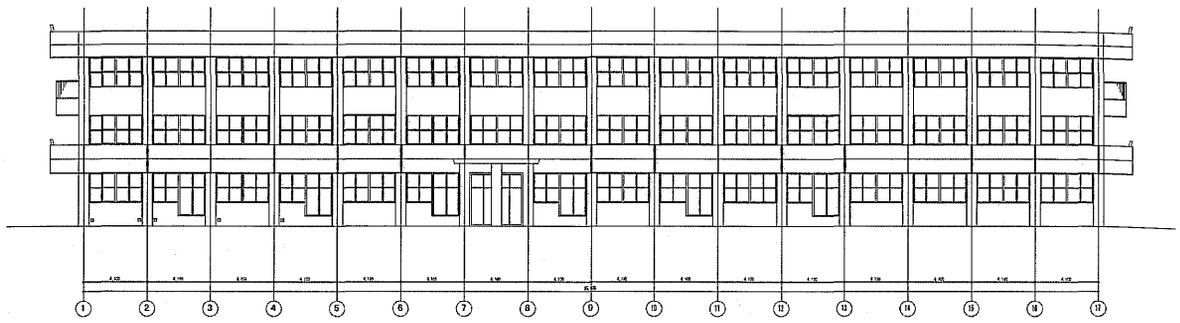


(b) 2階平面図

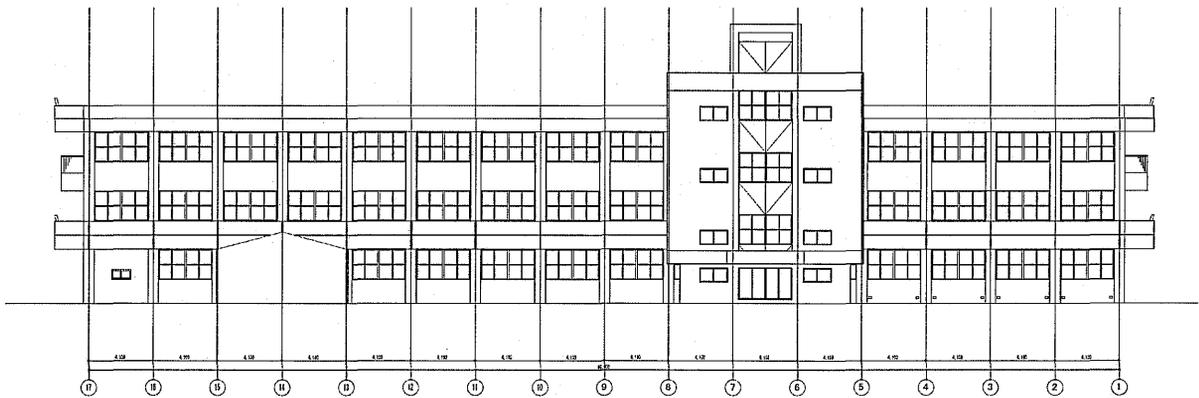


(c) 3階平面図

図 2.5 各階平面図

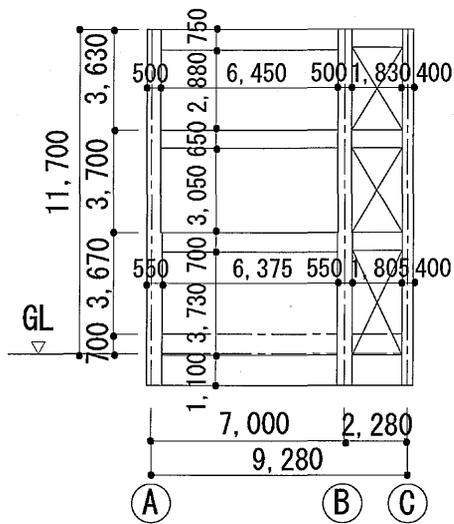


(a) 南側立面図

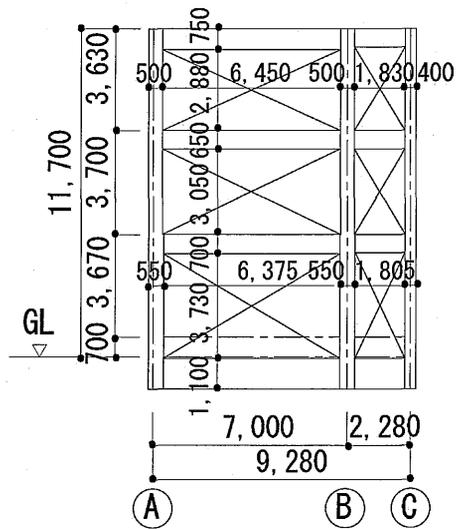


(b) 北側立面図

図 2.6 南側・北側立面図



(a) 3通り軸組図



(b) 12通り軸組図

図 2.7 梁間方向軸組図

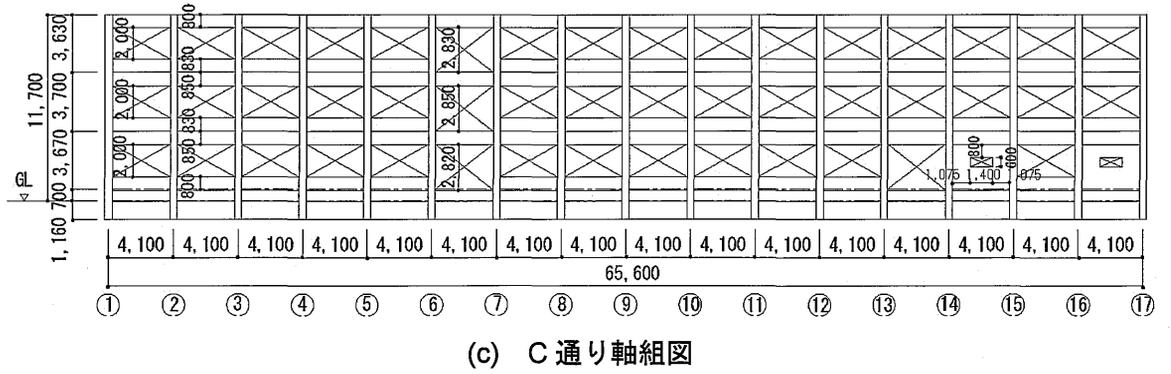
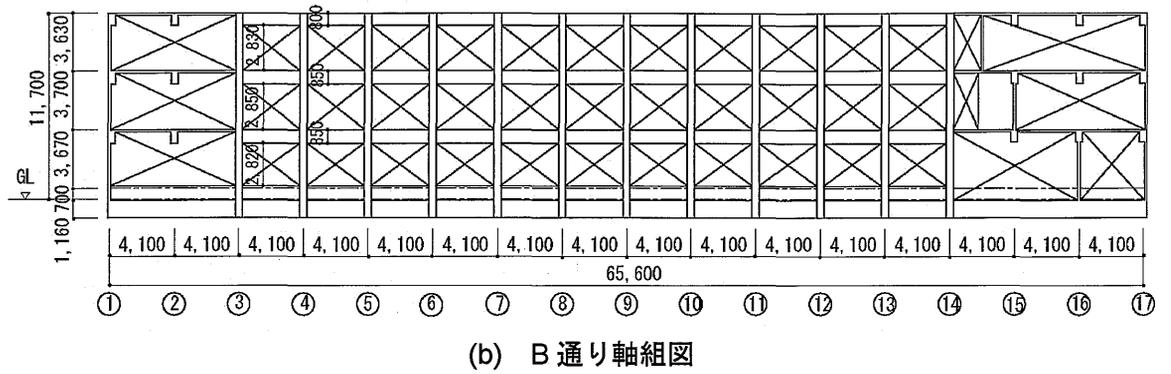
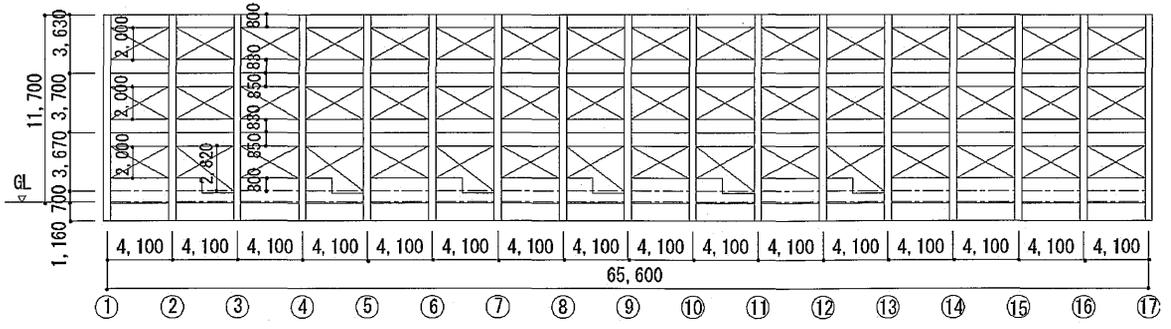


図 2.8 桁行方向軸組図

柱の断面形状は C1～C5 まであり、現地調査により得られた各階柱の諸元を表 2.2 に、壁の諸元を表 2.3 に示す。配筋調査では帯筋間隔が 200mm であったが、90°フックであるため診断の際には 400mm を採用している。これは実際の耐震診断では 90°フックの帯筋を無視し、間隔を倍にすることで対処することがあり、これに従ったことによる。この点に関しては、後述する柱の崩壊形の検討により妥当性を確認することとする。

表 2.2 各階柱の配筋表

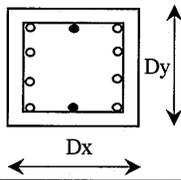
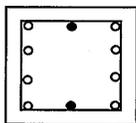
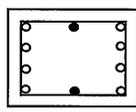
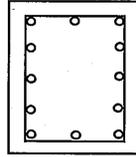
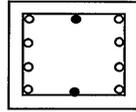
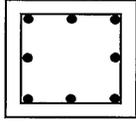
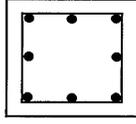
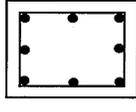
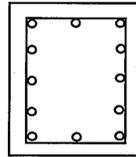
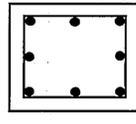
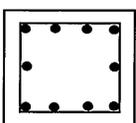
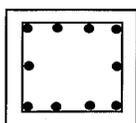
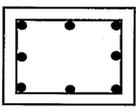
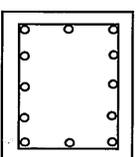
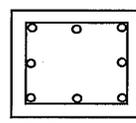
階	符号	C1	C2	C3	C4	C5
1	断面					
	Dx×Dy	550×550	550×550	550×400	550×800	550×500
	主筋	8-φ22, 2-φ19 σ _y =294 (N/mm ²)	8-φ22, 2-φ19 σ _y =294 (N/mm ²)	8-φ22, 2-φ19 σ _y =294 (N/mm ²)	12-φ22 σ _y =294 (N/mm ²)	8-φ22, 2-φ19 σ _y =294 (N/mm ²)
	帯筋	□-φ9 @200 σ _{wy} =294 (N/mm ²)	□-φ9 @200 σ _{wy} =294 (N/mm ²)			
90°フックであるので診断では@400 とする。						
2	断面					
	Dx×Dy	550×500	550×500	550×400	550×800	550×500
	主筋	8-φ19 σ _y =294 (N/mm ²)	8-φ19 σ _y =294 (N/mm ²)	8-φ19 σ _y =294 (N/mm ²)	12-φ22 σ _y =294 (N/mm ²)	8-φ19 σ _y =294 (N/mm ²)
	帯筋	□-φ9 @200 σ _{wy} =294 (N/mm ²)	□-φ9 @200 σ _{wy} =294 (N/mm ²)			
90°フックであるので診断では@400 とする。						
3	断面					
	Dx×Dy	550×500	550×500	550×400	550×800	550×500
	主筋	10-φ19 σ _y =294 (N/mm ²)	10-φ19 σ _y =294 (N/mm ²)	8-φ19 σ _y =294 (N/mm ²)	12-φ22 σ _y =294 (N/mm ²)	8-φ22 σ _y =294 (N/mm ²)
	帯筋	□-φ9 @200 σ _{wy} =294 (N/mm ²)	□-φ9 @200 σ _{wy} =294 (N/mm ²)			
90°フックであるので診断では@400 とする。						

表 2.3 壁の配筋表

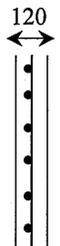
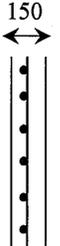
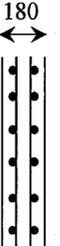
符号	W12, EW12	W15, EW15	W18, EW18
縦断面			
縦筋	φ9 @200 (シングル)	φ9 @125 (シングル)	φ9 @200 (ダブル)
横筋	φ9 @200 (シングル)	φ9 @125 (シングル)	φ9 @200 (ダブル)

表 2.4 に後述する耐震診断で用いた建物の重量およびコンクリート強度を示す。コンクリート強度のコア推定値は各階の壁から採取した3つのコアコンクリートの圧縮強度の標準偏差を取り、その値の1/2を平均圧縮強度から引くことにより算出した。耐震診断では積載・積雪荷重を考慮した重量を用い、その際の積雪量は320cmとしている。後述する柱の崩壊形の検討および地震応答解析の際は、地震時の条件（夏期の休日で休校であったこと）を考慮し、積載・積雪荷重なしの重量を用いている。

表 2.4 耐震診断で用いた建物の重量とコンクリート強度

階	重量 (kN)*		コンクリート強度 (N/mm ²) (診断時)						
	積載・積雪荷重あり	積載・積雪荷重なし	設計基準強度	診断採用値	コア推定値	コア平均値	測定結果 コア圧縮強度		
3	11015	8896	18	21.4	21.4	21.7	22.2	21.8	21.2
2	7820	6888	18	22.5	25.6	29.7	39.0	26.3	23.7
1	8910	8022	18	22.5	30.6	34.3	40.0	37.0	26.0

* 診断時に採用した積雪量は320cmである。

第 3 章 被災度区分判定・被害報告

3.1 被災度区分判定の定義と目的

被災度区分判定¹⁾は地震により被災した建築物を対象に、建築構造技術者がその建築物の内部に立ち入り、当該建築物の沈下、傾斜および構造躯体の損傷状況を調査することにより、その被災度を区分し、継続使用のための復旧の要否を判定することをいう。

3.2 震災復旧の手順と位置づけ

被災建築物の復旧をできるだけ速やかに行うためには、構造技術者と施設所有者・管理者の間で事前に復旧戦略を十分に議論し、その手順を予め準備しておくことが極めて重要である。図3.1に示したとおり、復旧手順には一般に震災後の時間経過に応じていくつかの段階が考えられる。

(1) 第1段階（発生直後の時期）

応急危険度判定：被災建築物およびその周辺について、余震等による二次災害を防止するために、構造躯体およびその周辺、落下危険物、転倒危険物等について調査し、建築物等の使用に対する制限の要否を判定することをいう。判定では「危険」、「要注意」、「調査済み」の表示を行うとともに立ち入りの可否等に関する情報を提供することで、建築物の使用者やその付近を通行する第三者に対する危険回避を目的としたものである。

(2) 第2段階（やや混乱の落ち着いた時期）

被災度区分判定：構造躯体に見られる損傷状況から被災建築物に残存する耐震性能（耐震性能残存率R）を推定し、継続使用のための復旧の要否とその程度を判定する。

(3) 第3段階（安定時期）

復旧計画および復旧工事：地震による被災建築物を対象にその構造性能、耐久性能、機能などを原状に回復する、あるいは原状から向上させることをいい、以下に定義する補修、補強を含む。

- ・ 補 修：被災建築物の構造性能を原状（被災以前の状態）程度まで回復させることをいう。
- ・ 補 強：被災建築物の構造性能を原状（被災以前の状態）以上に改善させることをいう。

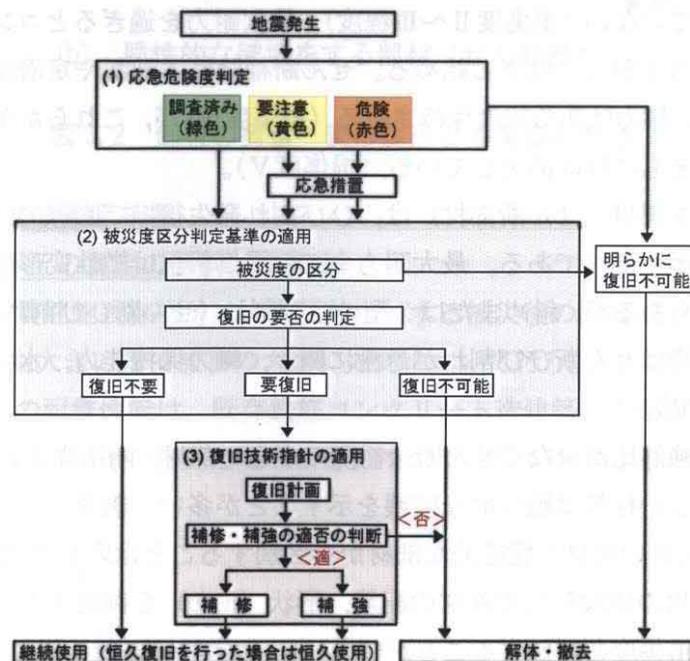


図 3.1 震災復旧フロー図

3.3 部材の損傷度の判定

柱および耐力壁の損傷度を表 3.1 に従って分類する。なお、ラーメン構造で柱よりも梁あるいは柱・梁接合の損傷度が大きい場合には、その梁あるいは柱・梁接合部に連なる柱の損傷度を、梁あるいは柱・梁接合部の損傷度で読み替えることとする。

表 3.1 損傷度分類の基準

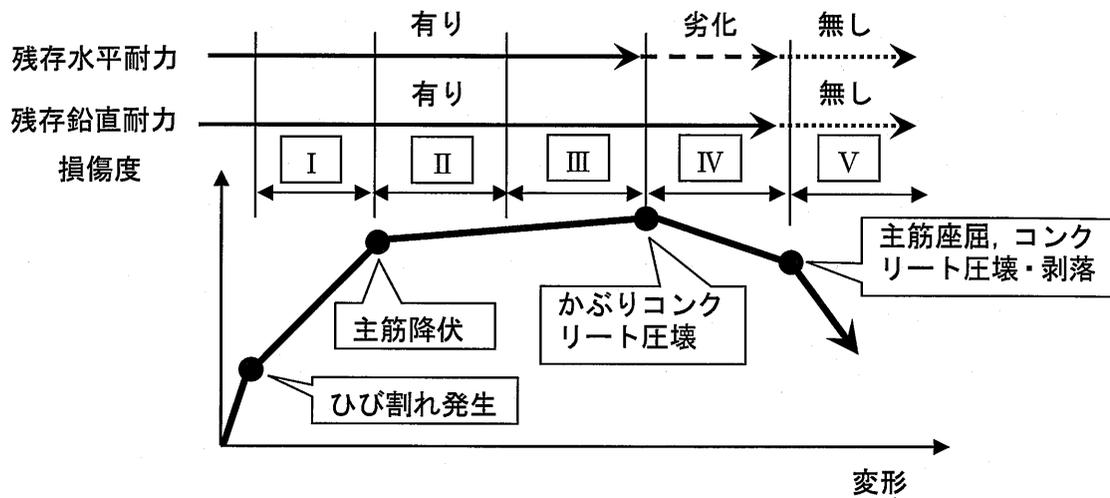
柱, 耐力壁 の損傷度	損傷内容
I	近寄らないと見えにくい程度のひび割れ。(ひび割れ幅0.2mm以下)
II	肉眼ではっきり見える程度のひび割れ。(ひび割れ幅0.2~1mm以下)
III	比較的大きなひび割れが生じているが、コンクリートの剥落は極わずかである。(ひび割れ幅1~2mm以下)
IV	大きなひび割れ(2mmを超える)が多数生じ、コンクリートの剥落も著しく鉄筋がかなり露出している。
V	鉄筋が曲がり、内部コンクリートも崩れ落ち、一見して柱(耐力壁)に高さ沈下や傾斜が見られるのが特徴。鉄筋の破断が生じている場合もある。

部材の荷重変形関係と損傷度の関係の概念図を図 3.2(a)(b)に示す。同図(a)は塑性変形能力の大きい部材(曲げ部材)、(b)は脆性的な破壊を示す部材(せん断部材)についての関係である。

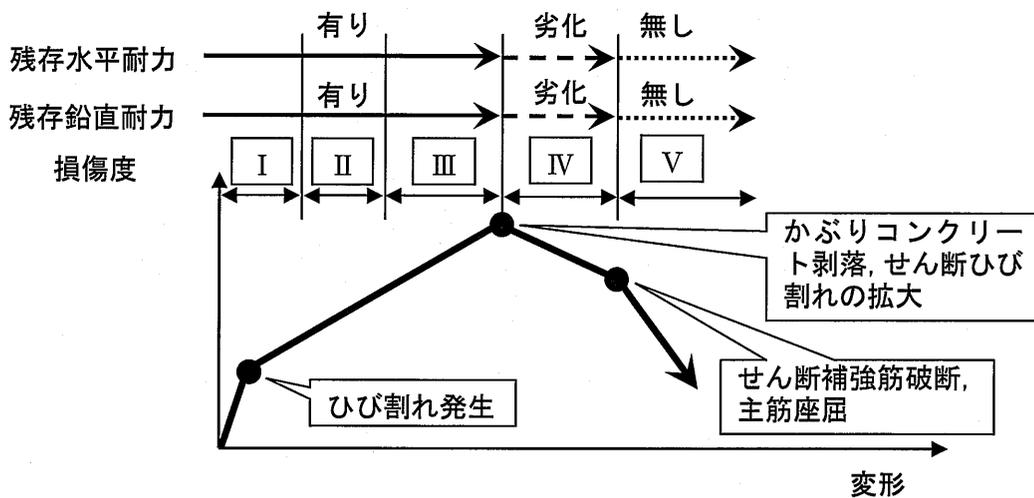
変形能力の大きい部材(曲げ部材)は、曲げ降伏後に最大耐力に達するまで大きく変形することが可能で、さらに最大耐力後も耐力低下の少ない部材である。これらの部材では、地震時に経験した最大変形が曲げ降伏変形を超えない範囲であれば、一般的に地震後にそれほど大きな損傷(ひび割れ)は残らない。この状態が概ね損傷度 I に相当する。また、最大応答時に部材の最大耐力に達していなければ、かぶりコンクリートの剥落は極わずかであり、水平耐力、鉛直耐力ともにほとんど低下していない(損傷度 II~III 程度)。最大耐力を過ぎるとコンクリートの剥落等の損傷が大きくなり、水平耐力が低下し始める。せん断補強筋の破断や定着端部の開きや主筋の座屈等が生じなければ、軸力はある程度保持される(損傷度 IV)が、これらが生じていれば水平耐力および軸力保持能力ともにほぼ消失している(損傷度 V)。

脆性的な破壊を示す部材(せん断部材)は、ひび割れ発生後ほぼ直線的に最大耐力に達し、その後急に耐力低下を示す部材である。最大耐力までの損傷状況は塑性変形能力の大きい部材とあまり変わらない場合もあるが、斜めまたは X 型のひび割れ(せん断ひび割れ)が卓越するのが特徴である。最大耐力以降はせん断ひび割れが急激に開き、軸力保持能力、水平耐力ともに急激に低下する(損傷度 IV~V)。

一般的にせん断補強筋比が少なくせん断余裕度の小さい部材、内法高さ h_0 とせい D の比 h_0/D が小さい部材、軸力比の大きい柱等は脆性的な破壊を示すことが多い。調査時に部材の損傷状況のみから、塑性変形能力が大きい部材か脆性的な部材かを区別することは容易ではない場合もあるので、設計図書により建築物の建設年代や部材の配筋、形状(h_0/D)を確認するなどして、部材の破壊形式を想定した上で損傷度を評価することが望ましい。



(a) 塑性変形能力のある部材（曲げ部材）



(b) 脆性的な破壊をする部材（せん断部材）

図 3.2 部材の荷重-変形関係と損傷度の概念

3.4 耐震性能残存率 R の算定方法

3.4.1 耐震性能残存率 R の算定の原則（精算法）

被災した建築物の耐震性能残存率 R は、被災前に対する被災後の耐震性能の割合で定義する。 R の計算は、被害が最も大きい階で被害の大きい方向について行う。

被災前および被災後の耐震性能は、既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説²⁾に基づき算定した構造耐震指標を用いることが原則であり、式(5-1)により耐震性能残存率 R を計算する。

$$R = \frac{D I_S}{I_S} \times 100 \quad (\%) \tag{3-1}$$

ここで、 I_S : 被災前の構造耐震指標

$D I_S$: 部材の損傷度に応じて強度を低減して求めた被災後の構造耐震指標

被災後の構造耐震指標値 ${}_dI_S$ は、損傷が生じた部材で観察された破壊形式を考慮の上、損傷度（Ⅰ～Ⅴ）に応じた耐震性能の低減係数を設定し、強度指標 C および靱性指標 F を低減して RC 造耐震診断基準と同様な方法で計算する。しかし、強度指標 C および靱性指標 F の低減係数を精度良く評価することは現状では必ずしも容易ではない。そこで、以下のような仮定に基づいて被災後の構造耐震指標値 ${}_dI_S$ を評価しても良い。

- (a) 部材の強度と剛性の低減係数は同一とし、表 3.2 の耐震性能低減係数 η による。柱の損傷度は両方向のうち大きいものとする。
- (b) 被災後の部材の強度は、被災前の部材強度（曲げ強度とせん断強度の小さいほう）に表 5-2 の耐震性能低減係数 η を乗じた値とする。
- (c) 被災後の靱性指標 F は被災前の値を用いる。このため、原則として鉛直部材のグルーピングは変化しない。
- (d) 鉛直部材の剛性低下により、2 次、3 次診断では剛重比と偏心率が被災後には変化するので、被災前の部材剛性に係数 η を乗じた被災後の剛性を用いて、剛重比と偏心率を修正し、その結果に基づいて被災後の形状係数 ${}_dS_b$ を計算する。ただし、部材の損傷が平面内および高さ方向で一様に生じており、剛重比と偏心率が被災前から変化していないと判断される場合には、被災前の形状係数 S_b を用いて良い。

表 3.2 部材の耐震性能低減係数 η

損傷度	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	柱型付壁	両側柱付壁
I	0.95	0.95	0.95	0.95	0.95
II	0.6	0.75	0.6	0.6	0.6
III	0.3	0.5	0.3	0.3	0.3
IV	0	0.1	0	0	0
V	0	0	0	0	0

3.4.2 耐震性能残存率 R の略算法

耐震性能残存率 R は、以下により被災前後の耐震性能を略算して算定しても良い。

$$R = \frac{\sum_{j=0}^5 A_j}{A_{org}} \times 100 \quad (\%) \tag{3-2}$$

$$A_0 = S_0 + M_0 + W_0 + 2CW_0 + 6CWC_0 \tag{3-3}$$

$$A_1 = 0.95S_1 + 0.95M_1 + 0.95W_1 + 1.9CW_1 + 5.7CWC_1 \tag{3-4}$$

$$A_2 = 0.6S_2 + 0.75M_2 + 0.6W_2 + 1.2CW_2 + 3.6CWC_2 \tag{3-5}$$

$$A_3 = 0.3S_3 + 0.5M_3 + 0.3W_3 + 0.6CW_3 + 1.8CWC_3 \tag{3-6}$$

$$A_4 = 0.1M_4 \tag{3-7}$$

$$A_5 = 0 \tag{3-8}$$

$$A_{org} = S_{sum} + M_{sum} + W_{sum} + 2CW_{sum} + 6CWC_{sum} \tag{3-9}$$

ここで、 $S_0, S_1, S_2, S_3, S_4, S_5, S_{sum}$:

それぞれ損傷度0～Vのせん断柱の本数，および，合計

$M_0, M_1, M_2, M_3, M_4, M_5, M_{sum}$:

それぞれ損傷度0～Vの曲げ柱の本数，および，合計

$W_0, W_1, W_2, W_3, W_4, W_5, W_{sum}$:

それぞれ損傷度0～Vの柱なし壁の枚数，および，合計

$CW_0, CW_1, CW_2, CW_3, CW_4, CW_5, CW_{sum}$:

それぞれ損傷度0～Vの柱型付壁の枚数，および，合計

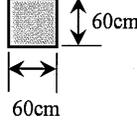
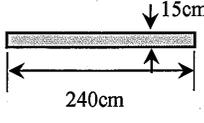
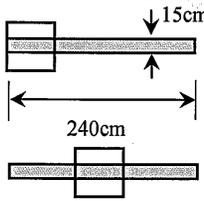
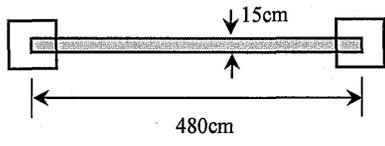
$CWC_0, CWC_1, CWC_2, CWC_3, CWC_4, CWC_5, CWC_{sum}$:

それぞれ損傷度0～Vの両側柱付壁の枚数，および，合計

耐震性能残存率 R は、被災前後の構造耐震指標値 I_s および $D I_s$ により、(3-1)式で算定することが原則であるが、応急復旧の要否の判定を行う場合に限り、略算法を用いても良いこととしている。(3-2)式による耐震性能残存率 R の略算は、鉛直部材をせん断柱、曲げ柱、柱なし壁、柱型付壁（片側柱付壁および壁の中間に柱がある場合）、両側柱付壁の5種類に分類し、それぞれの強度指標 C の比を1:1:1:2:6、靱性指標 F を全て1と仮定し、表3.2に示した耐震性能低減係数 η を用いた被災前後の I_s 値の略算に基づいている。震災建築物の被災度区分判定を行う際に、恒久復旧を前提として耐震診断が既に行われている場合もあるが、震災直後あるいは数週間後にこれを適用する場合には耐震診断がまだ実施されていないこともあると考えられる。そのような建築物に対して耐震診断の結果がないと被災度が判定できないのは非常に不便である。そこで、各部材の耐力（強度指標 C ）、変形性能（靱性指標 F ）を以下の仮定に基づき略算的に求め、耐震性能残存率 R を簡略に推定するのがこの略算法である。各部材の強度指標の比率は、各部材断面をせん断柱および曲げ柱は60×60cm、柱なし壁および柱型付壁は15×240cm（すなわち柱と同断面積）、

両側柱付壁は15×480cm（すなわち柱断面積の2倍）と仮定し、耐震診断の第1次診断に基づき、平均せん断応力度を柱および柱なし壁は10kgf/cm²（1N/mm²）、柱型付壁は20kgf/cm²（2N/mm²）、両側柱付壁は30kgf/cm²（3N/mm²）として求めたものである（表3.3参照）。

表3.3 各部材の耐力，変形性能の仮定

	柱	柱なし壁	柱型付壁	両側柱付壁
断面				
τu (N/mm ²)	1	1	2	3
強度の比	1	1	2	6

曲げ柱とせん断柱の分類については、実際の部材の破壊形式に対応させて分類するのが原則だが、損傷が小さい場合等は損傷状況のみから最終の破壊形式を判断するのは困難である。そのような場合には、建築物の建設時期により1971年以前の旧基準の建築物は一律せん断柱とする、部材のプロポーシオンにより短柱 ($h_o/D < 3$ 程度) はせん断柱とする、帯筋が100mm以下の間隔で配筋された(1972年以降の建築物)の長柱 ($h_o/D \geq 3$ 程度) は曲げ柱とする、等の分類基準を設けることが現実的である。表3.4にこれらをまとめた分類の目安を示す。

表3.4 せん断柱と曲げ柱の分類の目安

建設年代	$h_o/D < 3$	$h_o/D \geq 3$
1971年以前	せん断柱	せん断柱
1972年以降	せん断柱	曲げ柱

h_o : 柱内のり高さ, D : 柱せい

3.5 被災度区分

構造躯体の耐震性能残存率 R の値により、被災度を次のように区分する。

- 【軽微】 $R \geq 95$ (%)
- 【小破】 $80 \leq R < 95$ (%)
- 【中破】 $60 \leq R < 80$ (%)
- 【大破】 $R < 60$ (%)
- 【倒壊】 建築物全体または一部の崩壊あるいは落階等により $R=0$ とみなせるもの

被災度の判定は、基本的には耐震性能残存率 R に基づき上記の定義により判断するが、各被災度の境界値付近では、調査者の経験や工学的判断と一致しない場合もある。したがって、境界値付近では機械的に耐震性能残存率 R の値により判断するのではなく、被害の実状を勘案し慎重に判定することが必要である。

3.6 復旧の要否の判定

復旧の要否の判定は図3.1に示したフローに従い行う。復旧は被災建築物を恒久的に使用するために、建築物に必要な目標耐震性のレベルを確保するように補修・補強を行う恒久復旧と、恒久復旧を行うまでの間の一時的な使用のための応急復旧の二種類がある。

3.6.1 応急復旧の要否の判定

耐震性能残存率 R による応急復旧の要否の判定は以下の表3.5による。震度階V弱以下の地震動で被害が生じた建築物は、耐震診断等の詳細調査により別途復旧の要否を検討する。被災した建築物は速やかに恒久復旧を行うのが原則であるが、耐震診断を行い補強計画を立案するには数カ月以上(地震の規模によってはそれ以上)の時間を必要とすることが多い。それまでの間建築物を一時的にせよ使用(継続使用)するためには、余震等に対する安全性を確保するために応急復旧が必要となる。応急復旧の要否の判定(表3.5)は、地震発生からできるだけ時間をおかず

に行うことが望ましい。またこれらは耐震診断を行う前に実施せざるを得ない場合も多いと考えられるので、(3-2)式により略算した耐震性能残存率 R (被災度) と地震動の強さ (震度階) から被災前の耐震性能を概略推定し、応急復旧の要否の判定ならびにその後に必要な措置を判定しても良いこととした。この際の震度階は、原則として公表された値に基づくが、当該地の地盤条件や被災状況、周辺地域の震度階等から当該地の震度階が判断できる場合は、これらを勘案して適宜設定しても良い。

表 3.5 応急復旧の要否の判定

被災度 震度階	軽微 $R \geq 95$	小破 $80 \leq R < 95$	中破 $60 \leq R < 80$	大破・倒壊 $R < 60$
V弱以下	×	×	×	×
V強	◎	△	△	△
VI弱	◎	○ (△)	△	△
VI強以上	◎	◎ (○)	○ (△)	△

震度階：原則として気象庁により公表された震度階

◎：軽微な補修を要する（ただし、損傷度Ⅲ以上の部材は構造補修を要する）。

○：応急復旧（構造補修）により、被災前の構造性能を回復する。

△：応急措置、または、応急復旧を行う。恒久復旧がなされるまで使用禁止。

×：耐震診断などの詳細調査を行い復旧の要否を検討する。

() 内は 1971 年以前の設計による建築物

表 3.5 のように被災度と震度階の関係から応急復旧の要否を判定するのは、建築物の耐震性能と地震時の被災度のレベルにはある程度の相関性があり、強い地震動を受けたにも関わらず小さな被害レベルに留まった。建築物は元来ある程度高い耐震性能を有していたと推定できること、逆に弱い地震動で大きな被害が生じる建築物は耐震性能がかなり低いと考えられる等の工学的な判断に基づいている。

表 3.5 の応急復旧の要否の判定で、「◎：軽微な補修を要する」に該当する建築物は、ひび割れの補修等を行った後に継続して良いとした。ただしこの場合でも、損傷度Ⅲ以上の部材については、被災前の耐震性能を回復するための構造補修が必要である。また、「◎：軽微な補修を要する」と判定する場合には、原則として全ての構造部材の損傷度の調査結果に基づき耐震性能残存率 R を算定する。

「○：応急復旧」に該当する建築物は、損傷が生じた部材の構造補修により、水平耐力および鉛直力支持能力などの構造性能を被災前の構造性能のレベルまで回復（概ね $R \geq 95$ ）させた後に継続使用して良いとした。ただし、これらの建築物では入力地震動が卓越する方向と当該建築物の耐震性能が高い方向が偶然一致したことで大きな被害を免れた可能性なども考えられるため、これらに「軽微な補修」あるいは「応急復旧」を行い継続使用するとしても、必ずしも十分な耐震性能を保証するわけではない。したがって、できるだけ速やかに耐震診断等の詳細な検討を行

い、恒久復旧の要否の判定を行うことが望ましい。

「△：応急措置または応急復旧」に該当するのは、被災により水平耐力および鉛直力支持能力がかなり低下している建築物（被災度が大きい建築物）、および被災前の耐震性能がかなり低かったと想定される建築物（比較的小さい地震動で被害が生じた建築物）である。これらについては余震等による被害の進行を防止するために、必要に応じて鉛直力支持部材の設置などの応急措置あるいは応急復旧を行い、速やかに耐震診断等の詳細な検討を行い恒久復旧の要否の判定を行う必要がある。この場合余震等に対する危険性を考慮して、原則として恒久復旧がなされるまでは当該建築物の全体あるいは危険個所を使用禁止とすることとした。

震度Ⅴ弱以下の地震動により、何らかの被害が生じるような建築物（表3.5の「×」）は、その耐震性能が本質的にかなり低いと考えられ、余震あるいは今後のより大きな地震動に対して危険性が高いと判断される。したがって、これらの建築物に対しては応急復旧は適用範囲外とし、早急に詳細な調査・検討を行い必要な対策をとるとともに、被害程度に応じては使用禁止等の対策をとることが望ましい。

3.6.2 恒久復旧の要否の判定

恒久復旧の要否の判定は、被災前の耐震性能 I_S 、被災後の残存耐震性能 ${}_dI_S$ 、および「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説」に基づく目標耐震性能 I_{SO} 、および目標とする $C_{Ti} \cdot S_D$ の関係から表3.6により行う。

表 3.6 恒久復旧の要否の判定

	$I_{SO} < {}_dI_S$	${}_dI_S < I_{SO} < I_S$	${}_dI_S < I_S < I_{SO}$
$0.3ZG U < {}_d(C_{Ti} S_D)$	○	△	△
${}_d(C_{Ti} S_D) < 0.3ZG U < C_{Ti} S_D$	△	△	×
${}_d(C_{Ti} S_D) < C_{Ti} S_D < 0.3ZG U$	×	×	×

○：恒久使用（軽微な補修を要する。ただし、損傷度Ⅲ以上の部材は構造補修を要する）。

△：構造補修により、被災前の耐震性能を回復する、または、目標耐震性能を確保する。

×：構造補修により、目標耐震性能を確保する。

ここで、 Z ：地域指標、 G ：地盤指標、 U ：用途指標で「既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準 同解説」による。

C_{Ti} ：被災前の終局限界における累積強度指標

${}_d(C_{Ti} S_D)$ ：被災後の $C_{Ti} S_D$ 値

被災した建築物を恒久復旧する場合には、耐震診断等により耐震性能を把握し、目標耐震性能を確保するように補修・補強を行うことが原則である。その際の目標耐震性能は「建築物の耐震改修の促進に関する法律」で要求されるレベルとし、具体的には「RC造耐震診断基準」に基づき設定することにした。図3.3の建築物(A)のように、被災前の耐震性能 I_S （または $C_{Ti} S_D$ ）が目標耐震性能 I_{SO} （または $0.3ZG U$ ）より低い場合には、損傷を受けた部材の補修に加えて何らかの補

強が必要になる。建築物(B)のように、被災前の耐震性能 I_S (および $C_{Ti} S_D$) が目標耐震性能 I_{SO} (および $0.3Z G U$) より高い場合には、損傷を受けた部材の構造補修により目標耐震性能 I_{SO} (および $0.3Z G U$) を確保することができる。仮に、建築物(C)のように、被災後の残存耐震性能 ${}_D I_S$ (および ${}_D(C_{Ti} S_D)$) が目標耐震性能 I_{SO} (および $0.3Z G U$) より高ければ、構造性能の回復よりも耐久性の確保を主な目的とした軽微な補修を行えば十分である。これらの恒久復旧の可否の判定をまとめたものが表 3.6 である。

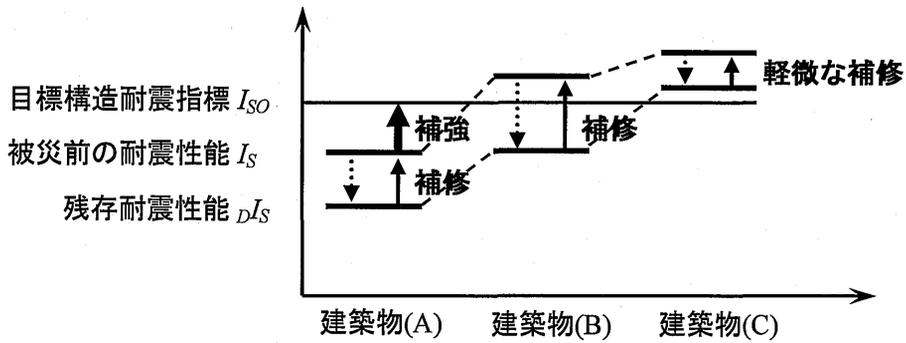
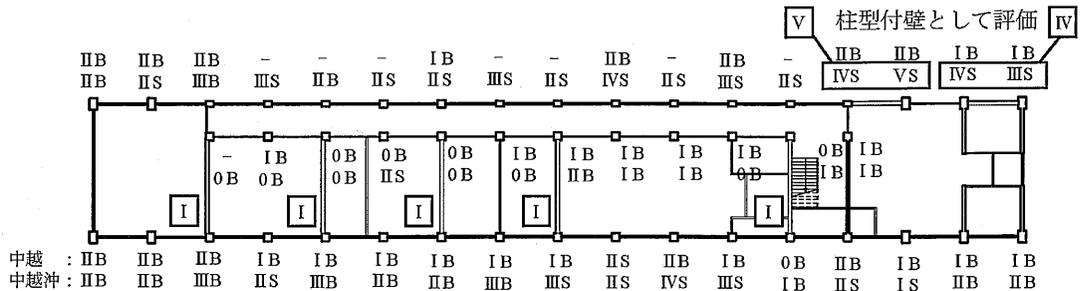


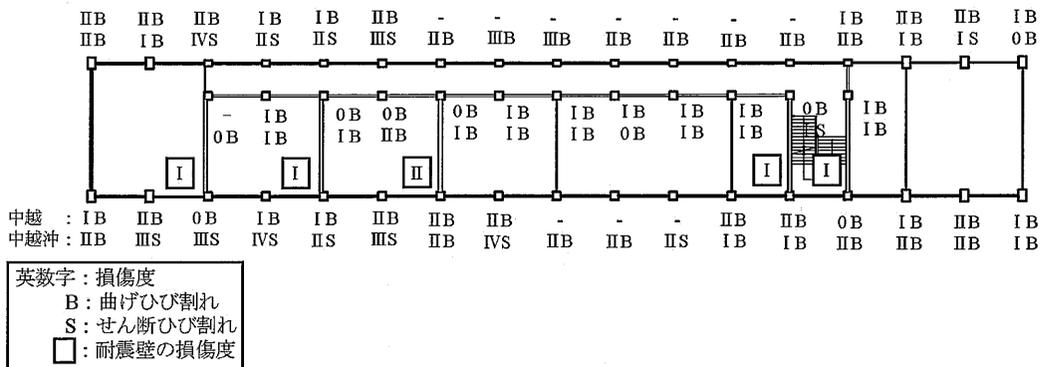
図 3.3 被災後の耐震性能と復旧方法の概念

3.7 対象建物の損傷度

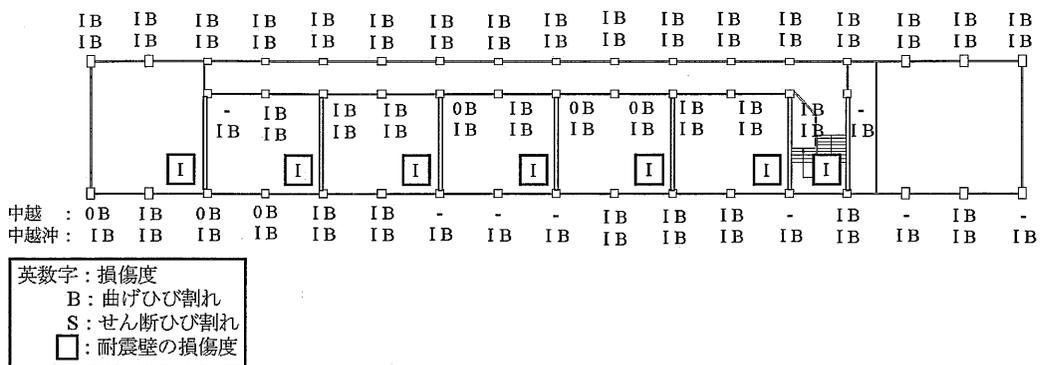
対象建物は2004年中越地震と2007年中越沖地震の双方で被災している。図3.4(a)(b)(c)に中越地震および中越沖地震時の各階柱・耐震壁の損傷度一覧を示す。本論文では被害の大きかった桁行方向の損傷に着目している。中越地震ではほとんどの柱に損傷度IおよびIIの曲げひび割れがみられた。さらに、せん断ひび割れもわずかに観察された。梁間方向の耐震壁の損傷は軽微なものであった。本建物は中越沖地震によりさらに大きな被害を受けた。



(a) 1階の損傷度



(b) 2階の損傷度



(c) 3階の損傷度

図 3.4 中越および中越沖地震時の各階柱・耐震壁の損傷度一覧

3.8 対象建物の被災度判定

表 3.7 と表 3.8, 表 3.9 に被災度区分判定基準¹⁾に従って, 3.4.2 で述べた耐震性能残存率 R の略算法により求めた, 対象建物の桁行方向の被災度判定結果を示す。中越地震で 1, 2 階が小破, 中越沖地震では 1, 2 階が中破であった。表 3.5 の応急復旧の要否の判定により, 損傷度 I および II の軽微な損傷であった中越地震被災後は, 補修, 耐震補強ともに実施していなかったが, 大きな被害を受けた中越沖地震の被災により補修及び耐震補強を実施した。

表 3.7 中越・中越沖地震での被災度区分判定結果

階	中越地震		中越沖地震	
	耐震性能残存率 略算法 $R(\%)$	被災度 区分	耐震性能残存率 略算法 $R(\%)$	被災度 区分
3	95.8	軽微	95.7	軽微
2	88.4	小破	77.0	中破
1	92.0	小破	63.1	中破

表 3.8 中越地震での耐震性能残存率 R

1階						
	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	柱型付壁	両側柱付壁	合計
総部材数	1	52				53
調査部材数	1	52				53
Aorg	1	52	0	0	0	53
損傷度0	0	19				19
損傷度 I	0	22				20.9
損傷度 II	1	11				8.85
損傷度 III	0	0				0
損傷度 IV	0	0				0
損傷度 V	0	0				0
Aj	0.6	48.15	0	0	0	48.75
						R 92.0%
2階						
	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	柱型付壁	両側柱付壁	合計
総部材数		35				35
調査部材数		35				35
Aorg		35	0	0	0	35
損傷度0		6				6
損傷度 I		16				15.2
損傷度 II		13				9.75
損傷度 III						0
損傷度 IV						0
損傷度 V						0
Aj	0	30.95	0	0	0	30.95
						R 88.4%
3階						
	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	柱型付壁	両側柱付壁	合計
総部材数		38				38
調査部材数		38				38
Aorg	0	38	0	0	0	38
損傷度0		6				6
損傷度 I		32				30.4
損傷度 II						0
損傷度 III						0
損傷度 IV						0
損傷度 V						0
Aj	0	36.4	0	0	0	36.4
						R 95.8%

表 3.9 中越沖地震での耐震性能残存率 R

1階

	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	柱型付壁	両側柱付壁	合計	
総部材数	18	32		4		54	
調査部材数	18	32		4		54	
Aorg	18	32	0	8	0	58	
損傷度0	0	11				11	
損傷度 I	1	9				9.5	
損傷度 II	10	8				12	
損傷度 III	5	4		1		4.1	
損傷度 IV	2	0		2		0	
損傷度 V	0	0		1		0	R
Aj	8.45	27.55	0	0.6	0	36.6	63.1%

2階

	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	柱型付壁	両側柱付壁	合計	
総部材数	13	41				54	
調査部材数	13	41				54	
Aorg	13	41	0	0	0	54	
損傷度0	0	11				11	
損傷度 I	2	14				15.2	
損傷度 II	5	14				13.5	
損傷度 III	3	2				1.9	
損傷度 IV	3	0				0	
損傷度 V	0	0				0	R
Aj	5.8	35.8	0	0	0	41.6	77.0%

3階

	せん断柱	曲げ柱	柱なし壁	柱型付壁	両側柱付壁	合計	
総部材数		54				54	
調査部材数		54				54	
Aorg	0	54	0	0	0	54	
損傷度0		8				8	
損傷度 I		46				43.7	
損傷度 II						0	
損傷度 III						0	
損傷度 IV						0	
損傷度 V						0	R
Aj	0	51.7	0	0	0	51.7	95.7%

3.9 対象建物の被害概要

対象建物で被害を受けた主な損傷部材を写真3.1~3.8に示す。また、写真を撮影した位置を図3.4(a)(b)に示す。さらに、1, 2, 3階の柱損傷度表を表3.9~3.11に示す。外観・内観のひび割れ幅は、モルタル製の仕上げ表面を観察したものであり、躯体ひび割れ幅は、仕上げ表面の半分以下と仮定して損傷度を分類している。

柱表面に明瞭なせん断ひび割れが観察された場合(写真3.1)は、仕上げをはつたところ躯体内にも明瞭なせん断ひび割れが確認された(写真3.2)。ただし、仕上げが完全に浮き上がってはいるが、柱表面にせん断ひび割れが観察されない柱(写真3.3)をはつたところ、損傷度Ⅳのせん断ひび割れが観察された柱もあった(写真3.4)。ひび割れ幅の太い縦ひび割れが多かった(写真4.5)が、これらをはつたところせん断ひび割れは観察されない場合が多かった(写真3.6)。この理由としてモルタル製の仕上げが10cm程度と厚く、重量もあったため、仕上げ自体の振動によって柱表面に様々なひび割れが発生したと考えられる。1階は損傷度Ⅲのせん断破壊柱が3本、Ⅳが2本程度であった。2階は曲げせん断ひび割れが主体であったが、損傷度Ⅲのせん断破壊柱が4本、Ⅳが3本程度であった(写真3.7)。また、1階の桁行き方向の有開口壁2枚は損傷度ⅣからⅤであった(写真3.8)。

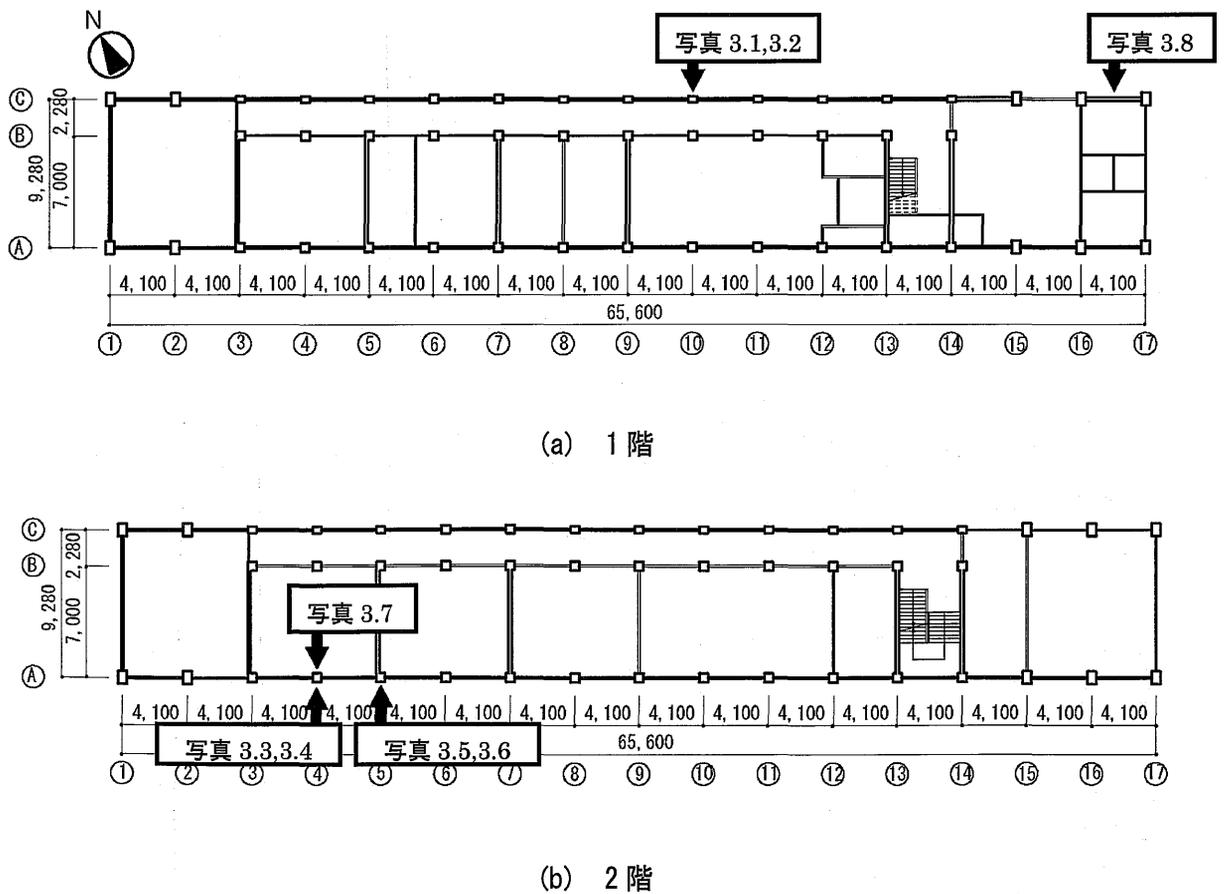


図 3.4 写真撮影位置



写真 3.1 1階柱 C-10
(はつり前)



写真 3.2 1階柱 C-10
(はつり後)



写真 3.3 2階柱 A-4
(はつり前)



写真 3.4 2階柱 A-4
(はつり後)

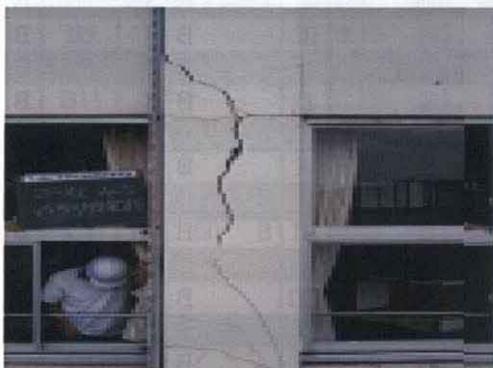


写真 3.5 2階柱 A-5
(はつり前)



写真 3.6 2階柱 A-5
(はつり後)



写真 3.7 2階柱 A-4
(内観写真)



写真 3.8 1階柱型付壁
C-16~17

表 3.9 1階柱損傷度表

1階	中越沖地震						中越地震	
	外観	内観	はつり後	推定	最終	最終	最終	
A	A1	II 0.40 B	0.10 B			II B	II B	
	A2	II 0.40 B	I 0.20 B			II B	II B	
	A3	III 4.00 B	II 1.00 B			III B	II B	
	A4	II 0.40 B	II 0.60 S			II S	I B	
	A5	III 15.00 縦	0.10 S		III 2.00 B	III B	I B	
	A6	III 3.00 縦	II 1.20 B			II B	I B	
	A7	II 2.00 B	II 0.60			II B	I B	
	A8	III 2.00 B	II 1.30			III B	I B	
	A9	III 4.00 S	II 2.00			III S	I B	
	A10	IV 5.00 S	II 2.00 S	II 1.00 S		II S	II S	
	A11	IV 10.00 S	IV 15.00 S			IV S	II B	
	A12	III 3.00 S	III 4.00 S			III S	I B	
	A13	I 0.30 B	I 0.10 B			I B	0 B	
	A14	II 2.00 S	II 1.00 S		II S	II S	II B	
	A15	I 0.30 S				I S	I B	
	A16	II 0.60 B				II B	I B	
	A17	I 0.25 B				I B	I B	
B	B3		0 B			0 B		
	B4		0 S			0 S	I B	
	B5		0 S			0 S	0 B	
	B6		II 0.55 S			II S	0 B	
	B7		0 B			0 B	0 B	
	B8		0 B			0 B	I B	
	B9		II 0.30 B			II B	I B	
	B10		I 0.10 B			I B	I B	
	B11		I 0.20 B			I B	I B	
	B12		I B			I B	I B	
	B13		0 B			0 B	0 B	
	B14		I 0.10 B			I B	I B	
	C	C1	II 1.00 B	0.70			II B	II B
		C2	II 0.60 S	I 0.10 S			II S	II B
C3		III 1.20 B	II 0.25 B			III B	II B	
C4		III 3.00 S	IV 3.00 S	III 0.20 S		III S		
C5		II 0.70 B	II 1.00 B			II B		
C6		II 0.60 S	II 0.25 S			II S		
C7			II 2.00 S			II S	I B	
C8		III 2.00 S	III 2.50 S			III S		
C9		II 0.60 S	II 0.95 S			II S	I B	
C10		IV 6.00 S	IV 7.50 S	IV 7.00 S		IV S		
C11		II 2.00 S	II 2.00 S			II S		
C12		IV 5.00 S	III 4.50 S	III 2.00 S		III S	II B	
C13			II 0.50 S			II S		
C14			IV 7.00			IV S	II B	
C15		V S	V 9.50 S		柱型付壁評価	V S	II B	
C16		IV 8.00 S			柱型付壁評価	IV S	I B	
C17		III 1.50 S				III S	I B	

表 3.10 2階柱損傷度表

2階	中越沖地震						中越地震							
	外観		内観		はつり後	推定	最終	最終						
A	A1	II	1.30	B	II	1.50	B		II	B	I	B		
	A2	III	3.00	S	III	2.00	縦		III 一部剥落 S	III	S	II	B	
	A3	II	0.80	S	II		B			III	S	0	B	
	A4	IV	10.00	S	IV	25.00	S	IV	S	IV	S	I	B	
	A5	IV	9.00	S	II	0.50	S	II	S	II	S	I	B	
	A6				III	3.00	S			III	S	II	B	
	A7	II		B	II	0.50	B			II	B	II	B	
	A8				IV	7.00	S			IV	S	II	B	
	A9	II		B	I	0.30	B			II	B			
	A10				II	0.50	B			II	B			
	A11				II	0.50	S			II	S			
	A12				I	0.10	B			I	B	II	B	
	A13				I	0.10	B			I	B	II	B	
	A14	II		B	I	0.10				II	B	0	B	
	A15				II		B			II	B	I	B	
	A16				I	0.30	B			I	B	II	B	
	A17				I	0.10	B			I	B	I	B	
B	B3				0	B			0	B				
	B4				I	0.10	B			I	B	I	B	
	B5				I	0.20	B			I	B	0	B	
	B6				II	0.50	B			II	B	0	B	
	B7				I	0.10	B			I	B	0	B	
	B8				I	0.30	B			I	B	I	B	
	B9				I	0.10	B			I	B	I	B	
	B10				0		B			0	B	I	B	
	B11				I	0.10	B			I	B	I	B	
	B12				I	0.10	B			I	B	I	B	
	B13				I	0.10	S			I	S	0	B	
	B14				I	0.10	B			I	B	I	B	
	C	C1	II	1.00	B	II	0.45	B			II	B	II	B
		C2				I	0.40	B			I	B	II	B
C3					IV	5.00	S			IV	S	II	B	
C4					II	0.60	S			II	S	I	B	
C5					II	0.90	S			II	S	I	B	
C6					III	3.00	S			III	S	II	B	
C7					II	1.20	B			II	B			
C8					III	3.00	B			III	B			
C9					III	4.00	B			III	B			
C10					II	1.00	B			II	B			
C11					II	1.00	B			II	B			
C12					II	0.60	B			II	B			
C13					II	0.60	B			II	B			
C14					II	0.60	B			II	B	I	B	
C15					I	0.10	B			I	B	II	B	
C16					I	0.30	S			I	S	II	B	
C17					0		B			0	B	I	B	

表 3.11 3階柱損傷度表

3階	中越沖地震					中越地震					
	外観	内観	はつり後	推定	最終	最終					
A	A1	I	B	I	B		I	B	0	B	
	A2	I	B	I	B		I	B	I	B	
	A3	I	B	I	B		I	B	0	B	
	A4	I	B	I	B		I	B	0	B	
	A5	I	B	I	B		I	B	I	B	
	A6	I	B	I	B		I	B	I	B	
	A7	I	B	I	B		I	B			
	A8	I	B	I	B		I	B			
	A9	I	B	I	B		I	B			
	A10	I	B	I	B		I	B	I	B	
	A11	I	B	I	B		I	B	I	B	
	A12	I	B	I	B		I	B	I	B	
	A13	I	B	I	B		I	B			
	A14	I	B	I	B		I	B	I	B	
	A15	I	B	I	B		I	B			
	A16	I	B	I	B		I	B	I	B	
	A17	I	B	I	B		I	B			
B	B3	I	B	I	B		I	B			
	B4	I	B	I	B		I	B	I	B	
	B5	I	B	I	B		I	B	I	B	
	B6	I	B	I	B		I	B	I	B	
	B7	I	B	I	B		I	B	0	B	
	B8	I	B	I	B		I	B	I	B	
	B9	I	B	I	B		I	B	0	B	
	B10	I	B	I	B		I	B	0	B	
	B11	I	B	I	B		I	B	I	B	
	B12	I	B	I	B		I	B	I	B	
	B13	I	B	I	B		I	B	I	B	
	B14	I	B	I	B		I	B			
	C	C1	I	B	I	B		I	B	I	B
		C2	I	B	I	B		I	B	I	B
C3		I	B	I	B		I	B	I	B	
C4		I	B	I	B		I	B	I	B	
C5		I	B	I	B		I	B	I	B	
C6		I	B	I	B		I	B	I	B	
C7		I	B	I	B		I	B	I	B	
C8		I	B	I	B		I	B	I	B	
C9		I	B	I	B		I	B	I	B	
C10		I	B	I	B		I	B	I	B	
C11		I	B	I	B		I	B	I	B	
C12		I	B	I	B		I	B	I	B	
C13		I	B	I	B		I	B	I	B	
C14		I	B	I	B		I	B	I	B	
C15		I	B	I	B		I	B	I	B	
C16		I	B	I	B		I	B	I	B	
C17		I	B	I	B		I	B	I	B	

3.10 被害の検討

3.10.1 仕上げ表面とはつり後のひび割れ幅の関係

仕上げ表面とはつり後のひび割れ幅の関係を図 3.5 に示す。文献 2) では中越地震に長岡市の SM 小学校を対象として同様の調査を行っているの、図 3.5 は文献 2) のデータに今回の S 小学校のデータを加筆した。外部からの調査（外観と表記）と内部からの調査（内観と表記）を区別して示したが、S 小学校は内部外部ともモルタル仕上げである。図をみると、仕上げ表面ひび割れ幅が 5mm 程度以内では、内観外観いずれも、モルタル仕上げ表面よりのはつり後のひび割れ幅が約半分程度に小さくなるという傾向がみられる。5mm 程度以上になると、両者はほぼ同じ値となる傾向がみられた。被災度の判定において、損傷度は躯体のひび割れ等によって判断されるべきであるが、実際には不可能であることが多く、今回も被害の大きかった柱のみでしか仕上げ面をはつっていないことより、多くの柱については仕上げ表面のひび割れ幅から躯体内のひび割れ幅を推定した。

この傾向から、モルタル仕上げ表面のひび割れ幅より躯体のひび割れ幅を推定する場合には、十分な注意が必要である。図 3.6 に小学校 1 階損傷柱 25 本分の内観表面と外観表面ひび割れ幅の関係を示す。図 3.6 をみると、内観表面と外観表面のひび割れ幅はほぼ同程度であった。

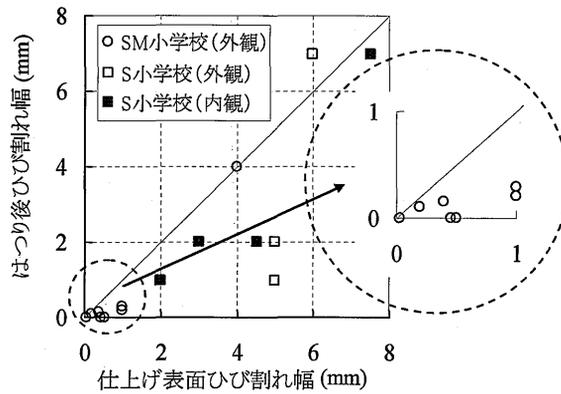


図 3.5 仕上げ表面とはつり後のひび割れ幅の関係
(SM 小学校 1 階損傷柱 8 本, S 小学校 1 階損傷柱 4 本)

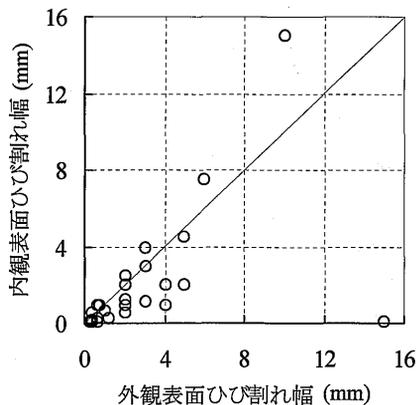
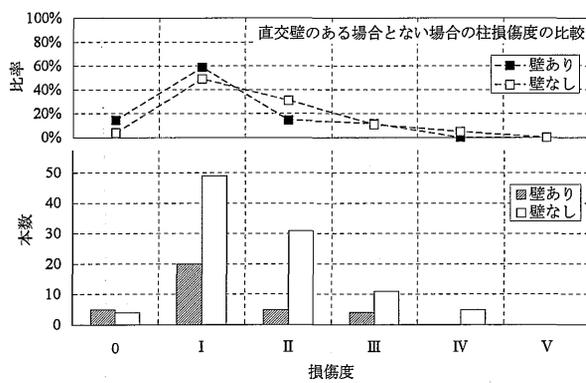


図 3.6 外観表面（モルタル仕上げ）と内観表面
（モルタル仕上げ）幅の関係 （S 小学校 1 階損傷柱 25 本）

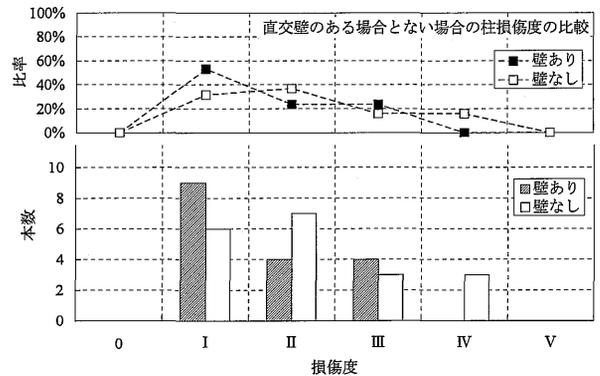
3.10.2 直交壁のある場合と無い場合の柱損傷度比較

直交壁のある場合と無い場合の柱損傷度と本数の関係、柱損傷度と比率の関係をそれぞれ図 3.7(a) (b) (c) に示す。図 3.4(a) は建物の全ての柱を統計したもの、図 3.7(b) (c) は条件が同様の柱のみを統計するため、同一断面で柱内法高さも同様な A 通りと B 通りの柱の統計をそれぞれ示したものである。なお、図 3.7(b) (c) では断面が大きな校舎端部の柱（断面形状 C4）を除き、A 通りでは断面形状 C1、B 通りでは断面形状 C2 の柱を統計している。図中の比率は壁あり、壁なしの場合のそれぞれの柱全本数に対する各損傷度の柱本数で表している。図 3.7(a) の柱損傷度と本数の関係をみると、壁なしの場合は損傷度 I の柱が 49 本、損傷度 II が 31 本、損傷度 III が 11 本、損傷度 IV が 5 本あり、損傷度 I と II の柱が大部分を占めていることがわかる。

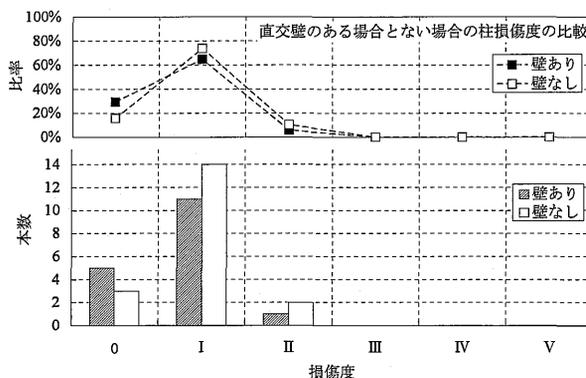
一方、壁ありの場合は損傷度 I の柱が 20 本、損傷度 II が 5 本、損傷度 III が 4 本あり、損傷度 I の柱が大部分を占めているが、損傷度 II と III の柱が同程度あることがわかる。図 3.7(a) (b) の柱損傷度と比率の関係をみると、損傷の小さい損傷度 0、I では壁付き柱が多く、損傷の大きい損傷度 II 以上では壁の無い柱が多い傾向が見て取れる。図 3.7(c) の柱損傷度損傷度 0 では壁付き柱が多く、損傷度 I 以上では壁の無い柱が多いことがわかる。以上のことから、直交壁を有する柱は壁のない場合と比較すると損傷が小さいことがわかった。



(a) 全体の柱を統計した場合



(b) A 通りの柱を統計した場合



(c) B 通りの柱を統計した場合

図 3.7 直交壁のある場合と無い場合の柱損傷度比較

第4章 耐震診断と耐震補強

4.1 耐震診断の概要

耐震診断とは、建物の耐震性能を判定・評価することで、地震時の予想変形がどの程度なのかを把握し、耐震性能を知ろうとするものであり、強度指標(C)、靱性指標(F)、形状指標(S_D)、経年指標(T)から求められる構造耐震指標(I_S)と、基準値となる構造耐震判定指標(I_{SO})を比較し、「 $I_S \geq I_{SO}$ 」であれば安全と判定されるものとする。

4.2 構造耐震判定指標 I_{SO}

構造耐震判定指標 I_{SO} は階の位置に関わらず、(4-1)式より求める。

$$I_{SO} = E_S \cdot Z \cdot G \cdot U \quad (4-1)$$

ここで、 E_S : 耐震判定基本指標で方向に関わらず次の値を基準とする。

$$\text{第1次診断用} \quad E_S = 0.8$$

$$\text{第2次診断用} \quad E_S = 0.6$$

$$\text{第3次診断用} \quad E_S = 0.6$$

Z : 地域指標、その地域の地震活動や想定する地震動の強さによる補正係数。

G : 地盤指標、表層地盤の増幅特徴、地形効果、地盤と建物の相互作用などによる補正係数

U : 用途指標、建物の用途などによる補正係数

第2次、第3次診断において安全と判定する場合は「 $I_S \geq I_{SO}$ 」を満たし、更に(4-2)式を満たすことを条件とする。

$$G_{TU} S_D = 0.3 \cdot Z \cdot G \cdot U \quad (4-2)$$

ここで、 G_{TU} : 構造物の終局限界における累積強度指標

S_D : 形状指標

累積強度指標 G_{TU} は、各層ごとに靱性指標に応じて、部材の強度指標 C を累加し、外力分布による補正係数 $\frac{n+1}{n+i}$ を乗じたものである。ここで n は建物階数である。

4.3 構造耐震指標 I_S

構造耐震指標 I_S は、建物の各階の梁間および桁行き方向それぞれについて算定し、その値が大きいほど建物の耐震性能が高いといえる。

$$I_S = E_0 \cdot S_D \cdot T \quad (4-3)$$

ここで、 E_0 : 保有性能基本指標で建物が保有している基本的な耐震性能を示す指標。
強度指標 C 、靱性指標 F 及び外力分布による補正係数から算定する。

S_D : 形状指標で平面、立面形状の非整形性を考慮する指標。

T : 経年指標で経年劣化を考慮する指標。

4.4 保有性能基本指標 E_0

保有性能基本指標 E_0 とは、構造計画上の弱点や経年劣化が無いとしたときの建物の構造耐震性能を表現する指標で、建物の方向別、層ごとの強度指標 C と靱性指標 F から計算によって算定される。 E_0 指標の算定に当たっては、第1次、第2次、第3次診断法に分かれており次数が上がるにつれて精度も上がっていく。なお、本研究では第3次診断法については取り扱っていない。

E_0 指標は強度指標 C と靱性指標 F との積により(5-4)式のように表すことができる。

$$E_0 = C \times F \quad (4-4)$$

以上のことを踏まえたうえで各診断法について述べる。

(1) 第1次診断法

壁の量及び柱の断面積のみから E_0 指標を求めようとするもので、壁の多い建物に適した略算法である。 E_0 指標は(4-5)式及び(4-6)式による値の大きい方とするが第2種構造要素がある場合には(5-6)式による値とする。第2種構造要素とはその部材がせん断破壊して軸力支持能力を失ったとするとき、周辺の部材でその部材の軸力が支持し得ない部材を言う。

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_W + \alpha_1 C_C) F_W \quad (4-5)$$

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} (C_{SC} + \alpha_2 C_W + \alpha_3 C_C) F_{SC} \quad (4-6)$$

- ここで、
- n : 建物階数
 - i : 対象としている階の階数
 - C_W : 壁の強度指標
 - C_C : 極短柱以外の柱の強度指標
 - C_{SC} : 極短柱の強度指標
 - α_1 : 壁の終局強度時変形における柱の強度寄与係数で 0.7 としてよい。ただし、 $C_W \neq 0$ の場合は 1.0 とする。
 - α_2 : 極短柱の終局強度時変形における壁の強度寄与係数で、0.7 としてよい。
 - α_3 : 極短柱の終局強度時変形における柱の強度寄与係数で、0.5 としてよい。
 - F_W : 壁の靱性指標 1.0 としてよい。
 - F_{SC} : 極短柱の靱性指標で 0.8 としてよい。

表 4.1 第1次診断用鉛直部材の分類

名称	定義
柱	h_0/D が 2 をこえる独立柱
極短柱	h_0/D が 2 以下の独立柱
壁	ラーメン内に含まれないいわゆる雑壁も含める

注) h_0 : 柱の内のり寸法で、腰壁・たれ壁などがある場合には、そのせいだけ柱内のり寸法を短くする。

D : 柱の断面せい。

(2) 第2次診断法

建物の鉛直部材を表 4.2 に示す 5 種類に分類し、それぞれの強度指標 C 及び靱性指標 F 及び部材の水平剛性に基づく強度寄与係数 α_j を用いて、靱性指標 F と累積強度指標 C_T の関係を求め、次のように算定する。累積強度指標 C_T を算定する点での変形よりも降伏変形が大きい部材では強度寄与係数 α_j を考慮し、この変形よりも靱性指標が小さい部材の強度の寄与は無視する。

保有性能基本指標 E_0 は(4-7), (4-8)式のいずれか大きいほうとするが、第2種構造要素がある場合には、第2種構造要素の最小の靱性指標以内で算出する。

表 4.2 第2次診断用鉛直部材の破壊形式による分類

名称	定義
曲げ柱	曲げ降伏がせん断破壊より先行する柱
曲げ壁	曲げ降伏がせん断破壊より先行する壁
せん断柱	せん断破壊が曲げ降伏より先行する柱。ただし、極脆性柱を除く。
せん断壁	せん断破壊が曲げ降伏より先行する壁
極脆性柱	h_0/D が 2 以下 (極短柱) で、かつ、せん断破壊が曲げ降伏より先行する柱。

i) 靱性型保有性能基本指標

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} \sqrt{E_1^2 + E_2^2 + E_3^2} \tag{4-7}$$

$$E_1 : C_1 \cdot F_1 \qquad E_2 : C_2 \cdot F_2 \qquad E_3 : C_3 \cdot F_3$$

$C_1 \sim C_3$: 第1～第3グループのC指標

$F_1 \sim F_3$: 第1～第3グループのF指標

注 ; F指標は第1が最小, 第2が中間, 第3が最大となる。

ii) 強度型保有性能基本指標

(4-7)式による算定では、終局強度算定の基準とする靱性指標 F 値を第1グループとして、第1グループよりも靱性指標 F の大きい鉛直部材のみの強度の寄与分を考慮する。第1グループの F

値は、構造物の終局限界の F 値以下で、(5-7)式による E_0 が最大になる F 値としてよい。第2グループ以下の強度寄与係数 α_j は、各部材の降伏変形角、柱内のり寸法などが水平力と層間変形角の関係に与える影響を考慮して算定する。特に検討しない場合は表 5.3 の値による。強度寄与係数が異なる鉛直部材を同じグループにする場合は、そのグループで最小の強度寄与係数を用いる。

$$E_0 = \frac{n+1}{n+i} \left(C_1 + \sum_j \alpha_j C_j \right) F_1 \tag{4-8}$$

α_j : 第1グループの終局強度時変形 (R_1) における第 j グループの強度寄与係数で、表 4.3 および表 4.3 の注によることができる。

表 4.3 強度寄与係数

第1グループの累加点 $F_1=0.8$ (変形 $R_1=R_{500}=1/500$) のとき		
	F_1	$F_1=0.8$
	R_1	$R_1=R_{500}$
第2グループ以下	せん断($R_{su}=R_{250}$)	α_s
	せん断($R_{250} < R_{su}$)	α_s
	曲げ($R_{my}=R_{250}$)	0.65
	曲げ($R_{250} < R_{my} < R_{150}$)	α_m
	曲げ($R_{my}=R_{150}$)	0.51.

第1グループの累加点 $F_1 \geq 1.0$ (変形 $R_1 \geq R_{250}=1/250$) のとき				
	F_1	$F_1=1.0$	$1.0 < F_1 < 1.27$	$1.27 \leq F_1$
	R_1	R_{250}	$R_{250} < R_1 < R_{150}$	$R_{150} \leq R_1$
第2グループ以下	せん断($R_{su}=R_{250}$)	1.0	0.0	0.0
	せん断($R_1 < R_{su}$)	α_s	α_s	0.0
	曲げ($R_{my} < R_1$)	1.0	1.0	1.0
	曲げ($R_1 < R_{my}$)	α_m	α_m	1.0
	曲げ($R_{my}=R_{150}$)	0.72	α_m	1.0

(表 4.3 の注)

α_s : せん断柱の強度寄与係数で以下による。ただし、 $\alpha_s \leq 1$ とする。

$$\alpha_s = Q_{(F1)} / Q_{su} = \alpha_m Q_{mu} / Q_{su}$$

α_m : 曲げ柱の強度寄与係数で以下による。

$$\alpha_m = Q_{(F1)} / Q_{mu} = 0.3 + 0.7 \times R_1 / R_{my}$$

R_{my} : 曲げ降伏時の層間変形角

R_{su} : せん断強度時の層間変形角

$Q_{(F1)}$: 第2グループ以下の柱の R_1 でのせん断力

Q_{su} : 第2グループ以下の柱のせん断強度

Q_{mu} : 第2グループ以下の柱の曲げ強度時せん断力

4.5 強度指標 C

強度指標 C (保有せん断力係数) とは、建物を構成する鉛直部材の終局強度をせん断力係数の形で表した指標のことであり、地震力に対する建物の強度を表す無次元化された値である。

(1) 第1次診断法：壁および柱の断面積のみを用いて C を次のように略算する。

$$C_W = \frac{\tau_{W1} \cdot A_{W1} + \tau_{W2} \cdot A_{W2} + \tau_{W3} \cdot A_{W3}}{\sum W} \cdot \beta_C \quad \dots (4-9)$$

$$C_C = \frac{\tau_C \cdot A_C}{\sum W} \cdot \beta_C \quad \dots (4-10)$$

$$C_{SC} = \frac{\tau_{SC} \cdot A_{SC}}{\sum W} \cdot \beta_C \quad \dots (4-11)$$

$$\left. \begin{aligned} \beta_C &= \frac{F_C}{20} & F_C \leq 20 \\ \beta_C &= \sqrt{\frac{F_C}{20}} & F_C > 20 \end{aligned} \right\} \quad \dots (4-12)$$

- ここに、
- C_W : 壁の強度指標
 - C_C : 柱の強度指標
 - C_{SC} : 極短柱の強度指標
 - τ_{W1} : 壁の終局時平均せん断応力度 (両側柱付壁) 3N/mm^2 としてよい
 - τ_{W2} : 壁の終局時平均せん断応力度 (柱型付壁) 2N/mm^2 としてよい。
 - τ_{W3} : 壁の終局時平均せん断応力度 (柱なし) 1N/mm^2 としてよい。
 - τ_C : 柱の終局時平均せん断応力度 1N/mm^2 としてよい。
ただし、 h_0/D が 6 以上の場合には、 0.7N/mm^2 とする。
 - τ_{SC} : 極短柱の終局時平均せん断応力度 1.5N/mm^2 としてよい。
 - A_{W1} : その階の対象とする方向に有効な壁断面積の総和 (両側柱付壁) (mm^2)
 - A_{W2} : " " (mm^2)
 - A_{W3} : " " (mm^2)
 - A_C : その階の独立柱の断面積の総和(mm^2)
両側柱付壁及び柱型付壁の柱は A_C に導入しない。
 - A_{SC} : その階の極短柱の断面積の総和(mm^2)
 - $\sum A_f$: その階より上の床面積の総和(mm^2)
 - $\sum A_f$: その階より上の建物全重量(建物自重+地震用積載荷重)で、略算的に
単位床面積重量を 12kN/mm^2 として計算してよい。
 - F_C : コンクリート圧縮強度(N/mm^2)、特別に調査を行わないときは設計基準強度としてよいが、 $F_C \leq 20\text{N/mm}^2$ とする。

(2) 第2次診断法

第2次診断用強度指標は次の方針で算定する。第2次診断法においては、原則として梁は十分強いと仮定し、鉛直部材（柱および壁）の水平力に対する終局強度より強度指標 C を算定する。各鉛直部材のせん断終局強度 Q_{su} 及び曲げ終局時のせん断力 Q_{mu} を求め、両者を比較することにより、破壊形式を表4.2の分類にしたがって定める。この際、せん断終局強度 Q_{su} ならびに曲げ終局強度 M_u の算定には、公表されている適合性の良い式を用いてよい。また、せん断終局強度および曲げ終局時のせん断力 Q_{mu} の算定における反曲点高さは、特別な検討しない場合は(b)項による。

(a) 部材終局強度の算定

部材の曲げ終局強度 M_u 及びせん断終局強度 Q_{su} の算定において、 Q_{su} については下限に近い値が、 M_u については平均的な値が得られる算定式を用いる。特別な検討をしない場合には、付則の算定式を用いてよい。終局強度の算定では、コンクリート強度(F_c)には設計基準強度を、鋼材の降伏点強度としては丸鋼については 295N/mm^2 、異形鉄筋については(規格降伏点強度+ 49N/mm^2)をそれぞれ用いてよい。ただし、予備調査により著しい老朽化が観察される場合、あるいは精密調査により材料強度に関するデータが得られている場合などには、実情に応じた数値を用いる。

(b) 破壊形式及び終局保有せん断力の算定

鉛直部材の脚部の曲げ終局強度 M_u におけるせん断力 Q_{mu} ($=M_u/h$)及びせん断強度 Q_{su} の算定では、特別な検討をしない場合、算定上の反曲点高さ($=M/Q$)を以下の式で算定する。鉛直部材の保有せん断力 Q_u は Q_{mu} と Q_{su} の小さいほうとする。

(i) 柱の場合： $h_{C0} = h_0/2$ 、ここで、 h_0 は柱の内法高さである。ただし、柱上下の終局モーメントが異なる場合は、 $h_{C0} = h_0 \cdot M_B / (M_T + M_B)$ とする。ここで、 M_T 、 M_B はそれぞれ柱頭、柱脚の曲げ終局強度である。

(ii) 両側柱付き壁の場合： $h_{W0} = h_w/2$ 、ここで、 h_w は算定階の床レベルより連層として扱う壁の上部までの高さ。ただし、最上層(1層の場合を含む)では、 $h_{W0} = h_w$ とする。

(iii) そで壁付き柱または柱型付き壁の場合：

$$h_{CW0} = h_{C0} + (h_{W0} - h_{C0}) \cdot \frac{L_w}{L} \quad (0 < L_w < L - D_C) \quad \dots (4-13)$$

$$= h_{W0} \quad (L_w \geq L - D_C)$$

ここで、 L_w : そで壁長さ (両側にそで壁つく場合は合計の長さ)

D_C : 柱せい

L : 標準スパン長さ (長い方のそで壁があるスパンの長さとしてよい)

h_{C0} : 柱として算定される反曲点高さ

h_{W0} : 両側柱付き壁として算定される反曲点高さ

なお、柱型がない連層の壁(長さ L)では、対象建物の標準的な柱せいを想定して、

$L_w = L - 2D_C$ ($L_w \geq 0$)として(4-13)式を準用してよい。

(c) 強度指標の算出

各部材の強度指標 C は(5-14)式より算定する。

$$C = \frac{Q_u}{\Sigma W} \quad (4-14)$$

ここで、 ΣW はその階より上の建物全重量で、地震用積載荷重を含んだものである。

4.6 靱性指標 F

(1) 靱性指標 F の算定法

各部材の靱性指標 F は、診断の次数、部材の破壊形式と変形能力、および地震応答を勘定して定める。靱性指標の基準の値はせん断破壊が他の破壊に先行する壁の靱性指標とし、この基準値に対する相対的な値として他の部材の靱性指標を求める。

(2) 第1次診断法用靱性指標

表 4.1 に示した鉛直部材の分類に従い、表 4.4 の値を用いる。

表 4.4 第1次診断用靱性指標

名称	靱性指標 F
柱 ($h_0/D > 2$)	1.0
極短柱 ($h_0/D \leq 2$)	0.8
壁	1.0

(3) 第2次診断法用靱性指標

表 4.2 に示した鉛直部材の分類に従い以下の値を用いる。ただし、片側または両側にそで壁が付帯している柱は (f) 項の規定により別途定めてよい。

(a) せん断壁

靱性指標は 1.0 とする。

(b) 曲げ壁

靱性指標 F は曲げ強度時せん断力に対するせん断強度の余裕度に基づいて(5-15)式で求める。

$$\left. \begin{aligned} & {}_w Q_{su} / {}_w Q_{mu} = 1.0 \text{ の場合} : F = 1.0 \\ & {}_w Q_{su} / {}_w Q_{mu} \geq 1.3 \text{ の場合} : F = 2.0 \text{ (両側柱付壁でない場合は } F = 1.5) \\ & \text{中間の場合} : \text{線形補間する。} \end{aligned} \right\} \quad (4-15)$$

ここで、 ${}_w Q_{su}$: 壁のせん断終局強度で、原則として算定式による。

${}_w Q_{mu}$: 壁の曲げ終局時せん断力で、算定式による。

(c) せん断柱

靱性指標 F はせん断終局時の層間変形角に基づいて(5-16)式で求める。

$$F = 1.0 + 0.27 \frac{R_{su} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \quad (4-16)$$

ここで、 R_y : 層の降伏変形角で、原則として $R_y=1/150$ とする。
 R_{250} : 基準となる層間変形角で $1/250$
 R_{su} : 部材のせん断終局層間変形角で、後述する 4.7 の R_{su} の算定式
 (4-28)式による。

(d) 曲げ柱

靱性指標 F は曲げ終局時の層間変形角にもとづいて(5-17)式または(5-18)式で求める。

(i) $R_{mu} < R_y$ の場合

$$F = 1.0 + 0.27 \frac{R_{mu} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \quad (4-17)$$

(ii) $R_{mu} \geq R_y$ の場合

$$F = \frac{\sqrt{2R_{mu} / R_y - 1}}{0.75 \cdot (1 + 0.05R_{mu} / R_y)} \quad \text{かつ } F \leq 3.2 \quad (4-18)$$

ここで、 R_y : 層の降伏変形角。原則として $R_y=1/150$ とする。
 R_{250} : 基準となる層間変形角で $1/250$
 R_{mu} : 部材の曲げ終局層間変形角で、後述する 5.7 の R_{mu} の算定式
 (4-19)式による。

(e) 極脆性柱

靱性指標 F は 0.8 とする。

(f) 片側及び両側にそで壁が付帯している柱

片側及び両側にそで壁が付帯している柱は、付則 3 にしたがって次の 3 種類の部材に分類して扱い、分類に応じて以下のように靱性指標を定める。

(i) 壁 (柱型付壁, 片側柱付壁)

(a)項及び(b)項による。

(ii) そで壁付柱

柱内法高さ h_0 と梁下端から床までの柱内法標準寸法 H_0 の比に応じて下記のように靱性指標を定める。

$h_0 / H_0 > 0.75$ の場合 : 原則として靱性指標は 1.0 とする。ただし、曲げ降伏が先行する場合、靱性指標を(b)項に従って定めてよい。

$h_0 / H_0 \leq 0.75$ の場合 : 原則として靱性指標は 0.8 とする。ただし、曲げ降伏が先行する場合、靱性指標を 1.0 とする。

(iii) 一般の柱

(c)~(e)項に従う。ただし、曲げ柱の靱性指標は、原則として、付則 1.2(2)による塑性変形角 $c R_{mp}$ を 50%に低減し、かつ最大値を $1/150$ として算定する。

(a) 柱の終局変形

(1) 柱の曲げ終局時層間変形角 R_{mu}

柱の曲げ終局時層間変形角 R_{mu} は次の(4-18)式と(4-19)式とで求める。

$$R_{mu} = (h_0 / H_0) \cdot {}_c R_{mu} \geq R_{250} \quad (4-18)$$

ただし、 $h_0 / H_0 > 1.0$ のときは $h_0 / H_0 = 1.0$ とする。

$${}_c R_{mu} = {}_c R_{my} + {}_c R_{mp} \leq {}_c R_{30} \quad (4-19)$$

- ここで、
- h_0 : 柱の内り高さ
 - H_0 : 梁下から床上までの柱内り標準寸法
 - ${}_c R_{my}$: 柱の降伏変形角(柱内り)で算定式による。
 - ${}_c R_{mu}$: 柱の終局変形角(柱内り)
 - ${}_c R_{mp}$: 柱の塑性変形角(柱内り)で(2)で定める。
 - ${}_c R_{30}$: 基準となる変形角(柱内り)で 1/30
 - R_{250} : 基準となる層間変形角で 1/250

ただし、 ${}_c R_{mu}$ は(3)で定める上限値 ${}_c R_{max}$ を超えてはならない。

(2) 柱の曲げ塑性変形角 ${}_c R_{mp}$

原則として下式で求める。

$${}_c R_{mp} = 10({}_c Q_{su} / {}_c Q_{mu} - q) \cdot {}_c R_{my} \geq 0 \quad (4-20)$$

$$\left. \begin{array}{l} q = 1.0 \quad s \leq 100\text{mm} \text{のとき} \\ q = 1.1 \quad s > 100\text{mm} \text{のとき} \end{array} \right\} \quad (4-21)$$

- ここで、
- ${}_c Q_{su}$: 柱のせん断終局強度で原則として(4-19)式による。
 - ${}_c Q_{mu}$: 柱の曲げ終局時せん断力。ただし、釣り合い軸力以上の圧縮軸力を受ける場合は、最も不利な軸力に対する曲げ終局時せん断力とする。
 - s : 帯筋間隔

(3) 柱の曲げ終局変形角の上限 ${}_c R_{max}$

柱の曲げ終局変形角の上限 ${}_c R_{max}$ は原則として以下の式で求める。

$${}_c R_{max} = \min \{ {}_c R_{max(n)}, {}_c R_{max(s)}, {}_c R_{max(t)}, {}_c R_{max(b)}, {}_c R_{max(h)} \} \quad (4-22)$$

・ ${}_c R_{max(n)}$: 軸力による曲げ終局変形角の上限

$$\left. \begin{array}{l} \eta > \eta_H \text{のとき,} \\ {}_c R_{max(n)} = {}_c R_{250} \\ \text{上記以外の場合,} \\ \eta' = (\eta - \eta_L) / (\eta_H - \eta_L) \\ \eta = N_s / (b \cdot D \cdot F_c) \end{array} \right\} \quad (4-23)$$

ここで、 $s \leq 100\text{mm}$ のとき、 $\eta_L = 0.25$ 、 $\eta_H = 0.5$
 $s > 100\text{mm}$ のとき、 $\eta_L = 0.2$ 、 $\eta_H = 0.4$

• ${}_c R_{\max(s)}$: せん断応力による曲げ終局変形角の上限
 $c\tau_u / F_C > 0.2$ のとき, ${}_c R_{\max(s)} = {}_c R_{250}$
 上記以外 のとき, ${}_c R_{\max(s)} = {}_c R_{30}$ } (4-24)

• ${}_c R_{\max(t)}$: 引張鉄筋比による曲げ終局変形角の上限
 $p_t > 1.0\%$ のとき, ${}_c R_{\max(t)} = {}_c R_{250}$
 上記以外 のとき, ${}_c R_{\max(t)} = {}_c R_{30}$ } (4-25)

• ${}_c R_{\max(b)}$: 帯筋間隔による曲げ終局変形角の上限
 $S/d_b > 8$ のとき, ${}_c R_{\max(b)} = {}_c R_{50}$
 上記以外 のとき, ${}_c R_{\max(b)} = {}_c R_{30}$ } (4-26)

• ${}_c R_{\max(h)}$: 内のり高さによる曲げ終局変形角の上限
 $h_0 / D \leq 2$ のとき, ${}_c R_{\max(h)} = {}_c R_{250}$
 上記以外 のとき, ${}_c R_{\max(h)} = {}_c R_{30}$ } (4-27)

- ここで、
- b : 柱幅
 - D : 柱せい
 - h_0 : 柱の内のり高さ
 - F_C : コンクリート強度
 - N_s : 地震時軸方向力
 - $c\tau_u$: 柱の終局時せん断応力度 = $\min \{ {}_c Q_{mu} / (b \cdot j), {}_c Q_{su} / (b \cdot j) \}$
 - ${}_c Q_{mu}$: 柱の曲げ終局時せん断力
 - ${}_c Q_{su}$: 柱のせん断終局強度で(5-19)式による。
 - j : 応力中心間距離で $0.8D$ としてよい
 - p_t : 引張鉄筋比
 - S : 帯筋間隔
 - d_b : 主筋径
 - ${}_c R_{250}$: 基準となる変形角(柱内のり)で 1/250
 - ${}_c R_{50}$: 基準となる変形角(柱内のり)で 1/50
 - ${}_c R_{30}$: 基準となる変形角(柱内のり)で 1/30

ただし、柱を耐震補強した場合など、せん断補強筋が十分にある場合は、調査・研究に基づいて上限 ${}_c R_{\max}$ を大きくしてよい。

(4) せん断柱の終局時層間変形角 R_{su}

せん断柱の終局時層間変形角 R_{su} は(5-28)式で求める。

$$\left. \begin{aligned} &{}_c \alpha \cdot {}_c Q_{mu} < {}_c Q_{su} \text{ のとき : } R_{su} = \frac{{}_c Q_{su} / {}_c Q_{mu} - 0.3}{0.7} \cdot R_{my} \geq R_{250} \\ &{}_c \alpha \cdot {}_c Q_{mu} \geq {}_c Q_{su} \text{ のとき : } R_{su} = R_{250} \end{aligned} \right\} (4-28)$$

ここで、 ${}_c Q_{su}$: 柱のせん断強度式で(5-19)式による。
 ${}_c Q_{mu}$: 柱の曲げ終局時せん弾力
 ${}_c \alpha$: 柱の強度寄与係数で、下式による。
 ${}_c \alpha = 0.3 + 0.7(R_{250} / R_{my})$
 R_{my} : 曲げ降伏層間変形角で、(b)の(5-29)式による。
 R_{su} : 基準となる層間変形角で 1/250

(b) 柱の曲げ降伏変形

(1) 一般の柱

一般の柱の曲げ降伏層間変形角 R_{my} は次の(5-29)式と(5-30)式で求める。

$$R_{my} = (h_0 / H_0) \cdot {}_c R_{my} \geq R_{250} \tag{4-29}$$

ただし、 $h_0 / H_0 > 1.0$ のときは $h_0 / H_0 = 1.0$ とする。

$$\left. \begin{aligned} {}_c R_{my} &= {}_c R_{150} && h_0 / D \geq 3.0 \text{ のとき} \\ &= {}_c R_{250} && h_0 / D \leq 2.0 \text{ のとき} \end{aligned} \right\} \tag{4-30}$$

中間は線形補間する。

ここで、 h_0 : 柱の内りの高さ
 H_0 : 梁下から床上までの柱内りの標準寸法。
 D : 柱せい
 ${}_c R_{150}$: 基準となる変形角(柱内りのり)で 1/150
 ${}_c R_{250}$: 基準となる変形角(柱内りのり)で 1/250
 R_{250} : 基準となる層間変形角で 1/250
 ${}_c R_{my}$: 柱の曲げ降伏部材角(柱内りのり)

ただし、 ${}_c R_{my}$ は(5-22)式で定める上限値 ${}_c R_{max}$ を超えた値としてはならない。

(2) そで壁付柱

曲げ降伏層間変形角 R_{my} は(5-29)式と(5-30)式とで求める。ただし、(5-30)式中の D を次の D' に置き換える。

$$\left. \begin{aligned} &h_0 / D \leq 4.0 \text{ のとき,} \\ &D' = D \cdot \{1 + L_w / L\} && 0 < L_w < L - D \text{ のとき} \\ &= 2D && L_w \geq L - D \text{ のとき} \end{aligned} \right\} \tag{4-31}$$

$$\left. \begin{aligned} &h_0 / D > 4.0 \text{ のとき,} \\ &D' = D \cdot \left(1 + \frac{L_w}{L} \cdot \frac{h_0 / D - 2}{2}\right) && 0 < L_w < L - D \text{ のとき} \\ &= h_0 / 2 && L_w \geq L - D \text{ のとき} \end{aligned} \right\} \tag{4-32}$$

ここで、 L_w : 壁長さ
 L : スパン長

4.7 付則

柱の強度

(1) 基本仮定

- (a) 本項の規定は、壁が取り付かない独立柱および壁が取り付かない方向に曲げを受けるので壁付柱について、そで壁を無視して終局強度および陣形指標を算定する場合に適用する。
- (b) 柱の曲げ終局強度およびせん断強度の算定に用いる材料強度は、コンクリート強度 (F_C) としては設計基準強度を、鋼材の降伏点強度としては、丸鋼については 295N/mm^2 を、異形鉄筋にては規格降伏点強度に 49N/mm^2 を加算した値を、それぞれ用いて良い。ただし、予備調査によりコンクリートのコア採取による圧縮試験、および、鉄筋の抜き取り検査を実施している場合には、この調査結果を用いて強度計算用の材料強度を定めても良い。
- (c) 柱の曲げ終局強度およびせん断終局強度の算定に用いる柱軸力は、架構にせん断または曲げ降伏メカニズムが形成される時に生じる柱軸力に相当する値を考慮することを原則とする。ただし、6階以下の低層建物の柱で、かつ連層壁下階の壁抜け柱等の特殊な柱でない場合は、第2次診断においては地震時の変動軸力を考慮しなくてもよい。

(2) 曲げ終局強度の算定

- (a) 柱の曲げ終局強度は(付 1.1 - 1)式により算定する。

$$N_{\max} \geq N > 0.4b \cdot D \cdot F_C \quad \text{のとき}$$

$$M_u = \left\{ 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_C \left(\frac{N_{\max} - N}{N_{\max} - 0.4b \cdot D \cdot F_C} \right) \right\}$$

$$0.4b \cdot D \cdot F_C \geq N > 0 \quad \text{のとき}$$

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_C} \right)$$

$$0 \geq N > N_{\min} \quad \text{のとき}$$

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_t \cdot D + 0.4N \cdot D \quad (\text{N} \cdot \text{mm})$$

(付 1.1 - 1)

ここで、 N_{\max} : 中心圧縮終局強度 $= b \cdot D \cdot F_C + a_g \cdot \sigma_y$ (N)

N_{\min} : 中心引張時終局強度 $= -a_g \cdot \sigma_y$ (N)

N : 柱軸方向力 (N)

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm^2)

a_g : 柱鉄筋全断面積 (mm^2)

b : 柱断面幅 (mm)

D : 柱断面せい (mm)

σ_y : 鉄筋降伏点強度 (N/mm^2)

F_C : コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)

(3) せん断終局強度の算定

(a) 柱のせん断終局強度は、(付 1.1 - 2)式により算定する。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + F_C)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot s \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (\text{付 1.1 - 2})$$

- ここで、
- p_t : 引張鉄筋比 (%)
 - p_w : せん断補強筋比 $p_w \geq 0.012$ のときは、 $p_w = 0.012$ とする。
 - $s \sigma_{wy}$: せん断補強筋の降伏点強度 (N/mm^2)
 - σ_0 : 柱軸方向応力度 (N/mm^2)
 - d : 柱有効せい $D - 50\text{mm}$ としてよい。
 - $\frac{M}{Q}$: $\frac{h_0}{2}$ としてよい。 h_0 は柱内法高さ
 - j : 応力中心間距離 $0.8D$ としてよい。

(b) (付 1.1 - 2)式の適用に当たって $M/(Q \cdot d)$ が 1 以下のときはこれを 1 とし、3 以上のときは 3 とする。また、 $\sigma_0 > 8 \text{ N/mm}^2$ のときは $\sigma_0 = 8 \text{ N/mm}^2$ とする。

4.8 対象建物の診断結果

中越地震被災前の耐震診断結果を X (桁行き) 方向と Y (梁間) 方向別に表 4.5(a)(b)に示す。耐震診断は、2001 年改訂版耐震診断基準¹⁾により第2次診断を行っているが、この表の I_s 値は地域係数 $Z = 0.9$ で除した値となっていることに注意を要する。耐震診断の結果を学校建物の構造耐震判定指標 $I_{so} = 0.7$ を用いて必要な耐震性能を有していたかを判断すると、表 4.5(a)の X 方向診断では 1, 2 階の I_s 値が I_{so} 値を下回っており、被災前の建物の耐震性能が十分ではなかったとの判断になる。表 4.5(b)の Y 方向診断では全階で I_s 値が I_{so} 値を上回っており、十分な耐震性能を有していたと判定できる。

また、図 4.1 に耐震診断による中越地震被災前の 1 階柱の F 値および破壊形式を示す。ほとんどの柱がせん断破壊柱となっている。耐震診断は安全側に条件を設定して評価するものであるが、今回の耐震診断結果による実被害の柱の破壊形式の評価は妥当であった。

表 4.5 中越地震被災前の診断値

(a) X 方向正加力

診断	2 次		構造耐震判定指標	$I_{so} = 0.7, C_{T0} \times S_D \geq 0.3, E_0 = E_0 \times T/G, I_s = E_0 / (1/S_D \times Z \times R_t)$							
	C	F		破壊形式	E_0'	T/G	E_0	$1/S_D$	$Z \times R_t$	I_s	$C_{T0} \times S_D$
3	0.80	1.75	CB	1.05	1.0	1.05	1/0.975	0.9	1.14	0.65	OK
2	0.46	1.27	CB	0.51	1.0	0.51	1/0.975	0.9	0.55	0.43	NG
1	0.47	1.00	CB,CS,WS	0.47	1.0	0.47	1/0.975	0.9	0.51	0.51	NG

(b) Y 方向正加力

診断	2 次		構造耐震判定指標	$I_{so} = 0.7, C_{T0} \times S_D \geq 0.3, E_0 = E_0 \times T/G, I_s = E_0 / (1/S_D \times Z \times R_t)$							
	C	F		破壊形式	E_0'	T/G	E_0	$1/S_D$	$Z \times R_t$	I_s	$C_{T0} \times S_D$
3	1.74	1.00	CB,WS	1.26	1.0	1.26	1/0.975	0.9	1.37	1.37	OK
2	0.81	1.00	CB,WS	0.69	1.0	0.69	1/0.975	0.9	0.75	0.75	OK
1	0.69	1.00	CB,CS,WB,WS,WCB	0.69	1.0	0.69	1/0.975	0.9	0.75	0.75	OK

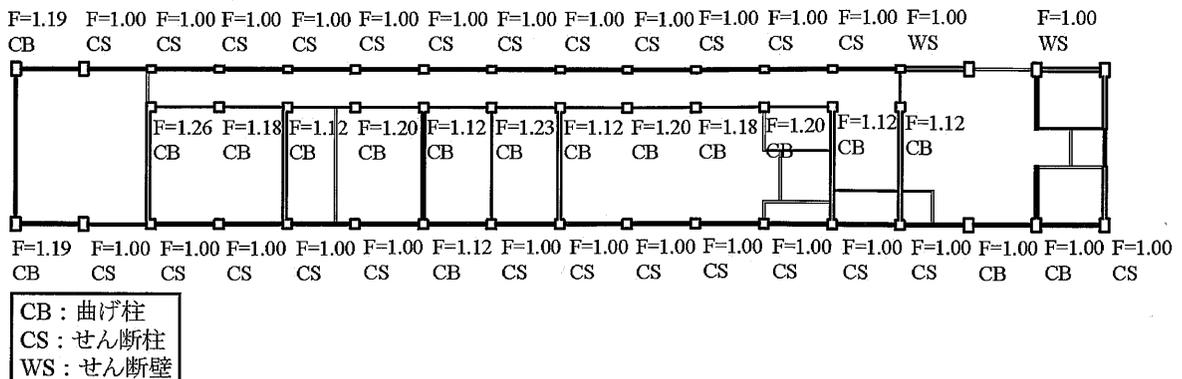


図 4.1 中越地震被災前の 1 階柱 F 値および破壊形式 (X 方向正加力)

4.9 対象建物の耐震補強

対象建物の被災度は、中越地震で1, 2階が小破, 中越沖地震では1, 2階が中破であった。さらに、耐震診断によって桁行方向1, 2階の耐震性能が十分ではなかったことがわかった。以上のことより、中越地震被災後は損傷が軽微であったため、補修、耐震補強ともに実施していなかったが、中越沖地震の被災により補修及び耐震補強を実施した。

補修及び耐震補強工事の実施過程を写真4.1~4.12に示す。補修は損傷度Ⅲ以下の部材については、エポキシ樹脂注入によるひび割れ補修、損傷度Ⅳ以上の部材については、主筋溶接と帯筋取り付け後に、コンクリート打ち直しによる補修を行なっている。X(桁行き)方向の1, 2階では、補修の他にRC造耐震壁及び、鉄骨枠付きブレースを増設、Y(梁間)方向の1, 2階では、補修の他にRC造耐震壁を増設し、耐力向上による強度抵抗型の補強を目標として実施した。



写真4.1 1階柱 A-11 (はつり前)



写真4.2 1階柱 A-11 (はつり後)



写真4.3 1階柱 A-11 (主筋溶接)



写真4.4 1階柱 A-11 (帯筋取り付け)



写真4.5 1階柱 A-11 (コンクリート打ち直し)



写真4.6 1階柱 A-11 (補修後)



写真 4.7 桁行方向鉄骨ブレース増設



写真 4.8 桁行方向鉄骨ブレース増設(補強後)



写真 4.9 梁間方向 RC 造耐震壁増設



写真 4.10 梁間方向 RC 造耐震壁増設(補強後)



写真 4.11 南側外観写真(補強後)



写真 4.12 北側外観写真(補強後)

第5章 柱の崩壊形の検討

5.1 強度試験方法

対象建物の耐震改修時に採取した試験体を用いて、柱部材のコンクリート圧縮強度と鉄筋引張強度試験を行った。図5.1(a)(b)(c)に試験体採取位置、図5.2(a)(b)にコンクリートコアの採取位置を示す。この強度試験の目的としては、後述する柱の崩壊形の検討と地震応答解析を行う際に、コンクリート圧縮強度と鉄筋引張強度の基本値を決定するためのものである。

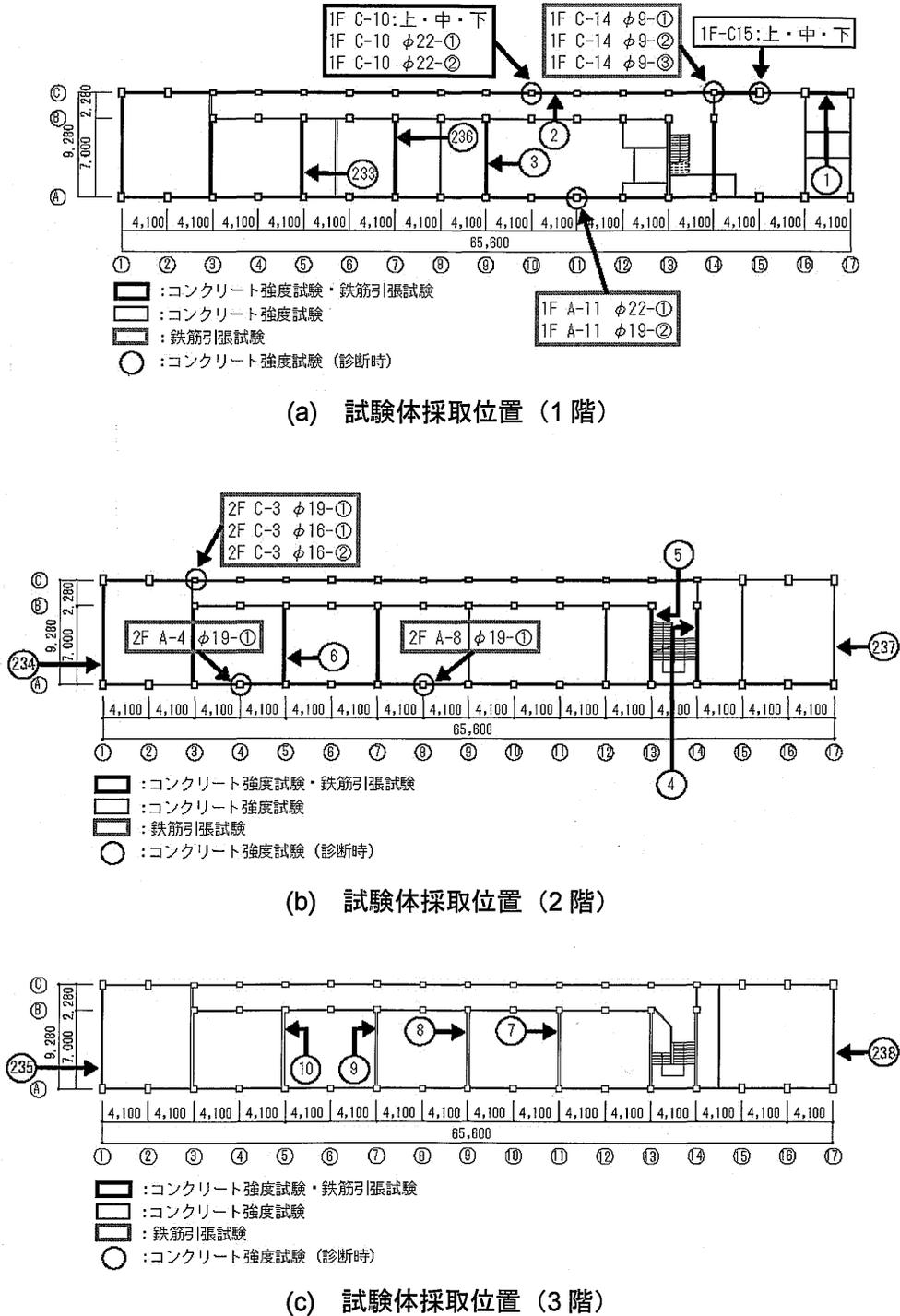
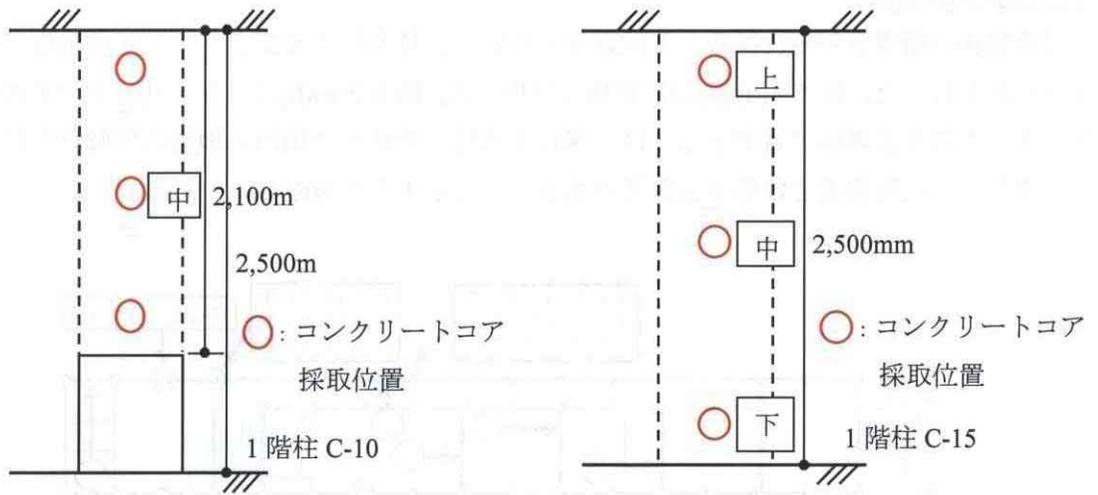


図5.1 試験体採取位置



(a) コンクリートコア採取位置 (1階柱 C-10) (b) コンクリートコア採取位置 (1階柱 C-15)

図 5.2 コンクリートコア採取位置

5.2 強度試験結果

表 5.1 にコンクリート圧縮強度試験結果，表 5.2 に鉄筋引張強度試験結果を示す。コンクリート強度に及ぼす柱の採取高さの影響は，今回ばらついており観察されなかった。

表 5.1 コンクリート圧縮強度試験結果

試験体名	直径 (mm)	高さ (mm)	質量 (g)	断面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	補正係数	圧縮強度 (N/mm ²)	平均圧縮強度 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	推定強度 (N/mm ²)
1F C-10 上	99.75	198	3751	7815	205	0.9992	26.2	32.7	7.6	28.9
1F C-10 中	99.75	204	3781	7815	240	1.00	30.7			
1F C-10 下	99.8	203	3770	7823	321	1.00	41.0			
1F C-15 上	99.8	195	3746	7823	390	0.996	49.7	45.9	11.9	33.4
1F C-15 中	99.5	174	3287	7776	475	0.98	59.9			
1F C-15 下	99.75	201	3804	7815	221	1.00	28.3			

表 5.2 鉄筋引張強度試験結果

試験体名	直径 (mm)	断面積 (mm ²)	降伏荷重 (kN)	降伏強度 (N/mm ²)	平均降伏強度 (N/mm ²)
1F A-11 φ 22-①	21.35	358	134	374	361
1F C-10 φ 22-①	21.3	356	132	370	
1F C-10 φ 22-②	21.325	357	121	339	
1F A-11 φ 19-②	18.375	265	84.8	320	326
2F A-8 φ 19-①	18.35	264	94.6	358	
2F A-4 φ 19-①	18.225	261	90	345	
2F C-3 φ 19-①	17.975	254	71.2	281	331
2F C-3 φ 16-①	15.375	186	62.2	335	
2F C-3 φ 16-②	15.525	189	62	328	
(1F C-14 φ 9-①)	(8.4)	(55)	(11.8)	(215)	339
1F C-14 φ 9-②	8.025	51	18.5	366	
1F C-14 φ 9-③	8.15	52	16.2	312	

注. φ9-①は降伏現象がみられなかったため平均降伏強度には用いていない。(屈曲しており大きく塑性変形していたと判断)

表 5.4 診断の破壊形式と実被害の関係 (1階A通り)

1階A通りX方向	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16	A17
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積ag (mm ²)	4561	4561	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	4561	4561	4561
主筋引張断面積at (mm ²)	1901	1901	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1901	1901	1901
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	800	800	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	800	800	800
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	297000	742000	668000	433000	634000	445000	647000	447000	547000	432000	533000	427000	539000	560000	638000	571000	1349000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	376925	490463	408875	351443	400755	354450	403867	354950	379687	351192	376257	349936	377728	382862	464606	447730	633129
柱のせん断終局強度Qsu (N)	494401	530001	401360	382560	398640	383520	399680	383680	391680	382480	390560	382080	391040	392720	521681	516321	578561
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.31	1.08	0.98	1.09	0.99	1.08	0.99	1.08	1.03	1.09	1.04	1.09	1.04	1.03	1.12	1.15	0.91
耐震診断による破壊形式	曲げ	曲げ	せん断	曲げ	せん断	曲げ	せん断	曲げ	せん断								
実被害	II B	II B	III B	II S	III B	II B	II B	III B	III S	II S	IV S	III S	I B	II S	I S	II B	II B

表 5.5 診断の破壊形式と実被害の関係 (1階B通り)

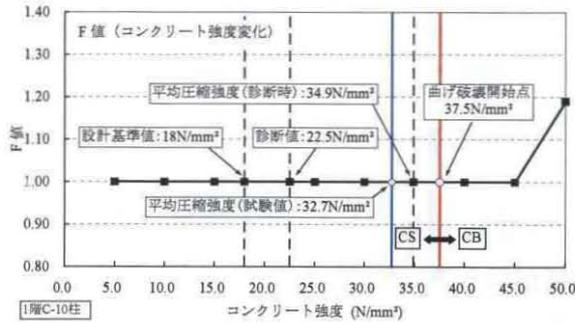
1階B通りX方向	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14
内法高さ ho (mm)	2820	2820	2820	2820	2820	2820	2820	2820	2820	2820	2820	2820
主筋全断面積ag (mm ²)	4561	4561	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608
主筋引張断面積at (mm ²)	1901	1901	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	407000	587000	560000	561000	562000	550000	544000	544000	541000	553000	637000	677000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	244610	276189	271533	271706	271879	269802	268761	268761	268240	270322	284734	291499
柱のせん断終局強度Qsu (N)	308763	323163	321003	321083	321163	320203	319723	319723	319483	320443	327163	330363
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.26	1.17	1.18	1.18	1.18	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.15	1.13
耐震診断による破壊形式	曲げ											
実被害	OB	OB	OB	II S	OB	OB	II B	I B	I B	OB	I B	I B

表 5.6 診断の破壊形式と実被害の関係 (1階C通り)

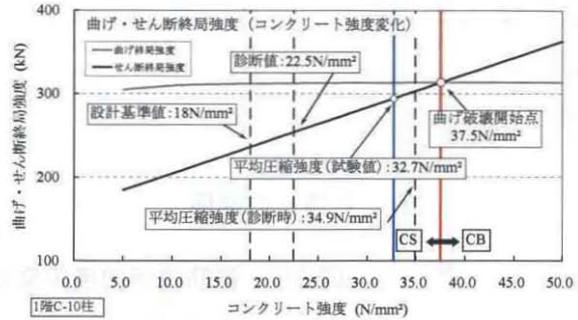
1階C通りX方向	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積ag (mm ²)	4561	4561	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608
主筋引張断面積at (mm ²)	1901	1901	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	800	800	400	400	400	500	500	400	400	400	400	400	400
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	300000	775000	327000	198000	214000	605000	431000	238000	264000	200000	248000	208000	262000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	377716	498581	323418	290532	294680	392762	350424	300865	307516	313328	303429	293126	307006
柱のせん断終局強度Qsu (N)	494641	532641	304815	294495	295775	373905	359985	297695	299775	303380	298495	295295	299615
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.31	1.07	0.94	1.01	1.00	0.95	1.03	0.99	0.97	0.97	0.98	1.01	0.98
耐震診断による破壊形式	曲げ	曲げ	せん断	曲げ	曲げ	せん断	曲げ	せん断	せん断	せん断	せん断	曲げ	せん断
実被害	II B	II S	III B	III S	II B	II S	II S	III S	II S	IV S	II S	III S	II S

5.4.2 1階 C-10 柱の検討結果

1階 C-10 柱の崩壊形の検討結果を図 5.4~5.8 に示す。グラフの横軸に各パラメータ、縦軸に F 値と曲げ終局強度及びせん断終局強度を示す。

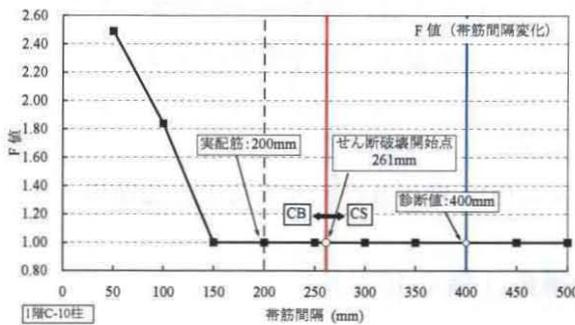


(a) F 値との関係

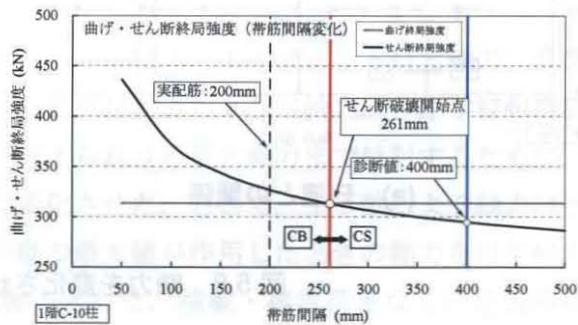


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

図 5.4 コンクリート強度を変化させた場合(1階 C-10 柱)

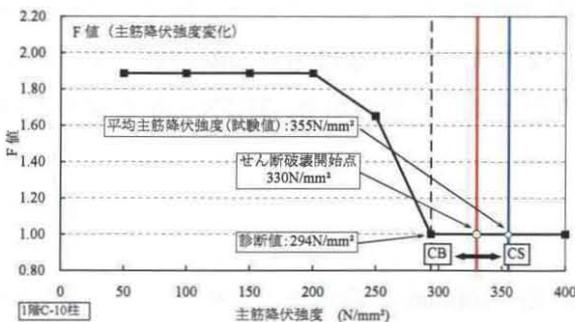


(a) F 値との関係

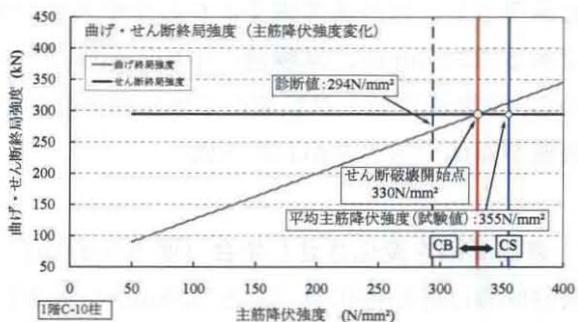


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

図 5.5 帯筋間隔を変化させた場合(1階 C-10 柱)

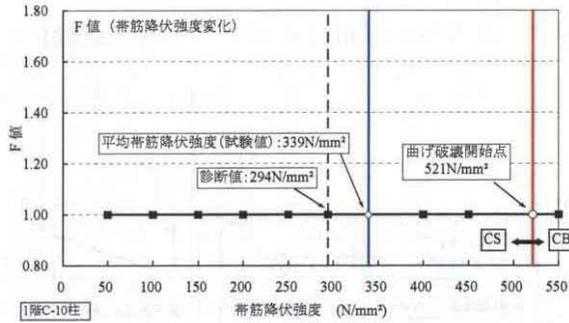


(a) F 値との関係

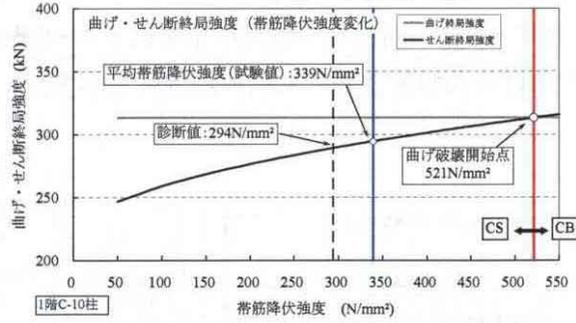


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

図 5.6 主筋降伏強度を変化させた場合(1階 C-10 柱)

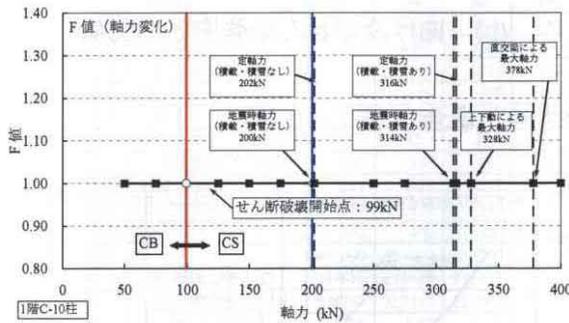


(a) F 値との関係

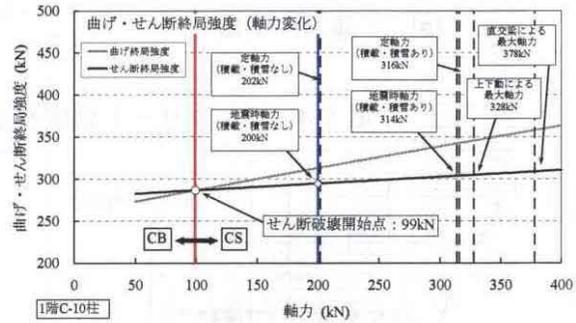


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

図 5.7 帯筋降伏強度を変化させた場合(1階 C-10 柱)



(a) F 値との関係



(b) 曲げ及びせん断強度との関係

図 5.8 軸力を変化させた場合(1階 C-10 柱)

(1) コンクリート強度を変化させた場合 (図 5.4(a)(b))

コンクリート強度は1階 C-10 柱の試験値である 32.7N/mm^2 を基準とし、 $5\sim 50\text{N/mm}^2$ まで変化させた。コンクリート強度の診断採用値である 22.5N/mm^2 は表 5.1 に示すとおり、3階のコア推定値を基準とし、設計基準強度よりもやや大きな値を採用している。コンクリート強度が診断採用値である 22.5N/mm^2 、試験値の平均圧縮強度である 32.7N/mm^2 のときにもせん断破壊となったことから、診断採用値と試験値の平均圧縮強度が妥当であったことがわかる。 37.5N/mm^2 となると曲げ破壊が開始することがわかった。

(2) 帯筋間隔を変化させた場合 (図 5.5(a)(b))

帯筋間隔は診断採用値である 400mm を基準とし、 $50\sim 500\text{mm}$ の範囲まで変化させた。帯筋間隔の場合は診断採用値である 400mm ではせん断破壊となり、 261mm 以下となると曲げ破壊となることがわかった。すなわち、実際の間隔である 200mm を用いると、計算と被害が異なることになり、 90° フックのために帯筋間隔を2倍にしたことの妥当性がわかる。

(3) 主筋降伏強度を変化させた場合 (図 5.6(a)(b))

主筋降伏強度は試験値である平均強度 355N/mm^2 を基準とし、 $50\sim 400\text{N/mm}^2$ まで変化させた。主筋降伏強度が診断採用値である 294N/mm^2 では柱の崩壊形は曲げ破壊となった。なお、診断採用値である 294N/mm^2 は、2001年改訂版耐震診断基準¹⁾に記載されている丸鋼の鉄筋降伏強度を用いている。主筋降伏強度の試験値である平均強度 355N/mm^2 ではせん断破壊となり、 330N/mm^2 以上となるとせん断破壊となることがわかった。よって、診断採用値である 294N/mm^2 を用いると、計算と被害が異なることになったが、試験値である平均強度 355N/mm^2 を用いると、実被害と一致するせん断破壊となり妥当であったことがわかる。

(4) 帯筋降伏強度を変化させた場合 (図 5.7(a)(b))

帯筋降伏強度は試験値である平均強度 339N/mm^2 を基準とし、 $50\sim 550\text{N/mm}^2$ まで変化させた。帯筋降伏強度が診断採用値である 294N/mm^2 、試験値の平均強度である 339N/mm^2 のときにもせん断破壊となったことから、診断採用値と試験値の平均強度が妥当であったことがわかる。 521N/mm^2 となると曲げ破壊が開始することがわかった。

(5) 軸力を変化させた場合 (図 5.8(a)(b))

軸力は積載・積雪荷重なしの地震時軸力を基準とし、定軸力、上下動による最大軸力、直交梁による最大軸力までの $50\sim 400\text{kN}$ まで増加させた。地震時軸力および定軸力は S 小学校耐震診断報告書に記載されている値を使用した。さらに、考えられうる最大軸力まで検討するために、上下動による最大軸力、直交梁による最大軸力まで変化させた。ここで、上下動による軸力はその柱が支える上部の建物重量に地震動のうちの上下動の最大値が作用したときの軸力を付加軸力とした。直交梁は直交方向のメカニズム時の付加軸力とした。積載・積雪荷重なしの地震時軸力 200kN 、定軸力 202kN ではせん断破壊となり、積載・積雪荷重ありの地震時軸力 314kN 、定軸力 316kN 、さらに上下動による最大軸力 328kN 、直交梁による最大軸力 378kN でもせん断破壊となった。 99kN 以上となるとせん断破壊となることがわかった。以上のことから、積載・積雪荷重なしの地震時軸力を基本値としたことの妥当性がわかる。

5.4.3 1階 A-11 柱の検討結果

1階 A-11 柱の崩壊形の検討結果を図 5.9~5.13 に示す。グラフの横軸に各パラメータ、縦軸に F 値と曲げ終局強度及びせん断終局強度を示す。

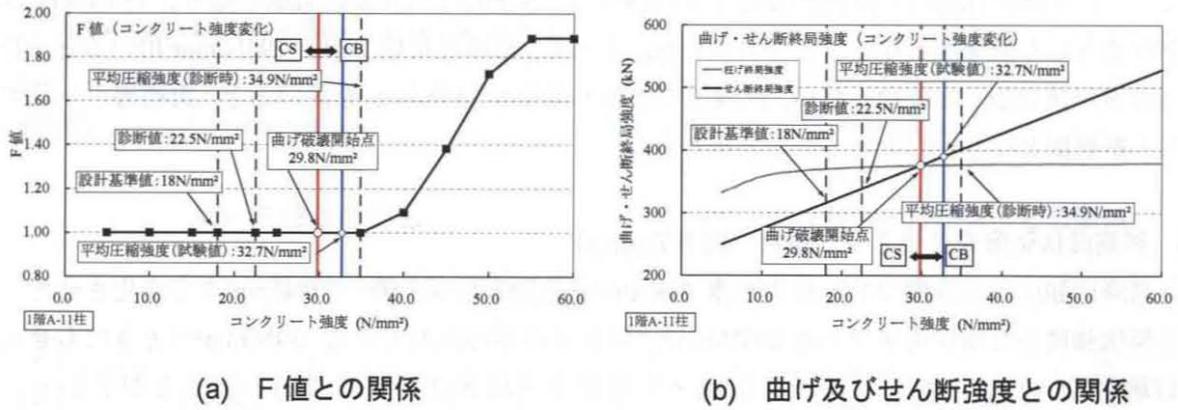


図 5.9 コンクリート強度を変化させた場合(1階 A-11 柱)

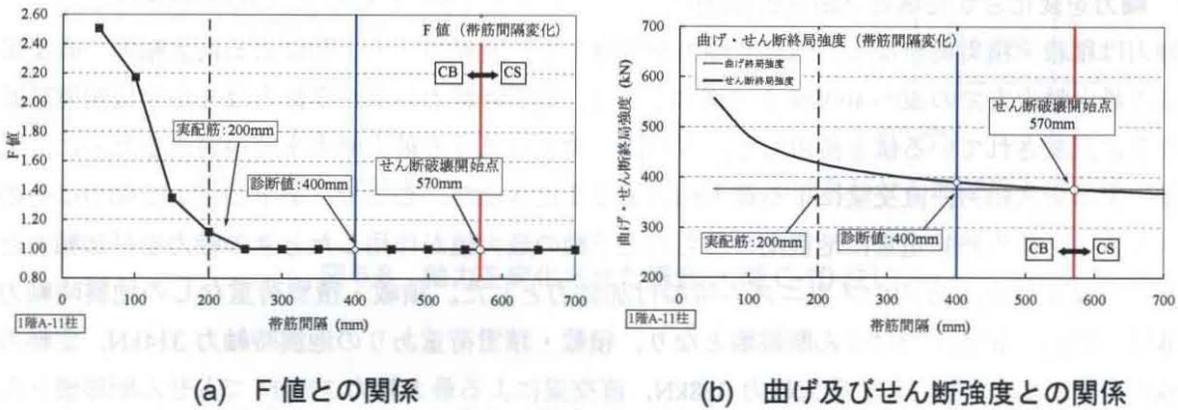


図 5.10 帯筋間隔を変化させた場合(1階 A-11 柱)

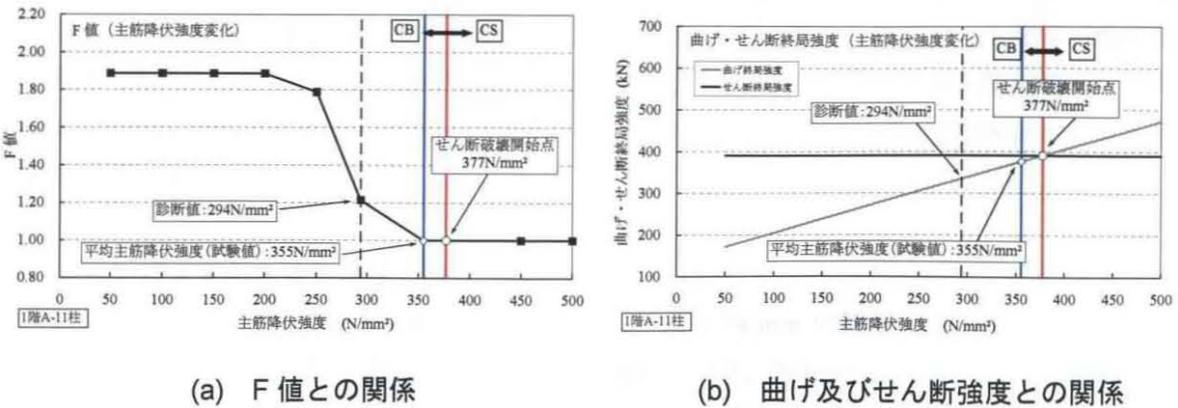


図 5.11 主筋降伏強度を変化させた場合(1階 A-11 柱)

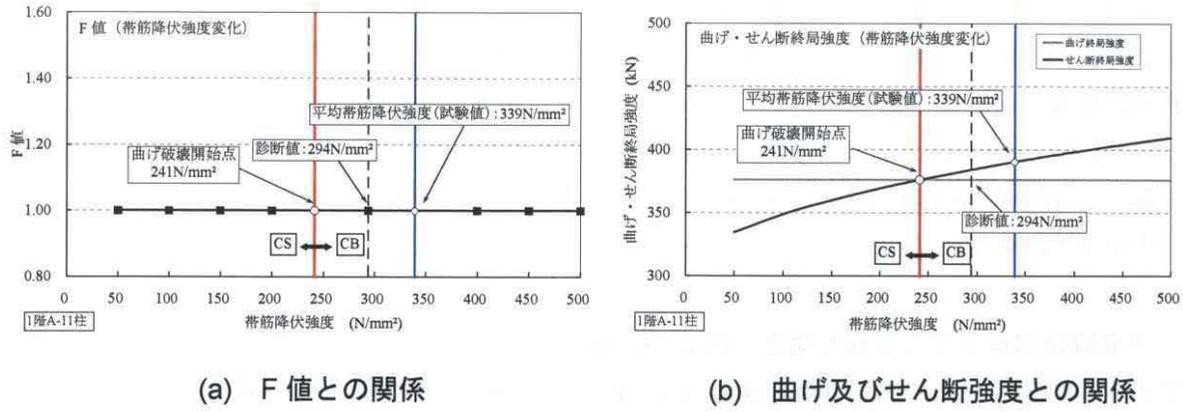


図 5.12 帯筋降伏強度を変化させた場合(1 階 A-11 柱)

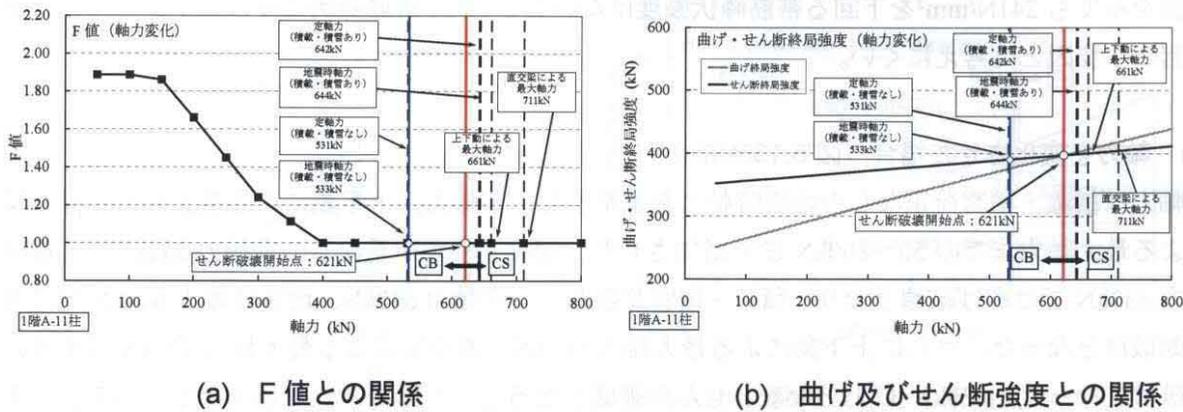


図 5.13 軸力を変化させた場合(1 階 A-11 柱)

(1) コンクリート強度を変化させた場合 (図 5.9(a)(b))

コンクリート強度は基本値である 32.7N/mm^2 を基準とし、 $5\sim 60\text{N/mm}^2$ まで変化させた。コンクリート平均圧縮強度である 32.7N/mm^2 では曲げ破壊であるが、 29.8N/mm^2 以下となるとせん断破壊となることがわかる。表 5.1 に示すように試験体によっては 29.8N/mm^2 を下回るコンクリート強度試験値も得られたため、コンクリート強度のばらつきによりせん断破壊となる可能性は十分に考えられる。

(2) 帯筋間隔を変化させた場合 (図 5.10(a)(b))

帯筋間隔は診断採用値である 400mm を基準とし、 $50\sim 700\text{mm}$ の範囲まで変化させた。帯筋間隔の場合は診断採用値である 400mm では曲げ破壊となり、 570mm 以上となるとせん断破壊となることがわかった。帯筋間隔が 570mm 以上となるとせん断破壊となるが、 90° フックであることを考慮しても実配筋 200mm の 3 倍程度とすることはあまり現実的でない。

(3) 主筋降伏強度を変化させた場合 (図 5.11(a)(b))

主筋降伏強度は試験値である平均強度 355N/mm²を基準とし、50~500N/mm²まで変化させた。主筋降伏強度が診断採用値である 294N/mm²のとき、試験値である平均強度 355N/mm²では曲げ破壊となり、377N/mm²以上となるとせん断破壊となることがわかった。表 5.2 の鉄筋引張強度試験値をみても 377N/mm²を越える主筋降伏強度はないことから、主筋降伏強度の増加がせん断破壊を起こす要因とは考えにくい。

(4) 帯筋降伏強度を変化させた場合 (図 5.12(a)(b))

帯筋降伏強度は試験値である平均強度 339N/mm²を基準とし、50~500N/mm²まで変化させた。帯筋降伏強度が診断採用値である 294N/mm²、試験値の平均強度である 339N/mm²のときには曲げ破壊となり、241N/mm²以下となるとせん断破壊となることがわかった。表 5.2 の鉄筋引張強度試験値をみても 241N/mm²を下回る帯筋降伏強度はないことから、帯筋降伏強度の低下がせん断破壊を起こす要因とは考えにくい。

(5) 軸力を変化させた場合 (図 5.13(a)(b))

軸力は積載・積雪荷重なしの地震時軸力を基準とし、定軸力、上下動による最大軸力、直交梁による最大軸力までの 50~800kN まで増加させた。積載・積雪荷重なしの定軸力 531kN、地震時軸力 533kN では曲げ破壊となり、積載・積雪荷重ありの定軸力 642kN、地震時軸力 644kN ではせん断破壊となった。さらに上下動による最大軸力 661kN、直交梁による最大軸力 711kN でもせん断破壊となった。621kN 以上となるとせん断破壊となることがわかった。以上のことから、上下動による最大軸力、直交梁による最大軸力を考慮すれば、軸力の増加がせん断破壊となる可能性は十分に考えられる。

5.4.4 1階 C-4 柱の検討結果

1階 C-4 柱の崩壊形の検討結果を図 5.14~5.18 に示す。グラフの横軸に各パラメータ、縦軸に F 値と曲げ終局強度及びせん断終局強度を示す。

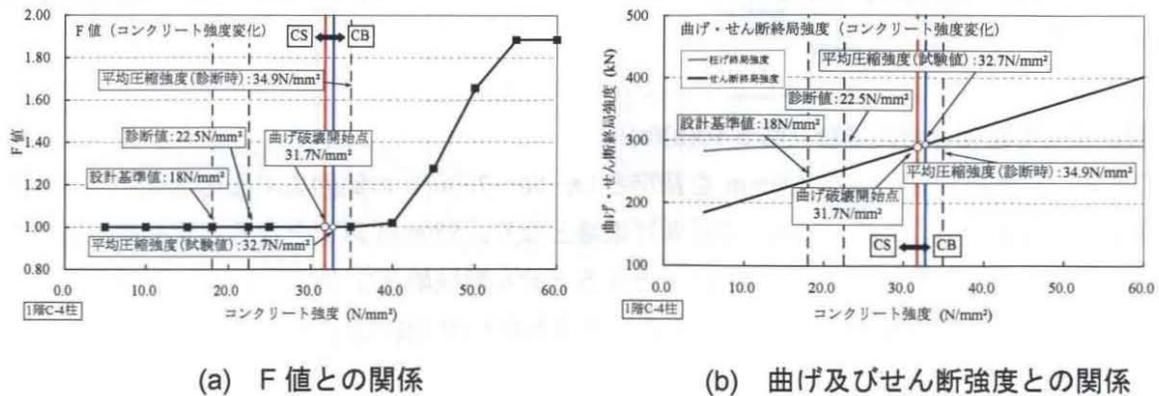
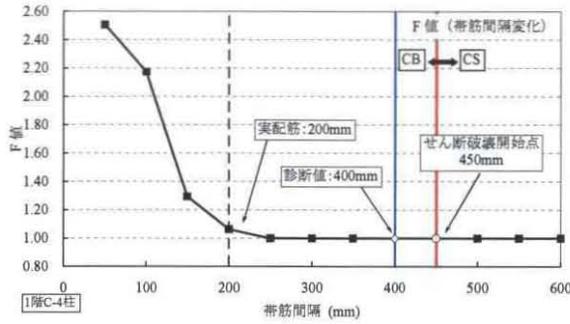
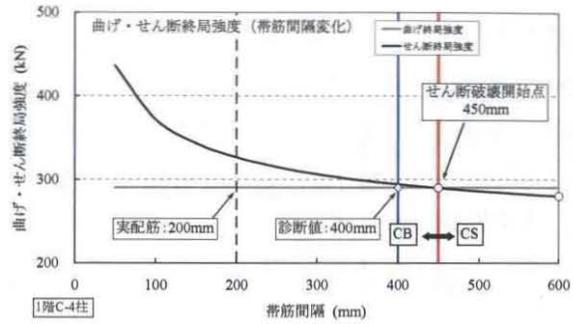


図 5.14 コンクリート強度を変化させた場合(1階 C-4 柱)

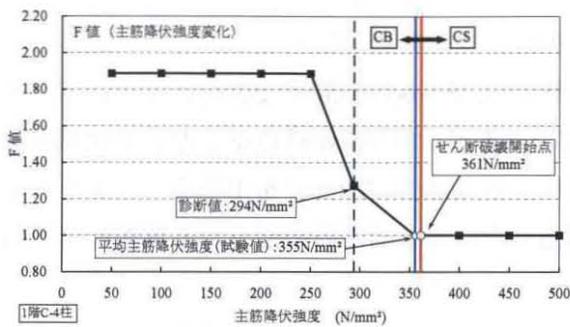


(a) F 値との関係

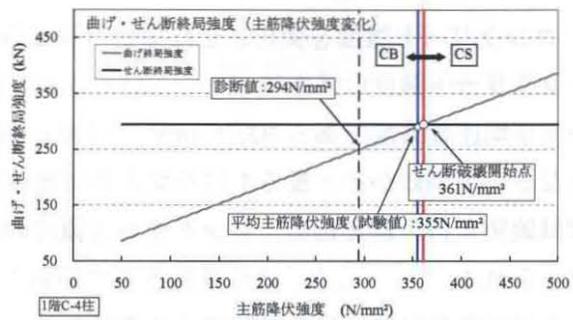


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

図 5.15 帯筋間隔を変化させた場合(1階 C-4 柱)

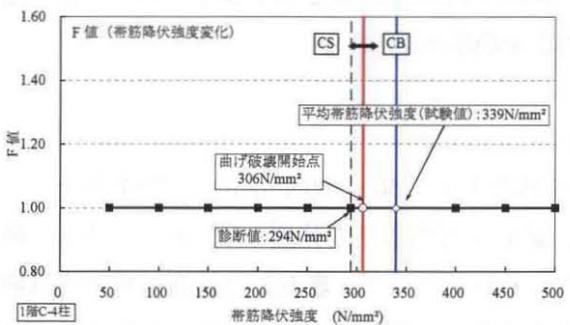


(a) F 値との関係

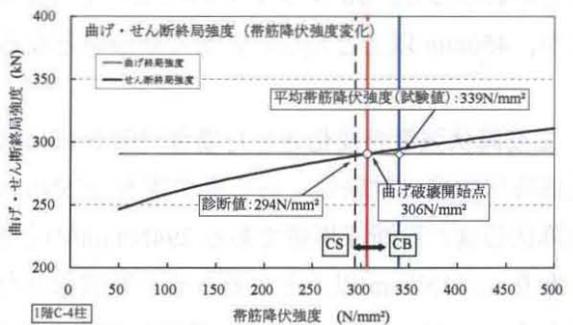


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

図 5.16 主筋降伏強度を変化させた場合(1階 C-4 柱)



(a) F 値との関係



(b) 曲げ及びせん断強度との関係

図 5.17 帯筋降伏強度を変化させた場合(1階 C-4 柱)

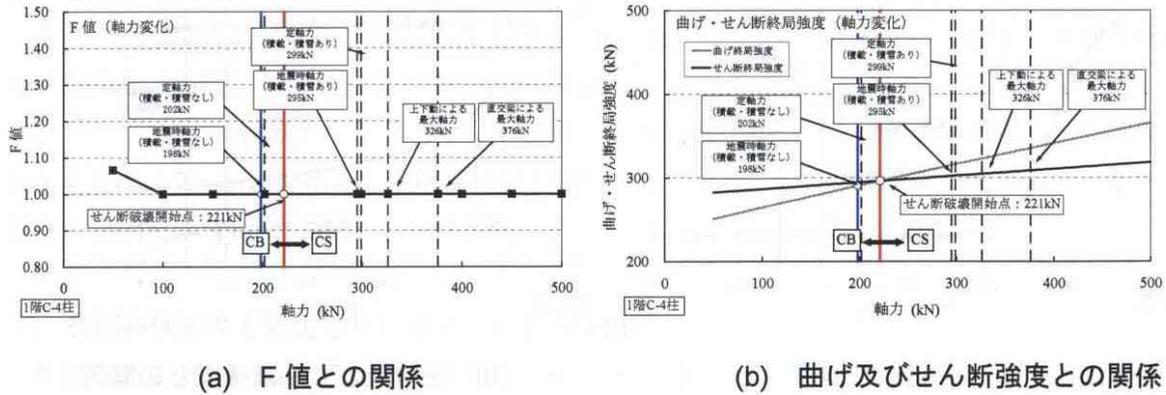


図 5.18 軸力を変化させた場合(1階 C-4 柱)

(1) コンクリート強度を変化させた場合 (図 5.14(a)(b))

コンクリート強度は基本値である 32.7N/mm^2 を基準とし、 $5\sim 60\text{N/mm}^2$ まで変化させた。コンクリート平均圧縮強度である 32.7N/mm^2 では曲げ破壊であるが、 31.7N/mm^2 以下となるとせん断破壊となることがわかる。表 5.1 に示すように試験体によっては 31.7N/mm^2 を下回るコンクリート強度試験値も得られたため、コンクリート強度のばらつきによりせん断破壊となる可能性は十分に考えられる。

(2) 帯筋間隔を変化させた場合 (図 5.15(a)(b))

帯筋間隔は診断採用値である 400mm を基準とし、 $50\sim 600\text{mm}$ の範囲まで変化させた。帯筋間隔の場合は診断採用値である 400mm では曲げ破壊となり、 450mm 以上となるとせん断破壊となることがわかった。 90° フックであることを考慮して診断では実配筋の 2 倍である 400mm を採用したが、 450mm 以上としないとせん断破壊となることを説明できない。

(3) 主筋降伏強度を変化させた場合 (図 5.16(a)(b))

主筋降伏強度は試験値である平均強度 355N/mm^2 を基準とし、 $50\sim 500\text{N/mm}^2$ まで変化させた。主筋降伏強度が診断採用値である 294N/mm^2 のとき、試験値である平均強度 355N/mm^2 では曲げ破壊となり、 361N/mm^2 以上となるとせん断破壊となることがわかった。表 5.2 の鉄筋引張強度試験値をみると 361N/mm^2 を上回る主筋降伏強度も得られたため、主筋降伏強度の増加によりせん断破壊となる可能性も考えられる。

(4) 帯筋降伏強度を変化させた場合 (図 5.17(a)(b))

帯筋降伏強度は試験値である平均強度 339N/mm^2 を基準とし、 $50\sim 500\text{N/mm}^2$ まで変化させた。帯筋降伏強度が診断採用値である 294N/mm^2 ではせん断破壊、試験値の平均強度である 339N/mm^2 のときには曲げ破壊となり、 306N/mm^2 以下となるとせん断破壊となることがわかった。表 5.2 の鉄筋引張強度試験値をみても 306N/mm^2 を下回る帯筋降伏強度はないことから、帯筋降伏強度の低下がせん断破壊を起こす要因とは考えにくい。

(5) 軸力を変化させた場合 (図 5.18(a)(b))

軸力は積載・積雪荷重なしの地震時軸力を基準とし、定軸力、上下動による最大軸力、直交梁による最大軸力までの 50~500kN まで増加させた。積載・積雪荷重なしの定軸力 198kN、地震時軸力 202kN では曲げ破壊となり、積載・積雪荷重ありの定軸力 295kN、地震時軸力 299kN ではせん断破壊となった。さらに上下動による最大軸力 326kN、直交梁による最大軸力 376kN でもせん断破壊となった。221kN 以上となるとせん断破壊となることがわかった。以上のことから、上下動による最大軸力、直交梁による最大軸力を考慮すれば、軸力の増加がせん断破壊となる可能性は十分に考えられる。

5.4.5 考察

5.4.2 の検討結果より、1 階 C-10 柱については実測値を用いれば計算値はせん断破壊した被害を再現できることがわかった。ただし、帯筋間隔の場合は 90°フックを考慮して 2 倍の 400mm にした場合であって、設計図書通りの 200mm だと被害に反して曲げ破壊してしまうことになった。

5.4.3 と 5.4.4 の検討結果より、1 階 A-11 柱と 1 階 C-4 柱については実測値を用いた計算値ではせん断破壊した被害を再現できなかった。しかし、コンクリート強度を実測値よりも少し低い値にするとせん断破壊となることから、コンクリート強度のばらつきによりせん断破壊となる可能性は十分に考えられる。さらに、軸力を変化させた場合は上下動による最大軸力、直交梁による最大軸力を考慮すれば、せん断破壊となることを説明できる結果となった。

さらに、表 5.4, 5.6 に示す 1 階 A・C 通りにおける柱のせん断終局強度と曲げ終局強度の比率であるせん断余裕率 Q_{su}/Q_{mu} をみると、問題となっている柱は全て $Q_{su}/Q_{mu}=1.0$ に近傍していることから、他の 1 階柱についてもコンクリート強度と軸力の変動によってせん断破壊となることは十分に考えられる。以上のことより、1 階柱については診断で曲げ破壊であっても、実被害でせん断破壊となる可能性があることを説明できる。

5.5 2階柱の検討

5.5.1 2階柱の検討結果

2階柱については改修工事に伴う調査により、設計図書とは異なる配筋が明らかになっている。改修時の2階A-4柱を写真5.1に、2階A-4柱の配筋図を図5.19に示す。写真5.1、図5.19をみると、桁行方向から見たφ22の引張鉄筋が1階から定着長として2階まで伸びているという特徴がある。したがって、1階柱からの定着主筋を2階柱の柱脚に考慮するため、柱頭と柱脚の配筋を別々に考える必要がある。基本的な配筋は1階柱からの定着主筋を2階柱の柱脚に考慮せず、柱頭・柱脚ともにT-T'断面(case.1)とする場合である。最も現実的な柱脚の配筋としては、1階からφ22の定着主筋2本が腰壁から570mm伸びている場合であり、B1-B1'断面(case.2)である。さらに、柱脚の配筋をB2-B2'断面(case.3)とする場合は、1階からφ22の定着主筋4本が腰壁から170mmしか伸びておらず、曲げ耐力はあまり期待できないが考慮することにする。case.1~3の柱頭・柱脚断面と内法高さを表5.7に示す。以上の各場合について2階柱の崩壊形の検討を行なう。

表5.3の基本パラメータを用いて桁行方向2階の柱部材の耐震診断を行ったところ、1階同様、2階においても診断による柱の破壊形式が実被害と著しく異なるものがみられた。表5.8~5.10(a)(b)(c)に、2階A・B・C通りのcase.1~3における耐震診断による柱の破壊形式と実被害の関係を示す。表5.8~5.10(a)(b)(c)をみると、B通りに関しては、全てのcaseで実被害と同様の曲げ破壊柱となったが、2階のA通りとC通りでは、1階柱からの定着主筋を2階柱の柱脚に考慮したcase.2,3においても診断では曲げ破壊柱であるが、実被害では損傷度Ⅲ~Ⅳのせん断破壊柱となるものが数本みられた。

このように、診断で曲げ破壊であるのに実被害でせん断破壊となるのは、大きな問題点であるので、この原因を探るためにcase.1~3の各場合について柱の崩壊形の検討を行う。

検討した柱は全階を通して耐震壁が付属していないこと、診断では曲げ破壊柱であったが、実被害では損傷度Ⅲ~Ⅳのせん断破壊柱であったこと、試験体を採取しコンクリート圧縮強度と鉄筋引張試験を実施したことから、2階A-4柱、2階C-3柱を採用する。

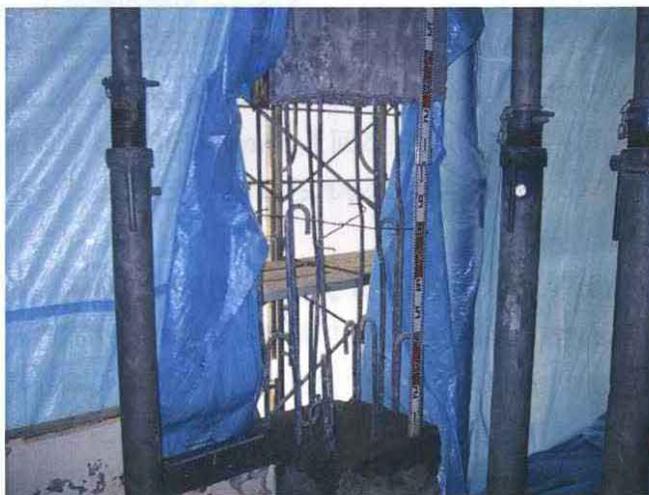


写真 5.1 2階A-4柱（改修時）

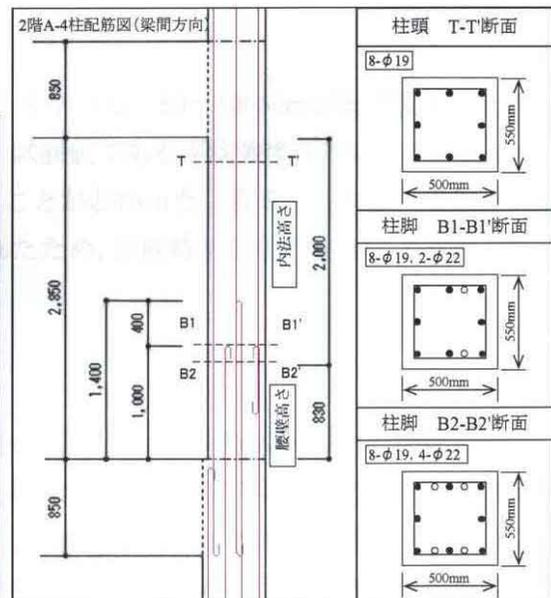


図 5.19 2階A-4柱配筋図

表 5.7 柱頭・柱脚断面と内法高さ(case.1~3)

2階A-4柱	case.1	case.2	case.3
柱頭断面	T-T'断面	T-T'断面	T-T'断面
柱脚断面	T-T'断面	B1-B1'断面	B2-B2'断面
内法高さ	1430mm	1830mm	2000mm

表 5.8 診断の破壊形式と実被害の関係 (2階A通り)

(a) case.1

2階A通りX方向 (case.1)	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16	A17
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積ag (柱頭)	4561	4561	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	4561	4561
主筋引張断面積at (柱頭)	1901	1901	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	1901	1901
主筋全断面積ag (柱脚)	4561	4561	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	4561	4561
主筋引張断面積at (柱脚)	1901	1901	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1901	1901
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	800	800	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	800	800	800
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度σy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度σwy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	275000	474000	407000	297000	411000	293000	393000	299000	382000	291000	377000	291000	357000	378000	438000	413000	751000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	371116	422992	239785	211904	240785	210876	236278	212417	233514	210362	232255	210362	227204	232507	413719	407251	492681
柱のせん断終局強度Qsu (N)	492641	508561	328216	319416	328536	319096	327096	319576	326216	318936	325816	318936	324216	325896	505681	503681	530721
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.33	1.20	1.37	1.51	1.36	1.51	1.38	1.50	1.40	1.52	1.40	1.52	1.43	1.40	1.22	1.24	1.08
耐震診断による破壊形式	曲げ																
実被害	II B	III S	III S	IV S	II S	III S	II B	IV S	II B	II B	II S	I B	I B	II B	II B	I B	I B

(b) case.2

2階A通りX方向 (case.2)	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16	A17
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積ag (柱頭)	4561	4561	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	4561	4561
主筋引張断面積at (柱頭)	1901	1901	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	1901	1901
主筋全断面積ag (柱脚)	4561	4561	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	4561	4561
主筋引張断面積at (柱脚)	1901	1901	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1901	1901
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	800	800	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	800	800	800
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度σy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度σwy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	275000	474000	407000	297000	411000	293000	393000	299000	382000	291000	377000	291000	357000	378000	438000	413000	751000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	371116	422992	268089	240208	269089	239180	264582	240721	261818	238665	260559	238665	255508	260811	413719	407251	492681
柱のせん断終局強度Qsu (N)	492641	508561	328216	319416	328536	319096	327096	319576	326216	318936	325816	318936	324216	325896	505681	503681	530721
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.33	1.20	1.22	1.33	1.22	1.33	1.24	1.33	1.25	1.34	1.25	1.34	1.27	1.25	1.22	1.24	1.08
耐震診断による破壊形式	曲げ																
実被害	II B	III S	III S	IV S	II S	III S	II B	IV S	II B	II B	II S	I B	I B	II B	II B	I B	I B

(c) case.3

2階A通りX方向 (case.3)	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16	A17
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積ag (柱頭)	4561	4561	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	4561	4561
主筋引張断面積at (柱頭)	1901	1901	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	1901	1901
主筋全断面積ag (柱脚)	4561	4561	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	4561	4561
主筋引張断面積at (柱脚)	1901	1901	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1901	1901
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	800	800	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	800	800	800
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度σy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度σwy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	275000	474000	407000	297000	411000	293000	393000	299000	382000	291000	377000	291000	357000	378000	438000	413000	751000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	371116	422992	297517	269635	298517	268607	294009	270148	291245	268093	289986	268093	284935	290238	413719	407251	492681
柱のせん断終局強度Qsu (N)	492641	508561	328216	319416	328536	319096	327096	319576	326216	318936	325816	318936	324216	325896	505681	503681	530721
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.33	1.20	1.10	1.18	1.10	1.19	1.11	1.18	1.12	1.19	1.12	1.19	1.14	1.12	1.22	1.24	1.08
耐震診断による破壊形式	曲げ																
実被害	II B	III S	III S	IV S	II S	III S	II B	IV S	II B	II B	II S	I B	I B	II B	II B	I B	I B

表 5.9 診断の破壊形式と実被害の関係 (2階B通り)

(a) case.1

2階B通りX方向 (case.1)	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14
内法高さ ho (mm)	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850
主筋全断面積ag (mm ²)	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268
主筋引張断面積at (mm ²)	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	323000	404000	386000	393000	382000	385000	374000	381000	377000	383000	423000	461000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	153376	167744	164575	165809	163869	164399	162455	163693	162986	164046	171073	177686
柱のせん断終局強度Qsu (N)	261663	268143	266703	267263	266383	266623	265743	266303	265983	266463	269663	272703
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.71	1.60	1.62	1.61	1.63	1.62	1.64	1.63	1.63	1.62	1.58	1.53
耐震診断による破壊形式	曲げ											
実被害	0B	I B	I B	I B	I B	I B	I B	0B	I B	I B	I S	I B

(b) case.2

2階B通りX方向 (case.2)	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14
内法高さ ho (mm)	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850
主筋全断面積ag(柱頭)	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268
主筋引張断面積at(柱頭)	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851
主筋全断面積ag(柱脚)	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028
主筋引張断面積at(柱脚)	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	323000	404000	386000	393000	382000	385000	374000	381000	377000	383000	423000	461000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	174203	188570	185402	186636	184696	185225	183282	184519	183812	184872	191900	198512
柱のせん断終局強度Qsu (N)	261663	268143	266703	267263	266383	266623	265743	266303	265983	266463	269663	272703
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.50	1.42	1.44	1.43	1.44	1.44	1.45	1.44	1.45	1.44	1.41	1.37
耐震診断による破壊形式	曲げ											
実被害	0B	I B	I B	I B	I B	I B	I B	0B	I B	I B	I S	I B

(c) case.3

2階B通りX方向 (case.3)	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14
内法高さ ho (mm)	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850
主筋全断面積ag(柱頭)	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268
主筋引張断面積at(柱頭)	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851
主筋全断面積ag(柱脚)	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789
主筋引張断面積at(柱脚)	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	323000	404000	386000	393000	382000	385000	374000	381000	377000	383000	423000	461000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	195029	209397	206229	207462	205523	206052	204109	205346	204639	205699	212727	219339
柱のせん断終局強度Qsu (N)	261663	268143	266703	267263	266383	266623	265743	266303	265983	266463	269663	272703
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.34	1.28	1.29	1.29	1.30	1.29	1.30	1.30	1.30	1.30	1.27	1.24
耐震診断による破壊形式	曲げ											
実被害	0B	I B	I B	I B	I B	I B	I B	0B	I B	I B	I S	I B

表 5.10 診断の破壊形式と実被害の関係 (2階C通り)

(a) case.1

2階C通りX方向 (case.1)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積ag (mm ²)	4561	4561	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	4561	4561	4561
主筋引張断面積at (mm ²)	1901	1901	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	1901	1901	1901
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	800	800	400	400	400	400	500	500	400	400	400	400	400	400	800	800	800
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy(N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy(N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	279000	490000	196000	125000	158000	397000	360000	135000	176000	125000	173000	132000	151000	217000	271000	497000	730000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	372173	427097	185358	166704	175422	237281	227963	169355	180142	166704	179357	168560	173580	190801	370058	428890	487501
柱のせん断終局強度Qsu (N)	492961	509841	269198	263518	266158	327416	324456	264318	267598	263518	267358	264078	265598	270878	492321	510401	529041
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.32	1.19	1.45	1.58	1.52	1.38	1.42	1.56	1.49	1.58	1.49	1.57	1.53	1.42	1.33	1.19	1.09
耐震診断による破壊形式	曲げ																
実被害	ⅡB	ⅠB	ⅣS	ⅡS	ⅡS	ⅢS	ⅡB	ⅢB	ⅢB	ⅡB	ⅡB	ⅡB	ⅡB	ⅡB	ⅠB	ⅠS	0B

(b) case.2

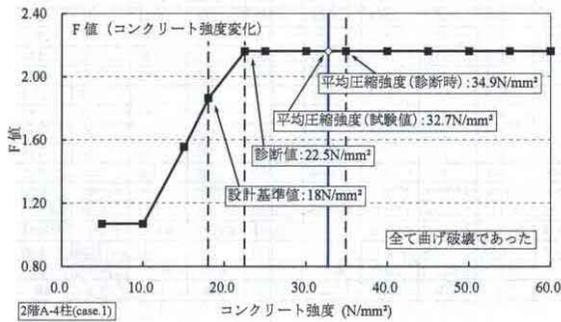
2階C通りX方向 (case.2)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積ag(柱頭)	4561	4561	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	4561	4561	4561
主筋全断面積ag(柱脚)	4561	4561	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	4561	4561	4561
主筋引張断面積at(柱頭)	1901	1901	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	1901	1901	1901
主筋引張断面積at(柱脚)	1901	1901	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1901	1901	1901
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	800	800	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	800	800	800
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy(N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy(N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	279000	490000	196000	125000	158000	397000	360000	135000	176000	125000	173000	132000	151000	217000	271000	497000	730000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	372173	427097	213662	195008	203726	265585	256267	197658	208446	195008	207661	196864	201883	219105	370058	428890	487501
柱のせん断終局強度Qsu (N)	492961	509841	269198	263518	266158	327416	324456	264318	267598	263518	267358	264078	265598	270878	492321	510401	529041
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.32	1.19	1.26	1.35	1.31	1.23	1.27	1.34	1.28	1.35	1.29	1.34	1.32	1.24	1.33	1.19	1.09
耐震診断による破壊形式	曲げ																
実被害	ⅡB	ⅠB	ⅣS	ⅡS	ⅡS	ⅢS	ⅡB	ⅢB	ⅢB	ⅡB	ⅡB	ⅡB	ⅡB	ⅡB	ⅠB	ⅠS	0B

(c) case.3

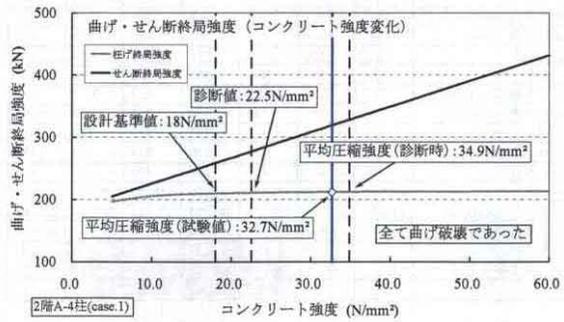
2階C通りX方向 (case.3)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積ag(柱頭)	4561	4561	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	4561	4561	4561
主筋全断面積ag(柱脚)	4561	4561	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	4561	4561	4561
主筋引張断面積at(柱頭)	1901	1901	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	1901	1901	1901
主筋引張断面積at(柱脚)	1901	1901	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1901	1901	1901
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	800	800	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	800	800	800
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy(N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy(N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	279000	490000	196000	125000	158000	397000	360000	135000	176000	125000	173000	132000	151000	217000	271000	497000	730000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	372173	427097	243089	224435	233153	295012	285694	227086	237873	224435	237088	226291	231311	248532	370058	428890	487501
柱のせん断終局強度Qsu (N)	492961	509841	269198	263518	266158	327416	324456	264318	267598	263518	267358	264078	265598	270878	492321	510401	529041
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.32	1.19	1.11	1.17	1.14	1.11	1.14	1.16	1.12	1.17	1.13	1.17	1.15	1.09	1.33	1.19	1.09
耐震診断による破壊形式	曲げ																
実被害	ⅡB	ⅠB	ⅣS	ⅡS	ⅡS	ⅢS	ⅡB	ⅢB	ⅢB	ⅡB	ⅡB	ⅡB	ⅡB	ⅡB	ⅠB	ⅠS	0B

5.5.2 2階A-4柱の検討結果

2階A-4柱の崩壊形の検討結果を図5.20～5.24に示す。グラフの横軸に各パラメータ、縦軸にF値と曲げ終局強度及びせん断終局強度を示す。

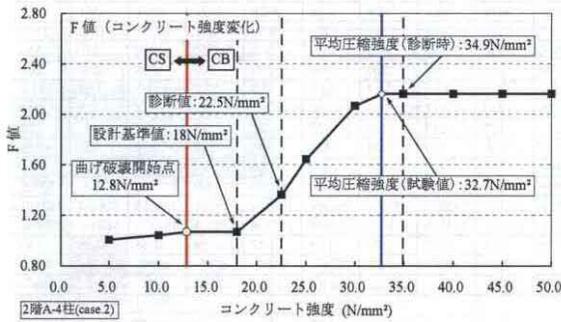


(a) F値との関係

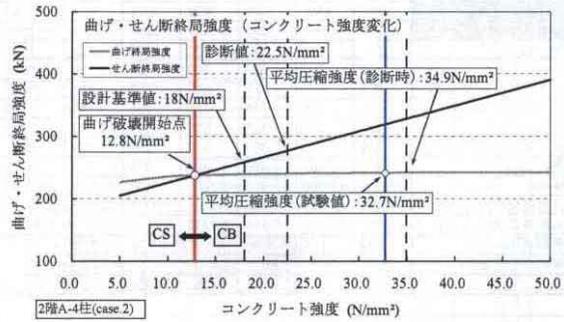


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(i) case.1

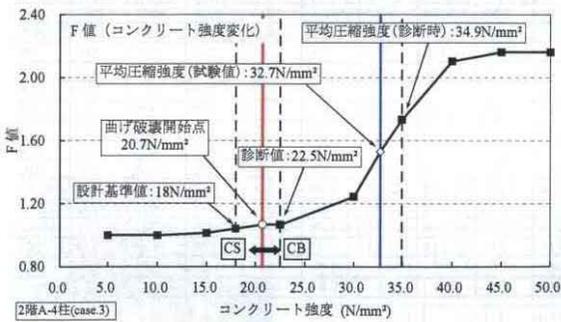


(a) F値との関係

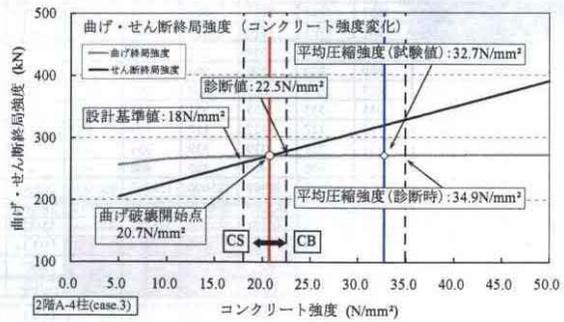


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(ii) case.2



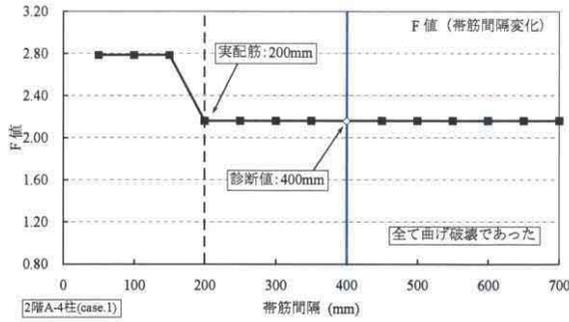
(a) F値との関係



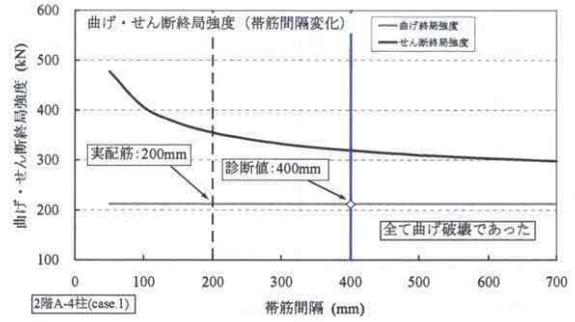
(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(iii) case.3

図 5.20 コンクリート強度を変化させた場合(2階A-4柱)

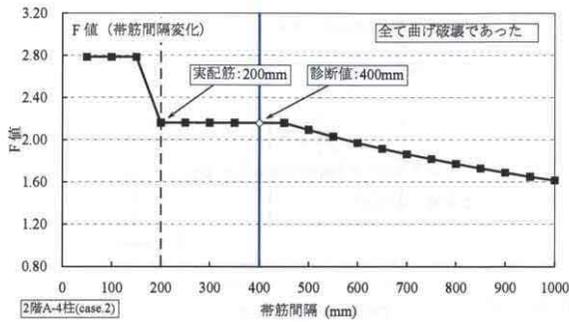


(a) F 値との関係

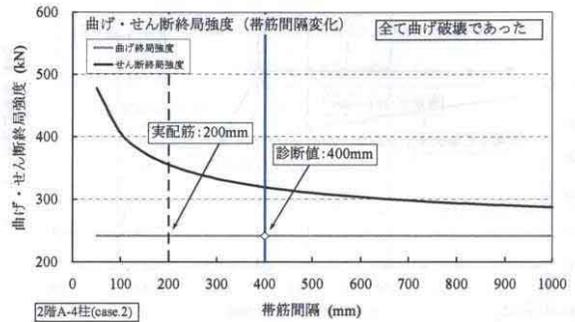


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(i) case.1

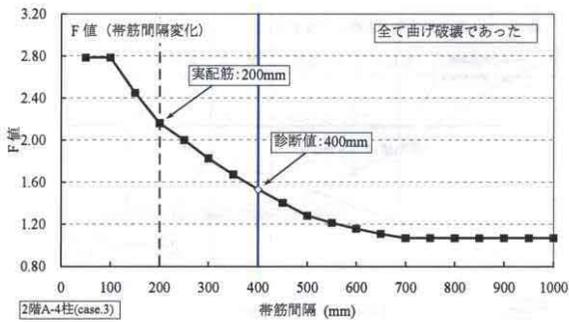


(a) F 値との関係

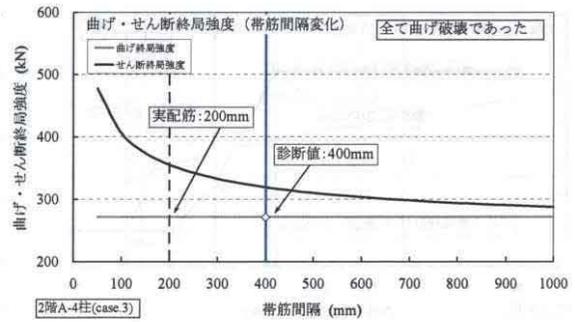


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(ii) case.2



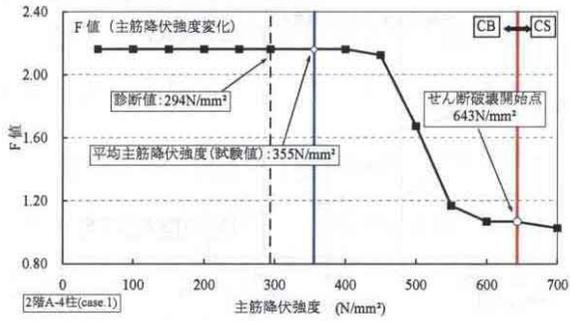
(a) F 値との関係



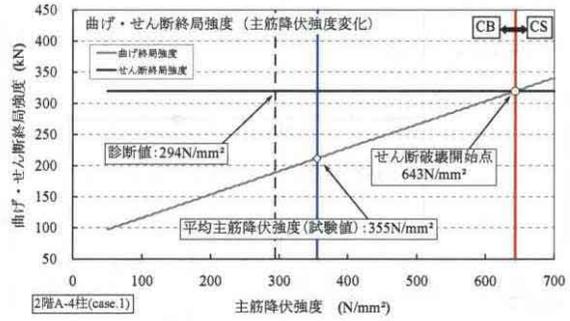
(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(iii) case.3

図 5.21 帯筋間隔を変化させた場合(2階 A-4 柱)

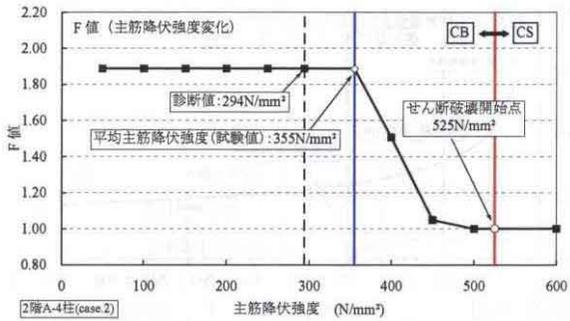


(a) F値との関係

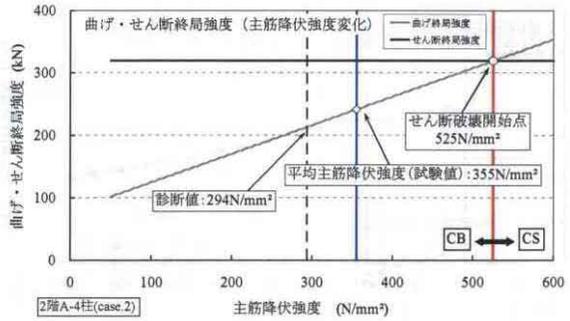


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(i) case.1

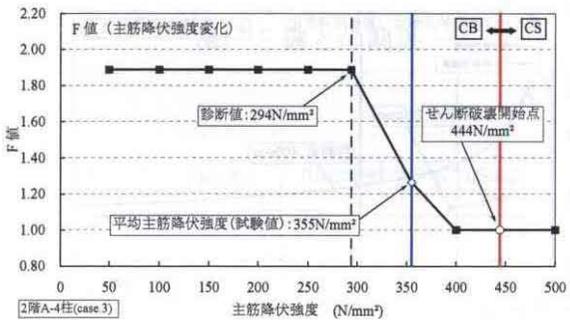


(a) F値との関係

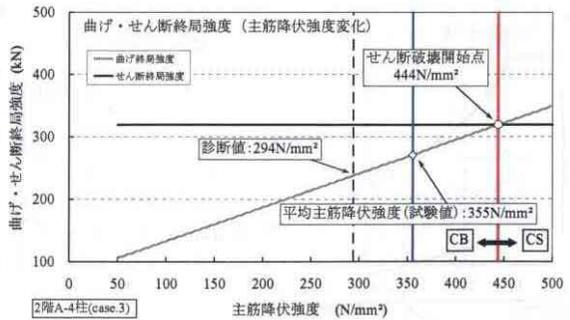


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(ii) case.2



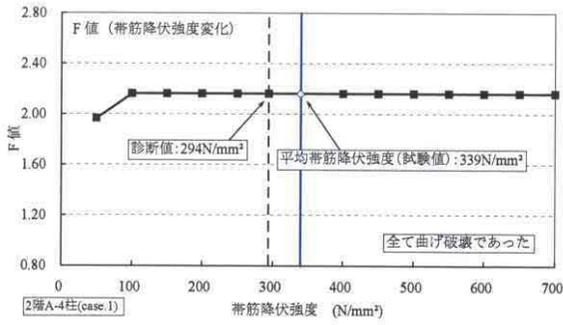
(a) F値との関係



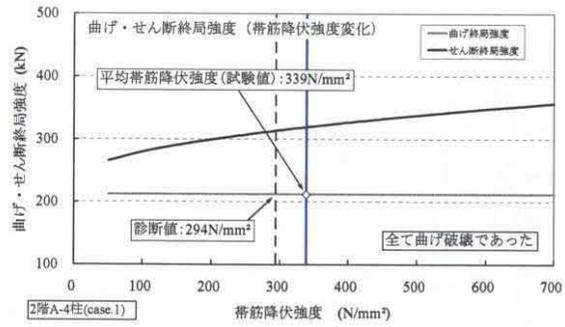
(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(iii) case.3

図 5.22 主筋降伏強度を変化させた場合(2階 A-4 柱)

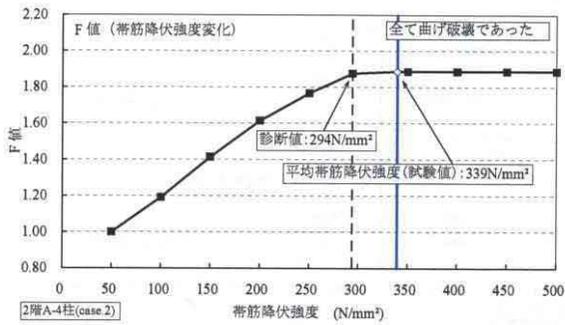


(a) F値との関係

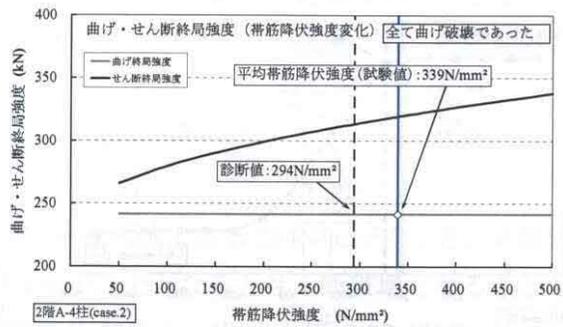


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(i) case.1

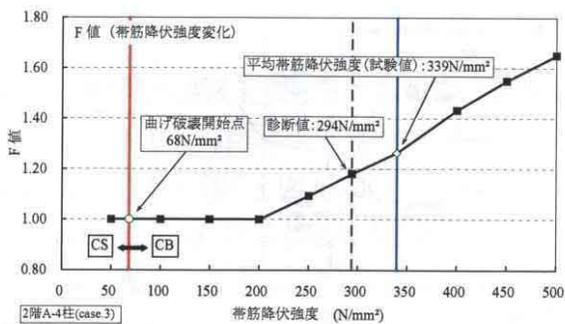


(a) F値との関係

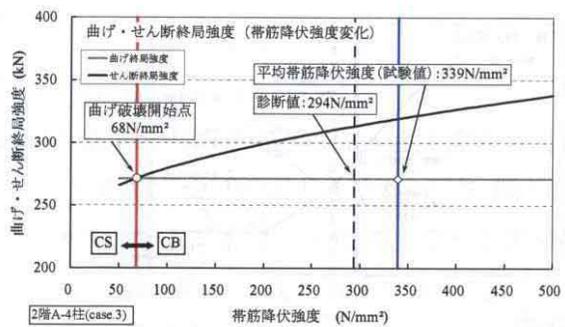


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(ii) case.2



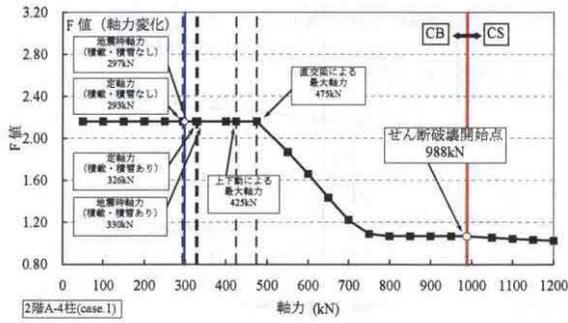
(a) F値との関係



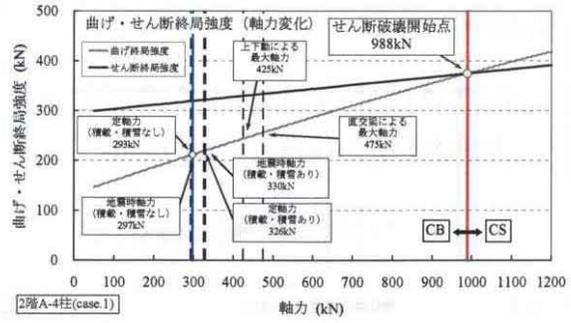
(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(iii) case.3

図 5.23 帯筋降伏強度を変化させた場合(2階 A-4 柱)

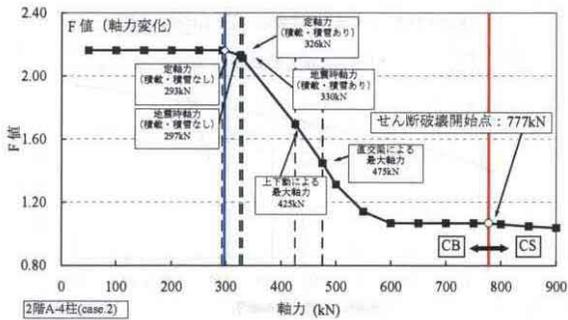


(a) F 値との関係

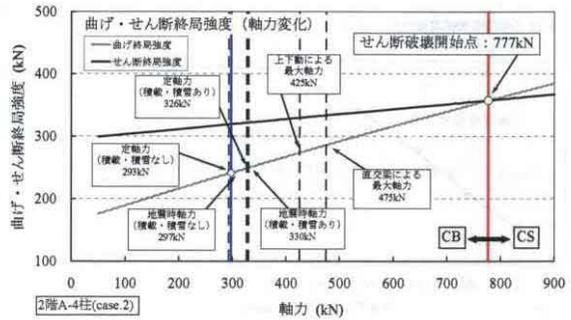


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(i) case.1

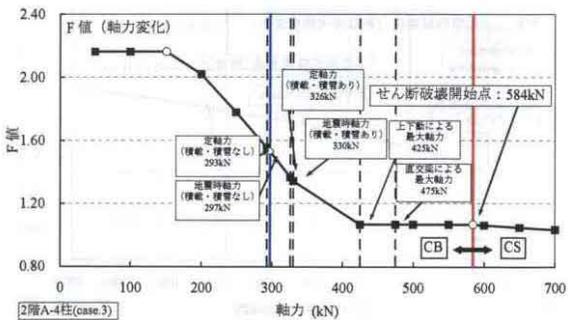


(a) F 値との関係

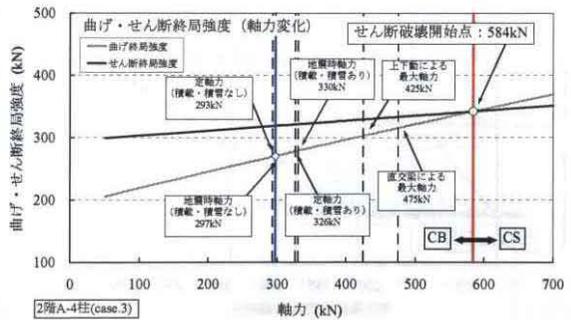


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(ii) case.2



(a) F 値との関係



(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(iii) case.3

図 5.24 軸力を変化させた場合(2階 A-4 柱)

(1) コンクリート強度を変化させた場合 (図 5.20(i)(ii)(iii))

図 5.20(i)の case.1 をみると、コンクリート強度を設計基準値である 18N/mm^2 以下にしても全て曲げ破壊であった。図 5.20(ii)の case.2 をみると、設計基準値よりも小さい 12.8N/mm^2 以下となるとせん断破壊が開始するものの、コンクリート強度が低すぎるためあまり現実的ではない。図 5.20(iii)の case.3 では、設計基準値よりも大きい 20.7N/mm^2 以下となるとせん断破壊となるが、表 5.3 のコンクリート強度試験値をみても 20.7N/mm^2 を下回るコンクリート強度はないことに加え、先述したように 1 階からの定着主筋が腰壁から 170mm しか伸びておらず、曲げ耐力はあまり期待できないことからせん断破壊となることを説明できない。

(2) 帯筋間隔を変化させた場合 (図 5.21(i)(ii)(iii))

帯筋間隔は診断採用値である 400mm を基準とし、 $50\sim 1000\text{mm}$ の範囲まで変化させたが、図 5.21(i)(ii)(iii)に示す case.1~3 の全ての場所で曲げ破壊となった。したがって、帯筋間隔がせん断破壊となる要因とは考えにくい。

(3) 主筋降伏強度を変化させた場合 (図 5.22(i)(ii)(iii))

図 5.22(i)の case.1 をみると、主筋降伏強度が診断採用値である 294N/mm^2 のとき、試験値である平均強度 355N/mm^2 では曲げ破壊となり、 643N/mm^2 以上となるとせん断破壊となることがわかった。図 5.22(ii)の case.2 をみると、主筋降伏強度が 525N/mm^2 以上、図 5.22(iii)の case.3 では、 444N/mm^2 以上となるとせん断破壊となるが、表 5.2 の鉄筋引張強度試験値をみても 444N/mm^2 を上回る主筋降伏強度はないことから、主筋降伏強度の増加がせん断破壊を起こす要因とは考えにくい。

(4) 帯筋降伏強度を変化させた場合 (図 5.23(i)(ii)(iii))

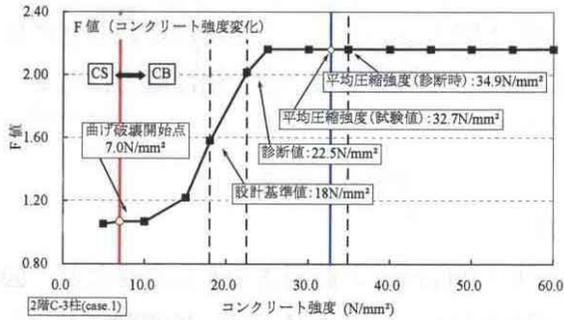
帯筋降伏強度は試験値である平均強度 339N/mm^2 を基準とし、 $50\sim 500\text{N/mm}^2$ まで変化させたが、図 5.23(i)の case.1 と図 5.23(ii)の case.2 では、全ての範囲で曲げ破壊となった。一方、図 5.23(iii)の case.3 では、帯筋降伏強度が診断採用値である 294N/mm^2 、試験値の平均強度である 339N/mm^2 のときには曲げ破壊となり、 68N/mm^2 以下となるとせん断破壊となることがわかった。しかし、表 5.2 の鉄筋引張強度試験値をみても 68N/mm^2 を下回る帯筋降伏強度はないことから、帯筋降伏強度の低下がせん断破壊を起こす要因とは考えにくい。

(5) 軸力を変化させた場合 (図 5.24(i)(ii)(iii))

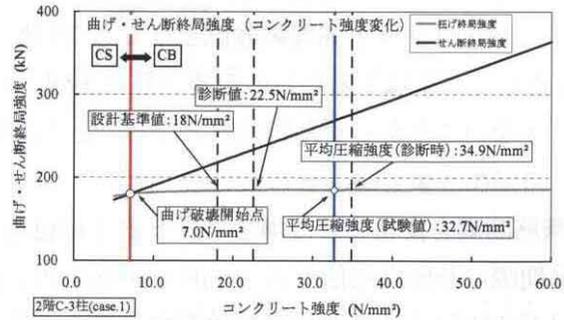
軸力は積載・積雪荷重なしの地震時軸力を基準とし、定軸力、上下動による最大軸力、直交梁による最大軸力まで変化させた。しかし、図 5.24(i)(ii)(iii)に示す case.1~3 の全ての場所で考えられる最大軸力以内では曲げ破壊となったことから、軸力の増加によりせん断破壊となることを十分に説明できない。

5.5.3 2階C-3柱の検討結果

2階C-3柱の崩壊形の検討結果を図5.25～5.29に示す。グラフの横軸に各パラメータ、縦軸にF値と曲げ終局強度及びせん断終局強度を示す。

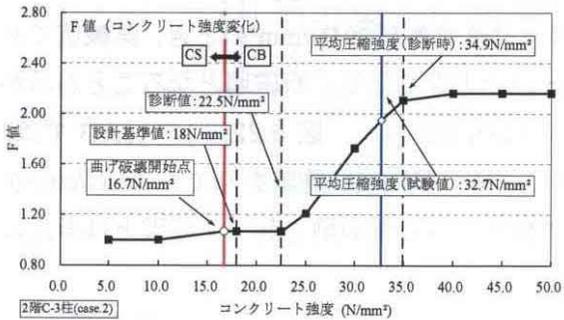


(a) F値との関係

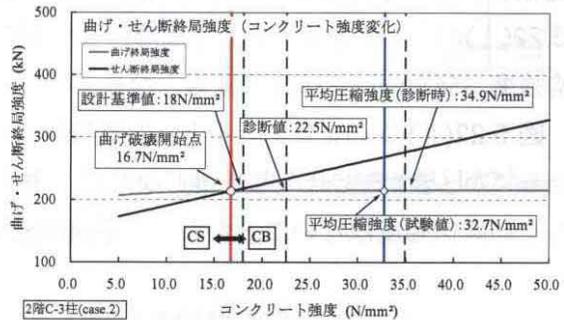


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(i) case.1

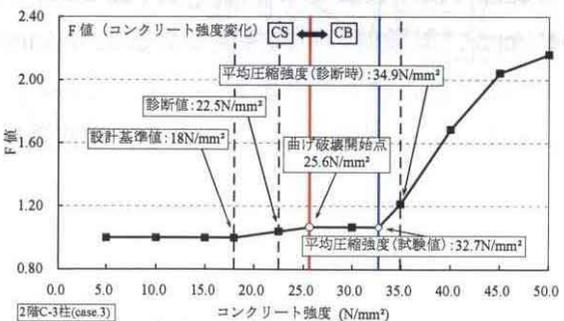


(a) F値との関係

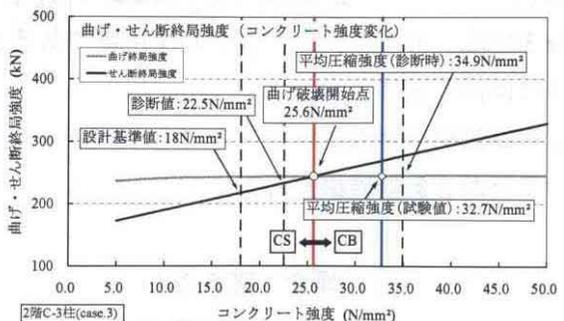


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(ii) case.2



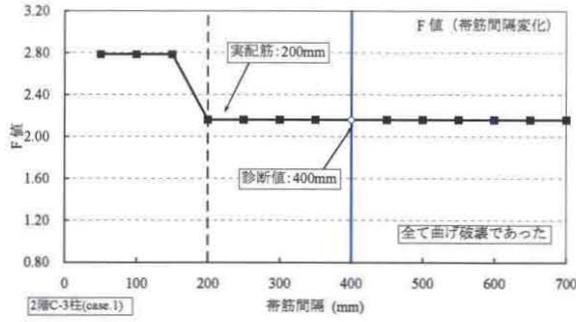
(a) F値との関係



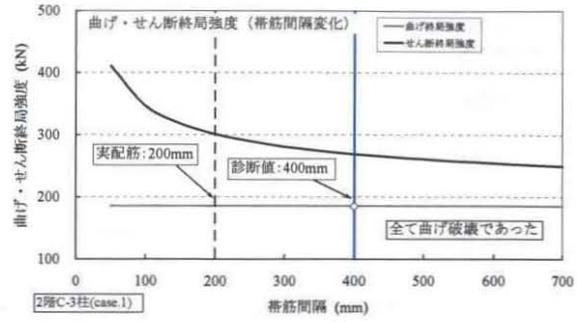
(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(iii) case.3

図5.25 コンクリート強度を変化させた場合(2階C-3柱)

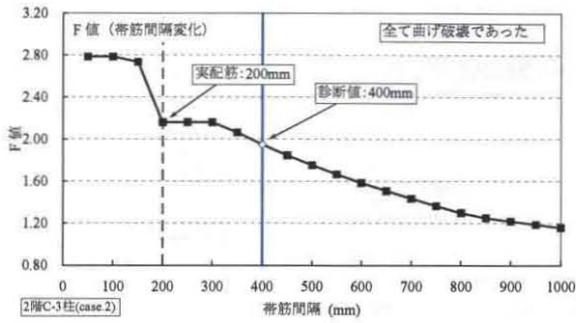


(a) F 値との関係

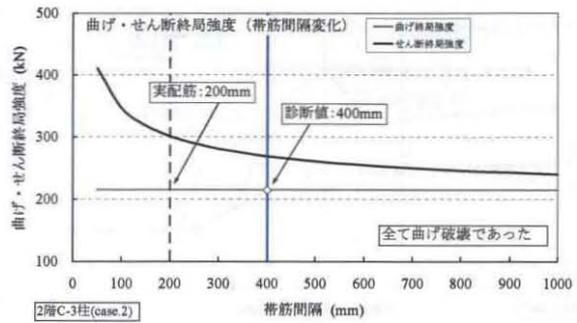


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(i) case.1

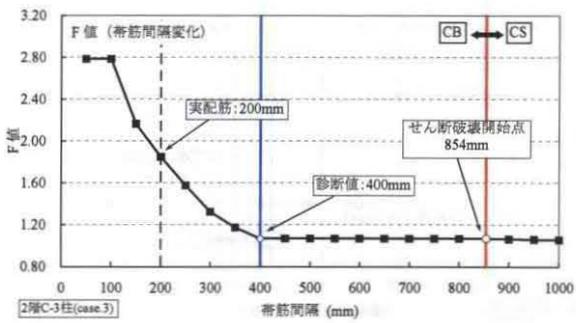


(a) F 値との関係

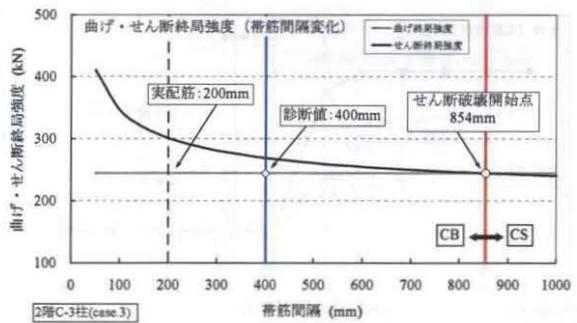


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(ii) case.2



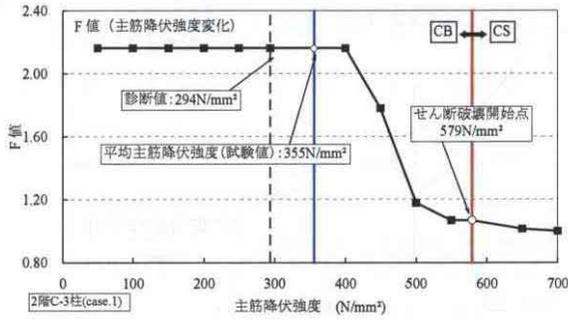
(a) F 値との関係



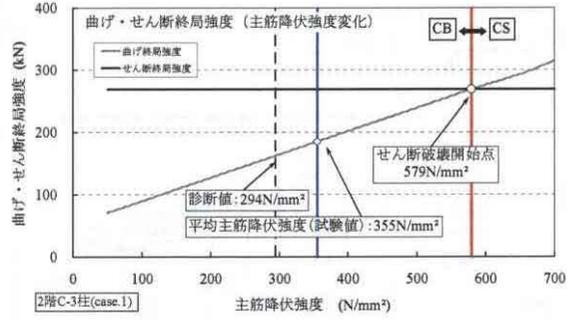
(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(iii) case.3

図 5.26 帯筋間隔を変化させた場合(2階 C-3 柱)

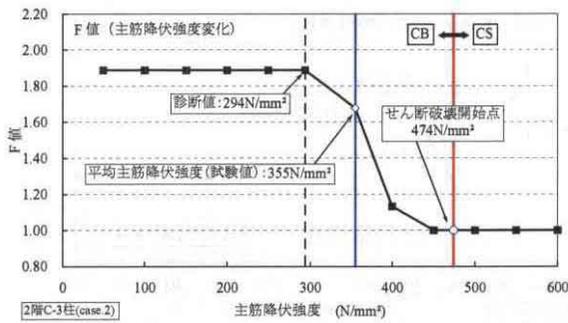


(a) F 値との関係

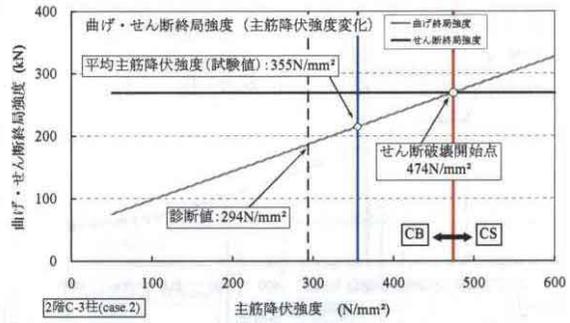


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(i) case.1

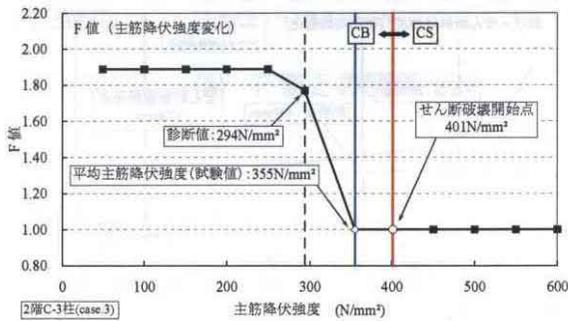


(a) F 値との関係

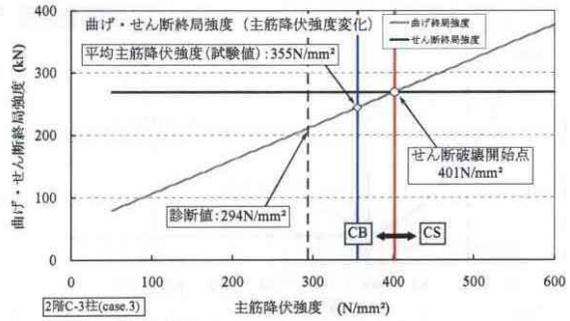


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(ii) case.2



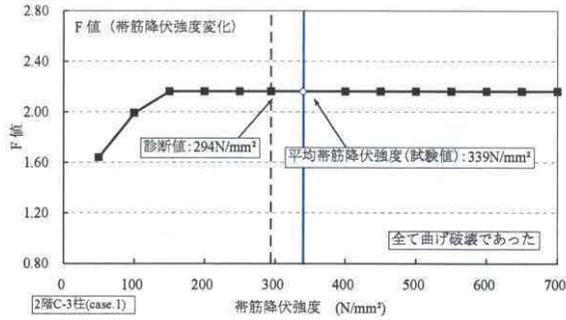
(a) F 値との関係



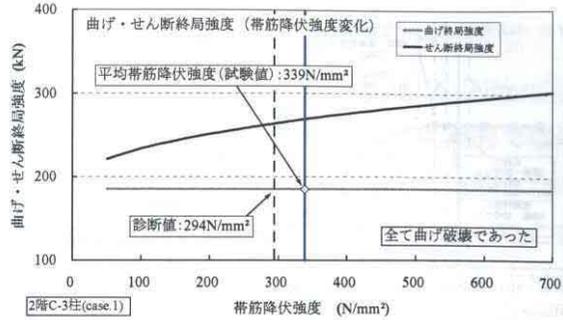
(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(iii) case.3

図 5.27 主筋降伏強度を変化させた場合(2階 C-3 柱)

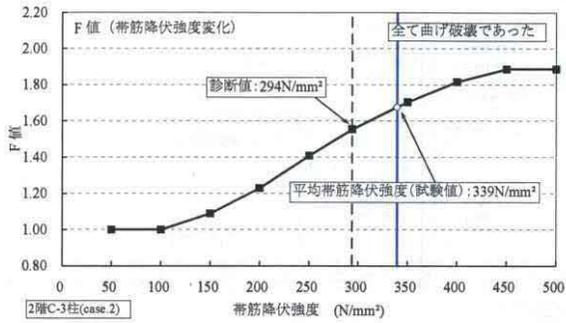


(a) F 値との関係

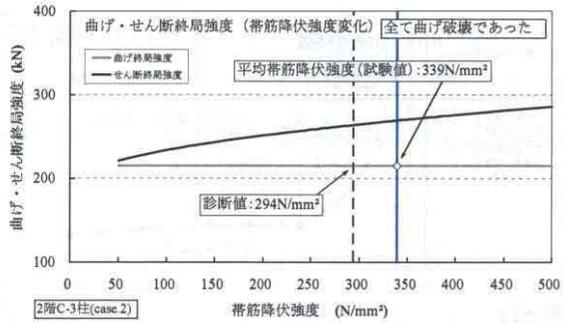


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(i) case.1

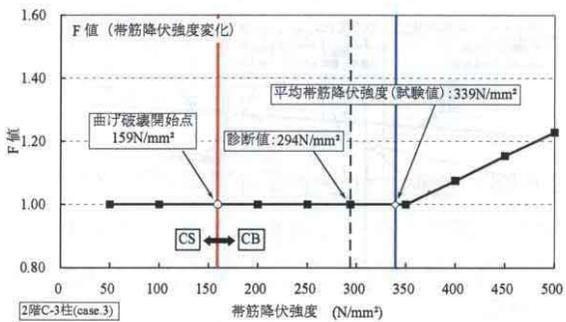


(a) F 値との関係

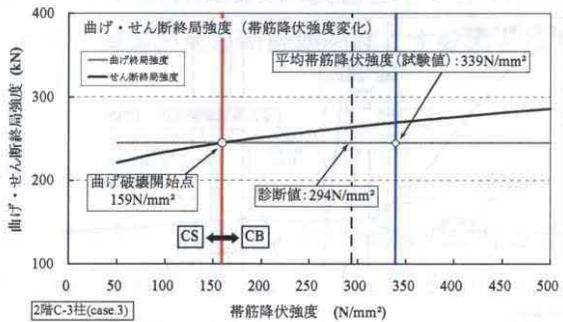


(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(ii) case.2



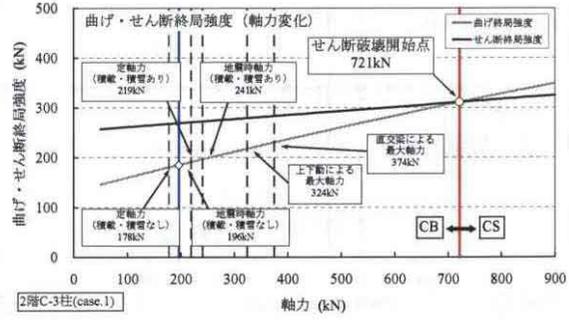
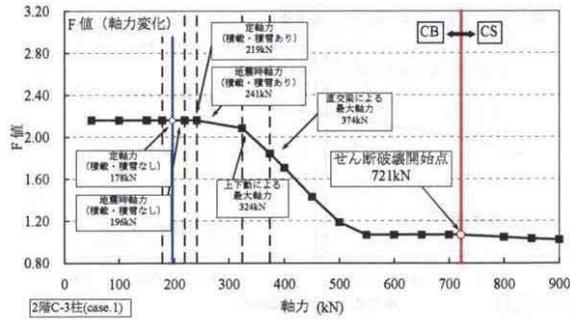
(a) F 値との関係



(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(iii) case.3

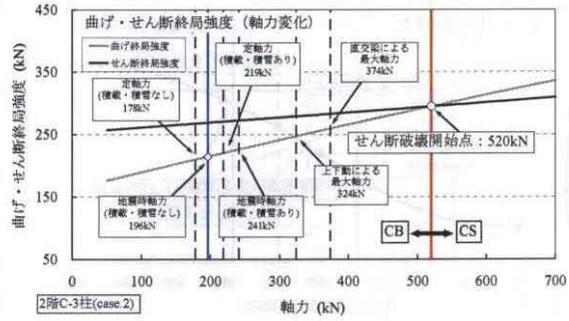
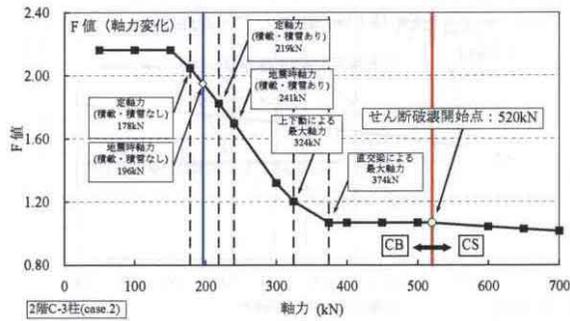
図 5.28 帯筋降伏強度を変化させた場合(2階 C-3 柱)



(a) F 値との関係

(b) 曲げ及びせん断強度との関係

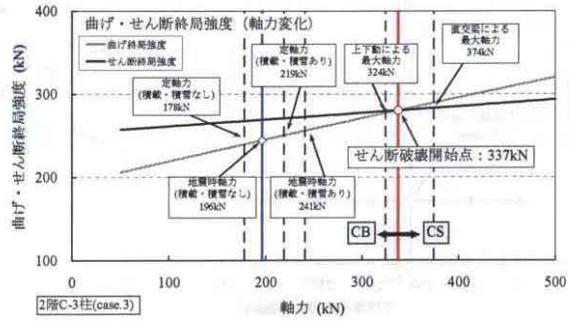
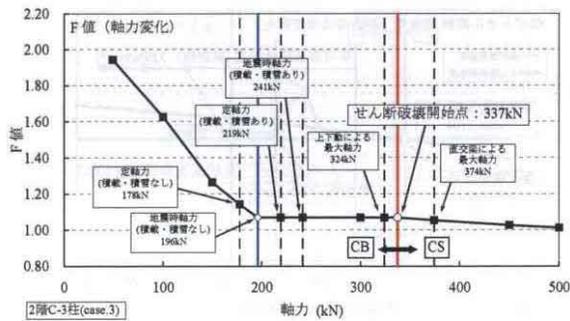
(i) case.1



(a) F 値との関係

(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(ii) case.2



(a) F 値との関係

(b) 曲げ及びせん断強度との関係

(iii) case.3

図 5.29 軸力を変化させた場合(2階 C-3 柱)

(1) コンクリート強度を変化させた場合 (図 5.25(i)(ii)(iii))

図 5.25(i)の case.1 をみると、コンクリート強度の設計基準値よりも小さい 7N/mm^2 以下となるとせん断破壊となり、図 5.25(ii)の case.2 をみると、設計基準値よりも小さい 16.7N/mm^2 以下となるとせん断破壊が開始するものの、コンクリート強度が低すぎるためあまり現実的ではない。図 5.25(iii)の case.3 では、設計基準値よりも大きい 25.6N/mm^2 以下となるとせん断破壊となるが、表 5.1 のコンクリート強度試験値をみても 25.6N/mm^2 を下回るコンクリート強度はないことに加え、先述したように 1 階からの定着主筋が腰壁から 170mm しか伸びておらず、曲げ耐力はあまり期待できないことからせん断破壊となることを説明できない。

(2) 帯筋間隔を変化させた場合 (図 5.26(i)(ii)(iii))

帯筋間隔は診断採用値である 400mm を基準とし、 $50\sim 1000\text{mm}$ の範囲まで変化させたが、図 5.26(i)(ii)に示す case.1,2 の全ての範囲で曲げ破壊となった。一方、図 5.26(iii)の case.3 では、帯筋間隔が 854mm 以上となるとせん断破壊となるが、 90° フックであることを考慮しても実配筋 200mm の 4 倍程度とすることはあまり現実的でない。したがって、帯筋間隔がせん断破壊となる要因とは考えにくい。

(3) 主筋降伏強度を変化させた場合 (図 5.27(i)(ii)(iii))

図 5.27(i)の case.1 をみると、主筋降伏強度が診断採用値である 294N/mm^2 のとき、試験値である平均強度 355N/mm^2 では曲げ破壊となり、 579N/mm^2 以上となるとせん断破壊となることがわかった。図 5.27(ii)の case.2 をみると、主筋降伏強度が 474N/mm^2 以上、図 5.27(iii)の case.3 では、 401N/mm^2 以上となるとせん断破壊となるが、表 5.2 の鉄筋引張強度試験値をみても 401N/mm^2 を上回る主筋降伏強度はないことから、主筋降伏強度の増加がせん断破壊を起こす要因とは考えにくい。

(4) 帯筋降伏強度を変化させた場合 (図 5.28(i)(ii)(iii))

帯筋降伏強度は試験値である平均強度 339N/mm^2 を基準とし、 $50\sim 500\text{N/mm}^2$ まで変化させたが、図 5.28(i)(ii)に示す case.1,2 では、全ての範囲で曲げ破壊となった。一方、図 5.28(iii)の case.3 では、帯筋降伏強度が診断採用値である 294N/mm^2 、試験値の平均強度である 339N/mm^2 のときには曲げ破壊となり、 159N/mm^2 以下となるとせん断破壊となることがわかった。しかし、表 5.2 の鉄筋引張強度試験値をみても 159N/mm^2 を下回る帯筋降伏強度はないことから、帯筋降伏強度の低下がせん断破壊を起こす要因とは考えにくい。

(5) 軸力を変化させた場合 (図 5.29(i)(ii)(iii))

軸力は積載・積雪荷重なしの地震時軸力を基準とし、定軸力、上下動による最大軸力、直交梁による最大軸力まで変化させた。図 5.29(i)(ii)に示す case.1,2 では考えられうる最大軸力以内では曲げ破壊となった。一方、図 5.29(iii)の case.3 では、 337kN 以上となるとせん断破壊となり、直交梁による最大軸力が作用した場合にはせん断破壊となることが説明できる。

5.5.4 考察

5.5.2 と 5.5.3 の検討結果より、2階 A-4 柱と 2階 C-3 柱については配筋やパラメータの変動だけではせん断破壊となることを十分に説明できなかった。この要因として図 5.30 に示すような 1階柱からの定着主筋が 2階柱の柱脚に段落としに配筋されている部分に応力集中が起こったために、せん断破壊となったのではないかと考えられる。このことは、写真 5.2 の 2階 A-4 柱の柱脚で観察されたせん断ひび割れが、図 5.30 における主筋段落とし部で発生していることから確認できる。現在の耐震診断ではこのような配筋に対しては適用できないことになるので、主筋段落とし部における応力集中の解明が必要である。

定着延長筋が変形能及び崩壊過程に与える影響についての検討は 7 章で行う。

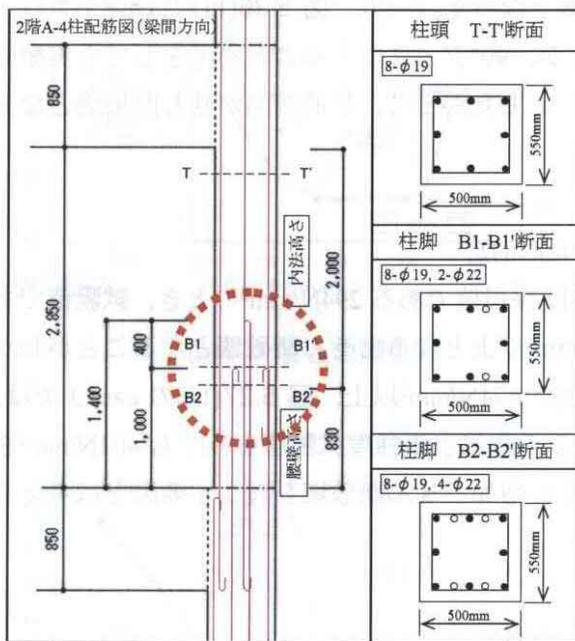
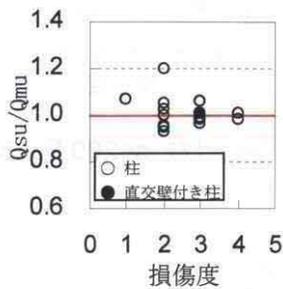


図 5.30 定着主筋段落とし部 (2階 A-4 柱) 写真 5.2 2階 A-4 柱のせん断ひび割れ

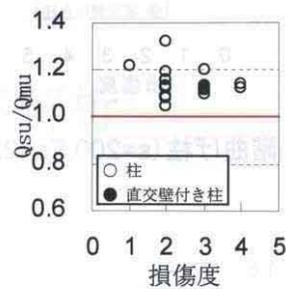
5.6 層全体としての柱の検討

今までの検討は個別の柱を対象にしていたので、本節では全柱について結果を示す。図 5.31 は、実被害がせん断破壊である柱を対象にした場合の曲げ強度に対するせん断強度の比を縦軸に、横軸に損傷度をとったものである。図(a)が1階の柱でコンクリート強度を変えて2ケース示している。図(b)が2階の柱で、図(b-1)(b-2)がコンクリート強度を変えた場合、図(b-3)(b-4)が危険断面を主筋カットオフ位置と考えた場合である。

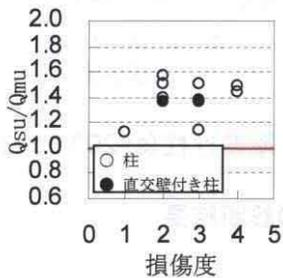
これらの図を見ると、1階では5.3節で示した通り、コンクリート強度に実測値を使うと全て曲げ破壊と判定されるが(図 5.30(a-2))、診断採用値である 22.5N/mm^2 を用いると、せん断破壊と判定される柱もでてくる(図 5.30(a-1))。



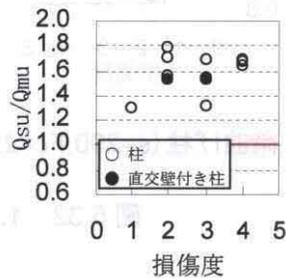
(a-1) 1階せん断柱($s=200, Fc=22.5$)



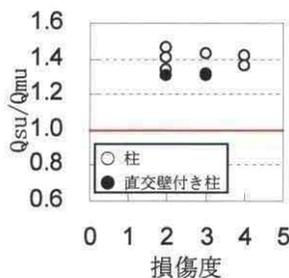
(a-2) 1階せん断柱($s=200, Fc=32.7$)



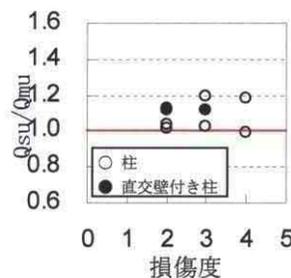
(b-1) 2階せん断柱($s=200, Fc=22.5$)



(b-2) 2階せん断柱($s=200, Fc=32.7$)



(b-3) 2階せん断柱
($s=200, Fc=32.7, \alpha$ 鉄筋のカットオフ点)

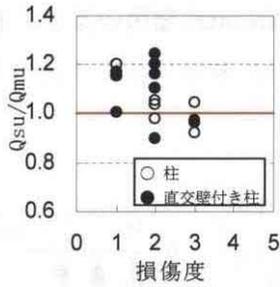


(b-4) 2階せん断柱
($s=200, Fc=32.7, \beta$ 鉄筋のカットオフ点)

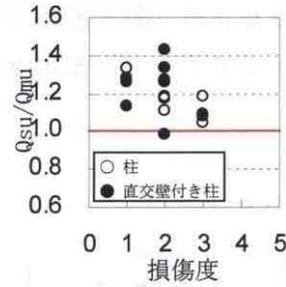
図 5.31 1, 2階のせん断柱(実被害)の診断結果

一方、2階はコンクリート強度を変えただけでは、縦軸が大きく1を上回り、せん断破壊とはならない(図5.31(b-1)(b-2))。危険断面を α 鉄筋のカットオフ点と考えるとようやくせん断破壊と評価される柱もでてくる(図5.31(b-4))。

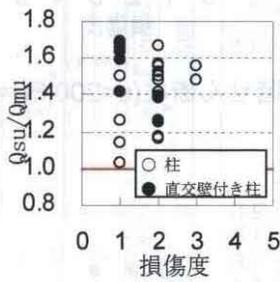
一方、図5.32に、実被害が曲げ破壊である柱を対象にした場合の曲げ強度に対するせん断強度の比を縦軸に、横軸に損傷度をとったものを示しておく。



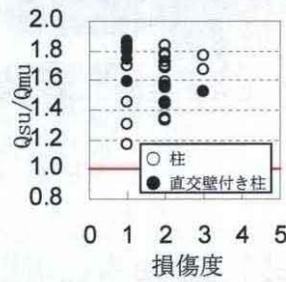
(a-1) 1階曲げ柱 (s=200, Fc=22.5)



(a-2) 1階曲げ柱 (s=200, Fc=32.7)



(b-1) 2階曲げ柱 (s=200, Fc=22.5)



(b-2) 2階曲げ柱 (s=200, Fc=32.7)

図5.32 1, 2階の曲げ柱(実被害)の診断結果

第6章 地震応答解析

6.1 入力地震動

地震応答解析で使用する入力地震動は長岡市小国町に設置されている JMA 小国町法坂の地震計で観測された中越地震および中越沖地震の本震の地震動（図 6.1～6.8）である。さらに、S 小学校は両地震で被災しているため、中越地震と中越沖地震を連結した地震動も使用することにする。S 小学校の桁行方向はほぼ東西方向よりに向いていることから、被害の大きかった桁行方向に EW 方向地震波を入力する。しかし、実際に建物桁行方向に入力される地震波は、EW 方向地震波よりも低減されると考えられる。そこで、建物桁行方向の地震波を EW 波と NS 波を合成することにより作成し、実際に建物桁行方向に入力された地震波を再現する。次節に合成地震波の作成法を述べる。

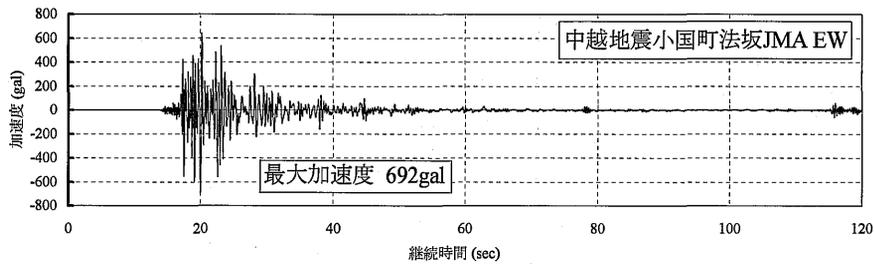


図 6.1 時刻歴地震動（中越地震 EW 成分波）

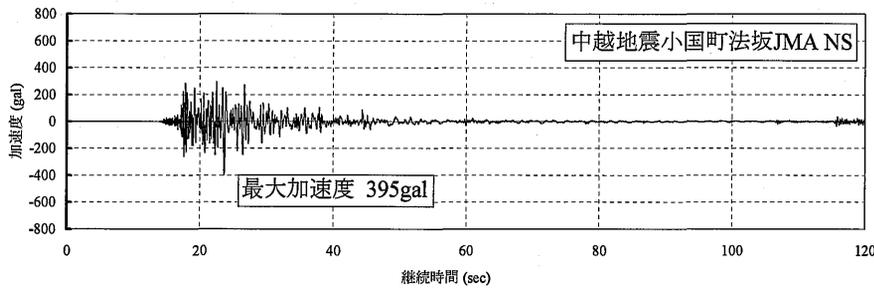


図 6.2 時刻歴地震動（中越地震 NS 成分波）

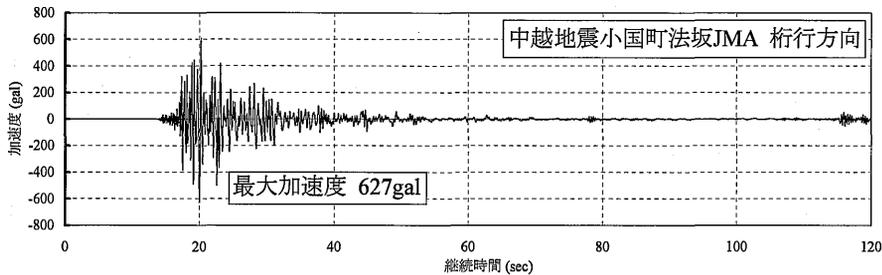


図 6.3 時刻歴地震動（中越地震建物桁行方向地震波）

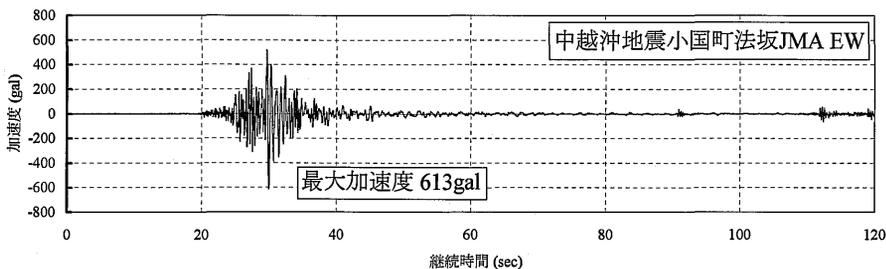


図 6.4 時刻歴地震動（中越沖地震 EW 成分波）

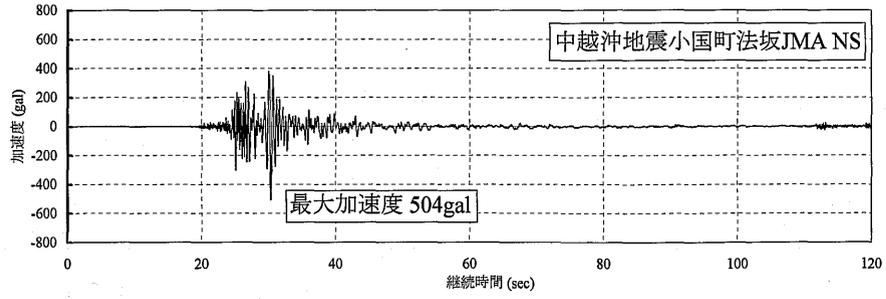


図 6.5 時刻歴地震動（中越沖地震 NS 成分波）

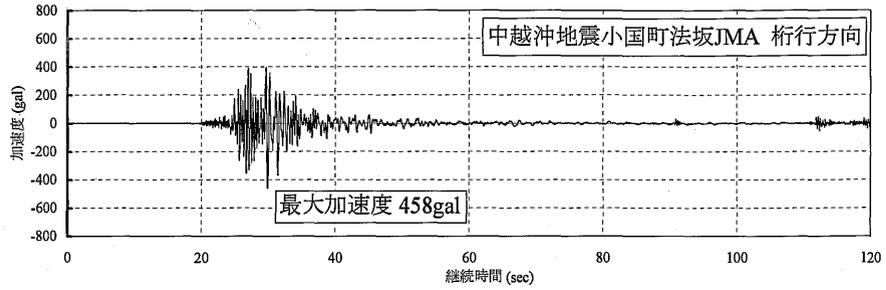


図 6.6 時刻歴地震動（中越沖地震建物桁行方向地震波）

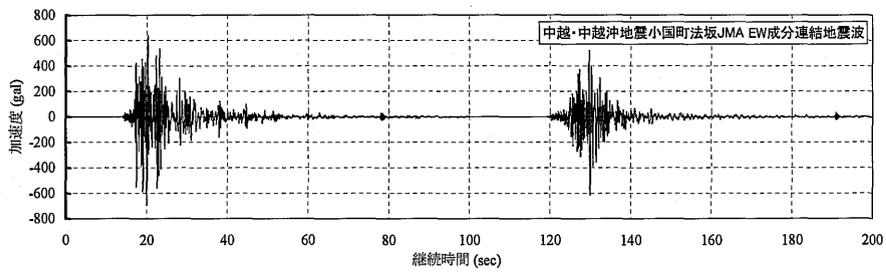


図 6.7 時刻歴地震動（中越・中越沖地震 EW 成分連結地震波）

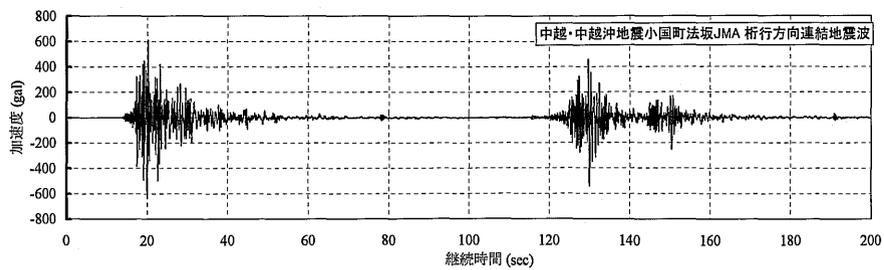


図 6.8 時刻歴地震動（中越・中越沖地震建物桁行方向連結地震波）

6.2 建物桁行方向地震波の作成法

建物桁行方向地震波は図 6.9 に示すように、 F_{EW} と F_{NS} を建物桁行方向の傾斜角 θ に応じて分解し、桁行方向成分である $F_{EW} \cdot \cos \theta$ と $F_{NS} \cdot \sin \theta$ を足し合わせることで算出した。なお、対象建物の桁行方向傾斜角は $\theta=28^\circ$ である。

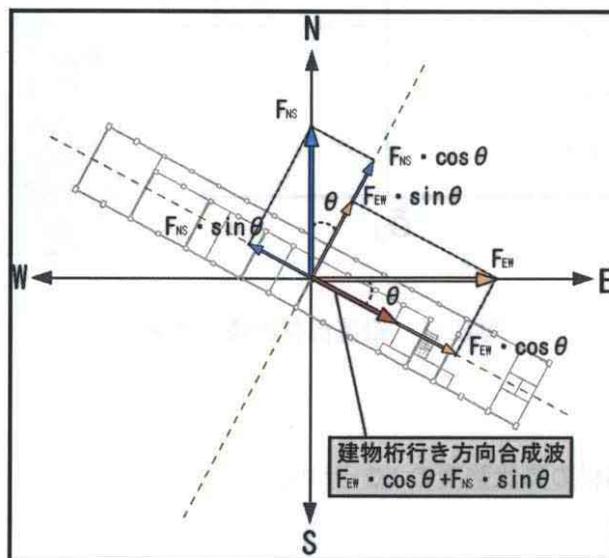


図 6.9 建物桁行方向地震波の作成法

6.3 建物のモデル化

建物のモデルは多質点系モデルとし、図 6.10 に示すように鉛直部材を曲げ柱、せん断柱、曲げ壁、せん断壁、柱型付き曲げ壁の 5 つの部材群に分けて行なった¹⁾。柱型付き曲げ壁については柱と同様な扱いをし、長方形等価断面に置き換えた。各部材のせん断力-変形関係はトリリニア一型とし、第一折れ点をひび割れ点、第二折れ点を降伏点とする。鉛直部材の復元力特性を図 6.11 に示す。履歴特性は武田モデルである。武田モデルの徐荷剛性低下率は 0.4 とする。層のせん断力-変形関係は、各部材群を足し合わせたものとする。解析に用いた建物の重量は、地震時の条件（夏期の休日で休校であったこと）を考慮し、表 2.4 に示した積載・積雪荷重なしの値を用いている。降伏強度は積載・積雪荷重なしの耐震診断時の値を使用する。コンクリート強度と主筋・帯筋降伏強度については、表 5.1、表 5.2 に示す試験値を用いている。なお、二階梁における腰壁の強度および剛性の寄与は本解析では評価していない。

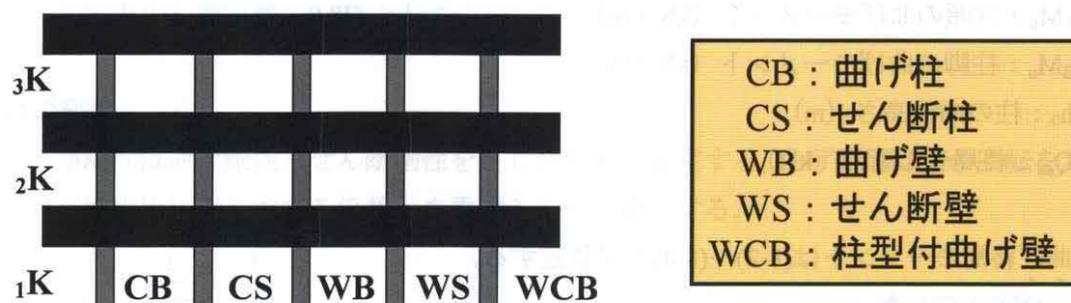


図 6.10 建物のモデル化

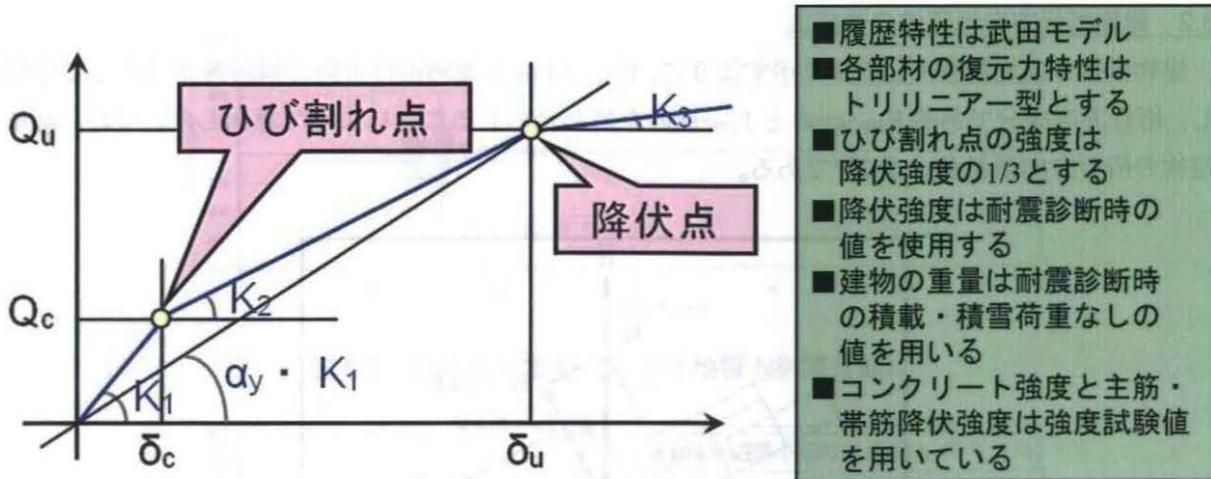


図 6.11 鉛直部材の復元力特性

(1) 柱の強度

柱のひび割れ強度は部材の降伏強度の 1/3 とする。

$$Q_c = \frac{1}{3} Q_u \quad \dots (6-1)$$

ここで、

Q_c : ひび割れ強度 (kN)

Q_u : 降伏強度 (kN)

降伏強度は部材のせん断強度とする。つまり曲げ終局時のせん断力と終局せん断強度の小さい方とする。曲げ終局強度は耐震診断時に算定した値とし、終局せん断強度は耐震診断時に算定した値とする。

$$Q_u = \min (Q_{mu}, Q_{su})$$

ここで、

Q_u : 降伏強度 (kN)

Q_{mu} : 曲げ終局時のせん断力 (kN)

$$Q_{mu} = \frac{T M_u + B M_u}{h_0}$$

$T M_u$: 柱頭の曲げモーメント (kN・m)

$B M_u$: 柱脚の曲げモーメント (kN・m)

h_0 : 柱の内法高さ (m)

Q_{su} : 終局せん断力 (kN)

柱の曲げ終局モーメントは(8-2)~(8-4)式で算定する。

$N_{min} < N \leq 0$ のとき

$$M_u = 0.8 a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4 N \cdot D \quad \dots (6-2)$$

$0 < N \leq 0.4 \cdot D \cdot F_c$ のとき

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad \dots (6-3)$$

$0.4 \cdot D \cdot F_c < N \leq N_{Max}$ のとき

$$M_u = \left(0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c \right) \left(\frac{N_{Max} - N}{N_{min} - 0.4b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad \dots (6-4)$$

ここで、

N_{Max} : 中心圧縮終局強度 $= b \cdot N \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y$ (N)

N_{min} : 中心圧縮終局強度 $= -a_g \cdot \sigma_y$ (N)

N : 柱軸方向力 (N)

a_t : 引張鉄筋断面積 (mm^2)

a_g : 柱鉄筋全断面積 (mm^2)

b : 柱幅 (mm)

D : 柱せい (mm)

σ_y : 鉄筋降伏強度 (N/mm^2)

F_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm^2)

柱の終局せん断強度は(8-5)式で算定する。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053p_t^{0.23}(18 + F_c)}{M/(Q \cdot d) + 0.12} + 0.85\sqrt{p_w \cdot \sigma_{wy}} + 0.1\sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad \dots (6-5)$$

ここで、

p_t : 引張鉄筋比 (%)

p_w : せん断補強筋比 $p_w \leq 0.012$ のときは $p_w = 0.012$ (%)

σ_{wy} : せん断補強筋の降伏強度 (N/mm^2)

σ_0 : 柱軸方向応力度 (N/mm^2)

d : 柱の有効せい

$\frac{M}{Q}$: $\frac{h_0}{2}$ としてよい。 h_0 は柱の内法高さ (mm)

ただし $M/(Q \cdot d)$ が 1 以下のときは 1 とし、3 以上のときは 3 とする

j : 応力中心間距離 $0.8D$ としてよい

(2) 柱の剛性

柱の初期剛性は曲げ剛性とせん断剛性を足し合わせて算定する。曲げ剛性は梁の回転を考慮し、上下梁の平均剛比により求まる係数 α を乗ずることで算定する。

$$\frac{1}{K_e} = \frac{1}{K_{em}} + \frac{1}{K_{es}} \quad \dots (6-6)$$

ここで,

K_e : 初期剛性 (N/mm)

K_{em} : 曲げ剛性 (N/mm)

K_{es} : せん断剛性 (N/mm)

$$K_{em} = a \cdot \frac{12E \cdot I}{h_0^3} \quad \dots (6-7)$$

ここで,

K_{em} : 曲げ剛性 (N/mm)

E : コンクリートのヤング係数 (N/mm²)

I : 断面2次係数 (mm⁴)

h_0 : 内法高さ (mm)

a : \bar{k} により決まる係数

$$a = \frac{\bar{k}_i}{2 + \bar{k}_i} \quad \dots (6-8)$$

$$\bar{k} = \frac{{}_i k_{B1} + {}_{i+1} k_{B2} + {}_{i+1} k_{B1} + {}_{i+1} k_{B2}}{2 \cdot {}_i k_c} \quad \dots (6-9)$$

ここで,

${}_i k_c$: 柱の剛比

${}_{i+1} k_{B1}$ 、 ${}_{i+1} k_{B2}$: 上階梁の剛比

${}_i k_{B1}$ 、 ${}_i k_{B2}$: 下階梁の剛比

$$K_{es} = \frac{G \cdot A}{\kappa \cdot h_0} \quad \dots (6-10)$$

ここで,

K_{es} : せん断剛性

G : コンクリートのせん断剛性係数比

$$G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)} \quad \dots (6-11)$$

A : 断面積 (mm²)

h_0 : 内法高さ (mm)

κ : 形状係数 (0.1 とする)

ν : (0.2 とする)

ひび割れ後の剛性は、ひび割れ点と降伏点を結ぶ直線の傾きとする。降伏点の変形は(6-12)式で決まる剛性低下率 α_y を初期剛性に乘じて降伏点を通る剛性を求めて算定する。

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64n \cdot p_t + 0.043 h_0 / 2D + 0.33\eta_0)(d/D)^2 \quad \dots (6-12)$$

ここで、

- α_y : 剛性低下率
- n : コンクリートと鉄筋のヤング係数比
- p_t : 引張鉄筋比
- h_0 : 内法高さ (mm)
- D : 柱せい (mm)
- η_0 : 軸力比
- d : 有効せい (mm)

降伏後の剛性は、曲げ部材は初期剛性の 1/1000, せん断部材は初期剛性の-1/50, 極短部材は-1/100 の負勾配とする。

そで壁付柱の剛性は、水平断面積と部材のせいが等しくなる等価断面積を算定し、等価幅とせいを持つ長方形柱として算定する。

(3) 壁の強度

柱のひび割れ強度は部材の降伏強度の 1/3 とする。

$$Q_c = \frac{1}{3} Q_u \quad \dots (6-13)$$

ここで、

- Q_c : ひび割れ強度 (kN)
- Q_u : 降伏強度 (kN)

降伏強度は部材のせん断強度とする。つまり曲げ終局時のせん断力と終局せん断強度の小さい方とする。曲げ終局強度は耐震診断時に算定した値とし、終局せん断強度は耐震診断時に算定した値とする。

$$Q_u = \min(Q_{mu}, Q_{su}) \quad \dots (6-14)$$

ここで、

- Q_u : 降伏強度 (kN)
- Q_{mu} : 曲げ終局時のせん断力 (kN)

$$Q_{mu} = \frac{M_u}{h_w} \quad \dots (6-15)$$

- M_u : 曲げ終局モーメント (kN・m)
- h_w : 壁の反曲点高さ (mm)
- Q_{su} : 終局せん断力 (kN)

(4) 壁の剛性

$$K_e = \frac{Q_n}{\delta_n} \quad \dots (6-16)$$

ここで、

K_e : 壁部材の初期剛性 (N/mm)

Q_n : 壁のせん断力 (N)

δ_n : 壁の変形量 (mm)

$$\delta_n = \delta_{Sn} + \delta_{Mn} + \delta_{Rn} \quad \dots (6-17)$$

ここで、

δ_{Sn} : せん断変形 (mm)

$$\delta_{Sn} = \frac{\kappa \cdot Q_n \cdot h_n}{G \cdot A_{Wn}} \quad \dots (6-18)$$

h_n : n 階の階高 (mm)

G : コンクリートのせん断弾性係数 (N/mm²)

A_{Wn} : n 階の壁の断面積 (mm²)

δ_{Mn} : 曲げ変形 (mm)

$$\delta_{Mn} = \left(\sum_{i=1}^{n-1} \frac{M_i \cdot h_i}{E \cdot I_i} \right) \times h_w + \frac{M_n \cdot h_n}{E \cdot I_n} \times x_n \quad \dots (6-19)$$

M_i : 各階の脚部曲げモーメント (N・mm)

h_i : 各階の階高 (mm)

E : コンクリートヤング係数 (N/mm²)

I_i : 各階の壁の断面 2 次モーメント (mm⁴)

x_n : 算定する階のモーメントの階の上端からの重心距離 (mm)

δ_{Rn} : 基礎回転による変形 (mm)

$$\delta_{Rn} = \theta \cdot h_n$$

θ : 連層壁の回転角 (rad)

h_n : 階高 (mm)

$$\theta = \frac{\Delta \delta_1 + \Delta \delta_2}{l} \quad \dots (6-20)$$

$\Delta \delta_1$ 、 $\Delta \delta_2$: 基礎または杭の浮上りおよび沈下量 (mm)

l : 基礎の中心間距離 (mm)

$$P = \frac{M_n}{l} \quad \dots (6-21)$$

P : 基礎の支持力 (kN)

M_B : 壁脚の曲げモーメント (kN・mm)

$$\Delta \delta = \frac{P}{E \cdot A_p} \times l_p \quad (\text{杭基礎の場合}) \quad \dots (6-22)$$

E : 杭のヤング係数 (N/mm²)

A_p : 杭の断面積 (mm²)

l_p : 杭長 (mm)

6.4 解析方法

5.5節の2階柱の崩壊形の検討と同様に、図6.12に示すように1階柱からの定着主筋を2階柱の柱脚に考慮するために、表6.1におけるcase.1~3の各場合についてそれぞれ解析を行ない結果を比較することにする。

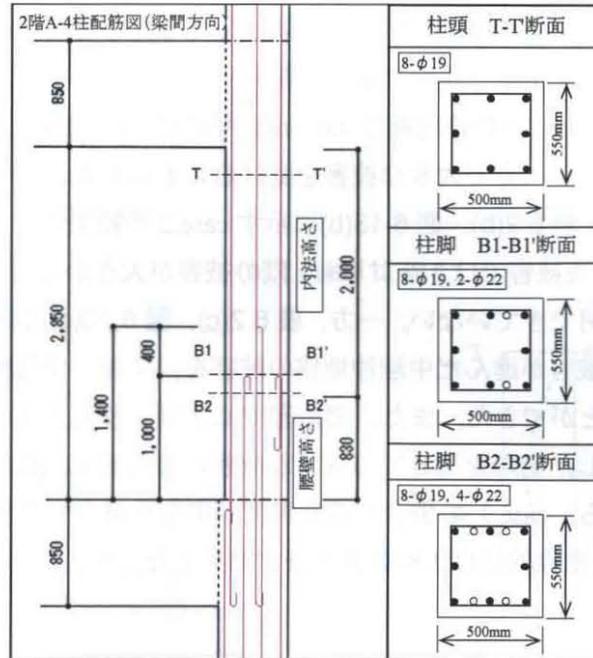


図 6.12 2階 A-4 柱配筋図

表 6.1 柱頭・柱脚断面と内法高さ (case.1~3)

2階A-4柱	case.1	case.2	case.3
柱頭断面	T-T'断面	T-T'断面	T-T'断面
柱脚断面	T-T'断面	B1-B1'断面	B2-B2'断面
内法高さ	1430mm	1830mm	2000mm

6.5 対象建物の解析結果

6.5.1 EW方向地震波入力

表 6.2(a)(b)(c)に地震応答解析結果を、図 6.13(a)(b)(c)に解析結果である最大層間変位と荷重一変形角関係を示す。

表 6.2(a), 図 6.13(a)の case.1 をみると、1 階の最大層間変形角は中越地震で 0.0055rad, 中越沖地震で 0.0056rad, 中越・中越沖地震連結で 0.0055rad となり、中越・中越沖地震連結でも被害が小さくなり、実被害の程度を十分に説明できない結果となった。また、2 階においては最大層間変形角が中越地震で 0.0169rad, 中越沖地震で 0.011rad, 中越・中越沖地震連結で 0.0233rad となり、中越地震・中越沖地震の単一入力で大きな被害を受けることに加え、1 階に対して著しく被害が大きくなる結果となった。表 6.2(b), 図 6.13(b)に示す case.2 の結果についても同様の傾向が得られた。中越沖地震被災後の実被害では2階よりも1階の被害が大きかったことから、case.1 と case.2 の結果は被害の程度を説明できていない。一方、表 6.2(c), 図 6.13(c)に示す case.3 では、1,2 階ともに中越地震からさらに被害が進んだ中越沖地震の被害を、中越・中越沖連結地震動を用いることで定性的に再現することができた。また、実被害では2階よりも1階の被害が大きかったことも再現できている。しかし、全階を通して応答値が大きいため被害の程度を定量的には再現できていない。以上のことから、case.3 の場合では被災度が中越地震で 1,2 階が小破、中越沖地震で 1,2 階が中破であることを定性的には比較的良く表す結果となった。

表 6.2 地震応答解析結果(EW 方向地震波入力)

(a) case.1

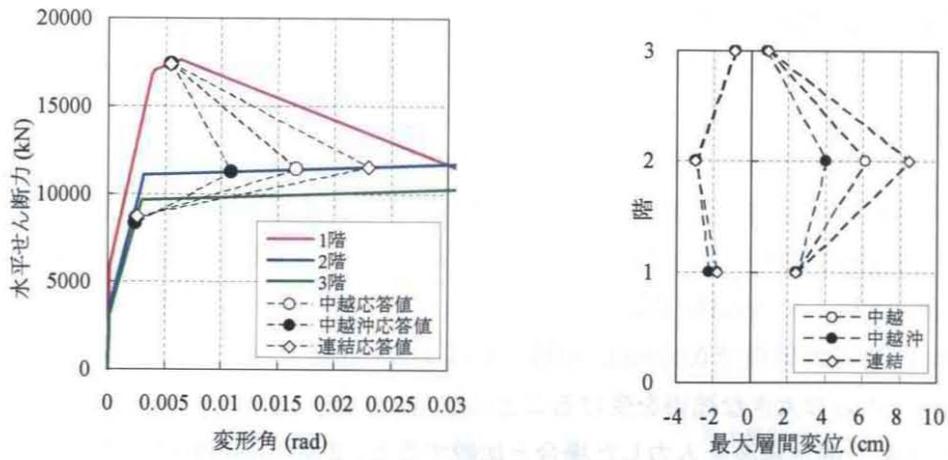
階	中越地震				中越沖地震				中越・中越沖地震連結			
	最大層間変位		最大層間変形角		最大層間変位		最大層間変形角		最大層間変位		最大層間変形角	
	負方向	正方向	負方向	正方向	負方向	正方向	負方向	正方向	負方向	正方向	負方向	正方向
	(cm)	(cm)	R (rad)	R (rad)	(cm)	(cm)	R (rad)	R (rad)	(cm)	(cm)	R (rad)	R (rad)
3	-0.91	0.89	-0.0025	0.0025	-0.80	0.86	-0.0022	0.0024	-0.91	0.93	-0.0025	0.0026
2	-3.00	6.17	-0.0081	0.0169	-2.93	4.03	-0.0079	0.011	-3.00	8.50	-0.0081	0.0233
1	-1.82	2.42	-0.0041	0.0055	-2.25	2.48	-0.0051	0.0056	-1.82	2.42	-0.0041	0.0055

(b) case.2

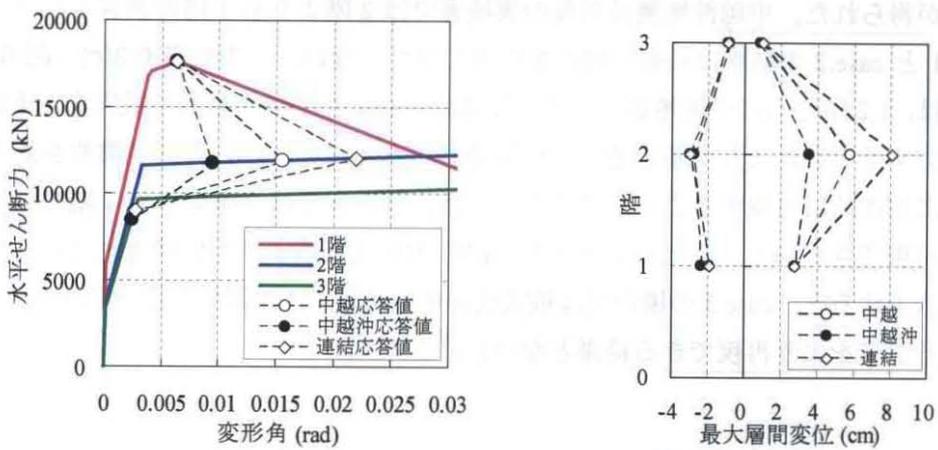
階	中越地震				中越沖地震				中越・中越沖地震連結			
	最大層間変位		最大層間変形角		最大層間変位		最大層間変形角		最大層間変位		最大層間変形角	
	負方向	正方向	負方向	正方向	負方向	正方向	負方向	正方向	負方向	正方向	負方向	正方向
	(cm)	(cm)	R (rad)	R (rad)	(cm)	(cm)	R (rad)	R (rad)	(cm)	(cm)	R (rad)	R (rad)
3	-0.95	0.94	-0.0026	0.0026	-0.86	0.88	-0.0024	0.0024	-0.95	0.97	-0.0026	0.0027
2	-3.02	5.76	-0.0081	0.0156	-2.78	3.51	-0.0075	0.0095	-3.02	8.09	-0.0081	0.0222
1	-1.91	2.79	-0.0043	0.0063	-2.36	2.77	-0.0053	0.0063	-1.91	2.79	-0.0043	0.0063

(c) case.3

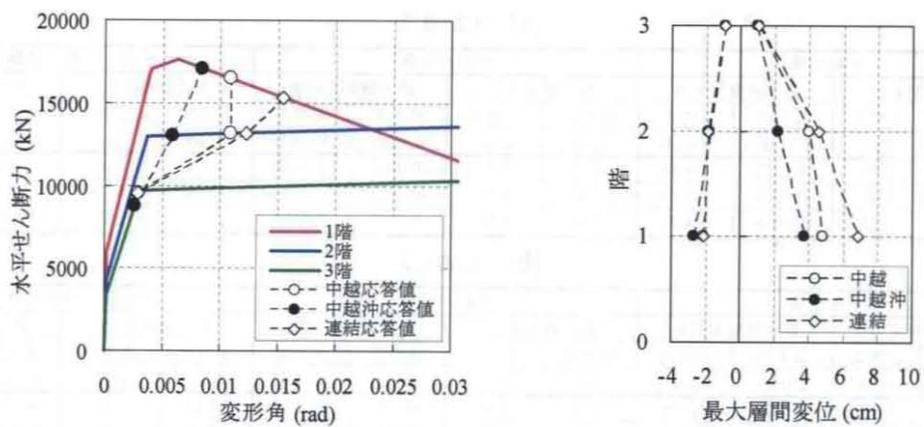
階	中越地震				中越沖地震				中越・中越沖地震連結			
	最大層間変位		最大層間変形角		最大層間変位		最大層間変形角		最大層間変位		最大層間変形角	
	負方向	正方向	負方向	正方向	負方向	正方向	負方向	正方向	負方向	正方向	負方向	正方向
	(cm)	(cm)	R (rad)	R (rad)	(cm)	(cm)	R (rad)	R (rad)	(cm)	(cm)	R (rad)	R (rad)
3	-0.89	1.05	-0.0024	0.0029	-0.88	0.93	-0.0024	0.0026	-0.89	1.05	-0.0024	0.0029
2	-1.90	4.01	-0.0051	0.0109	-1.78	2.17	-0.0048	0.0059	-1.90	4.54	-0.0051	0.0123
1	-2.13	4.83	-0.0048	0.011	-2.67	3.74	-0.006	0.0085	-2.13	6.84	-0.0048	0.0156



(a) case.1



(b) case.2



(c) case.3

図 6.13 最大層間変位と荷重—変形角関係(EW 方向地震波入力)

6.5.2 建物桁行方向地震波入力

表 6.3(a)(b)(c)に地震応答解析結果を、図 6.14(a)(b)(c)に解析結果である最大層間変位と荷重-変形角関係を示す。

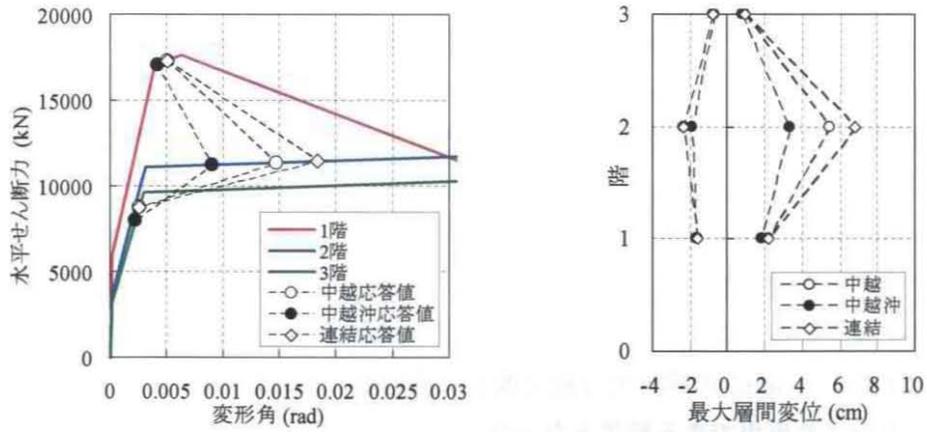
表 6.3(a), 図 6.14(a)の case.1 をみると、1 階の最大層間変形角は中越地震で 0.0051rad, 中越沖地震で 0.0042rad, 中越・中越沖地震連結で 0.0051rad となり、中越・中越沖地震連結でも被害が小さくなり、実被害の程度を十分に説明できない結果となった。6.5.1 で述べた EW 方向地震波を入力した場合と比較しても同様の傾向となった。また、2 階においては最大層間変形角が中越地震で 0.0149rad, 中越沖地震で 0.009rad, 中越・中越沖地震連結で 0.0185rad となり、中越地震・中越沖地震の単一入力で大きな被害を受けることに加え、1 階に対して著しく被害が大きくなる結果となった。EW 方向地震波を入力した場合と比較すると、2 階の応答値は小さくなっているものの 1 階に対して著しく被害が大きくなった。表 6.3(b), 図 6.14(b)に示す case.2 の結果についても同様の傾向が得られた。中越沖地震被災後の実被害では 2 階よりも 1 階の被害が大きかったことから、case.1 と case.2 の結果は被害の程度を説明できていない。一方、表 6.3(c), 図 6.14(c)に示す case.3 では、1,2 階ともに中越地震からさらに被害が進んだ中越沖地震の被害を、建物桁行方向地震波を入力することにより全階を通して応答値が小さくなり、EW 方向地震波を入力した場合よりもさらに定性的に再現することができた。また、実被害では 2 階よりも 1 階の被害が大きかったことも再現できている。以上のことから、EW 方向地震波よりも低減されている建物桁行方向地震波を入力すると、case.3 の場合では被災度が中越地震で 1,2 階が小破、中越沖地震で 1,2 階が中破であることをより再現できる結果となった。

表 6.3 地震応答解析結果(建物桁行方向地震波入力)

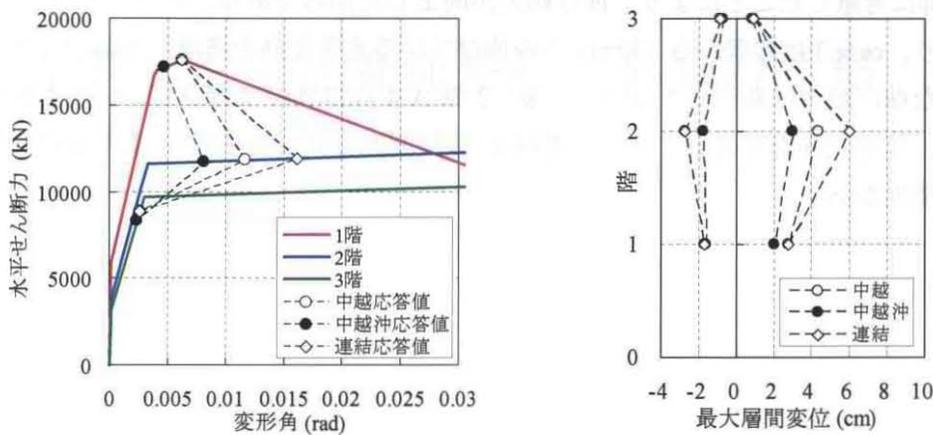
(a) case.1												
階	中越地震				中越沖地震				中越・中越沖地震連結			
	最大層間変位		最大層間変形角		最大層間変位		最大層間変形角		最大層間変位		最大層間変形角	
	負方向 (cm)	正方向 (cm)	負方向 R (rad)	正方向 R (rad)	負方向 (cm)	正方向 (cm)	負方向 R (rad)	正方向 R (rad)	負方向 (cm)	正方向 (cm)	負方向 R (rad)	正方向 R (rad)
3	-0.78	0.93	-0.0022	0.0026	-0.69	0.81	-0.0019	0.0022	-0.78	0.93	-0.0021	0.0026
2	-2.38	5.46	-0.0064	0.0149	-1.89	3.35	-0.0051	0.009	-2.38	6.78	-0.0064	0.0185
1	-1.58	2.25	-0.0036	0.0051	-1.64	1.86	-0.0037	0.0042	-1.58	2.25	-0.0036	0.0051

(b) case.2												
階	中越地震				中越沖地震				中越・中越沖地震連結			
	最大層間変位		最大層間変形角		最大層間変位		最大層間変形角		最大層間変位		最大層間変形角	
	負方向 (cm)	正方向 (cm)	負方向 R (rad)	正方向 R (rad)	負方向 (cm)	正方向 (cm)	負方向 R (rad)	正方向 R (rad)	負方向 (cm)	正方向 (cm)	負方向 R (rad)	正方向 R (rad)
3	-0.84	0.95	-0.0023	0.0026	-0.72	0.86	-0.002	0.0024	-0.84	0.95	-0.0023	0.0026
2	-2.70	4.32	-0.0073	0.0118	-1.78	2.99	-0.0048	0.0081	-2.70	5.97	-0.0073	0.0164
1	-1.68	2.77	-0.0038	0.0063	-1.65	2.05	-0.0037	0.0047	-1.68	2.77	-0.0038	0.0063

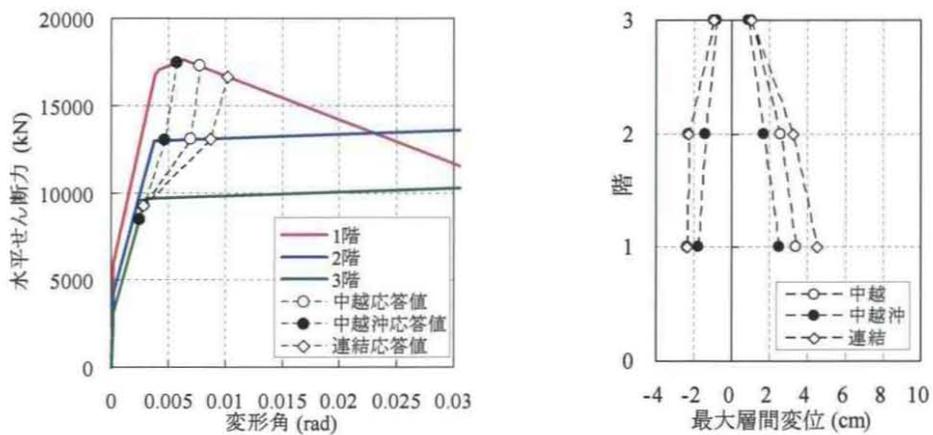
(c) case.3												
階	中越地震				中越沖地震				中越・中越沖地震連結			
	最大層間変位		最大層間変形角		最大層間変位		最大層間変形角		最大層間変位		最大層間変形角	
	負方向 (cm)	正方向 (cm)	負方向 R (rad)	正方向 R (rad)	負方向 (cm)	正方向 (cm)	負方向 R (rad)	正方向 R (rad)	負方向 (cm)	正方向 (cm)	負方向 R (rad)	正方向 R (rad)
3	-0.95	1.01	-0.0026	0.0028	-0.82	0.89	-0.0023	0.0024	-0.95	1.01	-0.0026	0.0028
2	-2.30	2.59	-0.0062	0.007	-1.43	1.71	-0.0039	0.0046	-2.30	3.23	-0.0062	0.0088
1	-2.39	3.42	-0.0054	0.0078	-1.78	2.53	-0.004	0.0057	-2.39	4.51	-0.0054	0.0102



(a) case.1



(b) case.2



(c) case.3

図 6.14 最大層間変位と荷重-変形角関係(建物桁行方向地震波入力)

6.6 考察

6.5の結果より、建物桁行方向地震波を入力した場合、EW方向地震波を入力した場合に比べ応答値は小さくなるが、case.1とcase.2の1階では中越・中越沖地震連結でも被害が小さくなり、2階においては1階に対して著しく被害が大きくなる結果となり実被害を説明できていない。一方、case.3では、1,2階ともに中越地震からさらに被害が進んだ中越沖地震の被害を、建物桁行方向地震波を入力することにより全階を通して応答値が小さくなり、EW方向地震波を入力した場合よりもさらに定性的に再現することができた。また、実被害では2階よりも1階の被害が大きかったことも再現できている。以上のことから、EW方向地震波よりも低減されている建物桁行方向地震波を入力すると、case.3の場合では被災度が中越地震で1,2階が小破、中越沖地震で1,2階が中破であることをより再現できる結果となった。

case.3で被害の程度を比較的良く表す結果となった理由としては、1階柱からの定着主筋4本を2階柱の柱脚に考慮したことにより、曲げ耐力が向上したからであると考えられる。しかし5.5.1で述べた通り、case.3は腰壁から170mmのみ伸びている定着主筋を考慮した場合であって、実配筋では十分な曲げ耐力は期待できない。今後、2階A-4柱以外の2階柱についても詳細な配筋調査を行ない、定着主筋を見直すことで、実被害(被災度区分判定で中破)により近づく解析結果が得られる可能性がある。

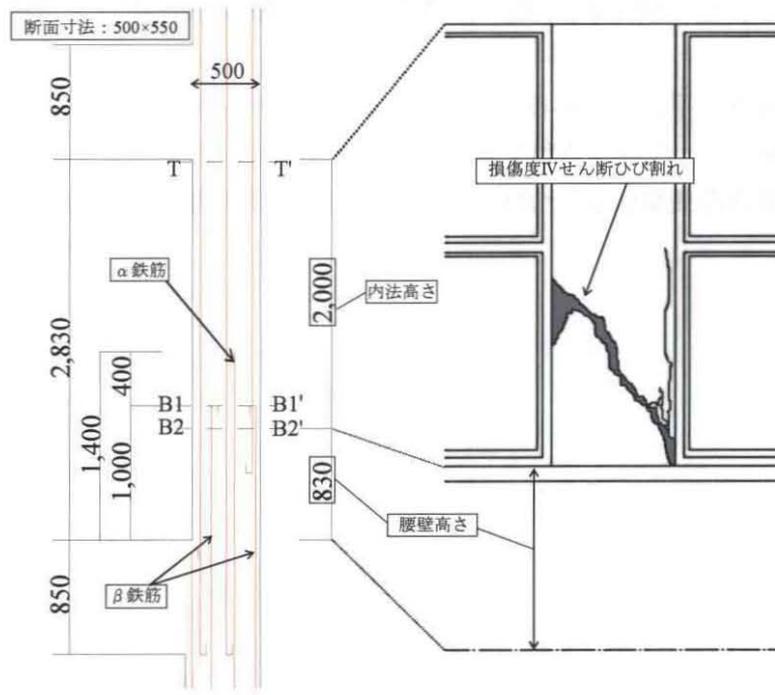
第7章 定着延長筋の影響の考察

7.1 定着延長筋の影響

第5章で示したように、1階よりも2階の方が診断基準による評価と現実の崩壊形の乖離が大きい。本研究では、その原因の一つとして定着延長筋のカットオフ点における変形の集中を考えた。すなわち、図7.1(b)で示した破壊は典型的なせん断破壊に見えるが、その発端は定着延長筋端部付近での曲げひび割れであり、このような部材の間での曲げひび割れは、柱脚の曲げひび割れと異なり、接合部の拘束がないためにせん断破壊のように斜めに進展する。このひび割れ間での応力伝達機構が劣化し、そこに変形が集中した結果、このようなせん断破壊的な性状を示したと考えられる。

これは橋脚における主筋の段落とし部の破壊と同じ現象であり、このような曲げ強度がせん断強度よりも低い場合でも、主筋の段落とし部から始まるひび割れにより変形能が低下することが明らかになっている^{1),2),3)}。

これらの橋脚の段落としと本研究の柱との違いは、橋脚で段落としされた主筋は段落としされるまではその橋脚にとって必要な主筋であるのに対し、定着延長筋はその柱にとっては全く不要な鉄筋である、という点である。必要な鉄筋であれば、諸規基準により十分な定着長さがとられ問題はないが（前述の橋脚の研究はまさにそのことを検討した研究）、不要である場合のその悪影響についての検討は不十分であったと考えられる。そこで、本研究では定着延長筋が柱の変形能に影響を及ぼすであろう指標を定義し、その指標を用いて既往の橋脚の実験結果との関係の検討を試みる。



(a) 柱配筋図(梁間方向) (b)被害の様子(桁行方向)

図7.1 2階 A-4 柱配筋図と被害の様子

まず、定着延長筋が曲げに有効だと考えたとき、曲げ強度がどのように変化するかを検討した。図7.2にモーメントの耐力分布図を示す。図(a)は定着延長長さが短いβ鉄筋が全く無効だとして無視し、一方、α鉄筋は完全に有効と考えたものである (Case 1 と呼ぶ)。図(b)はαβ鉄筋とも完全に有効と考えたものである (Case 2 と呼ぶ)。図をみるとこれらの両ケースで決まる曲げ降伏時せん断力でもせん断強度を下回り、これだけではせん断破壊となった説明はできない。(そこで、第5章5.5節で2階柱についても1階柱と同様のパラメトリックな検討を行った。)

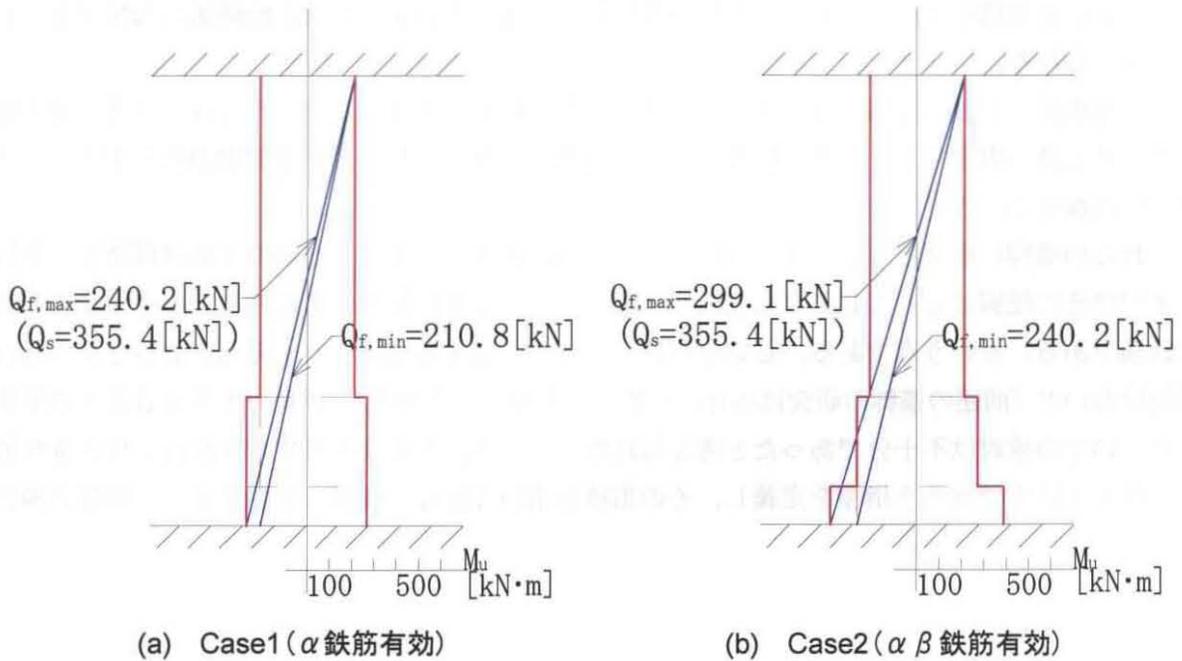


図7.2 2階A-4柱モーメント耐力分布図

7.2 定着延長筋の変形能に及ぼす影響係数 (α) の定義

図 7.3(a)(b)は定着延長筋を有する柱の配筋図とモーメント耐力分布を両端に曲げを受ける柱と片持ち柱別に描いたものである。

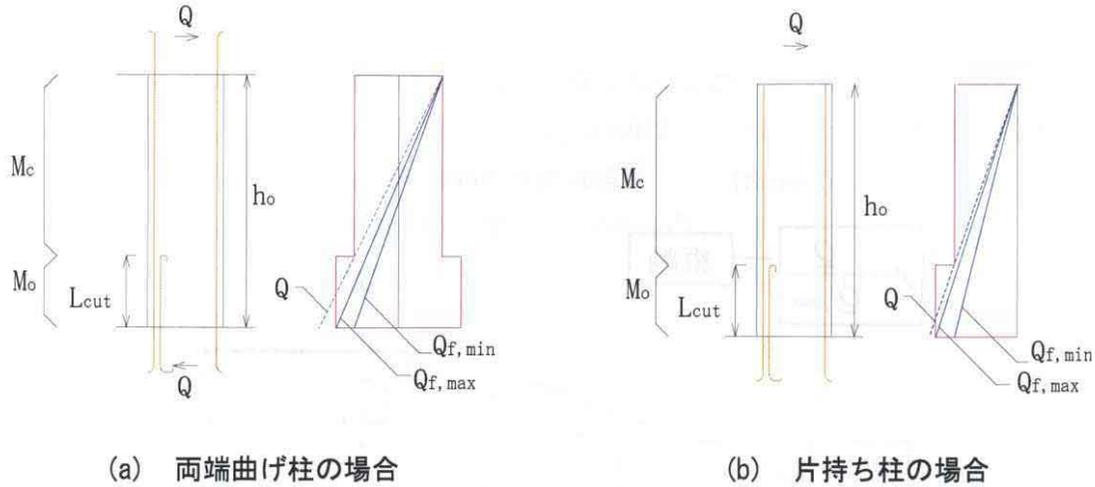


図 7.3 定着延長筋の配筋例とモーメント耐力分布

図 7.4 は定着延長筋が完全に有効と考えた場合の、定着延長筋の長さ L_{cut} とその柱の曲げ降伏時のせん断力 Q の関係の例を図示したものである。横軸の L_{cut} は柱内法長さ h_0 により、縦軸の Q は柱脚が降伏したときのせん断力（曲げ降伏強度はこれ以上にならないという意味で $Q_{f,max}$ と表記）により基準化されている。図の実線の $x=0$ の点が定着延長筋のない場合を示しており、曲げ降伏強度の最小値 $Q_{f,min}$ を表している。

また、曲線部分は定着延長筋のカットオフ点で耐力が決まる場合、水平の直線部分は柱脚で決まる場合 ($Q_{f,max}$) を表している。実際には定着は完全に有効ではないので、この関係は右側に若干シフトするが、本研究ではその影響は無視する。図 7.4 において定着延長筋の変形能に及ぼす影響係数 (α) を式(7-1)で定義した。

$$\alpha = \frac{1}{\frac{Q_{f,max}}{Q_{f,min}} - 1} \times \frac{1}{\frac{h_0}{L_{cut}} - 1} \quad (7-1)$$

$$Q_{f,max} = \begin{cases} (M_c + M_o)/h_0 & \text{(両端曲げ柱)} \\ M_o/h_0 & \text{(片持ち柱)} \end{cases}$$

$$Q_{f,min} = \begin{cases} 2M_c/h_0 & \text{(両端曲げ柱)} \\ M_c/h_0 & \text{(片持ち柱)} \end{cases}$$

- ここで、
 h_0 : 内法長さ
 L_{cut} : 定着延長筋の長さ
 M_c : 定着延長筋のない断面の降伏モーメント
 M_o : 定着延長筋のある断面の降伏モーメント

α は図 7.4 中の b/a であり、柱の変形能に対して以下のような定性的な意味を持つ。

- $\alpha=0$: 定着延長筋がない場合 (変形能に影響しない)
- α が 0 の近傍 : 定着延長筋の影響が無視しうる領域 (変形能にほぼ影響しない)
- α が 0 の近傍から 1 : 定着延長筋のカットオフ点で曲げ強度が決まり、曲げ破壊でも変形能が劣化する領域
- $\alpha=1$ 以上 : 計算上柱脚で曲げ強度が決まるが、変形能を確保するためには α がある程度大きい必要がある領域

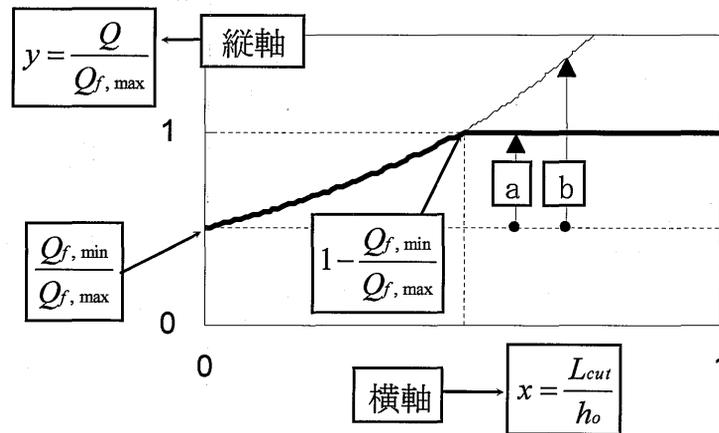


図 7.4 L_{cut} と柱の曲げ降伏時のせん断力 Q の関係

7.3 せん断耐力についての考え方

せん断余裕度の変動傾向を確認するため、せん断終局強度の算定には以下の(7-2),(7-3),(7-4)式を用いた。またこの時の曲げ終局時せん断力算定は(i)(ii)の方法で行う。なお、曲げ終局強度は第4章 4.7 節に従って算定する。

(i) 両端曲げ柱の場合

$$Q_m = \min(Q_{m1}, Q_{m2})$$

$$Q_{m1} = 2M_c / (h_0 - L_{cut}), \quad Q_{m2} = (M_c + M_0) / h_0$$

(ii) 片持ち柱の場合

$$Q_m = \min(Q_{m1}, Q_{m2})$$

$$Q_{m1} = M_c / (h_0 - L_{cut}), \quad Q_{m2} = M_0 / h_0$$

ここで、 h_0 : 内法長さ

L_{cut} : 定着延長筋の長さ

M_c : 定着延長筋のない断面の降伏モーメント

M_0 : 定着延長筋のある断面の降伏モーメント

7.3.1 修正荒川下限式

本計算式は、耐震診断のせん断終局強度算定時に用いられる式である。詳細は、第4章4.7節に記載されている。確認のため、以下式を示す。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.053 p_t^{0.23} (18 + F_C)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot s \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (7-2)$$

- ここで、
 p_t : 引張鉄筋比 (%)
 p_w : せん断補強筋比 $p_w \geq 0.012$ のときは、 $p_w = 0.012$ とする。
 $s \sigma_{wy}$: せん断補強筋の降伏点強度 (N/mm²)
 σ_0 : 柱軸方向応力度 (N/mm²)
 d : 柱有効せい $D - 50\text{mm}$ としてよい。
 $\frac{M}{Q}$: $\frac{h_0}{2}$ としてよい。 h_0 は柱内法高さ
 j : 応力中心間距離 $0.8D$ としてよい。

7.3.2 修正荒川平均式

上記式の平均を示した式であり、コンクリートに関する項の係数が変わる。パラメータの定義は前項に従う。

$$Q_{su} = \left\{ \frac{0.068 p_t^{0.23} (18 + F_C)}{M / (Q \cdot d) + 0.12} + 0.85 \sqrt{p_w \cdot s \sigma_{wy}} + 0.1 \sigma_0 \right\} \cdot b \cdot j \quad (7-3)$$

※ Q_{su} は(6-2)、(6-3)式で求めるが、柱頭・カットオフ点(柱脚)でそれぞれ求め最小値を Q_s とする。

7.3.3 終局強度型耐震設計指針(トラス機構)

前述の(6-2)(6-3)式は実験式であり、「コンクリート効果+せん断補強筋効果」で表される。一方、せん断力の伝達モデルを仮定し、このモデルに基づいてせん断終局強度を求める方法がある。その一つに、「トラス効果+アーチ効果」で表す考え方がある。

トラス機構が負担するせん断力は下式で表される。

$$Q_{ut} = p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot b \cdot j \cdot \frac{1}{\tan \phi} \quad (7-4)$$

$$\frac{1}{\tan \phi} = \sqrt{\frac{V \sigma_B}{p_w \sigma_{wy}} - 1}$$

- ここで、
 p_w : せん断補強筋比
 σ_{wy} : せん断補強筋の降伏点強度 (N/mm²)
 b : 柱幅 (mm)
 j : 柱有効せい (mm)

※本研究における角度 ϕ の仮定: 45° , $\cot 45^\circ = 1.0$

7.4 S小学校柱と橋脚の段落とし試験体との比較

7.2節で定義した α を用いて、段落としを有する橋脚の実験結果^{1),2),3)}とS小の柱を比較検討する。

(i) 1986年文献

図7.5は横軸に影響係数 α を縦軸にせん断余裕度(Q_s/Q_m)をとったもので、単純梁形式で行われた文献2)の試験体について示している。プロットは文献で示されている曲げ的な破壊とせん断的な破壊に分けて示している。また、あわせて5章5.4節で検討した2階のA4柱とC3柱をプロットしたが、図7.1で示したCase1とCase2の2ケースについて示してある。図をみると文献2)の試験体は多くがせん断余裕度が十分にあるにもかかわらず、せん断的な破壊を示していることがわかる。また、その影響係数 α は0.5から3程度に分布している。それらに対し、S小の柱はCase1がせん断破壊的な試験体のグループの右側の集団内に位置し、Case2は同じグループの左側に位置していることがわかる。すなわち、文献2)を参考にするとS小の柱は段落とし部のせん断破壊と呼ばれる挙動と同じ挙動を示していたと判断できる。曲げひび割れが斜めに進展した後のせん断抵抗機構はトラス機構による負担が主となること予想されるので、その変形能はせん断強度そのものではなく、その中のトラス強度分に影響される可能性もある。そこで、図7.5(b)はせん断強度にトラスのみの強度をとったものである。トラス強度は具体的には修正荒川式の帯筋にかかわる項だけで評価した。図をみると、これらの試験体はトラス強度だけではせん断破壊になる試験体であることがわかる。

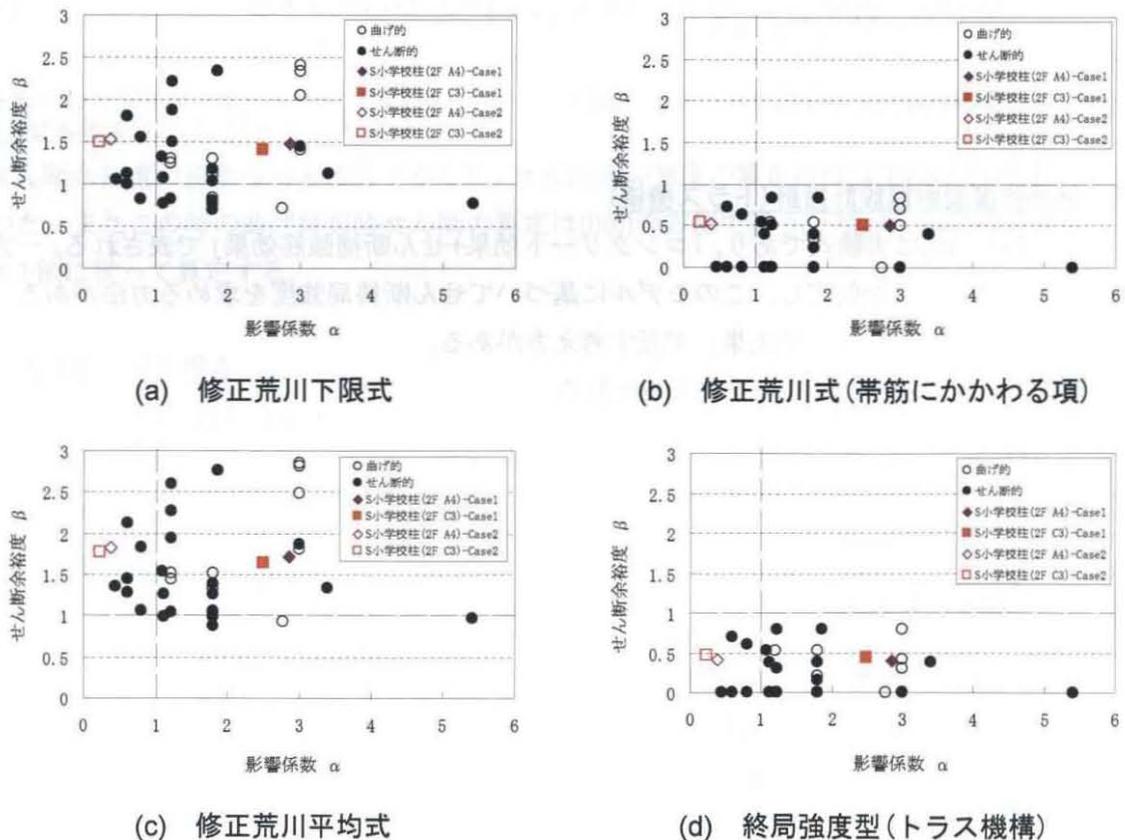


図7.5 1986年文献によるS小学校の位置づけ

図 7.5(b)(d)を比較すると、せん断余裕度は大きくは変わらないがトラス機構で評価したものの方がよりせん断的に評価されている。また、図 7.5(a)(c)を比較すると、平均式の方がより曲げ側に評価されることがわかる。

(ii) 1984 年文献

図 7.6, 図 7.7 は図 7.5 と同様の図を片持ち柱で実験を行っている文献 1)3)について示したものである。ただし、文献 1)では破壊形式は不明だったので、分類していない。図 7.6 に示した文献 1)の試験体は S 小の Case2 に近い α であるが、トラス強度(図(b))のみでも曲げ破壊になる試験体が多い。

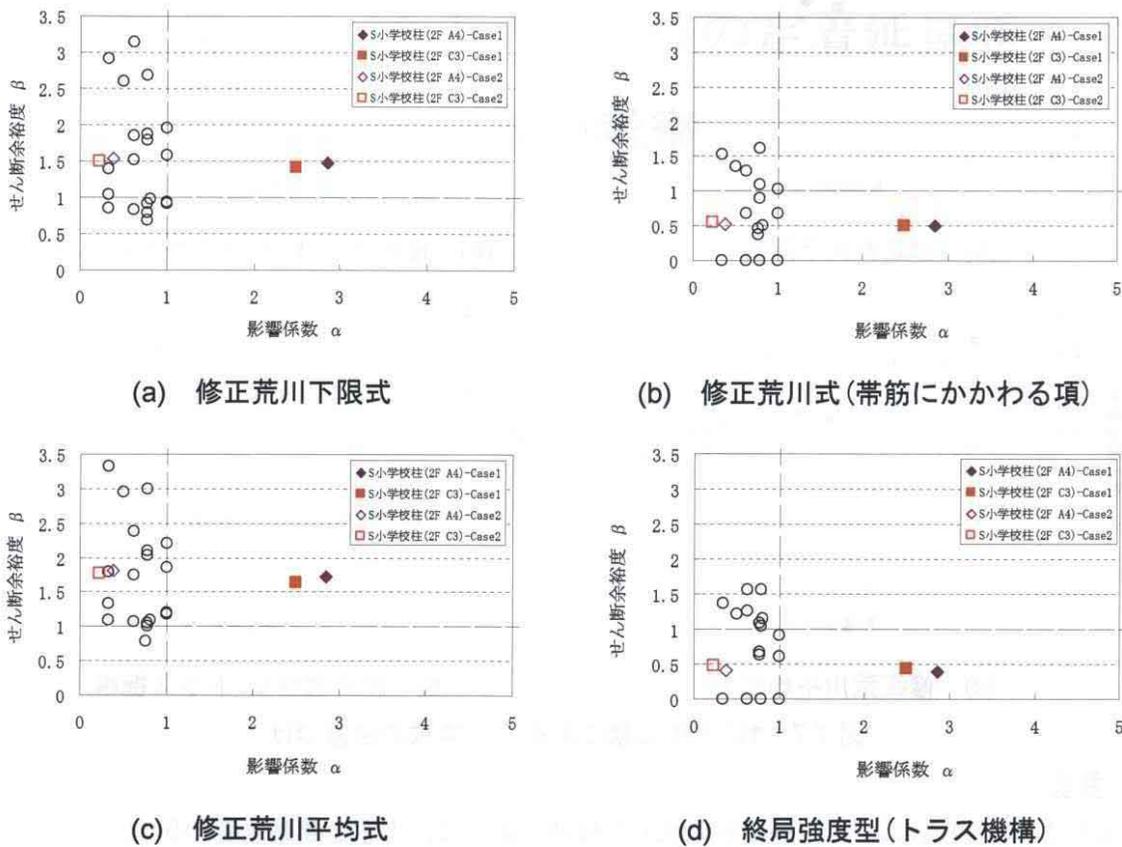
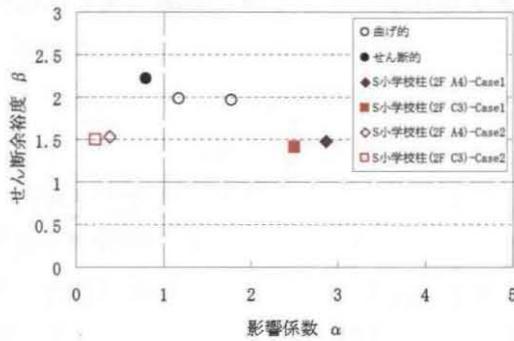


図 7.6 1984 年文献による S 小学校の位置づけ

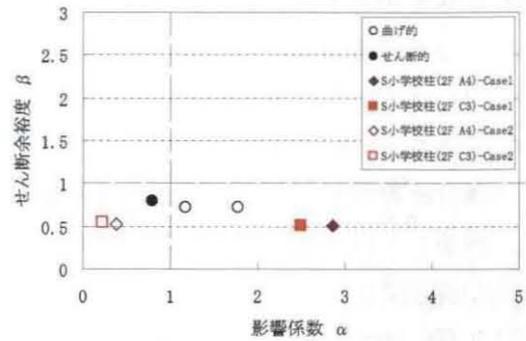
(iii) 1995 年文献

図 7.7 に示した文献 3)の試験体は橋脚の実験の主目的である $\alpha=1$ 前後の試験体が多い。試験体数は少ないものの、 α が 1 以下の 1 体はせん断余裕度が十分にあるにもかかわらずせん断的な破壊を示している。(図(a)(c))

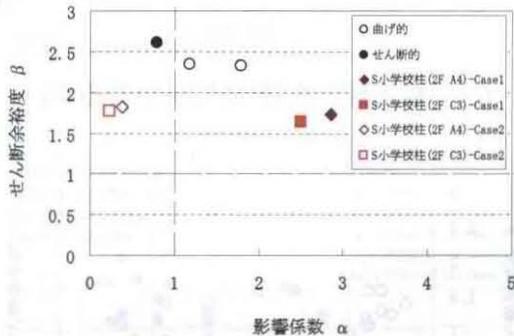
またこの試験体も文献 2)と同様に、トラス強度だけではせん断破壊する試験体であることがわかる。(図(b)(d))



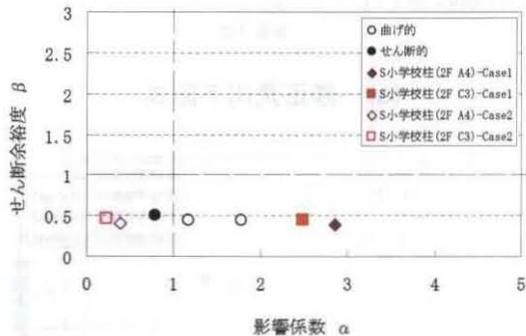
(a) 修正荒川下限式



(b) 修正荒川式(帯筋にかかわる項)



(c) 修正荒川平均式



(d) 終局強度型(トラス機構)

図 7.7 1995 年文献による S 小学校の位置づけ

7.6 考察

影響係数 α の導入により、1986 年文献上の挙動分類では、土木と建築両者の研究の視点の違いをみるのに十分な形となった。図 7.5 で示すとおり、土木分野では影響係数 α が 1 近傍の試験体が多い。建築に言え、土木試験体のプロットの両端に位置している。

つまり、土木の段落とし筋と S 小学校定着延長筋の存在の意味が異なることになる。土木の段落とし筋は、基部において設計上必要な鉄筋である。しかし、経済性向上などの観点から反曲点近傍の鉄筋量を減らしてきた経緯がある。(近年の設計基準では、橋脚の段落し部で損傷させない設計法となっている。)

一方、S 小学校柱の定着延長筋は、設計上本来ならば不要な鉄筋が延長されている。そのため、Case1 では、若干右にシフトする形となった。

改めて S 小学校柱の位置づけだが、1986 年文献において橋脚段落としのせん断破壊と概ね同様の領域に位置していることがわかった。

第8章 小・中学校の定着延長筋
の影響の考察

8.1 はじめに

第4章で、中越地震・中越沖地震で被害を受けたRC造建築物のS小学校において、耐震診断⁴⁾では曲げ破壊すると結果が出ているにも関わらず、実際にはせん断破壊しているケースが見られた。下の階から伸びている定着延長筋の影響で、橋脚の段落とし部のせん断破壊と同じ現象が起こっていることが要因と考えられる。そこで、定着延長筋の柱の変形能に対する影響係数 α を定義し実被害との対応を図った。

本章は、中越地震で被害を受け、S小学校の事例と同様に、実被害と耐震診断結果が一致しない柱が存在するO小・中学校を対象として、柱主筋段落とし部の被害のデータを蓄積し、評価法の精度をさらに上げることを目的とする。

8.2 O小・中学校の概要

8.2.1 建物の概要

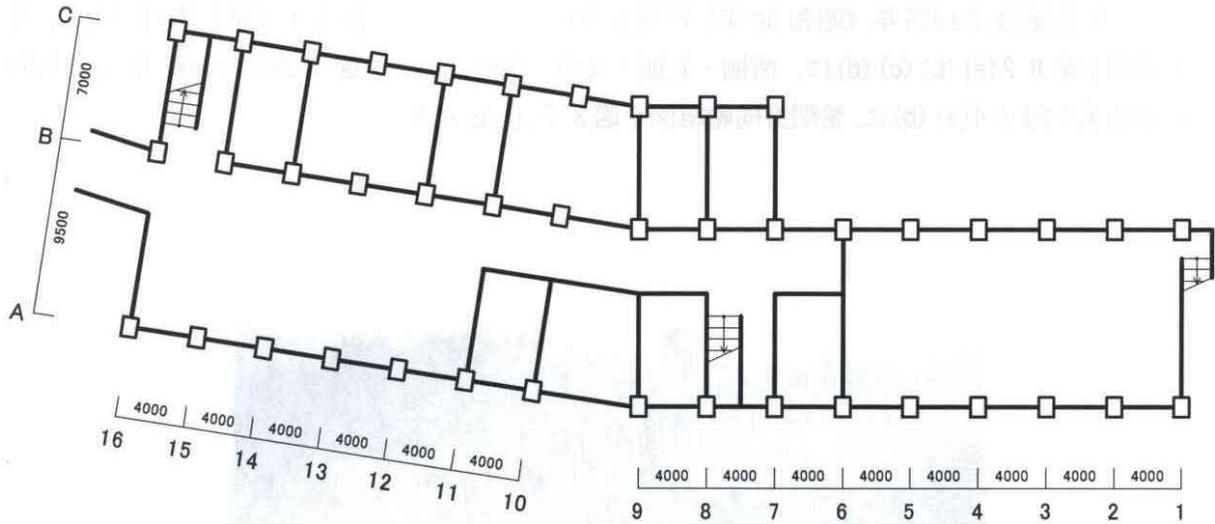
対象建物は新潟県長岡市濁沢町にあるO小学校(写真8.1)である。対象建物の配置図を図8.1に示す。対象建物は1975年(昭和50年)に建設されたRCラーメン構造4階建の建物である。各階平面図を図8.2(a)(b)(c)(d)に、南側・北側・東側・西側立面図を図8.3(a)(b)(c)(d)に、桁行方向軸組図を図8.4(a)(b)に、梁間方向軸組図を図8.5(a)(b)示す。



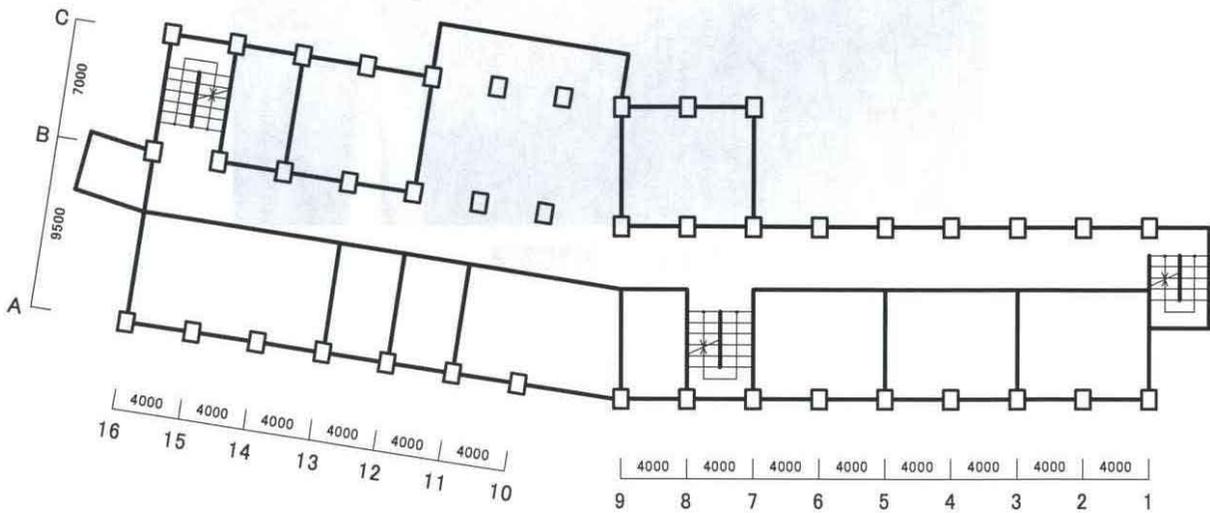
写真 8.1 外観写真



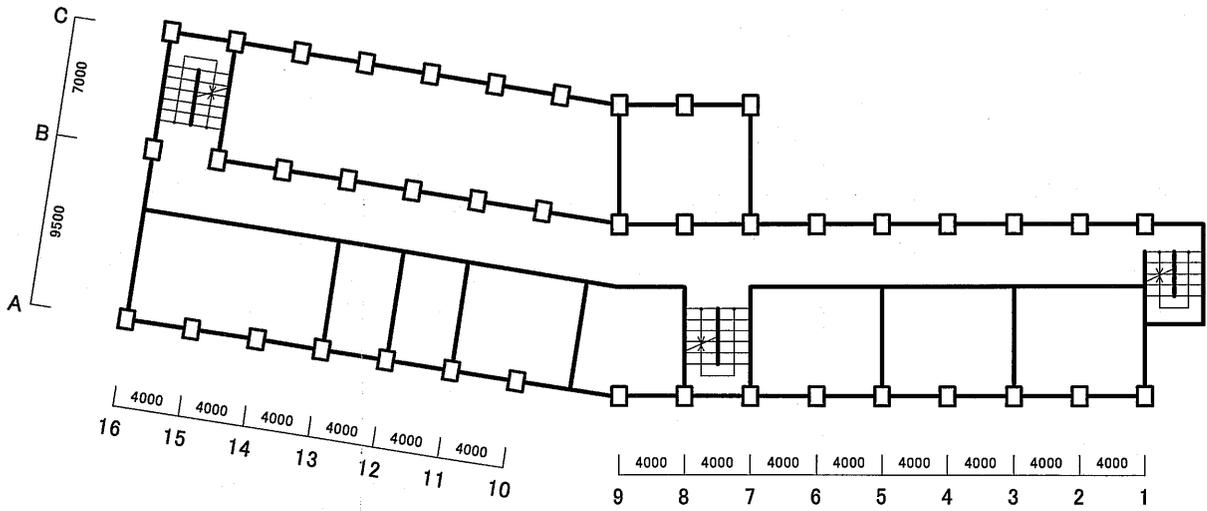
図 8.1 対象建物の配置図



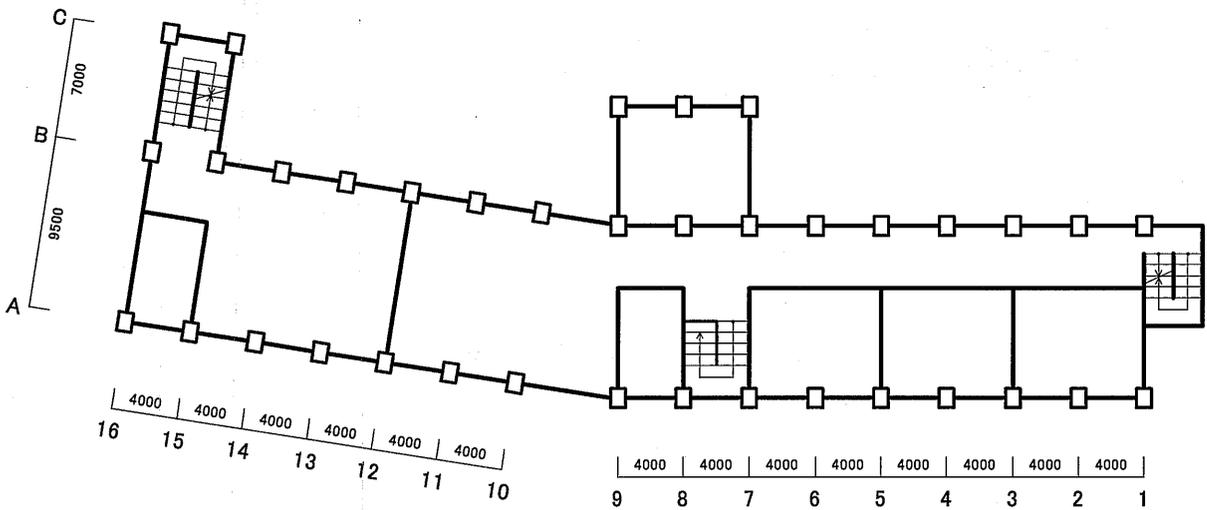
(a) 1階平面図



(b) 2階平面図



(c) 3階平面図



(d) 4階平面図

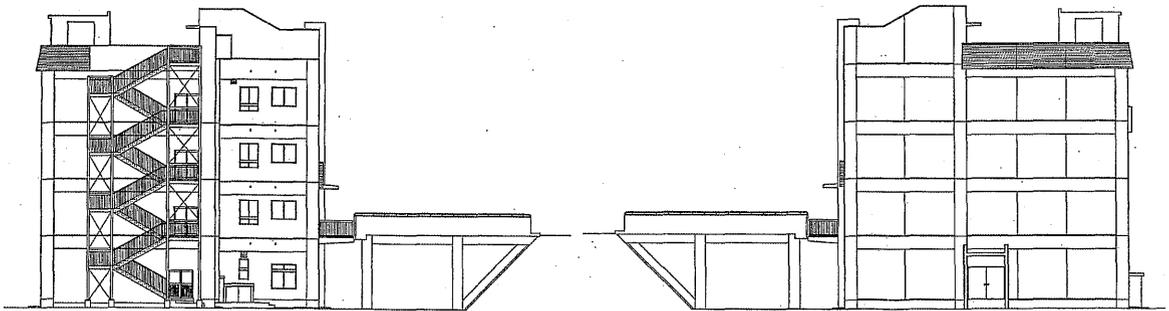
図 8.2 各階平面図



(a) 南側立面図



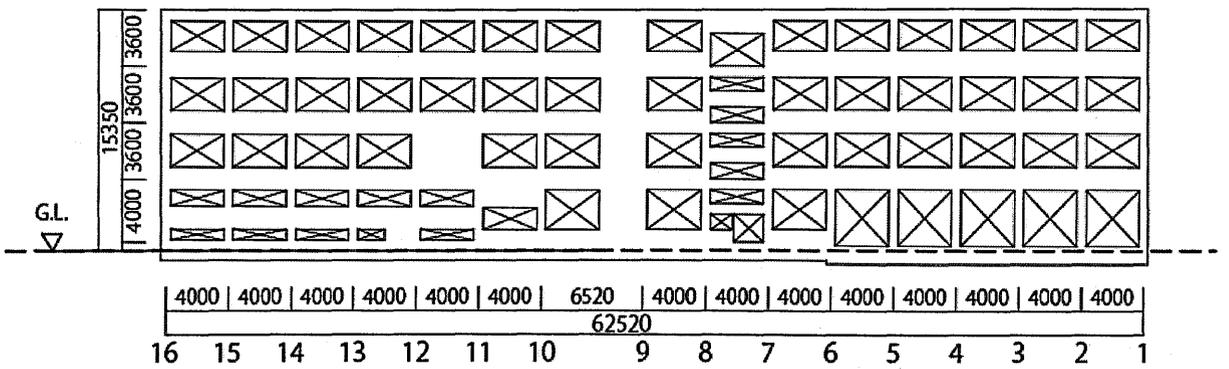
(b) 北側立面図



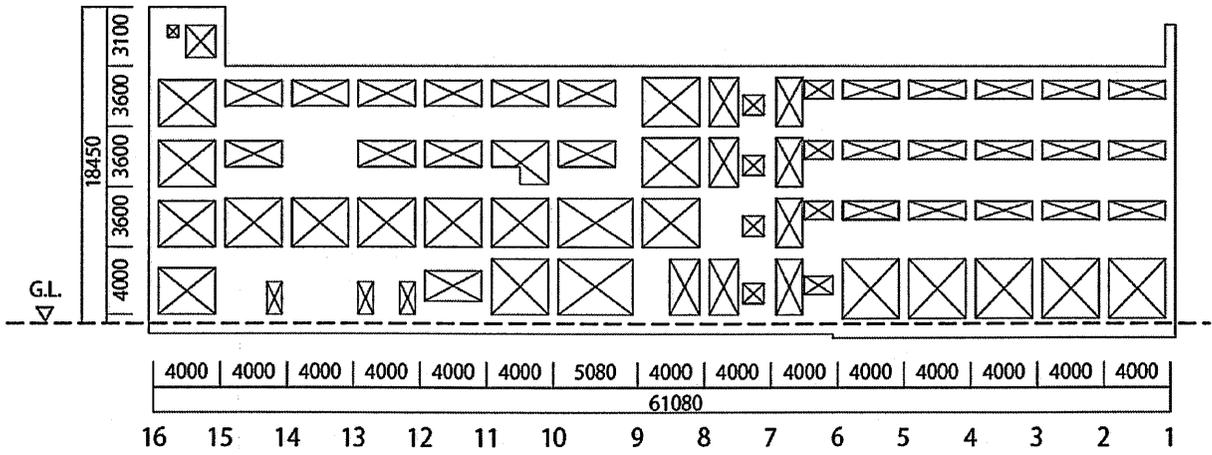
(c) 東側立面図

(d) 西側立面図

図 8.3 南側・北側立面図

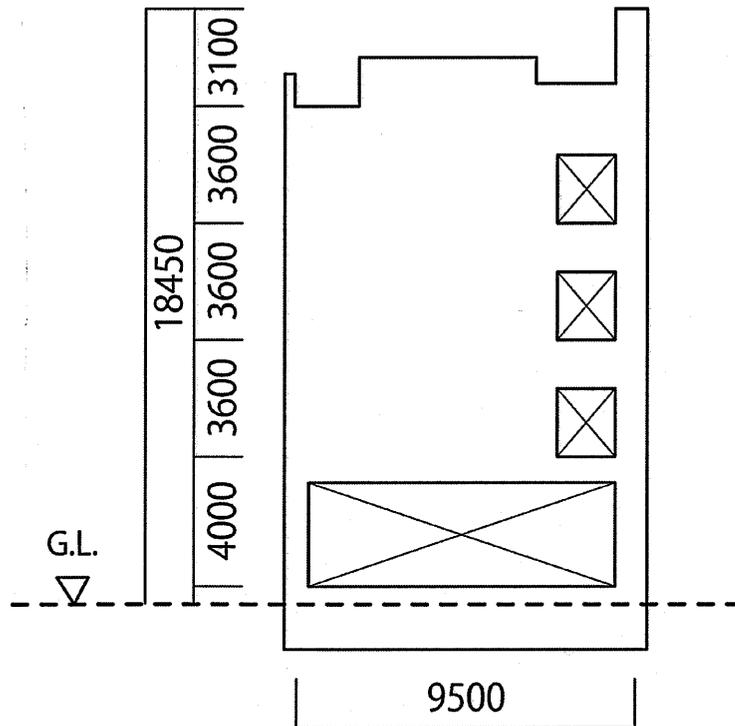


(a) A 通り軸組図

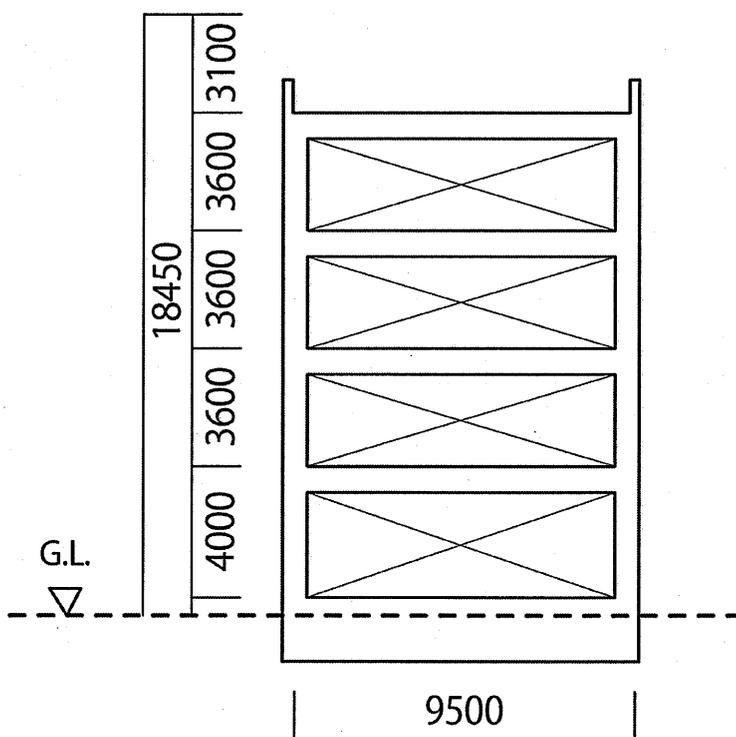


(b) B通り軸組図

図 8.4 桁行方向軸組図



(a) 1通り軸組図



(b) 2 通り軸組図

図 8.5 桁行方向軸組図

表 8.1 に後述する耐震診断で用いた建物の重量およびコンクリート強度を示す。コンクリート強度は工区毎に平成 11 年度診断時試験結果を含めて各階 3 本を採取し圧縮試験を行い、その各階の平均値である。

表 8.1 耐震診断で用いた建物の重量とコンクリート強度

階	Wi/Ai			コンクリート強度			
	床面積(m ²)	重量(kN)	Wi/Ai (kN/m ²)	測定値(N/mm ²)			平均強度(N/mm ²)
1	857.74	12354	14.4	24.6	24.9	25.8	25.1
				27.3	18.7	25.9	24
2	850.63	12378	14.6	22.9	19.4	30.4	24.2
				21.4	21	29.9	24.1
3	678.64	9711	14.3	17.2	21.3	22.8	20.4
				18.8	18.7	23.4	20.3
4	678.64	12906	19	23.8	24	32.8	26.9
				26.5	16.2	23.7	22.1

8.2.2 3階柱の状況

図8.6に3階A13柱の配筋を、図8.7にアイソメ図と高さ各位置での断面図を示す。これらを見ると、設計における配筋は柱頭・柱脚ともにT-T'断面であるが、4階の梁の梁間方向の梁D22の主筋が定着部分として3階の柱まで伸びていることがわかる。本研究ではこの定着延長筋が曲げに効く可能性があり、この定着延長筋を α 鉄筋とし、その影響を検討していく。

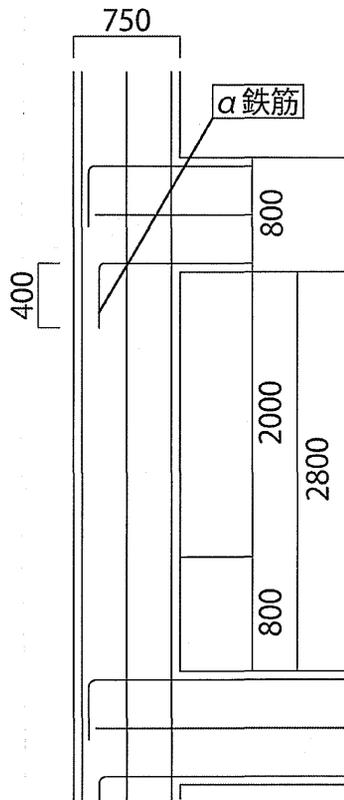


図 8.6 3F A13 柱配筋図

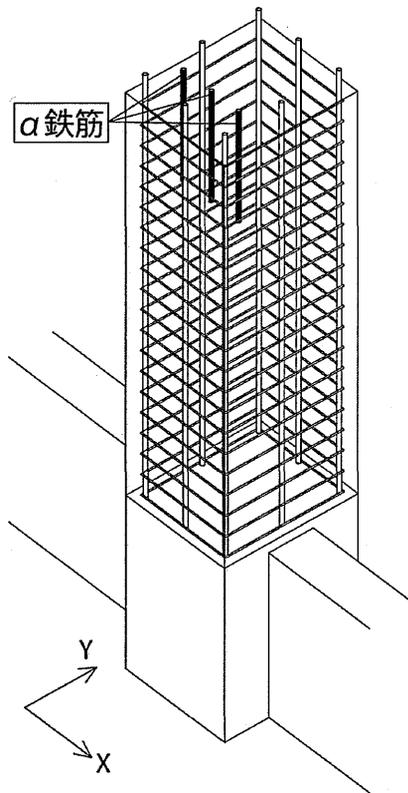
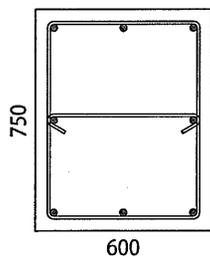
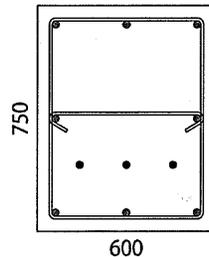


図 8.7 3F A13 柱アイソメ図



8-φ25
 $ag=3927\text{mm}^2$
 $at=1472\text{mm}^2$
 (a) T-T' 断面

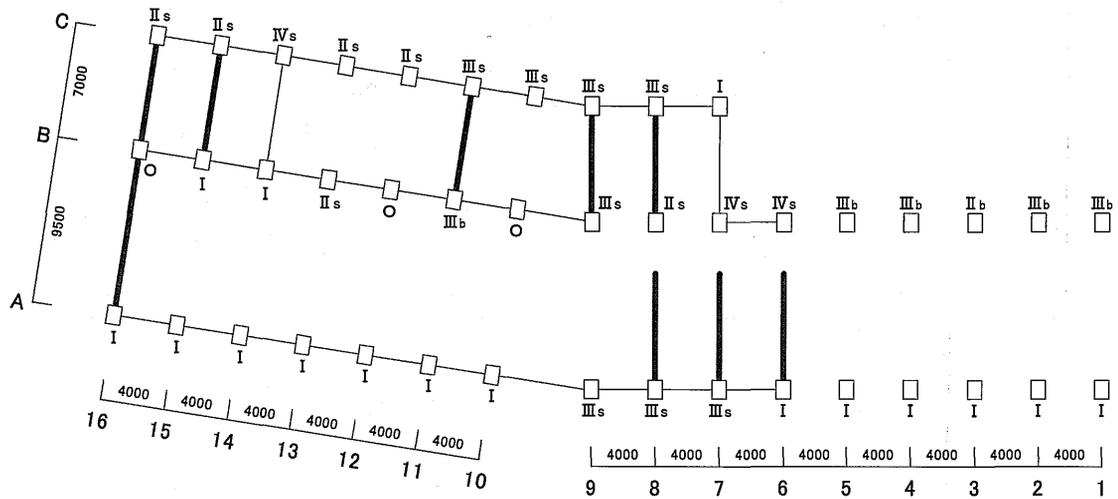


8-φ25, 3-D22
 $ag=5447\text{mm}^2$
 $at=1979\text{mm}^2$
 (b) B-B' 断面

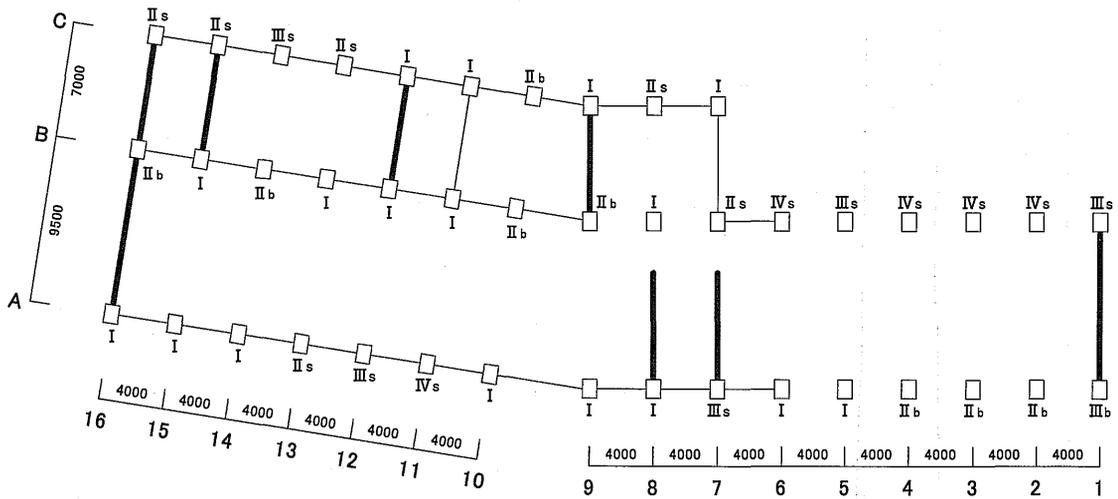
図 8.8 3F A13 柱断面図

8.3 対象建物の損傷度

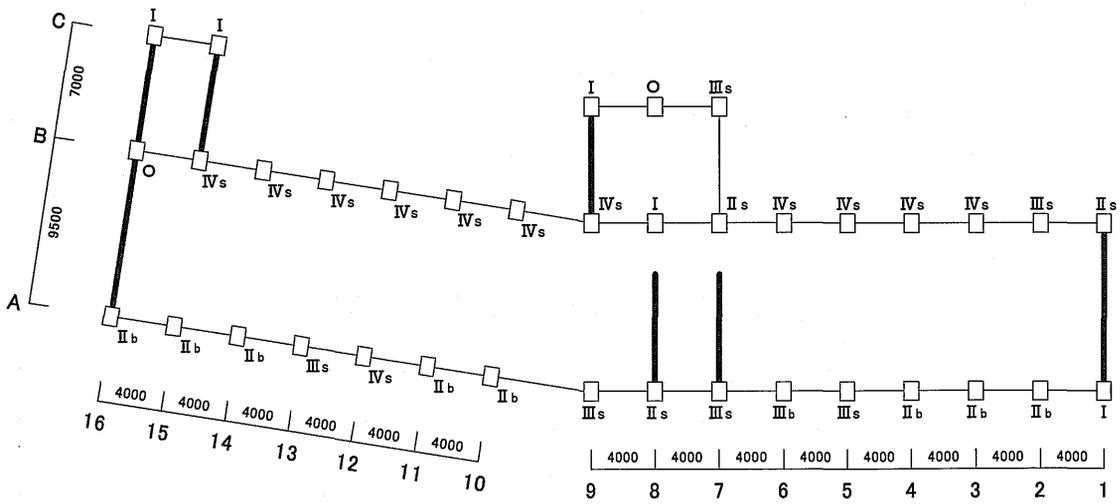
対象建物は2004年中越地震で被災している。図8.9(a)(b)(c)(d)に中越地震時の各階柱の損傷度一覧を示す。本章では被害の大きかった桁行方向の損傷に着目している。下の階から上の階になるにつれて損傷度が大きくなっていく傾向がある。3階4階になると大半が損傷度Ⅲ・Ⅳとなっている。



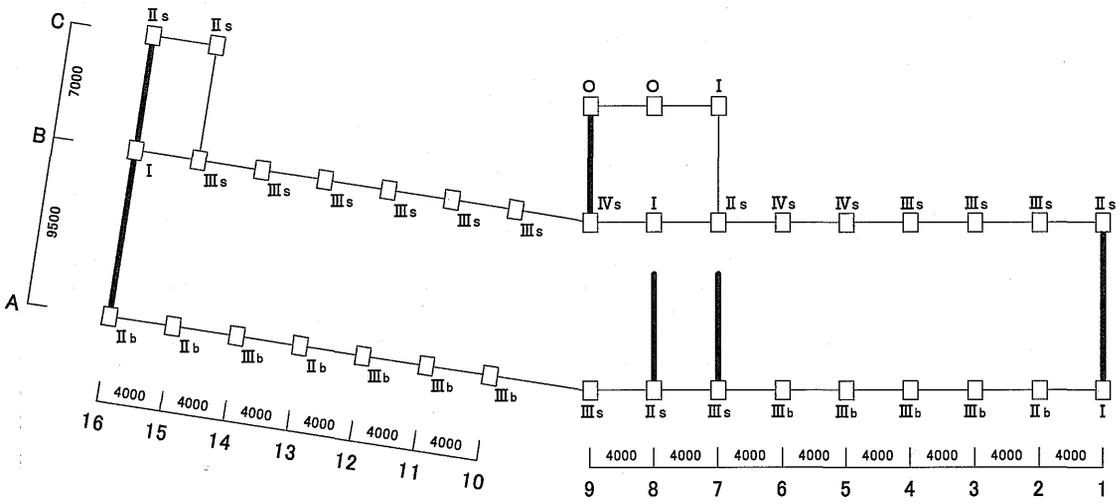
(a) 1階損傷度



(b) 2階損傷度



(c) 3階損傷度



(d) 4階損傷度

図 8.9 中越地震時の各階損傷度一覧

8.4 対象建物の被災度判定

表 8.2, 表 8.3, 被災度区分判定基準⁵⁾に従って, 3.4.2 で述べた耐震性能残存率 R の略算法により求めた, 対象建物の桁行方向の被災度区分判定結果を表 3.7 に示す。第3章表 3.5 の応急復旧の要否の判定により, 大きな被害を受けたため補修及び耐震補強を実施した。

表 8.2 中越地震における被災度区分判定結果

階	耐震性能残存率R(%)	被災度区分
1	0.63	中破
2	0.72	中破
3	0.41	大破
4	0.51	大破

表 8.3 耐震性能残存率 R

方向	加力	階	構造耐震性能判定指標		耐震性能残存率 $R = D_{is} / B_{is}$
			被災前(B_{is})	被災後(D_{is})	
X	L	1	0.29	0.18	0.63
		2	0.29	0.21	0.72
		3	0.35	0.14	0.41
		4	0.49	0.25	0.51

表 8.4 被災後の低減係数の算定

通り	階	軸	被災後低減係数		
			損傷度	破壊形式	η
A	1	1	I		0.95
		2	I		0.95
		3	I		0.95
		4	I		0.95
		5	I		0.95
		6	I		0.95
		7	III	せん断	0.30
		8	III	せん断	0.30
		9	III	せん断	0.30
		10	I		0.95
		11	I		0.95
		12	I		0.95
		13	I		0.95
		14	I		0.95
		15	I		0.95
		16	I		0.95
	2	1	III	曲げ	0.50
		2	II	曲げ	0.75
		3	II	曲げ	0.75
		4	II	曲げ	0.75
		5	I		0.95
		6	I		0.95
		7	III	せん断	0.30
		8	I		0.95
		9	I		0.95
		10	I		0.95
		11	IV	せん断	0.00
		12	III	せん断	0.30
		13	II	せん断	0.60
		14	I		0.95
		15	I		0.95
		16	I		0.95
	3	1	I		0.95
		2	II	曲げ	0.75
		3	II	曲げ	0.75
		4	II	曲げ	0.75
		5	III	せん断	0.30
		6	III	曲げ	0.50
		7	III	せん断	0.30
		8	II	せん断	0.60
		9	III	せん断	0.30
		10	II	曲げ	0.75
		11	II	曲げ	0.75
		12	IV	せん断	0.00
		13	III	せん断	0.30
		14	II	曲げ	0.75
		15	II	曲げ	0.75
		16	II	曲げ	0.75

通り	階	軸	被災後低減係数		
			損傷度	破壊形式	η
A	4	1	I		0.95
		2	II	曲げ	0.75
		3	III	曲げ	0.50
		4	III	曲げ	0.50
		5	III	曲げ	0.50
		6	III	曲げ	0.50
		7	III	せん断	0.30
		8	II	せん断	0.60
		9	III	せん断	0.30
		10	III	曲げ	0.50
		11	III	曲げ	0.50
		12	III	曲げ	0.50
		13	II	曲げ	0.75
		14	III	曲げ	0.50
		15	II	曲げ	0.75
		16	II	曲げ	0.75
B	1	1	III	曲げ	0.50
		2	III	曲げ	0.50
		3	II	曲げ	0.75
		4	III	曲げ	0.50
		5	III	曲げ	0.50
		6	IV	せん断	0.00
		7	IV	せん断	0.00
		8	II	せん断	0.60
		9	III	せん断	0.30
		10	0		1.00
		11	III	曲げ	0.50
		12	0		1.00
		13	II	せん断	0.60
		14	I		0.95
		15	I		0.95
		16	0		1.00
	2	1	III	せん断	0.30
		2	IV	せん断	0.00
		3	IV	せん断	0.00
		4	IV	せん断	0.00
		5	III	せん断	0.30
		6	IV	せん断	0.00
		7	II	せん断	0.60
		8	I		0.95
		9	II	曲げ	0.75
		10	II	曲げ	0.75
		11	I		0.95
		12	I		0.95
		13	I		0.95
		14	II	曲げ	0.75
		15	I		0.95
		16	II	曲げ	0.75

通り	階	被災後低減係数			
		軸	損傷度	破壊形式	η
B	3	1	II	せん断	0.60
		2	III	せん断	0.30
		3	IV	せん断	0.00
		4	IV	せん断	0.00
		5	IV	せん断	0.00
		6	IV	せん断	0.00
		7	II	せん断	0.60
		8	I		0.95
		9	IV	せん断	0.00
		10	IV	せん断	0.00
		11	IV	せん断	0.00
		12	IV	せん断	0.00
		13	IV	せん断	0.00
		14	IV	せん断	0.00
		15	IV	せん断	0.00
		16	0		1.00
	4	1	II	せん断	0.60
		2	III	せん断	0.30
		3	III	せん断	0.30
		4	III	せん断	0.30
		5	IV	せん断	0.00
		6	IV	せん断	0.00
		7	II	せん断	0.60
		8	I		0.95
		9	IV	せん断	0.00
		10	III	せん断	0.30
		11	III	せん断	0.30
		12	III	せん断	0.30
		13	III	せん断	0.30
		14	III	せん断	0.30
		15	III	せん断	0.30
		16	I		0.95
	R	15	0		1.00
		16	0		1.00

8.5 対象建物の診断結果

被災前の耐震診断結果を X（桁行き）方向と Y（梁間）方向別に表 8.5(a)(b)に示す。耐震診断は、2001 年改訂版耐震診断基準⁴⁾により第 2 次診断を行っている。耐震診断の結果を構造耐震判定指標 $I_{s0} = 0.70$ を用いて必要な耐震性能を有していたかを判断すると、表 8.5(a)の X 方向、表 8.5(b)の Y 方向診断ともに全階で I_s 値が I_{s0} 値を下回っており、十分な耐震性能を有していなかったと判定できる。

また、図 8.10 に耐震診断による中越地震被災前の 1 階柱の F 値および破壊形式を示す。およそ半数ほどがせん断破壊となっている。今回の耐震診断結果による実被害の柱の破壊形式の評価は妥当であったといえる。

表 8.5 中越地震被災前の診断値

(a) X 方向正加力

階	C	F	破壊形式	E_0	S_D	T	β/s	$C_{TU} \cdot S_D$	判定
4	0.969	0.8	CSS CS CB WB CWSS CWB	0.514	0.975	0.984	0.49	0.63	NG
3	0.591	0.8	CSS CS CB WB CWSS CWB	0.363	0.975		0.35	0.44	NG
2	0.487	0.7	CSS CS CB WB WS CWSS CWB	0.301	0.975		0.29	0.42	NG
1	0.402	0.8	CSS CS CB WB WS CWSS CWB	0.322	0.906		0.29	0.36	NG

(b) Y 方向正加力

階	C	F	破壊形式	E_0	S_D	T	β/s	$C_{TU} \cdot S_D$	判定
4	1.063	0.8	CSS CS CB WB WS CWSS CWB	0.564	0.975	0.984	0.54	0.69	NG
3	0.621	0.8	CSS CS CB WB CWSS CWB	0.382	0.975		0.37	0.47	NG
2	0.463	0.8	CSS CS CB WS CWB	0.327	0.975		0.31	0.40	NG
1	0.385	0.8	CSS CS CB WB WS CWB	0.308	0.906		0.27	0.35	NG

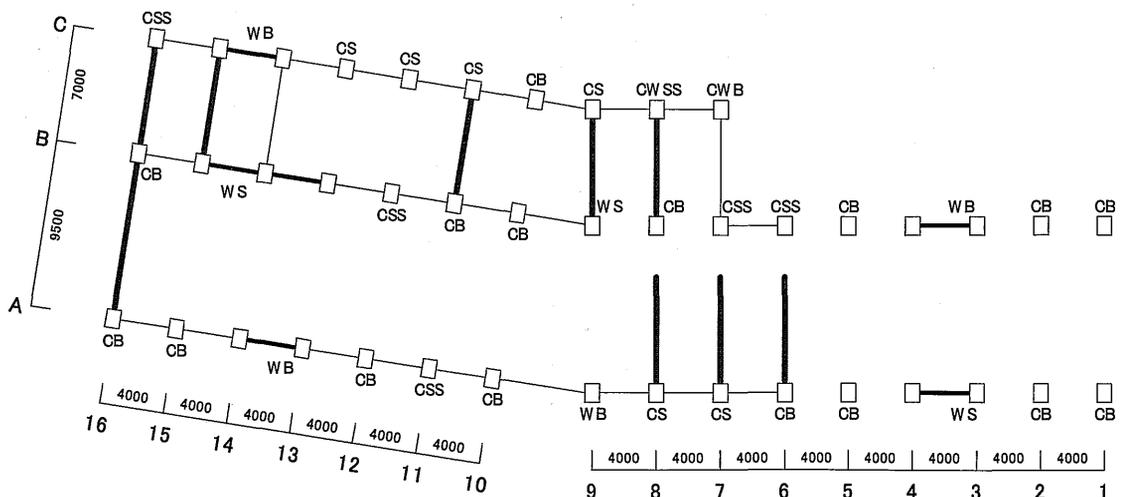


図 8.10 中越地震被災前の 1 階柱破壊形式 (X 方向正加力)

8.6 柱の崩壊形の検討

8.6.1 強度試験

コアは工区毎に平成11年度診断時試験結果(H11.11)を含めて各階3本を採取し、圧縮強度試験を行った。各階の平均強度(X_m)、推定強度(σ_B)、を表8.6に示す。診断値(σ_{BD})には各階の平均強度を採用し、1階①-1 25.1N/mm²、1階①-2 24.0N/mm²、2階①-1 24.2N/mm²、2階①-2 24.1N/mm²、3階①-1 20.4N/mm²、3階①-2 20.3N/mm²、4階①-1 26.9N/mm²、4階①-2 22.1N/mm²を採用した。

表8.6 コンクリート強度

階	工区	測定値			X_m	σ_B	σ_{BD}
1	①-1	24.6	24.9	25.8	25.1	24.8	21.7
	①-2	27.3	18.7	25.9	24	21.7	
2	①-1	22.9	19.4	30.4	24.2	21.4	21.4
	①-2	21.4	21	29.9	24.1	21.6	
3	①-1	17.2	21.3	22.8	20.4	19	19
	①-2	18.8	18.7	23.4	20.3	19	
4	①-1	23.8	24	32.8	26.9	24.3	19.5
	①-2	26.5	16.2	23.7	22.1	19.5	

$\sigma_B = X_m - \sigma/2$ ただし、 $\sigma_{BD} \leq 1.25F_c$ または $\sigma_{BD} \leq 30\text{N/mm}^2$

網掛けは平成11年度診断時試験結果を示す。

8.6.2 柱の崩壊形の検討方法

表8.7に示した材料試験値を用いて崩壊形の検討を行う。帯筋間隔は実配筋である100mmを用いる。

表8.7 診断で採用した値

材料強度[N/mm ²]	診断値
コンクリート強度 F_c	表5.1を参照
主筋降伏点強度 σ_y	294
帯筋降伏点強度 σ_{wy}	294

8.6.3 3階柱の検討

表 8.7 の基本パラメータを用いて柱部材の桁行方向の耐震診断を行ったところ、診断による柱の破壊形式が実被害と著しく異なるものがみられた。表 8.8～表 8.11 に1階から4階までのA・B通りの診断結果と実被害の関係を示す。表 8.10、表 8.11 を見ると、3階A通り、4階A・B通りの内の柱の数本において、耐震診断では曲げ破壊と診断されているにもかかわらず、実際にはせん断破壊をしていることがわかる。

このように、診断で曲げ破壊であるのに実被害でせん断破壊となるのは、大きな問題点であるので、この原因を探るために柱の崩壊形の検討を行う。

検討した柱は、耐震診断では曲げ破壊をしているが、実被害ではせん断破壊をしていて、損傷度がⅢ以上であること、諸パラメータが確認できるものという条件にした結果、3階のA13柱を採用する。図 8.11 に検討を対象とする柱の3階平面図、図 8.12 に柱配筋図、図 8.13 にアイソメ図、図 8.14 に柱断面図を示す。

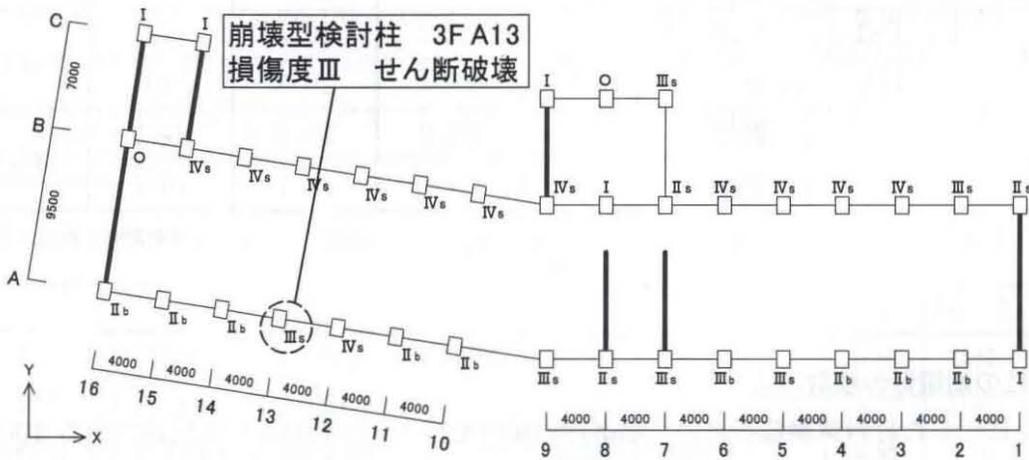


図 8.11 O小・中学校3階平面図

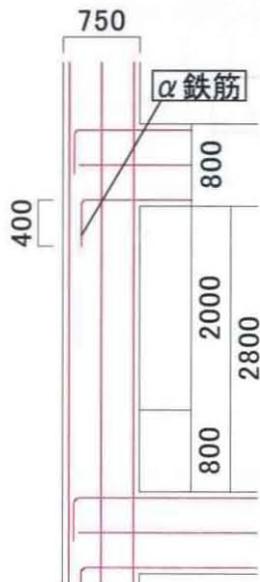


図 8.12 3階 A13 柱配筋図

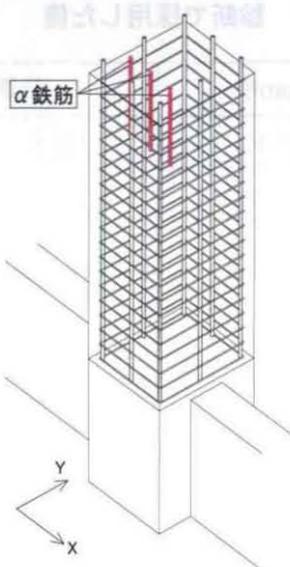


図 8.13 3階 A13 柱アイソメ図

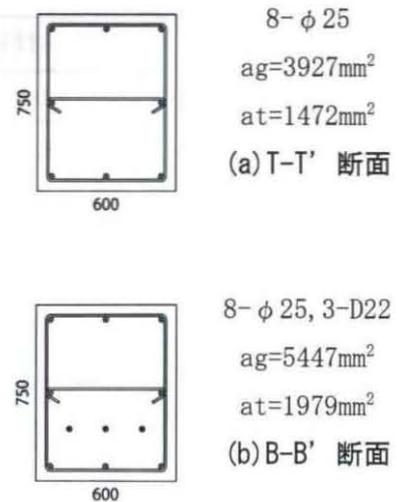


図 8.14 3階 A13 柱断面図

表 8.11 3階の耐震診断結果と実被害の関係

(a) A通り

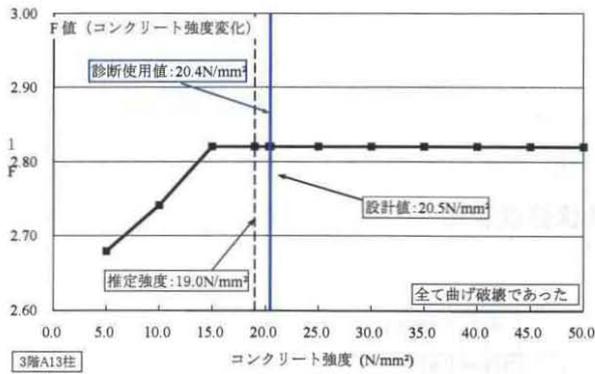
κ方向	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16
対象とする階の階数 i	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
建物階数 n	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
スパン l(mm)	4000	4000	4000	4000	4000	4000	4000	4000	5280	5280	4000	4000	4000	4000	4000	4000
内法高さ h ₀ (mm)	2100	2100	2100	2100	2100	2100	1220	1000	100000	1900	1900	1900	1900	1900	1900	1900
柱せい D _x (mm)	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
柱幅 D _y (mm)	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750
有効せい d(mm)	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540
応力中心間距離 l(mm)	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480
コンクリート強度 F _c (N/mm ²)	26.9	26.9	26.9	26.9	26.9	26.9	26.9	26.9	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1
単位床面積当たりの重量 ω(KN/m ²)	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19
主筋径 D _s (mm)	22	22	22	22	22	22	22	22	25	25	25	25	25	25	25	25
主筋降伏点強度 σ _y (N/mm ²)	343	343	343	343	343	343	343	343	294	294	294	294	294	294	294	294
柱筋主筋本数 A11(本)	14	20	20	20	20	20	20	20	16	16	12	12	12	12	12	12
柱筋主筋新断面積 a _{s1}	5418	7740	7740	7740	7740	7740	7740	7740	7854	7854	5890	5890	5890	5890	5890	5890
柱筋引張主筋本数 A21(本)	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3
柱筋主筋引張断面積 a _{t1}	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1473	1473	1473	1473	1473	1473	1473	1473
柱筋中間主筋間隔 e ₁	167	71	71	71	71	71	71	71	83	83	125	125	125	125	125	125
柱筋第一引張鉄筋本数 p11	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3
柱筋第二引張鉄筋本数 p12	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
柱筋第三引張鉄筋本数 p13	0	2	2	2	2	2	2	2	2	2						
柱筋第四引張鉄筋本数 p14	0	2	2	2	2	2	2	2	2	2						
柱筋主筋本数 A12(本)	14	20	20	20	20	20	20	20	12	12	8	8	8	8	8	8
柱筋主筋新断面積 a _{s2}	5418	7740	7740	7740	7740	7740	7740	7740	5890	5890	3927	3927	3927	3927	3927	3927
柱筋引張主筋本数 A22(本)	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3
柱筋主筋引張断面積 a _{t2}	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1473	1473	1473	1473	1473	1473	1473	1473
柱筋中間主筋間隔 e ₂	167	71	71	71	71	71	71	71	125	125	250	250	250	250	250	250
柱筋第一引張鉄筋本数 p21	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3	3
柱筋第二引張鉄筋本数 p22	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2						
柱筋第三引張鉄筋本数 p23	0	2	2	2	2	2	2	2	2	2						
柱筋第四引張鉄筋本数 p24	0	2	2	2	2	2	2	2	2	2						
帯筋断面積 a _w	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191
帯筋径 D _s (mm)	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
帯筋降伏点強度 σ _{wy} (N/mm ²)	294	294	294	294	294	294	294	294	294	294	294	294	294	294	294	294
帯筋間隔 s(mm)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
柱軸力 N(N)	314200	318300	322200	322200	318500	353800	565100	574500	392700	403800	322200	328300	322300	320000	299100	379000
梁下から床までの柱内法標準高さH ₀ (mm)	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900	2900
Q _{av} (N)	814471.8	814799.8	815111.8	815111.8	814895.8	817839.8	848237.2	851448.1	302473.5	811888.2	805340.2	805823.2	805348.2	805184.2	803492.2	809884.2
柱の曲げ終局強度 Q _m (N)	431388	505231.8	508287.2	508287.2	505558.8	514811.5	982180.5	1203369	8190372	486928.3	402278	404078.3	402305.5	401628.1	395437	418948.2
破壊形式	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	せん断破壊	せん断破壊	曲げ破壊							
部材の分類	曲げ柱	曲げ柱	曲げ柱	曲げ柱	曲げ柱	曲げ柱	せん断柱	極端性柱	曲げ柱							
脆性指標F値	2.82	2.27	2.28	2.26	2.26	2.20	1.00	0.80	2.57	2.28	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70	2.70
実被害	I	II b	III b	III b	III b	III b	III s	II s	III s	III b	III b	III b	III b	II b	III b	II b

(b) B通り

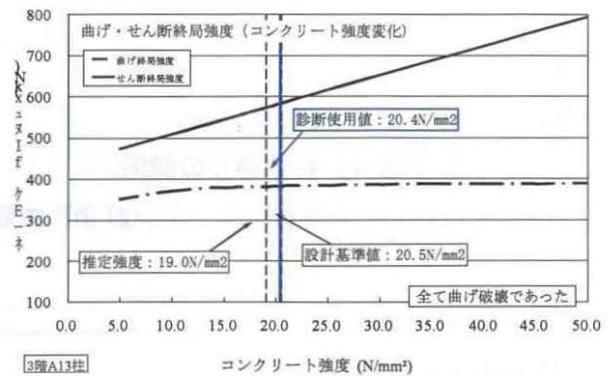
κ方向	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14	B15	B16
対象とする階の階数 i	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
建物階数 n	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4	4
スパン l(mm)	4000	4000	4000	4000	4000	4000	4000	4000	5280	5280	4000	4000	4000	4000	4000	4000
内法高さ h ₀ (mm)	1550	1550	1550	1550	1550	1100	1180	2900	100000	1550	1550	1550	1550	1550	1550	2750
柱せい D _x (mm)	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600	600
柱幅 D _y (mm)	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750	750
有効せい d(mm)	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540	540
応力中心間距離 l(mm)	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480	480
コンクリート強度 F _c (N/mm ²)	26.9	26.9	26.9	26.9	26.9	26.9	26.9	26.9	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1	22.1
単位床面積当たりの重量 ω(KN/m ²)	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19	19
主筋径 D _s (mm)	22	22	22	22	22	22	22	22	25	25	25	25	25	25	25	25
主筋降伏点強度 σ _y (N/mm ²)	343	343	343	343	343	343	343	343	294	294	294	294	294	294	294	294
柱筋主筋本数 A11(本)	14	20	20	20	20	20	20	20	12	12	12	12	12	12	12	8
柱筋主筋新断面積 a _{s1}	5418	7740	7740	7740	7740	7740	4644	4644	4644	7854	5890	5890	5890	5890	5890	3927
柱筋引張主筋本数 A21(本)	4	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3
柱筋主筋引張断面積 a _{t1}	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1473	1473	1473	1473	1473	1473	1473
柱筋中間主筋間隔 e ₁	125	71	71	71	71	71	167	167	167	83	125	125	125	125	250	250
柱筋第一引張鉄筋本数 p11	4	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3
柱筋第二引張鉄筋本数 p12	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2
柱筋第三引張鉄筋本数 p13		2	2	2	2	2	2	2	2	2						
柱筋第四引張鉄筋本数 p14		2	2	2	2	2	2	2	2	2						
柱筋主筋本数 A12(本)	14	20	20	20	20	20	20	20	12	12	16	8	8	8	8	8
柱筋主筋新断面積 a _{s2}	5418	7740	7740	7740	7740	7740	4644	4644	4644	7854	3927	3927	3927	3927	3927	3927
柱筋引張主筋本数 A22(本)	4	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3
柱筋主筋引張断面積 a _{t2}	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1548	1473	1473	1473	1473	1473	1473	1473
柱筋中間主筋間隔 e ₂	125	71	71	71	71	71	167	167	167	83	250	250	250	250	250	250
柱筋第一引張鉄筋本数 p21	4	4	4	4	4	4	4	4	4	3	3	3	3	3	3	3
柱筋第二引張鉄筋本数 p22	2	2	2	2	2	2	2	2	2	2						
柱筋第三引張鉄筋本数 p23		2	2	2	2	2	2	2	2	2						
柱筋第四引張鉄筋本数 p24		2	2	2	2	2	2	2	2	2						
帯筋断面積 a _w	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191	191
帯筋径 D _s (mm)	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9	9
帯筋降伏点強度 σ _{wy} (N/mm ²)	294															

8.6.4 3階A13柱の検討結果

3階A13柱の崩壊形の検討結果の図8.15(a)~(j)に示す。グラフの横軸に各パラメータ、縦軸にF値、曲げ・せん断終局強度の関係とする。

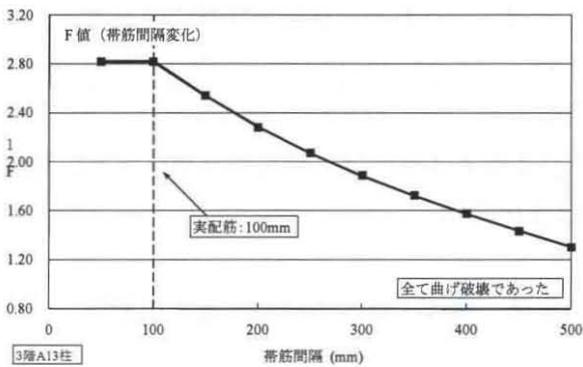


(a) 3階A13柱F値との関係

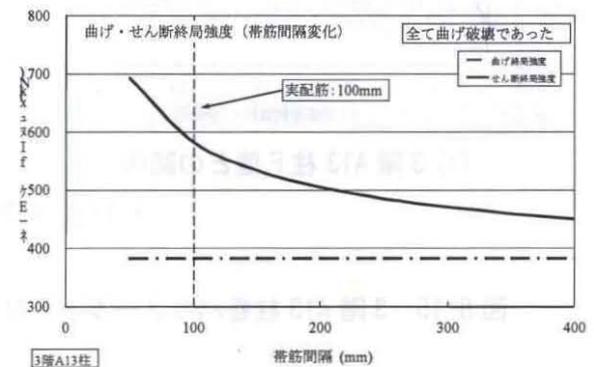


(b) 3階A13柱曲げ・せん断終局強度との関係

(a) (b) コンクリート強度変化

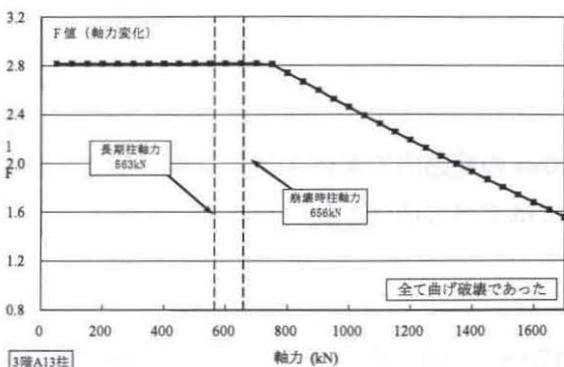


(c) 3階A13柱F値との関係

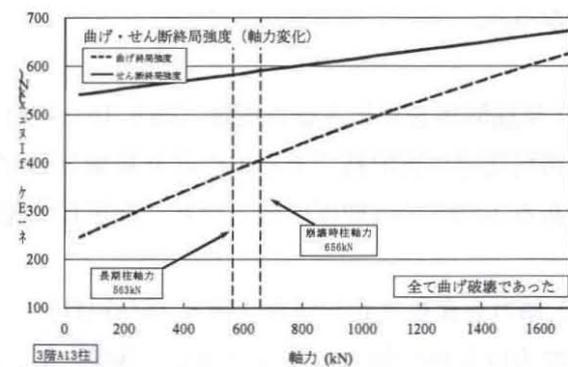


(d) 3階A13柱曲げ・せん断終局強度との関係

(c) (d) 帯筋間隔変化

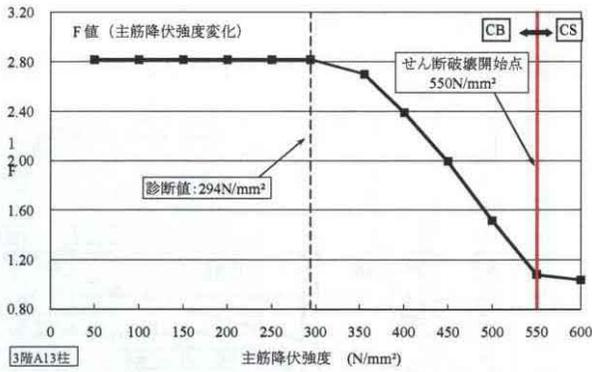


(e) 3階A13柱F値との関係

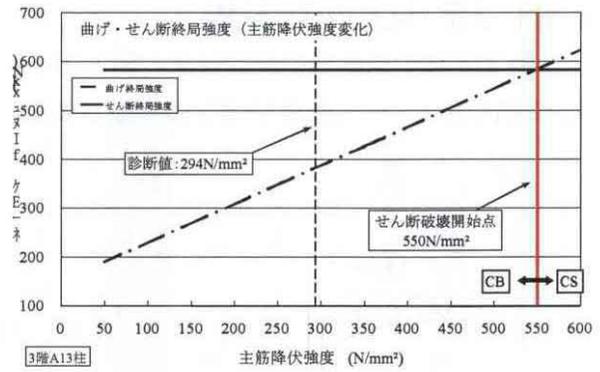


(f) 3階A13柱曲げ・せん断終局強度との関係

(e) (f) 軸力変化

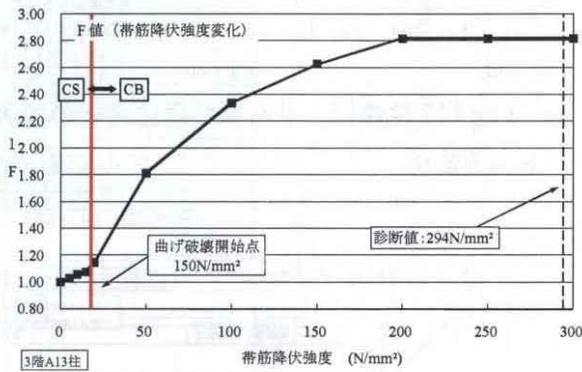


(g) 3階 A13 柱 F 値との関係

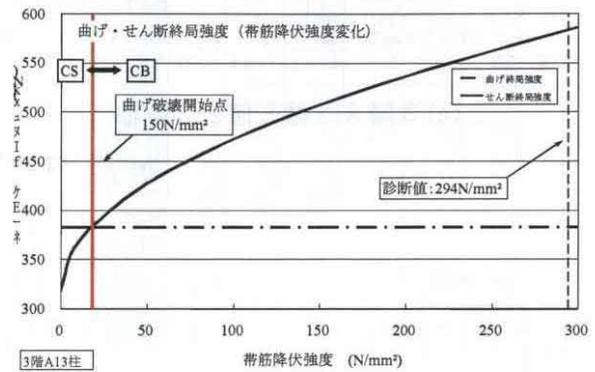


(h) 3階 A13 柱曲げ・せん断終局強度との関係

(g) (h) 主筋降伏強度変化



(i) 3階 A13 柱 F 値との関係



(j) 3階 A13 柱曲げ・せん断終局強度との関係

(i) (j) 帯筋降伏強度変化

図 8.15 3階 A13 柱各パラメータと F 値との関係, 曲げ・せん断終局強度との関係

(1) コンクリート強度を変化させた場合 (図 8.15(a) (b))

コンクリート強度は3階 A13 柱の診断使用値である 20.4N/mm^2 を基準とし、 $5\sim 50\text{N/mm}^2$ まで変化させた。診断では平均圧縮強度である 20.4N/mm^2 を含めて設定した範囲内ではすべて曲げ破壊となった。

(2) 帯筋間隔を変化させた場合 (図 8.15(c) (d))

帯筋間隔は実配筋である 100mm を基準とし $50\sim 400\text{mm}$ の範囲内で変化させた。診断では実配筋である 100mm では曲げ破壊となり、設定した範囲内ではすべて曲げ破壊となった。

(3) 軸力を変化させた場合 (図 8.15(e) (f))

軸力は長期柱軸力である 563kN を基準とし、 $50\sim 1700\text{kN}$ の範囲内で変化させた。診断では崩壊時柱軸力である 656kN 、長期柱軸力である 563kN とともに曲げ破壊となり、設定した範囲内ではすべて曲げ破壊となった。

(4) 主筋降伏強度を変化させた場合 (図 8.15 (g) (h))

主筋降伏強度は診断値である 294N/mm^2 を基準とし、 $50\sim 600\text{N/mm}^2$ の範囲内で変化させた。診断では診断値である 294N/mm^2 の時は曲げ破壊となり、 550kN 以上となるとせん断破壊となることがわかった。しかし、主筋の降伏強度が 550N/mm^2 以上となることは診断と実状の乖離が大きすぎるためあまり現実的ではない。

(5) 帯筋降伏強度を変化させた場合 (図 8.15 (i) (j))

帯筋降伏強度は診断値である 294N/mm^2 を基準とし、 $50\sim 300\text{N/mm}^2$ の範囲内で変化させた。診断では 15N/mm^2 以上になると曲げ破壊となり、それ以下の時にはせん断破壊をすることがわかった。しかし、帯筋の降伏強度が 15N/mm^2 以下になることは考えにくく、あまり現実的ではない。

8.6.5 考察

8.6.4 の3階 A13 柱の検討結果より、コンクリート強度、帯筋間隔、軸力を変化させても、変化させた範囲内では曲げ破壊するという結果となった。また、主筋降伏強度、帯筋降伏強度に関しては、ある一定の条件を満たすとせん断破壊するという結果を得られたが、どちらも現実との乖離が大きく、実際の原因とは考えにくい。よって、各パラメータのばらつきによってせん断破壊が起きたとは考えにくい。

定着延長筋が変形能及び崩壊過程に与える影響について S 小学校と同様の検討を行う。

8.6.6 層全体としての柱の検討

本項では1つの層の全体の柱について検討を行う。表8.12～表8.15は実被害がせん断破壊である柱の Q_{su}/Q_{mu} （曲げ強度に対するせん断強度の比）と実被害の損傷度を表したものである。それを図に表したものが図8.16～図8.19である。コンクリート強度は診断使用値である $20.4N/mm^2$ を使用した。

これらの図を見ると、下の2つの階に関してはほとんどせん断破壊をしている柱が見られなかった。また、A通りの柱に比べてB通りの柱のほうがせん断破壊をしている柱が多いことがわかる。

A通り	実被害	Q_{su}/Q_{mu}	損傷度
A1	I	1.628	1
A2	I	1.445	1
A3	I	1.435	1
A4	I	1.435	1
A5	I	1.450	1
A6	I	1.088	1
A7	Ⅲs	1.050	3
A8	Ⅲs	1.036	3
A9	Ⅲs	29.826	3
A10	I	0.919	1
A11	I	0.133	1
A12	I	0.822	1
A13	I	1.542	1
A14	I	1.548	1
A15	I	1.588	1
A16	I	1.474	1

(a) A通り

B通り	実被害	Q_{su}/Q_{mu}	損傷度
B1	Ⅲb	1.628	3
B2	Ⅲb	1.437	3
B3	Ⅱb	1.423	2
B4	Ⅲb	1.421	3
B5	Ⅲb	1.440	3
B6	Ⅳs	0.705	4
B7	Ⅳs	0.770	4
B8	Ⅱs	1.374	2
B9	Ⅲs	28.891	3
B10	○	1.465	0
B11	Ⅲb	1.015	3
B12	○	0.808	0
B13	Ⅱs	30.133	2
B14	I	28.749	1
B15	I	28.294	1
B16	○	1.177	0

(b) B通り

表 8.12 1階せん断柱診断結果

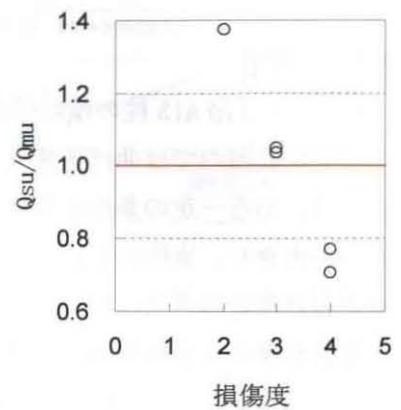


図 8.16 1階せん断柱

A通り	実被害	Q_{su}/Q_{mu}	損傷度
A1	Ⅲb	1.251	3
A2	Ⅱb	1.113	2
A3	Ⅱb	1.101	2
A4	Ⅱb	1.102	2
A5	I	1.109	1
A6	I	1.050	1
A7	Ⅲs	0.642	3
A8	I	0.630	1
A9	I	31.349	1
A10	I	1.242	1
A11	Ⅳs	32.548	4
A12	Ⅲs	32.677	3
A13	Ⅱs	1.307	2
A14	I	1.309	1
A15	I	1.350	1
A16	I	1.227	1

(a) A通り

B通り	実被害	Q_{su}/Q_{mu}	損傷度
B1	Ⅲs	1.075	3
B2	Ⅳs	0.950	4
B3	Ⅳs	0.933	4
B4	Ⅳs	0.934	4
B5	Ⅲs	0.939	3
B6	Ⅳs	0.767	4
B7	Ⅱs	0.828	2
B8	I	29.363	1
B9	Ⅱb	1.402	2
B10	Ⅱb	1.487	2
B11	I	1.495	1
B12	I	1.518	1
B13	I	1.486	1
B14	Ⅱb	1.474	2
B15	I	1.329	1
B16	Ⅱb	1.312	2

(b) B通り

表 8.13 2階せん断柱診断結果

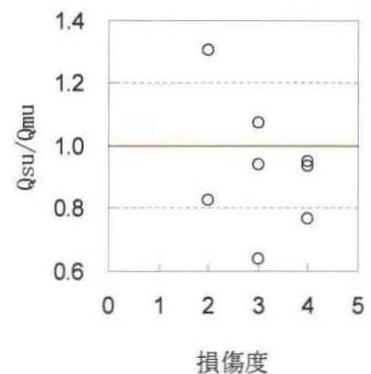


図 8.17 2階せん断柱

A通り	突被害	Qsu/Qmu	損傷度
A1	I	1.316	1
A2	II b	1.147	2
A3	II b	1.136	2
A4	II b	1.137	2
A5	III s	1.141	3
A6	III b	1.097	3
A7	III s	1.035	3
A8	II s	1.028	2
A9	III s	33.812	3
A10	II b	1.315	2
A11	II b	1.357	2
A12	IV s	1.357	4
A13	III s	1.370	3
A14	II b	1.378	2
A15	II b	1.416	2
A16	II b	1.306	2

(a) A通り

B通り	突被害	Qsu/Qmu	損傷度
B1	II s	1.129	2
B2	III s	0.979	3
B3	IV s	0.964	4
B4	IV s	0.964	4
B5	IV s	0.967	4
B6	IV s	0.799	4
B7	II s	0.879	2
B8	I	1.458	1
B9	IV s	34.054	4
B10	IV s	1.175	4
B11	IV s	1.151	4
B12	IV s	1.164	4
B13	IV s	1.170	4
B14	IV s	1.160	4
B15	IV s	1.005	4
B16	O	1.392	0

(b) B通り

表 8.14 3階せん断柱診断結果

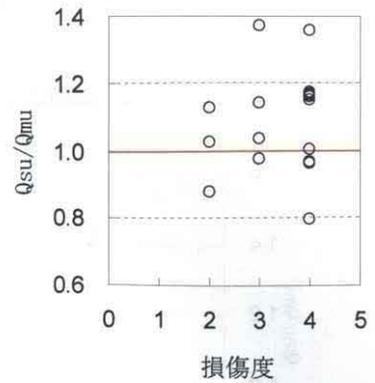


図 8.18 3階せん断柱

A通り	突被害	Qsu/Qmu	損傷度
A1	I	1.424	1
A2	II b	1.217	2
A3	III b	1.215	3
A4	III b	1.215	3
A5	III b	1.216	3
A6	III b	1.200	3
A7	III s	0.862	3
A8	II s	0.791	2
A9	III s	32.912	3
A10	III b	1.257	3
A11	III b	1.505	3
A12	III b	1.499	3
A13	II b	1.505	2
A14	III b	1.507	3
A15	II b	1.526	2
A16	II b	1.456	2

(a) A通り

B通り	突被害	Qsu/Qmu	損傷度
B1	II s	1.176	2
B2	III s	1.054	3
B3	III s	1.051	3
B4	III s	1.051	3
B5	IV s	1.053	4
B6	IV s	0.896	4
B7	III s	1.093	3
B8	I	1.782	1
B9	IV s	38.501	4
B10	III s	1.015	3
B11	III s	1.355	3
B12	III s	1.358	3
B13	III s	1.361	3
B14	III s	1.353	3
B15	III s	1.158	3
B16	I	1.576	1

(b) B通り

表 8.15 4階せん断柱診断結果

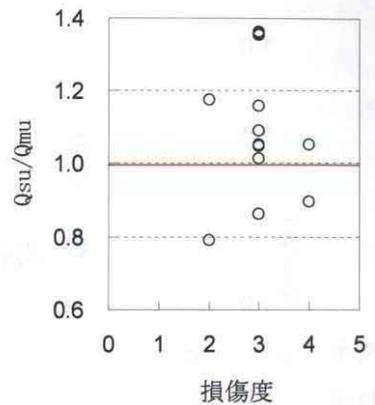
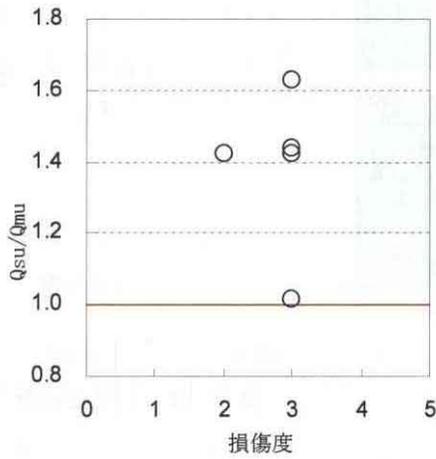
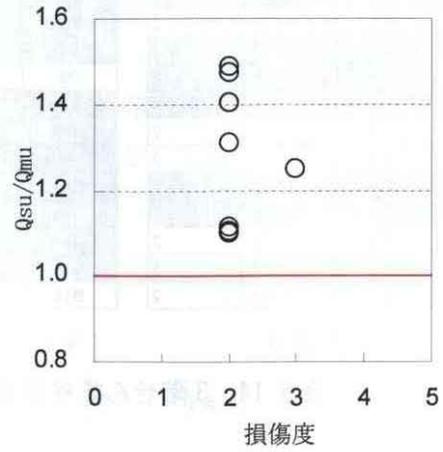


図 8.19 4階せん断柱

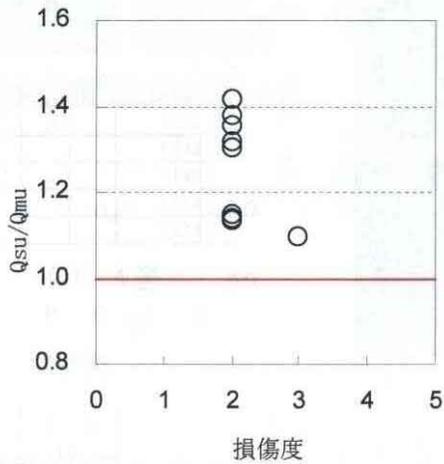
一方、図 8.20 に実被害が曲げ破壊である柱を対象にした場合の曲げ強度に対するせん断強度の比を縦軸に、横軸に損傷度をとったものを示しておく。



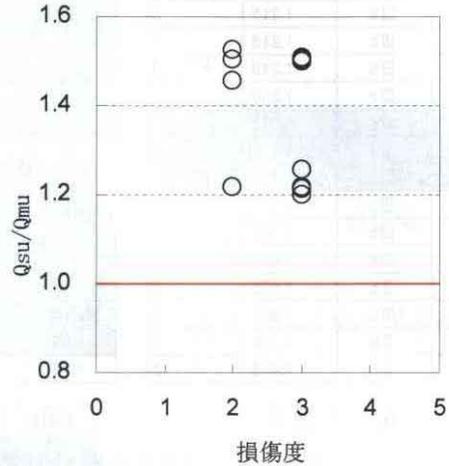
(a) 1階曲げ柱



(b) 2階曲げ柱



(c) 3階曲げ柱



(d) 4階曲げ柱

図 8.20 1~4階曲げ柱診断結果

8.7 定着延長筋の影響の考察

8.7.1 定着延長筋の影響

まず、定着延長筋が曲げに有効だと考えたとき、曲げ強度がどのように変化するかを検討した。図8.21にモーメントの耐力分布図を示す。図をみると曲げ降伏時せん断力でもせん断強度を下回り、これだけではせん断破壊となった説明はできない。

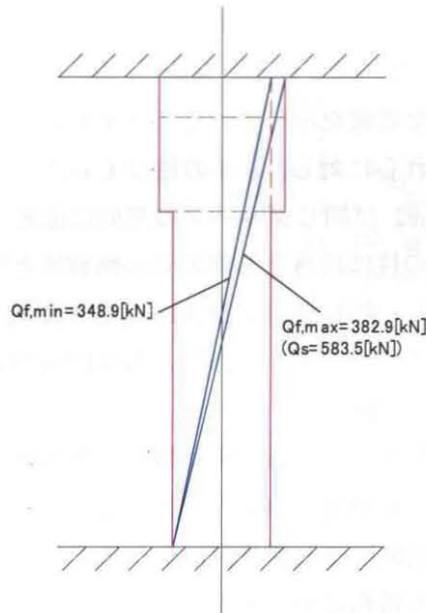


図 8.21 2階 A-4 柱モーメント耐力分布図

本項では、耐震診断結果と実被害の崩壊形の乖離が大きい原因の一つとして、S 小学校の事例と同様に定着延長筋のカットオフ点における変形の集中を考えた。現段階では今回の対象柱 3FA13 がどのような崩壊をしたのか写真などから確認することはできなかったが、おそらく典型的なせん断破壊の形をしていると考えられる。しかし、その発端は定着延長筋端部付近での曲げひび割れであり、このような部材の間での曲げひび割れは、柱脚の曲げひび割れと異なり、接合部の拘束がないためにせん断破壊のように斜めに進展する。このひび割れ間での応力伝達機構が劣化し、そこに変形が集中した結果、このようなせん断破壊的な性状を示したと考えられる。

これは橋脚における主筋の段落とし部の破壊と同じ現象であり、このような曲げ強度がせん断強度よりも低い場合でも、主筋の段落とし部から始まるひび割れにより変形能が低下することが明らかになっている¹⁾²⁾³⁾。

S 小学校において、当該柱の上下階の柱で必要な主筋の定着長さが当該柱に延長されている部分（以降、これを定着延長筋と呼ぶ）が要因で、土木分野で精力的に行われてきたカットオフ（段落とし）を有する橋脚のせん断破壊と同様な現象が起こっていると結論付けられた。本項は、中越地震で被害を受け、S 小学校の事例と同様に、実被害と耐震診断結果が一致しない柱が存在する O 小・中学校を対象として、柱主筋段落とし部の被害データを蓄積し、評価法の精度をさらに上げることを目的とする。

8.7.2 O小・中学校柱と橋脚の段落とし試験体との比較

7章7.2節で定義した α を用いて、段落としを有する橋脚の実験結果^{1),2),3)}とO小・中学校の柱を比較検討する。

(i) 1986年文献

図8.22は横軸に影響係数 α を縦軸にせん断余裕度(Qsu/Qmu)をとったもので、単純梁形式で行われた文献2)の試験体について示している。プロットは文献で示されている脆性的破壊、せん断的破壊、曲げの破壊に分けて示している。また、それとともにS小学校の事例、O小・中学校の対象柱3FA13をプロットした。図をみると文献2)の試験体は多くがせん断余裕度が十分にあるにもかかわらず、せん断的な破壊を示していることがわかる。また、その影響係数 α は0.5から3程度に分布している。それらに対し、S小の柱はCase1がせん断破壊的な試験体のグループの右側の集団内に位置し、Case2は同じグループの左側に位置していることがわかる。すなわち、文献2)を参考にするとS小の柱は段落とし部のせん断破壊と呼ばれる挙動と同じ挙動を示していたと判断できる。また、O小・中学校の柱3FA13はせん断的グループの右側に属し、S小学校のCase1と同じ集団にあることがわかる。よって、3FA13柱は段落とし部のせん断破壊、S小学校の事例と同じ挙動をしていたといえる。

曲げひび割れが斜めに進展した後のせん断抵抗機構はトラス機構による負担が主となること予想されるので、その変形能はせん断強度そのものではなく、その中のトラス強度分に影響される可能性もある。そこで、図8.22(b)はせん断強度にトラスのみの強度をとったものである。トラス強度は具体的には修正荒川式の帯筋にかかわる項だけで評価した。図をみると、これらの試験体はトラス強度だけではせん断破壊になる試験体であることがわかる。

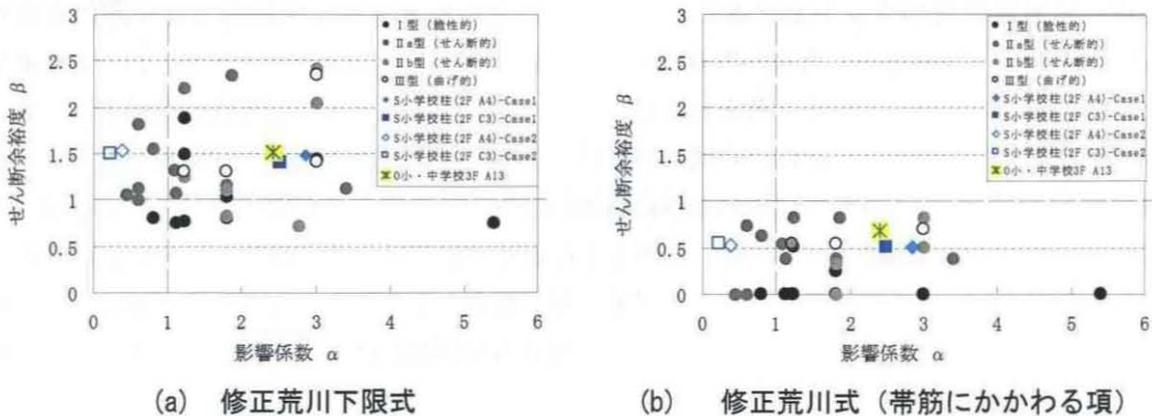


図 8.22 1986年文献によるO小・中学校の位置づけ

(ii) 1984年文献

図8.23は、1984年文献におけるO小・中学校の柱の位置づけを示したものである。

図8.22, 図8.23は図8.22と同様の図を片持ち柱で実験を行っている文献1)3)について示したものである。ただし、文献1)では破壊形式は不明だったので、分類していない。S小と同様の結果である。

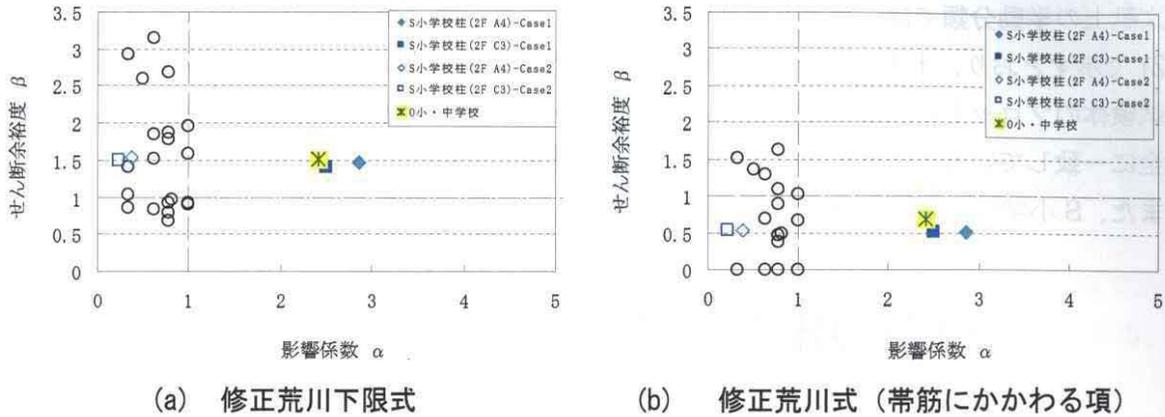


図8.23 1984年文献によるO小・中学校の位置づけ

(iii) 1995年文献

図8.24は、1995年文献におけるO小・中学校柱の位置づけを示したものである。

図8.24に示した文献3)の試験体は橋脚の実験の主目的である $\alpha=1$ 前後の試験体が多い。試験体数は少ないものの、 α が1以下の1体はせん断余裕度が十分にあるにもかかわらずせん断的な破壊を示している。(図(a))S小と同様の結果である。

またこの試験体も文献2)と同様に、トラス強度だけではせん断破壊する試験体であることがわかる。(図(b))S小と同様の結果である。

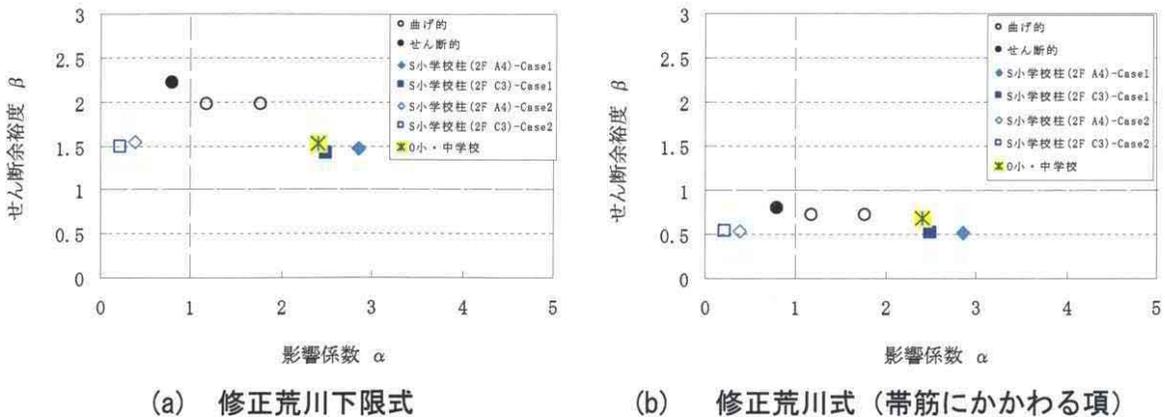


図8.24 1995年文献によるO小・中学校の位置づけ

8.7.3 考察

第7章のS小学校では、1階、2階の柱主筋径・本数の違いにより、2階柱脚に設計上本来ならば不要な鉄筋（定着延長筋）が存在した。

その結果せん断破壊した柱の状況を影響係数 α の導入により説明した。

本章のO・小中学校では、梁主筋の定着が柱への定着延長筋として曲げに効く可能性があり、この定着延長筋の影響を、影響係数 α を用いてS小学校、土木試験体にプロットした。土木1986年文献上の挙動分類では、土木と建築両者の研究の視点の違いをみるのに十分な形となった。図8.21で示すとおり、土木分野では影響係数 α が1近傍の試験体が多い。建築に関して言えば、土木試験体のプロットの両端に位置している。O小・中学校の対象柱と段落とし部のせん断破壊は完全に一致しているとは言えないまでも、同じ挙動をしていたといえる。

また、S小学校の事例とO小・中学校の対象柱はほぼ同じ挙動をしていたと言える。

第9章 定着延長筋を有する RC 造柱 の破壊実験

9.1 はじめに

2010年度は、7章・8章での定着延長筋の影響を、実被害でせん断破壊をしたS小学校の柱を模擬し、定着延長筋の長さを実験変数とした静加力実験を行い、以下の結果を得ることができた。

- (1)定着延長筋を有する試験体はいずれも定着延長筋端部からの斜めひび割れが発生し、ひび割れ形態は被害を再現した。
- (2)柱脚が降伏するよう設計されたSIM-Lは定着延長筋のないものと同様荷重—変形関係となった。定着端が曲げ降伏するよう設計されたSIM-Sはそれより変形能が悪化した。しかしながら、いわゆる脆性的なせん断破壊とはならなかった。
- (3)S小学校の対象柱は短い定着延長筋と長い定着延長筋の両方を有しており、柱脚部での曲げひび割れも発生しないため変形能は2体の実験の結果よりも悪くなると考えられる。

そこで2011年度は、2010年度試験体SIM-Lを改良し、鉄筋の降伏位置が定着端になるよう定着延長筋の本数を増やす。そして、2010年度試験体の結果と比較し、定着延長筋の推測を実験により確認する。定着延長筋の長さを変化させて実被害を再現できるか、及び定着延長筋の評価法の提案。さらに被害を防ぐにはどのような対策が必要か検討する。

9.2 実験計画

9.2.1 基礎梁の設計

基礎梁を設計する上で以下の2つの条件が挙げられる。

試験体に作用すると予想される最大水平荷重時に

① 曲げひび割れが発生しない。

基礎危険断面の曲げモーメント(M_D)が基礎の曲げひび割れモーメント(M_C)よりも小さい。

② せん断ひび割れが発生しない。

基礎危険断面のせん断力(Q_D)が基礎のせん断ひび割れ強度(Q_{SC})よりも小さい

図9.1は試験体に最大水平荷重が加わった時の状態を、図9.2は図9.3を線材に置換した図を、図9.3は図9.2の下半部を図示したものである。

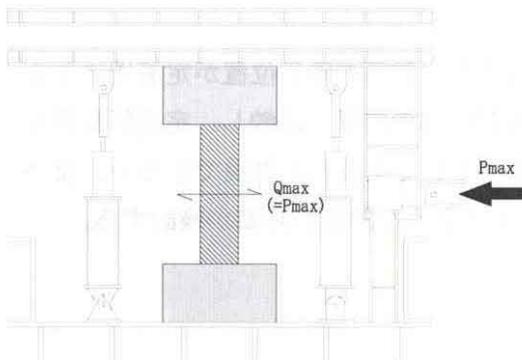


図9.1 最大荷重時状態図

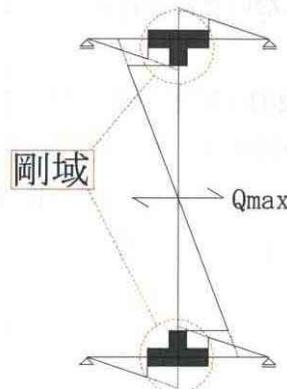


図9.2 線材置換図

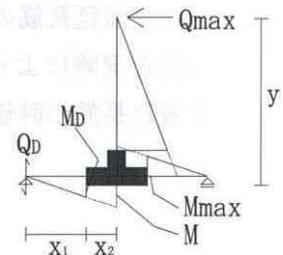


図9.3 下半部図

(1) 設計用応力(M_D 、 Q_D)の算定

図9.3より、 Q_{max} が作用している時の柱の曲げモーメント M_{max} は式(9.1)となる。

$$M_{max} = Q_{max} \cdot y \quad (9.1)$$

この時、基礎梁の曲げモーメント M は式(9.2)となる。

$$M = \frac{M_{max}}{2} = \frac{Q_{max} \cdot y}{2} \quad (9.2)$$

これより、 Q_{max} が作用している時の基礎梁に働くせん断力 Q_D は式(9.3)となる。

$$Q_D = \frac{M}{x_1 + x_2} = \frac{Q_{max} \cdot y}{2 \cdot (x_1 + x_2)} \quad (9.3)$$

さらに、曲げモーメント M_D は式(9.4)となる。

$$M_D = Q_D \cdot x_1 \quad (9.4)$$

(2) 曲げひび割れモーメントの算定

曲げひび割れモーメント M_c は式(9.5)となる。

$$M_c = Z_e \cdot \left(f_t + \frac{N}{b \cdot D} \right) \quad (9.5)$$

f_t はコンクリート引張強度で、式(9.6)となる。

$$f_t = 0.316 \sqrt{F_c} \quad (9.6)$$

ここで、
 b : 断面幅 (mm)
 D : 断面せい (mm)
 N : 軸力 (N)

Z_e は鉄筋を考慮した断面係数で、式(9.7)

となる。

$$Z_e = Z_c + Z_s = \frac{b \cdot D^2}{6} + n \cdot \frac{I_s}{d} \quad (9.7)$$

F_c : コンクリート強度 (N/mm²)

n : ヤング係数比

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (9.8)$$

E_s : 鉄筋ヤング係数 (N/mm²)
 E_c : コンクリートヤング係数 (N/mm²)
 I_s : 鉄筋の断面 2 次モーメント (mm⁴)

$$I_s = \sum (A_s \cdot y^2) \quad (9.9)$$

A_s : 鉄筋 1 本の断面積 (mm²)
 y : 鉄筋の図心からの距離 (mm)
 d : 中心軸から引張端断面までの距離 (mm)

$$d = \frac{D}{2} \quad (9.10)$$

(3)せん断ひび割れ強度の算定

せん断ひび割れ強度 Q_{sc} は式(9.11)となる。

$$Q_{sc} = \phi \cdot \left(\sqrt{f_t^2 + f_t \cdot f_0} \right) \cdot \frac{b \cdot D}{\kappa} \quad (9.11)$$

ここで、 f_0 は作用軸応力度で、断面内の主筋の影響を考慮する場合、式(9.12)となる。

$$f_0 = \frac{N}{b \cdot D + n \cdot A_g} \quad (9.12)$$

A_g : 主筋全断面積 (mm²)

ϕ は耐力係数で、せん断ひび割れをどの程度の確率で防止するかの度合いに応じて適切な値を与えるものとする。また、せん断ひび割れ強度では予測精度のばらつきを考慮して安全係数(通常は0.51)をかけている。

κ は断面形状係数で、原則として柱では $\kappa=1.5$ とする。

9.2.2 試験体設計における強度評価式

試験体における各種強度計算式は以下のものを使用した。

(1) 曲げひび割れ強度

曲げひび割れモーメント M_c が加わったときのせん断力 Q_c を曲げひび割れ強度という。
 曲げひび割れモーメント M_c は式(9.13)となる。

$$M_c = Ze \cdot ft + \frac{ND}{6} \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.13)$$

ここで、 D : 断面せい (mm)
 N : 柱軸方向力 (N)

ft はコンクリート引張強度で式(9.14)となる。

$$ft = 0.56\sqrt{F_c} \quad (\text{N}/\text{mm}^2) \quad (9.14)$$

ここで、 F_c : コンクリート強度 (N/mm²)

Ze は鉄筋を考慮した等価断面係数で式(9.15)となる。

$$Ze = \frac{bD^2}{6} + \frac{2n(a_t + a_c)y_s^2}{D} \quad (\text{mm}^3) \quad (9.15)$$

ここで、 n はヤング係数比で式(9.16)となる。

$$n = \frac{E_s}{E_c} \quad (9.16)$$

E_s : 鉄筋ヤング係数 (N/mm²)
 E_c : コンクリートヤング係数 (N/mm²)
 a_t : 引張鉄筋の全断面積 (mm²)
 a_c : 圧縮鉄筋の全断面積 (mm²)
 y_s : 断面中心から鉄筋までの距離 (mm)
 b : 断面幅 (mm)

今回、試験体には定着延長筋が配筋されているため、曲げひび割れモーメント Mc は柱頭、定着延長筋端部、柱脚において算出される。このときの柱にかかるせん断力 Q_c は以下の2通り考えられる。

(a) 柱脚で決まる場合

$$bQ_c = \frac{(tMc + bMc)}{h_o} \quad (\text{N}) \quad (9.17)$$

ここで、 bQ_c : 柱脚で決まる場合のせん断力 (N)
 tMc : 柱頭の曲げひび割れモーメント (N・mm)
 bMc : 柱脚の曲げひび割れモーメント (N・mm)
 h_o : 内法高さ (mm)

(b) 定着延長筋端部で決まる場合

$$eQ_c = \frac{(tMc + eMc)}{h_o - L_{cut}} \quad (\text{N}) \quad (9.18)$$

ここで、 eQ_c : 定着延長筋端部で決まる場合のせん断力 (N)
 eMc : 定着延長筋端部の曲げひび割れモーメント (N・mm)
 L_{cut} : 定着延長筋長さ (mm)

(2) せん断ひび割れ強度

せん断ひび割れ強度 V_c は以下の、式(9.19)で算出する。

$$V_c = \phi(\sqrt{\sigma_t^2 + \sigma_t \cdot \sigma_0})b \cdot D / \kappa \quad (\text{N}) \quad (9.19)$$

ここで、 b : 部材幅 (mm)
 D : 部材せい (mm)
 σ_0 : 軸方向応力度 (N/mm²)

σ_T はコンクリート引張強度であり式(9.20)となる。

$$\sigma_t = 0.33\sqrt{\sigma_B} \quad (\text{N/mm}^2) \quad (9.20)$$

ここで、 σ_B : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

(3) 曲げ強度

柱の曲げ終局モーメント M_u の算出方法には以下の略算式を用いる。

$N_{max} \geq N > 0.4b \cdot D \cdot F_c$ のとき

$$M_u = (0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.12b \cdot D^2 \cdot F_c) \left(\frac{N_{max} - N}{N_{max} - 0.4b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.21)$$

$0.4b \cdot D \cdot F_c \geq N \geq 0$ のとき

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.5N \cdot D \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_c} \right) \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.22)$$

$0 > N \geq N_{min}$ のとき

$$M_u = 0.8a_t \cdot \sigma_y \cdot D + 0.4N \cdot D \quad (\text{N} \cdot \text{mm}) \quad (9.23)$$

ここで、 N_{max} は中心圧縮終局強度で式(9.24)となる。

$$N_{max} = b \cdot D \cdot F_c + a_g \cdot \sigma_y \quad (\text{N}) \quad (9.24)$$

N_{min} は中心引張時終局強度で式(9.25)となる。

$$N_{min} = -a_g \cdot \sigma_y \quad (\text{N}) \quad (9.25)$$

- ここで、
- N : 柱軸方向力 (N)
 - a_t : 引張鉄筋断面積 (mm²)
 - a_g : 柱鉄筋全断面積 (mm²)
 - b : 柱断面幅 (mm)
 - D : 柱断面せい (mm)
 - σ_y : 鉄筋降伏点強度 (N/mm²)
 - F_c : コンクリート圧縮強度 (N/mm²)

曲げ強度は曲げ終局強度であり、柱脚で決まる場合と定着延長筋端部で決まる場合で異なる。

(a) 柱脚で決まる場合

$${}_b Q_{Mu} = \frac{(tMu + bMu)}{h_o} \quad (\text{N}) \quad (9.26)$$

ここで、
 ${}_b Q_{Mu}$: 柱脚で決まる場合のせん断力 (N)
 tMu : 柱頭の曲げ終局モーメント (N・mm)
 bMu : 柱脚の曲げ終局モーメント (N・mm)
 h_o : 内法高さ (mm)

(b) 定着延長筋端部で決まる場合

$${}_e Q_{Mu} = \frac{(tMu + eMu)}{h_o - L_{cut}} \quad (\text{N}) \quad (9.27)$$

ここで、
 ${}_e Q_{Mu}$: 定着延長筋端部で決まる場合のせん断力 (N)
 eMu : 定着延長筋端部の曲げ終局モーメント (N・mm)
 L_{cut} : 定着延長筋長さ (mm)

(4) せん断強度

柱のせん断信頼強度 V_u は式(9.28)(9.29)(9.30)による値のうち、最小値とする。

$$V_u = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + (\nu \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda}) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (9.28)$$

$$V_u = \frac{\lambda \nu \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (9.29)$$

$$V_u = \frac{\lambda \nu \sigma_B}{2} b_e j_e \quad (9.30)$$

ここで、
 j_e : 断面の有効せい (mm)
 b_e : 断面の有効幅 (mm)
 σ_{wy} : 強筋の信頼強度 (N/mm²)

p_{we} は、有効横補強筋比で、式(9.31)となる。

$$p_{we} = \frac{a_w}{b_e s} \quad (9.31)$$

ここで、 a_{sv} : 1組の横補強筋の断面積 (mm²)

s : 横補強筋の間隔 (mm)

μ はトラス機構の角度を示す係数で式(9.32)となる。

$$\mu = 2 - 20R_p \quad (9.32)$$

ここで、 R_p : ヒンジ領域の回転角 (rad)

ν はコンクリートの圧縮強度の有効係数で式(9.33)となる。

$$\nu = (1 - 20R_p)\nu_0 \quad (9.33)$$

ここで、 ν_0 は降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画しないときの有効係数で式(9.34)となる。

$$\nu_0 = 0.7 - \frac{\sigma_B}{20} \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad (9.34)$$

λ はトラス機構の有効係数で式(9.35)となる。

$$\lambda = 1 - \frac{s}{2j_e} - \frac{b_s}{4j_e} \quad (9.35)$$

b_s は横補強筋の断面方向の最大間隔とする。

ただし中子筋が断面内にほぼ均等に配置されている場合、式(9.36)で算定してもよい。

$$\lambda = \frac{b_e}{N_s + 1} \quad (\text{mm}) \quad (9.36)$$

ここで、 N_s : 中子筋の本数

θ はアーチ機構の圧縮束の角度で、 $L/D \geq 1.5$ の部材では式(9.37)、(9.38)となる。

$$\tan \theta = 0.9 \times \frac{D}{2L} \quad (L/D \geq 1.5) \quad (9.37)$$

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{2L} \quad (L/D < 1.5) \quad (9.38)$$

ここで、 L : クリアスパン長さ (mm)

各種強度計算式の計算結果を表9.1に示す。

表 9.1 各種強度計算値

試験体名	曲げひび割れ時 せん断力 (kN)		せん断ひび割れ時 せん断力 (kN)	曲げ強度時 せん断力 (kN)		曲げ強度時 せん断力 (kN)
	基礎	定着端		基礎	定着端	
2010年度試験体 SIM-S	18.7	20.4	41.6	57.4	64.6	54.6
2010年度試験体 SIM-L	18.7	25.1	41.6	57.4	67.1	57.4
2011年度試験体 SIM-LL	20.0	26.9	47.0	77.1	67.7	67.7

9.2.3 試験体

試験体は実際の柱を約 1/2 スケールに縮小した 2010 年度試験体の定着延長筋量を変化させたものである。試験体の諸元を表 9.2 に示す。

また、図 9.4 に試験体の各種強度から考えられる曲げひび割れ、曲げ降伏位置を示す。図 9.5 には 7 章、8 章で定義した定着延長筋の指標 α を示します。カットオフ点で降伏する SIM-S、SIM-LL は変形能の悪い曲線部分、SIM-L は変形能のよい直線部分であることがわかります。

図 9.6 は 7 章、8 章で説明した影響係数 α とせん断余裕度の関係に試験体を示した図です。カットオフ点で降伏する SIM-S、SIM-LL はせん断破壊する左側、柱脚で降伏する SIM-L は右側に属しています。後述の実験結果より SIM-S は変形能がよい結果でした。

表 9.2 試験体諸元

試験体名	断面 [mm ²]	高さ [mm]	主筋		帯筋			定着延長筋		コンクリート強度 [N/mm ²]	軸力 [kN]
			配筋	配筋	形状	間隔 [mm]	帯筋比 [%]	配筋	長さ [mm]		
SIM-O	270 × 245	980	6- ϕ 9	ϕ 4	90° フック	98	0.10	—	120 280	18.0	80
SIM-S								2- ϕ 12			
SIM-L								6- ϕ 13			
SIM-LL								280	24.3		

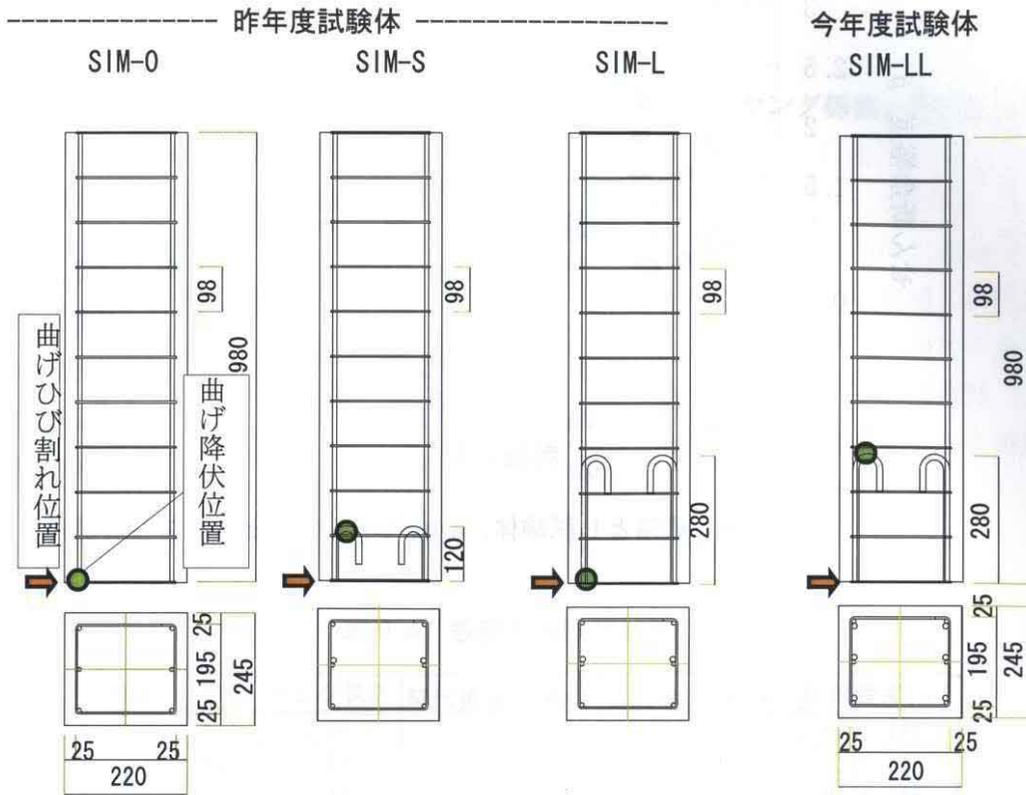


図 9.4 試験区間詳細図、曲げ降伏・曲げひび割れ位置

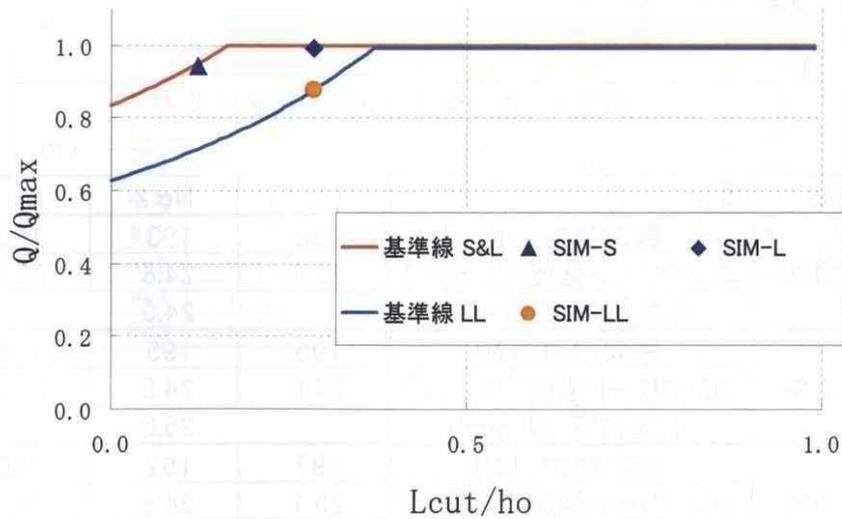


図9.5 試験体 L_{cut}/h_0 と柱の曲げ降伏時のせん断力 Q の関係

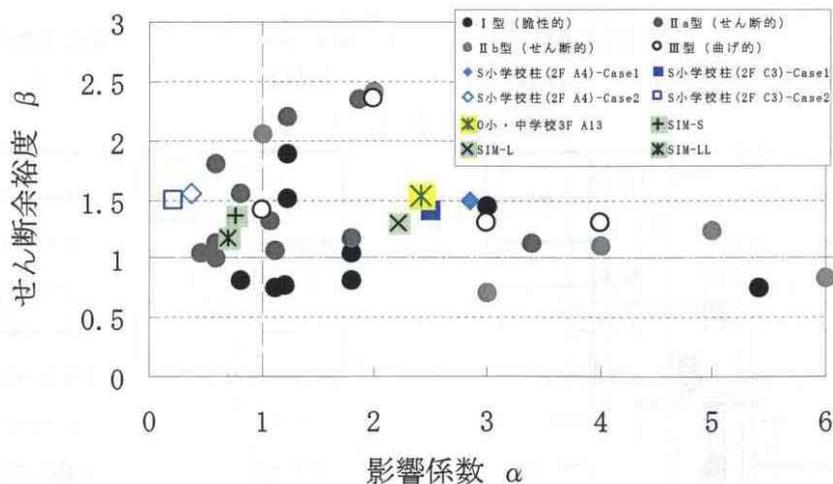


図9.6 段落とし試験体、S小、O小・中柱と試験体柱の関係

9.2.4 使用材料

(1) コンクリート

今回、試験体に使用したコンクリートは(株)小山セメント工業所に発注した。表 9.3 にコンクリートの圧縮試験結果を示す。

表 9.3 コンクリート圧縮試験結果

試験日	項目	No.1	No.2	No.3
加力前	最大耐力 [kN]	188	193	185
	コンクリート強度 [N/mm ²]	23.9	24.6	23.6
	平均強度 [N/mm ²]	24.0		
加力中	最大耐力 [kN]	195	195	198
	コンクリート強度 [N/mm ²]	24.8	24.8	25.2
	平均強度 [N/mm ²]	25.0		
加力後	最大耐力 [kN]	197	192	200
	コンクリート強度 [N/mm ²]	25.1	24.5	25.5
	平均強度 [N/mm ²]	25.0		
最終コンクリート強度 [N/mm ²]		24.7		

9.3 実験方法

図 9.7 に実験に使用した加力装置を示す。まず、試験体の上下基礎梁部分は加力装置のフレームに固定する。L 型フレームには 3ヶ所のプレ止めが設置されている。上部のオイルジャッキ、または、左右のオイルジャッキにより軸力をかける。なお、左右のオイルジャッキは試験体にかかる回転を制御する役割を担う。水平ジャッキにより水平力を加える。

荷重は、試験体の左右にあるオイルジャッキにより軸方向荷重を行い、水平ジャッキにより水平方向荷重を行った。また、左右のオイルジャッキにより L 型フレームの平行を保持し、試験体の上下で逆対称になるようにした。

荷重方法を表 9.5 に、荷重履歴を表 9.6 に示す。

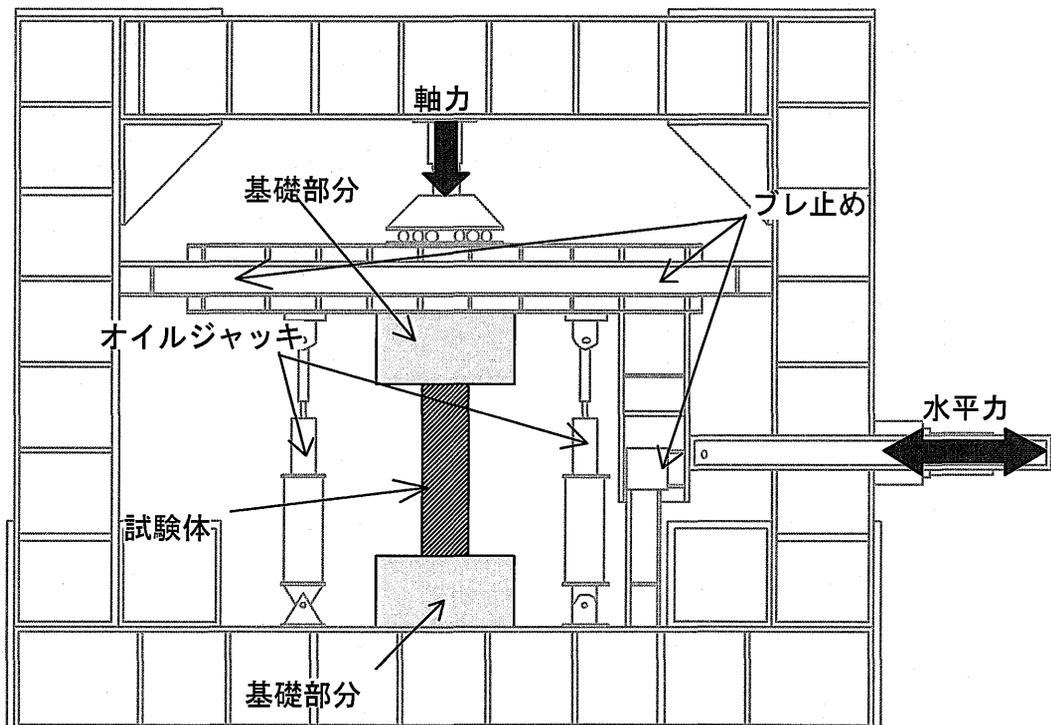


図 9.7 加力装置

表 9.5 載荷方法

試験体	載荷方法	一定軸力 [kN]
SIM-LL	繰り返し水平載荷	80

表 9.6 載荷履歴

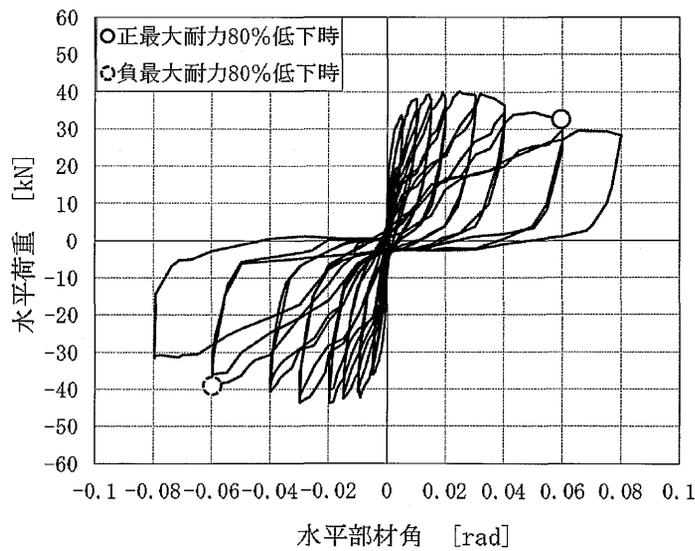
サイクル	部材角 [rad]	最大水平変位 [mm]
±1	1/200	±4.9
±2	1/200	±4.9
±3	2/200	±9.8
±4	2/200	±9.8
±5	3/200	±14.7
±6	3/200	±14.7
±7	4/200	±19.6

9.4 実験結果

2010年度試験体と2011年度試験体を比較した実験結果一覧表を表9.7に、各試験体の荷重-部材角の関係を図9.8に、最大耐力時のひび割れ図を図9.9に示す。図9.9のひび割れ図では、破壊に影響したひび割れ角度はSIM-Sの正側のひび割れで約43°、SIM-Sの負側のひび割れで約30°、SIM-LLで約55°になっている。

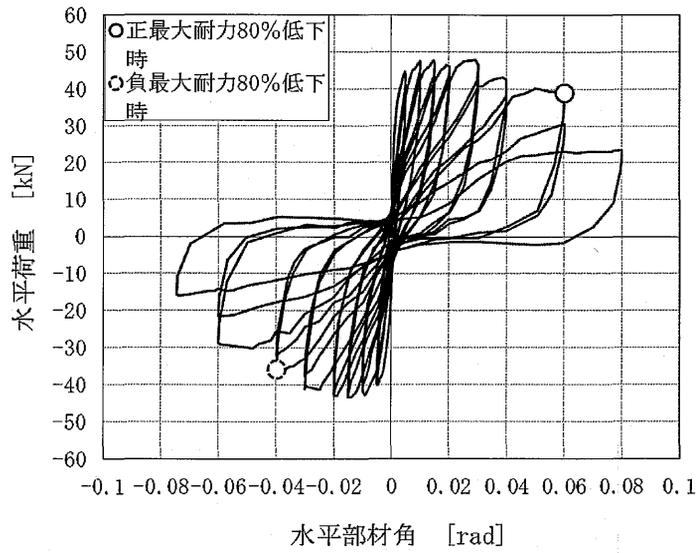
表 9.7 実験結果一覧表

試験体名	昨年度試験体			今年度試験体
	SIM-0	SIM-S	SIM-L	SIM-LL
正最大耐力[kN]	40.2	48.0	48.0	57.8
負最大耐力[kN]	-43.6	-43.4	-51.7	-55.9
正最大耐力 80%低下時[rad]	0.059	0.060	0.058	0.016
負最大耐力 80%低下時[rad]	-0.060	-0.040	-0.060	-0.015

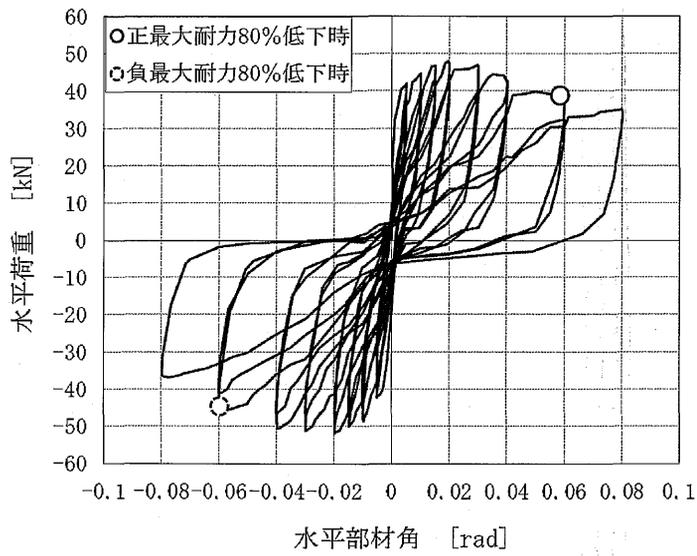


SIM-S

図 9.8 荷重-部材角関係図



SIM-S



SIM-L

図 9.8 荷重-部材角関係図

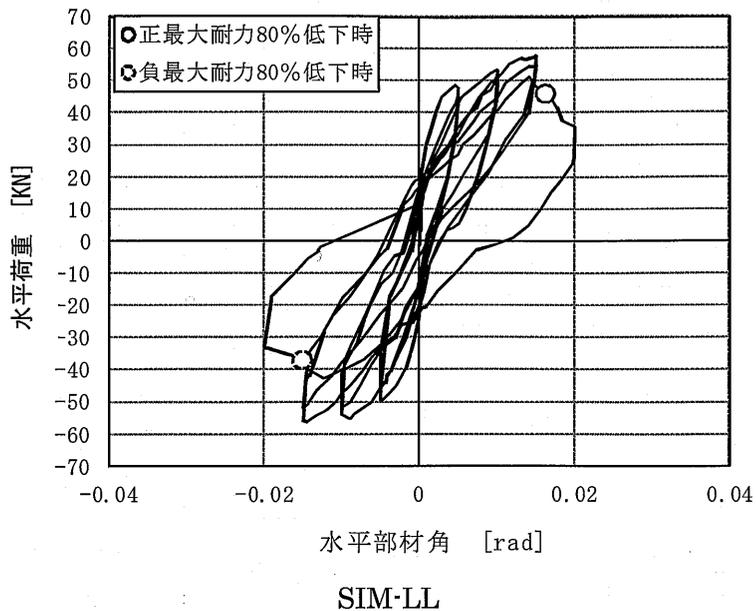


図 9.8 荷重-部材角関係図

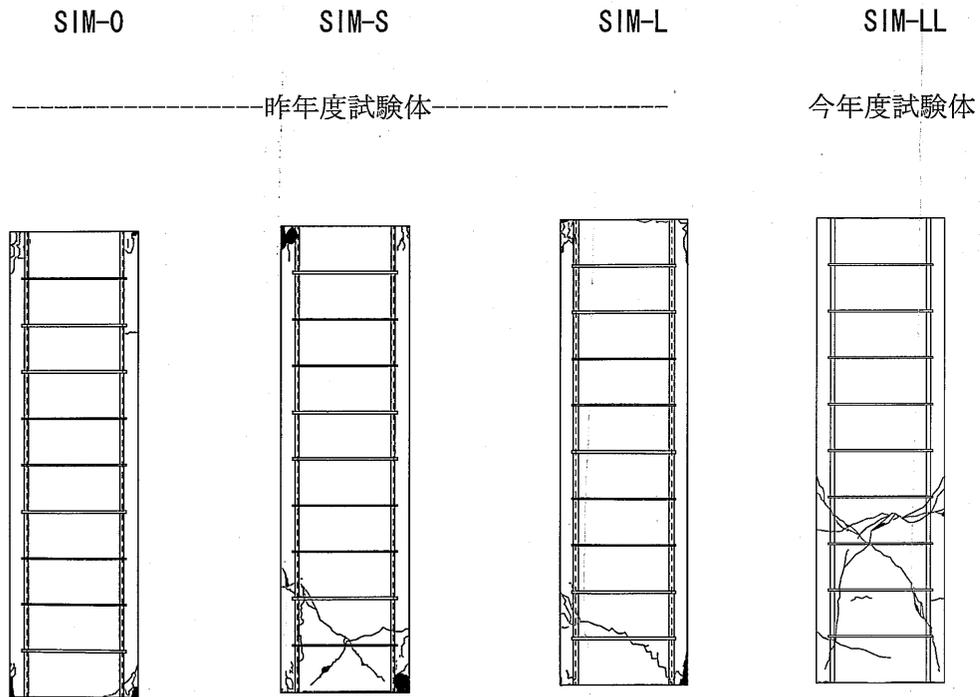


図 9.9 最大耐力時ひび割れ図

9.5 考察

2011年度の実験結果と2010年度試験体の実験結果と比較をしながら考察する。

9.5.1 比較試験体について

2011年度試験体 SIM-LL の比較試験体は、2010年度試験体の SIM-0、SIM-S、SIM-L の3体である。定着延長筋を持っていない試験体が SIM-0、短い定着延長筋を持つものが SIM-S、長い定着延長筋をもつものが SIM-L である。今年度試験体は SIM-LL は、SIM-L の定着延長筋の本数を増やしたものである。表 9.8 に比較試験体である 2010 年度試験体 3 体の諸元を示す。

表 9.8 比較試験体諸元

(a) 柱部分

試験体名	断面 [mm ²]	高さ [mm]	主筋		帯筋			定着延長筋		コンクリート強度 [N/mm ²]	
			配筋	形状	間隔 [mm]	帯筋比 [%]	配筋	長さ [mm]			
SIM-0	270×245	980	6-φ9	φ4	90°	フック	98	0.10	—	0	18.0
SIM-S									2-φ12	120	
SIM-L									2-φ12	280	

(b) 基礎部分

試験体	断面 [mm ²]	長さ [mm]	主筋	帯筋				
				配筋	形状	間隔 [mm]	帯筋比 [%]	
共通	410×400	800	8-D13	D10	135°	フック	100	0.36

9.5.2 変形能

図 9.10 に 2010 年度試験体、2011 年度試験体の正側、負側の包絡線と、正負の耐力 80% 低下時の値をプロットした図を示す。耐力 80% 低下時の部材角を、2011 年度試験体 SIM-LL と、定着延長筋の長さが同一である 2010 年度の試験体 SIM-L と比べると、SIM-LL は変形能が著しく低下したことが分かる。これは鉄筋の降伏位置が柱脚ではなく、定着端になったことによるものであると考えられる。

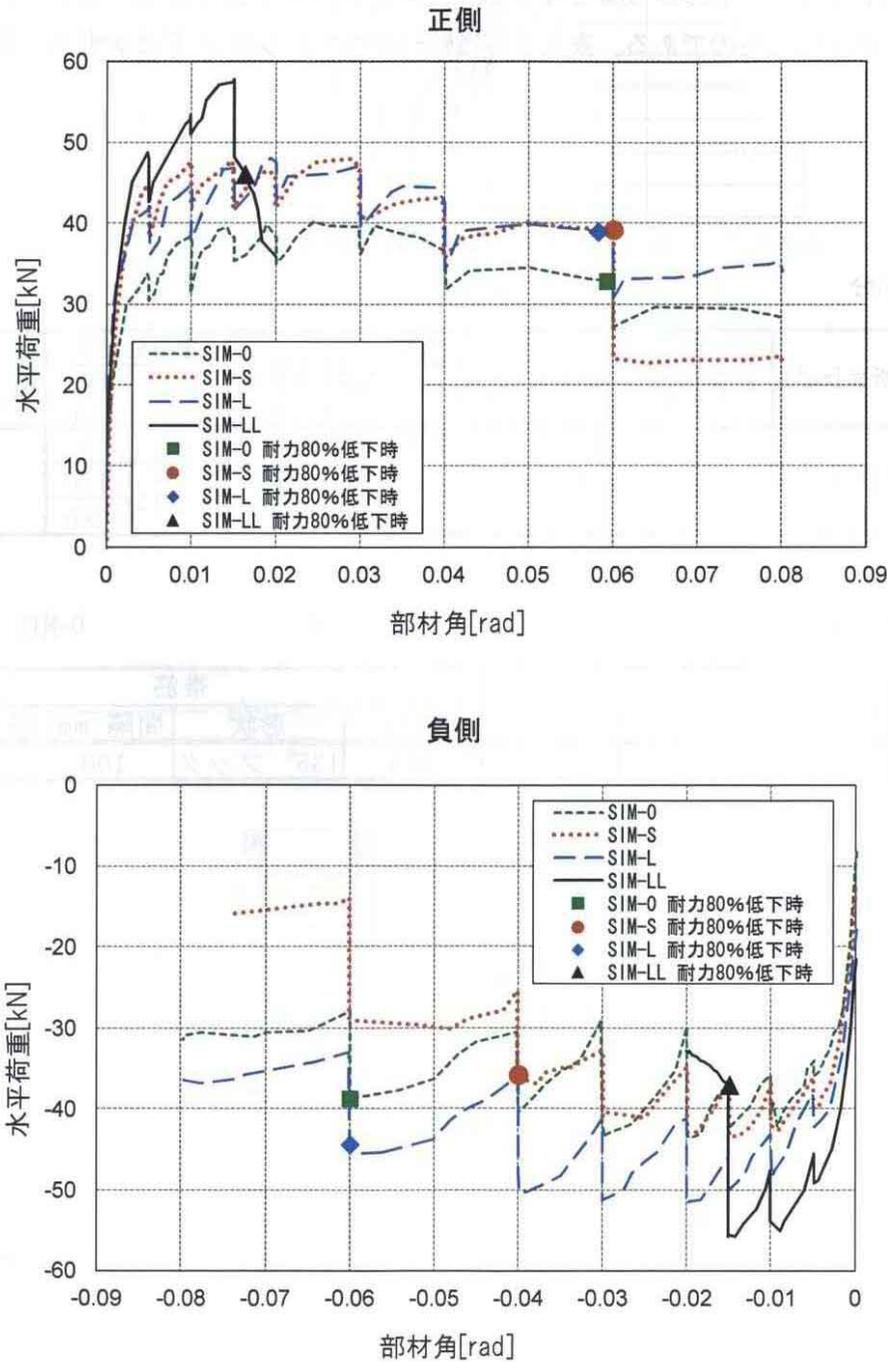


図 9.10 全試験体包絡線、耐力 80% 低下時

9.5.3 各種強度の比較

(1) 滑り強度

次に、図9.11に示すように力がかかり、試験体にひび割れが入った場合の最大摩擦力と力のつり合いの関係を考える。

$$\text{水平方向： } F \cos \theta + S = Q + N \sin \theta \quad (9.5.1)$$

$$\text{垂直方向： } P = F \sin \theta + N \cos \theta \quad (9.5.2)$$

この連立方程式を解くと、

$$F = P \sin \theta - S \cos \theta + Q \cos \theta \quad (9.5.3)$$

$$N = P \cos \theta + S \sin \theta - Q \sin \theta \quad (9.5.4)$$

となる。

ここで、せん断引張力 S は、式(9.5.5)で表される。

$$S = p_w \cdot \sigma_{wy} \cdot b \cdot D \tan \theta \quad (9.5.5)$$

p_w : せん断補強筋比

D : 部材せい [mm]

σ_{wy} : せん断補強筋降伏強度 [N/mm²]

せん断補強筋比 p_w は式(5.6)で表される。

$$p_w = \frac{A_w}{b \cdot s} \quad (9.5.6)$$

A_w : 一組の帯筋断面積 [mm²]

s : 帯筋間隔 [mm]

b : 部材幅 [mm]

さらに、最大摩擦力を F_{max} とすると、式(9.5.7)の値になる時点で、ひび割れ面に沿った滑り破壊が生じる。

$$F = F_{max} = \mu \cdot N \quad (9.5.7)$$

μ : 摩擦係数

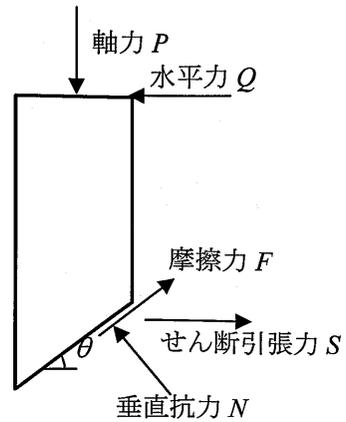


図 9.11 力のつり合い

このときの水平力 Q を滑り強度と呼ぶこととし、式(9.5.7)に、式(9.5.3) (9.5.4)を代入すると、滑り強度 Q の式、式(9.5.8)となる。

$$Q = p_w \sigma_{wy} bD \tan \theta + \frac{\mu \cos \theta - \sin \theta}{\cos \theta + \mu \sin \theta} P \quad (9.5.8)$$

さらに、 θ をパラメータとした場合の水平力 Q のグラフを図9.12に示す。このとき μ の値は不明なので、様々な μ の値について考える。

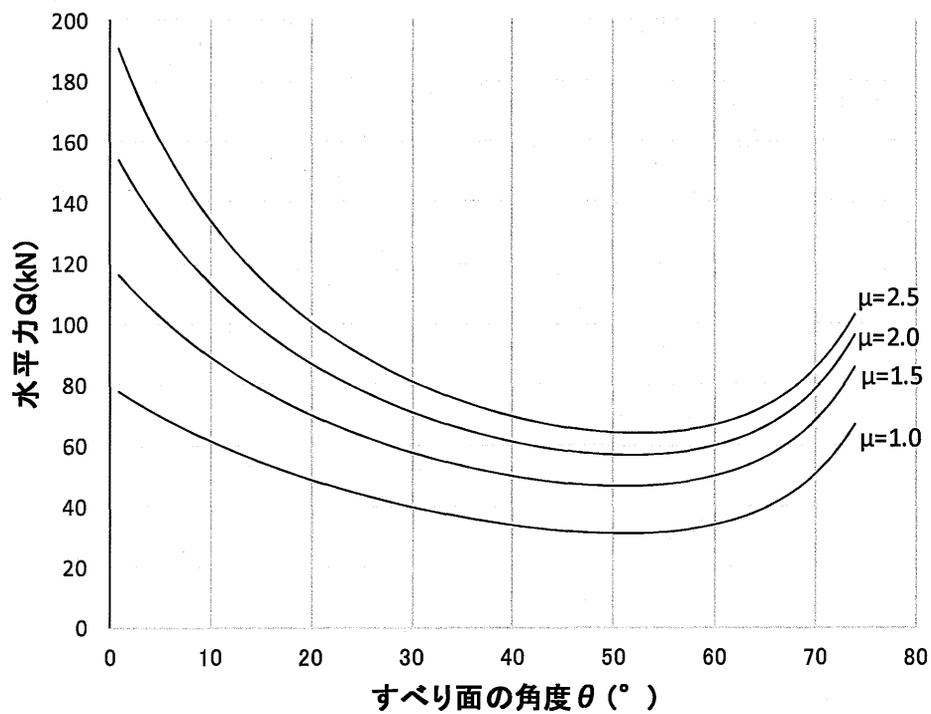


図9.12 滑り強度

図9.12から、滑り強度は μ の値によらず θ が50度から55度付近で一番小さくなることが分かる。

(2) 強度比較

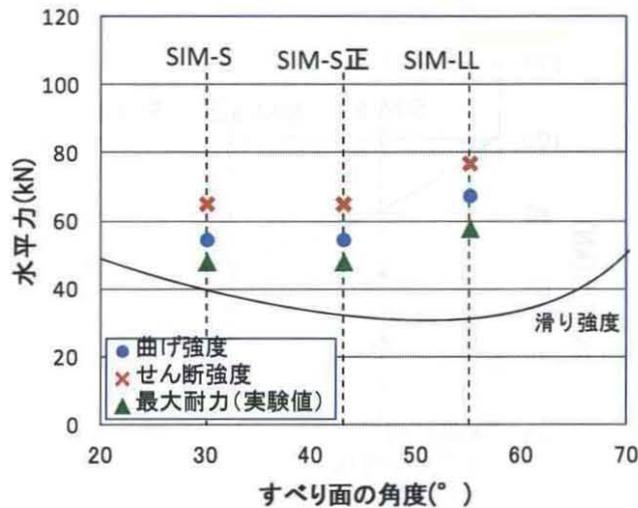
μ の値それぞれについて、滑り強度とせん断強度、曲げ強度を比較する。このときせん断強度、曲げ強度の計算には、9.2.2 の(3)(4)の強度評価式を用いる。試験体のひび割れ面角度は耐力 80%低下時のものとし、それぞれのひび割れ角度は表 9.9 に示す。

表 9.9 ひび割れ角度

SIM-S		SIM-L		SIM-LL	
正	負	正	負	正	負
43	30	50	—	55	55

ここでは、SIM-LL とひび割れ面角度に差のある SIM-S とで比較する。

(a) $\mu=1.0$ の場合



(b) $\mu=1.5$ の場合

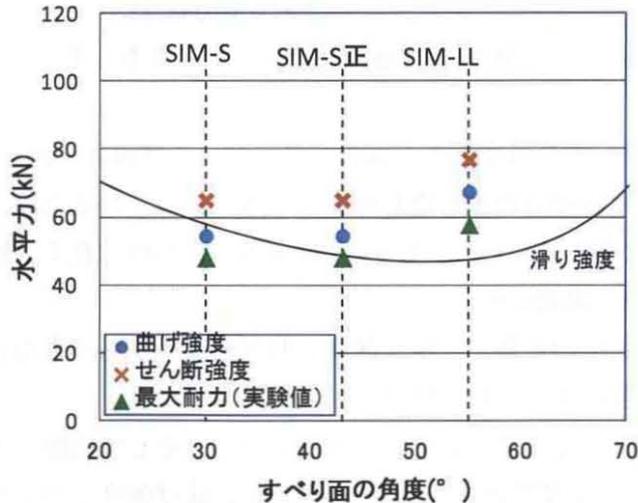
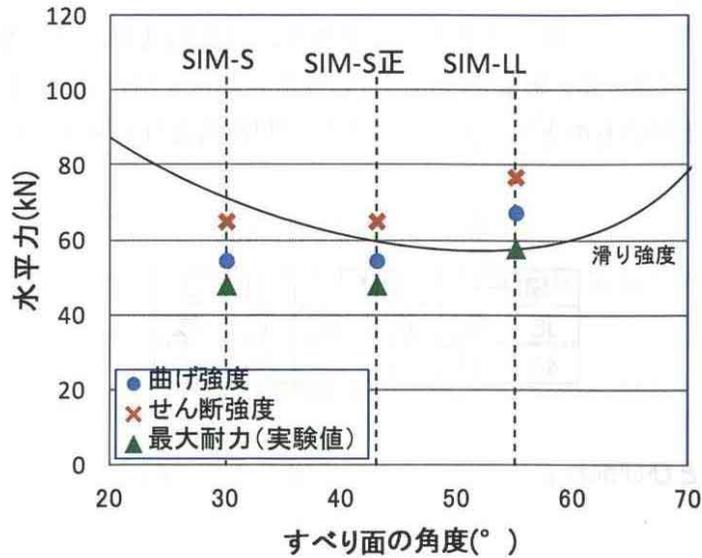


図 9.13 各種強度比較 (変数: θ)

(c) $\mu = 2.0$



(d) $\mu = 2.5$

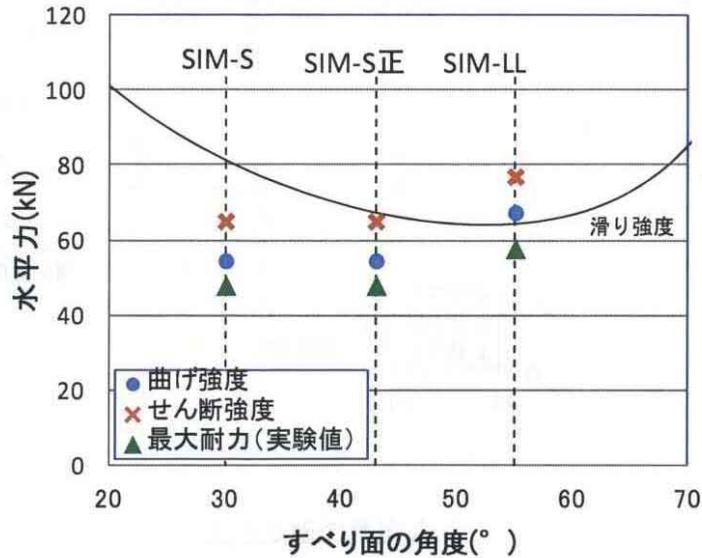


図 9.13 各種強度の比較 (変数: θ)

角度を表す点線と滑り強度を表す実践の交点が、各試験体の滑り強度となる。

(a)の場合、どちらの試験体も滑り強度が小さくなっているため、どちらも滑り破壊をしたということになる。しかし、2010年度試験体の変形能は良く、脆性的な破壊はしていないため、この場合は実験結果と一致しない。

(b)の場合、SIM-S の正側で、滑り強度が曲げ強度よりも小さな値を取っているが、これも2010年度の実験結果と一致しない。

(c)の場合、SIM-S では曲げ強度が一番低くなる。そして実際の破壊形式も曲げ破壊となっている。一方、今年度試験体 SIM-LL を見ると、曲げ強度やせん断強度より滑り強度が低くなっている。そのため滑りによるせん断破壊をしてしまったと考えられる。そして実際

の実験値の最大耐力は、SIM-S は曲げ強度に近い値、SIM-LL はすべり強度に近い値を取っていることが分かる。

(d)の場合、実験の破壊形式とは一致するが、SIM-LL の実験値が滑り強度から少し離れてしまっている。

このことから、摩擦係数 μ は約2.0と仮定できる。

9.5.4 O・小中学校の被害考察

8章で説明した、定着延長筋によるひび割れについて、各種強度比較より検討を行う。図9.14に3階A13柱の配筋を、図9.15にアイソメ図を、図9.16に高さ各位置での断面図を、表9.10に対象柱諸元を示す。

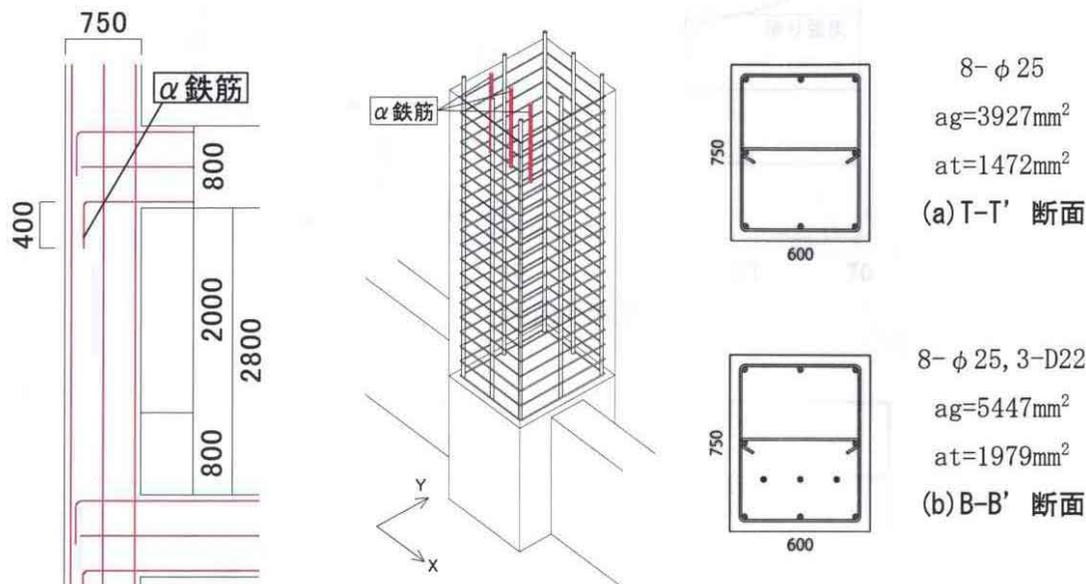


図 9.14 3階 A13 柱配筋図 図 9.15 3階 A13 柱アイソメ図 図 9.16 3階 A13 柱断面図

表 9.10 3F A13 対象柱諸元

断面 [mm ²]	内法 高さ [mm]	主筋		帯筋			定着延長筋		コンクリート 強度 [N/mm ²]	軸力 [N]
		配筋	降伏点 強度 [N/mm ²]	配筋	間隔 [mm]	帯筋比 [%]	配筋	長さ [mm]		
600×750	2100	8-φ25	294	φ9	100	0.25	3-D22	400	20.3	271700

4章付則より、各種強度の計算結果は表9.11になる。9.5.3と同様に、図9.18で各種強度と滑り強度の比較をする。ここで、ひび割れは図9.17のように、定着端から柱と梁の接合部に斜めに伸びるものとし仮定し、角度を求める。すると、約30度でひび割れが入っているということが分かる。

表 9.11 各種強度

せん断強度(kN)	583
曲げ強度(kN)	426

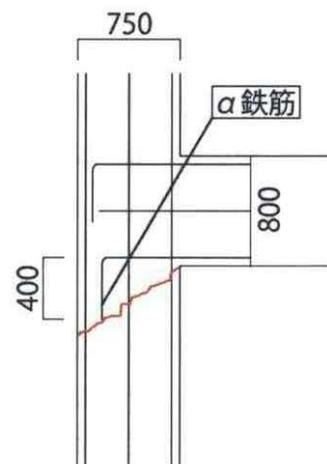


図 9.17 ひび割れ

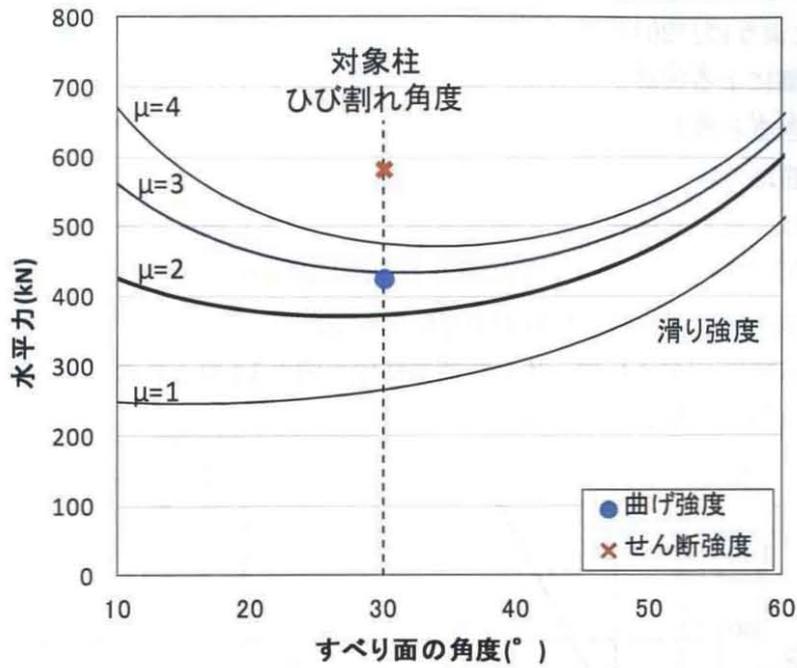


図 9.18 滑り強度と各種強度の比較 (変数: θ)

9.5.3 で述べたとおり μ は約 2.0 となるので、0・小中学校対象柱についても $\mu=2.0$ とし、またひび割れ面の角度 θ を 30° とし、各種強度の比較を行う。すると、曲げ強度よりも滑り強度が低くなっていることが分かる。よって0・小中学校においても、滑り破壊が起きたと考えられる。

9.5.5 被害防止のためのせん断補強筋の配筋の推定

9.5.3 で述べたように、2011 年度試験体 SIM-LL は、曲げ強度よりも滑り強度が低かったために滑り破壊による破壊が生じた。よって滑り強度を上げることで、このような被害を防ぐことができると考えられる。滑り強度は式(9.5.8)で表されるので、滑り強度を上げるにはせん断補強筋比の値を大きくする必要がある。

よってここでは、せん断補強筋比の値を変数として、滑り強度と各種強度を比較する。図 9.19 にそのグラフを示す。グラフからわかるように、せん断補強筋比が約 0.14 を超えたあたりから、滑り強度が曲げ強度よりも大きな値を取る。

このことから試験体 SIM-LL は、せん断補強筋比が約 0.14 以上あればこのような滑りによる破壊が起こらなかつたと考えられる。

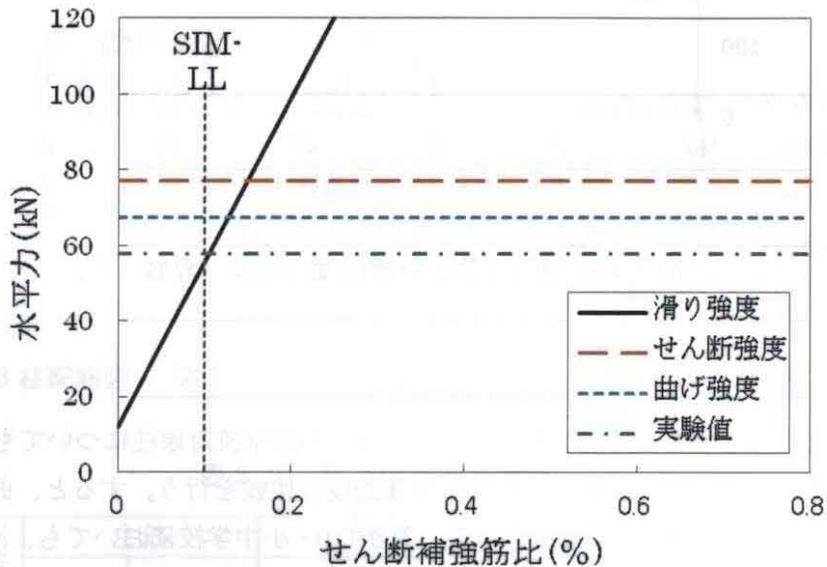


図 9.19 滑り強度と各種強度の比較 (変数 : P_w)

また、せん断補強筋比は式(9.5.6)で表されるので、滑り破壊を起こさないための具体的な改善策として、帯筋の径を大きくするか、または、帯筋間隔を小さくすることが挙げられる。

定着延長筋がある柱では、計算上曲げ降伏であっても、以下の2つの条件を満たす場合に、定着端から発生する斜めひび割れ面で滑り破壊を生じ変形能が低下することが分かった。

- (1) 降伏位置が柱脚部でなく定着端である場合 (影響係数 $\alpha < 1.0$)
- (2) 定着端から入る斜めひび割れ面の滑り強度が曲げ強度とせん断強度より低い場合
- (3) 影響係数 $\alpha < 1.0$ の場合でも変形能がよい SIM-S は曲げ強度が一番低い場合であった。

影響係数が全ての部材にはあてはまらないが、変形定着延長筋の柱の変形能に影響係数 α を用いることは、一つの指標として有効である。

9.6 被害を防ぐための柱配筋への提案

9.20 図に現行の柱配筋要領図を示します。下階の鉄筋が多い場合、(逆も同じ) 定着を柱上 15d 以上となっています。定着延長筋が存在することになります。

そこで、実験結果より配筋の提案として以下の対策を考えました。9.21 図に柱配筋提案図を示します。

1. 降伏位置を計算と同じ脚部にするため、上下階での鉄筋量の急激な変化は避ける。
2. 定着部分の帯筋量を増やして滑り破壊を防止する。
3. 定着筋を柱頭と同じフック付きとする。

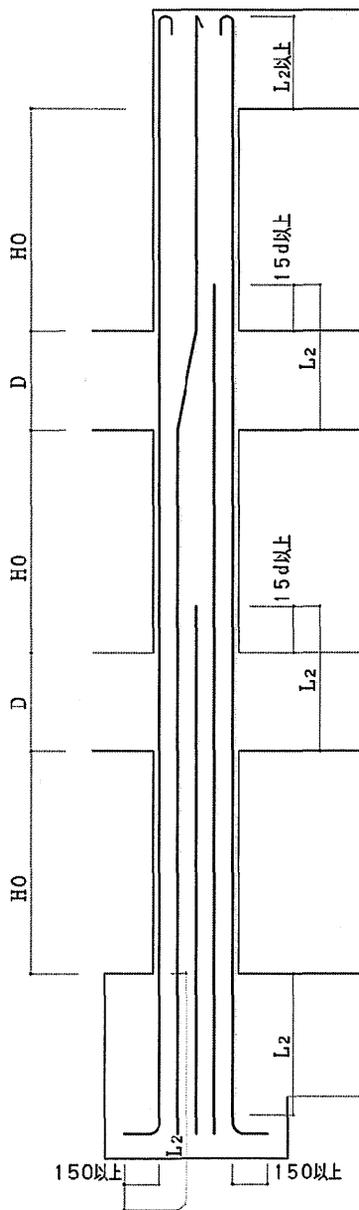


図 9.20 現行標準配筋要領図

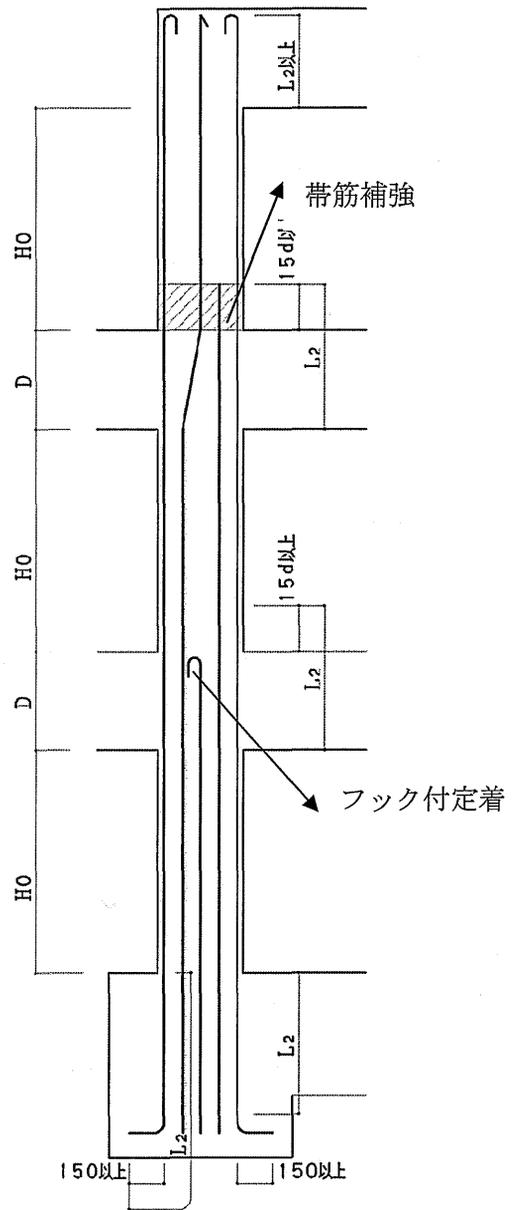


図 9.21 柱配筋提案図

第10章 まとめ

10.1 まとめ

大規模な地震の被害を低減させるために、被災した建物の挙動を評価することは重要であり、被害を将来の鉄筋コンクリート構造の耐震性向上に役立てるため、建物を出来るだけ実状に近い状態にモデル化し、振動特性、地震応答解析、終局耐力の計算を通じて、破壊原因の解明をすることが必要であると考えられる。

本論文は、新潟県中越地震、中越沖地震で被災した建物を対象として検証を行い、破壊原因を解明して、現在の耐震診断や、現行の配筋基準の問題点を抽出する。

以下に各章で得られた知見をまとめる。

5章では、4.7節の対象建物の診断結果で述べた通り、耐震診断結果と実被害での柱の破壊形式の妥当性が確認された。しかし、耐震診断では各種条件を安全側に設定しており、元々の式自体が実大の柱の崩壊形を正しく評価しているかは不明である。そこで、耐震診断において確率的に不確定要素となっているパラメータに対して、診断判定がいかによらつくかを示すために、被害を受けた柱部材を対象として各パラメータを変化させることで柱の崩壊形の検討を行なった。その結果以下の結果が得られた。

(1) 1階 C-10 柱については実測値を用いれば計算値はせん断破壊した被害を再現できることがわかった。ただし、帯筋間隔の場合は 90°フックを考慮して 2 倍の 400mm にした場合であって、設計図書通りの 200mm だと被害に反して曲げ破壊してしまうことになった。

1階 A-11 柱と 1階 C-4 柱については実測値を用いた計算値ではせん断破壊した被害を再現できなかった。しかし、コンクリート強度を実測値よりも少し低い値にするとせん断破壊となることから、コンクリート強度のばらつきによりせん断破壊となる可能性は十分に考えられる。さらに、軸力を変化させた場合は上下動による最大軸力、直交梁による最大軸力を考慮すれば、せん断破壊となることを説明できる結果となった。

さらに、表 5.4, 5.6 に示す 1階 A・C 通りにおける柱のせん断終局強度と曲げ終局強度の比率であるせん断余裕率 Q_{su}/Q_{mu} をみると、問題となっている柱は全て $Q_{su}/Q_{mu}=1.0$ に近傍していることから、他の 1階柱についてもコンクリート強度と軸力の変動によってせん断破壊となることは十分に考えられる。以上のことより、1階柱については診断で曲げ破壊であっても、実被害でせん断破壊となる可能性があることを説明できる。

(2) 2階 A-4 柱と 2階 C-3 柱については配筋やパラメータの変動だけではせん断破壊となることを十分に説明できなかった。この要因として 1階柱からの定着主筋が 2階柱の柱脚に段落として配筋されている部分に応力集中が起こったために、せん断破壊となったのではないかと考えられる。現在の耐震診断ではこのような配筋に対しては適用できないことになるので、主筋段落とし部における応力集中の解明が必要である。

6章では、対象建物の耐震性能を評価し、耐震性能と被害の関係、地震時の建物の挙動による被害の予測と実際の被害との関係を再検討するための地震応答解析を行った。S 小学校は両地震で

被災しているため、中越地震と中越沖地震を連結した地震動も使用することにする。S 小学校の桁行方向はほぼ東西方向よりに向いていることから、被害の大きかった桁行方向にEW方向地震波を入力する。しかし、実際に建物桁行方向に入力される地震波は、EW方向地震波よりも低減されると考えられる。そこで、建物桁行方向の地震波をEW波とNS波を合成することにより作成し、実際に建物桁行方向に入力された地震波を再現する。

その結果以下のことがわかった。

(1)建物桁行方向地震波を入力した場合、EW方向地震波を入力した場合に比べ応答値は小さくなるが、case.1とcase.2の1階では中越・中越沖地震連結でも被害が小さくなり、2階においては1階に対して著しく被害が大きくなる結果となり実被害を説明できていない。一方、case.3では、1,2階ともに中越地震からさらに被害が進んだ中越沖地震の被害を、建物桁行方向地震波を入力することにより全階を通して応答値が小さくなり、EW方向地震波を入力した場合よりもさらに定性的に再現することができた。また、実被害では2階よりも1階の被害が大きかったことも再現できている。以上のことから、EW方向地震波よりも低減されている建物桁行方向地震波を入力すると、case.3の場合では被災度が中越地震で1,2階が小破、中越沖地震で1,2階が中破であることをより再現できる結果となった。

case.3で被害の程度を比較的良く表す結果となった理由としては、1階柱からの定着主筋4本を2階柱の柱脚に考慮したことにより、曲げ耐力が向上したからであると考えられる。しかし、case.3は腰壁から170mmのみ伸びている定着主筋を考慮した場合であって、実配筋では十分な曲げ耐力は期待できない。2階柱については定着主筋を見直すことで、実被害（被災度区分判定で中破）により近づく解析結果が得られる可能性がある。

7章では、第5・6章で示したように、1階よりも2階の方が診断基準による評価と現実の崩壊形の乖離が大きい。その原因の一つとして定着延長筋のカットオフ点における変形の集中を考えた。そこで、定着延長筋が柱の変形能に影響を及ぼすであろう指標を定義し、その指標を用いて既往の橋脚の実験結果との関係の検討を試みる。

その結果以下の結果が得られた。

(1) S小学校の2階の柱は材料強度を変化させただけではせん断破壊と評価できない。2階の柱は1階の柱からの定着延長筋があり、定着延長筋カットオフ点に発生した曲げひび割れが斜めに進展することによる、橋脚の段落とし部のせん断破壊と同じ現象と考えられる。

(2)そこで、定着延長筋の柱の変形能に対する影響係数 α を定義し、これを用いて橋脚の実験結果と比較した。その結果、S小の柱は段落とし部のせん断破壊と呼ばれる挙動と同じ挙動を示していたと判断できる。

(3)橋脚の段落とし筋と定着延長筋ではその存在する意味が異なるので、主たる α の範囲も異なる。今後、定着延長筋を対象とした定量的な検討が必要である。

8章では、中越地震で被害を受け、S小学校の事例と同様に、実被害と耐震診断結果が一致しない柱が存在する0小・中学校を対象として、柱主筋段落とし部の被害のデータを蓄積し、評価法の精度をさらに上げることを目的とした。結果は以下である。

(1) 0小・中学校の3階の柱は材料強度を変化させただけではせん断破壊と評価できない。4階の梁間方向の梁の主筋D22が定着部分として3階の柱まで伸びていることが原因と考えられる。

(2) S小学校の事例と同様に、定着延長筋カットオフ点に発生した曲げひび割れが斜めに進展することによる、橋脚の段落とし部のせん断破壊と同じ現象が起きていると考えられる。

(3) そこで、定着延長筋の柱の変形能に対する影響係数 α を定義し、これを用いて橋脚の実験結果と比較した。その結果、0小・中学校の対象柱3FA13はS小学校の事例と同様に、段落とし部のせん断破壊と呼ばれる挙動と同じ挙動を示していたと判断できる。

これらの結果、解析上はモデル化されない定着延長筋が破壊原因の一つであることがわかった。今後も被害建物を調査し、被害原因を解明する事により、設計（実体）とモデル化との間に横たわる不確定要素を定量化できると考える。

9章では、定着延長筋を有するRC造柱の破壊実験を2010年度試験体SIM-Lを改良し、鉄筋の降伏位置が定着端になるよう定着延長筋の本数を増やす。そして、2010年度試験体の結果と比較した。結果以下のことがわかった。

定着延長筋がある柱では、計算上曲げ降伏であっても、以下の2つの条件を満たす場合に、定着端から発生する斜めひび割れ面で滑り破壊を生じ変形能が低下することが分かった。

- (1) 降伏位置が柱脚部でなく定着端である場合（影響係数 $\alpha < 1.0$ ）
- (2) 定着端から入る斜めひび割れ面の滑り強度が曲げ強度とせん断強度より低い場合
- (3) 影響係数 $\alpha < 1.0$ の場合でも変形能がよいSIM-Sは曲げ強度が一番低い場合であった。影響係数が全ての部材にはあてはまらないが、変形定着延長筋の柱の変形能に影響係数 α を用いることは、一つの指標として有効である。

今後も既往の柱脚の実験データを検討することにより、新たな知見を得られると考える。

また、現行柱配筋への提案として以下の3案を提案する。

1. 降伏位置を計算と同じ脚部にするため、上下階での鉄筋量の急激な変化は避ける。
2. 定着部分の帯筋量を増やして滑り破壊を防止する。
3. 定着筋を柱頭と同じフック付きとする。

参考文献

【参考文献】

第3章

- 1) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針，2005
- 2) 日本建築学会：2004年10月23日新潟県中越地震災害調査報告，pp.117，2004

第4章、5章

- 1) 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，2001

第6章

- 1) 平田圭亮，本多良政，加藤大介：2004年新潟県中越地震における小千谷市のRC学校建築の被害の解析，2007年度日本建築学会大会学術講演梗概集C-2，pp.375-376，2007.7

第7章

- 1) 山本 強，石橋忠良，大坪正行，小林晋爾：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集 第348号/V-1，pp.61-70，1984.8
- 2) 尾坂芳夫，鈴木基行，寺澤正人，小林繁敏：RCはりのせん断耐力に及ぼす引張主鉄筋途中定着の影響に関する研究，土木学会論文集 第366号/V-4，pp.133-142，1986.2
- 3) 川島一彦，星隈純一，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用，土木学会論文集 第525号/I-33，pp.83-95，1995.10

第8章

- 1) 山本 強，石橋忠良，大坪正行，小林晋爾：鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集 第348号/V-1，pp.61-70，1984.8
- 2) 尾坂芳夫，鈴木基行，寺澤正人，小林繁敏：RCはりのせん断耐力に及ぼす引張主鉄筋途中定着の影響に関する研究，土木学会論文集 第366号/V-4，pp.133-142，1986.2
- 3) 川島一彦，星隈純一，運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用，土木学会論文集 第525号/I-33，pp.83-95，1995.10
- 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・2001
- 5) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準及び復旧技術指針，2002

付 録

付録-1 S 小学校写真



No.1 1F A-11(外 1)



No.2 1F A-11(外 2)



No.3 1F A-11(中 1)



No.4 1F C-10(外)



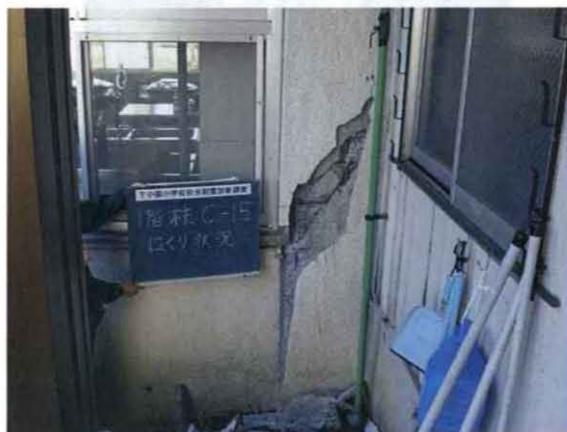
No.5 1F C-10(中 1)



No.6 1F C-14(1)



No.7 1F C-14(2)



No.8 1F C-15(1)



No.9 1F C-15(2)



No.10 2F A-4



No.11 2F A-8



No.12 2F C-3



No.13 1F A-11(1)



No.14 1F A-11(2)



No.15 1F A-11(3)



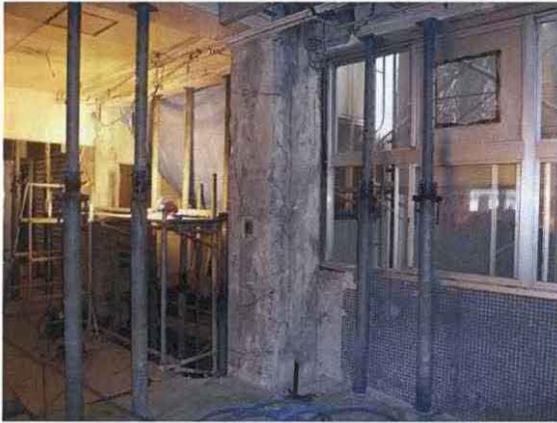
No.16 1F C-10(1)



No.17 1F C-10(2)



No.18 1F C-14



No.19 1F C-15



No.20 2F A-4(1)



No.21 2F A-4(2)



No.22 2F A-4(3)



No.23 2F A-4(4)



No.24 2F A-8(1)



No.25 2F A-8(2)



No.26 2F A-8(3)



No.27 2F A-8(4)



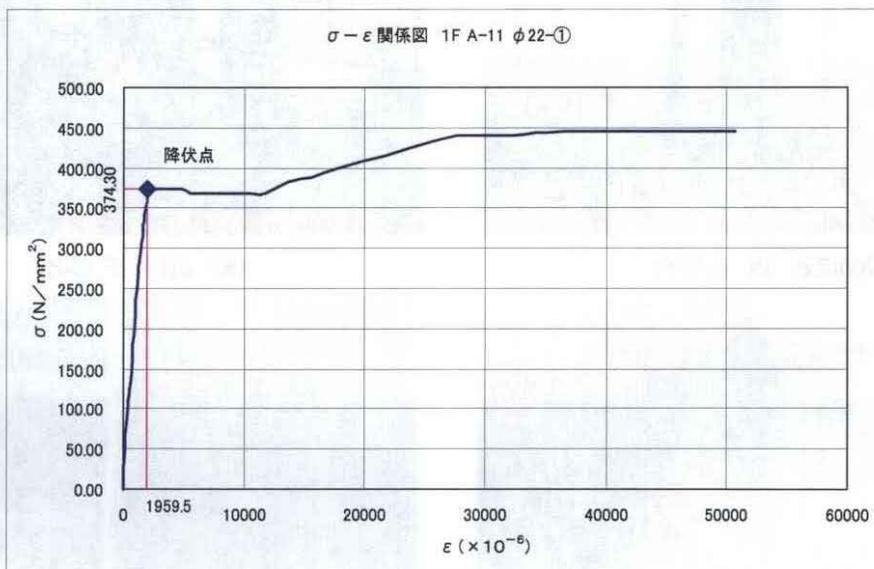
No.28 2F C-3

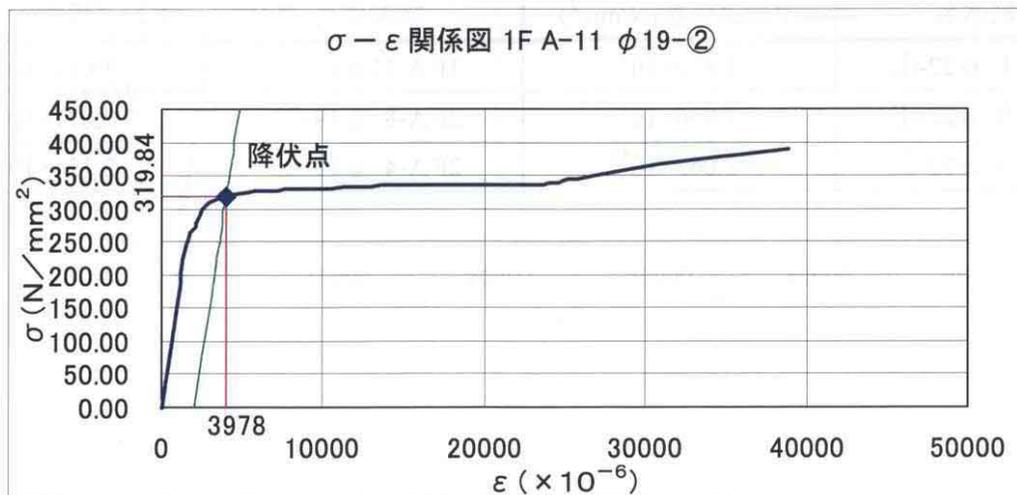
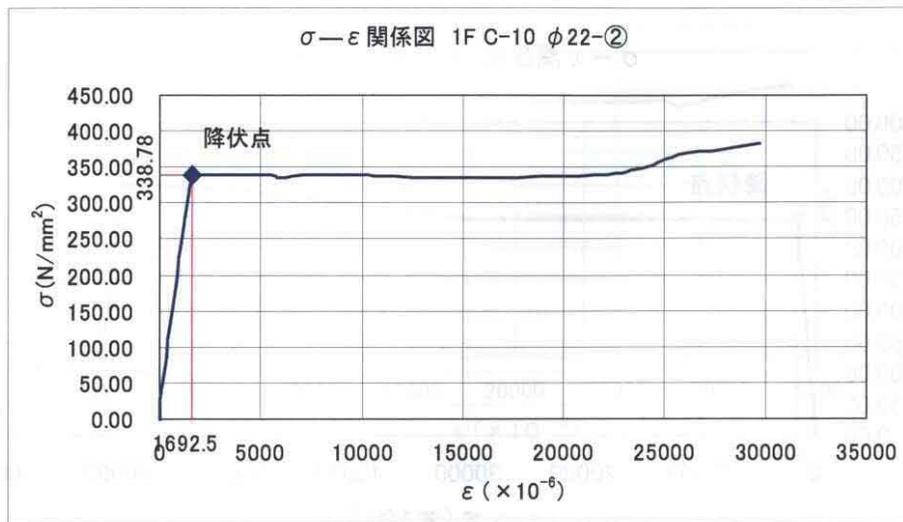
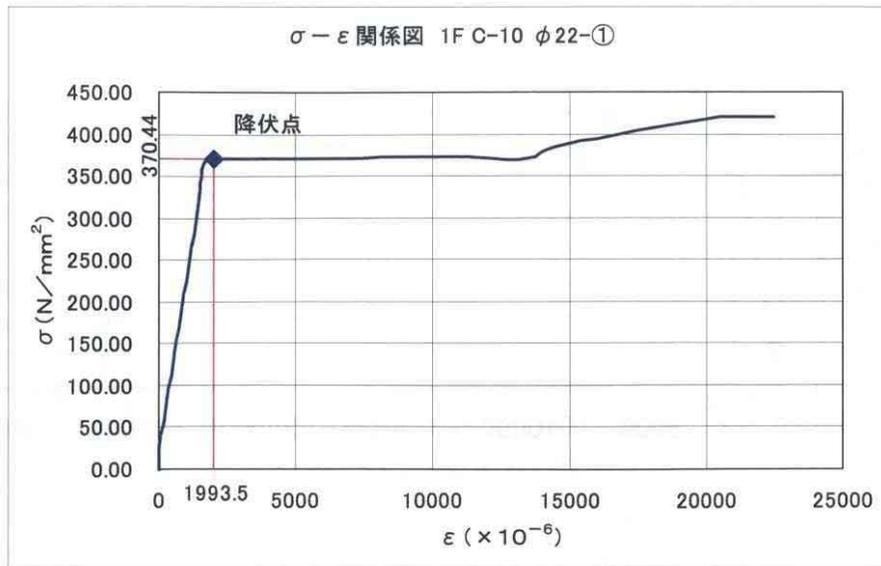
付録-2 S 小学校強度試験データ

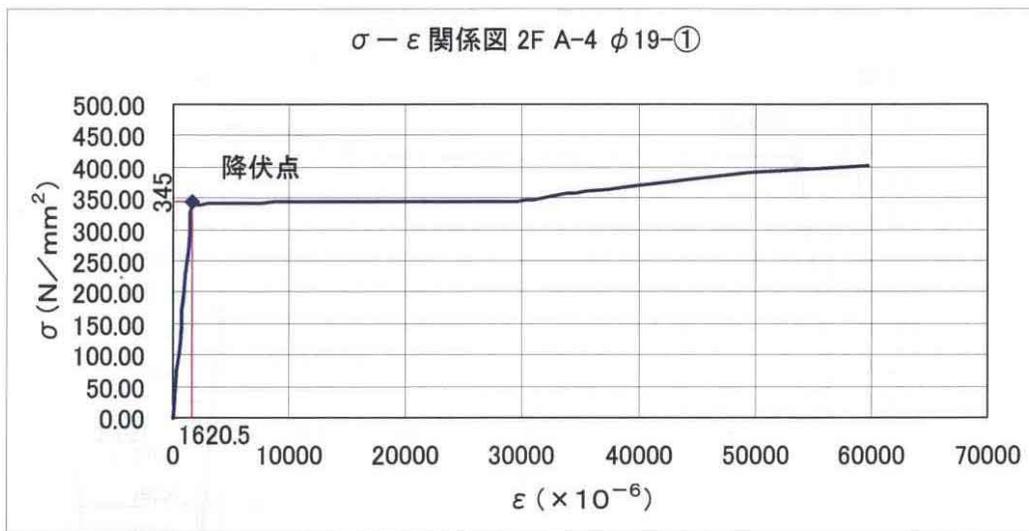
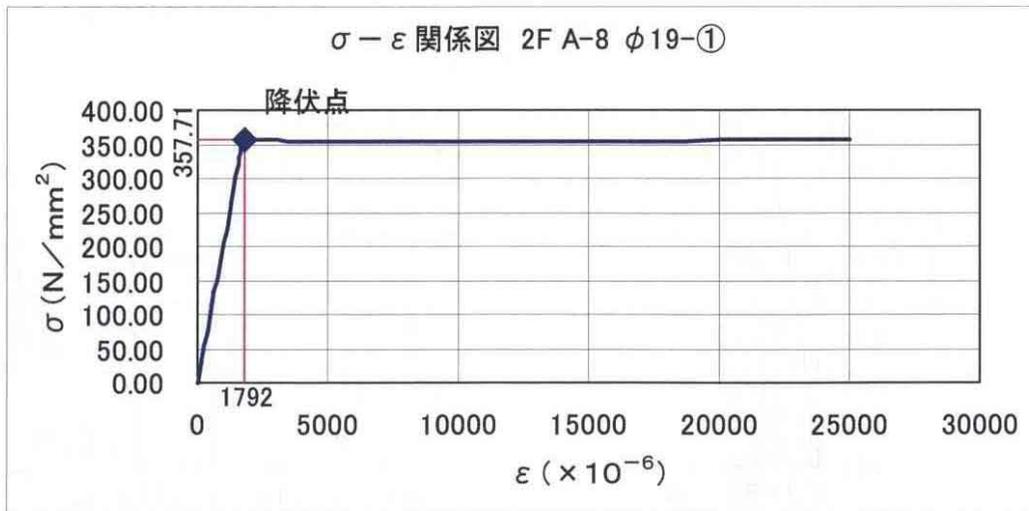
コンクリート圧縮強度試験結果 (耐震診断時)

コンクリート強度試験 (診断時) 試験体名	直径d (mm)	高さh (mm)	質量 (g)	断面積 (mm ²)	最大荷重 (kN)	h/d	補正係数	圧縮強度 (N/mm ²)	平均圧縮強度 (N/mm ²)	標準偏差 (N/mm ²)	推定強度 (N/mm ²)	
38年建設	233(1F 5-A~B壁)	100	137	2525	7854	256	1.37	0.9444	30.8	33.2	5.94	30.3
	236(1F 7-A~B壁)	100	148	2719	7854	237	1.48	0.9576	28.9			
	239(1F 階段棟壁)	100	129	2383	7854	336	1.29	0.9348	40.0			
	234(2F 1-A~C壁)	100	135	2532	7854	345	1.35	0.9420	41.4	33.3	7.05	29.8
	240(2F 階段棟壁)	100	125	2332	7854	241	1.25	0.9300	28.5			
	6(2F 5-A~B壁)	83.0	147	1884	5411	165	1.77	0.9816	29.9	34.3	3.96	32.3
	235(3F 1-A~C壁)	100	136	2554	7854	319	1.36	0.9432	38.3			
	9(3F 7-A~B壁)	83.0	156	1992	5411	166	1.88	0.9904	30.4			
	10(3F 5-A~B壁)	83.0	137	1747	5411	190	1.65	0.9720	34.1			
	39年建設	1(1F C-16~17壁)	83.0	89.0	1122	5411	254	1.07	0.8868	41.6	34.9	8.06
2(1F C-10~11壁)		83.5	103	1357	5476	219	1.23	0.9252	37.0			
3(1F 9-A~B壁)		84.0	125	1642	5542	150	1.49	0.9588	26.0			
237(2F 17-A~C壁)		100	147	2716	7854	216	1.47	0.9564	26.3	29.7	8.24	25.6
4(2F 14-A~B壁)		83.0	158	2001	5411	128	1.90	1.0000	23.7			
5(2F 13-A~B壁)		83.0	122	1552	5411	221	1.47	0.9564	39.1	21.7	0.47	21.5
238(3F 17-A~C壁)		100	147	2636	7854	182	1.47	0.9564	22.2			
7(3F 11-A~B壁)		83.0	130	1627	5411	119	1.57	0.9656	21.2			
8(3F 9-A~B壁)	83.0	132	1670	5411	122	1.59	0.9672	21.8				

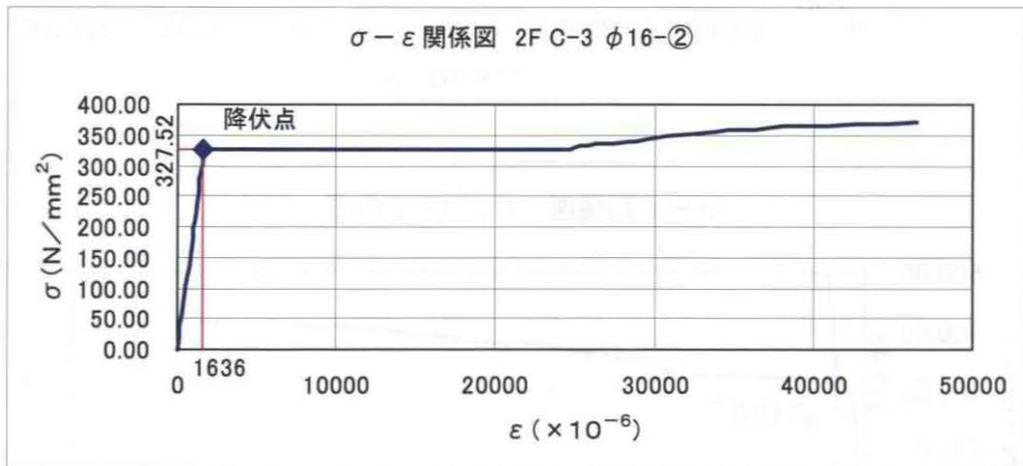
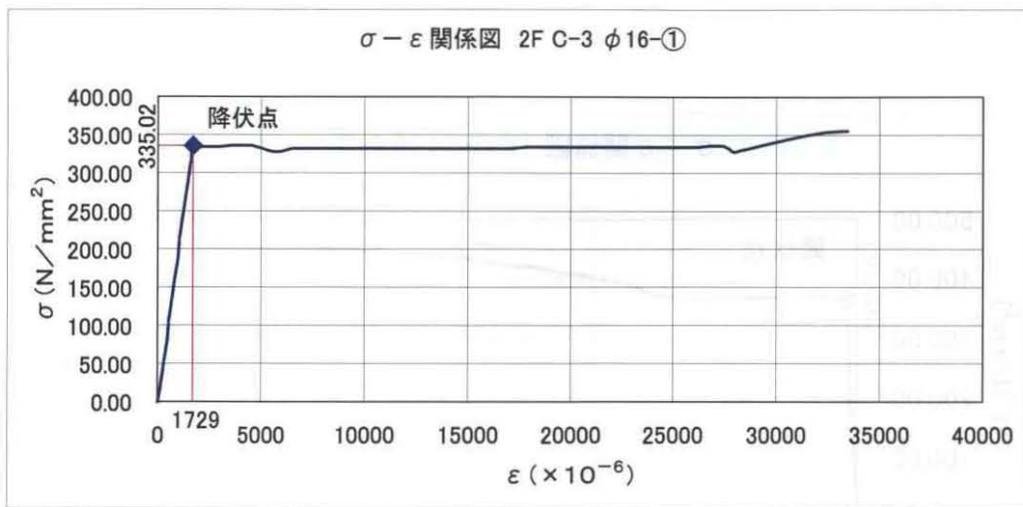
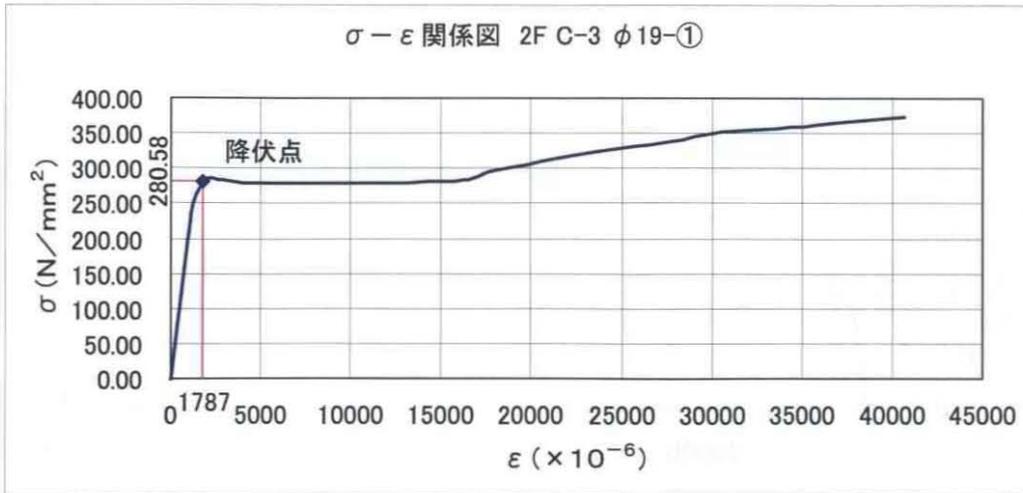
鉄筋引張強度試験結果 (σ-ε グラフ)

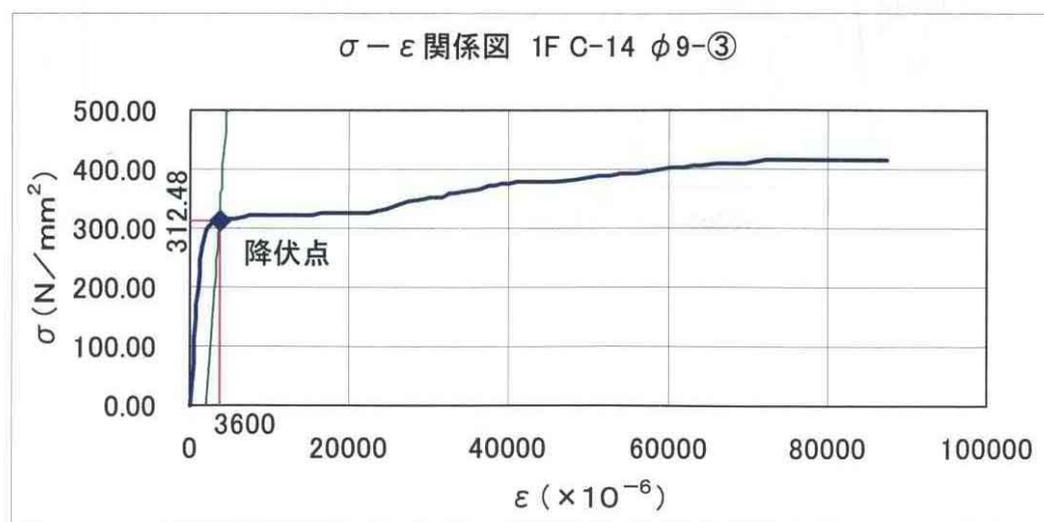
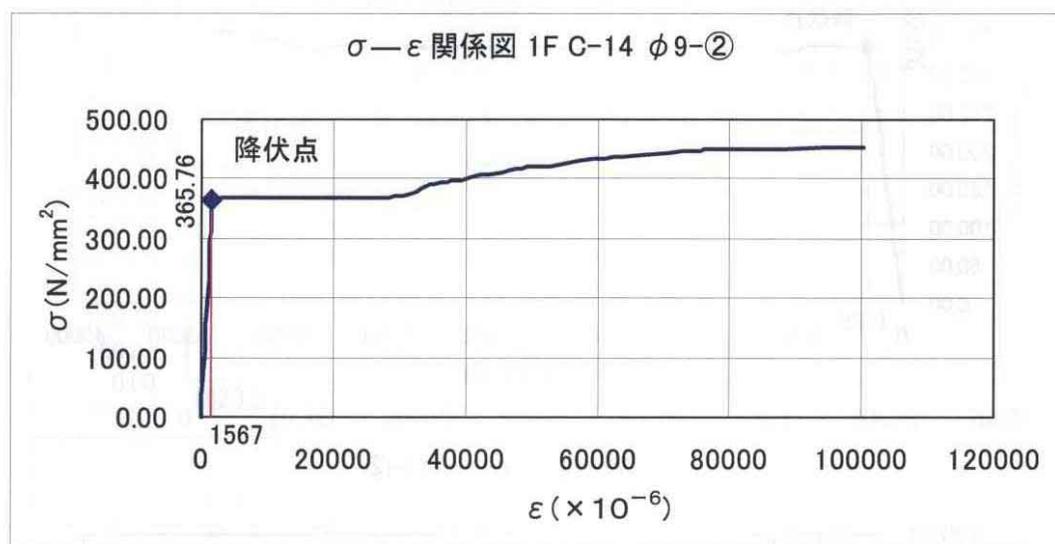
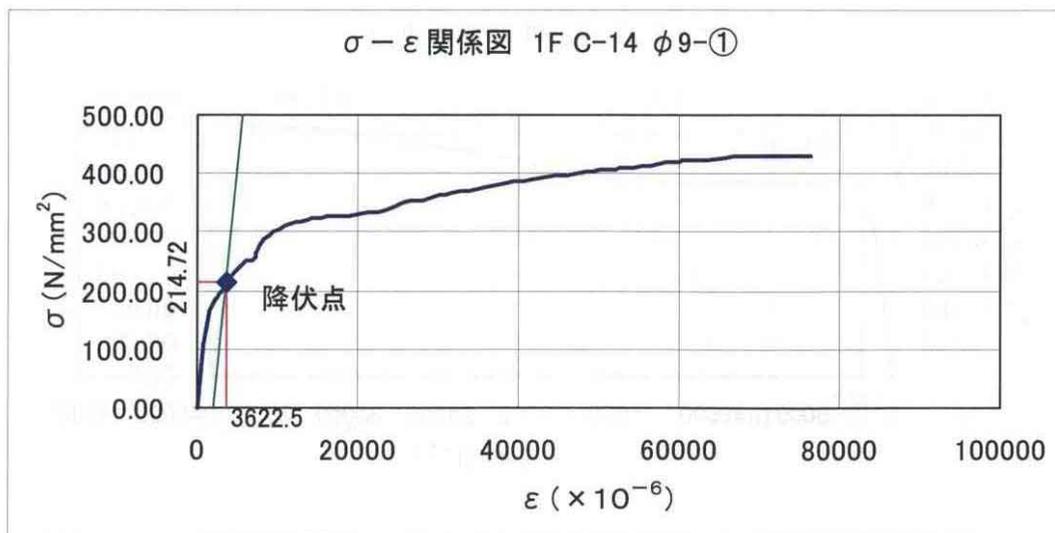






試験体名	ヤング係数(N/mm ²)	試験体名	ヤング係数(N/mm ²)
1FA-11 φ 22-①	1.832×10 ⁵	1FA-11 φ 19-②	1.617×10 ⁵
1FC-10 φ 22-①	1.956×10 ⁵	2FA-8 φ 19-①	2.071×10 ⁵
1FC-10 φ 22-②	2.063×10 ⁵	2FA-4 φ 19-①	2.124×10 ⁵





試験体名	ヤング係数(N/mm ²)	試験体名	ヤング係数(N/mm ²)
2F C-3 φ 19-①	2.088×10 ⁵	1F C-14 φ 9-①	1.401×10 ⁵
2F C-3 φ 16-①	2.008×10 ⁵	1F C-14 φ 9-②	2.272×10 ⁵
2F C-3 φ 16-②	1.992×10 ⁵	1F C-14 φ 9-③	1.953×10 ⁵

注：1F-A-11-φ 19-②, 1F-C-14-φ 9-①, 1F-C-14-φ 9-③についてはグラフより明瞭な降伏点を得られなかったため2000μ オフセット法を用いてそれぞれ降伏点を求めている。

付録-3 S 小学校診断結果

診断結果 (1階A通りX方向)

1階A通りX方向	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16	A17
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積ag (mm ²)	4561	4561	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	4561	4561	4561
主筋引張断面積at (mm ²)	1901	1901	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1901	1901	1901
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	800	800	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	800	800	800
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	297000	742000	668000	433000	634000	445000	647000	447000	547000	432000	533000	427000	539000	560000	638000	571000	1349000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	376925	490463	408875	351443	400755	354450	403867	354950	379687	351192	376257	349936	377728	382862	464606	447730	633129
柱のせん断終局強度Qsu (N)	494401	530001	401360	382560	398640	383520	399680	383680	391680	382480	390560	382080	391040	392720	521681	516321	578561
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.31	1.08	0.98	1.09	0.99	1.08	0.99	1.08	1.03	1.09	1.04	1.09	1.04	1.03	1.12	1.15	0.91
耐震診断による破壊形式	曲げ	曲げ	せん断	曲げ	せん断	曲げ	せん断	曲げ	せん断								
実被害	II B	II B	III B	II S	III B	II B	II B	III B	III S	II S	IV S	III S	I B	II S	I S	II B	II B
靱性指標 F	1.89	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.06	1.17	1.00
層間変形角 R (rad)	0.011	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.005	0.006	0.004
柱のせん断信頼強度 Vu (N)	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

診断結果 (1階B通りX方向)

1階B通りX方向	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14
内法高さ ho (mm)	2820	2820	2820	2820	2820	2820	2820	2820	2820	2820	2820	2820
主筋全断面積ag (mm ²)	4561	4561	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608
主筋引張断面積at (mm ²)	1901	1901	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	407000	587000	560000	561000	562000	550000	544000	544000	541000	553000	637000	677000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	244610	276189	271533	271706	271879	269802	268761	268761	268240	270322	284734	291499
柱のせん断終局強度Qsu (N)	308763	323163	321003	321083	321163	320203	319723	319723	319483	320443	327163	330363
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.26	1.17	1.18	1.18	1.18	1.19	1.19	1.19	1.19	1.19	1.15	1.13
耐震診断による破壊形式	曲げ											
実被害	OB	OB	OB	II S	OB	OB	OB	OB	I B	I B	OB	I B
靱性指標 F	2.14	1.62	1.70	1.70	1.70	1.73	1.75	1.75	1.75	1.76	1.72	1.46
層間変形角 R (rad)	0.014	0.009	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.010	0.008	0.007
柱のせん断信頼強度 Vu (N)	308976	263661	263661	263661	263661	263661	263661	263661	263661	263661	263661	263661
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

診断結果 (1階C通りX方向)

1階C通りX方向	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積ag (mm ²)	4561	4561	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608
主筋引張断面積at (mm ²)	1901	1901	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	800	800	400	400	400	500	500	400	400	400	400	400	400
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	300000	775000	327000	198000	214000	605000	431000	238000	264000	200000	248000	208000	262000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	377716	498581	323418	290532	294680	392762	350424	300865	307516	313328	303429	293126	307006
柱のせん断終局強度Qsu (N)	494641	532641	304815	294495	295775	373905	359985	297695	299775	303380	298495	295295	299615
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.31	1.07	0.94	1.01	1.00	0.95	1.03	0.99	0.97	0.97	0.98	1.01	0.98
耐震診断による破壊形式	曲げ	曲げ	せん断	曲げ	曲げ	せん断	曲げ	せん断	せん断	せん断	せん断	曲げ	せん断
実被害	II B	II S	III B	III S	II B	II S	II S	III S	II S	IV S	II S	III S	II S
靱性指標 F	1.89	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
層間変形角 R (rad)	0.011	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
柱のせん断信頼強度 Vu (N)	308976	308976	268066	268066	268066	308976	308976	268066	268066	268066	268066	268066	268066
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0

診断結果 (2階A通りX方向) case.1

2階A通りX方向 (case.1)	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16	A17
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積 ag (mm ²) (柱頭)	4561	4561	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	4561	4561	4561
主筋引張断面積 at (mm ²) (柱頭)	1901	1901	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	1901	1901	1901
主筋全断面積 ag (mm ²) (柱脚)	4561	4561	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	4561	4561	4561
主筋引張断面積 at (mm ²) (柱脚)	1901	1901	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1901	1901	1901
柱せいのDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	800	800	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	800	800	800
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	275000	474000	407000	297000	411000	293000	393000	299000	382000	291000	377000	291000	357000	378000	438000	413000	751000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	371116	422992	239785	211904	240785	210876	236278	212417	233514	210362	232255	210362	227204	232507	413719	407251	492681
柱のせん断終局強度Qsu (N)	492641	508561	328216	319416	328536	319096	327096	319576	326216	318936	325816	318936	324216	325896	505681	503681	530721
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.33	1.20	1.37	1.51	1.36	1.51	1.38	1.50	1.40	1.52	1.40	1.52	1.43	1.40	1.22	1.24	1.08
耐震診断による破壊形式	曲げ																
実被害	II B	III S	III S	IV S	II S	III S	II B	IV S	II B	II B	II S	I B	I B	II B	II B	I B	I B
靱性指標 F	2.16	1.69	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	1.80	1.88	1.07
層間変形角 R (rad)	0.014	0.009	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.010	0.011	0.005
柱のせん断信頼強度 Vu (N)	308976	308976	239809	211918	240806	210893	236295	212434	233531	210378	232273	210378	227225	232527	308976	308976	308976
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0.000	0.000	0.011	0.015	0.010	0.015	0.011	0.015	0.011	0.015	0.012	0.015	0.012	0.012	0.000	0.000	0.000

診断結果 (2階A通りX方向) case.2

2階A通りX方向 (case.2)	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16	A17
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積 ag (mm ²) (柱頭)	4561	4561	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	4561	4561	4561
主筋引張断面積 at (mm ²) (柱頭)	1901	1901	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	1901	1901	1901
主筋全断面積 ag (mm ²) (柱脚)	4561	4561	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	4561	4561	4561
主筋引張断面積 at (mm ²) (柱脚)	1901	1901	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1901	1901	1901
柱せいのDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	800	800	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	800	800	800
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	275000	474000	407000	297000	411000	293000	393000	299000	382000	291000	377000	291000	357000	378000	438000	413000	751000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	371116	422992	268089	240208	269089	239180	264582	240721	261818	238665	260559	238665	255508	260811	413719	407251	492681
柱のせん断終局強度Qsu (N)	492641	508561	328216	319416	328536	319096	327096	319576	326216	318936	325816	318936	324216	325896	505681	503681	530721
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.33	1.20	1.22	1.33	1.22	1.33	1.24	1.33	1.25	1.34	1.25	1.34	1.27	1.25	1.22	1.24	1.08
耐震診断による破壊形式	曲げ																
実被害	II B	III S	III S	IV S	II S	III S	II B	IV S	II B	II B	II S	I B	I B	II B	II B	I B	I B
靱性指標 F	2.16	1.69	1.81	2.16	1.79	2.16	1.87	2.16	1.92	2.16	1.94	2.16	2.03	1.94	1.80	1.88	1.07
層間変形角 R (rad)	0.014	0.009	0.010	0.014	0.010	0.014	0.011	0.014	0.012	0.014	0.012	0.014	0.013	0.012	0.010	0.011	0.005
柱のせん断信頼強度 Vu (N)	308976	308976	308976	240229	269110	239197	264606	240745	261842	238688	260583	238688	255529	260831	308976	308976	308976
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0.000	0.000	0.000	0.010	0.006	0.011	0.007	0.010	0.007	0.011	0.008	0.011	0.008	0.008	0.000	0.000	0.000

診断結果 (2階A通りX方向) case.3

2階A通りX方向 (case.3)	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7	A8	A9	A10	A11	A12	A13	A14	A15	A16	A17
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積 ag (mm ²) (柱頭)	4561	4561	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	4561	4561	4561
主筋引張断面積 at (mm ²) (柱頭)	1901	1901	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	1901	1901	1901
主筋全断面積 ag (mm ²) (柱脚)	4561	4561	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	4561	4561	4561
主筋引張断面積 at (mm ²) (柱脚)	1901	1901	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1901	1901	1901
柱せいのDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	800	800	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	800	800	800
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	275000	474000	407000	297000	411000	293000	393000	299000	382000	291000	377000	291000	357000	378000	438000	413000	751000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	371116	422992	297517	269635	298517	268607	294009	270148	291245	268093	289986	268093	284935	290238	413719	407251	492681
柱のせん断終局強度Qsu (N)	492641	508561	328216	319416	328536	319096	327096	319576	326216	318936	325816	318936	324216	325896	505681	503681	530721
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.33	1.20	1.10	1.18	1.10	1.19	1.11	1.18	1.12	1.19	1.12	1.19	1.14	1.12	1.22	1.24	1.08
耐震診断による破壊形式	曲げ																
実被害	II B	III S	I S	IV S	II S	III S	II B	IV S	II B	II B	II S	I B	I B	II B	II B	I B	I B
靱性指標 F	2.16	1.69	1.08	1.58	1.07	1.60	1.13	1.57	1.16	1.61	1.18	1.61	1.25	1.18	1.80	1.88	1.07
層間変形角 R (rad)	0.014	0.009	0.005	0.009	0.005	0.009	0.005	0.009	0.006	0.009	0.006	0.009	0.006	0.006	0.010	0.011	0.005
柱のせん断信頼強度 Vu (N)	308976	308976	308976	269660	298544	268629	294036	270169	291273	268113	290010	268113	284961	290262	308976	308976	308976
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0.000	0.000	0.000	0.006	0.002	0.006	0.003	0.006	0.003	0.006	0.003	0.006	0.004	0.003	0.000	0.000	0.000

診断結果 (2階B通りX方向) case.1

2階B通りX方向 (case.1)	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14
内法高さ ho (mm)	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850
主筋全断面積 ag (mm ²)	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268
主筋引張断面積 at (mm ²)	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851
柱せい Dx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅 Dy (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
コンクリート強度 Fc (N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度 oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積 aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度 owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔 s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力 N (N)	323000	404000	386000	393000	382000	385000	374000	381000	377000	383000	423000	461000
柱の曲げ終局強度 Qmu (N)	153376	167744	164575	165809	163869	164399	162455	163693	162986	164046	171073	177686
柱のせん断終局強度 Qsu (N)	261663	268143	266703	267263	266383	266623	265743	266303	265983	266463	269663	272703
せん断余裕率 Qsu/Qmu	1.71	1.60	1.62	1.61	1.63	1.62	1.64	1.63	1.63	1.62	1.58	1.53
耐震診断による破壊形式	曲げ											
実被害	0B	1B	1B	1B	1B	1B	1B	0B	1B	1B	1S	1B
靱性指標 F	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59
層間変形角 R (rad)	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020
柱のせん断信頼強度 Vu (N)	162467	167757	164587	165825	163884	164414	162467	163706	162997	164057	171090	177699
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0.016	0.015	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.016	0.015	0.013

診断結果 (2階B通りX方向) case.2

2階B通りX方向 (case.2)	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14
内法高さ ho (mm)	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850
主筋全断面積 ag (mm ²) (柱頭)	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268
主筋引張断面積 at (mm ²) (柱頭)	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851
主筋全断面積 ag (mm ²) (柱脚)	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028
主筋引張断面積 at (mm ²) (柱脚)	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231
柱せい Dx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅 Dy (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
コンクリート強度 Fc (N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度 oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積 aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度 owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔 s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力 N (N)	323000	404000	386000	393000	382000	385000	374000	381000	377000	383000	423000	461000
柱の曲げ終局強度 Qmu (N)	174203	188570	185402	186636	184696	185225	183282	184519	183812	184872	191900	198512
柱のせん断終局強度 Qsu (N)	261663	268143	266703	267263	266383	266623	265743	266303	265983	266463	269663	272703
せん断余裕率 Qsu/Qmu	1.50	1.42	1.44	1.43	1.44	1.44	1.45	1.44	1.45	1.44	1.41	1.37
耐震診断による破壊形式	曲げ											
実被害	0B	1B	1B	1B	1B	1B	1B	0B	1B	1B	1S	1B
靱性指標 F	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59	2.59
層間変形角 R (rad)	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020
柱のせん断信頼強度 Vu (N)	183299	188589	185419	186653	184711	185241	183299	184533	183829	184889	191917	198531
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0.012	0.011	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.012	0.011	0.009

診断結果 (2階B通りX方向) case.3

2階B通りX方向 (case.3)	B3	B4	B5	B6	B7	B8	B9	B10	B11	B12	B13	B14
内法高さ ho (mm)	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850	2850
主筋全断面積 ag (mm ²) (柱頭)	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268
主筋引張断面積 at (mm ²) (柱頭)	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851
主筋全断面積 ag (mm ²) (柱脚)	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789
主筋引張断面積 at (mm ²) (柱脚)	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611
柱せい Dx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅 Dy (mm)	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500	500
コンクリート強度 Fc (N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度 oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積 aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度 owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔 s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力 N (N)	323000	404000	386000	393000	382000	385000	374000	381000	377000	383000	423000	461000
柱の曲げ終局強度 Qmu (N)	195029	209397	206229	207462	205523	206052	204109	205346	204639	205699	212727	219339
柱のせん断終局強度 Qsu (N)	261663	268143	266703	267263	266383	266623	265743	266303	265983	266463	269663	272703
せん断余裕率 Qsu/Qmu	1.34	1.28	1.29	1.29	1.30	1.29	1.30	1.30	1.30	1.30	1.27	1.24
耐震診断による破壊形式	曲げ											
実被害	0B	1B	1B	1B	1B	1B	1B	0B	1B	1B	1S	1B
靱性指標 F	2.59	2.51	2.56	2.54	2.58	2.57	2.59	2.58	2.59	2.57	2.45	2.34
層間変形角 R (rad)	0.020	0.019	0.020	0.019	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.020	0.018	0.016
柱のせん断信頼強度 Vu (N)	204127	209416	206247	207480	205538	206068	204127	205365	204657	205717	212744	219358
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0.008	0.007	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.008	0.007	0.005

診断結果 (2階C通りX方向) case.1

2階C通りX方向 (case.1)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17	
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	
主筋全断面積 ag (mm ²) (柱頭)	4561	4561	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	4561	4561	4561	
主筋引張断面積 at (mm ²) (柱頭)	1901	1901	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	1901	1901	1901	
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	
柱幅Dy (mm)	800	800	400	400	400	500	500	400	400	400	400	400	400	400	800	800	800	
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	
主筋降伏点強度oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	
帯筋降伏点強度owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	
柱軸力N (N)	279000	490000	196000	125000	158000	397000	360000	135000	176000	125000	173000	132000	151000	217000	271000	497000	730000	
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	372173	427097	185358	166704	175422	237281	227963	169355	180142	166704	179357	168560	173580	190801	370058	428890	487501	
柱のせん断終局強度Qsu (N)	492961	509841	269198	263518	266158	327416	324456	264318	267598	263518	267358	264078	265598	270878	492321	510401	529041	
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.32	1.19	1.45	1.58	1.52	1.38	1.42	1.56	1.49	1.58	1.49	1.57	1.53	1.42	1.33	1.19	1.09	
耐震診断による破壊形式	曲げ																	
実被害	II B	I B	IV S	II S	II S	III S	II B	III B	III B	II B	II B	II B	II B	II B	I B	I S	OB	
靱性指標 F	2.16	1.64	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	2.16	1.61	1.07
層間変形角 R (rad)	0.014	0.009	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.014	0.009	0.005	
柱のせん断係数 Vu (N)	308976	308976	185374	166719	175436	237299	227982	169367	180158	166719	179374	168577	173594	190818	308976	308976	308976	
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0.000	0.000	0.015	0.018	0.016	0.011	0.012	0.017	0.015	0.018	0.016	0.018	0.017	0.014	0.000	0.000	0.000	

診断結果 (2階C通りX方向) case.2

2階C通りX方向 (case.2)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積 ag (mm ²) (柱頭)	4561	4561	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	4561	4561	4561
主筋引張断面積 at (mm ²) (柱頭)	1901	1901	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	1901	1901	1901
主筋全断面積 ag (mm ²) (柱脚)	4561	4561	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	3028	4561	4561	4561
主筋引張断面積 at (mm ²) (柱脚)	1901	1901	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1231	1901	1901	1901
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	800	800	400	400	400	500	500	400	400	400	400	400	400	400	800	800	800
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	279000	490000	196000	125000	158000	397000	360000	135000	176000	125000	173000	132000	151000	217000	271000	497000	730000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	372173	427097	213662	195008	203726	265585	256267	197658	208446	195008	207661	196864	201883	219105	370058	428890	487501
柱のせん断終局強度Qsu (N)	492961	509841	269198	263518	266158	327416	324456	264318	267598	263518	267358	264078	265598	270878	492321	510401	529041
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.32	1.19	1.26	1.35	1.31	1.23	1.27	1.34	1.28	1.35	1.29	1.34	1.32	1.24	1.33	1.19	1.09
耐震診断による破壊形式	曲げ																
実被害	II B	I B	IV S	II S	II S	III S	II B	III B	III B	II B	II B	II B	II B	II B	I B	I S	OB
靱性指標 F	2.16	1.64	1.99	2.16	2.16	1.86	2.02	2.16	2.09	2.16	2.11	2.16	2.16	1.87	2.16	1.61	1.07
層間変形角 R (rad)	0.014	0.009	0.012	0.014	0.014	0.011	0.012	0.014	0.013	0.014	0.013	0.014	0.014	0.011	0.014	0.009	0.005
柱のせん断係数 Vu (N)	308976	308976	268066	195023	203746	265610	256286	197677	208462	195023	207678	196881	201899	219123	308976	308976	308976
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0.000	0.000	0.000	0.013	0.011	0.007	0.008	0.012	0.010	0.013	0.011	0.013	0.012	0.009	0.000	0.000	0.000

診断結果 (2階C通りX方向) case.3

2階C通りX方向 (case.3)	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16	C17
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積 ag (mm ²) (柱頭)	4561	4561	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	2268	4561	4561	4561
主筋引張断面積 at (mm ²) (柱頭)	1901	1901	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	851	1901	1901	1901
主筋全断面積 ag (mm ²) (柱脚)	4561	4561	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	3789	4561	4561	4561
主筋引張断面積 at (mm ²) (柱脚)	1901	1901	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1611	1901	1901	1901
柱せいDx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅Dy (mm)	800	800	400	400	400	500	500	400	400	400	400	400	400	400	800	800	800
コンクリート強度Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力N (N)	279000	490000	196000	125000	158000	397000	360000	135000	176000	125000	173000	132000	151000	217000	271000	497000	730000
柱の曲げ終局強度Qmu (N)	372173	427097	243089	224435	233153	295012	285694	227086	237873	224435	237088	226291	231311	248532	370058	428890	487501
柱のせん断終局強度Qsu (N)	492961	509841	269198	263518	266158	327416	324456	264318	267598	263518	267358	264078	265598	270878	492321	510401	529041
せん断余裕率Qsu/Qmu	1.32	1.19	1.11	1.17	1.14	1.11	1.14	1.16	1.12	1.17	1.13	1.17	1.15	1.09	1.33	1.19	1.09
耐震診断による破壊形式	曲げ																
実被害	II B	I B	IV S	II S	II S	III S	II B	III B	III B	II B	II B	II B	II B	II B	I B	I S	OB
靱性指標 F	2.16	1.64	1.10	1.51	1.27	1.12	1.24	1.44	1.19	1.51	1.20	1.46	1.32	1.07	2.16	1.61	1.07
層間変形角 R (rad)	0.014	0.009	0.005	0.008	0.007	0.005	0.006	0.008	0.006	0.008	0.006	0.008	0.007	0.005	0.014	0.009	0.005
柱のせん断係数 Vu (N)	308976	308976	268066	224453	233175	295041	285717	227106	237892	224453	237108	226311	231329	248552	308976	308976	308976
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0.000	0.000	0.000	0.008	0.006	0.002	0.004	0.007	0.005	0.008	0.005	0.007	0.006	0.003	0.000	0.000	0.000

付録-4 柱の変形能の評価法

ここでは、柱の変形能の評価法について述べる。柱の変形能は、鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針（案）・同解説に記載されているヒンジ回転角 R_p と、耐震診断基準の F 値から求められる層間変形角 R を比較することによって行う。ヒンジ回転角 R_p は、後述する靱性保証型指針により算出したせん断強度が曲げ終局強度と一致したときの値としている。層間変形角 R は、診断基準に記載されている靱性指標 F と層間変形角 R の関係から、2次診断における F 値を R に置き換える。

柱の変形能の評価を行う目的としては、実験式である耐震診断と、新しく提案されている靱性保証型耐震設計指針における柱の変形能の評価法が、どのように異なるかを検討するためのものである。以下にヒンジ回転角 R_p の算定手順を示す。

せん断強度式

柱のせん断信頼強度 V_u は式(1)、(2)、(3)による値のうち最小値とする。

$$V_u = \mu p_{we} \sigma_{wy} b_e j_e + (v \sigma_B - \frac{5 p_{we} \sigma_{wy}}{\lambda}) \frac{bD}{2} \tan \theta \quad (1)$$

$$V_u = \frac{\lambda v \sigma_B + p_{we} \sigma_{wy}}{3} b_e j_e \quad (2)$$

$$V_u = \frac{\lambda v \sigma_B}{2} b_e j_e \quad (3)$$

ここで、 b 、 D は図1に示すように、断面の幅とせいとする。

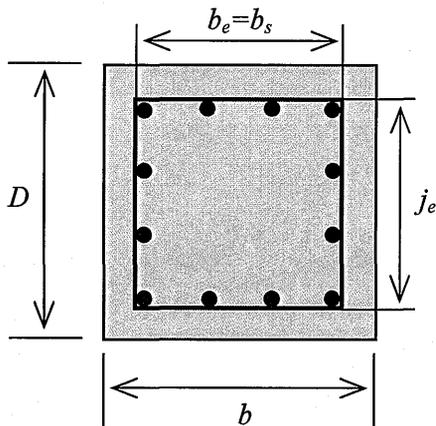


図1 柱の断面

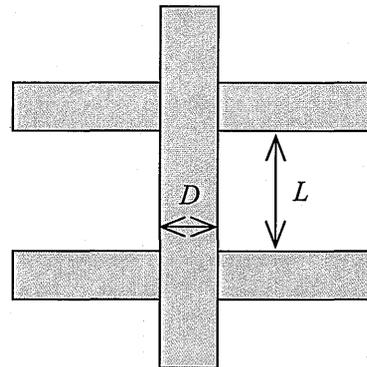


図2 柱のクリアスパン長さ

j_e : トラス機構に参与する断面の有効せいで、外側の横補強筋のせん断力方向への芯々間隔とする。

b_e : トラス機構に参与する断面の有効幅と有効せいで、柱及びスラブ付きでない梁の場合は、図1に示すように、外側の横補強筋のせん断力直交方向への芯々間隔とする。

σ_{wy} : 横補強筋の信頼強度とする。

p_{we} : 有効横補強筋比で、次式で定義する。

$$p_{we} = \frac{a_w}{b_e s} \quad (4)$$

ここで、 a_w : 1組の横補強筋の断面積、 s : 横補強筋間隔

μ : トラス機構の角度を表す係数で、次式による。

$$\mu = 2 - 20 R_p \quad (5)$$

R_p : 終局限界状態のヒンジ領域の回転角(rad)で、降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画しない柱・梁では0とする。

ν : コンクリート圧縮強度の有効係数で、次式による。

$$\nu = (1 - 20 R_p) \nu_0 \quad (6)$$

ν_0 : 降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画しないときの有効係数で次式による。

$$\nu_0 = 0.7 - \frac{\sigma_B}{2000} \quad (7)$$

σ_B : コンクリートの圧縮強度(単位 kgf/cm^2)とする。単位を N/mm^2 とするときは2000を200と読み替える。

λ : トラス機構の有効係数で、次式(8)による。

$$\lambda = \left(1 - \frac{s}{2j_e}\right) \left(1 - \frac{b_s}{4j_e}\right) \quad (8)$$

ここで、 b_s は図1に示すように、横補強筋の断面方向の最大間隔とする。

θ : アーチ機構の圧縮束の角度で、引張軸力を受ける柱では $\tan \theta = 0$ とする。それ以外の柱・梁で、 $L/D \geq 1.5$ の部材では次式で算定してよい。

$$\tan \theta = 0.9 \times \frac{D}{2L} \quad (9)$$

L : クリアスパン長さ(図2参照)

$L/D < 1.5$ の部材では次式で算定する。

$$\tan \theta = \frac{\sqrt{L^2 + D^2} - L}{D} \quad (10)$$

- 降伏ヒンジ・潜在ヒンジを計画する部材でのヒンジ領域外の横補強筋量
ヒンジ領域の外では、横補強筋量をヒンジ領域内の $(1 - 10 R_p)$ 倍まで減らすことができる。

付録-5 柱の崩壊形の検討データ

1階柱

1階A-11柱（コンクリート強度変化）

1階A-11柱（コンクリート強度変化）	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積 ag (mm ²)	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608
主筋引張断面積 at (mm ²)	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521
柱せい Dx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅 Dy (mm)	550	800	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
コンクリート強度 Fc(N/mm ²)	5.0	10.0	15.0	18.0	22.5	25.0	29.8	32.7	34.9	40.0	45.0	50.0	55.0	60.0
主筋降伏点強度 oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積 aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度 owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔 s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力 N (N)	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000
柱の曲げ終局強度 Qmu (N)	332503	358329	366938	369807	372677	373825	375489	376257	376755	377699	378416	378990	379460	379851
柱のせん断終局強度 Qsu (N)	250190	275527	300865	316068	338871	351540	375864	390560	401709	427553	452891	478228	503566	528904
せん断余裕率 Qsu/Qmu	0.75	0.77	0.82	0.85	0.91	0.94	1.00	1.04	1.07	1.13	1.20	1.26	1.33	1.39
耐震診断による破壊形式	せん断	せん断	せん断	せん断	せん断	せん断	曲げ							
靱性指標 F	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.09	1.38	1.72	1.89	1.89
層間変形角 R (rad)	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.005	0.007	0.010	0.011	0.011
柱のせん断信頼強度 Vu (N)	69410	128174	178427	203553	245012	261135	302133	316919	328747	367210	373150	379021	379493	379885
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.002	0.003	0.005

1階A-11柱（帯筋間隔変化）

1階A-11柱（帯筋間隔変化）	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積 ag (mm ²)	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608
主筋引張断面積 at (mm ²)	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521
柱せい Dx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅 Dy (mm)	550	800	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
コンクリート強度 Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度 oy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積 aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度 owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔 s (mm)	50	100	150	200	250	300	350	400	450	500	550	570	650	700
柱軸力 N (N)	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000
柱の曲げ終局強度 Qmu (N)	376257	376257	376257	376257	376257	376257	376257	376257	376257	376257	376257	376257	376257	376257
柱のせん断終局強度 Qsu (N)	556941	481557	448160	428252	414666	404637	396843	390560	385356	380953	377166	375792	370947	368351
せん断余裕率 Qsu/Qmu	1.48	1.28	1.19	1.14	1.10	1.08	1.05	1.04	1.02	1.01	1.00	1.00	0.99	0.98
耐震診断による破壊形式	曲げ	せん断	せん断	せん断										
靱性指標 F	2.51	2.17	1.35	1.12	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
層間変形角 R (rad)	0.019	0.014	0.007	0.005	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
柱のせん断信頼強度 Vu (N)	376285	376287	376289	376294	372560	357445	344377	308976	274055	239468	205127	191444	136950	103042
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0.022	0.011	0.006	0.002	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

1階A-11柱（主筋降伏強度変化）

1階A-11柱（主筋降伏強度変化）	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積 ag (mm ²)	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608
主筋引張断面積 at (mm ²)	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521
柱せい Dx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅 Dy (mm)	550	800	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
コンクリート強度 Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度 oy (N/mm ²)	50	100	150	200	250	294	355	377	450	500	550	600
帯筋断面積 aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度 owy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔 s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力 N (N)	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000
柱の曲げ終局強度 Qmu (N)	172139	205601	239063	272525	305987	335434	376257	390981	439835	473297	506759	540221
柱のせん断終局強度 Qsu (N)	390560	390560	390560	390560	390560	390560	390560	390560	390560	390560	390560	390560
せん断余裕率 Qsu/Qmu	2.27	1.90	1.63	1.43	1.28	1.16	1.04	1.00	0.89	0.83	0.77	0.72
耐震診断による破壊形式	曲げ	せん断	せん断	せん断	せん断	せん断						
靱性指標 F	1.89	1.89	1.89	1.89	1.79	1.21	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
層間変形角 R (rad)	0.011	0.011	0.011	0.011	0.010	0.006	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
柱のせん断信頼強度 Vu (N)	172152	205619	239082	272548	306014	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0.022	0.017	0.012	0.006	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

1階 A-11 柱 (帯筋降伏強度変化)

1階 A-11 柱 (帯筋降伏強度変化)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積 ag (mm ²)	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608
主筋引張断面積 at (mm ²)	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521
柱せい Dx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅 Dy (mm)	550	800	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
コンクリート強度 Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度 σy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積 aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度 σwy (N/mm ²)	50	100	150	200	241	294	339	400	450	500	550	600
帯筋間隔 s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力 N (N)	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000	533000
柱の曲げ終局強度 Qmu (N)	376257	376257	376257	376257	376257	376257	376257	376257	376257	376257	376257	376257
柱のせん断終局強度 Qsu (N)	334511	348986	360094	369458	376288	384306	390560	398409	404405	410076	415470	420624
せん断余裕率 Qsu/Qmu	0.89	0.93	0.96	0.98	1.00	1.02	1.04	1.06	1.07	1.09	2.09	3.09
耐震診断による破壊形式	せん断	せん断	せん断	せん断	曲げ							
靱性指標 F	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.04
層間変形角 R (rad)	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
柱のせん断信頼強度 Vu (N)	296100	298327	300555	302783	304610	306971	308976	311694	313922	316150	318377	320605
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

1階 A-11 柱 (軸力変化)

1階 A-11 柱 (軸力変化)	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19
内法高さ ho (mm)	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000
主筋全断面積 ag (mm ²)	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608	3608
主筋引張断面積 at (mm ²)	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521	1521
柱せい Dx (mm)	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
柱幅 Dy (mm)	550	800	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550	550
コンクリート強度 Fc(N/mm ²)	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7	32.7
主筋降伏点強度 σy (N/mm ²)	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355	355
帯筋断面積 aw (mm ²)	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127	127
帯筋降伏点強度 σwy (N/mm ²)	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339	339
帯筋間隔 s (mm)	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400	400
柱軸力 N (N)	50000	100000	150000	200000	250000	300000	350000	400000	450000	531000	533000	621000	642000	644000	661000	711000	800000	850000	900000
柱の曲げ終局強度 Qmu (N)	251261	264802	278205	291468	304593	317578	330425	343132	355701	375766	376257	397634	402672	403150	407208	419051	439788	451244	462561
柱のせん断終局強度 Qsu (N)	351920	355920	359920	363920	367920	371920	375920	379920	383920	390400	390560	397600	399280	399440	400800	404800	411920	415920	419920
せん断余裕率 Qsu/Qmu	1.40	1.34	1.29	1.25	1.21	1.17	1.14	1.11	1.08	1.04	1.04	1.00	0.99	0.99	0.98	0.97	0.94	1.65	1.72
耐震診断による破壊形式	曲げ	せん断																	
靱性指標 F	1.89	1.89	1.86	1.66	1.45	1.24	1.11	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
層間変形角 R (rad)	0.011	0.011	0.011	0.009	0.008	0.006	0.005	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
柱のせん断信頼強度 Vu (N)	251283	264825	278231	291497	304621	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976	308976
ヒンジ回転角 Rp (rad)	0.010	0.008	0.005	0.003	0.001	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

付録-6 応答解析データ

1階柱の剛性 (case.1)

1階 (case.1)																		
柱名	柱幅 (mm)	柱 せい (mm)	内法 高さ (mm)	シア スパン 比	断面積 (mm ²)	主筋 本数	引張 主筋 本数	引張 鉄筋 断面積 (mm ²)	柱鉄筋 全 断面積 (mm ²)	引張 鉄筋比	せん断 補強筋比	軸力 N (N)	降伏 強度 Qu (N)	ひび割 れ強度 Qe (N)	剛性 (N/mm)	ひび割 れ後 剛性 (N/mm)	降伏後 剛性 (N/mm)	破壊 形式
A1	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	297000	376925	125642	229696	26203	230	CB
A2	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	742000	490463	163488	229696	22761	230	CB
A3	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	668000	401360	133787	157916	15855	3158	CS
A4	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	433000	351443	117148	157916	15548	158	CB
A5	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	634000	398640	132880	157916	15811	3158	CS
A6	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	445000	354450	118150	157916	15563	158	CB
A7	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	647000	399680	133227	157916	15828	3158	CS
A8	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	447000	354950	118317	157916	15566	158	CB
A9	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	547000	379687	126562	157916	15697	158	CB
A10	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	432000	351192	117064	157916	15546	158	CB
A11	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	533000	376257	125419	157916	15678	158	CB
A12	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	427000	349936	116645	157916	15540	158	CB
A13	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	539000	377728	125909	157916	15686	158	CB
A14	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	560000	382862	127621	157916	15714	158	CB
A15	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	638000	464606	154869	229696	22625	230	CB
A16	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	571000	447730	149243	229696	22538	230	CB
A17	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	1349000	578561	192854	229696	23558	4594	CS
B3	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	407000	244610	81537	59959	8574	60	CB
B4	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	587000	276189	92063	59959	8757	60	CB
B5	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	560000	271533	90511	59959	8729	60	CB
B6	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	561000	271706	90569	59959	8730	60	CB
B7	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	562000	271879	90626	59959	8731	60	CB
B8	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	550000	269802	89934	59959	8719	60	CB
B9	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	544000	268761	89587	59959	8713	60	CB
B10	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	544000	268761	89587	59959	8713	60	CB
B11	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	541000	268240	89413	59959	8710	60	CB
B12	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	553000	270322	90107	59959	8722	60	CB
B13	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	637000	284734	94911	59959	8807	60	CB
B14	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	677000	291499	97166	59959	8848	60	CB
C1	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	300000	377716	125905	229696	22183	230	CB
C2	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	775000	498581	166194	229696	22805	230	CB
C3	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	327000	304815	101605	114848	11323	2297	CS
C4	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	198000	290532	96844	114848	11154	115	CB
C5	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	214000	294680	98227	114848	11175	115	CB
C6	500	550	2000	1.82	275000	10	4	1520	3608	0.0061	0.00064	605000	393779	131260	143560	14411	2871	CS
C7	500	550	2000	1.82	275000	10	4	1520	3608	0.0061	0.00064	431000	350941	116980	143560	14183	144	CB
C8	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	238000	297695	99232	114848	11207	2297	CS
C9	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	264000	299775	99925	114848	11241	2297	CS
C10	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	200000	291051	97017	114848	11157	2297	CS
C11	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	248000	298495	99498	114848	11220	2297	CS
C12	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	208000	293126	97709	114848	11167	115	CB
C13	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	262000	299615	99872	114848	11238	2297	CS
C14-15	400	550	4430				8					870000	1597000	532333	715620	40251	14312	WS
C16-17	800	550	4430				8					1927000	1912000	637333	782615	45505	15652	WS

1 階柱の剛性 (case.2)

1階 (case.2)

柱名	柱幅 (mm)	柱 せい (mm)	内法 高さ (mm)	シア スパン 比	断面積 (mm ²)	主筋 本数	引張 主筋 本数	引張 鉄筋 断面積 (mm ²)	柱鉄筋 全 断面積 (mm ²)	引張鉄 筋比	せん断補 強筋比	軸力 N (N)	降伏 強度 Qu (N)	ひび割れ 強度 Qc (N)	剛性 (N/mm)	ひび割 れ後 剛性 (N/mm)	降伏後 剛性 (N/mm)	破壊 形式
A1	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	297000	376925	125642	229696	26203	230	CB
A2	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	742000	490463	163488	229696	22761	230	CB
A3	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	668000	401360	133787	157916	15855	3158	CS
A4	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	433000	351443	117148	157916	15548	158	CB
A5	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	634000	398640	132880	157916	15811	3158	CS
A6	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	445000	354450	118150	157916	15563	158	CB
A7	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	647000	399680	133227	157916	15828	3158	CS
A8	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	447000	354950	118317	157916	15566	158	CB
A9	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	547000	379687	126562	157916	15697	158	CB
A10	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	432000	351192	117064	157916	15546	158	CB
A11	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	533000	376257	125419	157916	15678	158	CB
A12	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	427000	349936	116645	157916	15540	158	CB
A13	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	539000	377728	125909	157916	15686	158	CB
A14	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	560000	382862	127621	157916	15714	158	CB
A15	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	638000	464606	154869	229696	22625	230	CB
A16	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	571000	447730	149243	229696	22538	230	CB
A17	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	1349000	578561	192854	229696	23558	4594	CS
B3	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	407000	244610	81537	59959	8574	60	CB
B4	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	587000	276189	92063	59959	8757	60	CB
B5	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	560000	271533	90511	59959	8729	60	CB
B6	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	561000	271706	90569	59959	8730	60	CB
B7	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	562000	271879	90626	59959	8731	60	CB
B8	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	550000	269802	89934	59959	8719	60	CB
B9	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	544000	268761	89587	59959	8713	60	CB
B10	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	544000	268761	89587	59959	8713	60	CB
B11	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	541000	268240	89413	59959	8710	60	CB
B12	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	553000	270322	90107	59959	8722	60	CB
B13	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	637000	284734	94911	59959	8807	60	CB
B14	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	677000	291499	97166	59959	8848	60	CB
C1	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	300000	377716	125905	229696	22183	230	CB
C2	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	775000	498581	166194	229696	22805	230	CB
C3	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	327000	304815	101605	114848	11323	2297	CS
C4	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	198000	290532	96844	114848	11154	115	CB
C5	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	214000	294680	98227	114848	11175	115	CB
C6	500	550	2000	1.82	275000	10	4	1520	3608	0.0061	0.00064	605000	393779	131260	143560	14411	2871	CS
C7	500	550	2000	1.82	275000	10	4	1520	3608	0.0061	0.00064	431000	350941	116980	143560	14183	144	CB
C8	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	238000	297695	99232	114848	11207	2297	CS
C9	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	264000	299775	99925	114848	11241	2297	CS
C10	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	200000	291051	97017	114848	11157	2297	CS
C11	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	248000	298495	99498	114848	11220	2297	CS
C12	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	208000	293126	97709	114848	11167	115	CB
C13	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	262000	299615	99872	114848	11238	2297	CS
C14-15	400	550	4430				8					870000	1597000	532333	715620	40251	14312	WS
C16-17	800	550	4430				8					1927000	1912000	637333	782615	45505	15652	WS

1階柱の剛性 (case.3)

1階 (case.3)

柱名	柱幅 (mm)	柱せい (mm)	内法高さ (mm)	シアスパン比	断面積 (mm ²)	主筋本数	引張主筋本数	引張鉄筋断面積 (mm ²)	柱鉄筋全断面積 (mm ²)	引張鉄筋比	せん断補強筋比	軸力 N (N)	降伏強度 Qu (N)	ひび割れ強度 Qe (N)	剛性 (N/mm)	ひび割れ後剛性 (N/mm)	降伏後剛性 (N/mm)	破壊形式
A1	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	297000	376925	125642	229696	26203	230	CB
A2	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	742000	490463	163488	229696	22761	230	CB
A3	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	668000	401360	133787	157916	15855	3158	CS
A4	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	433000	351443	117148	157916	15548	158	CB
A5	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	634000	398640	132880	157916	15811	3158	CS
A6	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	445000	354450	118150	157916	15563	158	CB
A7	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	647000	399680	133227	157916	15828	3158	CS
A8	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	447000	354950	118317	157916	15566	158	CB
A9	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	547000	379687	126562	157916	15697	158	CB
A10	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	432000	351192	117064	157916	15546	158	CB
A11	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	533000	376257	125419	157916	15678	158	CB
A12	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	427000	349936	116645	157916	15540	158	CB
A13	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	539000	377728	125909	157916	15686	158	CB
A14	550	550	2000	1.82	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	560000	382862	127621	157916	15714	158	CB
A15	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	638000	464606	154869	229696	22625	230	CB
A16	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	571000	447730	149243	229696	22538	230	CB
A17	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	1349000	578561	192854	229696	23558	4594	CS
B3	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	407000	244610	81537	59959	8574	60	CB
B4	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	587000	276189	92063	59959	8757	60	CB
B5	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	560000	271533	90511	59959	8729	60	CB
B6	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	561000	271706	90569	59959	8730	60	CB
B7	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	562000	271879	90626	59959	8731	60	CB
B8	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	550000	269802	89934	59959	8719	60	CB
B9	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	544000	268761	89587	59959	8713	60	CB
B10	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	544000	268761	89587	59959	8713	60	CB
B11	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	541000	268240	89413	59959	8710	60	CB
B12	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	553000	270322	90107	59959	8722	60	CB
B13	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	637000	284734	94911	59959	8807	60	CB
B14	550	550	2820	2.56	302500	10	4	1520	3608	0.0055	0.00058	677000	291499	97166	59959	8848	60	CB
C1	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	300000	377716	125905	229696	22183	230	CB
C2	800	550	2000	1.82	440000	12	5	1900	4560	0.0048	0.00040	775000	498581	166194	229696	22805	230	CB
C3	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	327000	304815	101605	114848	11323	2297	CS
C4	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	198000	290532	96844	114848	11154	115	CB
C5	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	214000	294680	98227	114848	11175	115	CB
C6	500	550	2000	1.82	275000	10	4	1520	3608	0.0061	0.00064	605000	393779	131260	143560	14411	2871	CS
C7	500	550	2000	1.82	275000	10	4	1520	3608	0.0061	0.00064	431000	350941	116980	143560	14183	144	CB
C8	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	238000	297695	99232	114848	11207	2297	CS
C9	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	264000	299775	99925	114848	11241	2297	CS
C10	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	200000	291051	97017	114848	11157	2297	CS
C11	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	248000	298495	99498	114848	11220	2297	CS
C12	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	208000	293126	97709	114848	11167	115	CB
C13	400	550	2000	1.82	220000	10	4	1520	3608	0.0076	0.00080	262000	299615	99872	114848	11238	2297	CS
C14-15	400	550	4430				8					870000	1597000	532333	715620	40251	14312	WS
C16-17	800	550	4430				8					1927000	1912000	637333	782615	45505	15652	WS

2 階柱の剛性 (case.1)

2階 (case.1)

柱名	柱幅 (mm)	柱せい (mm)	内法 高さ (mm)	シア スパン 比	断面積 (mm ²)	主筋 本数	引張 筋本 数	引張 鉄筋 断面積 (mm ²)	柱鉄筋 全 断面積 (mm ²)	引張鉄 筋比	せん断補 強筋比	軸力 N (N)	降伏 強度 Qu (N)	ひび割 れ強度 Qc (N)	剛性 (N/mm)	ひび割 れ後 剛性 (N/mm)	降伏後 剛性 (N/mm)	破壊 形式
A1	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	275000	371116	123705	229696	23515	230	CB
A2	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	474000	422992	140997	229696	24024	230	CB
A3	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	407000	239785	79928	143560	14624	144	CB
A4	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	297000	211904	70635	143560	14343	144	CB
A5	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	411000	240785	80262	143560	14634	144	CB
A6	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	293000	210876	70292	143560	14333	144	CB
A7	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	393000	236278	78759	143560	14588	144	CB
A8	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	299000	212417	70806	143560	14348	144	CB
A9	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	382000	233514	77838	143560	14560	144	CB
A10	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	291000	210362	70121	143560	14328	144	CB
A11	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	377000	232255	77418	143560	14547	144	CB
A12	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	291000	210362	70121	143560	14328	144	CB
A13	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	357000	227204	75735	143560	14496	144	CB
A14	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	378000	232507	77502	143560	14550	144	CB
A15	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	438000	413719	137906	229696	23932	230	CB
A16	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	413000	407251	135750	229696	23868	230	CB
A17	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	751000	492681	164227	229696	24735	230	CB
B3	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	323000	153376	51125	52877	6913	53	CB
B4	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	404000	167744	55915	52877	6991	53	CB
B5	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	386000	164575	54858	52877	6974	53	CB
B6	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	393000	165809	55270	52877	6980	53	CB
B7	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	382000	163869	54623	52877	6970	53	CB
B8	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	385000	164399	54800	52877	6973	53	CB
B9	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	374000	162455	54152	52877	6962	53	CB
B10	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	381000	163693	54564	52877	6969	53	CB
B11	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	377000	162986	54329	52877	6965	53	CB
B12	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	383000	164046	54682	52877	6971	53	CB
B13	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	423000	171073	57024	52877	7010	53	CB
B14	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	461000	177686	59229	52877	7046	53	CB
C1	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	279000	372173	124058	229696	23525	230	CB
C2	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	490000	427097	142366	229696	24065	230	CB
C3	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	196000	185358	61786	114848	14553	115	CB
C4	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	125000	166704	55568	114848	14368	115	CB
C5	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	158000	175422	58474	114848	14454	115	CB
C6	500	550	2000	1.82	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	397000	237281	79094	143560	16592	144	CB
C7	500	550	2000	1.82	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	360000	227963	75988	143560	16496	144	CB
C8	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	135000	169355	56452	114848	14394	115	CB
C9	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	176000	180142	60047	114848	14501	115	CB
C10	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	125000	166704	55568	114848	14368	115	CB
C11	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	173000	179357	59786	114848	14493	115	CB
C12	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	132000	168560	56187	114848	14386	115	CB
C13	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	151000	173580	57860	114848	14436	115	CB
C14	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	217000	190801	63600	114848	14608	115	CB
C15	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	271000	370058	123353	229696	23504	230	CB
C16	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	497000	428890	142963	229696	24083	230	CB
C17	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	730000	487501	162500	229696	24681	230	CB

2 階柱の剛性 (case.2)

2階 (case.2)

柱名	柱幅 (mm)	柱 せい (mm)	内法 高さ (mm)	シア スパン 比	断面積 (mm ²)	主筋 本数	引張 主筋 本数	引張 鉄筋 断面積 (mm ²)	柱鉄筋 全 断面積 (mm ²)	引張鉄 筋比	せん断補 強筋比	軸力 N (N)	降伏 強度 Qu (N)	ひび割 れ強度 Qc (N)	剛性 (N/mm)	ひび割 れ後 剛性 (N/mm)	降伏後 剛性 (N/mm)	破壊 形式
A1	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	275000	371116	123705	229696	23515	230	CB
A2	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	474000	422992	140997	229696	24024	230	CB
A3	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	407000	268089	89363	143560	14624	144	CB
A4	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	297000	240208	80069	143560	14343	144	CB
A5	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	411000	269089	89696	143560	14634	144	CB
A6	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	293000	239180	79727	143560	14333	144	CB
A7	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	393000	264582	88194	143560	14588	144	CB
A8	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	299000	240721	80240	143560	14348	144	CB
A9	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	382000	261818	87273	143560	14560	144	CB
A10	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	291000	238665	79555	143560	14328	144	CB
A11	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	377000	260559	86853	143560	14547	144	CB
A12	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	291000	238665	79555	143560	14328	144	CB
A13	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	357000	255508	85169	143560	14496	144	CB
A14	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	378000	260811	86937	143560	14550	144	CB
A15	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	438000	413719	137906	229696	23932	230	CB
A16	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	413000	407251	135750	229696	23868	230	CB
A17	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	751000	492681	164227	229696	24735	230	CB
B3	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	323000	174203	58068	52877	6913	53	CB
B4	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	404000	188570	62857	52877	6991	53	CB
B5	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	386000	185402	61801	52877	6974	53	CB
B6	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	393000	186636	62212	52877	6980	53	CB
B7	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	382000	184696	61565	52877	6970	53	CB
B8	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	385000	185225	61742	52877	6973	53	CB
B9	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	374000	183282	61094	52877	6962	53	CB
B10	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	381000	184519	61506	52877	6969	53	CB
B11	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	377000	183812	61271	52877	6965	53	CB
B12	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	383000	184872	61624	52877	6971	53	CB
B13	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	423000	191900	63967	52877	7010	53	CB
B14	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	461000	198512	66171	52877	7046	53	CB
C1	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	279000	337000	112333	229696	23525	230	CB
C2	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	490000	335000	111667	229696	24065	230	CB
C3	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	196000	213662	71221	114848	14553	115	CB
C4	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	125000	195008	65003	114848	14368	115	CB
C5	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	158000	203726	67909	114848	14454	115	CB
C6	500	550	2000	1.82	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	397000	265585	88528	143560	16592	144	CB
C7	500	550	2000	1.82	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	360000	256267	85422	143560	16496	144	CB
C8	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	135000	197658	65886	114848	14394	115	CB
C9	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	176000	208446	69482	114848	14501	115	CB
C10	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	125000	195008	65003	114848	14368	115	CB
C11	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	173000	207661	69220	114848	14493	115	CB
C12	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	132000	196864	65621	114848	14386	115	CB
C13	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	151000	201883	67294	114848	14436	115	CB
C14	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	217000	219105	73035	114848	14608	115	CB
C15	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	271000	319000	106333	229696	23504	230	CB
C16	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	497000	333000	111000	229696	24083	230	CB
C17	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	730000	356000	118667	229696	24681	230	CB

2 階柱の剛性 (case.3)

2階 (case.3)

柱名	柱幅 (mm)	柱せい (mm)	内法 高さ (mm)	シア スパン 比	断面積 (mm ²)	主筋 本数	引張 主筋 本数	引張 鉄筋 断面積 (mm ²)	柱鉄筋 全 断面積 (mm ²)	引張鉄 筋比	せん断補 強筋比	軸力 N (N)	降伏 強度 Qu (N)	ひび割 れ強度 Qc (N)	剛性 (N/mm)	ひび割 れ後 剛性 (N/mm)	降伏後 剛性 (N/mm)	破壊 形式
A1	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	275000	371116	123705	229696	23515	230	CB
A2	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	474000	422992	140997	229696	24024	230	CB
A3	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	407000	297517	99172	143560	14624	144	CB
A4	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	297000	269635	89878	143560	14343	144	CB
A5	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	411000	298517	99506	143560	14634	144	CB
A6	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	293000	268607	89536	143560	14333	144	CB
A7	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	393000	294009	98003	143560	14588	144	CB
A8	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	299000	270148	90049	143560	14348	144	CB
A9	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	382000	291245	97082	143560	14560	144	CB
A10	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	291000	268093	89364	143560	14328	144	CB
A11	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	377000	289986	96662	143560	14547	144	CB
A12	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	291000	268093	89364	143560	14328	144	CB
A13	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	357000	284935	94978	143560	14496	144	CB
A14	500	550	2000	1.82	275000	8	3	852	2272	0.0034	0.00064	378000	290238	96746	143560	14550	144	CB
A15	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	438000	413719	137906	229696	23932	230	CB
A16	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	413000	407251	135750	229696	23868	230	CB
A17	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	751000	492681	164227	229696	24735	230	CB
B3	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	323000	195029	65010	52877	6913	53	CB
B4	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	404000	209397	69799	52877	6991	53	CB
B5	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	386000	206229	68743	52877	6974	53	CB
B6	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	393000	207462	69154	52877	6980	53	CB
B7	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	382000	205523	68508	52877	6970	53	CB
B8	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	385000	206052	68684	52877	6973	53	CB
B9	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	374000	204109	68036	52877	6962	53	CB
B10	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	381000	205346	68449	52877	6969	53	CB
B11	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	377000	204639	68213	52877	6965	53	CB
B12	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	383000	205699	68566	52877	6971	53	CB
B13	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	423000	212727	70909	52877	7010	53	CB
B14	500	550	2850	2.59	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	461000	219339	73113	52877	7046	53	CB
C1	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	279000	372173	124058	229696	23525	230	CB
C2	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	490000	427097	142366	229696	24065	230	CB
C3	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	196000	243089	81030	114848	14553	115	CB
C4	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	125000	224435	74812	114848	14368	115	CB
C5	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	158000	233153	77718	114848	14454	115	CB
C6	500	550	2000	1.82	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	397000	295012	98337	143560	16592	144	CB
C7	500	550	2000	1.82	275000	8	3	1140	3608	0.0046	0.00064	360000	285694	95231	143560	16496	144	CB
C8	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	135000	227086	75695	114848	14394	115	CB
C9	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	176000	237873	79291	114848	14501	115	CB
C10	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	125000	224435	74812	114848	14368	115	CB
C11	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	173000	237088	79029	114848	14493	115	CB
C12	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	132000	226291	75430	114848	14386	115	CB
C13	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	151000	231311	77104	114848	14436	115	CB
C14	400	550	2000	1.82	220000	8	3	1140	3608	0.0057	0.00080	217000	248532	82844	114848	14608	115	CB
C15	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	271000	370058	123353	229696	23504	230	CB
C16	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	497000	428890	142963	229696	24083	230	CB
C17	800	550	2000	1.82	440000	10	4	1520	3800	0.0038	0.00040	730000	487501	162500	229696	24681	230	CB

3階柱の剛性 (case.1)

3階 (case.1)

柱名	柱幅 (mm)	柱 せい (mm)	内法 高さ (mm)	シア スパン 比	断面積 (mm ²)	主筋 本数	引張 主筋 本数	引張 鉄筋 断面積 (mm ²)	柱鉄筋 全 断面積 (mm ²)	引張鉄 筋比	せん断補 強筋比	軸力 N (N)	降伏 強度 Qu (N)	ひび割 れ強度 Qc (N)	剛性 (N/mm)	ひび割 れ後 剛性 (N/mm)	降伏後 剛性 (N/mm)	破壊 形式
A1	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	262000	336000	112000	229696	23452	230	CB
A2	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	254000	334000	111333	229696	23433	230	CB
A3	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	200000	202000	67333	143560	14073	144	CB
A4	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	169000	195000	65000	143560	13998	144	CB
A5	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	218000	206000	68667	143560	14117	144	CB
A6	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	167000	194000	64667	143560	13993	144	CB
A7	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	213000	205000	68333	143560	14105	144	CB
A8	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	170000	195000	65000	143560	14000	144	CB
A9	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	216000	206000	68667	143560	14112	144	CB
A10	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	168000	194000	64667	143560	13995	144	CB
A11	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	210000	204000	68000	143560	14098	144	CB
A12	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	166000	194000	64667	143560	13990	144	CB
A13	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	186000	199000	66333	143560	14039	144	CB
A14	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	208000	204000	68000	143560	14093	144	CB
A15	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	247000	333000	111000	229696	23415	230	CB
A16	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	231000	329000	109667	229696	23376	230	CB
A17	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	361000	360000	120000	229696	23694	230	CB
B3	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	198000	142000	47333	53957	6143	54	CB
B4	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	244000	150000	50000	53957	6186	54	CB
B5	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	210000	144000	48000	53957	6154	54	CB
B6	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	239000	149000	49667	53957	6181	54	CB
B7	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	208000	144000	48000	53957	6152	54	CB
B8	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	235000	149000	49667	53957	6178	54	CB
B9	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	212000	145000	48333	53957	6156	54	CB
B10	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	231000	148000	49333	53957	6174	54	CB
B11	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	218000	146000	48667	53957	6162	54	CB
B12	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	234000	148000	49333	53957	6177	54	CB
B13	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	225000	147000	49000	53957	6168	54	CB
B14	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	209000	144000	48000	53957	6153	54	CB
C1	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	264000	337000	112333	229696	23457	230	CB
C2	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	258000	335000	111667	229696	23442	230	CB
C3	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	92000	174000	58000	114848	12265	115	CB
C4	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	57000	166000	55333	114848	12179	115	CB
C5	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	97000	175000	58333	114848	12277	115	CB
C6	500	550	2000	1.82	275000	8	3	1140	3040	0.0046	0.00064	216000	206000	68667	143560	16099	144	CB
C7	500	550	2000	1.82	275000	8	3	1140	3040	0.0046	0.00064	283000	222000	74000	143560	16265	144	CB
C8	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	49000	164000	54667	114848	12159	115	CB
C9	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	95000	175000	58333	114848	12272	115	CB
C10	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	57000	166000	55333	114848	12179	115	CB
C11	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	95000	175000	58333	114848	12272	115	CB
C12	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	61000	167000	55667	114848	12189	115	CB
C13	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	88000	173000	57667	114848	12255	115	CB
C14	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	117000	180000	60000	114848	12326	115	CB
C15	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	190000	319000	106333	229696	23276	230	CB
C16	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	249000	333000	111000	229696	23420	230	CB
C17	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	346000	356000	118667	229696	23658	230	CB

3階柱の剛性 (case.2)

3階 (case.2)

柱名	柱幅 (mm)	柱 せい (mm)	内法 高さ (mm)	シア スパン 比	断面積 (mm ²)	主筋 本数	引張 筋本 数	引張 鉄筋 断面積 (mm ²)	柱鉄筋 全 断面積 (mm ²)	引張鉄 筋比	せん断補 強筋比	軸力 N (N)	降伏 強度 Qu (N)	ひび割 れ強度 Qc (N)	剛性 (N/mm)	ひび割 れ後 剛性 (N/mm)	降伏後 剛性 (N/mm)	破壊 形式
A1	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	262000	336000	112000	229696	23452	230	CB
A2	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	254000	334000	111333	229696	23433	230	CB
A3	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	200000	202000	67333	143560	14073	144	CB
A4	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	169000	195000	65000	143560	13998	144	CB
A5	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	218000	206000	68667	143560	14117	144	CB
A6	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	167000	194000	64667	143560	13993	144	CB
A7	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	213000	205000	68333	143560	14105	144	CB
A8	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	170000	195000	65000	143560	14000	144	CB
A9	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	216000	206000	68667	143560	14112	144	CB
A10	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	168000	194000	64667	143560	13995	144	CB
A11	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	210000	204000	68000	143560	14098	144	CB
A12	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	166000	194000	64667	143560	13990	144	CB
A13	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	186000	199000	66333	143560	14039	144	CB
A14	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	208000	204000	68000	143560	14093	144	CB
A15	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	247000	333000	111000	229696	23415	230	CB
A16	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	231000	329000	109667	229696	23376	230	CB
A17	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	361000	360000	120000	229696	23694	230	CB
B3	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	198000	142000	47333	53957	6143	54	CB
B4	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	244000	150000	50000	53957	6186	54	CB
B5	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	210000	144000	48000	53957	6154	54	CB
B6	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	239000	149000	49667	53957	6181	54	CB
B7	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	208000	144000	48000	53957	6152	54	CB
B8	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	235000	149000	49667	53957	6178	54	CB
B9	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	212000	145000	48333	53957	6156	54	CB
B10	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	231000	148000	49333	53957	6174	54	CB
B11	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	218000	146000	48667	53957	6162	54	CB
B12	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	234000	148000	49333	53957	6177	54	CB
B13	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	225000	147000	49000	53957	6168	54	CB
B14	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	209000	144000	48000	53957	6153	54	CB
C1	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	264000	337000	112333	229696	23457	230	CB
C2	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	258000	335000	111667	229696	23442	230	CB
C3	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	92000	174000	58000	114848	12265	115	CB
C4	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	57000	166000	55333	114848	12179	115	CB
C5	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	97000	175000	58333	114848	12277	115	CB
C6	500	550	2000	1.82	275000	8	3	1140	3040	0.0046	0.00064	216000	206000	68667	143560	16099	144	CB
C7	500	550	2000	1.82	275000	8	3	1140	3040	0.0046	0.00064	283000	222000	74000	143560	16265	144	CB
C8	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	49000	164000	54667	114848	12159	115	CB
C9	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	95000	175000	58333	114848	12272	115	CB
C10	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	57000	166000	55333	114848	12179	115	CB
C11	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	95000	175000	58333	114848	12272	115	CB
C12	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	61000	167000	55667	114848	12189	115	CB
C13	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	88000	173000	57667	114848	12255	115	CB
C14	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	117000	180000	60000	114848	12326	115	CB
C15	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	190000	319000	106333	229696	23276	230	CB
C16	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	249000	333000	111000	229696	23420	230	CB
C17	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	346000	356000	118667	229696	23658	230	CB

3階柱の剛性 (case.3)

3階 (case.3)

柱名	柱幅 (mm)	柱 せい (mm)	内法 高さ (mm)	シア スパン 比	断面積 (mm ²)	主筋 本数	引張 主筋 本数	引張 鉄筋 断面積 (mm ²)	柱鉄筋 全 断面積 (mm ²)	引張鉄 筋比	せん断補 強筋比	軸力 N (N)	降伏 強度 Qu (N)	ひび割 れ強度 Qe (N)	剛性 (N/mm)	ひび割 れ後 剛性 (N/mm)	降伏後 剛性 (N/mm)	破壊 形式
A1	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	262000	336000	112000	229696	23452	230	CB
A2	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	254000	334000	111333	229696	23433	230	CB
A3	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	200000	202000	67333	143560	14073	144	CB
A4	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	169000	195000	65000	143560	13998	144	CB
A5	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	218000	206000	68667	143560	14117	144	CB
A6	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	167000	194000	64667	143560	13993	144	CB
A7	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	213000	205000	68333	143560	14105	144	CB
A8	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	170000	195000	65000	143560	14000	144	CB
A9	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	216000	206000	68667	143560	14112	144	CB
A10	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	168000	194000	64667	143560	13995	144	CB
A11	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	210000	204000	68000	143560	14098	144	CB
A12	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	166000	194000	64667	143560	13990	144	CB
A13	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	186000	199000	66333	143560	14039	144	CB
A14	500	550	2000	1.82	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	208000	204000	68000	143560	14093	144	CB
A15	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	247000	333000	111000	229696	23415	230	CB
A16	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	231000	329000	109667	229696	23376	230	CB
A17	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	361000	360000	120000	229696	23694	230	CB
B3	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	198000	142000	47333	53957	6143	54	CB
B4	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	244000	150000	50000	53957	6186	54	CB
B5	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	210000	144000	48000	53957	6154	54	CB
B6	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	239000	149000	49667	53957	6181	54	CB
B7	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	208000	144000	48000	53957	6152	54	CB
B8	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	235000	149000	49667	53957	6178	54	CB
B9	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	212000	145000	48333	53957	6156	54	CB
B10	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	231000	148000	49333	53957	6174	54	CB
B11	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	218000	146000	48667	53957	6162	54	CB
B12	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	234000	148000	49333	53957	6177	54	CB
B13	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	225000	147000	49000	53957	6168	54	CB
B14	500	550	2830	2.57	275000	10	3	852	2840	0.0034	0.00064	209000	144000	48000	53957	6153	54	CB
C1	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	264000	337000	112333	229696	23457	230	CB
C2	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	258000	335000	111667	229696	23442	230	CB
C3	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	92000	174000	58000	114848	12265	115	CB
C4	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	57000	166000	55333	114848	12179	115	CB
C5	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	97000	175000	58333	114848	12277	115	CB
C6	500	550	2000	1.82	275000	8	3	1140	3040	0.0046	0.00064	216000	206000	68667	143560	16099	144	CB
C7	500	550	2000	1.82	275000	8	3	1140	3040	0.0046	0.00064	283000	222000	74000	143560	16265	144	CB
C8	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	49000	164000	54667	114848	12159	115	CB
C9	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	95000	175000	58333	114848	12272	115	CB
C10	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	57000	166000	55333	114848	12179	115	CB
C11	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	95000	175000	58333	114848	12272	115	CB
C12	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	61000	167000	55667	114848	12189	115	CB
C13	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	88000	173000	57667	114848	12255	115	CB
C14	400	550	2000	1.82	220000	8	3	852	2272	0.0043	0.00080	117000	180000	60000	114848	12326	115	CB
C15	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	190000	319000	106333	229696	23276	230	CB
C16	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	249000	333000	111000	229696	23420	230	CB
C17	800	550	2000	1.82	440000	14	4	1520	5320	0.0038	0.00040	346000	356000	118667	229696	23658	230	CB

文献	番号	柱名	柱せい	柱幅	柱内法高さ	柱頭から カットオフ 点 までの距離	定着延長筋 長さ	コンクリート 圧縮強度	鉄筋降伏 強度	帯筋降伏 強度	帯筋間隔	帯筋断面積	一組の帯筋 断面積	帯筋比	Top				Bottom				設定軸力 [N]
															呼び径 (引張主筋数)	引張主筋 断面積	主筋全 断面積	引張鉄筋比	呼び径 (引張主筋数)	引張主筋 断面積	主筋全 断面積	引張鉄筋比	
			D[mm]	b[mm]	h ₀ [mm]	L[mm]	Lcut [mm]	F _c [N/mm ²]	σ _y [N/mm ²]	σ _{yw} [N/mm ²]	S[mm]	[mm ²]	Aw[mm ²]	Pw[-]	-	a _s [mm ²]	a _s [mm ²]	p _s [%]	-	a _s [mm ²]	a _s [mm ²]	p _s [%]	
土木学会論文 集 1984	1	I-1	350	1500	2000	1500	500	19.6	392	-	-	0	0	0	D13	3570	7140	0.680	D13	7140	14280	1.360	1866.7
	2	I-2	350	1500	2000	1500	500	19.6	392	-	-	0	0	0	D13	2730	5460	0.520	D13	5460	10920	1.040	1866.7
	3	I-3	350	1500	2000	1125	875	19.6	392	392	150	31.7	63.4	0.00170	D13	2730	5460	0.520	D13	5460	10920	1.040	1866.7
	4	I-4	350	1500	2000	1125	875	19.6	392	-	-	0	0	0	D13	2730	5460	0.520	D13	5460	10920	1.040	0
	5	I-5	350	1500	2000	1125	875	19.6	392	392	150	31.7	63.4	0.00170	D13	1837.5	3675	0.350	D13	3675	7350	0.700	0
	6	I-6	350	1500	1000	500	500	19.6	392	-	-	0	0	0	D13	1837.5	3675	0.350	D13	3675	7350	0.700	0
	7	I-7	350	1500	1000	500	500	19.6	392	392	150	31.7	63.4	0.00150	D13	1837.5	3675	0.350	D13	3675	7350	0.700	0
	8	I-8	350	1500	1500	1000	500	19.6	392	392	150	31.7	63.4	0.00150	D13	1837.5	3675	0.350	D13	3675	7350	0.700	1866.7
	9	I-9	350	1500	1500	1125	375	19.6	392	-	-	0	0	0	D13	1837.5	3675	0.350	D13	3675	7350	0.700	0
	10	I-10	350	1500	1500	750	750	19.6	392	-	-	0	0	0	D13	1837.5	3675	0.350	D13	3675	7350	0.700	0
	11	I-11	350	1500	1500	1125	375	19.6	392	392	150	31.7	63.4	0.00150	D13	1837.5	3675	0.350	D13	3675	7350	0.700	0
	12	I-12	350	1500	1500	750	750	19.6	392	392	150	31.7	63.4	0.00150	D13	1837.5	3675	0.350	D13	3675	7350	0.700	0
	13	II-2	600	600	1300	800	500	25.5	392	392	150	31.7	63.4	0.00630	D16	2376	4752	0.660	D16	4752	9504	1.320	2722.2
	14	II-3	600	600	1300	800	500	25.5	392	-	-	0	0	0	D16	2376	4752	0.660	D16	4752	9504	1.320	2722.2
	15	II-4	600	600	1300	800	500	25.5	392	392	150	31.7	63.4	0.00270	D13	828	1656	0.230	D13	1656	3312	0.460	2722.2
	16	II-5	600	600	1300	800	500	25.5	392	-	-	0	0	0	D13	828	1656	0.230	D13	1656	3312	0.460	2722.2
	17	II-6	400	600	950	525	425	25.5	392	392	150	31.7	63.4	0.00990	D16	2712	5424	1.130	D16	5424	10848	2.260	4083.3
	18	II-7	400	600	1550	875	675	25.5	392	392	150	31.7	63.4	0.00630	D22	4848	9696	2.020	D22	9696	19392	4.040	4083.3
	19	II-8	400	600	1550	875	675	25.5	392	392	150	31.7	63.4	0.00360	D19	2952	5904	1.230	D19	5904	11808	2.460	4083.3
	20	II-9	400	600	1550	875	675	25.5	392	392	150	31.7	63.4	0.00270	D13	1296	2592	0.540	D13	2592	5184	1.080	4083.3
	21	II-10	400	600	1550	875	675	25.5	392	392	150	31.7	63.4	0.00270	D13	1296	2592	0.540	D13	2592	5184	1.080	4083.3
土木学会論文 集 1986	22	J-1	450	500	1000	0	0	26.3	418.4	-	-	0	0	0	D13 (4)	1013	1013	0.450	D13 (8)	1013	1013	0.450	0
	23	J-2	450	500	1000	0	0	27.2	418.4	-	-	0	0	0		1013	1013	0.450		1013	1013	0.450	0
	24	J-3	450	500	1000	250	750	26.8	418.4	-	-	0	0	0		507	507	0.225		1013	1013	0.450	0
	25	J-4	450	500	1000	250	750	29.9	418.4	398.0	200	31.7	63.4	0.00063		507	570.3	0.225		1013	1076.3	0.450	0
	26	J-5	450	500	1000	250	750	31.0	418.4	398.0	150	63.4	126.8	0.00169		507	634	0.225		1013	1140	0.450	0
	27	J-6	450	500	1000	350	650	28.9	418.4	398.0	150	63.4	126.8	0.00169		507	634	0.225		1013	1140	0.450	0
	28	J-7	450	500	1000	450	550	28.5	418.4	-	-	0	0	0		507	507	0.225		1013	1013	0.450	0
	29	J-8	450	500	1000	450	550	24.6	418.4	398.0	200	31.7	63.4	0.00063		507	570.3	0.225		1013	1076.3	0.450	0
	30	J-9	450	500	1000	450	550	24.7	418.4	398.0	150	63.4	126.8	0.00169		507	634	0.225		1013	1140	0.450	0
	31	K-1	450	500	1400	0	0	24.3	418.4	-	-	0	0	0		1013	1013	0.450		1013	1013	0.450	0
	32	K-2	450	500	1400	350	1050	24.5	418.4	-	-	0	0	0		507	507	0.225		1013	1013	0.450	0
	33	K-3	450	500	1400	350	1050	31.3	418.4	398.0	200	31.7	63.4	0.00063		507	570.3	0.225		1013	1076	0.450	0
	34	L-1	450	500	1000	0	0	28.7	387.8	-	-	0	0	0	2292	2292	1.019	2292	2292	1.019	0		
	35	L-2	450	500	1000	100	900	25.6	387.8	-	-	0	0	0	860	860	0.382	2292	2292	1.019	0		
	36	L-3	450	500	1000	150	850	24.3	387.8	398.0	150	63.4	126.8	0.00169	860	987	0.382	2292	2419	1.019	0		
	37	L-4	450	500	1000	250	750	25.8	387.8	-	-	0	0	0	860	860	0.382	2292	2292	1.019	0		
	38	L-5	450	500	1000	250	750	28.1	387.8	398.0	200	31.7	63.4	0.00063	860	923.3	0.382	2292	2355	1.019	0		
	39	L-6	450	500	1000	250	750	26.6	387.8	398.0	150	63.4	126.8	0.00169	860	987	0.382	2292	2419	1.019	0		
	40	L-7	450	500	1000	350	650	26.2	387.8	-	-	0	0	0	860	860	0.382	2292	2292	1.019	0		
	41	L-8	450	500	1000	350	650	20.9	387.8	398.0	150	63.4	126.8	0.00169	860	987	0.382	2292	2419	1.019	0		
	42	L-9	450	500	1000	500	500	25.1	387.8	-	-	0	0	0	860	860	0.382	2292	2292	1.019	0		
	43	M-1	450	500	1400	0	0	24.6	387.8	-	-	0	0	0	2292	2292	1.019	2292	2292	1.019	0		
	44	M-2	450	500	1400	0	0	24.1	387.8	-	-	0	0	0	2292	2292	1.019	2292	2292	1.019	0		
	45	M-3	450	500	1400	250	1150	22.3	387.8	-	-	0	0	0	860	860	0.382	2292	2292	1.019	0		
	46	M-4	450	500	1400	350	1050	27.3	387.8	-	-	0	0	0	860	860	0.382	2292	2292	1.019	0		
	47	M-5	450	500	1400	350	1050	25.6	387.8	398.0	200	31.7	63.4	0.00063	860	923.3	0.382	2292	2355	1.019	0		
	48	M-6	450	500	1400	350	1050	24.3	387.8	398.0	150	63.4	126.8	0.00169	860	987	0.382	2292	2419	1.019	0		
	49	M-7	450	500	1400	465	935	27.8	387.8	-	-	0	0	0	860	860	0.382	2292	2292	1.019	0		
	50	M-8	450	500	1400	465	935	24.4	387.8	398.0	150	63.4	126.8	0.00169	860	987	0.382	2292	2419	1.019	0		
	51	M-9	450	500	1400	500	900	25.0	387.8	398.0	150	63.4	126.8	0.00169	860	987	0.382	2292	2419	1.019	0		
	52	M-10	450	500	1400	600	800	22.3	387.8	-	-	0	0	0	860	860	0.382	2292	2292	1.019	0		
	53	M-11	450	500	1400	600	800	27.6	387.8	398.0	150	63.4	126.8	0.00169	860	987	0.382	2292	2419	1.019	0		
	54	M-12	450	500	1400	700	700	29.4	387.8	-	-	0	0	0	860	860	0.382	2292	2292	1.019	0		
	55	M-13	450	500	1400	700	700	27.2	387.8	398.0	150	63.4	126.8	0.00169	860	987	0.382	2292	2419	1.019	0		
	56	M-14	450	500	1400	800	600	20.7	38														

本論文に関連して発表した論文

1. 査読論文

- 1) 長橋鉄雄、小久保拓哉、中村友紀子、加藤大介：中越地震と中越沖地震の双方で被害を受けた RC 学校建築物の耐震性能、構造工学論文集 Vol. 55B、2009 年 3 月、pp.459-468

- 2)長橋鉄雄、佐藤裕次、加藤大介、中村友紀子：中越沖地震で被害を受けた RC 造学校建物の柱の崩壊形に及ぼすカットオフされた主筋の影響、第 32 回コンクリート工学年次論文報告集 32-2、2010 年、pp.1105-1110

2. 口頭発表論文

- 1)長橋鉄雄，小久保拓哉，中村友紀子，加藤大介：中越地震と中越沖地震の双方で被害を受けた RC 学校建築物の耐震性能，2008 年度日本建築学会大会学術講演梗概集 P-125-128

- 2) 長橋鉄雄，加藤大介：中越沖地震で被害を受けた RC 学校建築物の柱の崩壊形の検討 2009 年度日本建築学会大会学術講演梗概集 p-351-352

- 3) 長橋鉄雄，加藤大介：中越沖地震で被害を受けた RC 学校建物の柱の崩壊形の崩壊形に及ぼすカットオフされた主筋の影響，2010 年度日本建築学会大会学術講演梗概集 p-1037-1038

- 4) 長橋鉄雄，広瀬裕三郎，加藤大介：中越地震で被害を受けた 0 小・中学校の RC 造柱の破壊形式に及ぼす定着延長筋の影響，2011 年度日本建築学会大会学術講演梗概集 p-765-766

謝辞

本論文は新潟大学大学院自然科学研究科後期課程の4年間の研究成果を「中越地震と中越沖地震で被災したRC造学校建物の耐震性能に関する研究」としてまとめたものである。

研究及び論文をまとめるに当たり、新潟大学工学部建設学科教授：加藤大介博士を指導教員として行いました。同教授には新潟大学大学院へ社会人として入学するにあたり、事前に相談に応じていただきました。入学してからも、研究方法から論文作成はもちろん、実務での構造問題に至るまで多大なるご指導、御協力を頂き厚く御礼申し上げます。また、同学科教授：土井希祐教授、中村友紀子教授、同学科技官：多田克彦氏、南部正樹氏には、多くのご支援ご協力を頂きました。この場をかりて厚く御礼申し上げます。

本研究は、3章～6章が小久保拓哉氏（当時新潟大学大学院生）、7章が五洋建設㈱：佐藤裕次氏（当時新潟大学学生）、8章が鹿島建設㈱：稲井政成氏（当時新潟大学学生）、との共同研究であり、9章の破壊実験は昨年と本年度の加藤研究室の研究成果です。各位に全面的な御指導、御協力を頂きましたことを心より感謝いたします。

また、新潟県設計協同組合には耐震診断報告書を参照させて頂きました。

他にも、2008年～2011年度の新潟大学工学部建設学科加藤研究室、土井研究室、中村研究室の大学院生及び学生に研究の協力を頂いた。

多くの人の協力及び支援を頂くことなしに本論文をまとめることは出来なかったと感じています。ここに、協力及び支援を頂いた多くの方に深く感謝の意を表します。

最後に新潟大学大学院自然科学研究科前期課程入学から後期課程卒業までの7年間で快く学ばせてくれた、㈱S.U 建築設計 代表取締役社長角南邦彦氏、㈱NSK 建築構造研究所 代表取締役社長川ノ口信一氏、両社の社員一同にはこの場をかりて厚く御礼申し上げます。

平成24年2月 長橋 鉄雄