



Title	鉄骨柱とスラブ内蔵型鋼製キャピタルを有するフラットスラブ構造のパンチング破壊に関する研究
Author(s)	山下, 靖彦
Citation	大阪大学, 2024, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.18910/96092
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

<https://ir.library.osaka-u.ac.jp/>

The University of Osaka

博士学位論文

鉄骨柱とスラブ内蔵型鋼製キャピタルを有する
フラットスラブ構造のパンチング破壊に関する研究

山下 靖彦

2023年12月

大阪大学大学院工学研究科

論文要旨

本論文は「鉄骨柱とスラブ内蔵型鋼製キャピタルを有するフラットスラブ構造のパンチング破壊に関する研究」と題し、新しく提案するフラットスラブ混構造を対象に、安全性の確保に不可欠な脆性破壊を防止することを念頭に、パンチング破壊を有限要素法により精度よく評価する解析方法を明らかにすること、解析結果に基づいてパンチング破壊のメカニズムを解明することを主たる目的とする研究である。本論文は全6章から構成されている。

第1章「序論」では、本研究の背景と目的を示すとともに、本研究で対象とする新構造の説明を行った。また、本研究に関連する既往の研究をまとめ、我が国の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説および諸外国のパンチング破壊耐力の評価方法について整理した。既往の研究では、柱ースラブ接合部のパンチング破壊に関する研究、柱がコンクリート充填鋼管造のフラットスラブ構造に関する研究、および有限要素法解析を用いたフラットスラブ構造の研究の3項目にわけて整理した。

第2章「鉄骨柱とスラブ内蔵型鋼製キャピタルを有するフラットスラブ構造の新提案」では、デザインの自由度向上と建築床面積を最大限に利用できる空間を創造するために、鉄筋コンクリート造（以下、RC造と称する）のフラットスラブ構造から施工方法の簡便さという利点は残したまま、①鉛直支持部材である柱はRC造を鉄骨造（以下、S造と称する）に変更し、②RC造の支板をスラブに内蔵した鋼製の支板に置き換えた新しいフラットスラブ混構造を提案した。S造柱に関しては、棒鋼またはシームレス鋼管を用いて限界までスレンダーにすることを意図している。また、新提案のフラットスラブ構造を用いた建築作品群の魅力や構造計画の留意点と課題をまとめた。

第3章「構造性能に関する実験的評価」では、第2章で提案した構造は鉛直支持性能の確保が最も重要な性能と考えられることから、パンチング破壊耐力や水平変形能力などを把握するために構造実験を実施した。実験は、これまで設計した実建物を想定する縮尺1/3モデルとし、常時（鉛直力のみが伝達されるとき）の終局伝達鉛直力の確認および長期荷重相当時におけるスラブの損傷状況の把握を目的とした鉛直載荷試験体を1体、地震時を想定した場合のスラブ引張鉄筋量の影響・水平剛性の低下・スラブの損傷

状況および鉛直荷重と水平荷重の組合せ応力に対するパンチング破壊耐力の把握を目的とした水平載荷試験体を2体製作し、静的載荷試験を行った。その結果、提案した新しいフラットスラブ構造の耐震設計上に重要な各種の構造性能を実験的に明らかにした。

第4章「鉛直荷重下における水平荷重時パンチング破壊の有限要素法解析による評価」では、実験ではパンチング破壊耐力時の内部応力状態を把握できないことから、内部応力状態の把握・パンチング破壊のメカニズム解明およびパンチング破壊耐力の解析的評価を行うために、有限要素法解析により実験結果を再現するためのモデル化方法について検討した。第3章の水平載荷試験体2体を対象とし、提案するモデル化方法により有限要素法解析を行った。その結果、実験結果と解析結果の荷重一層間変形角関係やスラブの損傷状況の比較を通して、実験結果を精度よく再現できるモデル化方法を明らかにした。

第5章「有限要素法解析結果に基づくパンチング破壊性状の考察」では、第4章の有限要素法解析結果を用いて水平載荷試験体2体の内部応力状態の把握を行った。柱ースラブ接合部の危険断面（内部応力確認断面）の内部応力状態を精査した結果、終局伝達モーメントは内部応力確認断面のうち加力方向に直交するスラブ上端が引張となる断面における終局せん断応力度がせん断強度に到達することにより上限に達したことを見明らかにした。また、加力方向に直交する両断面の曲げや加力方向に平行する側断面のねじりによる抵抗機構は終局状態に達していないことを確認した。以上より、新しく提案したフラットスラブ混構造の鉛直荷重下における水平載荷時のパンチング破壊のメカニズムを明らかにした。

第6章「結論」では本研究全体を総括し、今後の課題を示した。

本研究に関する既発表論文

1. 本論文に関する主論文

1.1 全文査読付き論文

- 1) 山下靖彦, 太田義弘 : 鉄骨造柱とスラブ内蔵型鋼製キャピタルを有するフラットスラブ構造のパンチング破壊に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 85 卷, 第 768 号, pp.299-309, 2020.2
- 2) 山下靖彦, 尹ロク現, 真田靖士 : 鉄骨造柱とスラブ内蔵型鋼製キャピタルを有するフラットスラブ構造の有限要素法解析を用いたパンチング破壊性状の研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 88 卷, 第 814 号, pp.1719-1729, 2023.12

1.2 國際會議 (Proceedings 有り)

- 1) Yasuhiko Yamashita and Yoshihiro Ohta : PUNCHING SHEAR FAILURE OF FLAT SLAB STRUCTURE USING STEEL COLUMNS WITH STEEL CAPITALS IN RC SLABS, Proceedings of 17WCEE, Paper No. 475, 2021.9

2. 関連論文

日本建築学会大会学術講演梗概集

- 1) 山下靖彦, 中平和人, 太田義弘, 大野正人, ト部藍, 櫻川典男 : スラブ内蔵型鋼製キャピタルを有するフラットプレートの力学的性状に関する実験的研究 (その 1) 工法および実験の概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp301-302, 2009.7
- 2) 大野正人, 山下靖彦, 太田義弘, 中平和人, ト部藍, 櫻川典男 : スラブ内蔵型鋼製キャピタルを有するフラットプレートの力学的性状に関する実験的研究 (その 2) 鉛直載荷試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp303-304, 2009.7
- 3) 中平和人, 大野正人, 太田義弘, 山下靖彦, ト部藍, 櫻川典男 : スラブ内蔵型鋼製キャピタルを有するフラットプレートの力学的性状に関する実験的研究 (その 3) 水平載荷試験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp305-306, 2009.7
- 4) 櫻川典男, 中平和人, 太田義弘, 大野正人, ト部藍, 山下靖彦 : スラブ内蔵型鋼製キャピタルを有するフラットプレートの力学的性状に関する実験的研究(その 4) 水平試験結果に対する解析的検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造 IV, pp307-308, 2009.7

謝辞

本論文は、私が大阪大学大学院工学研究科地球総合工学専攻博士後期課程の5年間の研究成果をまとめたものとなっています。本論文の作成にあたり、大変多くの方々にご指導、ご鞭撻を頂戴いたしました。ここに記して感謝の意を表します。

大阪大学大学院工学研究科、真田靖士教授には、本論文の内容全体にわたって貴重なご助言を頂くとともに、社会人ドクターとして研究室に対して何ら貢献できない私に、研究を遂行して行く上で必要な事柄について、親切丁寧にご指導ご鞭撻くださいました。また、大阪大学大学院に入学してから今日に至るまで、研究環境および様々な経験の機会を与えて頂きました。心より御礼申し上げます。

大阪大学大学院工学研究科 桑原進教授・柏尚稔教授および大同大学工学部建築学科高橋之准教授には、本論文の副査として、お忙しい中、番査をお引き受けください、その際、厳しいご批判と適切なご指摘およびご助言を賜りました。厚くお礼申し上げます。

大阪大学大学院工学研究科 尹ロク現助教には、あらゆることに対してお世話になり、要領の悪い私に対してご指導してくださる際に一度も嫌な顔をせず、最も身近な存在として多くの御助力を長期間にわたり賜りました。心よりお礼申し上げます。

竹中工務店の先輩である角彰氏には、人生の先輩として公私にわたるご指導を長年にわたり賜っています。博士号取得に際しても貴重なご助言と温かいアドバイスをくださいました。心より御礼申し上げます。

竹中工務店技術本部（元技術研究所）太田義弘氏には、2007年の本論文の新提案および開発当初から今日に至るまで、多方面のご助言ご協力を頂きました。ここに謝意を表します。

竹中工務店大阪本店設計部の先輩・後輩である中平和人氏・故櫻川典男氏・大野正人氏および大阪本店技術部（元技術研究所）の山田（旧姓ト部）藍氏には、本論文の新提案の実現・開発の過程で、多くのご助言とご協力を頂きました。ここに謝意を表します。

当講座事務員の坂田奈緒美女史には事務作業のみだけでなく、常日頃からより良い研究環境を与えてもらうため大変なご助力を頂きました。心より感謝致します。

大阪大学の真田研究室の先輩・同輩および後輩の方々には、社会人ドクターの私に対して大変温かい態度でいつも接してくださいました。大学卒業以来の研究生活に慣れな私に対して多くのご助力を賜り、コロナによる大学生活・生活様式の変化の中でも、新鮮な気持ちで楽しい学生生活を送り多くの刺激を得ることができたのは皆様のおかげだと思っております。心より感謝いたします。

ここに御名前を記した以外にもたくさんの方々にご指導・ご鞭撻を頂戴致しました。この場をお借りして厚く御礼申し上げます。

最後に、私事となります、大阪大学に入学してから5年間、研究に専念できる環境を与えていただいた家族に心より感謝致します。

鉄骨柱とスラブ内蔵型鋼製キャピタルを有する

フラットスラブ構造のパンチング破壊に関する研究

＜目次＞

＜論文要旨＞	I
＜本研究に関する既発表論文＞	III
＜謝辞＞	IV
＜目次＞	VI

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的	1
1.2 フラットスラブ構造に関する地震被害	5
1.3 フラットスラブ構造・フラットプレート構造に関する既往の研究	7
1.3.1 柱ースラブ接合部のパンチング破壊に関する研究	8
1.3.1.1 狩野・吉崎らによる研究	8
1.3.1.2 市之瀬らによる研究	11
1.3.1.3 岡田らによる研究	13
1.3.2 柱がCFT造のフラットスラブ構造に関する研究	14
1.3.2.1 島崎らによる研究	14
1.3.2.2 傳野らによる研究	15
1.3.3 有限要素法解析を用いたフラットスラブ構造の研究	17
1.3.3.1 丹羽らによる研究	17
1.3.3.2 鈴木らによる研究	18
1.3.3.3 高橋らによる研究	20
1.3.3.4 田口らによる研究	21
1.4 RC規準におけるパンチング破壊耐力	24
1.5 ACI規準におけるパンチング破壊耐力	28
1.6 ヨーロッパ規準における鉛直荷重のみを受けるパンチング破壊耐力	30

1.7	まとめ	32
-----	-----	----

第2章 鉄骨柱とスラブ内蔵型鋼製キャピタルを有するフラットスラブ構造の新提案

2.1	はじめに	34
2.2	フラットスラブ構造・フラットプレート構造の魅力	35
2.3	フラットスラブ構造の新提案	38
2.4	新提案したフラットスラブ構造を用いた建築作品群の魅力	40
2.5	新提案したフラットスラブ構造の構造計画における留意点と課題	43
2.6	まとめ	45

第3章 構造性能に関する実験的評価

3.1	はじめに	47
3.2	実験計画	48
3.2.1	実験方針	48
3.2.2	試験体	51
3.2.3	材料試験結果	58
3.2.4	鉛直載荷試験計画	59
3.2.5	水平載荷試験計画	63
3.3	鉛直載荷試験	68
3.3.1	鉛直載荷試験結果 (V-12-I 試験体)	68
3.3.2	鉛直荷重時のパンチング破壊耐力における鉄筋の影響	71
3.3.3	鋼製キャピタルの応力	73
3.3.4	長期荷重時におけるスラブの使用性の確認	75
3.4	水平載荷試験	76
3.4.1	内柱タイプ水平載荷試験結果 (H00-12-I, H00-06-I 試験体)	76
3.4.2	水平剛性	87
3.4.3	鋼製キャピタルの応力	88
3.4.4	水平荷重時におけるスラブの修復性の確認	92
3.4.5	鉛直荷重下における水平荷重時のパンチング破壊耐力	94
3.5	まとめ	96

第4章 鉛直荷重下における水平荷重時パンチング破壊の有限要素法解析による評価	
4.1 はじめに	99
4.2 解析方法	100
4.3 材料モデル	104
4.3.1 コンクリートモデル	104
4.3.2 鋼材モデル	110
4.4 実験結果と解析結果の比較	113
4.4.1 荷重一層間変形角関係	113
4.4.2 スラブ損傷状況	117
4.4 まとめ	119
第5章 有限要素法解析結果に基づくパンチング破壊性状の考察	
5.1 はじめに	122
5.2 曲げ抵抗により伝達される曲げモーメント	124
5.3 前後面のせん断力により伝達される曲げモーメント	129
5.4 ねじりにより伝達される曲げモーメント	134
5.5 ねじりにより伝達される終局曲げモーメントの算出	138
5.6 最大耐力時における内部応力状態	140
5.7 まとめ	141
第6章 結論	
6.1 本研究のまとめ	144
6.2 今後の課題	146
<参考文献>	149
<付録1 引張軟化モデルの考慮の有無が解析に与える影響の検証>	156
<付録2 外柱タイプ水平載荷試験結果 (H00-06-O 試験体) >	159

第1章 序論

1.1 研究の背景と目的

近年、わが国を取り巻く環境の変化は国内外の情勢により非常に激しい。特に、労働人口の減少は、重要な社会的課題である。

労働人口減少の問題は、主に少子高齢化・労働力不足・雇用の不均衡および働き方改革などの問題を内包しているが、建設業にとって建設業就業者数の減少や高齢化により、良質な建築を継続していく基盤自体が脅かされる大問題である。2021年の国土交通省の「最近の建設業を巡る状況について」¹⁾によれば、Fig.1.1.1に示すように平成9年（1997年）に約685万人であった建設業就業者は、令和2年（2020年）には約492万人と28%も減少しており、その中で建設技能者も同じく減少していることがわかる。

また、Fig.1.1.2に示した年齢層別の建設業就業者比率からは、55歳以上の建設業就業者が約36%、29歳以下の建設業就業者は約12%となっており、高齢化が進行し次世代への技術承継や建設における品質の確保が困難となっていることが読み取れる。加えて、2025年には建設業の労働人口が約90万人不足するという予測もされている。

ここで、建設技能者の安定的な確保や技術伝承に取り組んでいく必要があることは自明であるが、残念ながら人口問題は短期間で解決できる問題ではない。よって、良質な建築を継続して生み出していく短期的な対策として、若く少ない人数で対応しなければならない建設技能者にとって、建設現場において建築構造は、出来るだけ平易に施工しやすい構造が望まれている状況にあるといえる。

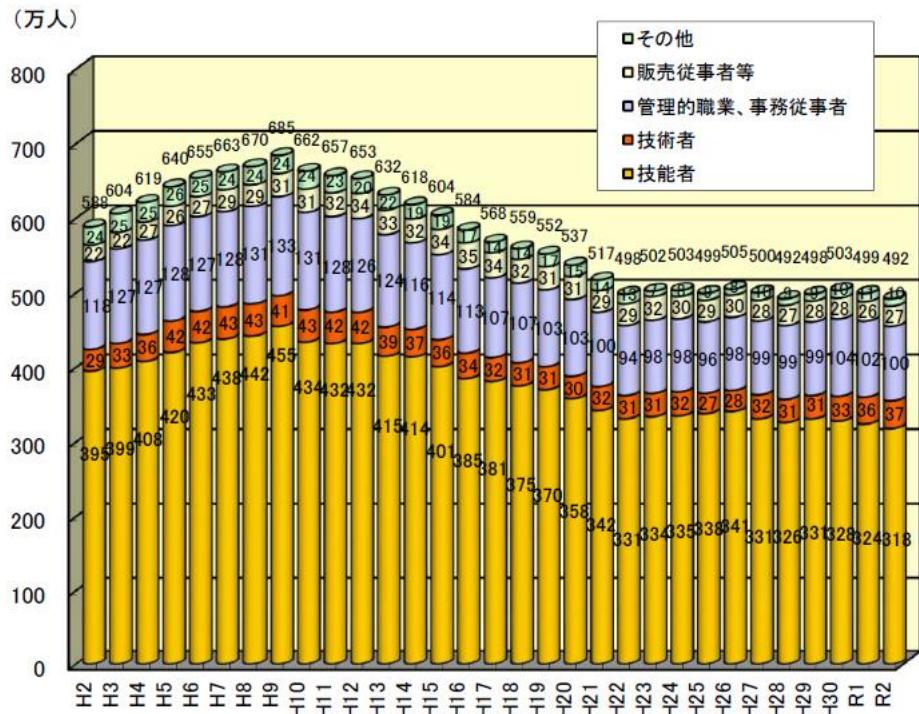


Fig. 1.1.1 建設業従事者と技能者の減少¹⁾

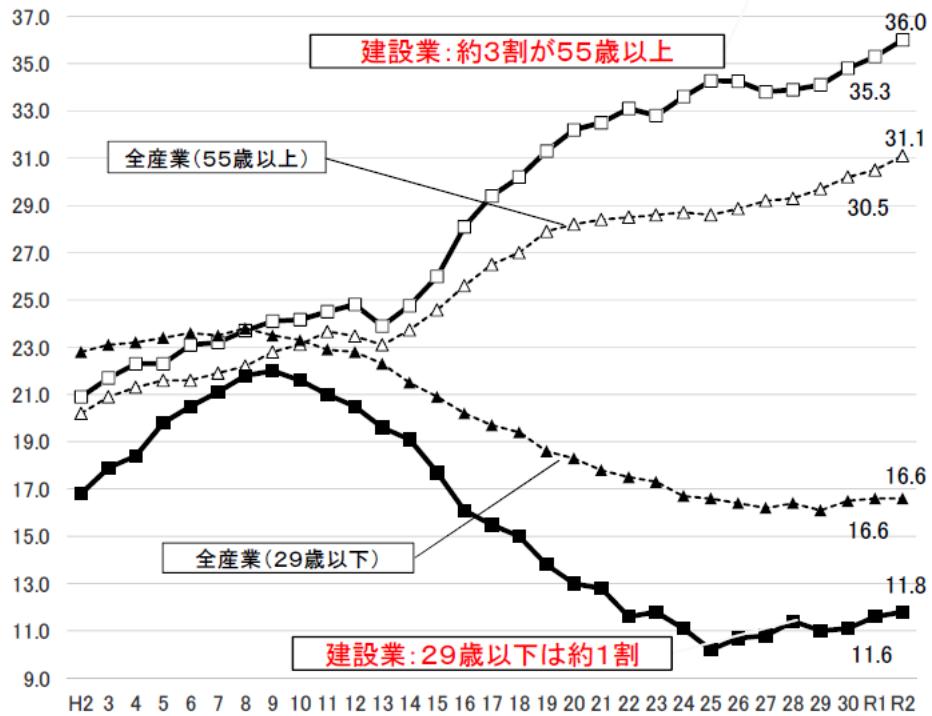
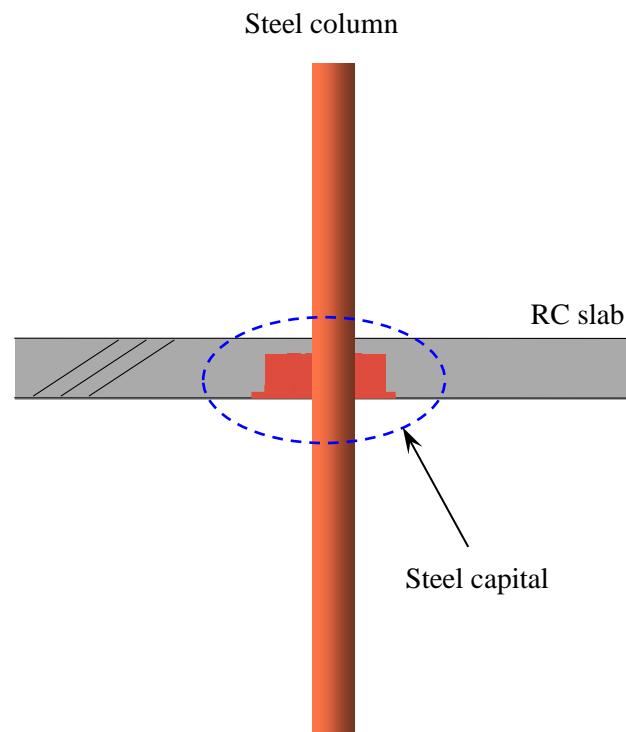


Fig. 1.1.2 建設業従事者の高齢化¹⁾

フラットスラブ構造は、鉄筋コンクリート造（以下、RC造と称する）スラブが梁の仲介なく直接RC造柱に一体化された構造であり、柱頭または柱頭と支板のある構造形式である。また、フラットプレート構造は、フラットスラブ構造において柱頭や支板のないものである。これらの構造は、建物の階高の有効利用、内部空間におけるデザインの自由性、また型枠および鉄筋工事の簡略化等の利点を有しており、我が国においても低層の倉庫や駐車場等を中心に用いられてきた。近年、フラットスラブ構造の利点は、平易な施工性を含め、改めてその重要性や利便性が見直されつつある。

本研究の主たる目的は、Fig.1.1.3に示した新しく提案するフラットスラブ混構造を対象に、安全性の確保に不可欠な脆性破壊を防止することを念頭において、パンチング破壊を有限要素法により精度よく評価する解析方法を明らかにすること、および解析結果に基づいてパンチング破壊のメカニズムを解明することである。研究は以下に示す4段階の手順により進めた。各段階の研究内容は本論文の2章から5章に相当する。

- (1) デザインの自由度向上と建築床面積を最大限に利用できる空間を創造するため
に、新しいフラットスラブ混構造を提案した。（第2章）
- (2) 第2章で提案した構造は、鉛直支持性能の確保が最も重要な性能と考えられるこ
とから、パンチング破壊耐力や水平変形能力などを把握するために構造実験を実
施した。その結果、提案した新しいフラットスラブ構造の耐震設計上に重要な各
種の構造性能を実験的に明らかにした。（第3章）
- (3) 実験ではパンチング破壊耐力時の内部応力状態を把握できないことから、内部応
力状態の把握・パンチング破壊のメカニズム解明およびパンチング破壊耐力の解
析的評価を行うために、有限要素法解析により実験結果を再現するためのモデル
化方法について検討した。その結果、提案したモデル化方法が実験結果を精度よ
く再現できることを明らかにした。（第4章）
- (4) 第4章の有限要素法解析結果を用いて水平載荷試験体2体の内部応力状態の把握
を行った。以上より、新しく提案したフラットスラブ混構造の鉛直荷重下におけ
る水平載荷時のパンチング破壊のメカニズムを明らかにした。（第5章）



Flat Slab Structure with Steel column
and Steel capital in RC slab

Fig. 1.1.3 本研究が提案する新しいフラットスラブ構造

1.2 フラットスラブ構造・フラットプレート構造に関する地震被害

日本ではフラットスラブ構造およびフラットプレート構造の地震被害について報告された事例は少ない。しかし、海外では1985年のメキシコシティ地震、1989年のロマブリエタ地震および1994年のノースリッジ地震など、フラットスラブ構造およびフラットプレート構造を有する建物の地震被害事例が多く報告されている²⁾。

Photo1.2.1にフラットスラブ構造の駐車場のパンチング破壊事例写真を示す³⁾。写真は、2011年2月22日にニュージーランドのカンタベリー地方で発生したクライストチャーチ地震における地震被害である。地震によって、パンチング破壊により駐車場の床が崩落していることがわかる。



(a) 全体写真



(b) 柱部拡大写真

Photo1.2.1 駐車場（フラットスラブ構造）のパンチング破壊³⁾

Photo1.2.2にフラットプレート構造の2階建て商業ビルのパンチング破壊事例写真を示す⁴⁾。写真は、2017年9月19日にメキシコ・プエブラ州で発生したメキシコ中部地震における地震被害である。この事例も地震によって、パンチング破壊により商業ビルの屋根が崩落していることがわかる。



Photo1.2.2 商業ビル（フラットプレート構造）のパンチング破壊⁴⁾

これらの事例が示すように、フラットスラブ構造やフラットプレート構造におけるパンチング破壊は、建物に致命的な被害を与え、人々の命が損なわれる恐れが非常に高いことが明らかである。よって、フラットスラブ構造およびフラットプレート構造を採用する際には、必ずパンチング破壊を発生させてはいけない。

1.3 フラットスラブ構造・フラットプレート構造に関する既往の研究

フラットスラブ構造およびフラットプレート構造の既往の研究は数多く、我が国では狩野・吉崎らによる研究を中心に、弾性理論に基づく応力分布に対して曲げに関する検討方法やパンチング破壊耐力の算定方法および設計式などが論じられており、鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説⁵⁾（以下、RC規準と称する）にまとめられている。

ただし、既往の研究では鉛直支持部材である柱・壁または長柱はRC造であるものがほとんどである。また、柱に鉄骨造（以下、S造と称する）を用いたフラットスラブ構造に関する研究はほとんどなく、コンクリート充填鋼管（以下、CFTと称する）柱を用いたフラットプレート構造の研究などがあるものの数は少ない。一方、架構の内部応力状態の把握は、実験では一般的に困難であることが多いが、これを把握するひとつの方針として、有限要素法解析が考えられる。しかし、有限要素法解析を用いた研究において、柱ースラブ接合部の伝達モーメントを精査した研究は数少ない。

本節では、順に、柱ースラブ接合部のパンチング破壊に関する研究、柱がCFT造のフラットスラブ構造に関する研究、および有限要素法解析を用いたフラットスラブ構造の研究の3項目にわけて整理する。

1.3.1 柱ースラブ接合部のパンチング破壊に関する研究

1.3.1.1 狩野・吉崎らによる研究^{6~9)}

狩野・吉崎らは、フラットプレート構造の柱ースラブ接合部の実験（例えばFig.1.3.1）を中心に研究を行い、Fig.1.3.2に示す危険断面の破壊状況や、Fig.1.3.3に示す危険断面位置の応力状態について明らかにしつつ、アメリカにおける規準¹⁰⁾（以下、ACI規準と称する）による設計手法の問題点を指摘したうえで、現在のRC規準に示されているパンチング破壊に関する耐力式に関する提案を行った。

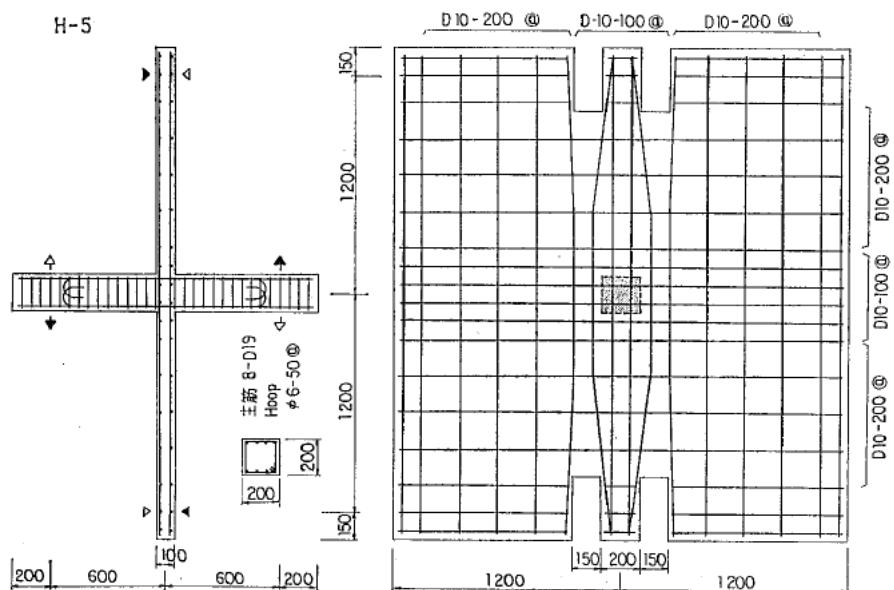


Fig. 1.3.1.1 フラットスラブ構造の柱ースラブ接合部試験（試験体）⁶⁾

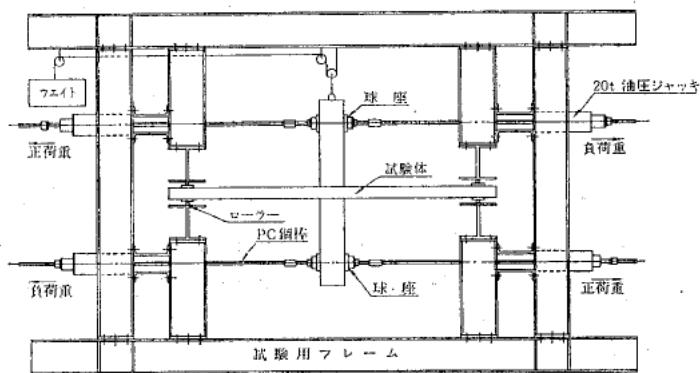


Fig. 1.3.1.2 フラットスラブ構造の柱ースラブ接合部試験（加力装置）⁶⁾

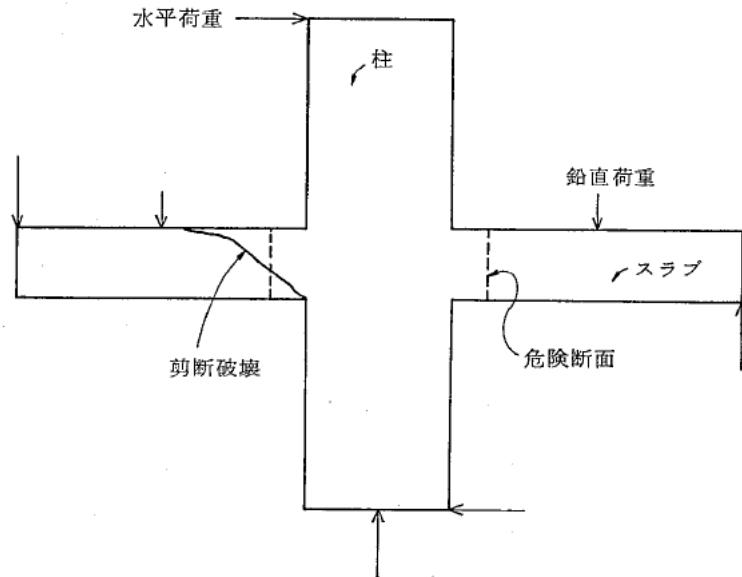


Fig. 1.3.2 危険断面の破壊状況⁷⁾

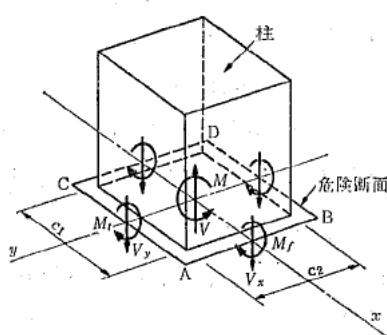


Fig. 1.3.3 危険断面の応力状態⁸⁾

狩野・吉崎らは、せん断破壊に対する考え方はACI規準の補強筋がない場合と同等と考えたが、ACI規準においては、鉛直荷重のみを加えた場合または水平荷重と鉛直荷重の組み合わせ荷重を加えた時には、鉛直荷重が大きい場合には耐力式の適合性が良く、小さい場合には耐力式による計算値は実験値を過小評価することを指摘した。そして、柱側面スラブのねじりによって伝達されるモーメントが過小評価となっていることをFig.1.3.4に示す実験より示した。

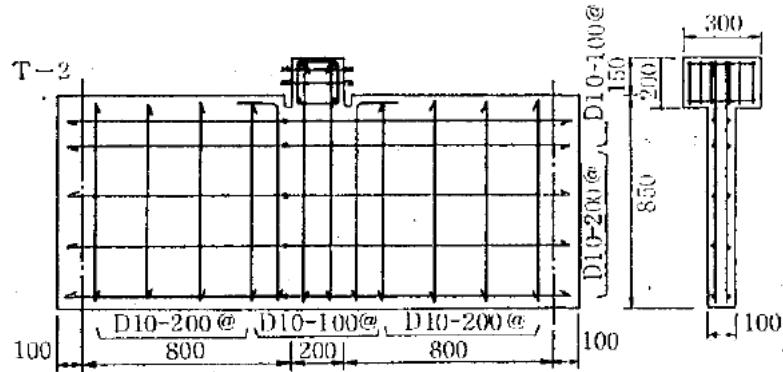


Fig. 1.3.4 フラットスラブ構造の柱ースラブ接合部ねじり試験（試験体）⁸⁾

そして、モーメントのみが伝達されるときの終局伝達モーメントに対しては、ACI規準のように曲げおよびせん断力によって負担するモーメントを比率によって分割するのではなく、パンチング破壊面を貫通するスラブの引張鉄筋による柱前後面の曲げ、パンチング破壊面における柱前後面のコンクリートのせん断、およびパンチング破壊面における柱側面のコンクリートのねじりによるそれぞれの耐力の和として耐力式を提案した。そして、スラブから柱に伝えられる全鉛直力 V_{test}/V_o と伝達モーメント M_{test}/M_o の間に次のような相関関係 (Fig.1.3.5) が成立することを確認している。

この相関関係は、柱の前・後面でスラブ筋が降伏した後に、柱の側面のスラブがねじれてパンチング破壊が生じる場合には、柱の前・後面でのせん断耐力を過大に評価することになるので注意が必要となる。なお、提案式では引張鉄筋比が0.5%以下で実験値を下回ることが多く、0.7%以上となると引張鉄筋比の影響が明白に表れていないことについても一連の研究の中で言及している。

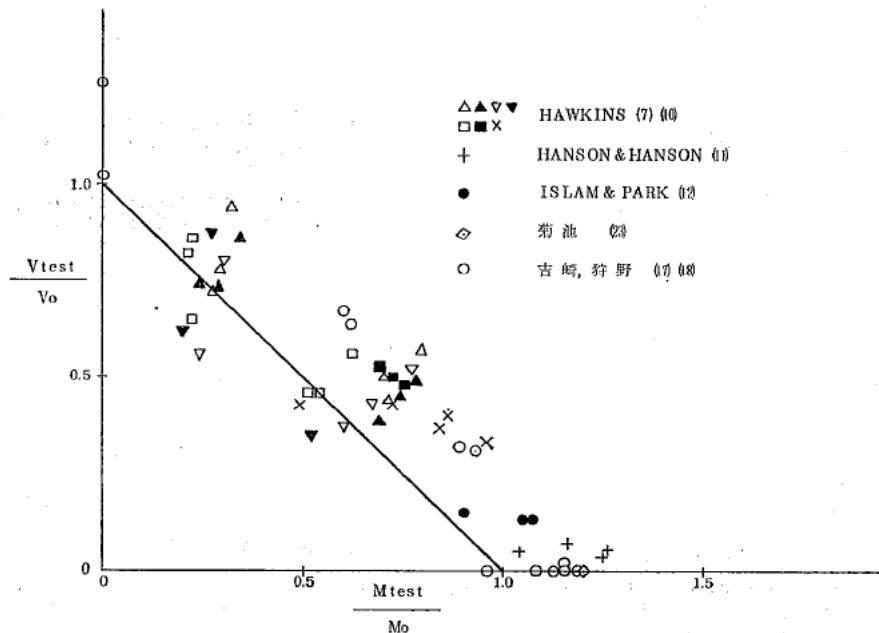
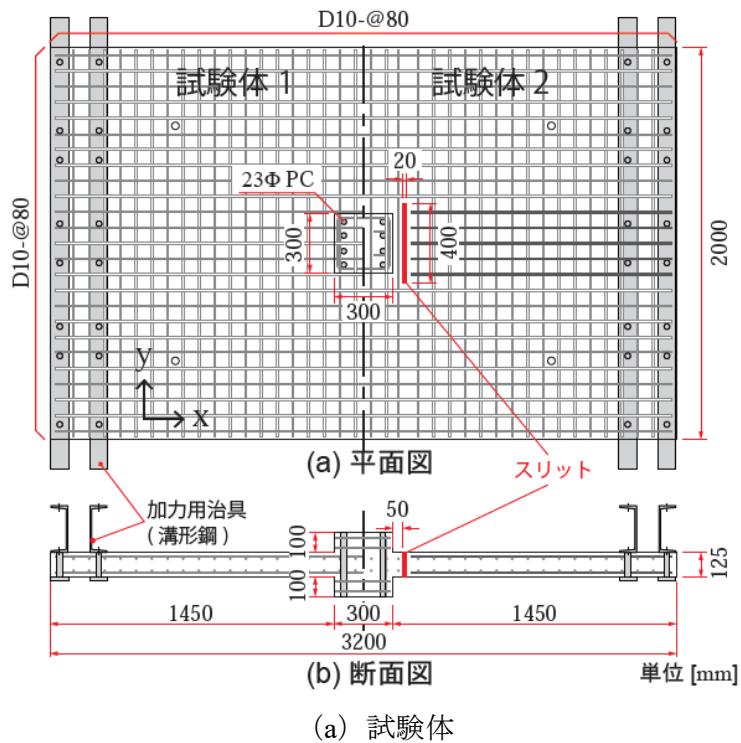


Fig. 1.3.5 $V_{test}/V_o - M_{test}/M_o$ の関係⁹⁾

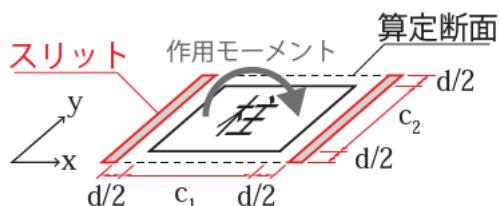
1.3.1.2 市之瀬らによる研究^{11~13)}

市之瀬らは、狩野・吉崎らの提案式でモーメントのみが伝達されるときの終局伝達モーメントは、曲げ、せん断力およびねじりにより伝達される累加強度式としていることに対して、せん断耐力と曲げ耐力の累加は通常成立しないことに着目し研究を行った。

そして、ねじりにより伝達される伝達モーメントの寄与分を定量的に把握するために、Fig.1.3.6に示すフラットプレート構造の柱側面のスリットの有無をパラメータとした実験を実施し、ねじれせん断応力度とせん断歪の関係を整理した。狩野・吉崎らが提案する危険断面外でねじりを負担する領域を検討した結果、Fig.1.3.7に示す算定断面と応力状態を提案し、パンチング破壊強度を再評価した。



(a) 試験体



(b) スリット位置

Fig. 1.3.6 柱前後面にスリットを設けた試験体¹²⁾

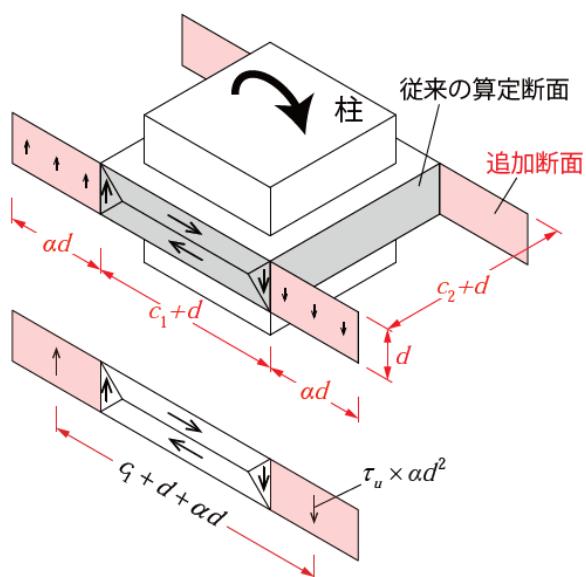


Fig. 1.3.7 算定断面と応力状態¹³⁾

1.3.1.3 岡田らによる研究¹⁴⁾

岡田らは、フラットプレート構造の鉛直荷重と水平変形性能に関する研究を行い、既往研究における実験結果をまとめて、鉛直力のみが伝達されるときの終局伝達鉛直力 V_o に対する鉛直荷重 V の比率 V/V_o と水平変形性能の関係をFig.1.3.8のように示した。その結果、 V/V_o を0.35以下に制限することにより、1.5%以上の変形性能を確保できるとしている。また、鉄筋量と水平変形性能との関係についてまとめた図から、柱周辺のスラブの適切な鉄筋量は水平変形性能の確保に有効であると述べている。

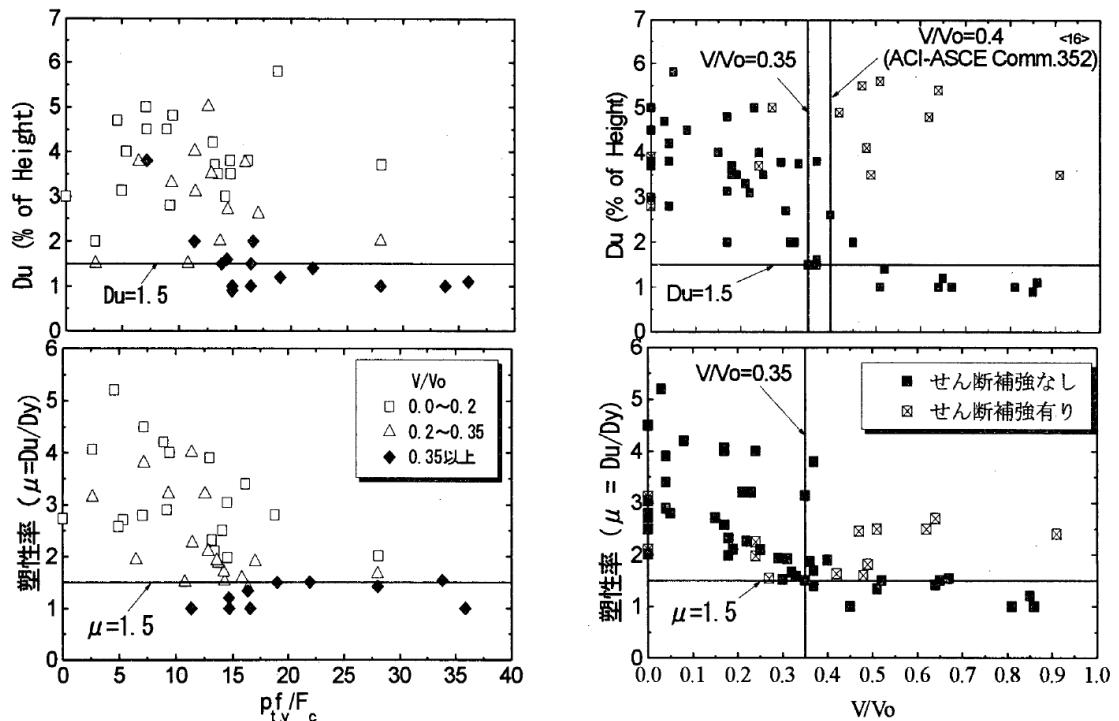


Fig. 1.3.8 算定断面と応力状態¹⁴⁾

1.3.2 柱がCFT造のフラットスラブ構造に関する研究

1.3.2.1 島崎らによる研究^{15~16)}

島崎らは、Fig.1.3.9に示すコア連層耐震壁間に境界梁ダンパーを有する、外周CFT柱—フラットプレート架構を想定し、接合部の鉛直耐力および水平力—変形関係に関する研究を行った。

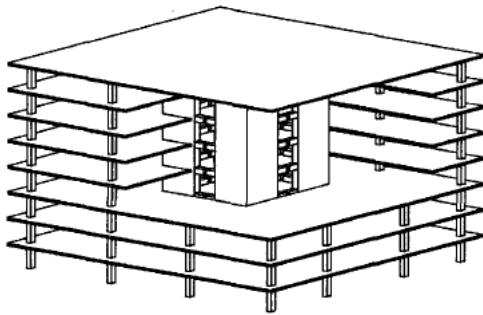


Fig. 1.3.9 想定する架構システム¹⁵⁾

CFT柱—フラットプレート架構接合部は、Fig.1.3.10に示すように、通常のCFT柱の通しダイアフラム形式にピン接の小梁を設けている。

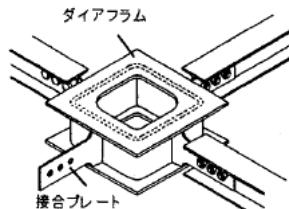


Fig. 1.3.10 接合ディテール¹⁵⁾

島崎らは、Fig.1.3.11および1.3.12に示す実験結果やマクロモデルによる応力伝達モデルを用いて、接合部の鉛直耐力はRC規準とACI規準を考慮したパンチング耐力算定式と曲げ降伏耐力の小さいほうとして算定することで安全側に評価できることおよび接合部は水平力に対して充分なパンチング破壊耐力を有していることを確認した。

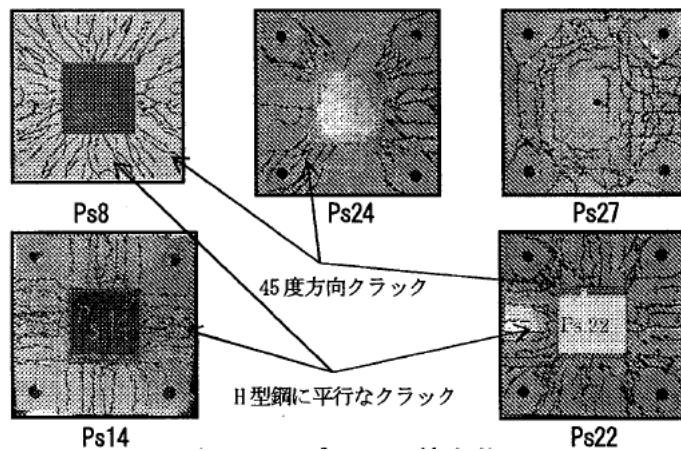


Fig. 1.3.11 鉛直試験スラブ上面ひび割れ状況¹⁶⁾

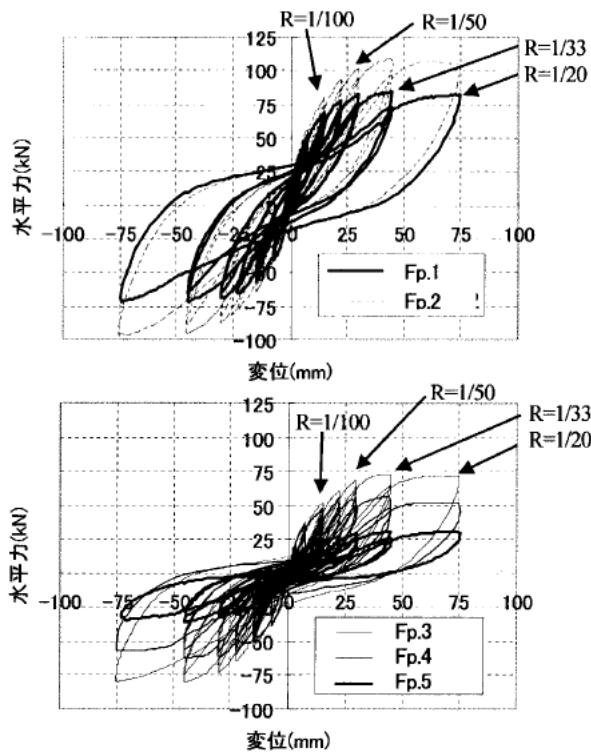


Fig. 1.3.12 水平力-変形関係¹⁵⁾

1.3.2.2 傳野らによる研究^{17~18)}

傳野らは、CFT柱に取り付けた鋼製キャピタルをスラブに飲み込ませることでパンチング破壊の防止とスラブ剛性の確保を目指して、CFT柱とフラットプレートの部分架構実験（Fig.1.3.13）を行った。実験の破壊性状から、鋼製キャピタルは柱周辺スラブの破

壞を防止していることを確認し、Fig.1.3.14に示すように1/100radまでは大きな損傷が見られないことを確認している。

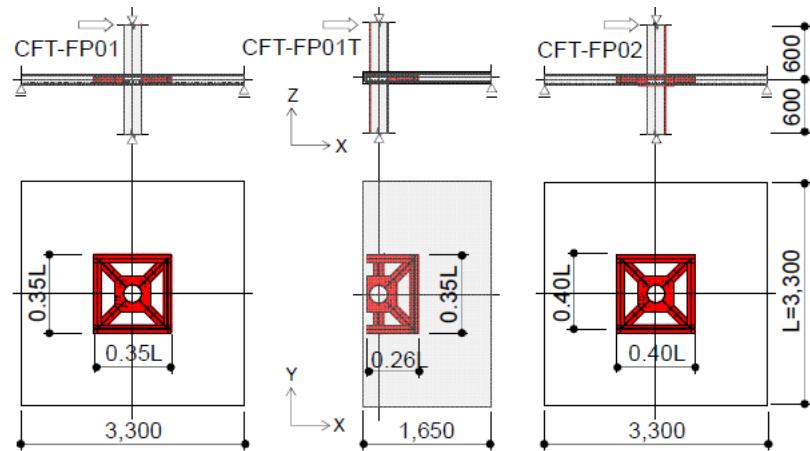


Fig. 1.3.13 試験体形状と反曲点、キャピタルプレートの寸法¹⁷⁾

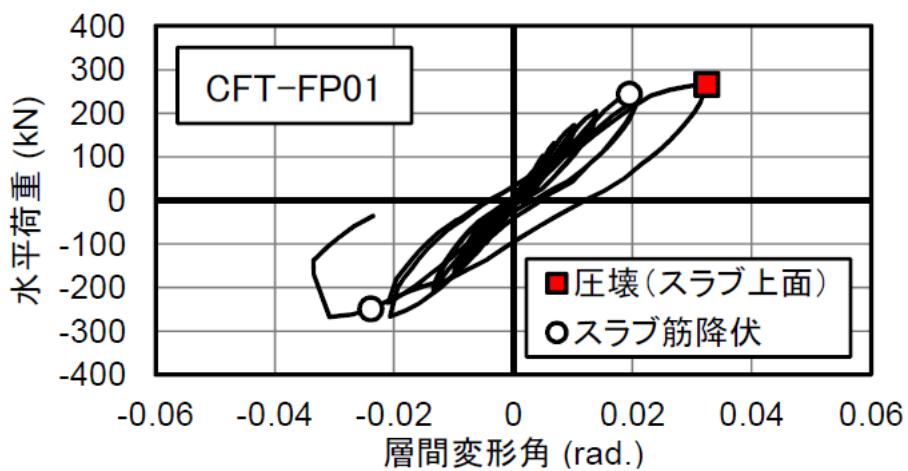


Fig. 1.3.14 荷重変形角関係¹⁷⁾

1.3.3 有限要素法解析を用いたフラットスラブ構造の研究

1.3.3.1 丹羽らによる研究^{19~22)}

丹羽らは、外周の扁平梁型を有する外柱と PCa 板を用いた中空合成スラブの接合部周辺を対象に、実設計に基づくスラブ曲げ降伏型の試験体とパンチング破壊型試験体について静的加力試験を行い、梁のあら筋比の影響を検討するために、3 次元モデルによる FEM 解析を行った。解析には汎用プログラム MARC を用いている。解析モデルは、対称性を考慮し全体の 1/2 モデルとし、コンクリートは 8 節点立方体要素、鉄筋は 2 節点線要素に置換している。また、鉄筋とコンクリート間の付着は完全付着としている。Fig.1.3.15 に要素分割図を、Fig.1.3.16 に荷重一変形関係を、Fig.1.3.17 にスラブ主筋歪分布図を示す。

その結果、実設計に基づくスラブ曲げ降伏型の試験体とパンチング破壊型試験体について、実験と同様の荷重変形関係を再現した。また梁のあら筋比が側面ねじれ破壊の防止に有効であることを示した。

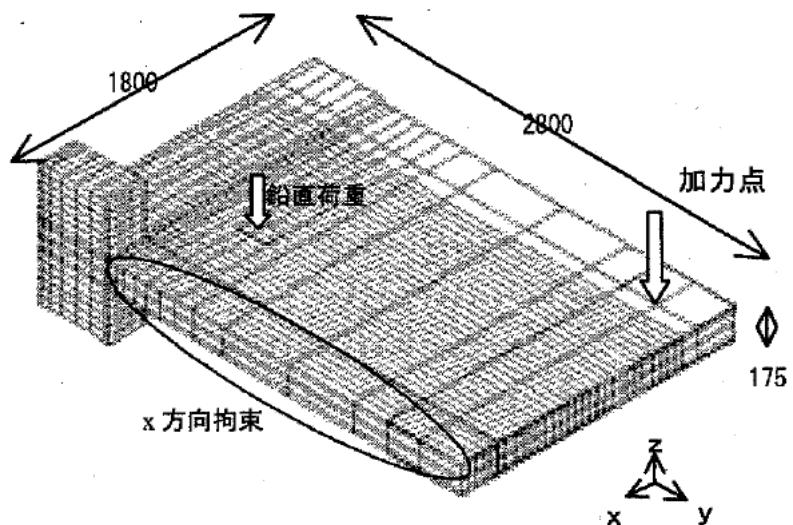


Fig. 1.3.15 要素分割図²²⁾

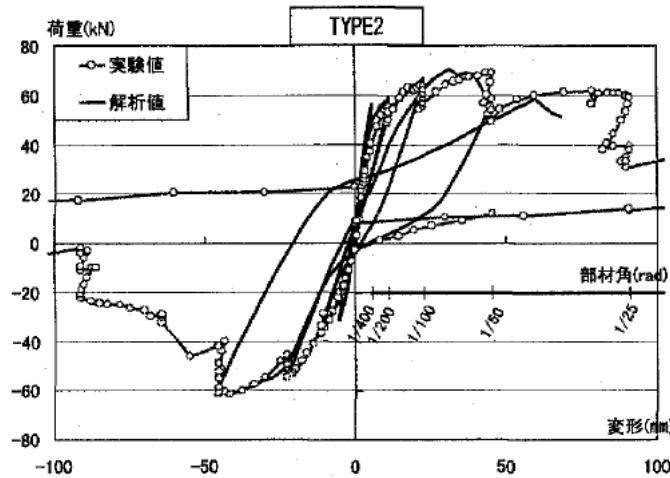


Fig. 1.3.16 荷重-変形関係²²⁾

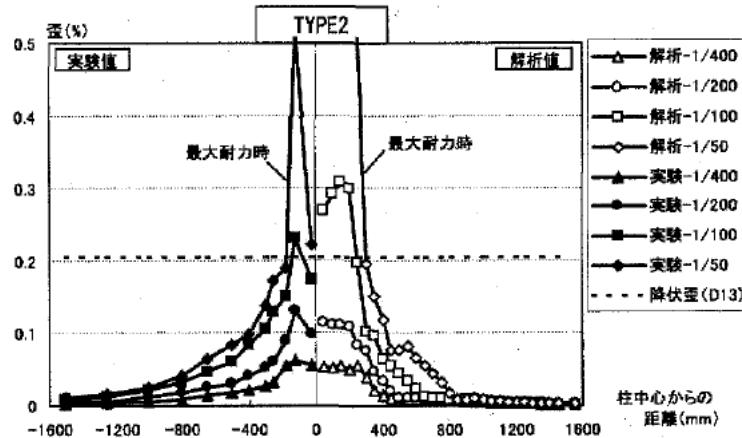


Fig. 1.3.17 スラブ主筋歪分布図²²⁾

1.3.3.2 鈴木らによる研究²³⁾

鈴木らは、フラットプレート構造の柱-スラブ接合部におけるパンチング破壊に対する補強方法として、せん断補強と直交主筋の補強効果を検証するために、有限要素法解析を用いて検証を行った。解析は、「無補強」(Normal), 「せん断補強」(Shear), および「直交主筋+せん断補強」(Cross+Shear) の計 3 モデルとした。解析ソフトは汎用の 3 次元非線形有限要素法解析プログラム ATENA Ver.3 を用いている。解析モデルは、実建物の 1/3 モデルとし、コンクリートは 8 節点のソリッド要素を用い、それぞれの要素に離散鉄筋として 2 節点の線材要素を用いて定義している。Fig.1.3.18 に平面図を、Fig.1.3.19 に荷重-変形関係を、Fig.1.3.20 にひび割れ状況とひずみ度分布を示す。

その結果、ひび割れ状況からいずれのモデル（「Normal」, 「Shear」, 「Cross+Shear」）に關してもパンチング破壊とし、荷重-変形関係において、せん断補強筋の効果により耐力および変形能力の向上などを確認した。

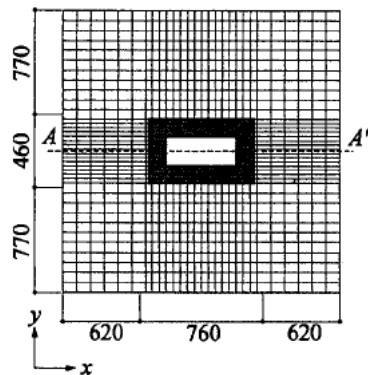


Fig. 1.3.18 平面図²³⁾

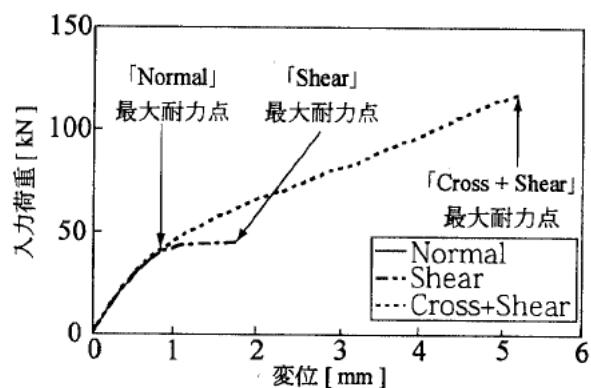


Fig. 1.3.19 荷重-変形関係²³⁾

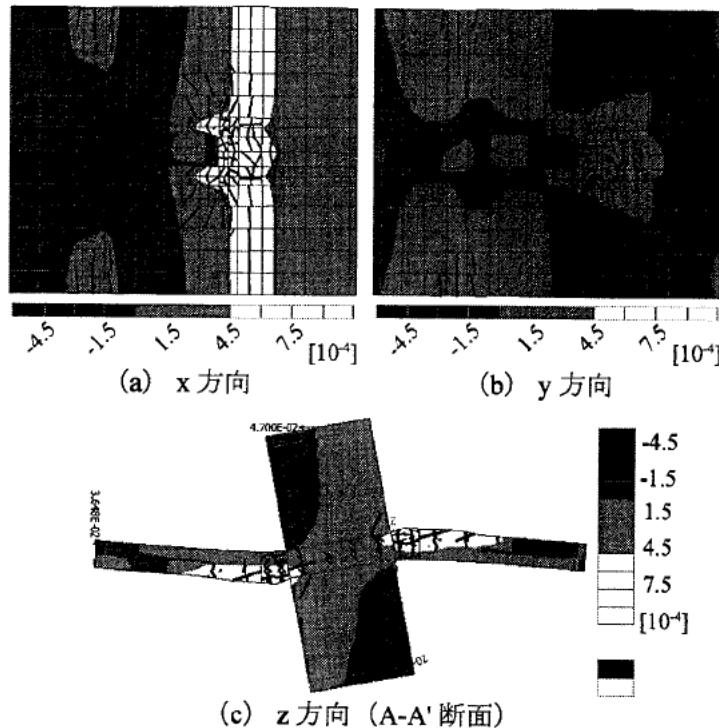


Fig. 1.3.20 スラブ主筋歪分布図²³⁾

1.3.3.3 高橋らによる研究²⁴⁾

高橋らは、フラットプレート構造の実験結果を用いて、3次元FEM解析を行い、解析結果の視覚化により、内部応力状態や力学的挙動などの検討を行った。解析対象は、約1/2縮尺の柱とスラブで構成される十字型部分架構の試験体3体である。解析ソフトは、余、柏崎、野口ら^{25,26)}が開発した3次元非線形FEMプログラムを用いている。解析モデルは、コンクリートは8節点ソリッド要素を用い、鉄筋は2節点線材要素で表現されている。鉄筋とコンクリートの間の付着は完全付着とした。Fig.1.3.21に要素分割・境界条件を、Fig.1.3.22にせん断力Q—層間変形角R関係を、Fig.1.3.23にコンクリートの圧縮主ひずみ分布を示す。

その結果、解析の初期剛性は実験よりやや高い値であったが、最大耐力や破壊モードは実験と良好な対応を示すことを確認した。1体の試験体では、最大耐力に達したと同時に柱周囲のコンクリートが圧壊したこと、スラブ幅方向のすべてのスラブ筋が降伏したことから、スラブの曲げ降伏後のパンチング破壊と判断し、残りの2体で実験同様の曲げ降伏型の破壊モードを確認した。また、パンチング破壊と判断した柱—スラブ接合部のコンクリートの圧縮主ひずみ分布から、接合部位置のコンクリートの圧縮ひずみが

圧縮強度を超えており圧壊したと判断し、フラットプレート構造の応力伝達状況やひずみ分布を視覚的に把握した。

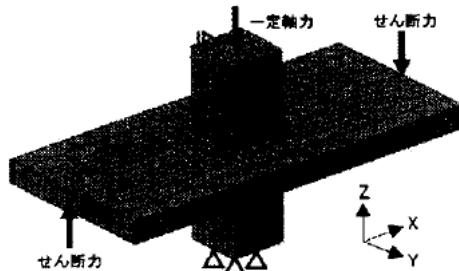


Fig. 1.3.21 要素分割・境界条件²⁴⁾

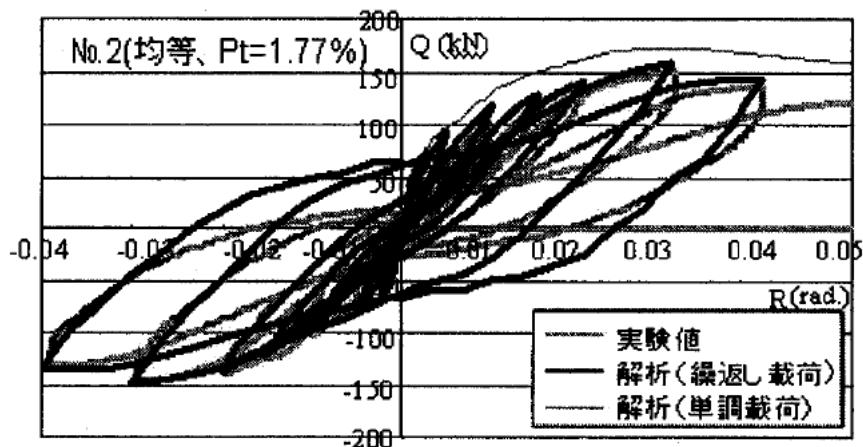


Fig. 1.3.22 せん断力 Q-層間変形角 R 関係²⁴⁾

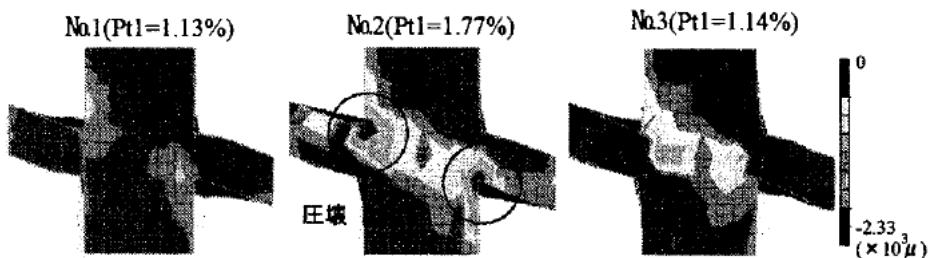


Fig. 1.3.23 コンクリートの圧縮主ひずみ分布²⁴⁾

1.3.3.4 田口らによる研究²⁷⁾

田口らは、厚肉床壁構造を性能規定型設計法に適用するにあたり、耐力壁とスラブの荷重-変形解析の解析モデル、耐力壁-スラブ接合部のパンチング破壊に対する設計法などの検討のために、耐力壁（柱）-スラブ接合部を対象に有限要素法解析を実施し、

解析モデルの妥当性を検討した。具体的には、スラブの有効幅の検討を行っている。解析は、4体のフラットプレート一柱（壁柱）接合部の実験^{28,29)}を対象とした。解析ソフトは汎用のコンクリート構造物非線形FEMプログラムFINALを用いている。解析モデルは、対称性を考慮して1/2モデルとし、コンクリートは六面体要素とし、鉄筋はコンクリートに一様に分布していると仮想し埋め込み鉄筋モデルを使用した。Fig.1.3.24に要素分割図を、Fig.1.3.19に水平荷重-変形角関係を、Fig.1.3.20にひび割れ状況を示す。

その結果、解析結果と実験結果のひび割れ状況は概ね一致しており、ひび割れの状況を模擬ができることを確認した。また、スラブの曲げ圧壊によって生じる耐力低下を捉えることができなかったことを除けば、 $R=0.04\text{rad}$ まではFEM解析結果と変形角の関係は概ね対応する結果を得た。なお、破壊状況の違いにより解析精度が異なることについて述べた。

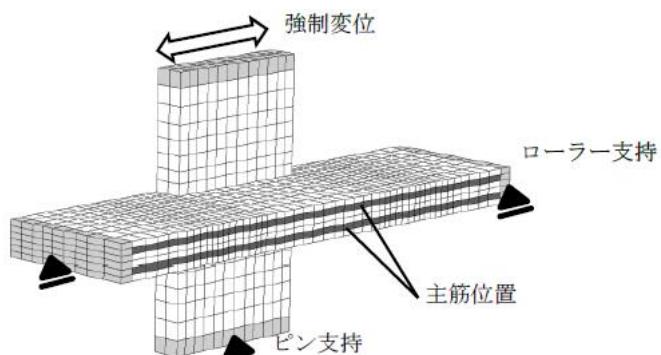


Fig. 1.3.24 要素分割図²⁷⁾

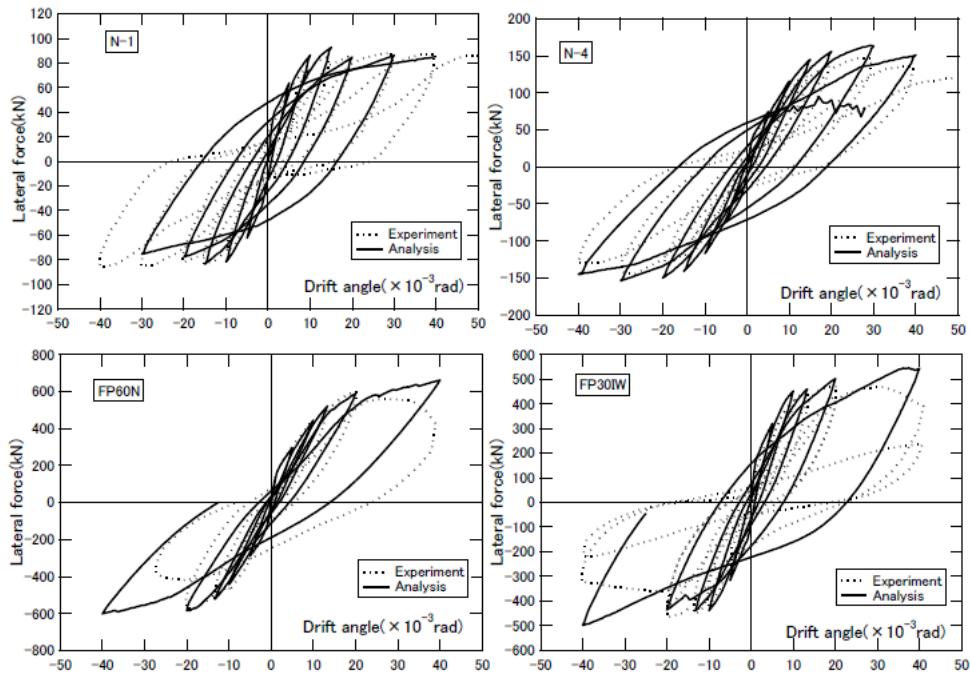
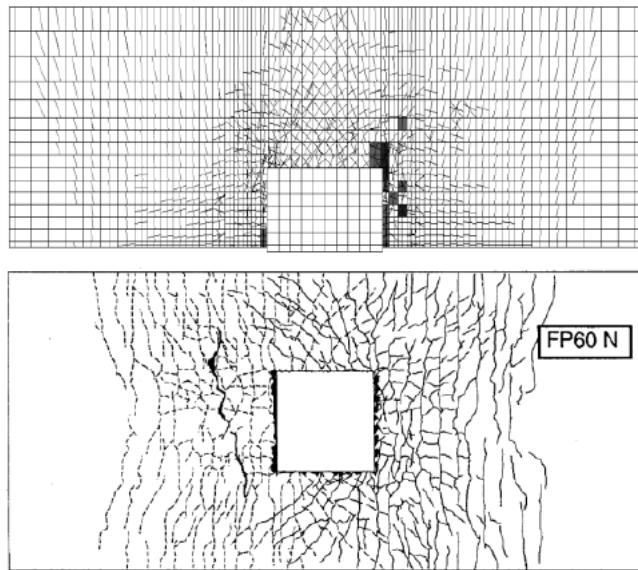


Fig. 1.3.25 水平荷重 - 変形角関係²⁷⁾



(FP60N 上 : 解析, 下 : 実験)

Fig. 1.3.26 ひび割れ状況²⁷⁾

1.4 RC 規準におけるパンチング破壊耐力

RC規準は、「鐵筋コンクリート構造計算規準」として1933年に制定され、およそ90年の歴史を持つ。この初版には、「無梁版構造」としてすでに取り上げられており、フラットスラブ構造のRC規準における歴史もまた古い。RC規準は現在に至るまで、改定を重ねつづけているが、1958年の改定では初めてフラットスラブという名があり、Fig.1.4.1に示したフラットスラブ構造の柱頭部の記載が行われ、今までこの規定は続いている。

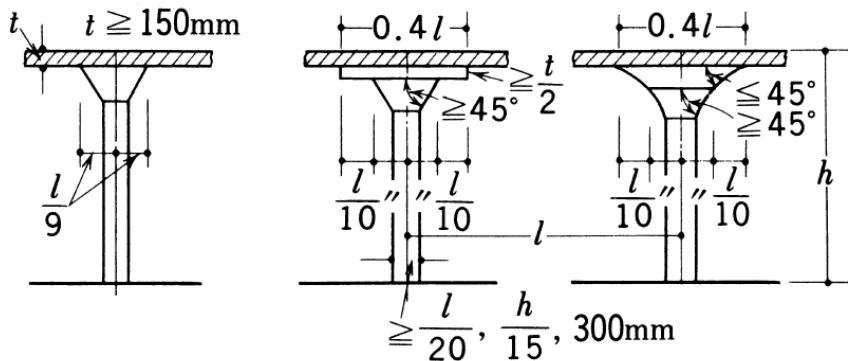


Fig. 1.4.1 フラットスラブ構造の柱頭部⁵⁾

狩野・吉崎らによる研究成果がRC規準のフラットスラブ構造に登場するのは、1982年の改定時で、新耐震設計法の始まりとほぼ同時期であり、その設計法の内容については、現在もほとんど変わっていない。なお、2010年の改定では、柱頭・支板のないフラットプレート構造に対する記述が加筆され、フラットスラブ構造とフラットプレート構造の違いが明記された。以下に、RC規準におけるパンチング破壊耐力式を示す。

フラットスラブに鉛直荷重と逆対称曲げモーメントを加えて、柱頭まわりでパンチング破壊させた際、スラブから柱に伝えられる全鉛直力Vと伝達モーメントMの間に式(1.4.1)に示す相関関係が成立することが確認されている。

$$\frac{V_u}{V_o} + \frac{M_u}{M_o} = 1 \quad (1.4.1)$$

ここで、 V_u は終局時に伝達すべき鉛直力、 M_u は終局時に伝達すべき曲げモーメント、

V_o は鉛直力のみが伝達されるときの終局伝達鉛直力, M_o はモーメントのみが伝達されるときの終局伝達モーメントを示す.

鉛直力のみが伝達されるときの終局伝達鉛直力 V_o は, 式(1.4.2)による.

$$V_o = \tau_u \cdot A_c \quad (1.4.2)$$

ここで, τ_u はコンクリートの直接せん断強度 (N/mm^2) で式(1.4.3)による.

$$\tau_u = 0.335 \sqrt{\sigma_b} \quad (1.4.3)$$

ここで, σ_b はコンクリートの圧縮強度 (N/mm^2) を示す.

A_c はパンチング算定断面における鉛直断面積の和で式(1.4.4)による.

$$A_c = 2d(c_1 + c_2 + 2d) \quad (1.4.4)$$

ここで, d はスラブの有効せい, c_1 は水平力検討方向と直交方向の柱の幅, c_2 は水平力検討方向の柱の幅を示す. c_1 および c_2 などは Fig.1.4.2 に示すパンチングの算定断面(破壊)による.

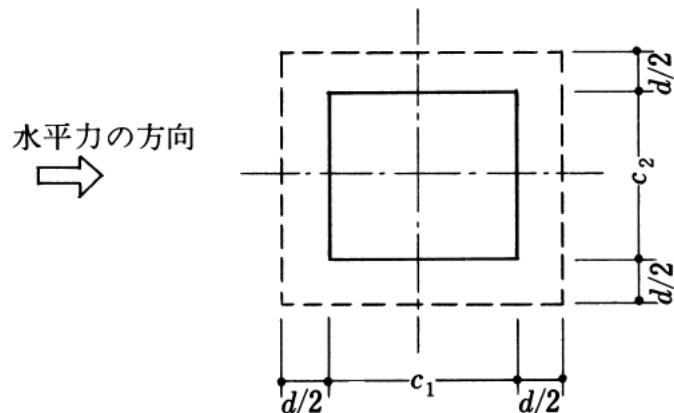


Fig. 1.4.2 パンチングの算定断面 (破壊) ⁵⁾

モーメントのみが伝達されるときの終局伝達モーメント M_o は, 式(1.4.5)による.

$$M_o = M_f + M_s + M_t \quad (1.4.5)$$

ここで、 M_f は算定断面のスラブの曲げ抵抗によって伝達される曲げモーメントで式(1.4.6)による。

$$M_f = 0.9 \cdot a_{0t} \cdot \sigma_y \cdot d \cdot \frac{c_2 + d}{x_t} + 0.9 \cdot a_{0b} \cdot \sigma_y \cdot d \cdot \frac{c_2 + d}{x_b} \quad (1.4.6)$$

ここで、 a_{0t} はスラブ上端筋 1 本の断面積、 a_{0b} はスラブ下端筋 1 本の断面積、 x_t はスラブ上端筋の間隔、 x_b はスラブ下端筋の間隔、 σ_y はスラブ筋の降伏点を示す。

M_s は算定断面の前・後面のせん断力によって伝達される曲げモーメントで式(1.4.7)による。また、せん断力によるモーメントの解説図を Fig.1.4.3 に示す。

$$M_s = \tau_u \cdot (c_2 + d) \cdot d \cdot (c_1 + d) \quad (1.4.7)$$

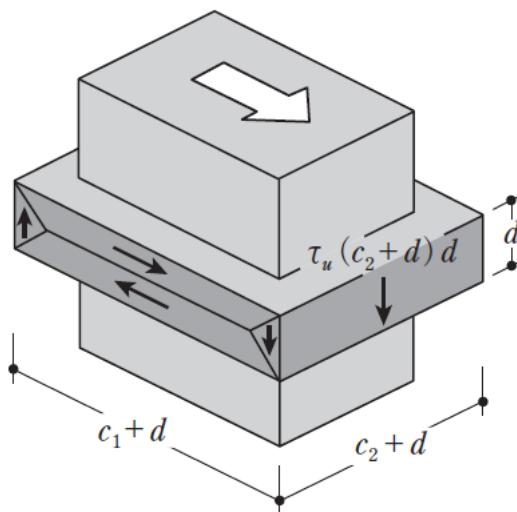


Fig. 1.4.3 せん断力によるモーメント⁵⁾

M_t は算定断面の両側面のねじりによって伝達される曲げモーメントで式(1.4.8)による。また、ねじりによるモーメントの解説図を Fig.1.4.4 に示す。

$$M_t = \tau_{tu} \cdot \frac{d^2}{2} \cdot \left\{ (c_1 + d) - \frac{d}{3} \right\} \cdot 2 \quad (1.4.8)$$

ここで、 τ_{tu} はコンクリートのねじりせん断強度で式(1.4.9)による。

$$\tau_{tu} = 6 \cdot \tau_u \quad (1.4.9)$$

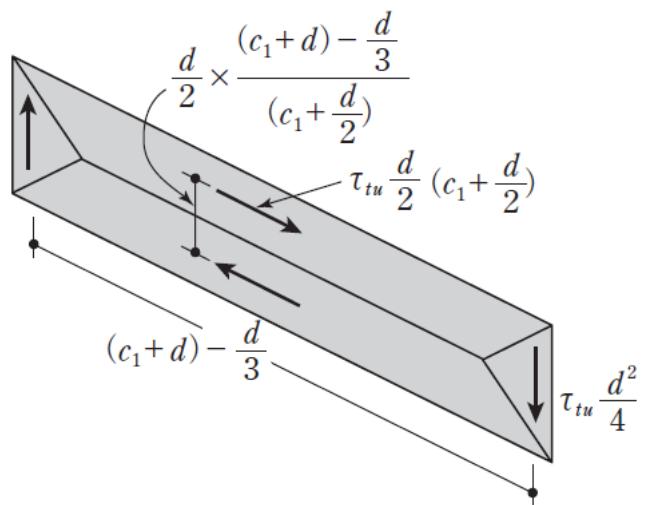


Fig. 1.4.4 ねじりによるモーメント⁵⁾

1.5 ACI 規準におけるパンチング破壊耐力

現行の ACI 規準¹⁰⁾ (ACI318-19) では、鉛直力のみが伝達されるときの終局伝達鉛直力 V_o は、1.3.1.1 節で述べたように、補強筋がない場合は、RC 規準と同様としている。一方、鉛直荷重下における水平載荷時のパンチング破壊強度は、曲げおよびせん断力によって負担するモーメントを比率によって分割して考えている点に違いがある。パンチングの算定断面は、RC 規準と同様である。

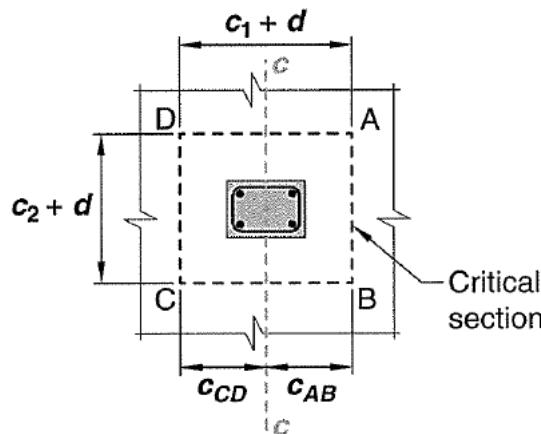


Fig. 1.5.1 Critical section of interior column¹⁰⁾

以下に、内部の柱で補強筋がない場合の ACI 規準における鉛直荷重と水平荷重を受けるパンチング破壊耐力式を示す。なお、式の表現方法および記号は本論文用に一部変更して示している。

$$v_{u,AB} = v_{uv} + \frac{\gamma_v M_{sc} C_{AB}}{J_c} \quad (1.5.1)$$

$$\gamma_v = 1 - \gamma_f \quad (1.5.2)$$

$$\gamma_f = \frac{1.25}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{c_1 + d}{c_2 + d}}} \quad (1.5.3)$$

$$J_c = \frac{d(c_1 + d)^3}{6} + \frac{(c_1 + d)d^3}{6} + \frac{d(c_2 + d)(c_1 + d)^2}{6} \quad (1.5.4)$$

ここで、 $v_{u,AB}$ はパンチング破壊が発生する際のAB断面のせん断強度 (N/mm^2)、 v_{uv} は鉛直荷重によるAB断面のせん断応力度 (N/mm^2)、 γ_v はパンチング破壊が発生する際の柱スラブ接合部の曲げモーメントのうちスラブの曲げにより伝達されるもの以外の割合、 M_{sc} は鉛直荷重と水平荷重を受けた場合のパンチング破壊が発生する際の柱スラブ接合部の曲げモーメント ($\text{N} \cdot \text{mm}$)、 C_{AB} は柱芯からAB断面までの距離 (N/mm^2)、 γ_f はパンチング破壊が発生する際の柱スラブ接合部の曲げモーメントのうちスラブの曲げにより伝達される割合、 c_1 は加力方向の柱幅 (mm)、 c_2 は加力直交方向の柱幅 (mm)、 d はスラブの直交する有効せいの平均値 (mm) を示す。なお、AB断面はFig.1.5.2に示す。

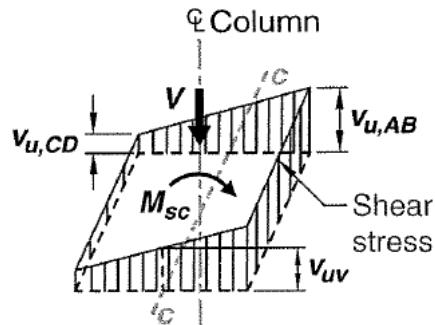


Fig. 1.5.2 Assumed distribution of shear stress¹⁰⁾

1.6 ヨーロッパ規準における鉛直荷重のみを受けるパンチング破壊耐力

RC規準の鉛直力のみが伝達されるときの終局伝達鉛直力 V_o は、式(1.4.2)および式(1.4.3)に示すように、コンクリートの圧縮強度 σ_b の関数のみで表現されている。

一方、EUROPEAN STANDARD³⁰⁾（以下、ヨーロッパ規準と称する）における鉛直荷重のみを受けるパンチング破壊耐力式は、コンクリートの圧縮強度のみならず、鉄筋比およびスラブの厚さの影響を考慮した式となっている点に違いがある。また、RC規準では、パンチングの算定断面は柱面からスラブの有効せいの1/2の距離離れた位置となっているが、ヨーロッパ規準では、Fig.1.6.1に示す柱面からヨーロッパ規準のスラブの有効せいの2倍離れた位置となっている点にも違いがある。

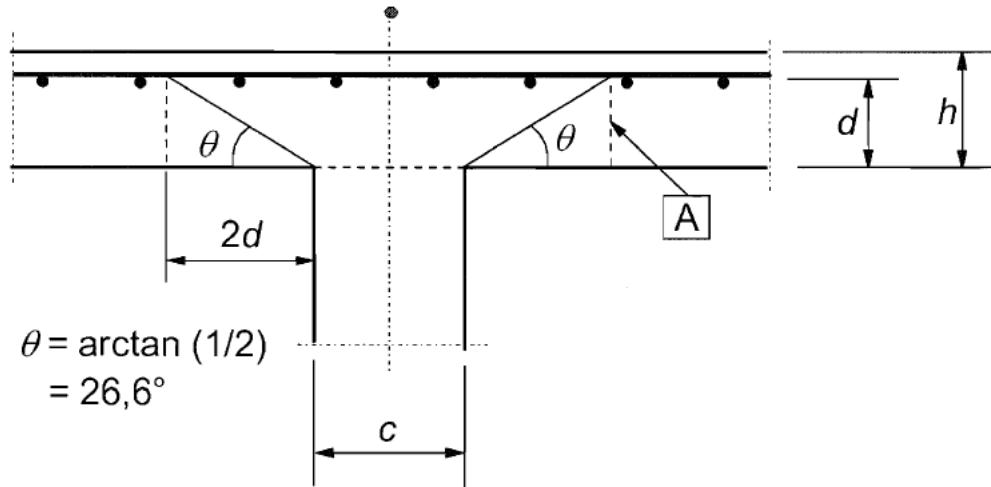


Fig. 1.6.1 Basic control section³⁰⁾

ここでは以下に、柱が円形で補強筋がない場合のヨーロッパ規準におけるパンチング破壊耐力式を示す。なお、式の表現方法および記号は本論文用に一部変更して示している。

$$V_o = V_{Rd,c} \cdot A_c \quad (1.6.1)$$

$$V_{Rd,c} = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (p_s \cdot \sigma_b)^{1/3} \quad (1.6.2)$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d}\right)^{1/2} \quad (1.6.3)$$

$$A_c = u_1 \cdot d \quad (1.6.4)$$

$$u_1 = (C + 4d) \cdot \pi \quad (1.6.5)$$

ここで、 $V_{Rd,c}$ はヨーロッパ規準のパンチングのせん断強度 (N/mm^2)、 A_c はヨーロッパ規準のパンチングの算定断面積 (mm^2)、 γ_c はコンクリートの安全係数 (Table 1.5.1 による)、 p_s は引張側のスラブ鉄筋比 (%)、 σ_b はコンクリートの圧縮強度 (N/mm^2)、 u_1 はヨーロッパ規準のパンチングの算定断面の周長 (mm)、 d はヨーロッパ規準のスラブの有効せい (mm)、 C は柱の直径 (mm) を示す。

Table 1.6.1 Partial factors for materials for ultimate limit states³⁰⁾

Design situations	γ_c for concrete	γ_s for reinforcing steel	γ_s for prestressing steel
Persistent & Transient	1,5	1,15	1,15
Accidental	1,2	1,0	1,0

なお、柱形状の違いによるパンチングの算定断面は Fig. 1.6.2 による。長方形柱の場合の d は長辺・短辺方向の平均値による。

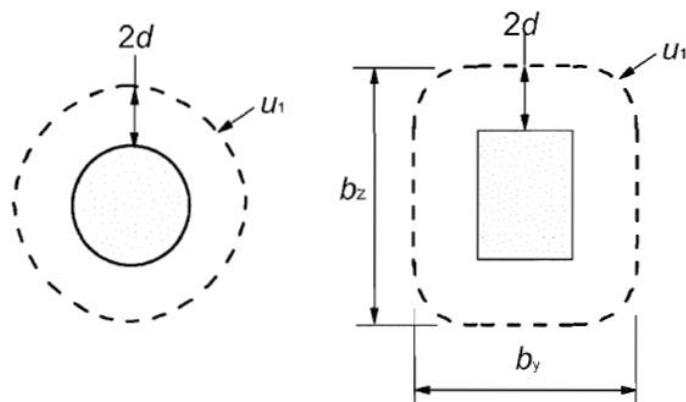


Fig. 1.6.2 Typical basic control perimeters around loaded areas³⁰⁾

1.7 まとめ

本章では、本研究の背景と目的を示すと共に、本研究で対象とする新構造の説明を行った。また、本研究に関連する既往の研究をまとめ、我が国の鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説（以下、RC 規準と称する）および諸外国のパンチング破壊耐力の評価方法について整理した。既往の研究では、柱ースラブ接合部のパンチング破壊に関する研究、柱が CFT 造のフラットスラブ構造に関する研究、および有限要素法解析を用いたフラットスラブ構造の研究の 3 項目にわけて整理した。

フラットスラブ構造やフラットプレート構造におけるパンチング破壊は、建物に致命的な被害を与え、人々の命が損なわれる恐れが非常に高いことが明らかで、この構造を採用する際には、必ずパンチング破壊を発生させてはいけない。また、フラットスラブ構造は、地震時などの水平荷重を受ける際には、自重や積載荷重などの鉛直荷重の影響を受けることは自明であり、鉛直荷重下の水平荷重を受けるパンチング破壊耐力が重要となる。しかし、実験などからは内部応力状態の把握は困難であり、この把握のために有限要素法解析は有効な手法と考えられる。パンチング破壊を有限要素法により精度よく評価する解析方法を明らかにすること、および解析結果に基づいてパンチング破壊のメカニズムを解明することが重要である。

第2章 鉄骨柱とスラブ内蔵型鋼製キャピタルを有する フラットスラブ構造の新提案

2.1 はじめに

本章では、施工方法の簡便さという従来のフラットスラブ構造の利点は残したまま、デザインの自由度向上と建築床面積を最大限に利用出来る空間を創造するために、鉄骨柱とスラブ内蔵型鋼製キャピタルを有するフラットスラブ構造を新しく提案する。

また、新提案したフラットスラブ構造の魅力や実際に設計および施工された建物について紹介し、さらに、その構造計画における留意点と課題などをまとめる。

2.2 フラットスラブ構造・フラットプレート構造の魅力

フラットスラブ構造は、RC造のスラブが梁の仲介なく直接RC造柱に一体化された構造であり、柱頭または柱頭と支板のある構造形式である。この構造は、20世紀の初頭にターナー、マイヤールによって研究がはじめられた。初期のフラットスラブ構造の例³¹⁾を、Fig.2.2.1およびFig.2.2.2に示す。

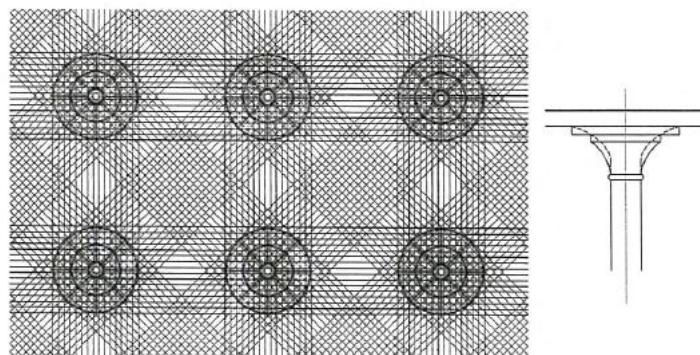


Fig. 2. 2. 1 ターナーによるフラットスラブの配筋とキャピタル³¹⁾

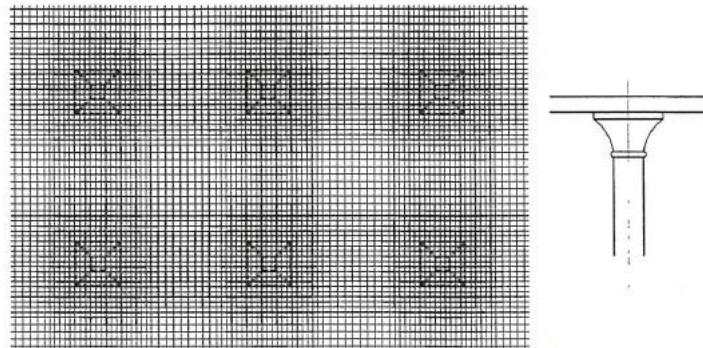


Fig. 2. 2. 2 マイヤールによるフラットスラブの配筋とキャピタル³¹⁾

フラットスラブ構造およびフラットプレート構造は、建物の階高の有効利用、内部空間におけるデザインの自由性、また型枠および鉄筋工事の簡略化等の利点を有しており、ヨーロッパやアメリカの地震の少ない地域を中心に広く用いられ、地震の多い我が国においてもPhoto2.2.1およびPhoto2.2.2に示すように建物外周の大部分に耐震壁を配置することが可能な低層の倉庫や駐車場等を中心に用いられてきた。



Photo2. 2. 1 倉庫のフラットスラブ構造の例



Photo2. 2. 2 駐車場のフラットスラブ構造の例

フラットスラブ構造は柱とスラブからなる構造であり、倉庫等の積載荷重の大きな建物に用いる場合には柱頭まわりのパンチング破壊耐力を確保するために柱頭に支板を設けるのが一般的である。近年、フラットスラブ構造の利点は、平易な施工性を含め、改めてその重要性や利便性が見直されつつある。特にフラットスラブ構造の明快さは、

建築主や意匠設計者にも注目され、倉庫や駐車場の建種以外への適用も増加しており、十分な耐震要素を確保した上でフラットスラブを耐震要素と切り離して軽快に柱で支える構造計画においては、柱の大きさについても着目する機会が多くなっている。

2.3 フラットスラブ構造の新提案

建築主や意匠設計者からの「柱ができる限りスレンダーにしたい」あるいは「空間を最大限に有効利用したい」といったニーズに応えるため、フラットスラブ構造の柱種別や支板をS造化する方法が有用である。そこで、本研究では、鉄骨柱とスラブ内蔵型鋼製キャピタルを有するフラットスラブ構造を新しく提案する。

本研究で取り扱う新工法はFig.2.3.1(b)に示すとおり、Fig.2.3.1(a)に示す従来のRC造のフラットスラブ構造から①鉛直支持部材である柱はRC造をS造に変更する②RC造の支板をスラブに内蔵した鋼製の支板 (Photo2.3.1 : 鋼製キャピタル) に置き換えた混構造のフラットスラブ構造である。S造柱に関しては、棒鋼またはシームレス鋼管を用いて限界までスレンダーにすることを意図している。また、スラブの鉛直支持方法は本工法ではS造柱に取り付けたスラブ内蔵型鋼製キャピタルを用いることによりスラブ下面をすっきりさせ、フラットプレート構造の形状と同様にRC造支板の段差をなくすことを実現する。鋼製キャピタルは、主にスラブの長期荷重を支えるためのもので、鋼製キャピタルプレートとそれを補強する鋼製リブプレートで構成されている。

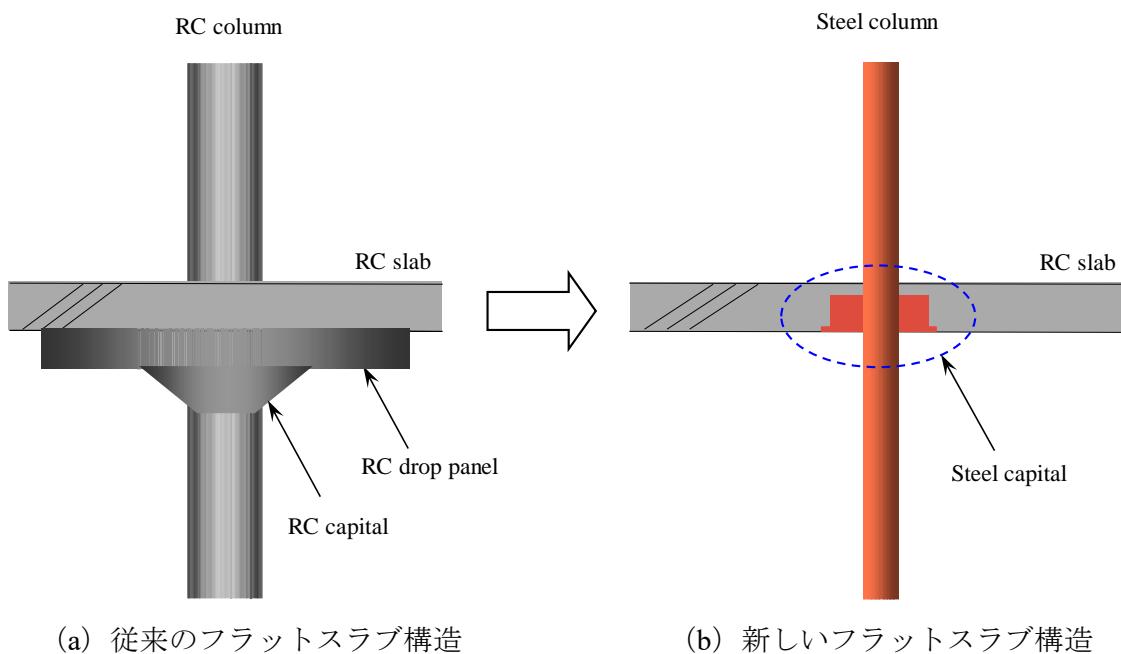


Fig. 2.3.1 鉄骨柱とスラブ内蔵型鋼製キャピタルを有するフラットスラブ構造

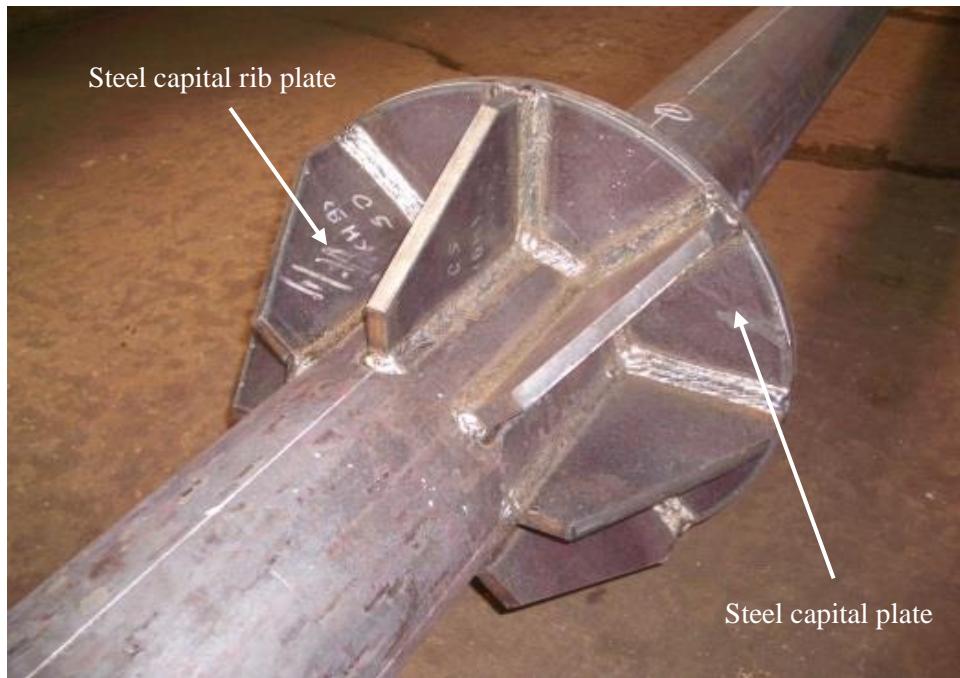


Photo2.3.1 鋼製キャピタル

柱の構造種別にS造を選択した理由としては、例えば通常の建物の階高から得られる座屈長さを考慮すると、S造柱はRC造柱および一般的な鋼管柱やCFT柱よりも細い外径となるためである。具体的には、400N/mm²級の棒鋼径φ180mm（RC造柱では550mm角：Fc30）は、階高3mで約3,000kNの長期荷重を支持することができるためである。

2.4 新提案したフラットスラブ構造を用いた建築作品群の魅力

2.3節で提案した新しいフラットスラブ構造の構築する空間の最大の特徴は、構造設計者の美意識と緊張感がデザインに大きく影響し、これまでにない圧倒的な透過性と透明感を手に入れることができ、かつフレキシビリティが向上することである。

Photo2.4.1～Photo2.4.3に筆者が鉄鋼技術³²⁾に執筆した新構造を用いた大学の建築作品例を示す。



Photo2.4.1 全景³²⁾



Photo2. 4. 2 豊かな表現のファサード³²⁾



Photo2. 4. 3 テラス³²⁾

株式会社竹中工務店では、筆者が中心に本構造を提案・開発後、これまでに少なくとも約40件以上の作品に本工法を採用してきており、開放感を高めた魅力ある空間構成が可能となっている。その作品群³³⁾の一例をPhoto2.4.4に示す。この架構形式は、構造設計者の美意識と緊張感がデザインに大きく影響するという一般の建築にない特性を有しており、魅力ある建築を実現する手法の一つとして、デザイナーや建築主から高く評価されている。

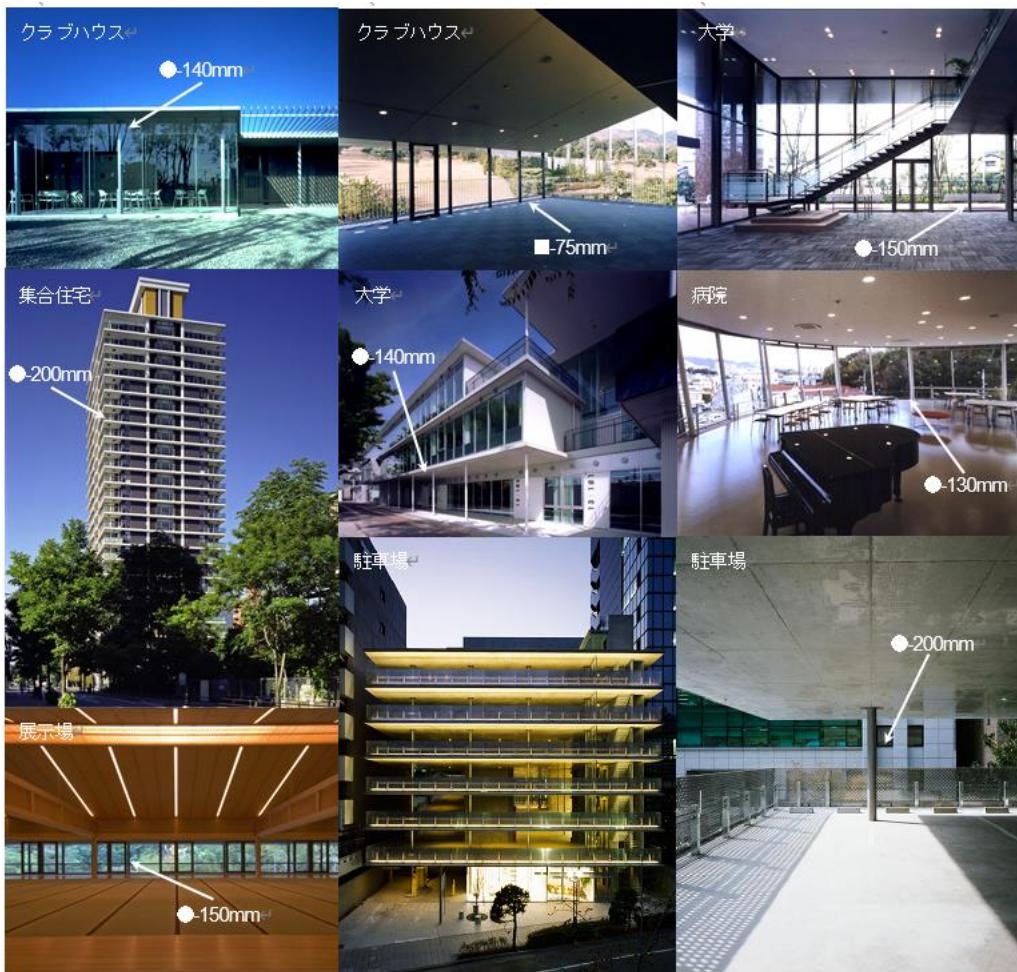


Photo2. 4. 4 さまざまな用途・規模の適用事例³³⁾

2.5 新提案したフラットスラブ構造の構造計画における留意点と課題

新提案したフラットスラブをS造柱で支持する架構は、剛性・強度ともに低いため、一般的な柱梁架構に求められる剛性や耐力は期待することはできない。したがって、S造柱は主に長期荷重に対する部材として用いることが一般的であり、構造計画上は剛強な耐震要素を別途設ける必要があることは自明と考えられる。

構造計画及び構造設計上の主な留意点を以下に列記する。

- S造柱は主にスラブを支持するための長期部材として使用する。層間変形角目標値を満たす一つの手法としては、水平外力の大部分を負担することのできる高い水平剛性を持った耐震要素をバランス良く配置することなどに配慮する。
- パンチング破壊耐力については、十分な安全率を確保することに配慮する。
- パンチング破壊耐力を最大限に発揮するために、鋼製キャピタルのキャピタルプレート下面位置はスラブ下面と同面にあることを基本とする。

Fig.2.5.1に構造計画の一例を示す。

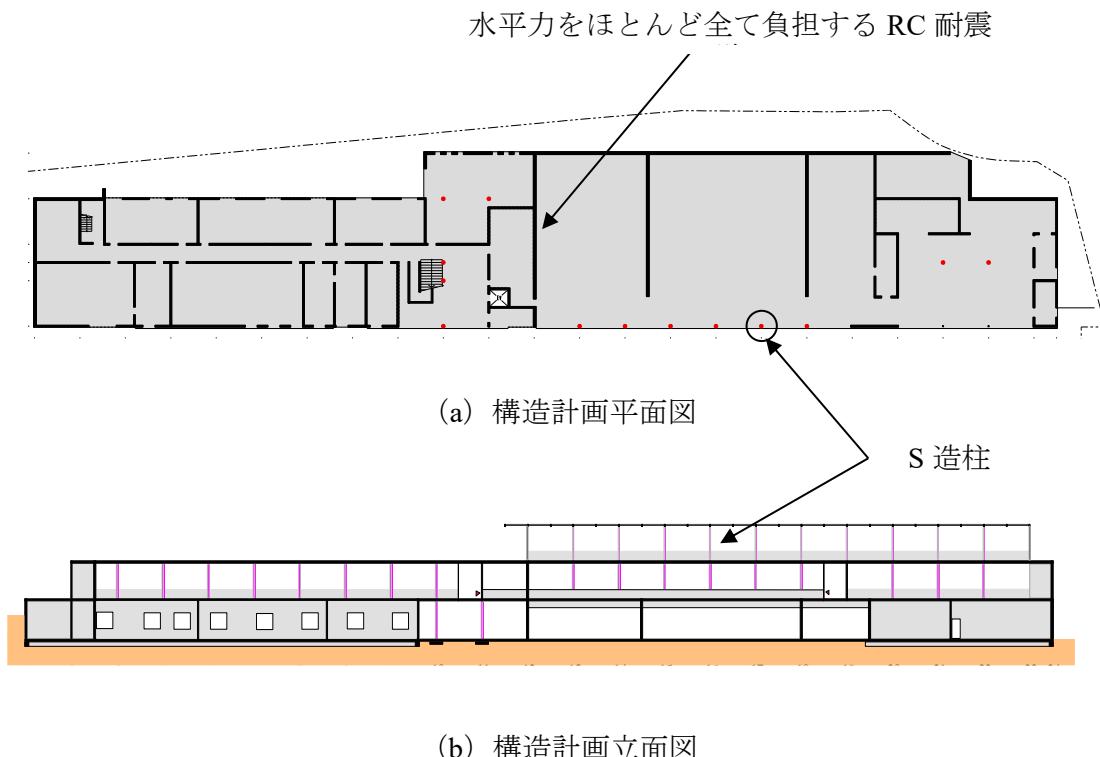


Fig. 2.5.1 新提案するフラットスラブ構造の構造計画例

これまでに設計された構造計画概要の一例をTable2.5.1に示す。構造計算方法や構造計算ルートはさまざまであるものの、耐震要素を十分に確保することに留意した設計がなされていることがわかる。

Table2.5.1 これまでに設計された建物の構造概要

建物種別	スラブ厚 (mm)	柱列帯基本配筋 (D13,D16:SD295A) (D19:SD345)	柱間帯基本配筋 (D13,D16:SD295A) (D19:SD345)	設計基準 強度 (N/mm ²)	S造柱径 (鋼材種)	基本グリッド	1次設計時 損傷限界時 層間変形角	保有耐力時 安全限界時 層間変形角	構造計算ルート	
クラブハウス	210	上筋D13@100 下筋D13@200	上筋D13@200 下筋D13@200	24	140φ (SS400)	3m×3m	1/2600	1/6200	1/580 1/1500	ルート3
大学	300	上筋D13@100 下筋D13@200	上筋D13@200 下筋D13@200	27	140φ (SS400)	5m×7m	1/30000	1/40000	1/6000 -	ルート3 ルート1
病院	300	上筋D13・16@100 下筋D13@200	上筋D16@200 下筋D13@200	24	180φ (SS400)	4.2m×7.2m	1/2490	1/1920	1/470 1/350	ルート3
駐車場	300	上筋D19@75 下筋D16@75	上筋D19@150 下筋D16@75	30~36	200φ (SM490A)	5m×8.3m	1/3340	1/500	1/400 1/150	限界耐力設計

1.2 節に示すとおり、一般的なフラットスラブ構造やフラットプレート構造におけるパンチング破壊は、建物に致命的な被害を与え、人々の命が損なわれる可能性が非常に高く、新提案したフラットスラブ構造においても同様と考えられる。

よって、RC造柱やRC造支板を用いたフラットスラブ構造と同様に、新提案したフラットスラブ構造のパンチング破壊耐力および水平荷重時の耐力や変形能力などを把握することが重要な課題である。

2.6 まとめ

フラットスラブ構造は、RC 造のスラブが梁の仲介なく直接 RC 造柱に一体化された構造であり、柱頭または柱頭と支板のある構造形式で歴史は古い。近年の建築主や意匠設計者からのニーズに応えるために、デザインの自由度向上と建築床面積を最大限に利用出来る、鉄骨柱とスラブ内蔵型鋼製キャピタルを有するフラットスラブ構造を新しく提案した。

新提案したフラットスラブ構造は、従来のフラットスラブ構造と比較して、より開放感を高めた魅力ある空間構成が可能となっており、魅力ある建築を実現する手法の一つとして、デザイナーや建築主から高く評価されている。

この構造の構造計画上の留意点は、S 造柱は主にスラブを支持するための長期部材とし、水平外力の大部分を負担することのできる高い水平剛性を持った耐震要素をバランス良く配置すること、およびパンチング破壊耐力に十分な安全率をもたせることである。一般的なフラットスラブ構造やフラットプレート構造におけるパンチング破壊は、建物に致命的な被害を与え、人々の命が損なわれる可能性が非常に高く、新提案したフラットスラブ構造においても同様と考えられる。よって、RC 造柱や RC 造支板を用いたフラットスラブ構造と同様に、新提案したフラットスラブ構造のパンチング破壊耐力および水平荷重時の耐力や変形能力などを把握することが重要な課題である。

第3章 構造性能に関する実験的評価

3.1 はじめに

本章では、提案した鉄骨柱とスラブ内蔵型キャピタルを有するフラットスラブ構造は鉛直支持性能の確保が最も重要な性能と考えられることから、パンチング破壊耐力や水平変形能力などを把握するために構造実験を実施した。

実験は、2章で紹介した実建物を想定する縮尺1/3モデルとし、當時（鉛直力のみが伝達されるとき）の終局伝達鉛直力の確認および長期荷重相当時におけるスラブの損傷状況の把握を目的とした鉛直載荷試験体を1体、地震時を想定した場合のスラブ引張鉄筋量の影響・水平剛性の低下・スラブの損傷状況および鉛直荷重と水平荷重の組合せ応力に対するパンチング破壊耐力の把握を目的とした水平載荷試験体を2体製作し、静的載荷試験を行う。

3.2 実験計画

3.2.1 実験方針

フラットスラブ構造は Fig.3.2.1 に示すように内柱・外柱など柱の位置によって耐力や変形能力に大きな違いがある。これまでの設計実績より想定実建物を、地上 5 階建て・柱スパン $6 \times 6\text{m}$ ・階高 3m・S 造柱径 210mm・スラブ厚 300mm・コンクリート設計基準強度 Fc27・柱周辺のスラブ上端引張鉄筋量は 1.28% (D19@75) として実験を計画した。実験は、パンチング破壊耐力を把握する上で、最も一般的な性状を示すと考えられる内柱を対象とした。

実験対象は鉛直荷重のみを載荷するもの (V シリーズ) と長期荷重を想定した一定の鉛直荷重をスラブに載荷しながら水平変形を与えるもの (H シリーズ) の 2 種類に大別した。Table3.2.1 に詳細は後述する試験体一覧を示す。試験体のパラメータは、スラブ鉄筋量、荷重（鉛直荷重、鉛直荷重+水平荷重）とする。

鉛直荷重のみを載荷する試験体 V-12-I に関しては、常時（鉛直力のみが伝達されるとき）の終局伝達鉛直力の確認、および長期荷重相当時におけるスラブの損傷状況の把握を目的とする。

また、一定の鉛直荷重下において水平変形を与える試験体 H00-12-I・H00-06-I に関しては、地震時を想定した場合のスラブ引張鉄筋量の影響、水平剛性の低下、スラブの損傷状況および鉛直荷重と水平荷重の組合せ応力に対するパンチング破壊耐力の把握を目的とする。

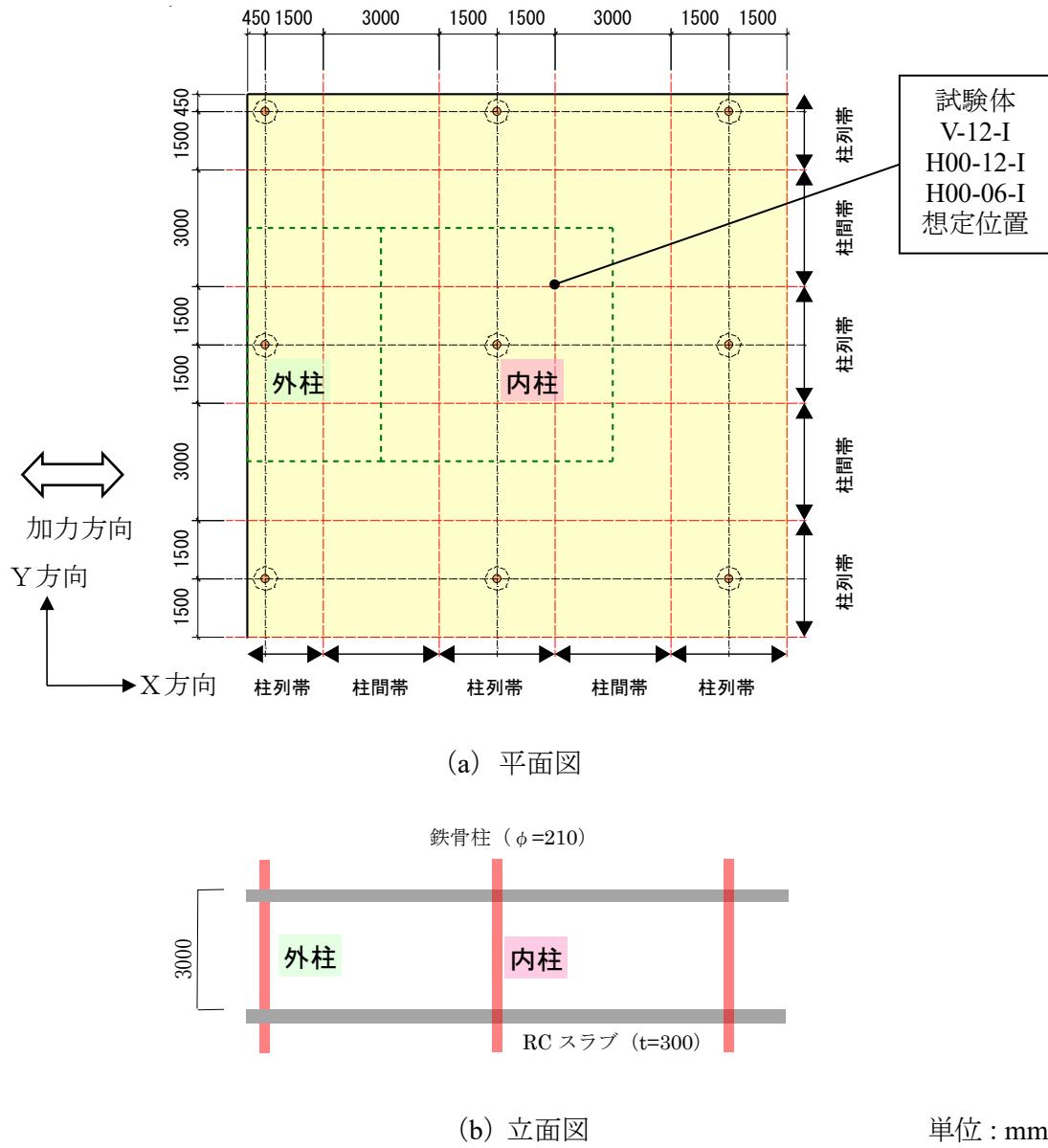


Fig. 3.2.1 柱の呼称と試験体想定位置図

单位: mm

Table 3.2.1 試験体一覧

Specimen name	Top reinforcement at column strip (p_w)		Bottom reinforcement at column strip (p_w)		Top and bottom reinforcement at middle strip (p_w)	
	D6@30 (1.07%)	D6@60 (0.53%)	D6@60 (0.53%)	D6@120 (0.27%)	D6@60 (0.53%)	D6@120 (0.27%)
V-12-I	○		○		○	
H00-12-I	○		○		○	
H00-06-I		○		○		○

添え字説明

V : 鉛直載荷試験体, H00 : 鉛直+水平載荷試験体

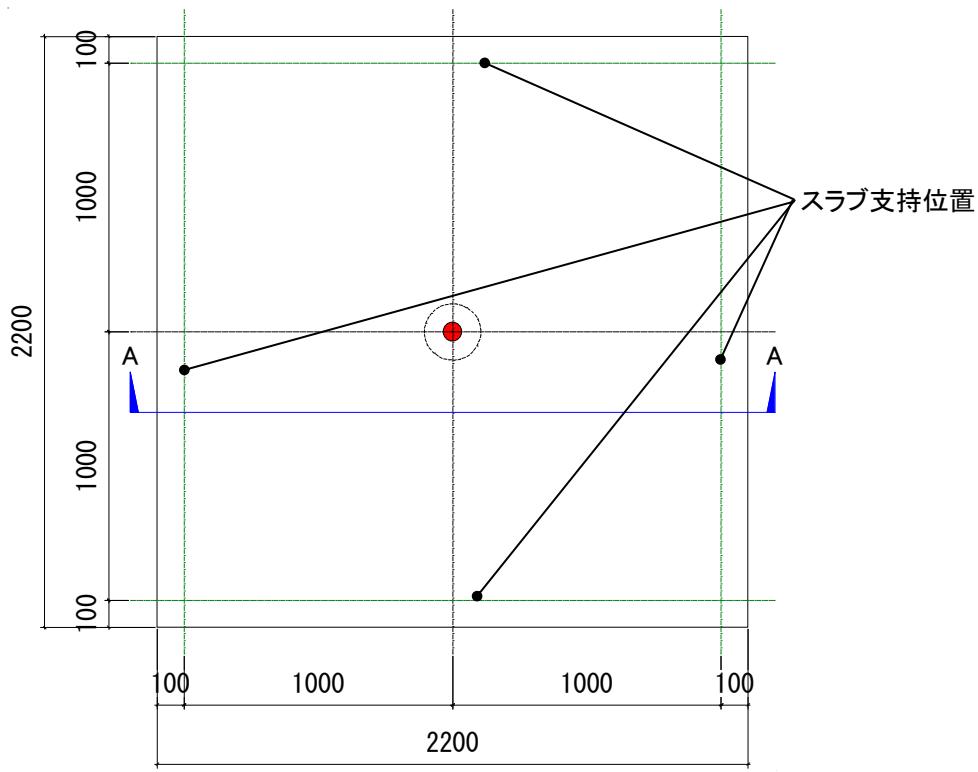
12 : 柱列帶引張側鉄筋の目安 1.2%, 06 : 柱列帶引張側鉄筋の目安 0.6%

I : 内柱

3.2.2 試験体

試験体は実大の縮尺約 1/3 モデルである。Fig.3.2.2～3.2.6 に試験体形状を示す。S 造柱径および鋼製キャピタル形状は全試験体共通である。鋼材種は S 造柱が SM490A でその他は SS400 を用いた。S 造柱のスラブ上下面よりの長さは V-12-I が 150mm で、その他は 300mm である。H シリーズの S 造柱の長さはスラブから上下それぞれ階高の 1/2 の位置で切り取ったものとし、実験装置の治具の長さを考慮して設定した。

スラブ鉄筋は径を D6 とし鉄筋種別は SD295A とした。柱列帯のスラブ上端引張鉄筋は、実建物の配筋と同様にその他の部分に対して倍の鉄筋量としている。本研究が提案する構造のスラブ配筋は、一般の RC 造と違い上端鉄筋は S 造柱と、下端鉄筋はキャピタルリブと各々干渉するが、本研究では鉄筋は S 造柱やキャピタルリブの手前で切断したままとしフック等は設けない詳細とした。



(a) 平面図

ブ支持位置

スラブ支持

荷重方向（鉛直）

100 1000 1000 100

2200

(b) A-A 断面図

单位: mm

Fig. 3.2.2.1 試験体形状図（試験体 V-12-I）

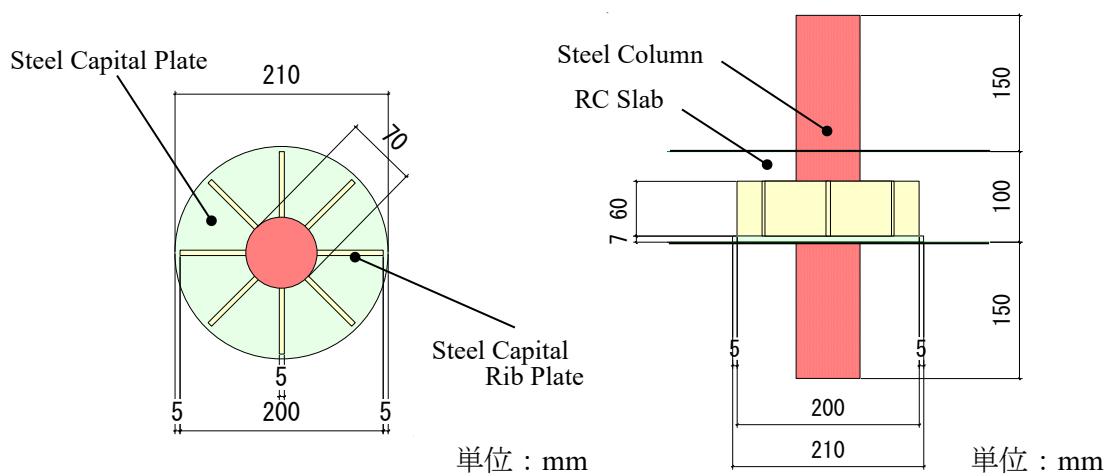
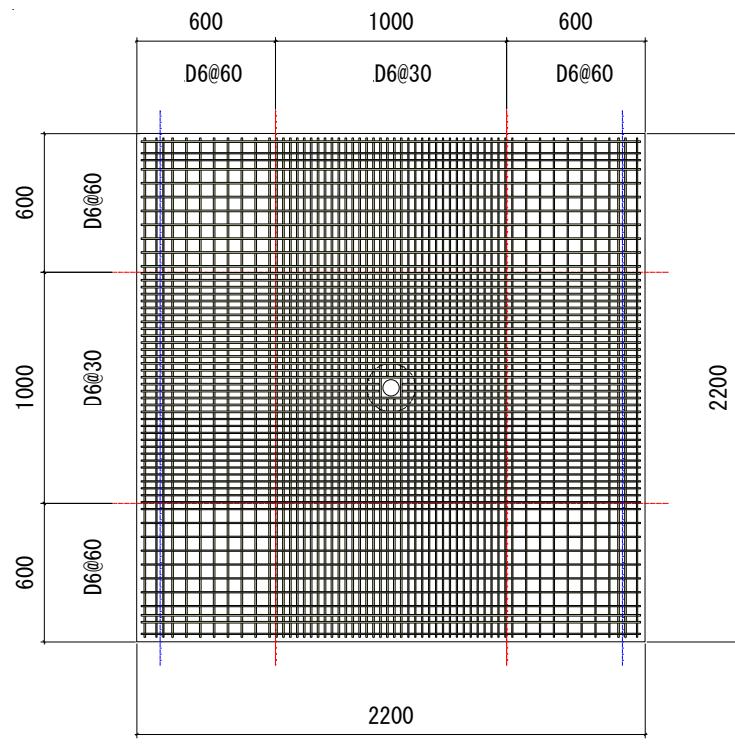


Fig. 3.2.3.1 鉄骨形状平面図

(試験体 V-12-I)

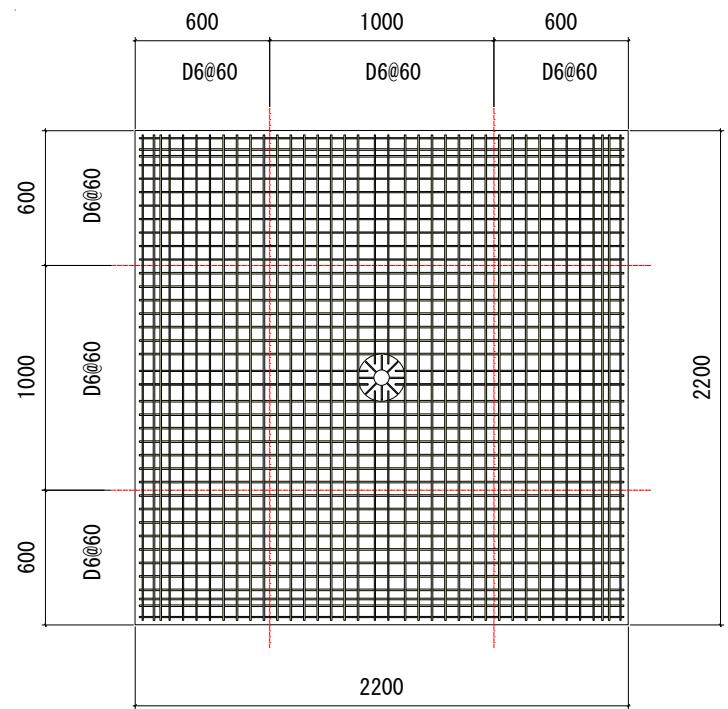
Fig. 3241 鉄骨形状立面図

(試験体 V-12-I)



単位 : mm

Fig. 3.2.5.1 試験体スラブ上端筋配筋図 (試験体 V-12-I)



単位 : mm

Fig. 3.2.6.1 試験体スラブ下端筋配筋図 (試験体 V-12-I)

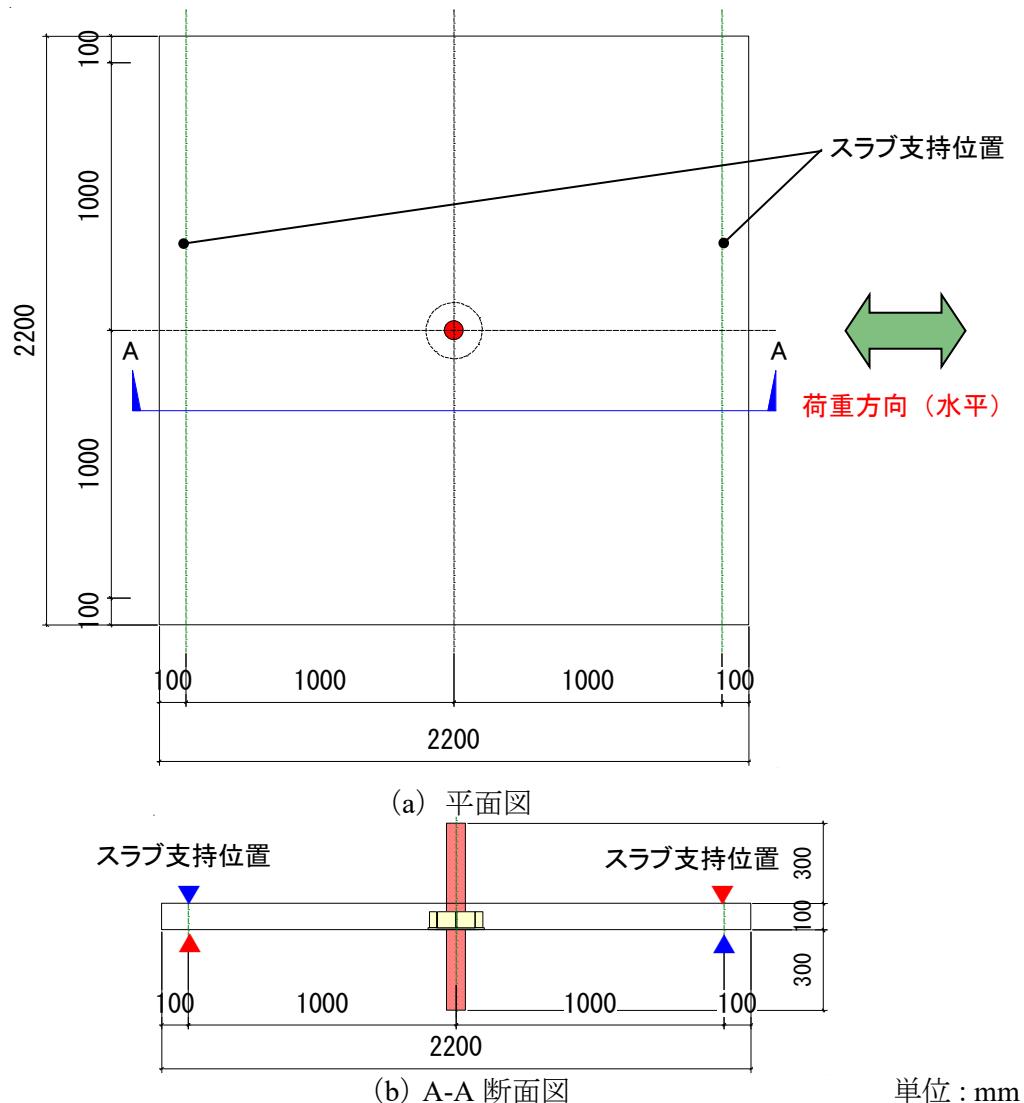


Fig. 3.2.2.2 試験体形状図 (試験体 H00-12-I)

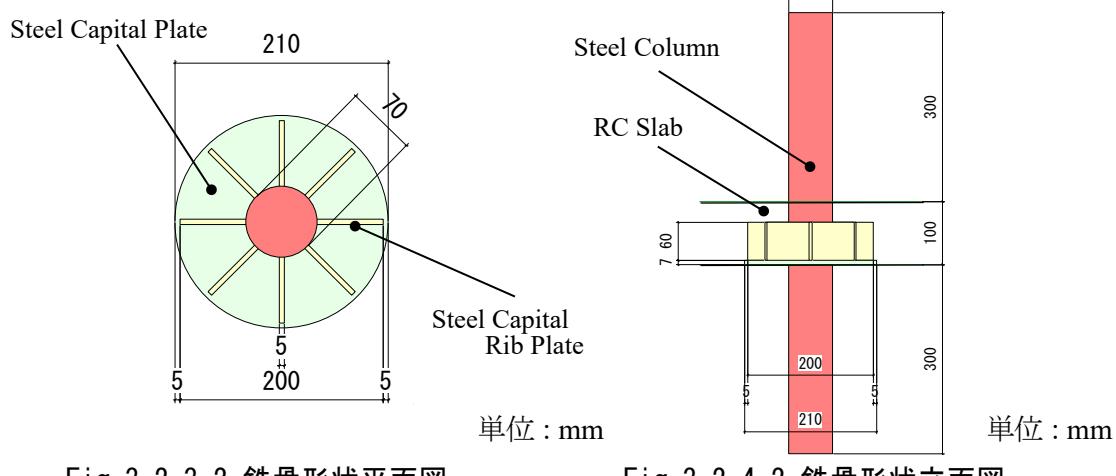


Fig. 3.2.3.2 鉄骨形状平面図
(試験体 H00-12-I)

Fig. 3.2.4.2 鉄骨形状立面図
(試験体 H00-12-I)

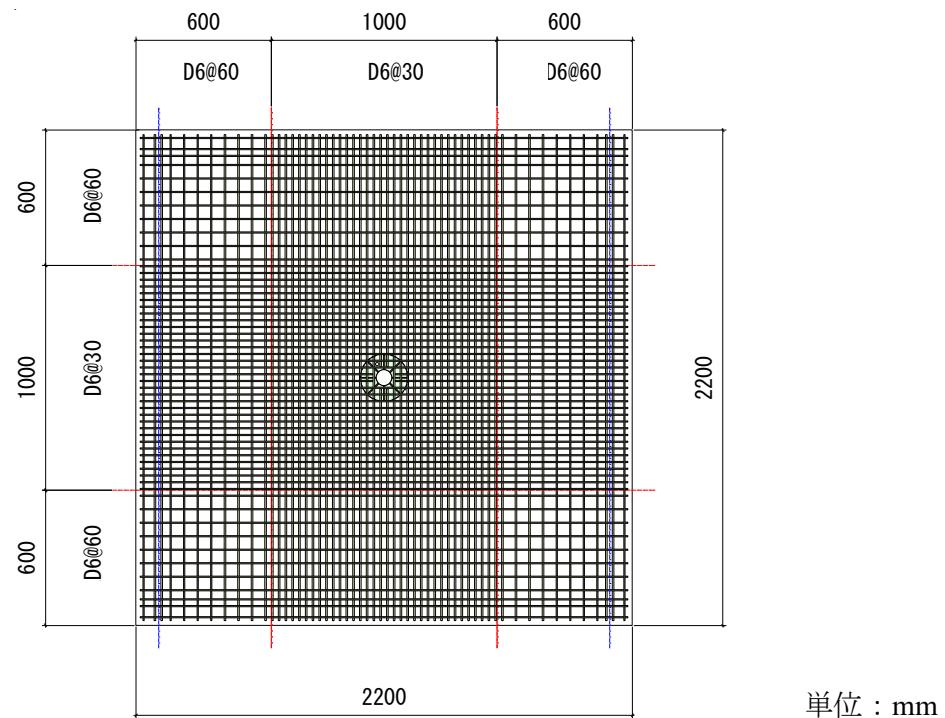


Fig. 3.2.5.2 試験体スラブ上端筋配筋図 (試験体 H00-12-I)

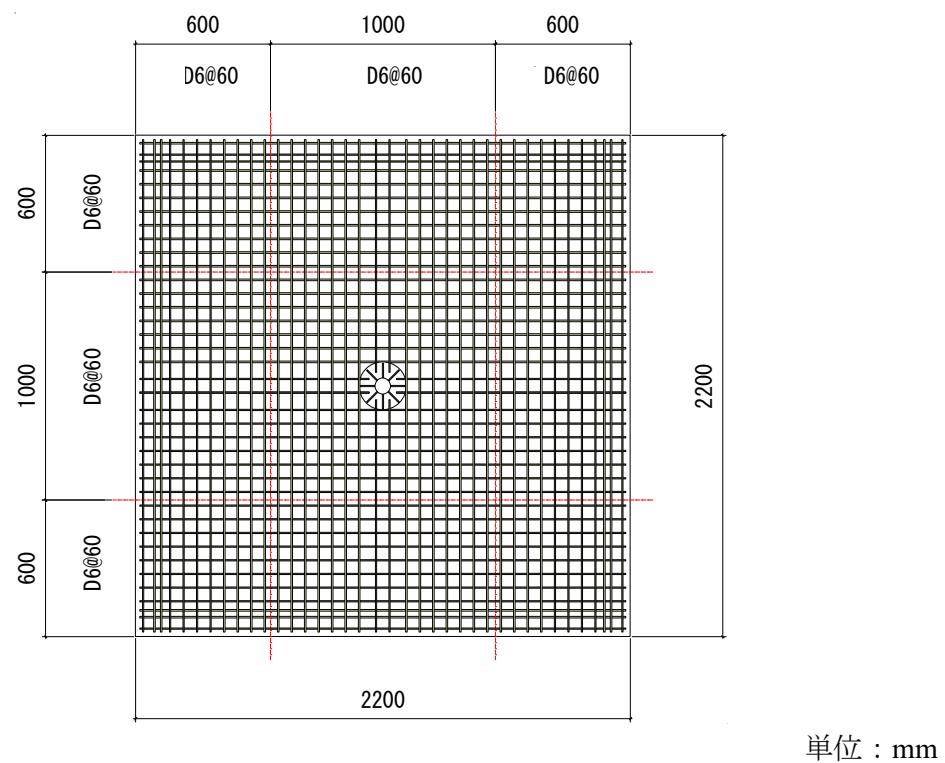


Fig. 3.2.6.2 試験体スラブ下端筋配筋図 (試験体 H00-12-I)

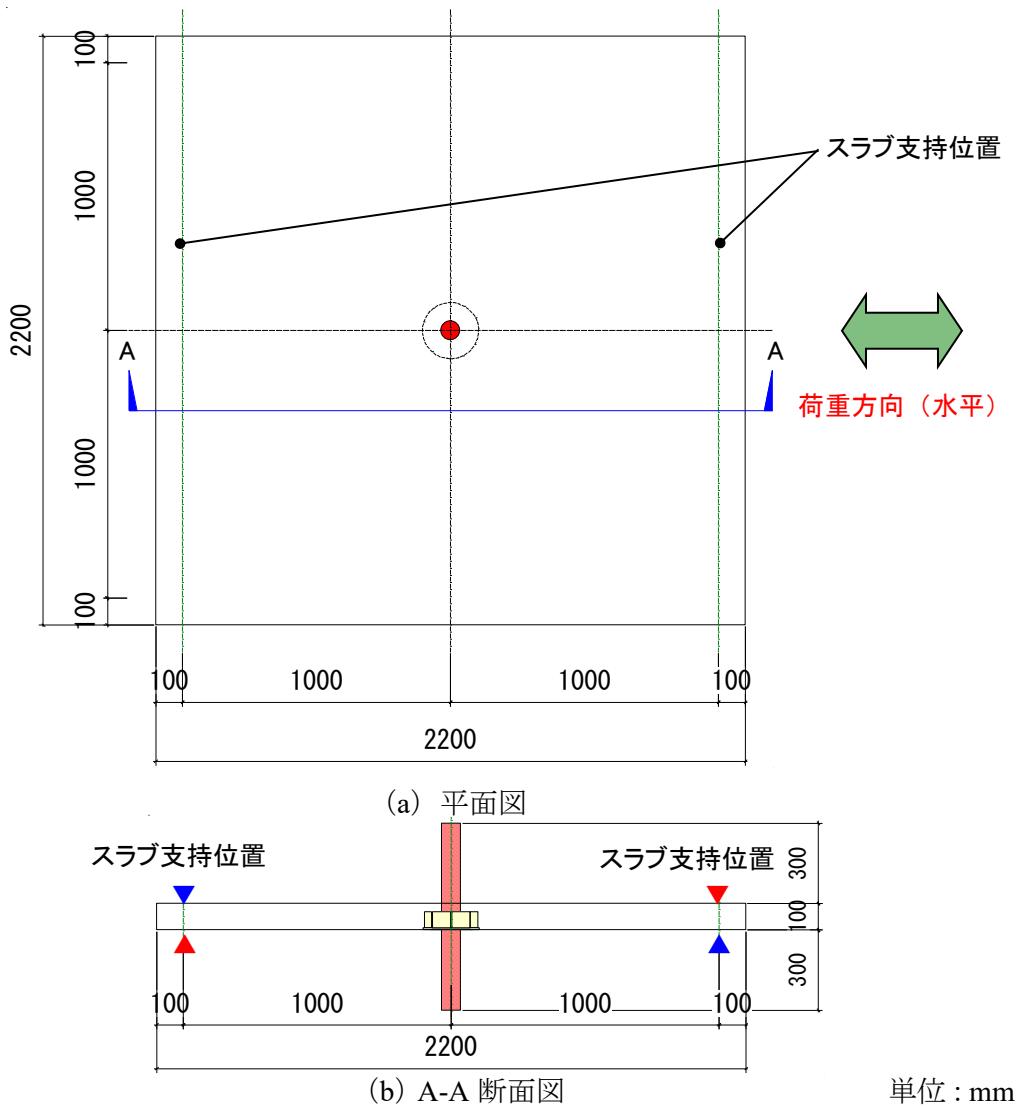


Fig. 3.2.2.3 試験体形状図（試験体 H00-06-I）

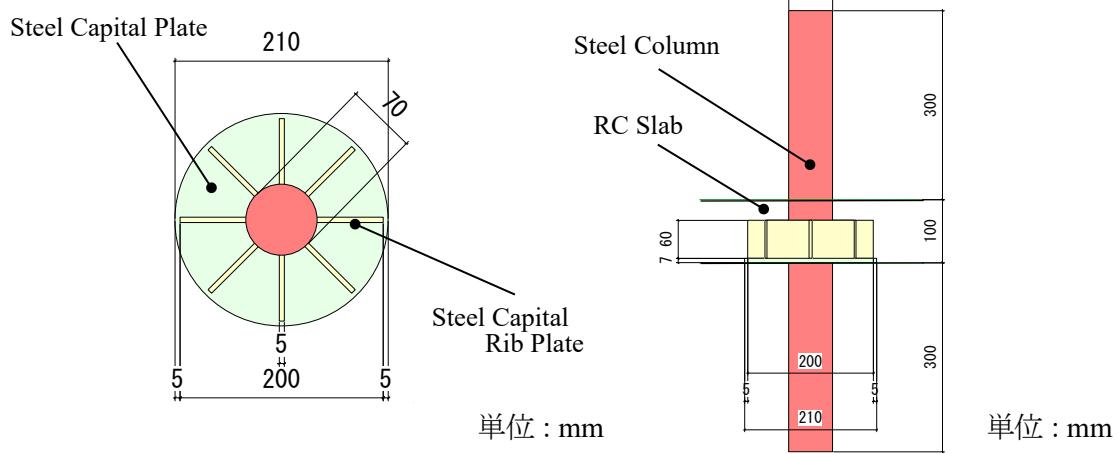


Fig. 3.2.3.3 鉄骨形状平面図
(試験体 H00-06-I)

Fig. 3.2.4.3 鉄骨形状立面図
(試験体 H00-06-I)

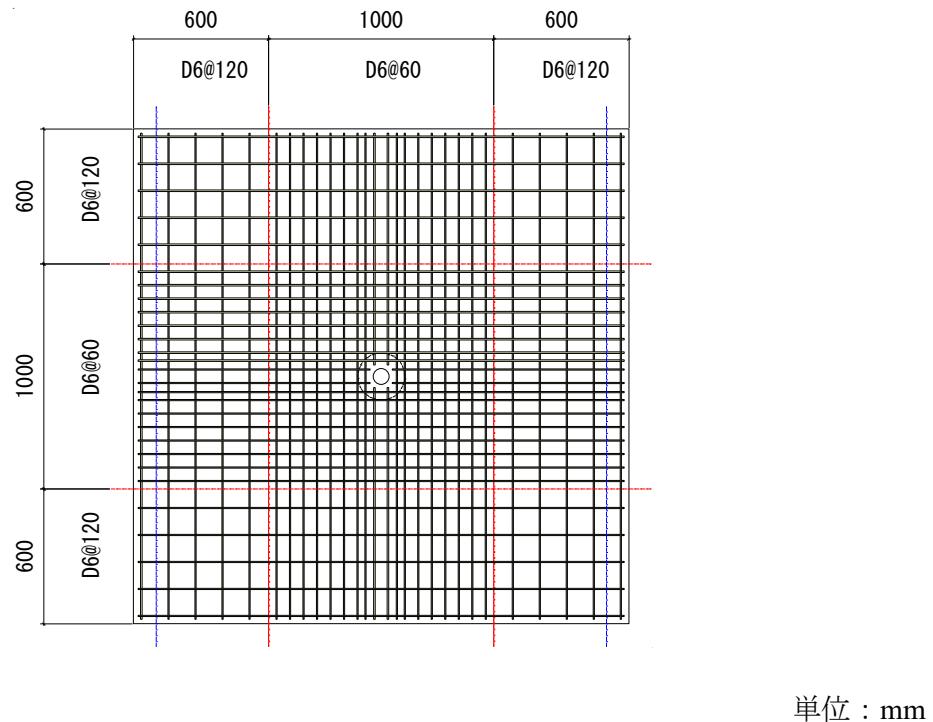


Fig. 3.2.5.3 試験体スラブ上端筋配筋図 (試験体 H00-06-I)

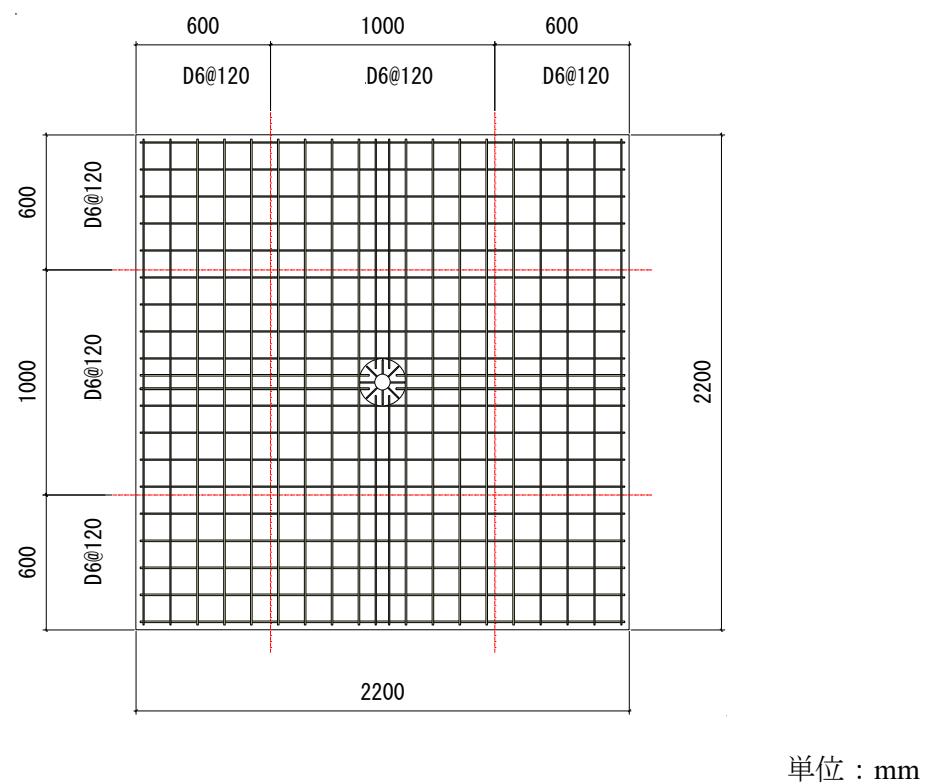


Fig. 3.2.6.3 試験体スラブ下端筋配筋図 (試験体 H00-06-I)

3.2.3 材料試験結果

各試験体の材料試験結果（コンクリート・鉄筋・鋼材）を Table3.2.2～3.2.4 に示す。

Table3.2.2 コンクリートの材料特性

Specimens	Compressive strength (N/mm ²)	Young's modulus ($\times 10^4$ N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)
V-12-I	30.9	2.75	2.62
H00-12-I	31.4	2.86	-
H00-06-I	31.6	2.84	2.55

Table3.2.3 鉄筋の材料特性

Diameter	Yield stress (N/mm ²)	Young's modulus ($\times 10^5$ N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)	Elongation (%)
D6	354	1.97	517	21.1
D10	377	1.81	531	17.6

Table3.2.4 鉄の材料特性

Places	Yield stress (N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)	Elongation (%)
Rib plate	396	564	23.9
Capital plate	348	488	26.6
Steel column	613	1018	21.5

3.2.4 鉛直載荷試験計画

Fig.3.2.7 に鉛直載荷用加力装置図を示す。鉛直荷重のみ載荷する試験体に対しては、S 造柱中心から反曲点想定位置までの距離 1000mm 離れた位置においてスラブ四辺をローラー支持し、S 造柱の下端部を下から上に押し上げるように加力をを行い、鉛直荷重 N と鉛直変位 D を計測する。

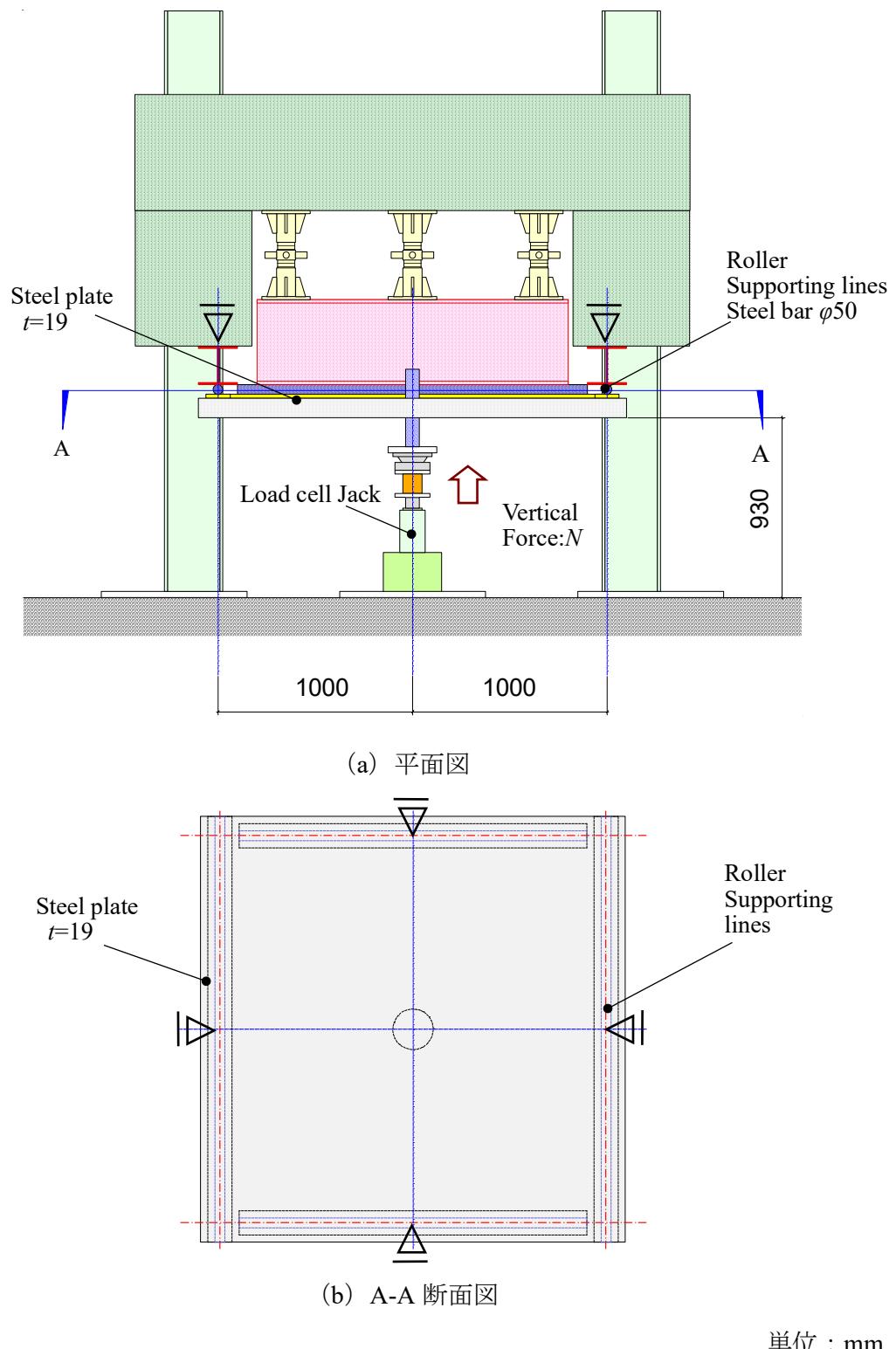


Fig. 3.2.7 鉛直載荷装置図 (V-12-I)

単位 : mm

試験体 V-12-I の設計ではスラブのパンチング破壊耐力、スラブの終局曲げ耐力および S 造柱の終局圧縮耐力を検討しスラブのパンチング破壊の発生を計画した。材料強度は Table 3.2.2~3.2.4 の材料試験値を用いた。

パンチング破壊耐力は、RC 規準⁵⁾に記載のある鉛直力のみが伝達されるときの終局伝達鉛直力の式を援用する。RC 規準ではパンチング破壊耐力 V_o は式(3.2.1)による。

$$V_o = \tau_u \cdot A_c \quad (3.2.1)$$

$$\tau_u = 0.335 \sqrt{\sigma_b} \quad (3.2.2)$$

ここで、 τ_u はコンクリートの直接せん断強度 (N/mm²)、 A_c はパンチング算定断面における鉛直断面積の和 (mm²)、 σ_b はコンクリートの圧縮強度 (N/mm²) を示す。

RC 規準式では鉛直断面積 A_c は RC 造柱が長方形である場合にスラブの有効せい d をそれぞれ 1 辺に加算して計算している。一方、試験体ではキャピタルプレートは円形であるため Fig.3.2.8 に示すように、キャピタルプレート直径にスラブの有効せい d_e を加算した円の円周をパンチング算定断面として式(3.2.3)により計算する。

本工法ではスラブの有効せいは、キャピタルプレート厚さを考慮して、RC 規準のスラブの有効せい d からキャピタルプレート厚さ t_{cp} を引いたものとした。

$$A_c = L_p \cdot d_e \quad (3.2.3)$$

$$L_p = (D_{cp} + d_e) \cdot \pi \quad (3.2.4)$$

$$d_e = t_s - C - \frac{d_s}{2} - t_{cp} \quad (3.2.5)$$

ここで、 L_p はパンチング算定断面の周長 (mm)、 D_{cp} はキャピタルプレート直径 (mm)、 d_e は本工法のスラブの有効せい (mm)、 t_s はスラブ厚 (mm)、 C は上端筋かぶり厚 (mm)、 d_s はスラブ筋公称径、 t_{cp} はキャピタルプレート厚 (mm) を示す。

スラブの終局曲げ耐力は中央集中荷重を受ける 1 方向梁とし、X・Y 方向の 2 方向分の和として評価した。S 造柱の終局圧縮耐力は試験体の柱長さが短いため、引張強さに断面積を乗じて計算した。Table 3.2.5 に計算結果を示す。V-12-I 試験体はスラブのパンチング破壊耐力 V_o により耐力が決定すると期待される。なお、キャピタルプレートと

リブプレートは、 V_o の計算結果を用いてキャピタルプレートに等分布に圧縮応力度が作用するとした際に短期許容応力度以下になるように、厚さなどの仕様を Fig.3.2.3 および 3.2.4 のとおり決定した。

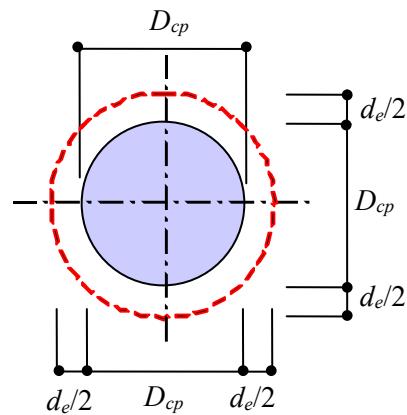


Fig. 3.2.8 パンチングの算定断面図

Table 3.2.5 計算結果 (V-12-I)

Slab				Column	
Punching failure strength				Ultimate bending strength	Ultimate compression strength
τ_u (N/mm ²)	L_p (mm)	d_e (mm)	V_o (kN)	V_b (kN)	V_c (kN)
1.86	911	80	135.7	326.2	35258

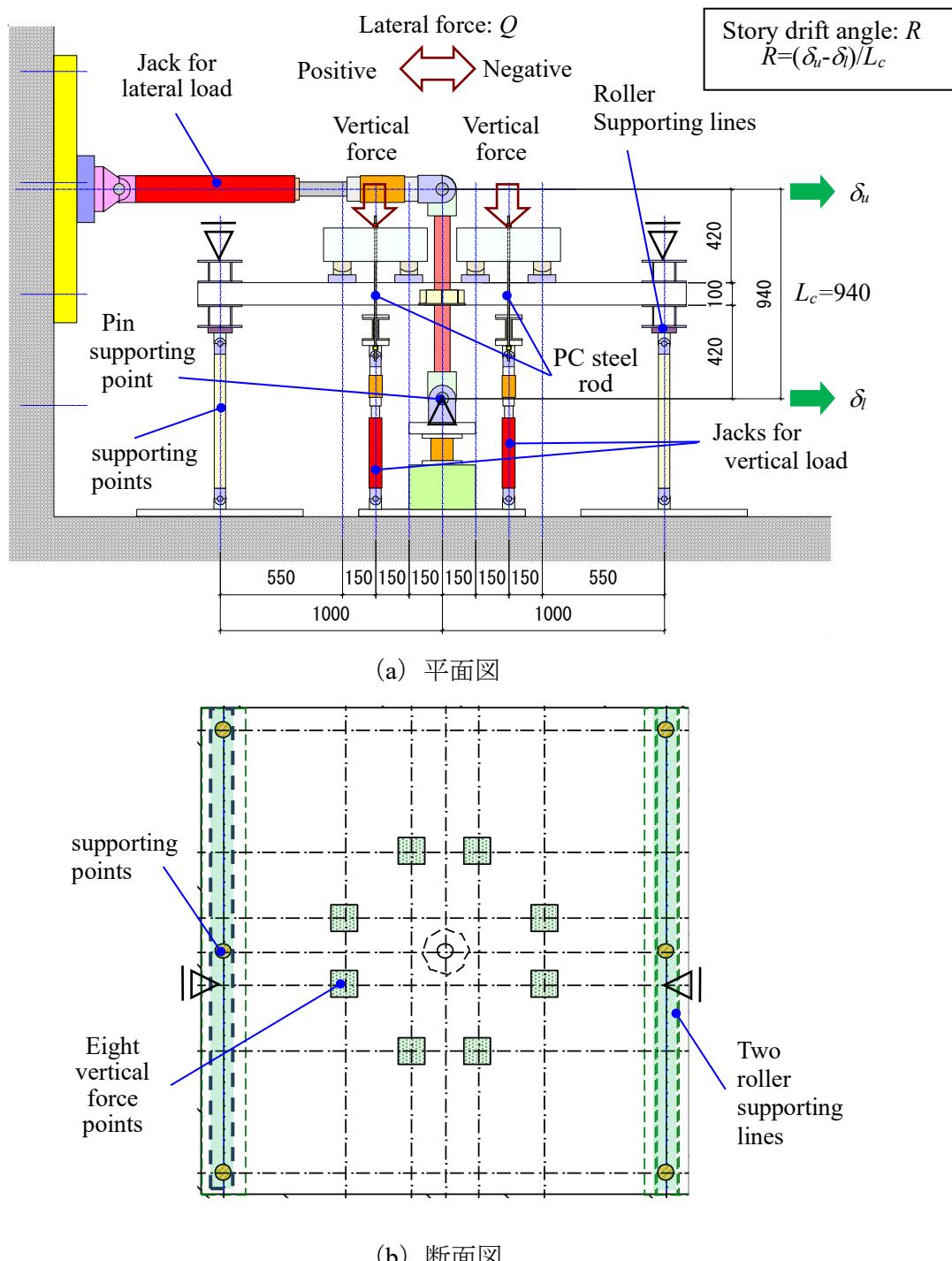
3.2.5 水平載荷試験計画

Fig.3.2.9 に各試験体の水平載荷用加力装置図を示す。

内柱を想定した H00-12-I および H00-06-I 試験体は載荷方向に対して直交するスラブ 2 辺をローラー支持し、S 造柱下端をピン支持した。

鉛直荷重応力状態を考慮するため、S 造柱中心から等間隔に離れた位置に鉛直載荷した後、その鉛直荷重を一定に保ったまま水平荷重を載荷する。図に示すとおり水平荷重 Q および S 造柱の上下の水平変位 δ_u および δ_l から求めた層間変形角 R を把握する。水平変位 δ_u および δ_l は試験体スラブに基準点を設けて相対変位を計測した。

鉛直荷重は計算により求めた鉛直力のみが伝達されるときの終局伝達鉛直力 V_o の 1/3 の荷重を目安とし、鉛直荷重載荷用ジャッキで加力する。水平加力は変位制御とし層間変形角 1, 2, 3.33(1/300), 5, 6, 8, 10, 15, 20, 30, 40/1000rad で正負 2 回繰返し載荷を行った後に正載荷で 1/10rad まで加力し実験を終了した。



単位 : mm

Fig. 3.2.9 水平載荷装置図 (H00-12-I および H00-06-I)

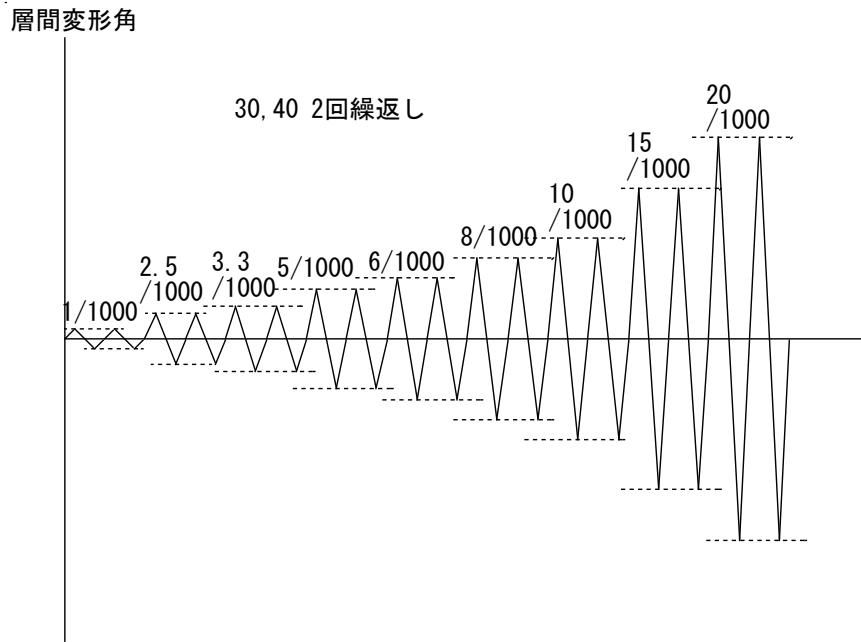


Fig. 3.2.10 載荷履歴

水平載荷試験体の設計は、鉛直荷重 $1/3 V_0$ を考慮したスラブのパンチング破壊耐力およびスラブの終局曲げ耐力を主に比較し、パンチング破壊の発生を計画した。論文内ではパンチング破壊という言葉を前節にも用いているが、本節は前節と違い側面スラブのねじれ抵抗に伴う付加せん断力と前後面の梁と見なす部分の曲げに伴うせん断力によるせん断破壊と考えられ、両者の破壊機構は異なる点を補足する。材料強度は Table 3.2.2 ～ Table 3.2.4 を用いる。3.2.2 節で述べた S 造柱やキャピタルリブと干渉するため切断された鉄筋は耐力に考慮しない。S 造柱の曲げ耐力には十分余力があることからここでは検討結果を省略する。

スラブのパンチング破壊耐力は、RC 規準に記載のあるモーメントのみが伝達されるときの終局伝達モーメント M_o の式(3.2.6)を援用する。RC 規準式では RC 造柱が長方形である場合にスラブの有効せい d をそれぞれ 1 辺に加算してパンチングの算定断面としているが、本工法のキャピタルプレートは円形のため Fig.3.2.11 に示すキャピタルプレートの内接正方形を仮想柱として計算する。式(3.2.7)は鉄筋本数と鉄筋断面積との積の形に表現を変更した。本工法のキャピタルプレートの影響を考慮して、上端筋と下端筋による曲げモーメントの算出について、キャピタルプレート厚さとスラブの鉄筋位置を考慮し、RC 規準式のスラブの有効せい d と、 d からキャピタルプレート厚を減じた

本工法のスラブの有効せい d_e に分けて算出する。式(3.2.8 および 3.2.9)のスラブの有効せいは本工法のスラブの有効せい d_e を用いている。

RC 規準では柱まわりでパンチング破壊をする際の相関関係式(3.2.11) が示されており、試験体には鉛直荷重として $1/3V_o$ を計画しているため、終局伝達モーメントを $2/3$ 倍しパンチング破壊時の水平荷重 Q を計算した。

$$M_o = M_f + M_s + M_t \quad (3.2.6)$$

ここで、 M_f は算定断面のスラブの曲げ抵抗によって伝達される曲げモーメント、 M_s は算定断面の前・後面のせん断力によって伝達される曲げモーメント、 M_t は算定断面の両側面のねじりによって伝達される曲げモーメントを示す。

$$M_f = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d_e \cdot n_t + 0.9 \cdot a_b \cdot \sigma_y \cdot d \cdot n_b \quad (3.2.7)$$

$$M_s = \tau_u \cdot \left(\frac{D_{cp}}{\sqrt{2}} + d_e \right) \cdot d_e \cdot \left(\frac{D_{cp}}{\sqrt{2}} + d_e \right) \quad (3.2.8)$$

$$M_t = 6 \cdot \tau_u \cdot d_e^2 \cdot \left\{ \left(\frac{D_{cp}}{\sqrt{2}} + d_e \right) - \frac{d_e}{3} \right\} \quad (3.2.9)$$

$$d = t_s - C - \frac{d_s}{2} \quad (3.2.10)$$

ここで、 a_t は上端筋断面積 (mm^2)、 a_b は下端筋断面積 (mm^2)、 n_t, n_b はパンチング算定断面内の上端筋と下端筋の本数、 σ_y は鉄筋の降伏強度 (N/mm^2)、 d はスラブの有効せい (mm) を示す。H45-06-I 試験体算定時の鉄筋断面積は断面積に $\cos\theta$ を乗じたものを有効断面として算出する。

$$\frac{V_u}{V_o} + \frac{M_u}{M_o} = 1 \quad (3.2.11)$$

ここで、 V_u は終局時の伝達鉛直力 (kN)、 M_u は終局伝達モーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$) を示す。スラブの終局曲げ耐力 M_u は、RC 規準に記載のある梁の終局曲げ耐力式を援用し、式(3.2.12)による。外柱の計算では加力方向に応じて引張鉄筋位置を考慮して検討する。

$$M_u = 0.9 \cdot a_t \cdot \sigma_y \cdot d_e \cdot a_{all}n_t + 0.9 \cdot a_b \cdot \sigma_y \cdot d \cdot a_{all}n_b \quad (3.2.12)$$

ここで、 $a_{all}n_t$ 、 $a_{all}n_b$ ：スラブ全断面幅の上端筋と下端筋の本数を示す。ただし、S造柱近傍で切断された鉄筋は考慮しない。

Table3.2.6 に計算結果を示す。両試験体ともにスラブのパンチング破壊により耐力が決定すると期待された。

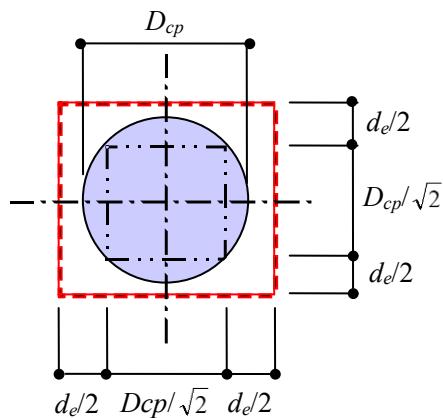


Fig. 3. 2. 11 パンチングの算定断面図

Table3. 2. 6 計算結果 (H シリーズ)

Specimens	Punching failure strength							Ultimate bending strength	Maximum lateral force
	V_o (kN)	$1/3V_o$ (kN)	M_f (kN·m)	M_s (kN·m)	M_t (kN·m)	M_o (kN·m)	$2/3M_o$ (kN·m)	M_u (kN·m)	Q (kN)
H00-12-I	136.8	45.6	6.7	7.8	14.6	29.1	19.4	69.2	20.6
H00-06-I	137.3	45.8	5.0	7.9	14.6	27.5	18.3	33.8	19.5

3.3 鉛直載荷試験

3.3.1 鉛直載荷試験結果 (V-12-I 試験体)

試験体V-12-Iの鉛直荷重 N と鉛直変位 D の関係をFig.3.3.1に示す。同図中にはTable3.2.5で計算したスラブのパンチング破壊耐力 $V_o=135.7\text{kN}$ と $2/3V_o$ および $1/3V_o$ をあわせて示す。 $1/3V_o$ は長期パンチング破壊耐力を、 $2/3V_o$ は短期パンチング破壊耐力を想定したものである。荷重毎のスラブのひび割れ状況をPhoto3.3.1およびFig.3.3.2にそれぞれ示す。

試験体V-12-Iは $[N=20.6\text{kN}, D=2.0\text{mm}]$ 時に、スラブ上面でS造柱との接合位置から初期ひび割れが発生した後、放射状に多数のひび割れが伸展した。 $[N=90.7\text{kN}, D=9.5\text{mm}]$ 時に、スラブ上面S造柱周辺が緩やかに隆起していることを確認した。Photo3.3.1(c)およびFig.3.3.2(c)に示すように、 $[N=154.0\text{kN}, D=30.2\text{mm}]$ において最大荷重に達しパンチング破壊により耐力が急激に低下した。スラブ下面には、ひび割れは発生しなかったが、キャピタルプレートのコンクリートへのめり込みが確認された。

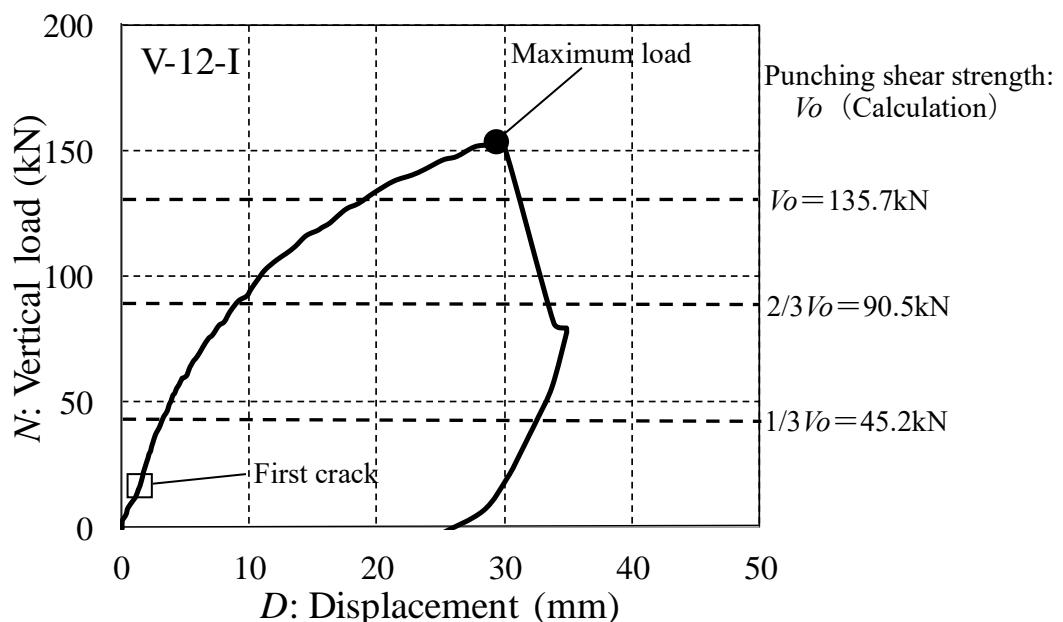


Fig. 3.3.1 荷重－変位関係 (V-12-I)



(a) $N=45.2\text{kN}$ (長期許容パンチング耐力相当) 時



(b) $N=90.5\text{kN}$ (短期許容パンチング耐力相当) 時



(c) 最大荷重 $N=154.0\text{kN}$ 時

Photo3.3.1 スラブ上面ひび割れ状況 (V-12-I)

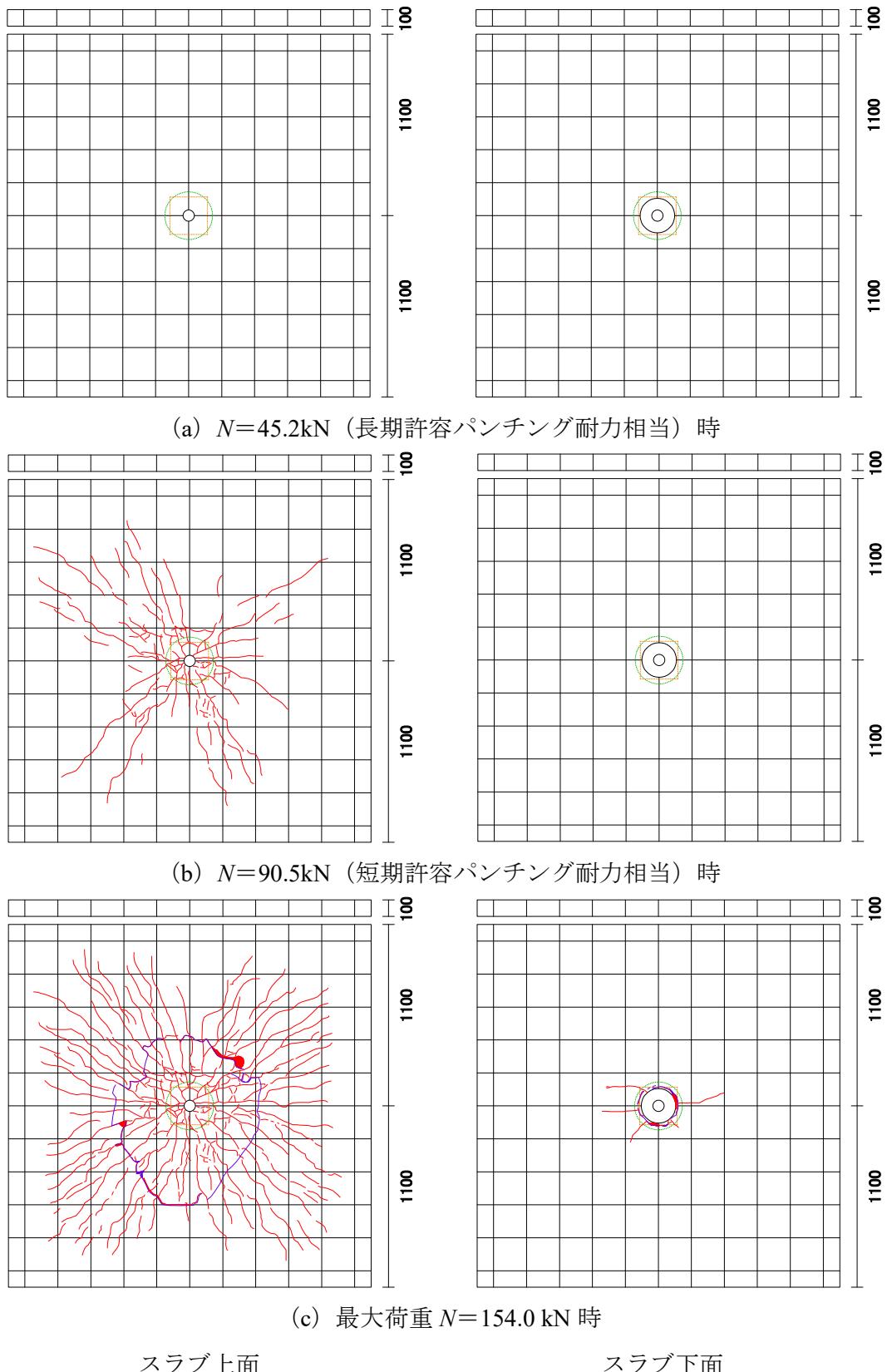


Fig. 3.3.2 スラブ上下面ひび割れ状況 (V-12-I)

3.3.2 鉛直荷重時のパンチング破壊耐力における鉄筋の影響

鉛直載荷試験では、最大荷重154kNは実験値がRC規準式による計算値の1.13倍の値であった。これはRC規準の耐力式は鉄筋の効果が含まれないためと考えられる。

また、実験後のパンチング破壊によるスラブ上表面のひび割れ位置は、Fig.3.3.3に示すようにキャピタルプレート上面からRC規準のパンチング算定断面位置から想定する約45度のひび割れ角度を延長した円形のひび割れも確認されたが、より広い円形に近い位置に大きなひび割れが確認された。この一般性には今後検討の余地があり、例えばヨーロッパ規準³⁰⁾ではひび割れ角度を柱面のスラブ下面から26.6度で仮定しており（本工法ではスラブ上表面で直径が約581mmの円形のひび割れ）、実験で確認された大きな円形状のひび割れに近づくが、引き続きFEM解析などを用いて検討する予定である。

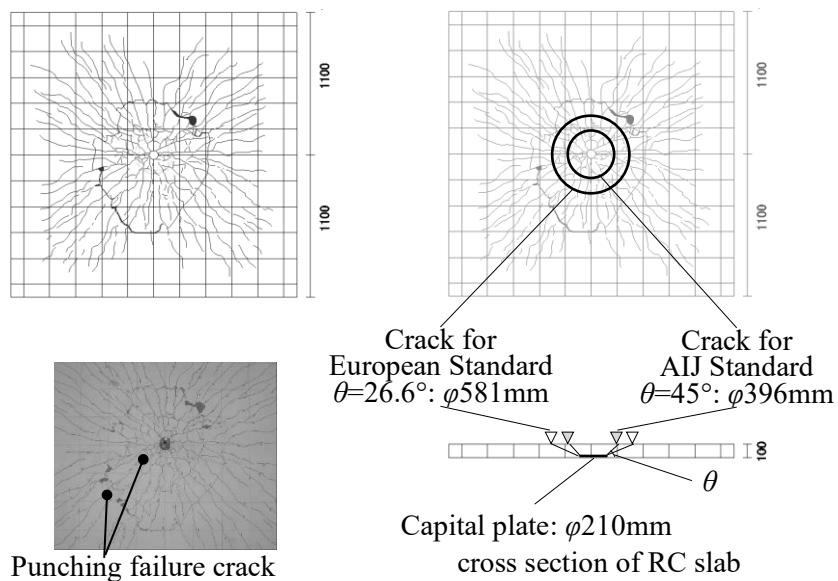


Fig. 3.3.3 最大耐力時スラブ上面ひび割れ図 (V-12-I)

ここで、鉄筋の影響を検討するために、ひび割れの想定角度が実験結果により近く、鉄筋の効果を耐力式に考慮しているヨーロッパ規準を用いてパンチング破壊耐力の検討を行う。ヨーロッパ規準では耐力式は以下となる。なお、式の記号は本論文用に一部変更して示している。

$$V_o = \frac{0.18}{\gamma_c} \cdot k \cdot (p_s \cdot \sigma_b)^{1/3} \cdot L_p' \cdot d' \quad (3.3.1)$$

$$k = 1 + \left(\frac{200}{d'} \right)^{1/2} \quad (3.3.2)$$

$$L_p' = (D_{cp} + 4d') \cdot \pi \quad (3.3.3)$$

$$d' = t_s \cdot C - d_s - t_{cp} \quad (3.3.4)$$

ここで、 γ_c は安全係数（一般には1.5だがコンクリートに対する設計上の安全係数であり実験結果との比較のため1とする）、 p_s は引張側のスラブ鉄筋比（%）、 d' はヨーロッパ規準のスラブの有効せい（mm）を示す。

V_o の計算値は144.8kNとなり、実験最大荷重は計算値の1.06倍と同じく上回り、RC規準による耐力式計算結果と比較して実験結果により近い値となった。ただし、本工法ではS造柱を横切るスラブ上筋が切断される構造詳細になると考課すると、耐力式は鉄筋の影響を考慮しないRC規準式を援用するほうが安全側に設計できるといえる。

3.3.3 鋼製キャピタルの応力

Fig.3.3.4にキャピタルプレートに貼付した3軸ひずみゲージの値から算出したVon mises応力を示す。応力は上下面の平均値としている。最大耐力時でVon mises応力は149N/mm²であり、キャピタルプレートはTable3.2.4に示す降伏応力度348N/mm²に達していないことを確認した。

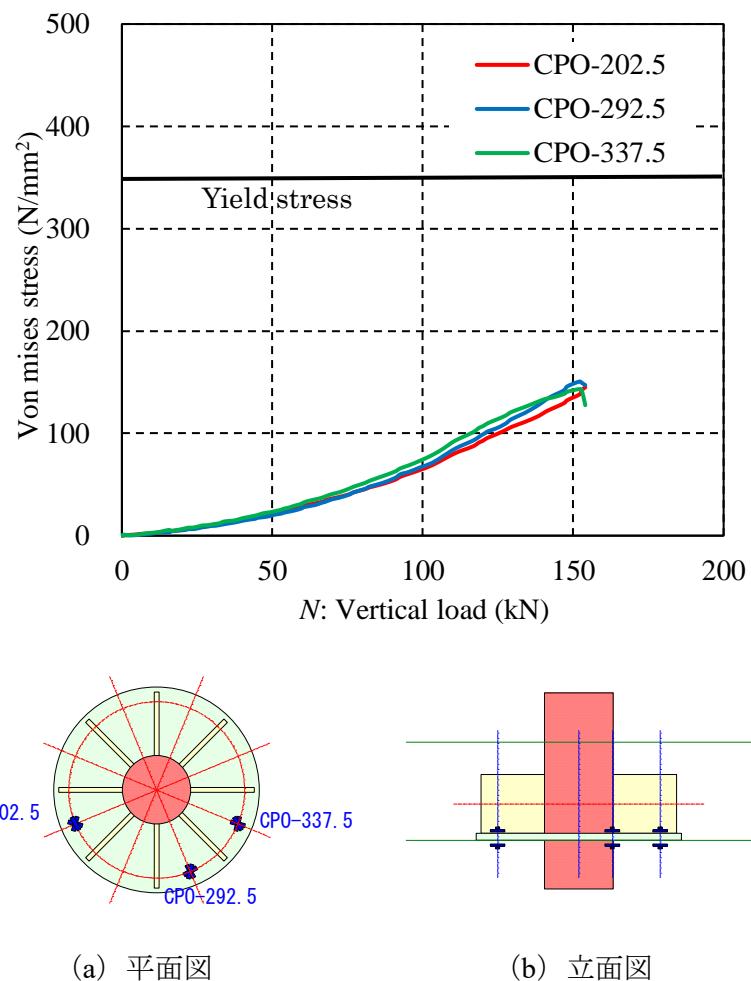


Fig. 3.3.4 キャピタルプレートのVon mises応力 (V-12-I)

Fig.3.3.5にキャピタルリブプレートに貼付した3軸ひずみゲージの値から算出したVon mises応力を示す。応力は両面の平均値としている。最大耐力時でVon mises応力は149N/mm²であり、キャピタルリブプレートはTable3.2.4に示す降伏応力度396N/mm²に達していないことを確認した。

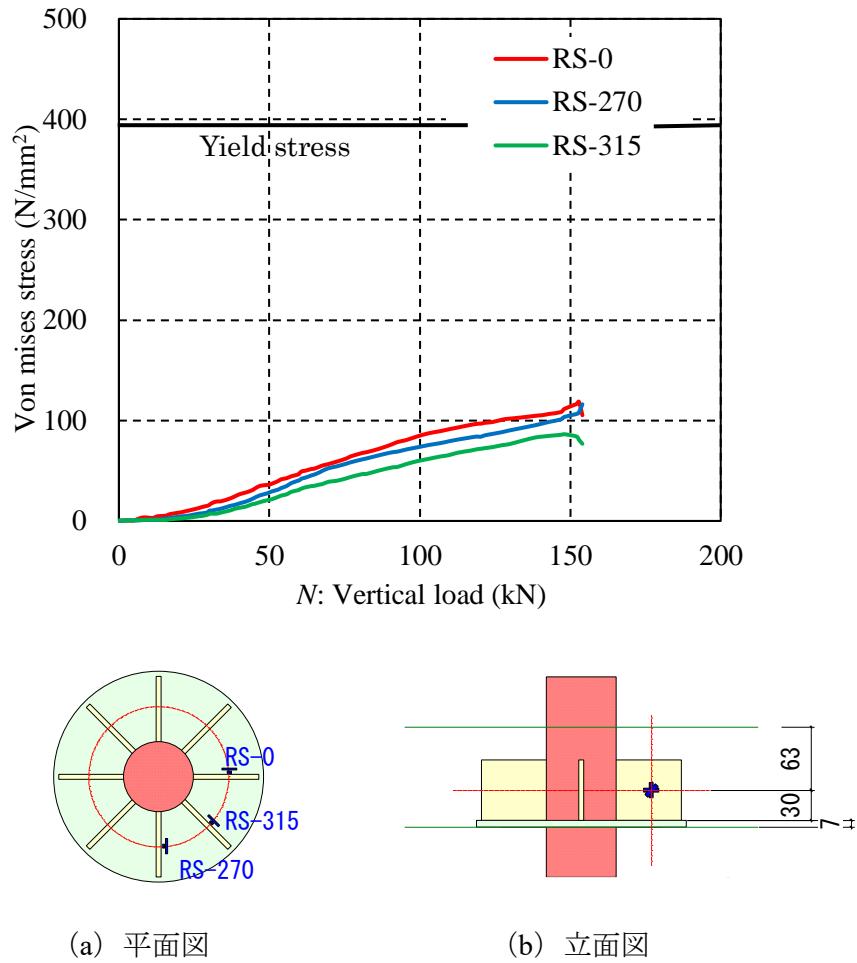


Fig. 3.3.5 キャピタルリブプレートのVon mises応力 (V-12-I)

3.3.4 長期荷重時におけるスラブの使用性の確認

鉛直載荷試験体V-12-Iの各鉛直荷重時における最大ひび割れ幅をFig.3.3.6に示す。ここで鉛直荷重45.2kNはスラブのパンチング破壊耐力計算値 V_o の1/3時の荷重に相当し、長期許容荷重の目安として定めた値である。鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針（案）・同解説³⁴⁾には性能の評価項目として、漏水抵抗性に対するひび割れ幅の許容値0.15mmおよび劣化抵抗性に対するひび割れ幅の許容値0.50mmと記載されている。長期荷重時を想定した鉛直荷重45.2kNにおける実験によるひび割れ幅は最大0.06mmであり、縮小倍した0.18mmは上述のひび割れ幅許容値と同程度または未満であり、ひび割れ幅という観点から長期荷重時においてスラブは健全といえる。

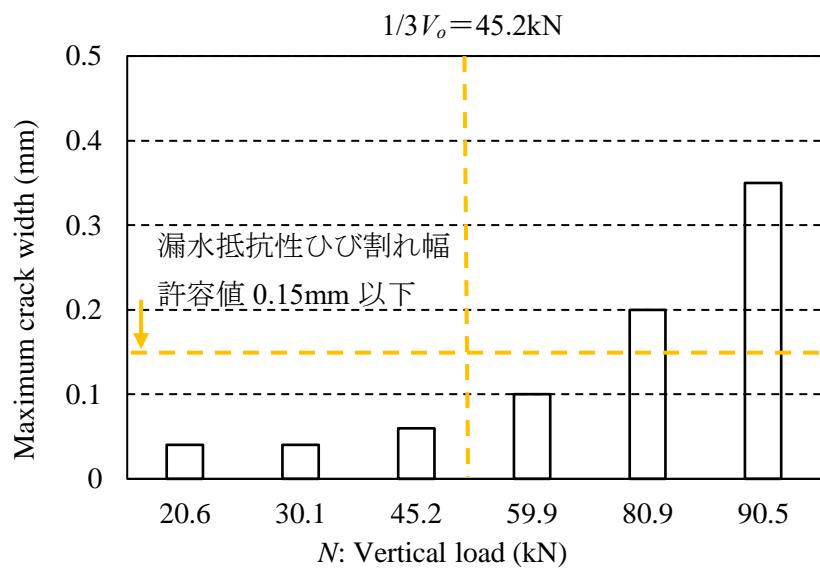


Fig. 3.3.6 荷重—最大ひび割れ幅関係 (V-12-I)

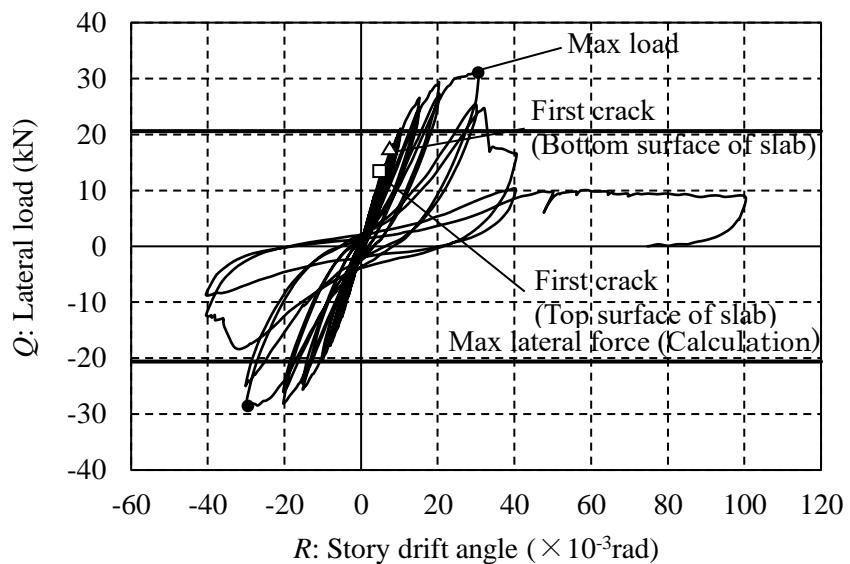
3.4 水平載荷試験

3.4.1 内柱タイプ水平載荷試験結果 (H00-12-I, H00-06-I 試験体)

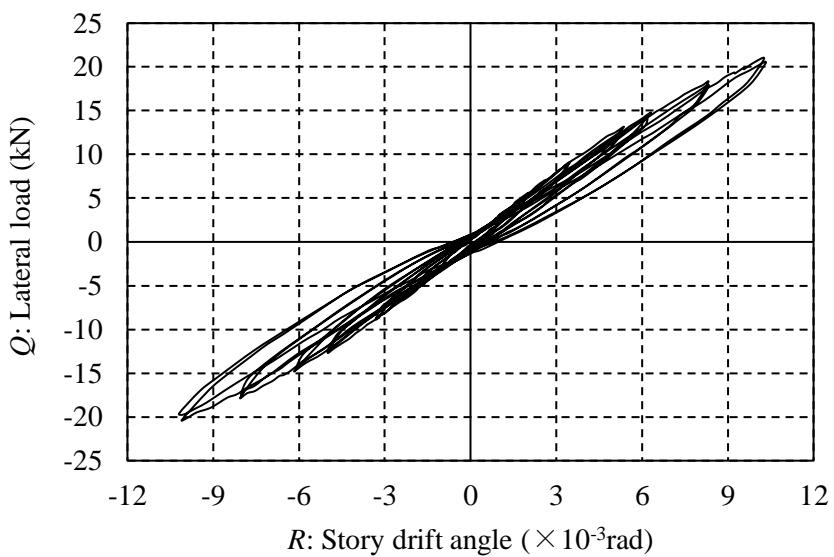
内柱タイプ試験体の水平荷重 Q —層間変形角 R 関係をFig.3.4.1に、実験状況写真をPhoto3.4.1にそれぞれ示す。図中の横実線はTable3.2.6の最大水平荷重計算値を示す。横軸の層間変形角の正側はFig.3.2.9の正加力方向時を示す。

また、 $R=10/1000\text{rad}$ における上面と下面のひび割れ状況および実験最終段階における上面と下面のひび割れ状況およびS造柱周辺写真をFig.3.4.2に示す。観察は2回繰り返し載荷のうち1回目の正および負載荷時に行った。正載荷時において発生・進展したひび割れを赤線、負載荷時のものを青線で示す。

試験体 H00-12-I は $[Q=13.1\text{kN}, R=5.2 \times 10^{-3}\text{rad}]$ 時に、スラブ上面でフラットプレートと支持柱との境界面から初期ひび割れが発生した。スラブ下面においては $[Q=17.5\text{kN}, R=8.1 \times 10^{-3}\text{rad}]$ 時に、フラットプレートとキャピタルプレートとの境界面から初期ひび割れが生じた。 $[Q=26.5\text{kN}, R=15.0 \times 10^{-3}\text{rad}]$ 時から、キャピタルプレートがフラットプレートへめり込む兆候が現れ、 $[Q=29.3\text{kN}, R=20.0 \times 10^{-3}\text{rad}]$ にはスラブの上面および下面の支持柱近傍でコンクリートが圧壊した (Photo3.4.1.1(a) 参照)。最大荷重の $[Q=30.8\text{kN}, R=30.3 \times 10^{-3}\text{rad}]$ 時には、キャピタルプレートのフラットプレートへのめり込みが顕著になった。 $R=40 \times 10^{-3}\text{rad}$ サイクルの正載荷に向かう途中でスラブ上面が隆起し、円弧上のひび割れが発生した (Photo3.4.1.1(b) 参照)。その後、 $R=100 \times 10^{-3}\text{rad}$ まで押し切り載荷を行った (Photo3.4.1.1(c) 参照)。

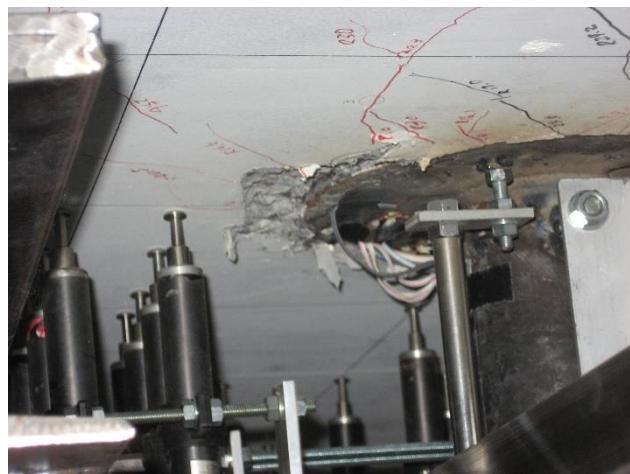


(a) 試験終了まで

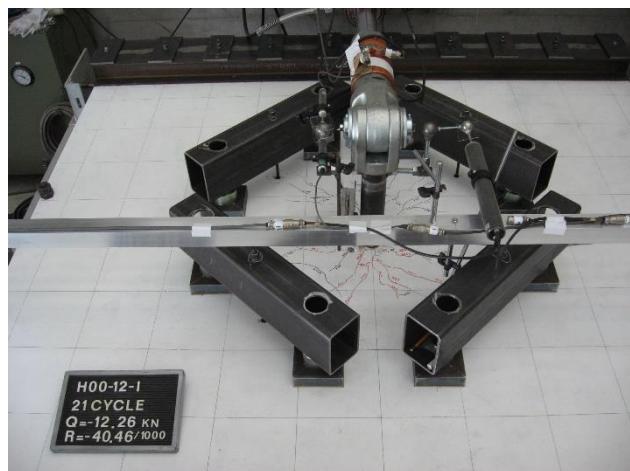


(b) $R=10/1000\text{rad}$ まで

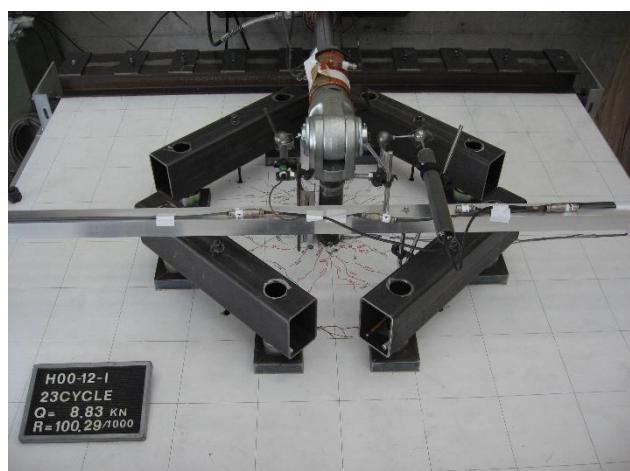
Fig. 3.4.1.1 荷重一層間変形角関係 (H00-12-I)



(a) $R = -20.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時のスラブ下面状況



(b) $R = -40.5 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時のスラブ上面状況



(c) $R = 100.3 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時のスラブ上面状況

Photo3. 4. 1. 1 実験状況 (H00-12-I)

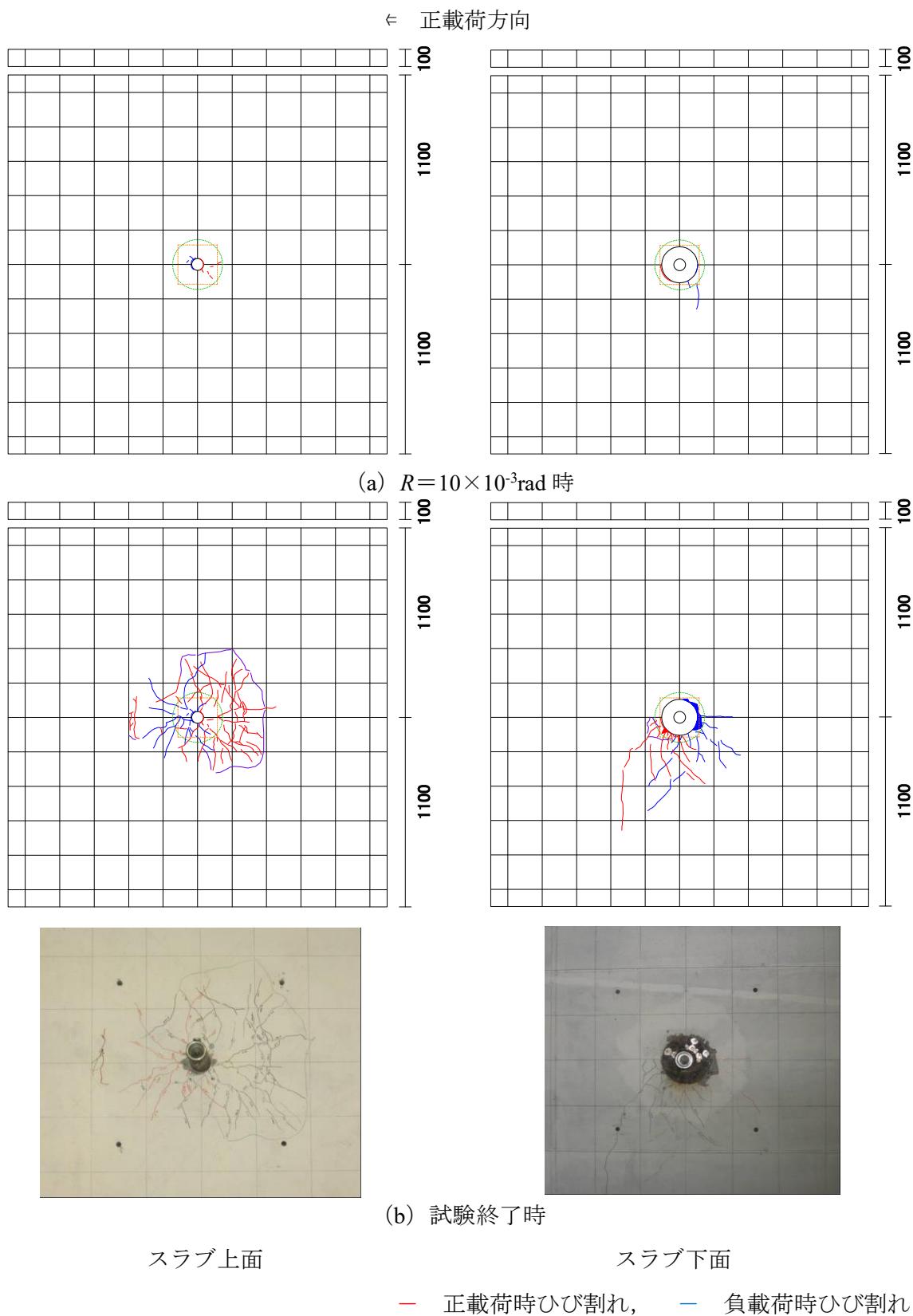
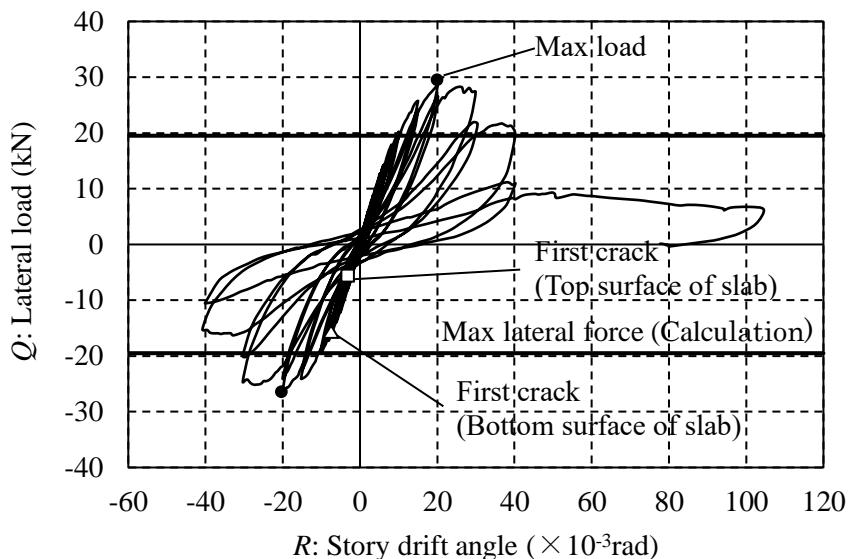
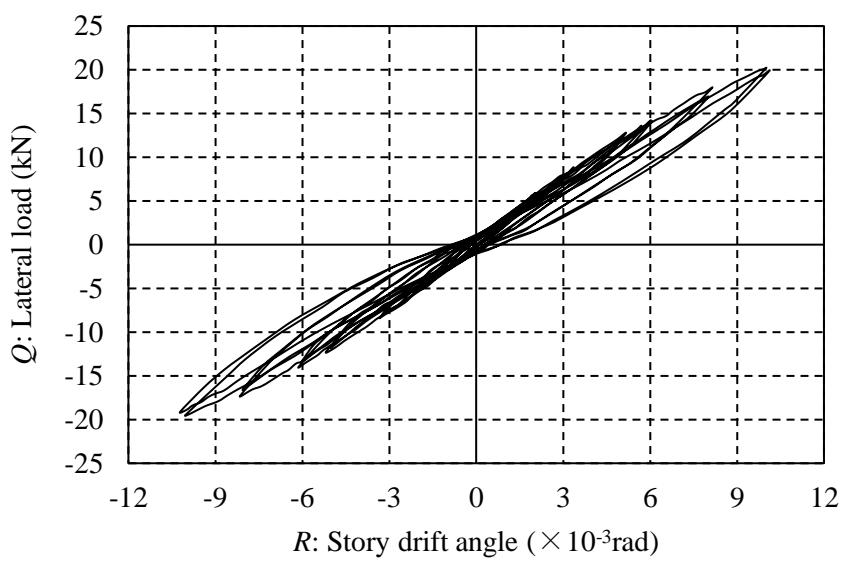


Fig. 3.4.2.1 スラブ上下面ひび割れ状況 (H00-12-I)

試験体H00-06-Iは、 $[Q = -4.9\text{kN}, R = -1.8 \times 10^{-3}\text{rad}]$ 時に、スラブ上面でフラットプレートと支持柱との境界面から初期ひび割れが発生した。スラブ下面においては、 $[Q = -17.3\text{kN}, R = -8.2 \times 10^{-3}\text{rad}]$ 時に、フラットプレートとキャピタルプレートとの境界面から初期ひび割れが生じた。 $[Q = -26.5\text{kN}, R = -20.1 \times 10^{-3}\text{rad}]$ 時に、スラブ下面でフラットプレートとキャピタルプレートとの境界面においてコンクリートの剥離が確認された。最大荷重 $[Q = 28.6\text{kN}, R = 20.1 \times 10^{-3}\text{rad}]$ を迎えた後、 $R = 30 \times 10^{-3}\text{rad}$ サイクルではスラブの上面および下面の支持柱近傍でコンクリートが圧壊し、耐力上昇が頭打ちとなった (Photo3.4.1.2(a) 参照)。 $R = 40 \times 10^{-3}\text{rad}$ サイクルでは、キャピタルプレートのフラットプレートへのめり込みが顕著になった。 $R = 50.4 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時にスラブ上面が隆起し、円弧上のひび割れが発生した。その後、 $R = 100 \times 10^{-3}\text{rad}$ まで押し切り載荷を行った (Photo3.4.1.2(b) および(c)参照)。

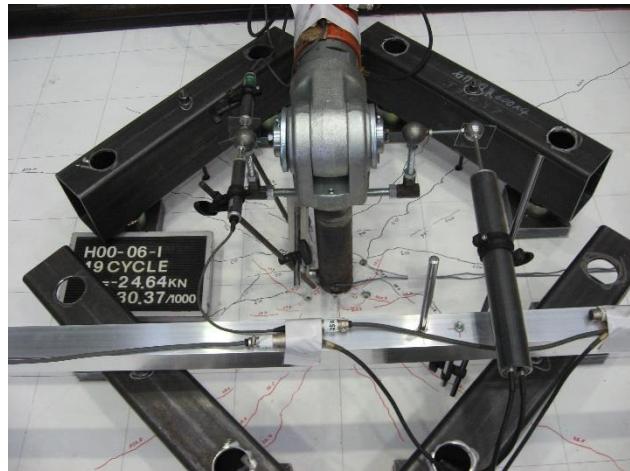


(a) 試験終了まで

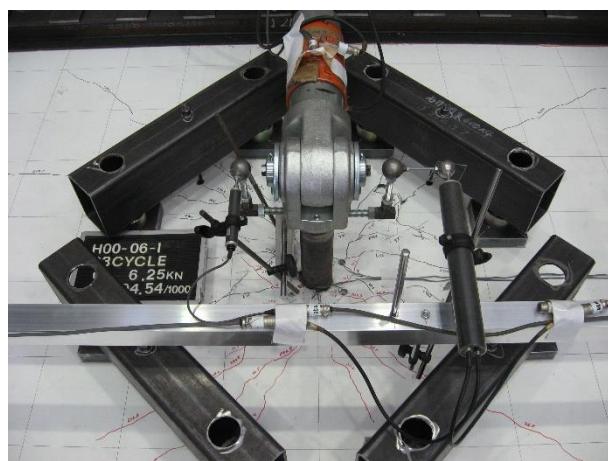


(b) $R=10/1000\text{rad}$ まで

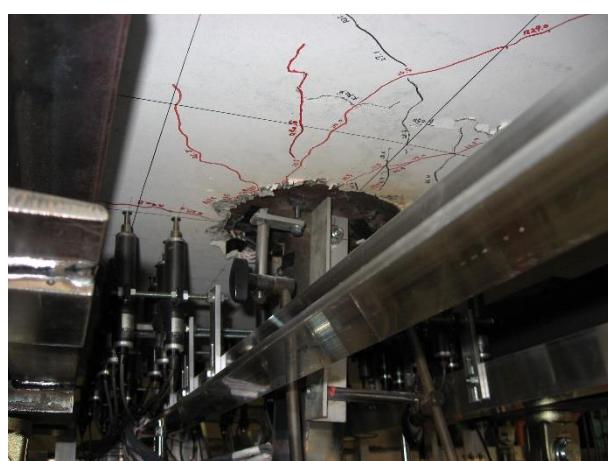
Fig. 3.4.1.2 荷重一層間変形角関係 (H00-06-I)



(a) $R = -30.4 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時のスラブ上面状況



(b) $R = 104.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時のスラブ上面状況



(c) $R = 104.5 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時のスラブ下面状況

Photo3. 4. 1. 2 実験状況 (H00-06-I)

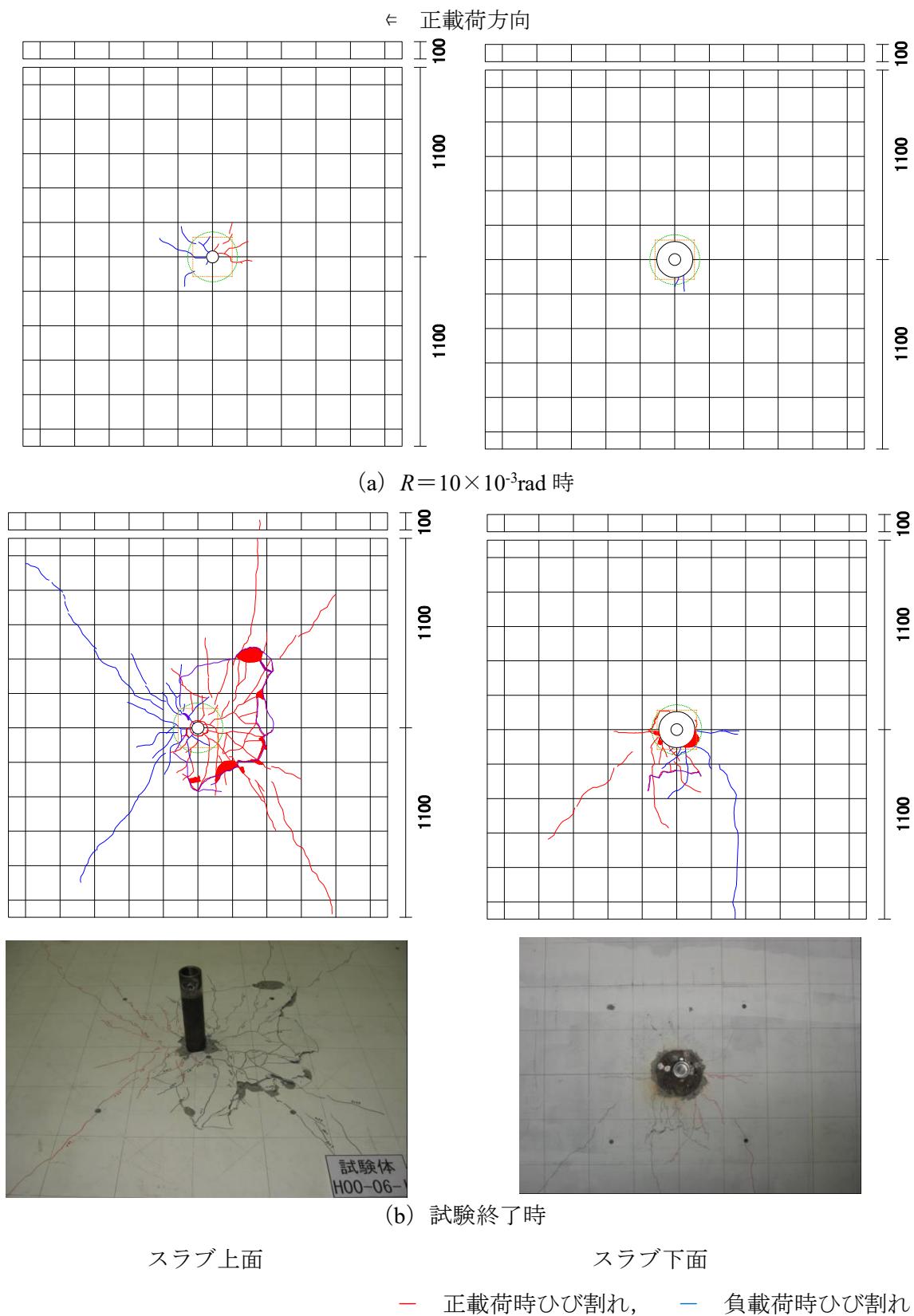
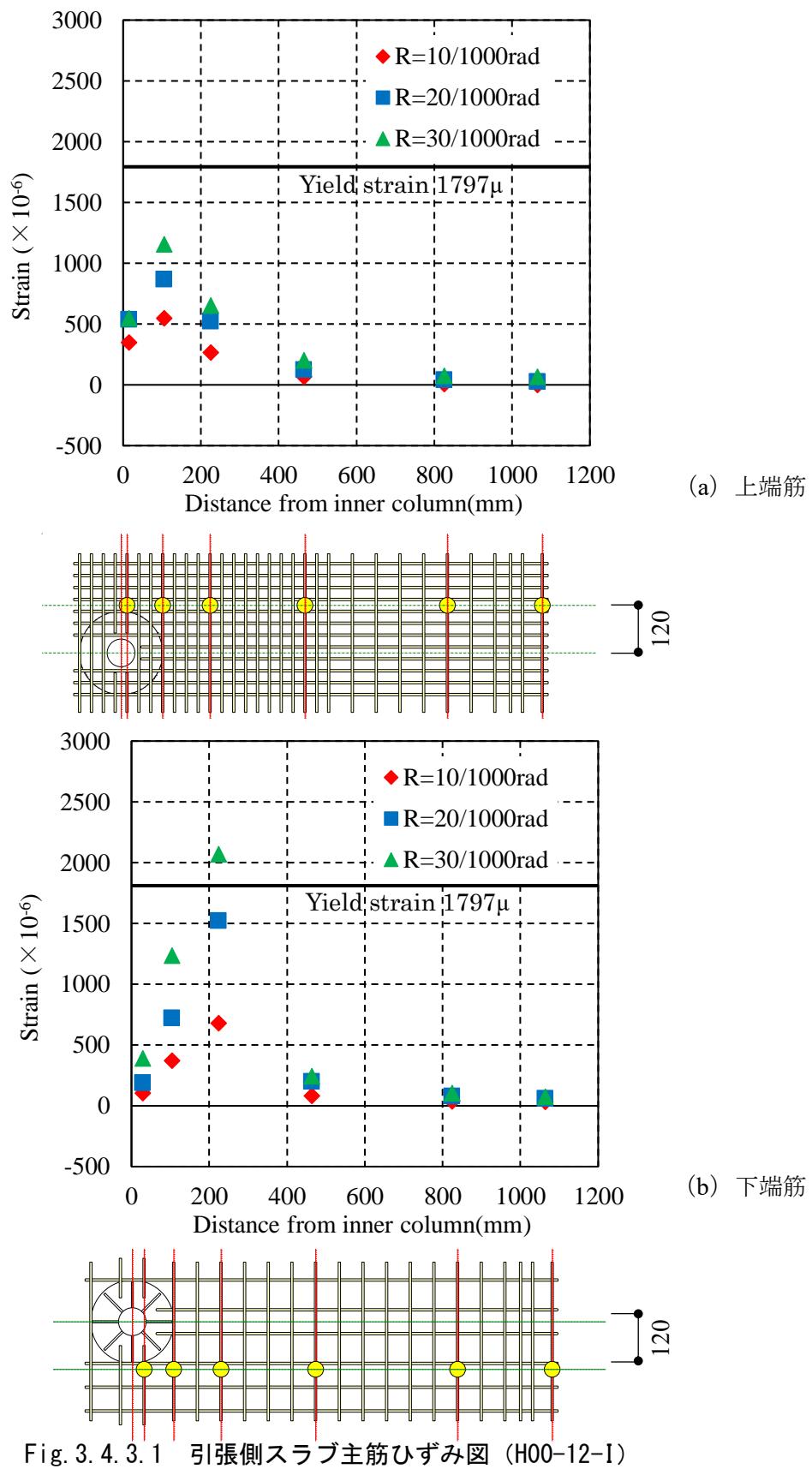
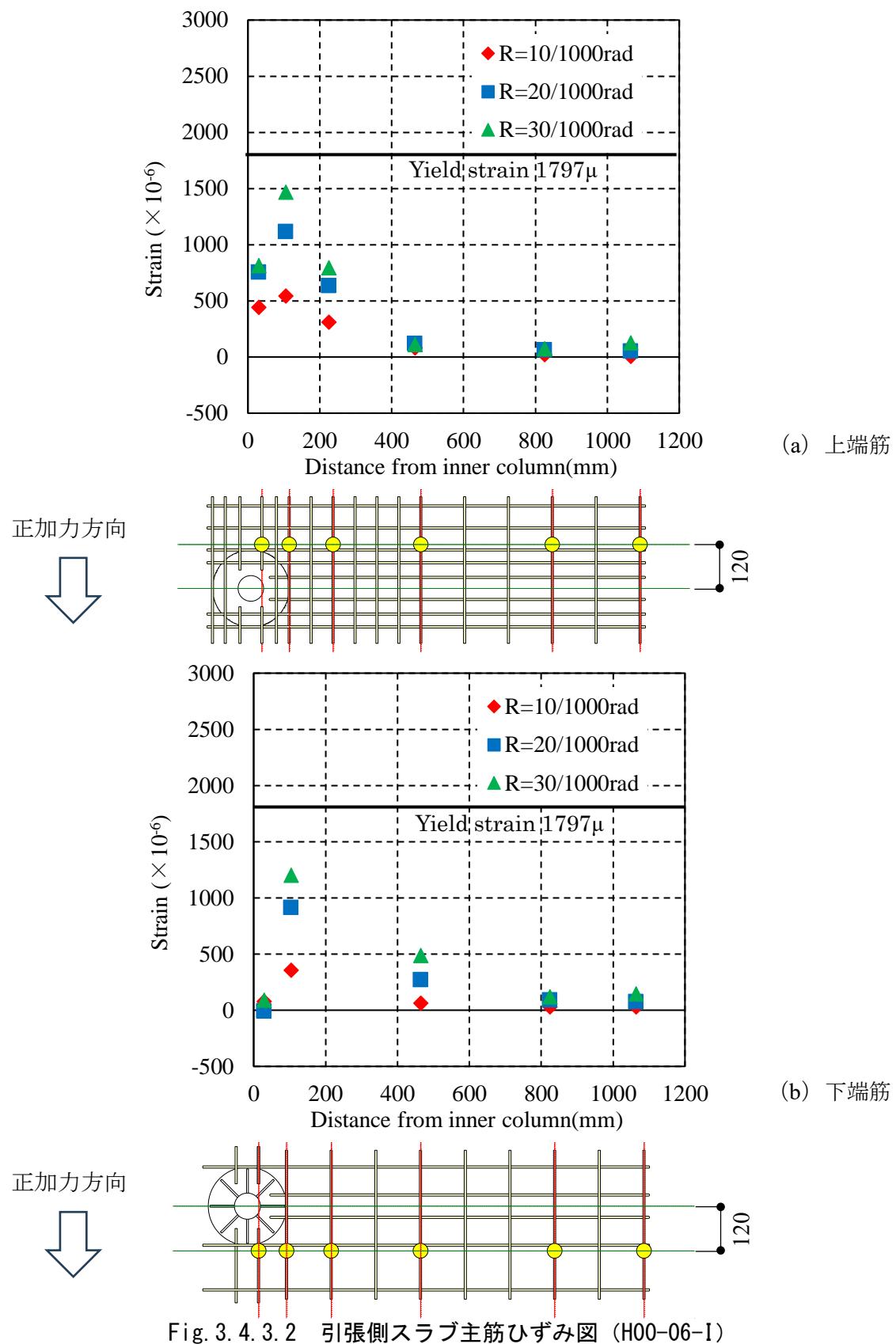


Fig. 3.4.2.2 スラブ上下面ひび割れ状況 (H00-06-I)

H00-06-Iと比較してH00-12-I試験体は、ひび割れ発生は若干遅く伸展も小さかったが、最大耐力に差はほとんど生じずパンチング破壊で最大耐力は決定し、3.2.5節で計算した値を上回った。また、両試験体とともに $R=20\times10^{-3}\text{rad}$ までは耐力低下を呈さず、高い変形性能を示すことを確認した。

Fig.3.4.3に正加力時引張側スラブ筋の鉄筋ひずみ図を示す。両試験体とともに、一部の鉄筋以外はスラブ鉄筋に降伏は生じなかった。





3.4.2 水平剛性

Table3.4.1に実験時の変形制御目標層間変形角時の各試験体の試験終了までの割線剛性 $K=Q/R$ (kN/rad $\times 10^3$) を示す。表中の網掛け部は各試験体の最大耐力時を示している。両試験体の初期剛性はほぼ同じで、最大耐力までの割線剛性も同様であった。

Fig.3.4.4に実験の1サイクル目の初期剛性を K_0 とし、以降のサイクルの割線剛性を K とした場合の初期剛性との比を示す。層間変形角が大きくなるにつれて、スラブの損傷などにより水平剛性は小さくなり、層間変形角が 40×10^{-3} radでは約10~20%となった。RC規準の解説文にはフラットスラブ構造の低い荷重段階から生じるひび割れによる急激な剛性低下の記述があるが、本工法も同傾向であることを確認した。

Table3.4.1 割線剛性比較

Specimens	$R (\times 10^{-3}\text{rad})$										
	1	2	3.33	5	6	8	10	15	20	30	40
H00-12-I	2.96	2.75	2.61	2.45	2.33	2.20	2.04	1.74	1.44	1.02	0.40
H00-06-I	3.09	2.90	2.63	2.47	2.36	2.20	2.02	1.71	1.42	0.91	0.49

Unit: kN/rad $\times 10^3$

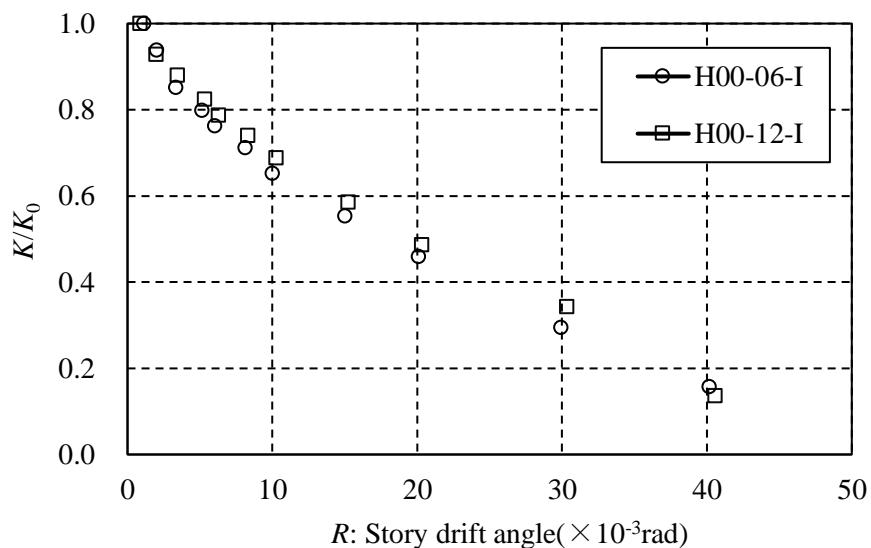
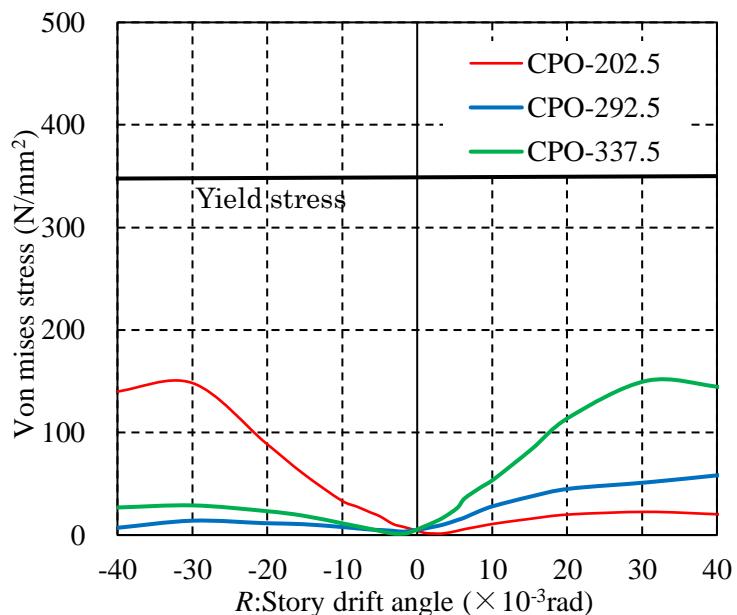


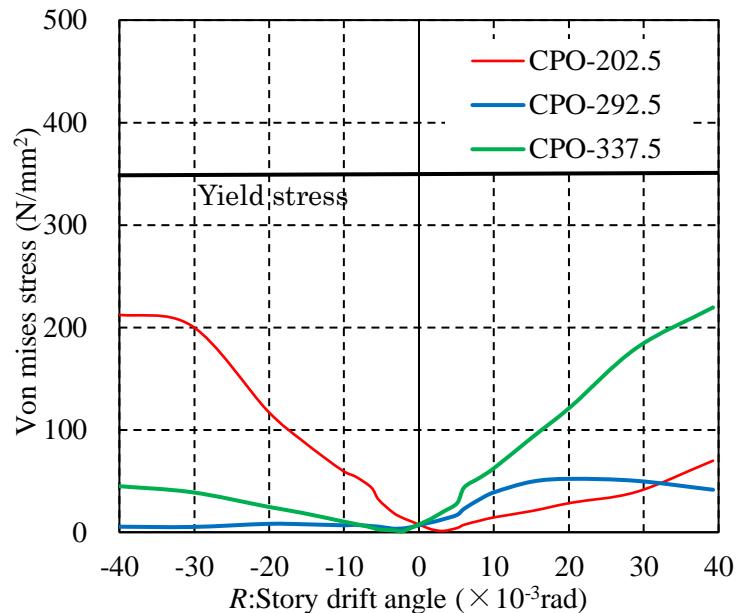
Fig. 3.4.4 剛性低下率

3.4.3 鋼製キャピタルの応力

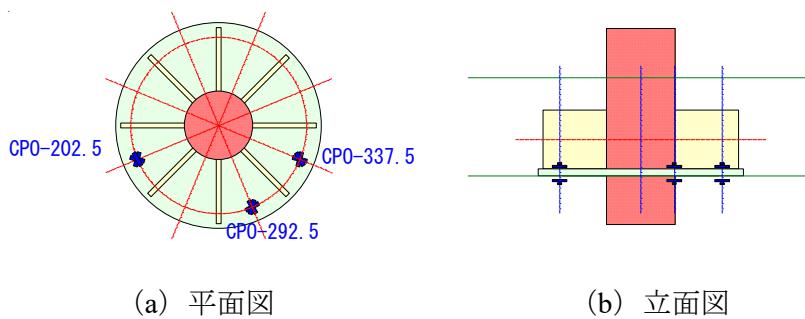
Fig.3.4.5 に水平載荷試験体のキャピタルプレートに貼付した3軸ひずみゲージの値から算出した Von mises 応力を示す。応力は上下面の平均値としている。キャピタルプレートの主応力は、加力方向ごとにキャピタルプレートが圧縮力を受ける方向において増加していることを確認した。また、H00-06-I 試験体では $R=40.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時で Von mises 応力は 219N/mm^2 であったが、キャピタルプレートは両試験体とともに Table3.2.4 に示す降伏応力度 348N/mm^2 に最大耐力まで達していないことが確認できた。



(a) H00-12-I



(b) H00-06-I

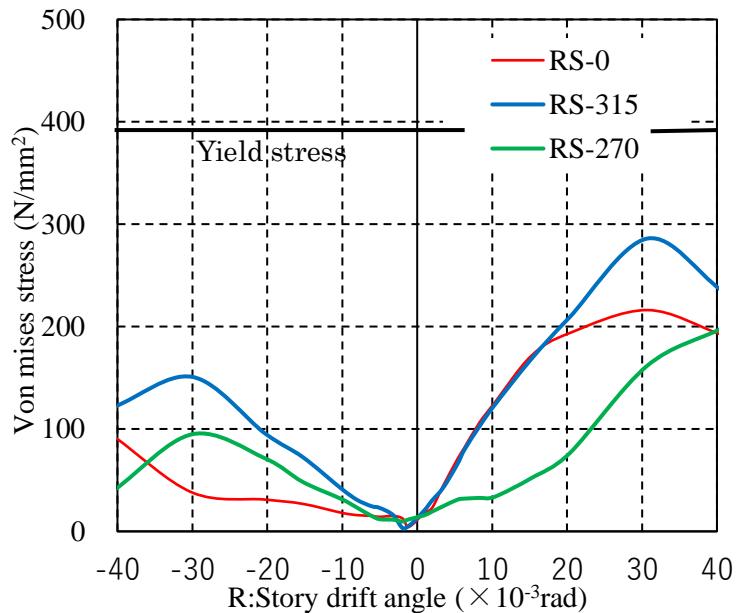


(a) 平面図

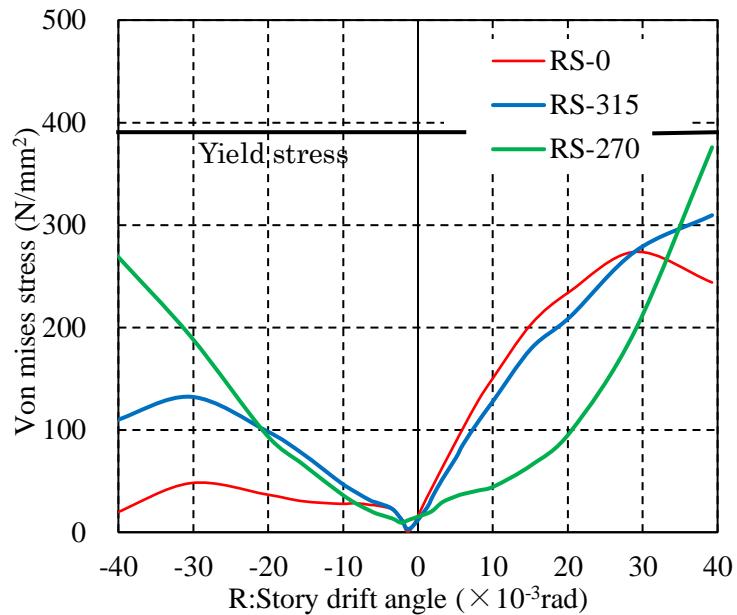
(b) 立面図

Fig. 3.4.5 キャピタルプレートのVon mises応力

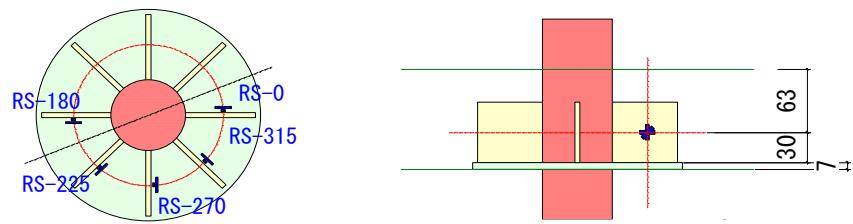
Fig.3.4.6 に水平載荷試験体のキャピタルリブプレートに貼付した 3 軸ひずみゲージの値から算出した Von mises 応力を示す。応力は両面の平均値としている。また、H00-12-I 試験体では最大耐力時で Von mises 応力は 286N/mm^2 であり、キャピタルリブプレートは全ての水平載荷試験体で Table3.2.4 に示す降伏応力度 396N/mm^2 に最大耐力まで達していないことが確認できた。



(a) H00-12-I



(b) H00-06-I

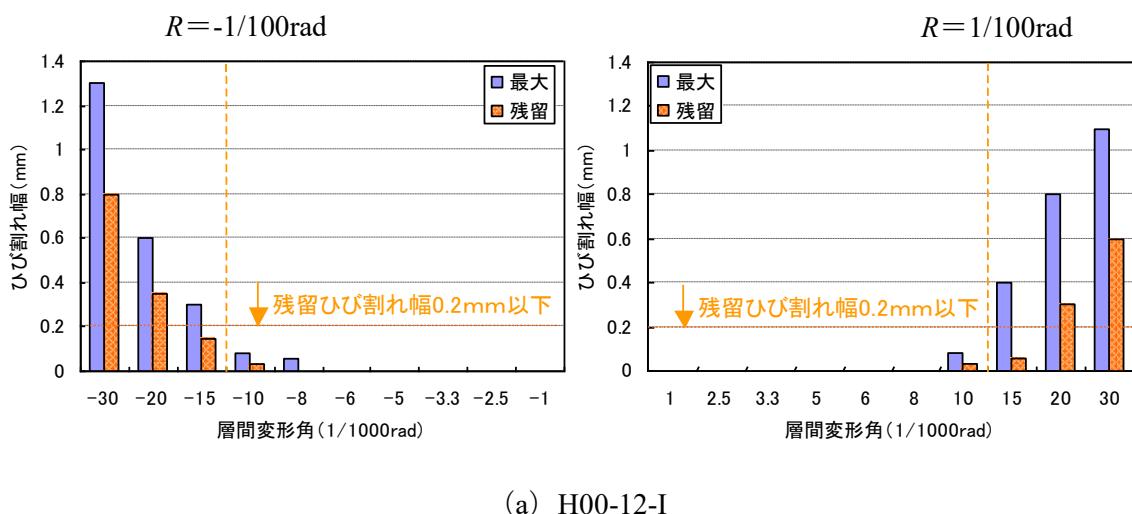


(a) 平面図 (b) 立面図

Fig. 3.4.6 キャピタルリブプレートのVon mises応力

3.4.4 水平荷重時におけるスラブの修復性の確認

Fig.3.4.7に層間変形角ピーク時の最大ひび割れ幅とそれに対する残留ひび割れ幅の推移の一例を示す。ここで残留ひび割れ幅とは、2回繰り返し載荷のうち1回目の最大変形角を経験後、荷重0点において計測したものである。試験体H00-12-Iに対してS造柱周辺の柱列帯の鉄筋量の少ない試験体H00-06-Iは、早期に初期ひび割れが発生し、ひび割れ範囲もやや広いものの最大ひび割れ幅は小さかった。またFig.3.4.4では層間変形角($R=10\times10^{-3}\text{rad}$)において水平剛性が初期剛性の約6割程度に低下しているが、実験終了時にスラブの過度な鉛直変形は全ての試験体に観察されていない。両試験体とも一般的に大地震震時の設計の目標値に使用されることの多い層間変形角($R=10\times10^{-3}\text{rad}$)では実験の縮小倍を考慮した残留ひび割れ幅は0.12mmであり、RC造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説³⁵⁾に記載されている使用限界状態0.2mm以内であるため、ひび割れ幅の観点からスラブの修復性(建物を無理なく原状に修復することができる限界の状態)が確認できた。



(a) H00-12-I

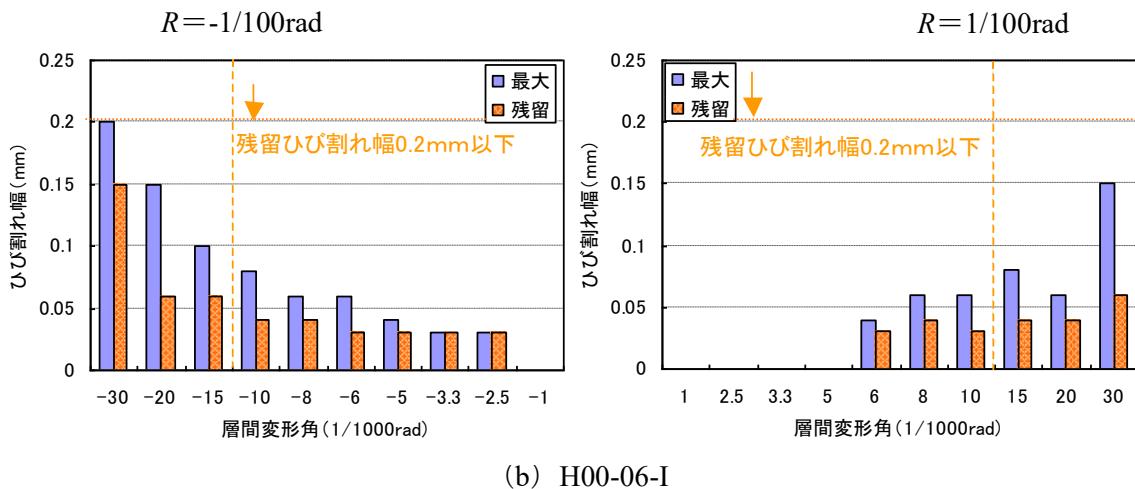


Fig. 3.4.7 層間変形角－ひび割れ幅関係

3.4.5 鉛直荷重下における水平載荷時のパンチング破壊耐力

本実験では両試験体とも、柱周辺の支圧による局所な損傷は見られるものの $R=20\times10^{-3}\text{rad}$ までは耐力低下を生じず、高い変形性能を示すことを確認した。

パンチング破壊に対する計算値と実験値比較をTable3.4.2に示す。ここで表内の Q_{max} は最大水平荷重実験値、 M_{max} は最大曲げモーメント実験値、 V_u は実験の最大水平荷重時におけるスラブからS造柱に伝えられる鉛直荷重を外力の力のつり合いより求めた値である。

本実験における $V_u/V_o - M_{max}/M_o$ の関係を、RC規準に示されている柱頭まわりでパンチング破壊させた実験結果の相関図にプロットしたものをFig.3.4.8に示す。本実験でパンチング破壊した試験体H00-12-I、H00-06-Iに対しては、 $V_u/V_o + M_{max}/M_o \geq 1.0$ の相関関係が成り立っていることがわかる。以上より、S造柱とスラブ内蔵型鋼製キャピタルを有するフラットスラブ構造においても、RC規準に示されるパンチング破壊をする際の相関関係式(3.2.11)が本研究で採用した計算条件のもとに援用できることが確認できた。

Table3.4.2 パンチング破壊耐力の計算値と実験値の比較

Specimens	Calculation			Test						
	V_o (kN)	M_o (kN·m)	Q (kN)	V_u (kN)	V_u/V_o	Q_{max} (kN)	$R(:Q_{max})$ ($\times 10^{-3}\text{rad}$)	M_{max} (kN)	M_{max}/M_o	V_u/V_o $+M_{max}/M_o$
H00-12-I	136.8	29.1	20.6	40.9	0.30	31.0	29.2	29.1	1.00	1.30
H00-06-I	137.3	27.5	19.5	39.8	0.29	28.6	20.1	26.9	0.98	1.27

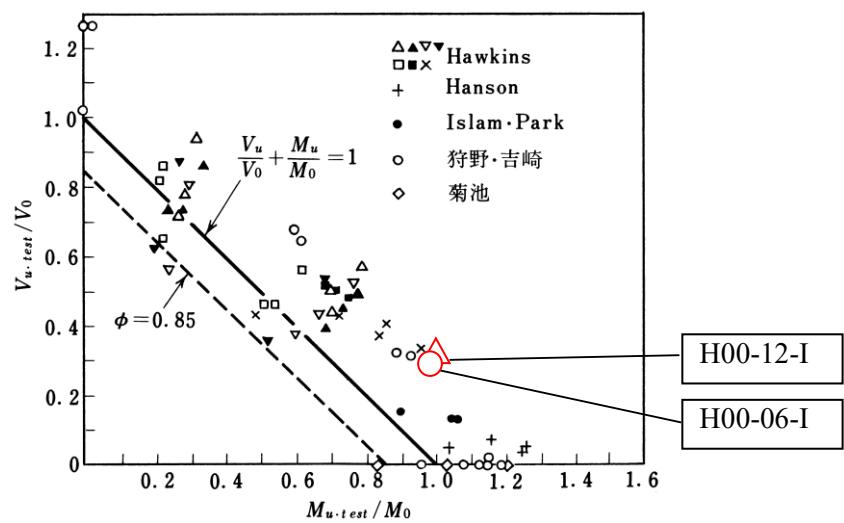


Fig. 3.4.8 パンチング破壊相関関係

3.5 まとめ

本章では、提案した鉄骨柱とスラブ内蔵型キャピタルを有するフラットスラブ構造は鉛直支持性能の確保が最も重要な性能と考えられることから、パンチング破壊耐力や水平変形能力などを把握するために構造実験を実施した。実験により得られた知見を以下に示す。

- 1) 本工法の鉛直力のみが伝達されるときの終局伝達鉛直力は RC 規準式を援用し、キャピタルプレート直径にスラブの有効せいを加算した円の円周をパンチング算定断面とすれば 1 割程度の安全率をもって算定できることを確認した。ここで、スラブの有効せいは RC 規準のスラブの有効せいからキャピタルプレート厚さを引いたものとした。
- 2) 長期許容荷重の目安を鉛直力のみが伝達されるときの終局伝達鉛直力の 1/3 と設定すれば、長期荷重時においてスラブの使用性はひび割れ幅の観察から問題ないことを確認した。
- 3) 本工法は鉛直力のみが伝達されるときの終局伝達鉛直力の 1/3 程度の鉛直力が作用した場合に、水平載荷試験において $R=20\times10^{-3}\text{rad}$ までは耐力低下を呈さず、高い変形性能を示すことを確認した。
- 4) 本工法の水平剛性は、層間変形角が大きくなるにつれてスラブの損傷などにより小さくなり、層間変形角が $40\times10^{-3}\text{rad}$ では初期剛性の約 10~20%となることを確認した。
- 5) 一般的に大地震時の設計の目標値に使用されることの多い層間変形角 ($R=10\times10^{-3}\text{rad}$) では、残留ひび割れ幅の観点からスラブの修復性が確認できた。
- 6) 本工法では柱は細径の S 造柱を使用しているが、柱頭まわりのせん断耐力はパンチング破壊が発生すると、RC 造柱を用いた RC 規準の相關関係式 $V_u/V_o + M_{max}/M_o \geq 1.0$ が成立することを検証した。

- 7) 本工法の鋼製キャピタルは、キャピタルリブプレートおよびリブプレートとともに実験終了時まで弾性範囲内であることを確認した。

第4章 鉛直荷重下における水平荷重時パンチング破壊の 有限要素法解析による評価

4.1 はじめに

前章では、本研究が提案する新工法の最も重要な構造性能と考えられるパンチング破壊耐力および水平荷重時の耐力や変形能力などを実験的に把握した。しかし、本工法のパンチング破壊耐力は RC 規準式⁵⁾を援用して安全側に確認できることを把握したが、実験結果から考察できる範囲ではパンチング破壊耐力時の内部応力状態を把握するのは困難である。狩野らの既往研究^{6,7,36)}においても一般の RC 構造によるフラットスラブの内部応力に関する検討はなされているものの、特に鉛直荷重下における水平載荷時の内部応力に関する実験的および解析的な資料は乏しい。

よって、長期荷重を想定した一定の鉛直荷重下における水平載荷時の本工法の終局伝達モーメントについて、内部応力状態の把握・パンチング破壊のメカニズム解明およびパンチング破壊強度の解析的評価をおこなうために、有限要素法解析により実験結果を再現するためのモデル化方法について検討した。解析は、前章の水平載荷試験体の 2 体を対象として、提案するモデル化方法により 3 次元有限要素法 (FEM) 解析を行った。

4.2 解析方法

3章で実験を行った水平載荷試験体である試験体H00-12-IおよびH00-06-Iを対象にして、3次元有限要素法（FEM）解析を行う。数値解析には市販のコンクリート構造物非線形FEM解析プログラムの‘FINAL’³⁷⁾を用いた。

Fig.4.2.1にFEM解析のための試験体の要素分割図および境界条件を示す。同図に示すように試験体の対称性を考慮して試験体の半分をモデル化した。境界条件は、スラブの両端の2辺をローラー支持（鉛直変位のみ拘束）し、S造柱脚をピン支持として、実験と同一の鉛直力を加えたのち、S造柱頭に水平方向に強制変形 δ を与えた。

コンクリートは六面体要素とし、鉄筋は線材要素（トラス要素）で定義した。鋼材については、S造柱およびキャピタルプレートは六面体要素とし、キャピタルリブプレートは四面体要素とした。鉄筋とコンクリートの間の付着挙動はライン要素を接合要素としてモデル化した。

コンクリートスラブの要素分割は、平面的にはFig.3.2.5およびFig.3.2.6に示す配筋位置に配慮しながら、基本的に柱列帯を30×30mmメッシュ、柱間帯は30×60mmおよび60×60mmメッシュとし、パンチング破壊想定位置と予測される柱列帯の要素寸法を柱間帯よりも細かくしている。Fig.4.2.2に試験体の要素分割図を示す。図中の赤線と青線は鉄筋位置を示している。また、厚さ方向は100mmのスラブをかぶり厚さと鉄筋位置に配慮しながらスラブ表面から7, 9, 34, 34, 9, 7mmと6分割した。

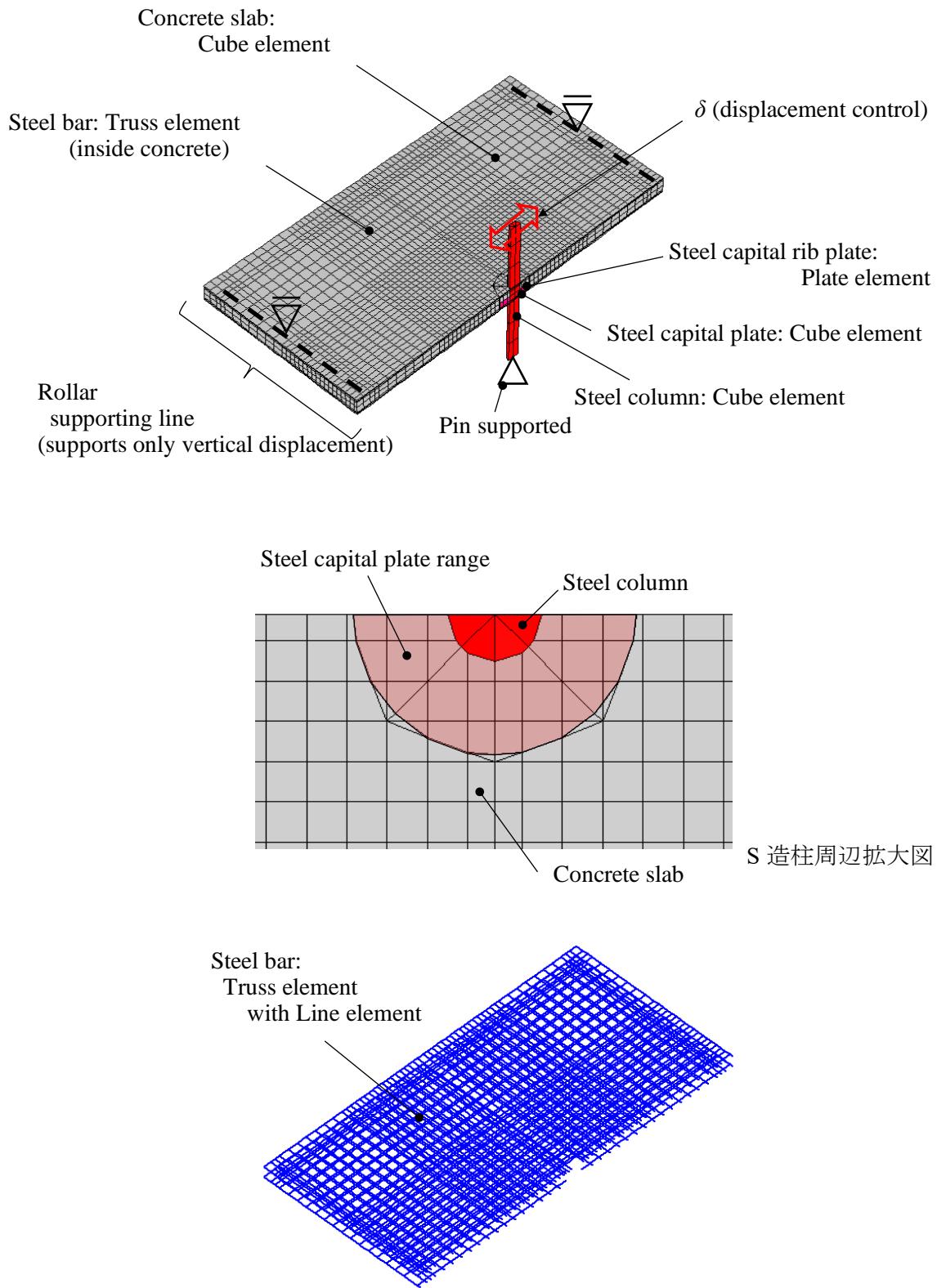


Fig. 4.2.1 試験体の解析モデルおよび境界条件

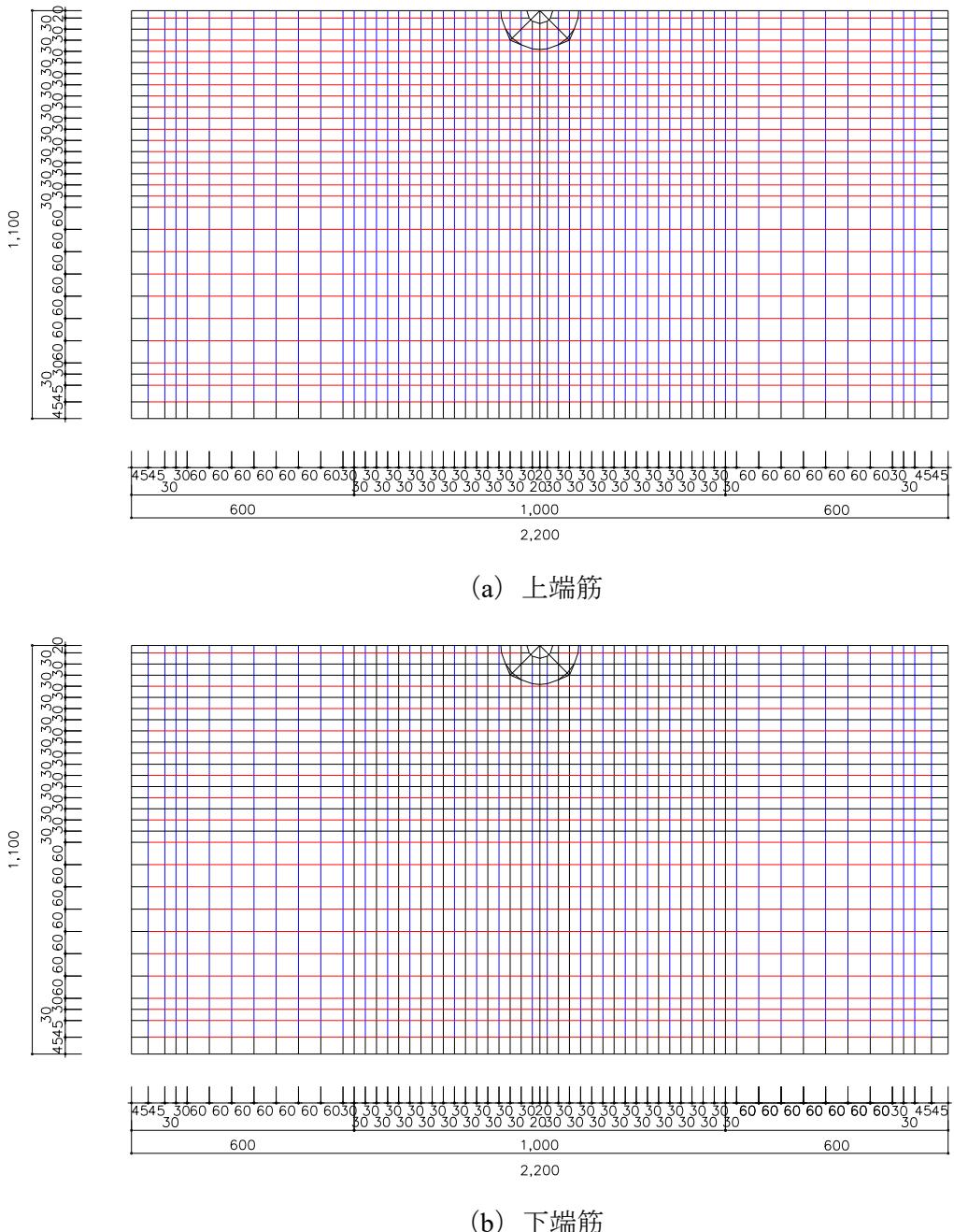


Fig. 4.2.2.1 試験体要素分割図(H00-12-I)

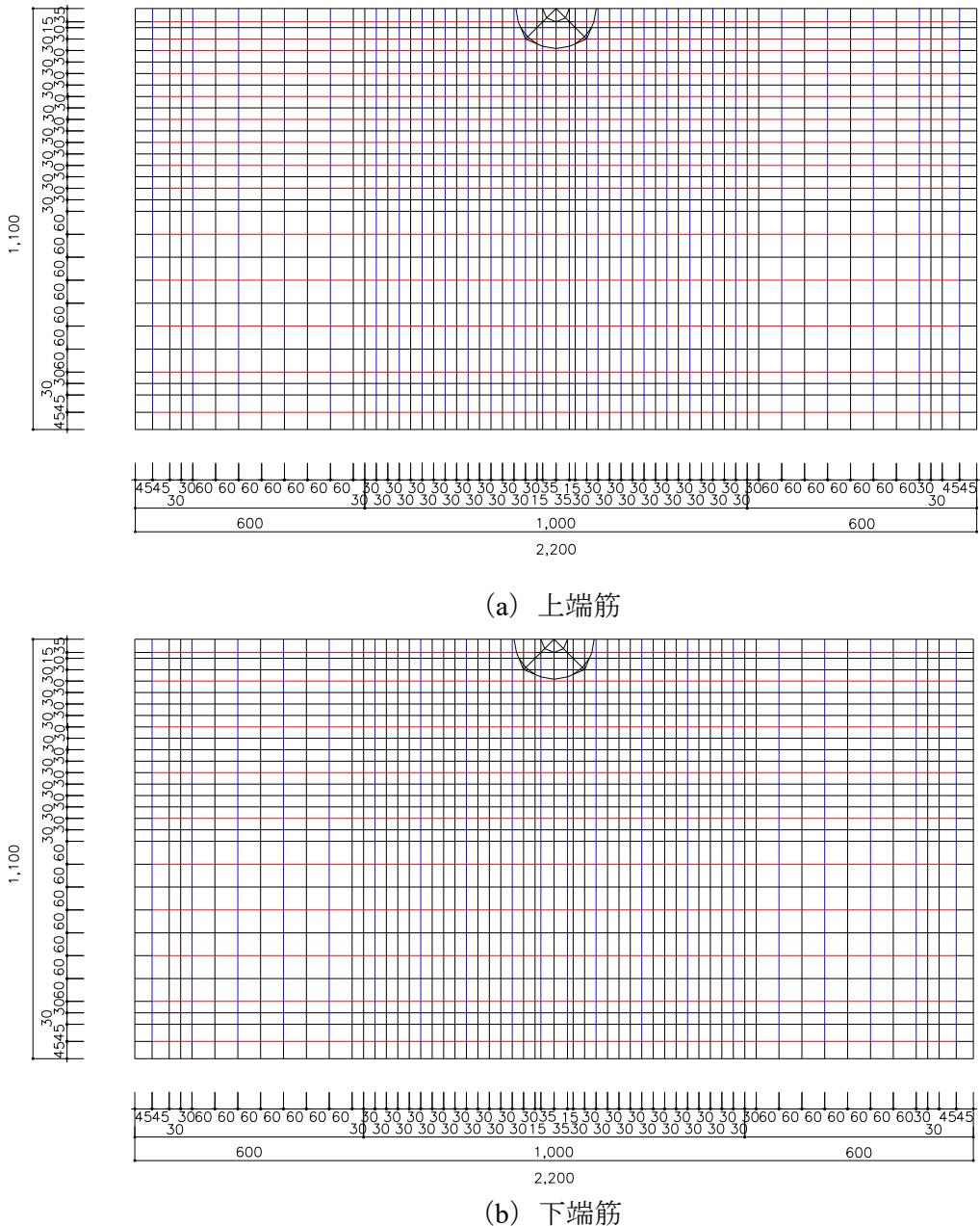


Fig. 4.2.2.2 試験体要素分割図(H00-06-I)

4.3 材料モデル

4.3.1 コンクリートモデル

コンクリートの材料構成則は、三軸応力下の圧縮破壊条件はOttosenの4パラメータモデル³⁸⁾を採用して適用した。コンクリートの圧縮側の応力—ひずみ関係については応力上昇域および軟化域は修正Ahmadモデル³⁸⁾とした (Fig.4.2.3)。ひび割れは非直交分散ひび割れモデルにより表現した³⁹⁾。

＜修正Ahmadモデル＞

$$\sigma = \frac{[(AX+(D-1)X^2)]\sigma_p}{1+(A-2)X+DX^2} \quad (\text{単位 : kgf/cm}^2) \quad (4.2.1)$$

$$A = \frac{E_c}{E_p} \quad (4.2.2)$$

上昇域 ($\varepsilon \leq \varepsilon_p$)

$$X = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_p} \quad (4.2.3)$$

$$D = \frac{200}{\sigma_B} - \left(\frac{E_c}{E_p} - 1 \right)^2 \quad (\geq 1.0 \frac{E_c}{E_p}) \quad (4.2.4)$$

$$E_p = \frac{\sigma_p}{\varepsilon_p} \quad (4.2.5)$$

軟化域 ($\varepsilon > \varepsilon_p$)

$$X = \left(1 + \frac{\varepsilon - \varepsilon_p}{\varepsilon_p} \right)^n \quad (4.2.6)$$

$$n = 0.9 + 3.4 \left(\frac{\sigma_B}{1000} \right)^2 \quad (4.2.7)$$

$$D = 1 + 1800 \frac{\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_B} - 1 \right)^2}{\sigma_B} \quad (4.2.8)$$

ここで、 σ_p は側圧を考慮した最大応力点、 E_c はコンクリートのヤング係数、 E_p は最大応力点の割線剛性、 ε_p は最大応力点時のひずみ、 σ_B はコンクリートの圧縮強度を示す。

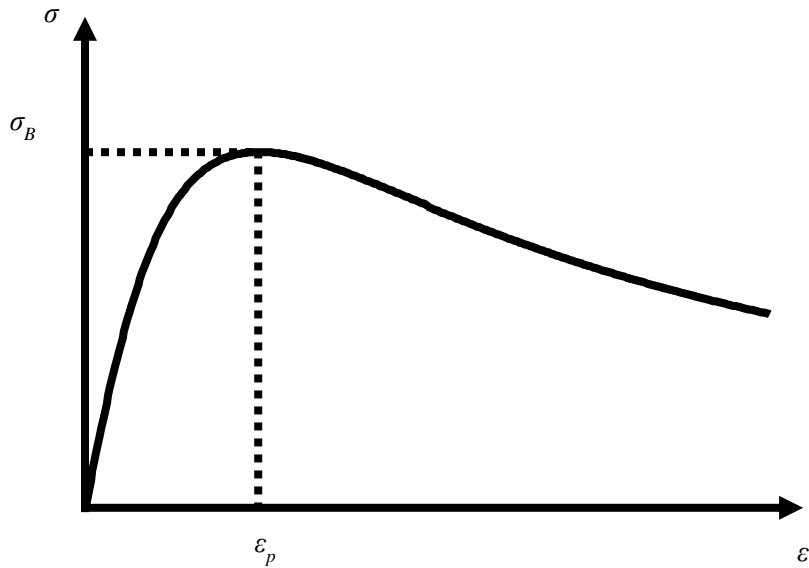


Fig. 4.2.3 コンクリートの圧縮側の応力—ひずみ関係(修正 Ahmad モデル)

コンクリートの引張側の応力—ひずみ関係については、ひび割れ発生までは線形を仮定し、ひび割れ後の応力は零とするテンションカットオフモデルとした (Fig.4.2.4)。テンションカットオフモデルを採用した理由は面外に応力を受けるスラブの厚さ方向に鉄筋が配されていないため無筋コンクリートの引張軟化特性を近似する意図であるが、軟化モデルが解析結果に有意に影響しないことは付録1で検討したため参照されたい。

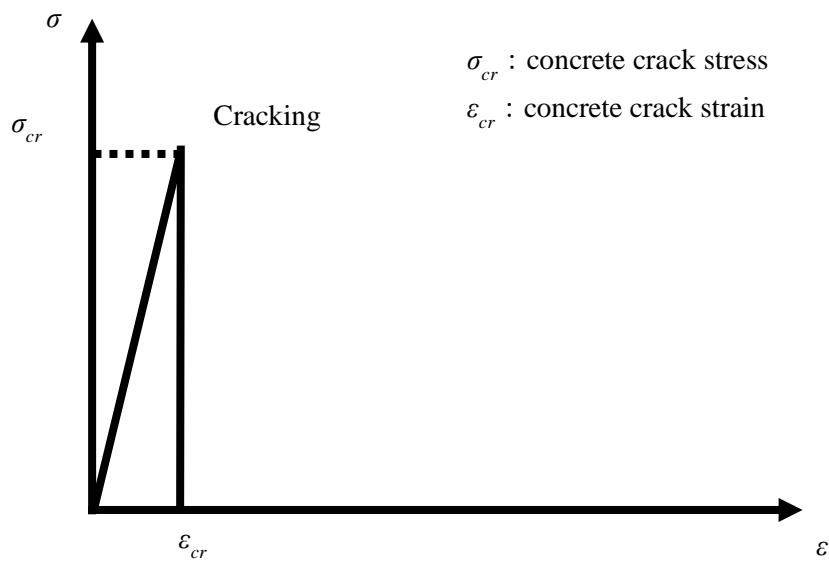
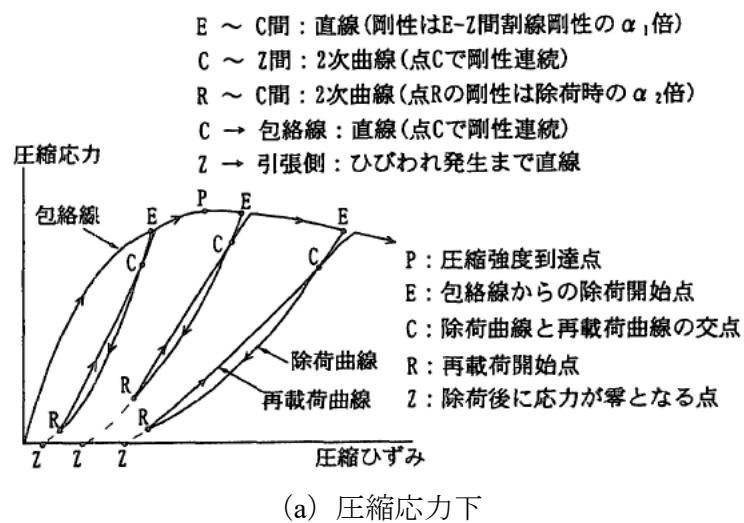
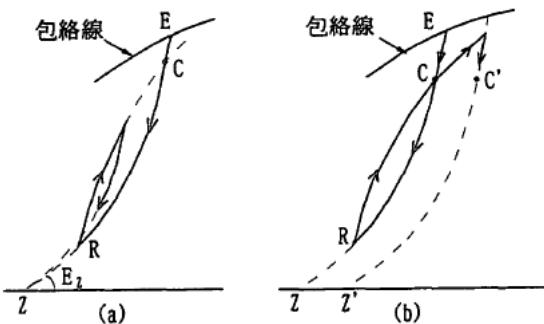


Fig. 4.2.4 コンクリートの引張側の応力—ひずみ関係(テンションカットオフモデル)

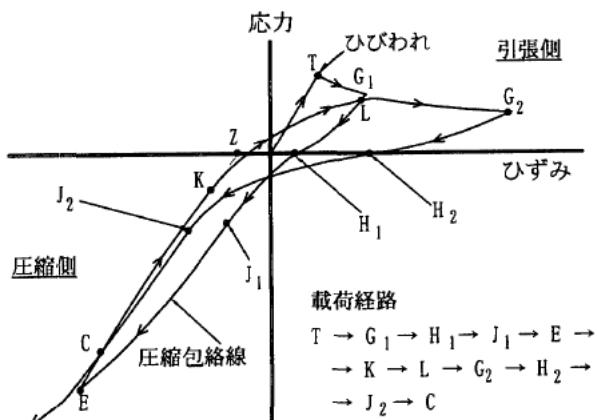
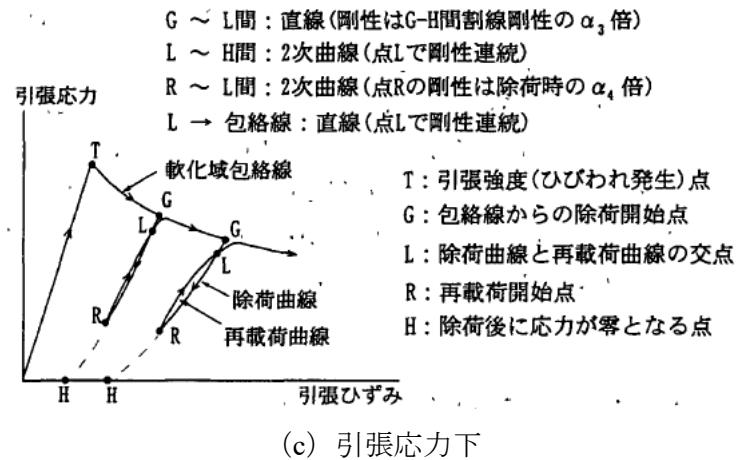
コンクリートの繰り返し応力下における履歴特性は除荷と再載荷過程における軟化挙動を考慮した曲線モデル⁴⁰⁾を使用した (Fig.4.2.5). 本解析モデルでは、コンクリートの引張側の応力一ひずみ関係をテンションカットオフモデルとしているため、Fig.4.2.5 の図中では、引張側の軟化域ではひび割れ後の応力は零となる。図中の特異点を結ぶ曲線の定義は、同文献⁴⁰⁾を参照されたい。



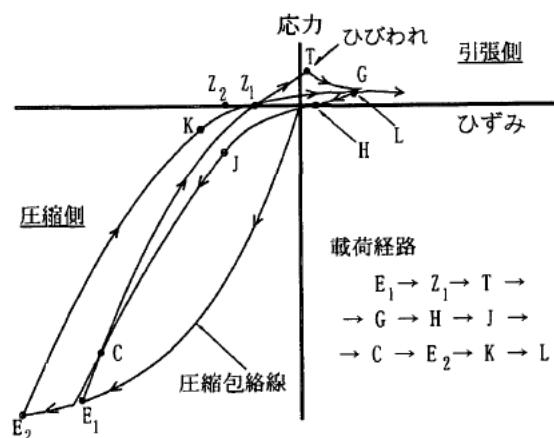
(a) 圧縮応力下



(b) 圧縮応力下の除荷一再載荷一再除荷時のルール



a) 引張側でひびわれ後に圧縮側に移行する場合



b) 圧縮側からの除荷後に引張側に移行する場合

J : 引張除荷曲線から圧縮包絡線/再載荷曲線への移行点

K : 圧縮除荷曲線から引張再載荷曲線への移行点

H → J : 対数曲線 (点Jで剛性連続)

J → C : 2次曲線 (点Jで剛性連続)

C → K : 2次曲線 (点Kは点C→点Zへの除荷曲線上)

K → L : 対数曲線 (点Kで剛性連続)

(d) 引張から圧縮応力間

Fig. 4.2.5 コンクリートの履歴特性⁴⁰⁾

ひび割れ後のせん断伝達モデルにはAl-Mahaidiモデル⁴¹⁾を仮定した (Fig.4.2.6) .

<Al-Mahaidiモデル>

$$\frac{G_{cr}}{G_0} = \frac{0.4}{\frac{\varepsilon_t}{\varepsilon_{cr}}} \quad (4.2.9)$$

ここで, G_{cr} はひび割れ後のせん断剛性, G_0 はコンクリートのせん断剛性, ε_t はひび割れ直交方向のひずみ, ε_{cr} はひび割れ発生時のひずみを示す.

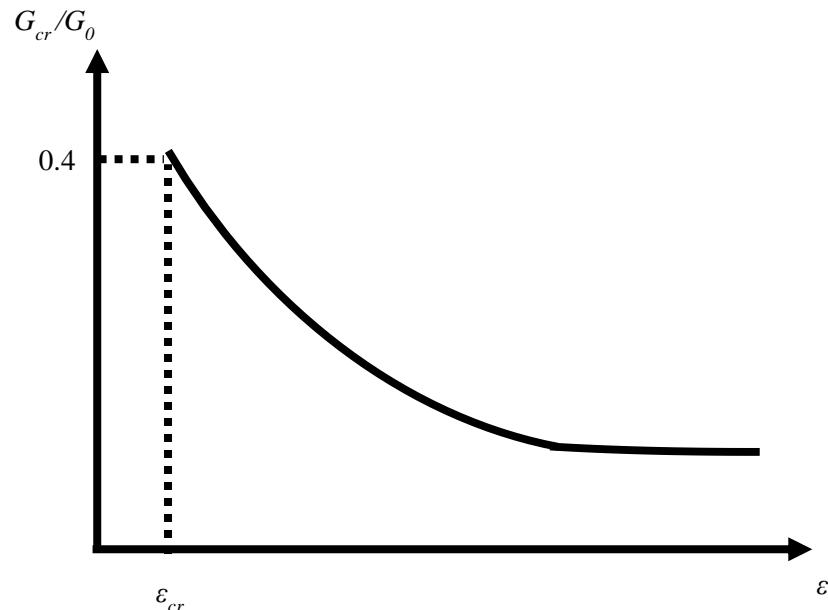


Fig. 4.2.6 ひび割れ後のせん断伝達特性(Al-Mahaidi モデル)

材料特性はTable3.2.2の材料試験値を用いた。ただし、コンクリートの引張強度は解析対象であるフラットスラブが薄板であるため材料試験値を用いず、 $0.3\sqrt{\sigma_b}$ を採用した⁴²⁾。

4.3.2 鋼材モデル

鉄筋および鉄骨の履歴特性は、バウシンガー効果を考慮したCiampi等の提案する修正Menegotto-Pintoモデル⁴³⁾とした (Fig.4.2.7) .

<修正Menegotto-Pintoモデル>

包絡線

$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = H \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} + \frac{(1-H) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y}}{(1 + |\frac{\varepsilon}{\varepsilon_y}|^R)^{\frac{1}{R}}} \quad (4.2.10)$$

$$R = 20 - \frac{18.5 \varepsilon_{\max}}{0.00015 + \varepsilon_{\max}} \quad (4.2.11)$$

除荷および再載荷曲線

$$\frac{(\sigma - \sigma_1)}{2\sigma_y} = H \frac{(\varepsilon - \varepsilon_1)}{2\varepsilon_y} + \frac{(1-H) \frac{(\varepsilon - \varepsilon_1)}{2\varepsilon_y}}{(1 + |\frac{(\varepsilon - \varepsilon_1)}{2\varepsilon_y}|^R)^{\frac{1}{R}}} \quad (4.2.12)$$

ここで、 σ_y は降伏強度、 ε_y は降伏時ひずみ、 H はひずみ硬化率、 ε_{\max} は経験した最大塑性ひずみを示す。

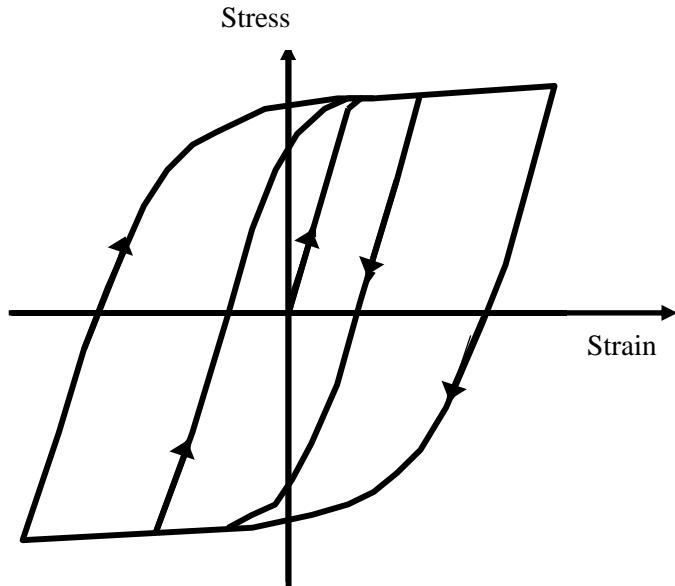


Fig. 4.2.7 鋼材の履歴特性(修正 Menegotto-Pinto モデル)

本モデルでは、スラブ鉄筋とコンクリート間をライン要素でモデル化している。スラブ鉄筋とコンクリートの間の付着応力—相対すべり関係は Naganuma モデル⁴⁴⁾により考慮した (Fig.4.2.8)。図中の特異点を結ぶ曲線の定義は、同文献⁴⁴⁾を参照されたい。

$$\tau = \frac{\tau_{\max}(2.0-dS_{\max})}{(1.0-dS+(\frac{S}{S_{\max}})^2} \frac{S}{S_{\max}} \quad (4.2.13)$$

ここで、 τ は付着応力度、 S はすべり量、 τ_{\max} は付着強度、 S_{\max} は付着強度時のすべり量、 d は曲線を決定する係数を示す。

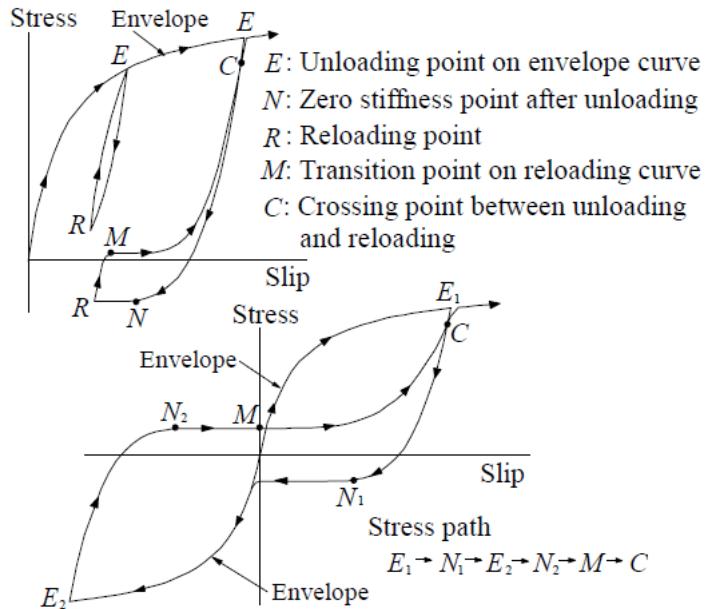


Fig. 4.2.8 付着の履歴特性 (Naganuma モデル) ⁴⁴⁾

ここで、付着強度 τ_{\max} は鉄筋コンクリート造建物の韌性保証型耐震設計指針・同解説⁴⁵⁾に示される付着信頼強度（式 4.2.10～12）を援用し、最大付着応力時の滑りは 1.0mm とした。

$$\tau_{\max} = \alpha_t (0.086 b_i + 0.11) \sqrt{\sigma_b} \quad (4.2.14)$$

$$\alpha_t = 0.75 + \frac{\sigma_b}{400} \quad (4.2.15)$$

$$b_i = \frac{b - N_1 d_b}{N_1 d_b} \quad (4.2.16)$$

ここで、 τ_u は付着強度、 α_t はスラブ筋に対する付着強度低減係数、 b_i は割裂線長さ比（サイドスプリット破壊形式）、 b はスラブの単位幅、 N_1 はスラブの単位幅のスラブ主筋本数、 d_b はスラブ主筋径を示す。

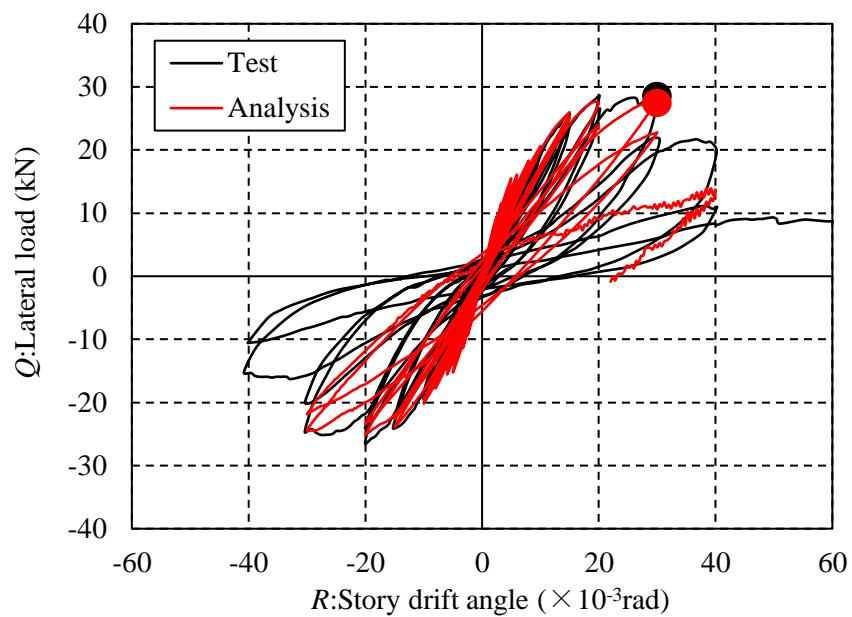
材料特性はTable3.2.3およびTable3.2.4の材料試験値を用いた。

4.4 実験結果と解析結果の比較

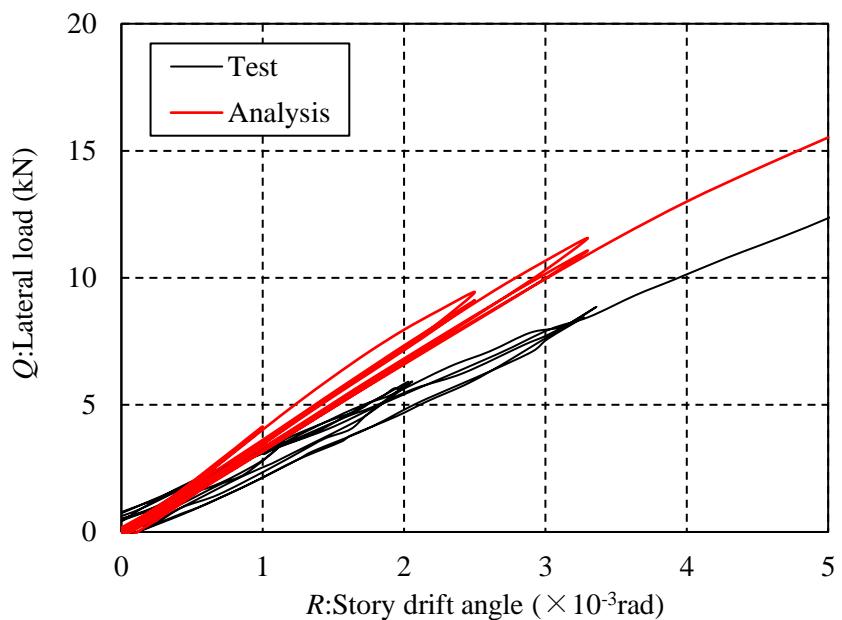
4.4.1 荷重－層間変形角関係

Fig.4.4.1に解析結果と実験結果の履歴挙動の比較を示す。同図中では実験結果と同様に解析結果の最大耐力点を●および●で併せて示す。また、Table4.4.1に最大耐力時の解析および実験結果の水平載荷時の終局伝達モーメントを示す。

解析結果では両試験体ともに実験における初期剛性をやや過大に評価したものの、最大耐力までの水平荷重－層間変形角関係を概ね再現できた。また、最大耐力の解析と実験結果との比較も97～98%の精度であり、解析結果は実験値を精度よく評価したことを見認めた。なお、解析の最大耐力まで鉄筋の付着破壊は確認されなかったことを補足する。

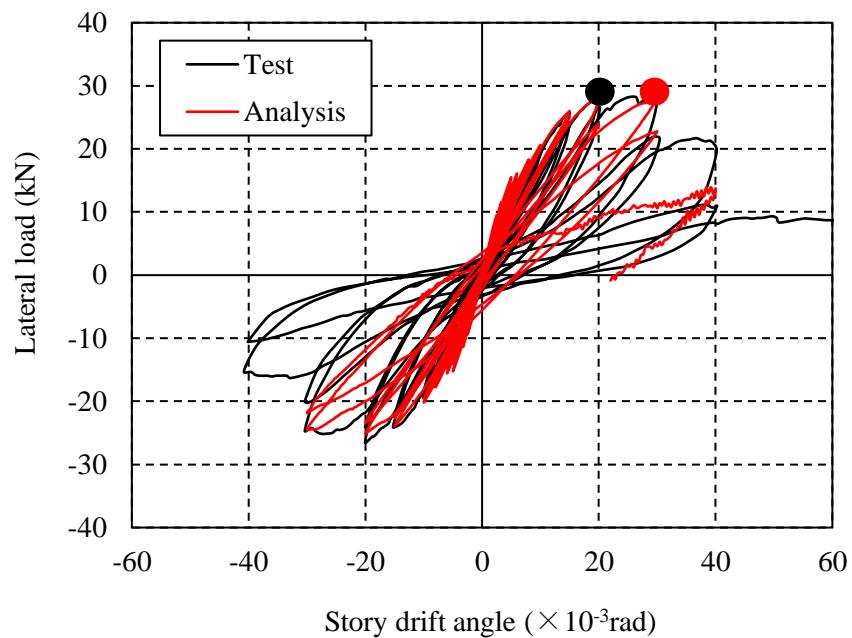


(a) 解析終了まで

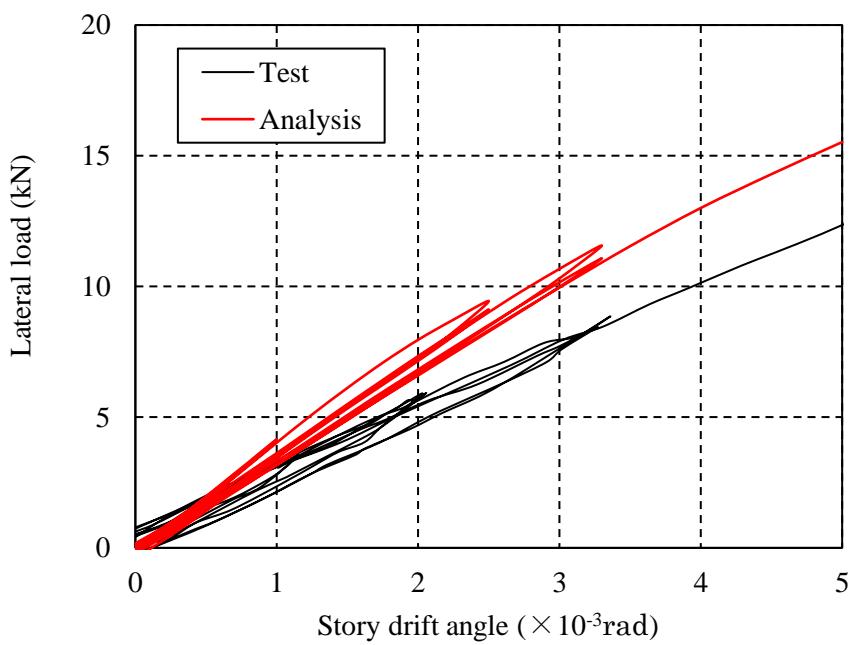


(b) $R=5/1000\text{rad}$ まで

Fig. 4.4.1.1 荷重一層間変形角関係の解析と実験結果比較 (H00-12-I)



(a) 解析終了まで



(b) $R=5/1000\text{rad}$ まで

Fig. 4.4.1.2 荷重一層間変形角関係の解析と実験結果比較 (H00-06-I)

Table 4.4.1 最大耐力時の解析および実験結果の水平載荷時の終局伝達モーメント

Specimens	analysis	test		$\text{anal.}M_v/\text{test}M$
	$\text{anal.}M_v$ (kN · m)	Q (kN)	$\text{test}M=Qh$ (kN · m)	
H00-12-I	28.2	31.0	29.1	97%
H00-06-I	26.5	28.6	26.9	98%

4.4.2 スラブ損傷状況

Fig.4.4.2 に解析結果と実験結果の損傷状況の比較を示す. 同図より, 解析結果のひび割れ位置および損傷範囲は実験結果と比較してやや広域であるものの, Photo4.4.1 に示すスラブ上下面の S 造柱際およびキャピタルプレート周辺のコンクリートの支圧破壊も含めて概ね実験と同様の傾向を確認できた.

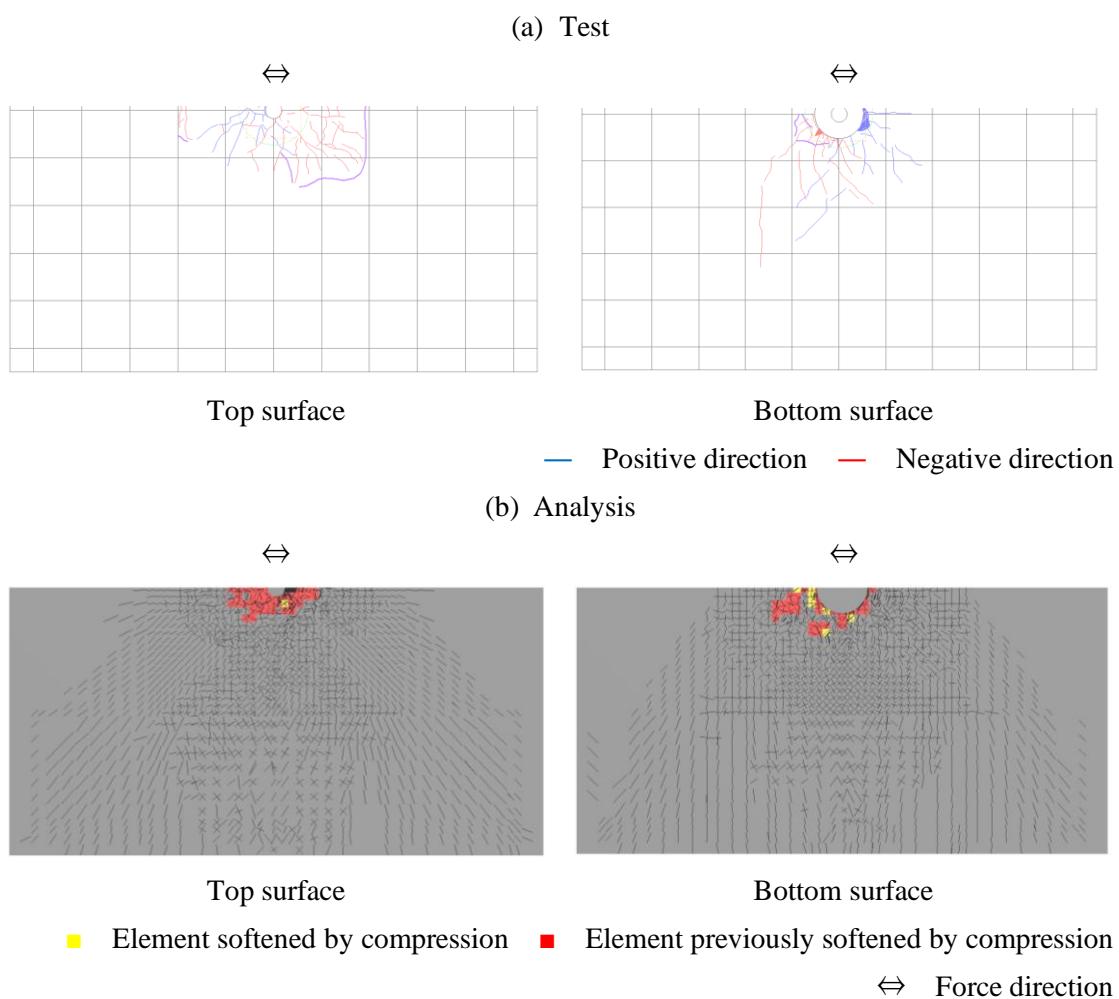


Fig. 4.4.2.1 スラブ損傷状況の解析と実験結果比較(H00-12-I)

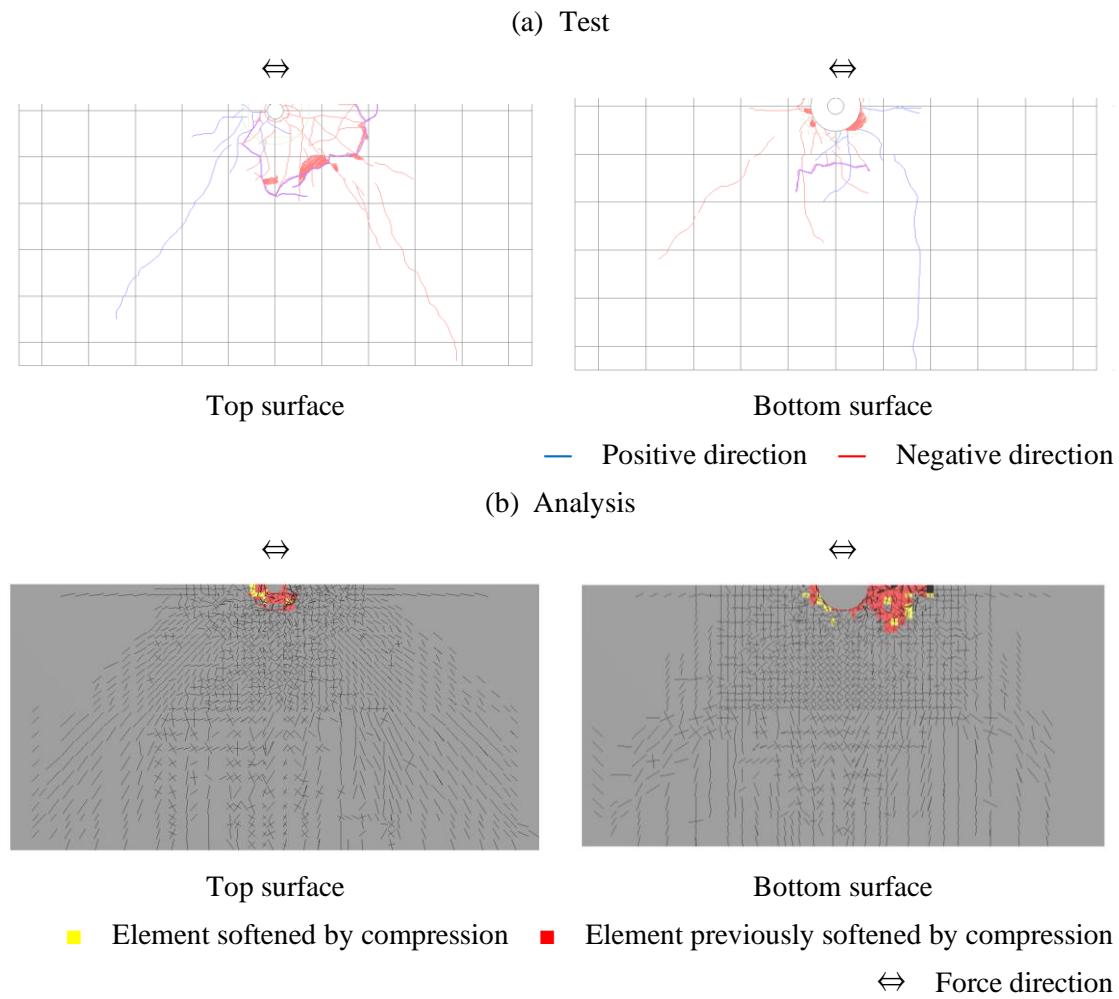


Fig. 4.4.2.2 スラブ損傷状況の解析と実験結果比較 (H00-06-I)

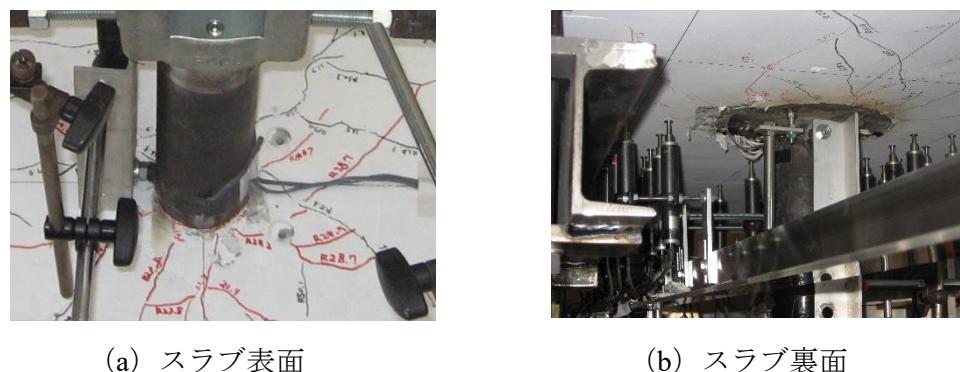


Photo4.4.1 S造柱周辺スラブ損傷状況

4.5 まとめ

本章では、長期荷重を想定した一定の鉛直荷重下における水平載荷時の本工法の終局伝達モーメントについて、内部応力状態の把握・パンチング破壊のメカニズム解明およびパンチング破壊強度の解析的評価をおこなうために、有限要素法解析により実験結果を再現するためのモデル化方法について検討した。

解析は、試験体の対称性を考慮して試験体の半分をモデル化し、境界条件は、実験と同様とした。コンクリートは六面体要素とし、鉄筋は線材要素（トラス要素）で定義した。鋼材については、S造柱およびキャピタルプレートは六面体要素とし、キャピタルリブプレートは四面体要素とした。鉄筋とコンクリートの間の付着挙動はライン要素を接合要素としてモデル化した。コンクリートスラブの要素分割は、平面的には配筋位置に配慮しながら、パンチング破壊想定位置と予測される柱列帯の要素寸法を柱間帯よりも細かく分割した。

コンクリートの材料構成則は、三軸応力下の圧縮破壊条件はOttosenの4パラメータモデルを採用した。ひび割れについては、非直交分散ひび割れモデルにより表現した。圧縮側の応力一ひずみ関係については応力上昇域および軟化域は修正Ahmadモデルとし、引張側の応力一ひずみ関係については、ひび割れ発生までは線形を仮定し、ひび割れ後の応力は零とするテンションカットオフモデルを採用した。コンクリートの繰り返し応力下における履歴特性は除荷と再載荷過程における軟化挙動を考慮した曲線モデルを使用した。また、ひび割れ後のせん断伝達モデルにはAl-Mahaidiモデルを仮定した。

鉄筋および鉄骨の履歴特性は、修正Menegotto-Pintoモデルとした。スラブ鉄筋とコンクリートの間の付着応力一相対すべり関係はNaganumaモデルにより考慮し、履歴特性は曲線モデルとした。

解析は、3章で実験を行った水平載荷試験体の2体を対象として、提案するモデル化方法により3次元有限要素法（FEM）解析を行った。その結果、実験結果と解析結果における水平荷重一層間変形角関係の比較を行い、実験における初期剛性はやや過大に評価したものの、最大耐力まで概ね再現できること、および、最大耐力が97～98%の精度で再現できることを確認した。また、実験結果と解析結果のひび割れ位置および損傷範囲の比較を行い、解析結果ではやや広域であるものの、スラブ上下面のS造柱際およびキャピタルプレート周辺のコンクリートの支圧破壊も含めて概ね実験結果と同様の傾

向を確認できた。これらのことから、提案した解析のモデル化方法が実験結果を精度よく再現できることを明らかにした。

第5章 有限要素法解析結果に基づくパンチング破壊性状の考察

5.1 はじめに

提案した新工法は、鉛直支持部材である柱をRC造からS造に変更し、RC造支板を鋼製キャピタルに置き換えているので、RC規準⁵⁾で想定されている曲げ・せん断・ねじりによる伝達モーメントの柱スラブ接合部周辺の状態を本工法に適用することが妥当であるか不明なため再確認する必要がある。

本章では、前章のH00-12-IおよびH00-06-Iの解析結果を用いて内部応力状態の検討を行う。特に最大耐力の決定要因および最大耐力時の曲げ・せん断・ねじりによる伝達モーメント負担割合を確認し、最大耐力時のメカニズムについて考察を行う。3章ではFig.3.2.11に示したキャピタルプレートの内接正方形を仮想柱とし、RC規準を援用して水平載荷時のパンチング破壊耐力を把握していた。この仮定は、本工法による試験体の水平荷重時のパンチング破壊耐力をRC規準に示されるパンチング破壊相関関係式を用いて実務設計上安全側に評価するためのものであった。

Fig.3.4.2に示した実験における最大耐力時のスラブ下面のひび割れ図で明らかなように、本工法では鋼製のキャピタルプレート部にはひび割れは発生しないので、パンチング破壊の起点はFig.3.2.11で用いた仮想内接正方形よりも大きいと推察できる。よって、内部応力状態を検討し、パンチング破壊の性状をより正確に把握するために、柱スラブ接合部周辺の危険断面（内部応力確認断面）は、Fig.5.1.1に示すキャピタルプレート外接正方形からスラブの有効せい d_e の1/2離れた位置である赤色点線の位置と再設定した。以下では、赤色点線位置の4辺にあたる左右の断面および上下の断面を、正方向加力に對して、内部応力確認断面前面・後面および側面と呼称する。

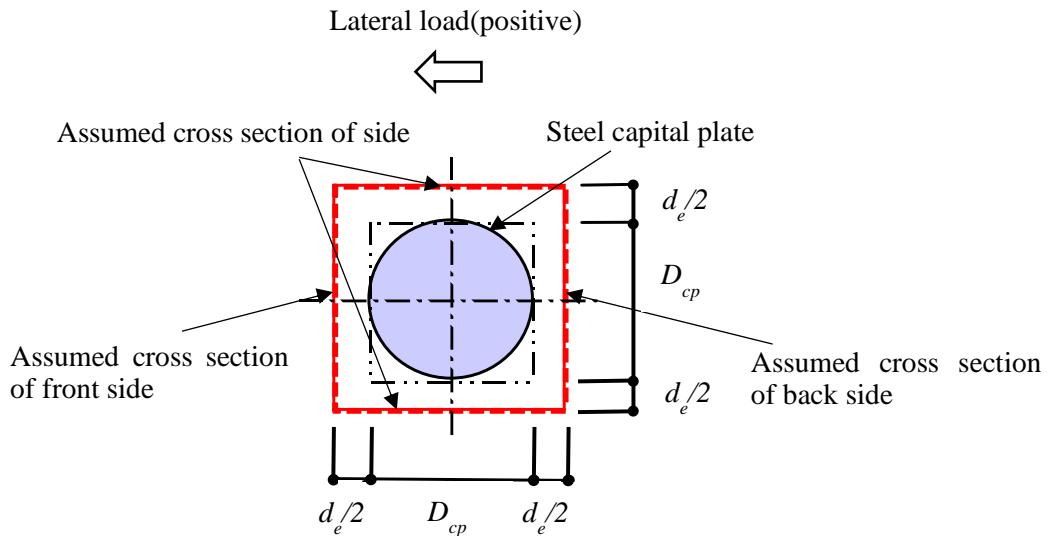


Fig. 5.1.1 柱スラブ接合部周辺の危険断面（内部応力確認断面）図

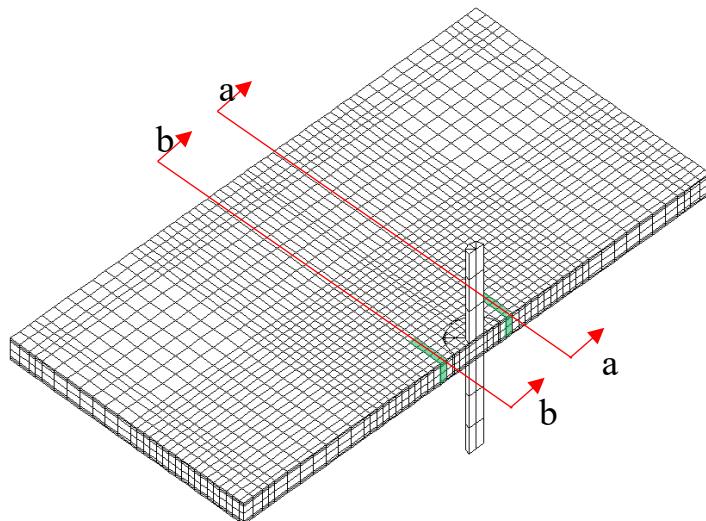
ここで、式(3.2.11)を展開すると式(5.1.1)となり M_u は M_o の関数として表現されるが、パンチング破壊時における水平載荷時のスラブの曲げ・せん断およびねじり抵抗による各々の伝達モーメントの値は、鉛直荷重下では直接的に評価されていないことがわかる。

$$M_u = (1 - \frac{V_u}{V_o}) M_o \quad (5.1.1)$$

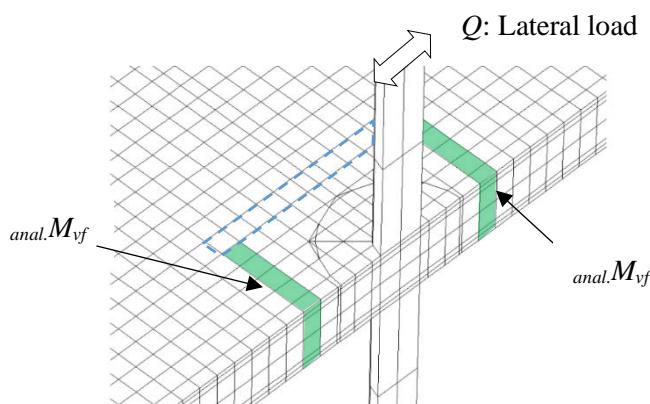
本章では、鉛直荷重下における算定断面のスラブの曲げ抵抗によって伝達される曲げモーメント (M_{vf})、前・後面のせん断力によって伝達される曲げモーメント (M_{vs}) および両側面のねじりによって伝達される曲げモーメント (M_{vt}) を、前章の解析結果を用いて各々把握することで、鉛直荷重下における水平載荷時のパンチング破壊発生時の内部応力状態を明らかにする。鉛直荷重下における各々の伝達されるモーメントは式(3.2.6~9)に示すモーメントのみが伝達される場合の記号と区別するために、上述記号に“ v ”を付した。

5.2 曲げ抵抗により伝達される曲げモーメント

Fig.5.2.1に示す緑色の六面体要素を横切る鉄筋のトラス要素軸応力およびコンクリートの六面体要素の加力方向応力から、曲げ抵抗により伝達される曲げモーメント ($_{anal.}M_{vf}$) を求める。



(a) 全体図



(b) S 造柱周辺拡大図

Fig. 5.2.1 曲げ抵抗により伝達される曲げモーメント確認断面

Fig.5.2.2に内部応力確認断面前後面を含む加力方向直交に切断したスラブ全断面における、解析でおよそ最大耐力が得られた $R=30\times 10^{-3}\text{rad}$ 時の引張側鉄筋ひずみ図を示す。同図中では、両試験体の実際の配筋位置の鉄筋をプロットしているため、黒点の数の違いは配筋の違いを示している。また、Table5.2.1に曲げ抵抗により伝達される曲げモーメント ($_{anal}M_{vf}$) の値を示す。内部応力確認断面前後面の範囲に配筋された最大耐力時の引張側鉄筋は、両試験体共に1本の鉄筋以外は降伏ひずみ ($1,797\times 10^{-6}$) に達しておらず、終局曲げ状態には達していないことを確認した。また、両試験体はスラブの鉄筋量が違うものの、曲げ抵抗により伝達される曲げモーメント ($_{anal}M_{vf}$) は同程度であった。

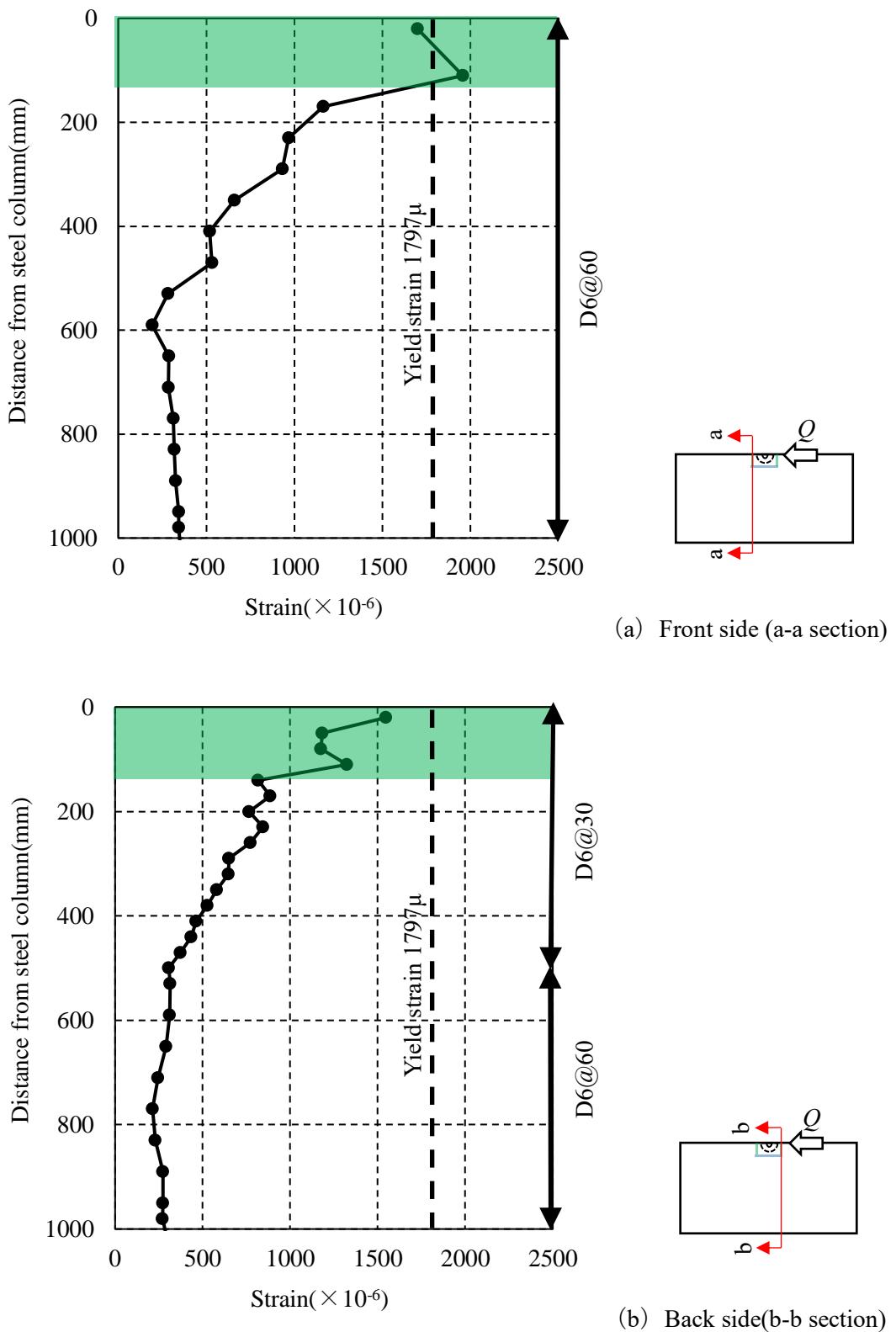


Fig. 5.2.2.1 引張側鉄筋ひずみ図 (H00-12-I, $R=30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時)

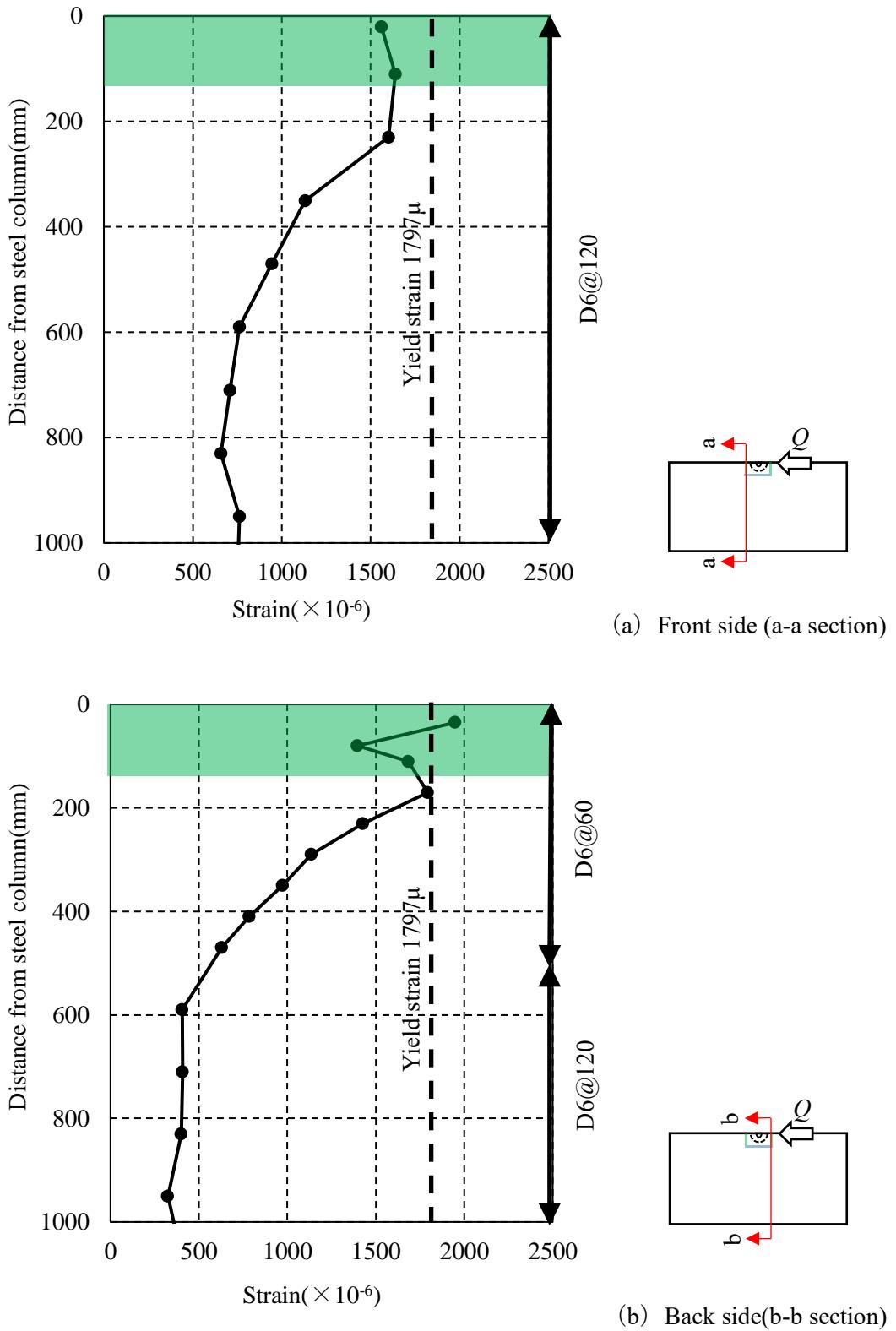


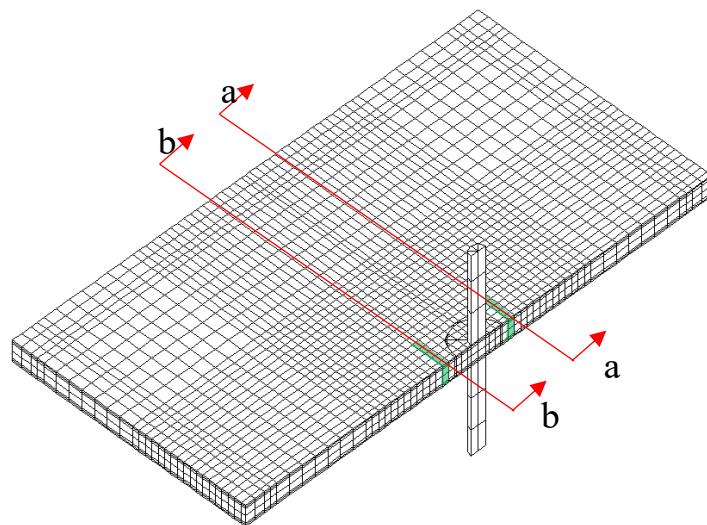
Fig. 5.2.2.2 引張側鉄筋ひずみ図 (H00-06-I, $R=30 \times 10^{-3} \text{ rad}$ 時)

Table 5.2.1 解析結果 ($anal.M_{vf}$)

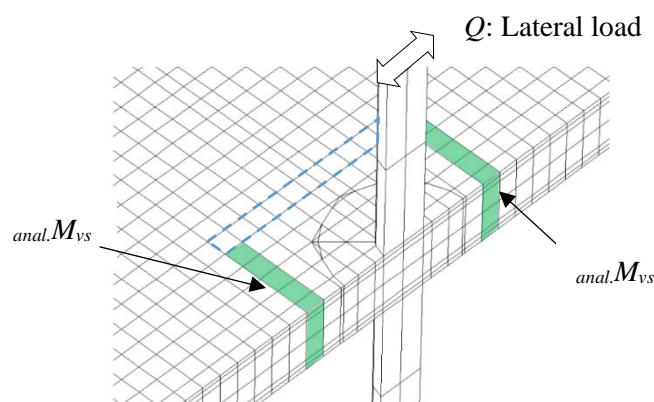
Specimens	Front side	Back side	$anal.M_{vf}$ (kN · m)
	$anal.M_{vf}$ (kN · m)	$anal.M_{vf}$ (kN · m)	
H00-12-I	3.27	6.33	9.60
H00-06-I	2.68	7.08	9.76

5.3 前後面のせん断力により伝達される曲げモーメント

Fig.5.3.1に示す緑色の六面体要素の鉛直方向応力から、せん断力により伝達される曲げモーメント ($_{anal.}M_{vs}$) を求める。



(a) 全体図



(b) S 造柱周辺拡大図

Fig. 5.3.1 前後面のせん断力により伝達される曲げモーメント確認断面

Fig.5.3.2に内部応力確認断面前後面を含む加力方向直交に切断したスラブ全断面における、最大耐力時に相当する $R=30\times10^{-3}\text{rad}$ 時のスラブ面外方向せん断応力図を示す。せん断応力はS造柱中心からの距離ごとに鉛直方向にグルーピングを行い、コンクリート要素のスラブ面外方向の平均せん断応力をプロットした。Table5.3.1に内部応力確認断面前後面のせん断力 ($_{\text{anal.}}Q_{\text{vs}}$) およびせん断力により伝達される曲げモーメント ($_{\text{anal.}}M_{\text{vs}}$) を示す。なお、Fig.5.3.2とTable5.3.1においては、Fig.5.3.2に示す加力方向（正加力方向）において内部応力確認断面後面せん断力を正の値としている。

同図に示す最大耐力時のスラブのせん断応力は、両試験体ともに内部応力確認断面前後面の範囲におよそ集中していることを確認した。また、Table5.3.1に示すようにH00-12-I試験体の最大耐力時において内部応力確認断面後面のせん断力は39.18kNである。

3章において、H00-12-I試験体と配筋が共通する鉛直載荷試験体V-12-Iの最大耐力実験値は154kNであったことから、内部応力確認断面1面あたりの耐力は4で除した38.5kNとを考えると、FEM解析結果の内部応力確認断面後面のせん断力とほぼ一致しており、同断面で伝達可能なせん断力の上限に達したものと判断した。

一方、配筋量の少ないH00-06-I試験体のパンチングの算定断面後面のせん断力は、Table6に示すように34.94kNと配筋量の多いH00-12-I試験体より若干小さい値となり、配筋量の違いにより影響があることも確認した。

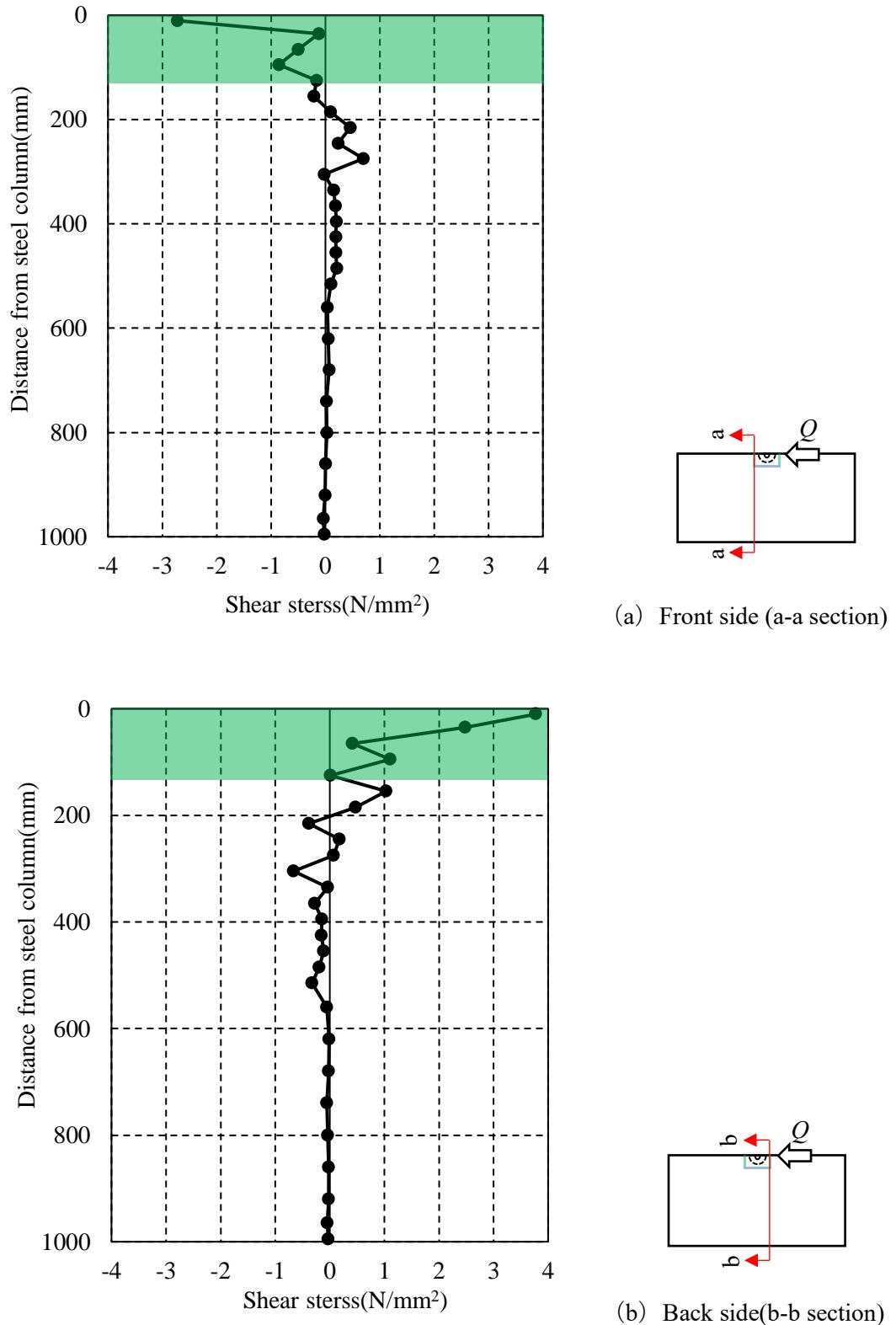


Fig. 5.3.2.1 スラブ面外方向せん断応力図 (H00-12-I, $R=30 \times 10^{-3}$ rad 時)

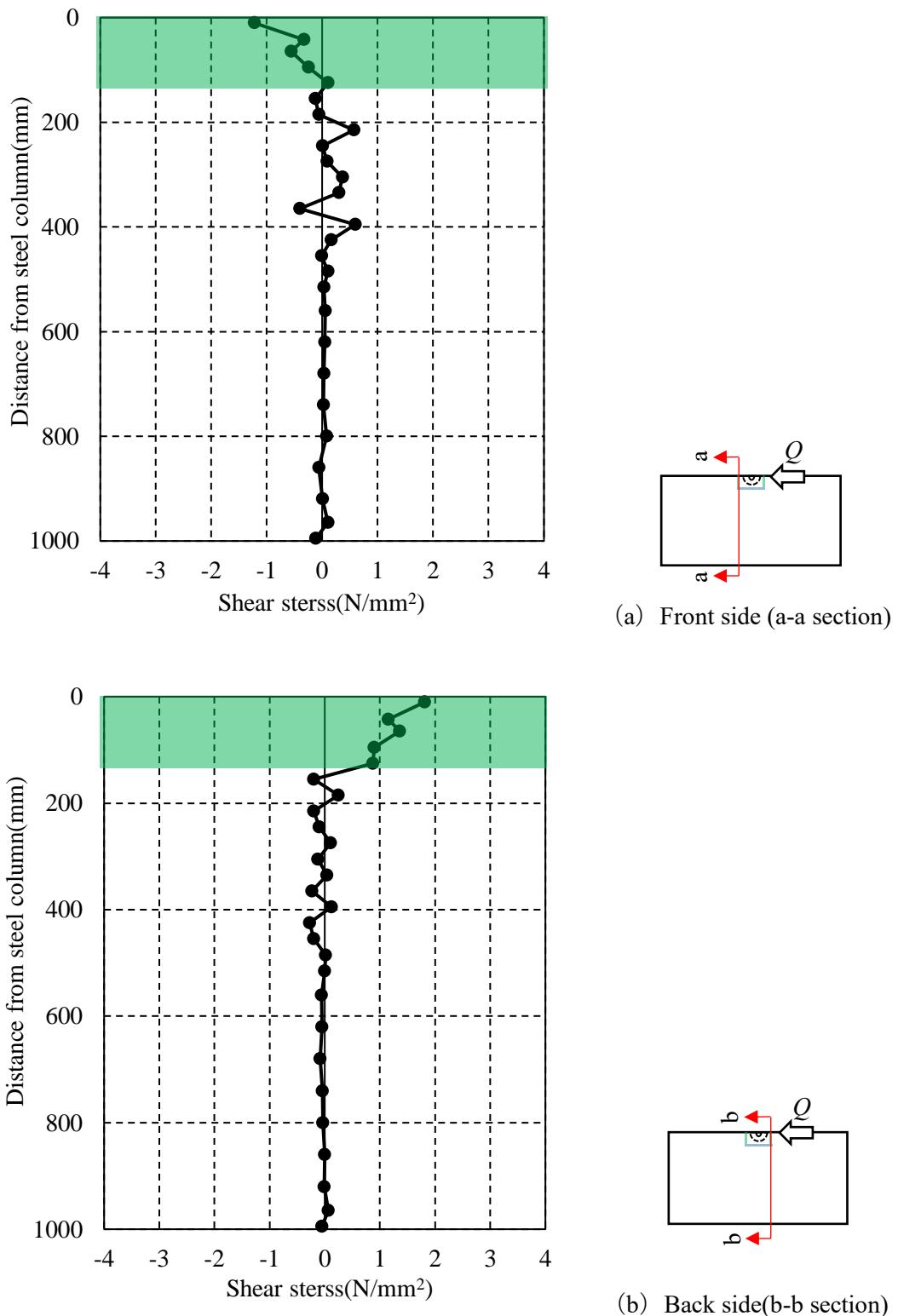


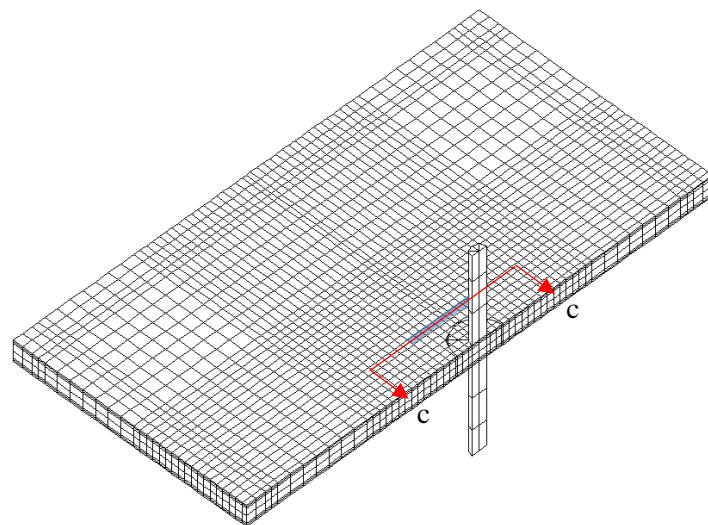
Fig. 5.3.2.2 スラブ面外方向せん断応力図 (H00-06-I, $R=30 \times 10^{-3}$ rad 時)

Table 5.3.1 解析結果 ($anal. M_{vs}$)

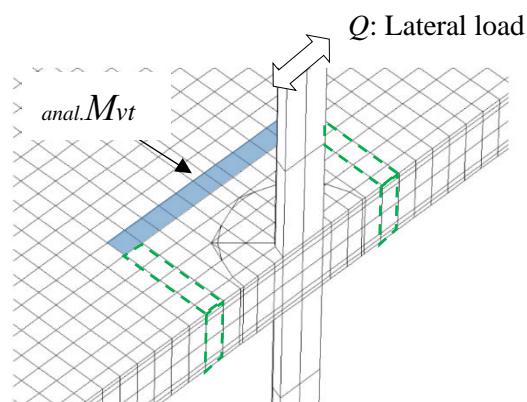
Specimens	Front side		Back side		$anal. M_{vs}$ (kN · m)
	$anal. Q_{vs}$ (kN)	$anal. M_{vs}$ (kN · m)	$anal. Q_{vs}$ (kN)	$anal. M_{vs}$ (kN · m)	
H00-12-I	-20.83	3.02	39.18	5.68	8.70
H00-06-I	-13.76	2.00	34.94	5.07	7.06

5.4 ねじりにより伝達される曲げモーメント

Fig.5.4.1に示す青色の六面体要素の鉛直および加力方向応力から、ねじりにより伝達される曲げモーメント ($_{anal.}M_{vt}$) を求める。



(a) 全体図



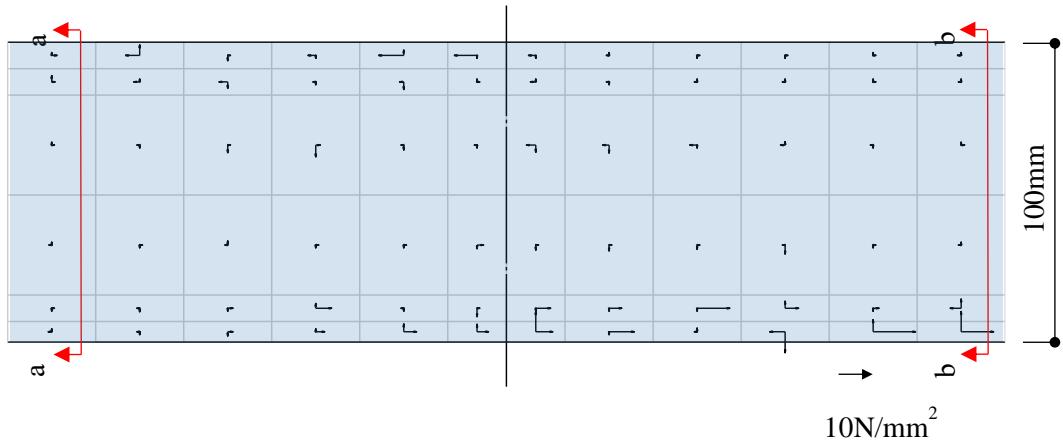
(b) S 造柱周辺拡大図

Fig. 5.4.1 ねじりにより伝達される曲げモーメント確認断面

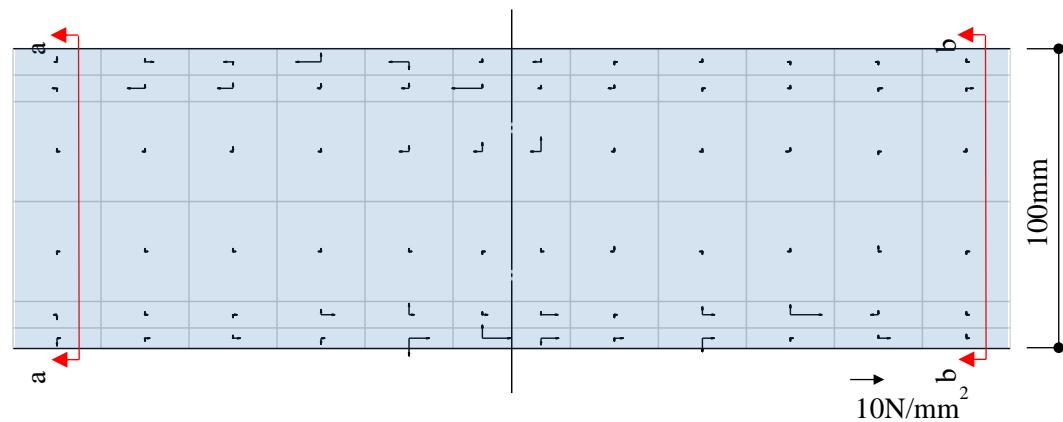
Fig.5.4.2に内部応力確認断面側面の最大耐力時に相当する $R=30\times10^{-3}\text{rad}$ 時のスラブ面内方向および面外方向せん断応力をベクトル線の長さで表現した図を示す。解析結果においてねじりによるスラブの面内方向応力は面外方向応力に対して大きく、面内方向最大応力はH00-12-I試験体で 14.5N/mm^2 、H00-06-I試験体で 10.8N/mm^2 、面外方向最大応力はH00-12-Iで 6.88N/mm^2 であり、H00-06-I試験体で 6.02N/mm^2 であった。

Table5.4.1にねじりにより伝達される曲げモーメント ($_{\text{anal.}}M_{vt}$) とねじりにより伝達できる終局曲げモーメント ($_{\text{anal.}}M_{vtu}$) を示す。ねじりにより伝達される曲げモーメントは、内部応力確認断面側面図心からの各解析要素図心との距離と面内・面外応力を乗じ、その総和として算出した。なお、ねじりにより伝達される終局曲げモーメントの値は別途解析により求めており次節に示す。

両試験体はスラブの鉄筋量が違うものの、内部応力確認断面側面で負担する曲げモーメントの値はほとんど変わらなかった。また、ねじりにより伝達される曲げモーメントは、ねじりにより伝達できる終局曲げモーメントより大幅に小さく、また、前者はより小さい変形で後者に達していないことを併せて確認しており、両試験体共に最大耐力時にねじり破壊は起こっていないと判断できる。



(a) H00-12-I(c-c section)



(b) H00-06-I(c-c section)

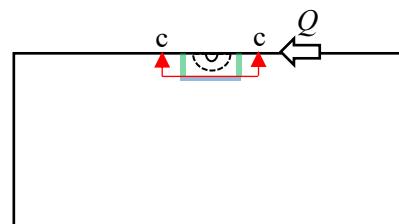


Fig. 5.4.2 内部応力確認断面側面のスラブ面内方向および面外方向せん断応力図
($R=30 \times 10^{-3}$ rad 時)

Table 5.4.1 解析結果 ($_{anal.}M_{vt}$ および $_{anal.}M_{vtu}$)

Specimens	$_{anal.}M_{vt}$ (kN · m)	$_{anal.}M_{vtu}$ (kN · m)
H00-12-I(T)	9.27	19.13
H00-06-I(T)	9.26	17.87

5.5 ねじりにより伝達される終局曲げモーメントの算出

前節で記載したH00-12-IとH00-06-I試験体のねじりにより伝達される終局曲げモーメント ($_{anal.}M_{vuu}$) を求めるため、別途FEM解析を行った。柱スラブ接合部に曲げおよびせん断力による曲げモーメント抵抗を生じさせないために、Fig.5.5.1に示す緑色破線の六面体要素を除去した解析モデルを作成した。その他の解析条件は全て4章と同じである。加力方法は一方向単調載荷とした。解析モデル名をH00-12-I-TとH00-06-I-Tとする。

Fig.5.5.2に水平荷重一層間変形角関係の解析結果、Fig.5.5.3に最大耐力時のスラブ表面損傷状況をそれぞれ示す。解析結果よりH00-12-I-TとH00-06-I-Tのねじりにより伝達できる終局曲げモーメントは、19.13kN・mおよび17.87kN・mであることを確認した。

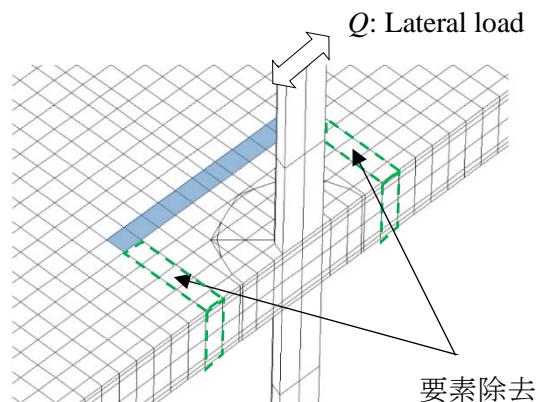


Fig. 5.5.1 別途解析モデルの S 造柱周辺拡大図

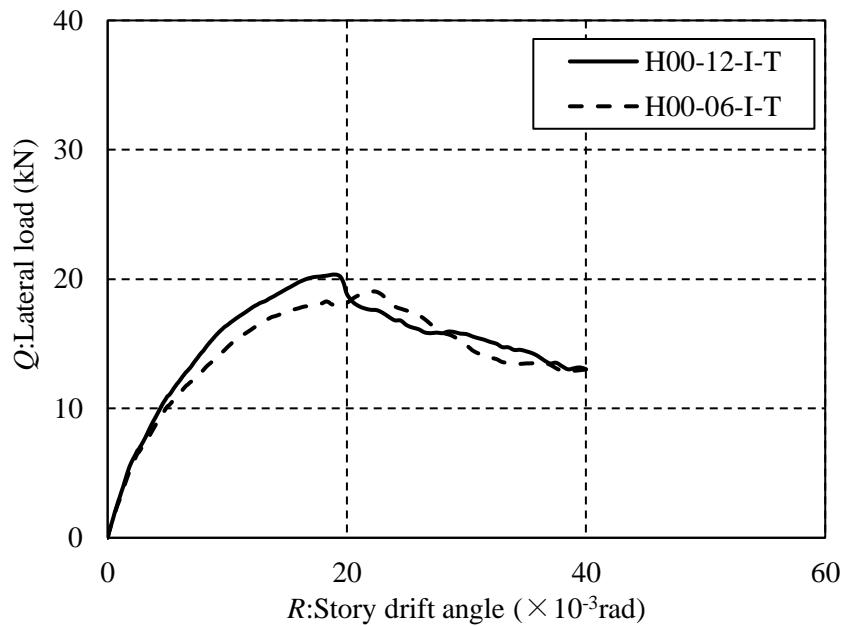


Fig. 5.5.2 水平荷重一層間変形角関係

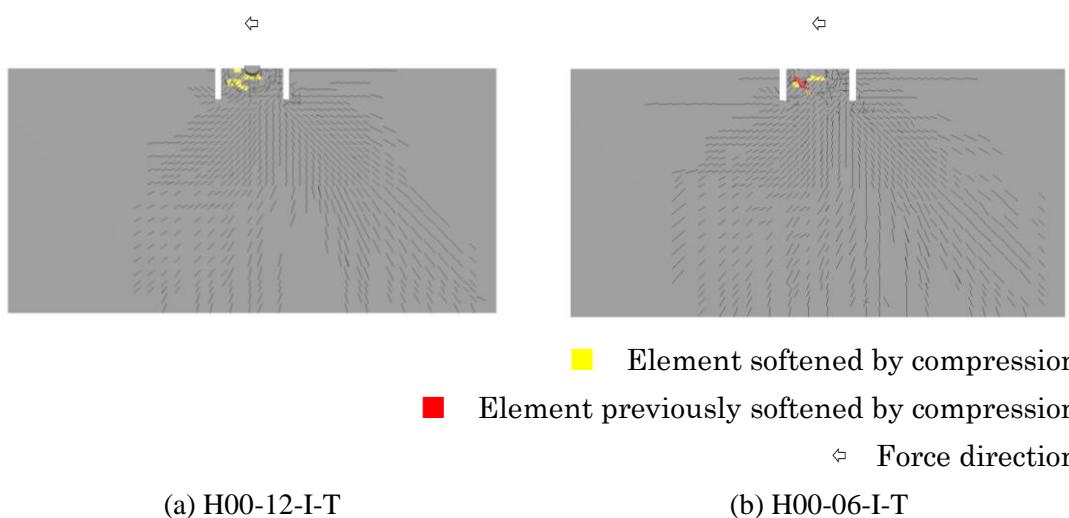


Fig. 5.5.3 最大耐力時のスラブ表面損傷状況

5.6 最大耐力時における内部応力状態

Table 5.6.1に最大耐力時の解析および実験結果の水平載荷時の終局伝達モーメントを示す。解析の最大耐力時の終局伝達モーメントである $_{anal.}M_v$ と、5.2~5.4節で算定断面における解析要素応力の算出値の合計として求めた $(_{anal.}M_{vf} + _{anal.}M_{vs} + _{anal.}M_{vt})$ を比較すると、両者はよく一致しており解析結果より内部応力状態を把握できたと考えられる。

5.2~5.4節の解析結果の考察より、最大耐力の決定要因は明らかに内部応力確認断面の片側のせん断力による破壊と考えられる。また、最大耐力時のせん断による伝達モーメントは配筋量の差により違いが生じているものの、曲げ・ねじりによる伝達モーメントについては違いがほとんどなかった。この最も大きな要因は、最大耐力時にはどちらも終局状態に達していないためと考えられる。これは、曲げ破壊やねじれ破壊には至っていないため、この荷重レベルまではスラブの曲げ剛性およびねじれ剛性に鉄筋量の差が大きく影響しなかったものと推察される。また、この結果は本工法による特異な結果ではなく、一般的なRC造のフラットスラブ構造やフラットプレート構造にも同様である可能性もあると考えられる。

Table 5.6.1 最大耐力時の解析および実験結果の水平載荷時の終局伝達モーメント

Specimens	analysis				
	$_{anal.}M_{vf}$ (kN・m)	$_{anal.}M_{vs}$ (kN・m)	$_{anal.}M_{vt}$ (kN・m)	$_{anal.}M_{vf} + _{anal.}M_{vs} + _{anal.}M_{vt}$ (kN・m)	$_{anal.}M_v$ (kN・m)
H00-12-I	9.60	8.70	9.27	27.6	28.2
H00-06-I	9.76	7.06	9.26	26.1	26.5

5.7 まとめ

本章では、RC 規準で想定されている曲げ・せん断・ねじりによる伝達モーメントの柱スラブ接合部周辺の状態を本工法に適用することが妥当であるか不明なため、前章の H00-12-I および H00-06-I の解析結果を用いて内部応力状態の検討を行った。内部応力の確認は、本工法による試験体の水平載荷時の損傷状況を考慮して、パンチング破壊時の終局伝達モーメントの算定断面（危険断面）を前章の仮定を見直してキャピタルプレートの外接正方形と仮定した。この仮定に基づき試験体の危険断面（内部応力確認断面）の応力を精査した結果より得られた知見を以下に示す。

- 1) 終局伝達モーメントは、内部応力確認断面のうち加力方向に直交するスラブ上端が引張となる断面における終局せん断応力度により上限に達したと判断された。
- 2) 前述の終局せん断応力度は、水平載荷試験体 H00-12-I と共に構造詳細を有する鉛直載荷試験体 V-12-I の終局伝達せん断力との整合から裏付けられることを確認した。
- 3) 加力方向に直交する両断面の曲げや加力方向に平行する側断面のねじりによる抵抗機構は終局状態に達していないことを確認した。
- 4) 柱スラブ接合部に曲げおよびせん断力による曲げモーメント抵抗を生じさせないために、スラブの前後面にスリットを設けた解析により、ねじりにより伝達される終局曲げモーメントを求めた。
- 5) 水平載荷時のパンチング破壊耐力を決定する内部応力確認断面のせん断力（直接せん断強度）は、鉄筋量により違いがある。
- 6) 最大耐力時の曲げ・ねじりによる伝達モーメントの鉄筋量による違いがほとんどなかつた最も大きな要因は、この荷重レベルまではスラブの曲げ剛性およびねじれ剛性に鉄筋量の差が大きく影響しなかったものと推察された。

以上より、柱ースラブ接合部の最大耐力時の終局伝達モーメントの分析に資する内部応力状態を把握できた。その結果、鉛直荷重下における水平載荷時のパンチング破壊のメカニズムを明らかにすることができた。

第6章 結論

本研究は、新しく提案するフラットスラブ混構造を対象に、安全性の確保に不可欠な脆性破壊を防止することを念頭に、パンチング破壊を有限要素法により精度よく評価する解析方法を明らかにすること、解析結果に基づいてパンチング破壊のメカニズムを解明することを主たる目的とする研究である。本章では、本論文の各章において示した検討項目および研究成果を総括して示し、更に本研究で未解決事項および今後の課題について述べる。

6.1 本研究のまとめ

第1章では、本研究の背景と目的を示すと共に、本研究に関連する既往の研究をまとめ、我が国のRC規準⁵⁾および諸外国の規準のパンチング破壊耐力の評価方法について整理を行い、本研究の動機を示した。

第2章では、デザインの自由度向上と建築床面積を最大限に利用できる空間を創造するために、RC造のフラットスラブ構造から施工方法の簡便さという利点は残したまま、①鉛直支持部材である柱はRC造をS造に変更し、②RC造の支板をスラブに内蔵した鋼製の支板に置き換えた新しいフラットスラブ混構造を提案した。また、新提案のフラットスラブ構造を用いた建築作品群の魅力や構造計画の留意点をまとめた。

第3章では、第2章で提案した構造は鉛直支持性能の確保が最も重要な性能と考えられることから、パンチング破壊耐力や水平変形能力などを把握するために構造実験を実施した。その結果、提案した新しいフラットスラブ構造の耐震設計上に重要な各種の構造性能を実験的に明らかにした。

第4章では、実験ではパンチング破壊耐力時の内部応力状態を把握できないことから、内部応力状態の把握・パンチング破壊のメカニズム解明およびパンチング破壊耐力の解析的評価を行うために、有限要素法解析により実験結果を再現するためのモデル化方法について検討した。その結果、実験結果と解析結果の荷重一層間変形角関係やスラブの損傷状況の比較を通して、実験結果を精度よく再現できるモデル化方法を明らかにした。

第5章では、第4章の有限要素法解析結果を用いて内部応力状態の把握を行った。柱ースラブ接合部の危険断面（内部応力確認断面）の内部応力状態を精査した結果、終局伝達モーメントは内部応力確認断面のうち加力方向に直交するスラブ上端が引張となる断面における終局せん断応力度がせん断強度に到達することにより上限に達したことを見らかにした。また、加力方向に直交する両断面の曲げや加力方向に平行する側断面のねじりによる抵抗機構は終局状態に達していないことを確認した。以上より、新しく提案したフラットスラブ混構造の鉛直荷重下における水平載荷時のパンチング破壊のメカニズムを明らかにした。

6.2 今後の課題

本研究の一連の検討を行った結果、新しく提案したフラットスラブ混構造を対象に、パンチング破壊を有限要素法により精度よく評価する解析方法を明らかにし、更に解析結果に基づいてパンチング破壊のメカニズムを解明した。この成果は本研究で対象とした構造形式にとどまらず、RC造のフラットスラブ構造やフラットプレート構造へ応用できると考えている。本研究で未検討および未解決の事項を以下にまとめる。

(1) 鉄骨柱とスラブ内蔵型キャピタルを有するフラットスラブ構造の外柱に関するパンチング破壊性状の解析的評価

本論では、パンチング破壊耐力を把握する上で、最も一般的な性状を示すと考えられる内柱を対象に実験および解析を行った。外柱についての実験結果を、付録2にまとめ記す。今後は、本論と同様の解析手法を用いて、外柱に対する破壊性状を精度よく評価できることを確認し、更に解析結果に基づいてパンチング破壊や曲げ破壊のメカニズムを解明した上で、解析手法の有用性を確認したい。

(2) 鉄骨柱とスラブ内蔵型キャピタルを有するフラットスラブ構造のパンチング破壊性状の把握

新しく提案したフラットスラブ混構造の試験体のプロポーション・材料強度・鉛直力のみが伝達されるときの終局伝達鉛直力に対する鉛直力の比・配筋量などをパラメータとした追加実験を行うことが本来は望ましい。しかしながら、実験には大きな人的、経済的負担が伴うため、これらの因子をパラメータとしたFEM解析を行い、これら因子がとくに本工法のパンチング耐力に与える影響を明らかにして本工法のパンチング耐力の評価法を一般の実務設計者が利用できる設計式などとして提示したい。

(3) 有限要素法解析を用いた一般的なRC造柱とRC造支板を有するフラットスラブ構造およびフラットプレート構造の内部応力状態把握

本研究で提案した解析方法やパンチング破壊のメカニズムの解明方法を利用し、本研究で対象とした構造形式に加えて、一般的なRC造柱およびRC造支板を有するフラットスラブ構造やRC造柱を有するフラットプレート構造を対象に実験結果の再現性を評価

した上で、本研究と同様に内部応力状態把握を試みたい。その成果は、フラットスラブ構造の水平荷重時のパンチング破壊メカニズムの解明や、精度の高いパンチング耐力の評価に役立つと考えている。

参考文献

- 1) 国土交通省：最近の建設業を巡る状況について〔報告〕, 2021.10
(<https://www.mlit.go.jp/policy/shingikai/content/001428484.pdf>)
- 2) Widianto et al, Seismic rehabilitation of slab-column connections, ACI Structural Journal, vol.107, pp.237–247
- 3) Punching shear failure of the Smiths City Car Parking Building after the 2011 Christchurch earthquake
(<http://www.stuff.co.nz/business/rebuilding-christchurch/5494408/Smiths-City-to-reopen-for-Cup-Week>)
- 4) Dr. Jorge Ruiz-Gareia, Observed Building Damage due to Puebla- Morelos Earthquake, Presentation Slides, p.67, 2022.10.
(http://learningfromearthquakes.org/2017-09-19-puebla-mexico/index.php?Option=com_content&view=article&id=90)
- 5) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説, 2018.12
- 6) 狩野芳一, 吉崎征二：フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究, その1 水平荷重を受ける接合部の実験, 日本建築学会論文報告集, 第 288 卷, pp.39-47, 1980.2
- 7) 狩野芳一, 吉崎征二：フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究, その2 鉛直荷重と水平荷重を受ける接合部の実験, 日本建築学会論文報告集, 第 292 卷, pp.31-39, 1980.6
- 8) 吉崎征二, 狩野芳一：フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究, その3 接合部のねじり実験, 日本建築学会論文報告集, 第 300 卷, pp.41-48, 1981.2

- 9) 吉崎征二, 狩野芳一: フラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する研究, その4 終局せん断強度算定法とその確証実験, 日本建築学会論文報告集, 第309卷, pp.29-40, 1981.11
- 10) American Concrete Institute (ACI), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-71 and ACI318-19), 1972.8 and 2019.5
- 11) 戸塚真里奈, 高越総一郎, 高橋之, 市之瀬敏勝: 地震力を受けるフラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する実験研究, その1 実験方法の提案, 日本建築学会大会東海支部研究報告書, 第52号, pp.309-312, 2014.2
- 12) 高越総一郎, 戸塚真里奈, 高橋之, 市之瀬敏勝: 地震力を受けるフラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する実験研究, その2 柱前後面にスリットを設けた試験体, 日本建築学会大会東海支部研究報告書, 第52号, pp.313-316, 2014.2
- 13) 高越総一郎, 戸塚真里奈, 高橋之, 市之瀬敏勝: 地震力を受けるフラットプレート構造の柱-スラブ接合部に関する実験研究, その3 ねじりモーメントの検討, 日本建築学会大会東海支部研究報告書, 第52号, pp.317-320, 2014.2
- 14) 金亨基, 隈澤文俊, 中埜良昭, 岡田恒男: フラットプレート構造の柱-スラブ接合部の韌性に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.615-616, 1995.7
- 15) 佐藤宏貴, 島崎和司: CFT柱-フラットプレート接合部の水平力-変形関係, 日本建築学会構造系論文集, 第590号, pp.145-152, 2005.4
- 16) 山口卓巳, 島崎和司, 佐藤宏貴: CFT柱-フラットプレート接合部の鉛直耐力に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集, 第614号, pp.163-170, 2007.4
- 17) 森 伸也ほか9名: スラブ内に鋼製キャピタルを有するフラットプレート構造に関する実験研究, その1 接合部部分架構の実験概要と破壊状況, 日本建築学会大会

学術講演梗概集, 構造III, pp.1571-1572, 2013.7

18) 中原理揮ほか9名 : スラブ内に鋼製キャピタルを有するフラットプレート構造に関する実験研究, その2接合部部分架構の実験結果と考察, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp.1573-1574, 2013.7

19) 小笠原宏暢ほか6名 : 外柱に取り付くプレキャスト板を用いた中空合成フラットスラブの地震時の構造性能, その1実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.391-392, 2003.7

20) 丹羽貴子ほか6名 : 外柱に取り付くプレキャスト板を用いた中空合成フラットスラブの地震時の構造性能, その2加力方法と実験結果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.393-394, 2003.7

21) 川嶋健太郎ほか5名 : 外柱に取り付くプレキャスト板を用いた中空合成フラットスラブの地震時の構造性能, その3パンチング耐力の評価, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.395-396, 2003.7

22) 丹羽貴子, 田才晃, 長田正至 : 外柱に取り付くプレキャスト板を用いた中空合成フラットスラブの地震時の構造性能, その4解析的検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.135-136, 2004.7

23) 鈴木浩章, 寺西優子, 市之瀬勝利, 勅使河原正臣, 田口考, 深津尚人 : フラットプレート構造の柱ースラブ接合部における補強方法に関する有限要素法解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.729-730, 2007.7

24) 高橋響子, 柏崎隆志, 野口博 : RCフラットプレート構造の柱・スラブ接合部の耐震性能に関するFEM解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.311-312, 2009.7

25) 余勇, 柏崎隆志, 野口博 : RC構造部材の3次元繰り返し載荷時のFEM解析プログラムの開発, その1解析モデルの概要, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造

IV, pp.67-68, 2004.7

26) 野口博, 余勇, 柏崎隆志: RC構造部材の三次元繰り返し載荷時のFEM解析プログラムの開発, その2 解析モデルの検証解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.69-70, 2004.7

27) 田口廉, 松井智哉: フラットプレート構造における柱スラブ接合部のFEM解析, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.855-856, 2016.8

28) 岸本剛, 早川邦夫, 岡靖弘, 平松一夫: 柱とスラブからなるフラットプレート架構の構造実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp.855-856, 2016.8

29) 高田香織, 津田和明, 江戸宏彰: フラットプレート構造の高層建物への適用に関する研究, コンクリート工学年次論文集, 第21巻, 第3号, pp.697-702, 1999

30) EUROPEANSTANDARD, Eurocode2: Design of concrete structure-Part 1-1: General rules and rules for buildings, EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2004.12

31) 渡辺邦夫, 腰原幹雄: 床の大空間, 新建築, 第73巻第1号, pp.278-281, 1998.1

32) 中平和人, 山下靖彦, 前田達彦: 鉄骨無垢柱とフラットスラブによる構造デザイン, 鉄鋼技術, vol.19, No.220, pp.31-40, 2006.9

33) 中平和人, 山下靖彦: 棒鋼柱および鋼製キャピタルを有するフラットプレート架構, Structure, No.117, pp.50, 2011.1

34) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建築物の収縮ひび割れ制御設計・施工指針(案)・同解説, p 45-47, 20010.4

35) 日本建築学会: RC造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説, pp.69-70, 2004.1

36) 狩野芳一, 吉崎征二: フラットプレート構造の柱-スラブ接合部の耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造系, pp.1815-1816, 1977.10

37) 伊藤忠テクノソリューションズ(株) : FINAL/V11 HELP, 2019.8

38) 長沼一洋 : 三軸圧縮下のコンクリートの応力～ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第60巻, 第474号, pp.163-170, 1995.8

39) 米澤健次, 長沼一洋, 江戸宏彰 : RC構造部材の三次元繰返しFEM解析手法, コンクリート工学年次論文集, 第23巻, 第3号, pp.13-18, 2001.7

40) 長沼一洋, 大久保雅章 : 繰返し応力下における鉄筋コンクリート板の解析モデル, 日本建築学会構造系論文集, 第65巻, 第536号, pp.135-142, 2000.10

41) Al-Mahaidi, R.S.H.: Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Report 79-1, Dep. of Structural Engineering, Cornell University, 1971.1

42) Aoyama, H.: Design of Modern Highrise Reinforced Concrete Structures, Imperial College Press, 2002.1

43) Ciampi, V. et al.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/83, University of California, Berkeley, 1982.11

44) Naganuma, K., Yonezawa, K., Kunimoto, O. and Eto, H.: Simulation of Nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.586, 2004.8

45) 日本建築学会 : 鉄筋コンクリート造建物の韌性保証型耐震設計指針・同解説,

1999.8

46) 出雲淳一, 島弘, 岡村甫:面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル,
コンクリート工学, 第25巻, 第9号, pp.107-120, 1987.9

付録1 引張軟化モデルの考慮の有無が解析に与える影響の検証

本論ではコンクリートの引張側の応力ーひずみ関係については、ひび割れ発生までは弾性とし、ひび割れ後の応力は零とするテンションカットオフモデルを採用した。引張軟化モデルの考慮の有無が解析結果に与える影響を検証するため、Fig.付1.1に示す出雲モデル⁴⁶⁾ ($c=1.0$) を採用したモデルの解析結果と本解析の比較を行った。解析モデルは、コンクリートの引張側の応力ーひずみ関係以外は、4章で用いたものと同じである。

＜出雲モデル＞

$$\sigma_t = \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^c \sigma_{cr} \quad (\text{付1.1})$$

ここで、 σ_t はひび割れと直角方向のコンクリートの平均引張応力、 σ_{cr} はひび割れ発生応力、 ε_{cr} はひび割れ発生時の平均引張ひずみ、 ε_t はひび割れと直角方向の平均引張ひずみ、 c は付着性状を表すパラメータを示す。

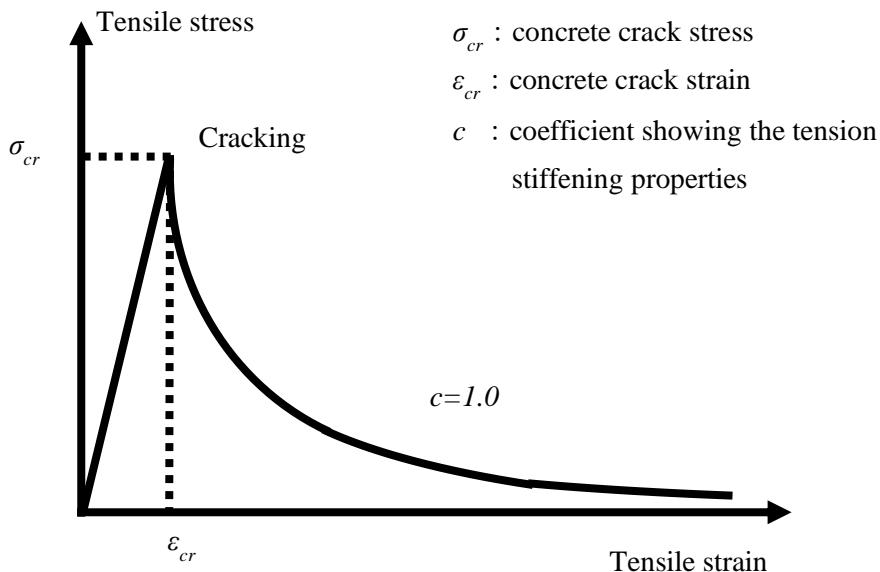


Fig. 付 1.1 出雲モデル ($c=1.0$)

解析対象はH00-06-Iとした。Fig.付1.2に水平荷重一層間変形角関係の比較を示す。図中赤線が本論の解析結果、青色が引張軟化モデルを用いた結果である。

引張軟化モデルはテンションカットオフモデルと比較して、剛性が若干高いものの、最大耐力や最大耐力時の層間変形角については同等の結果であり、コンクリートのひび割れ後のモデル化の影響は小さいことを確認した。

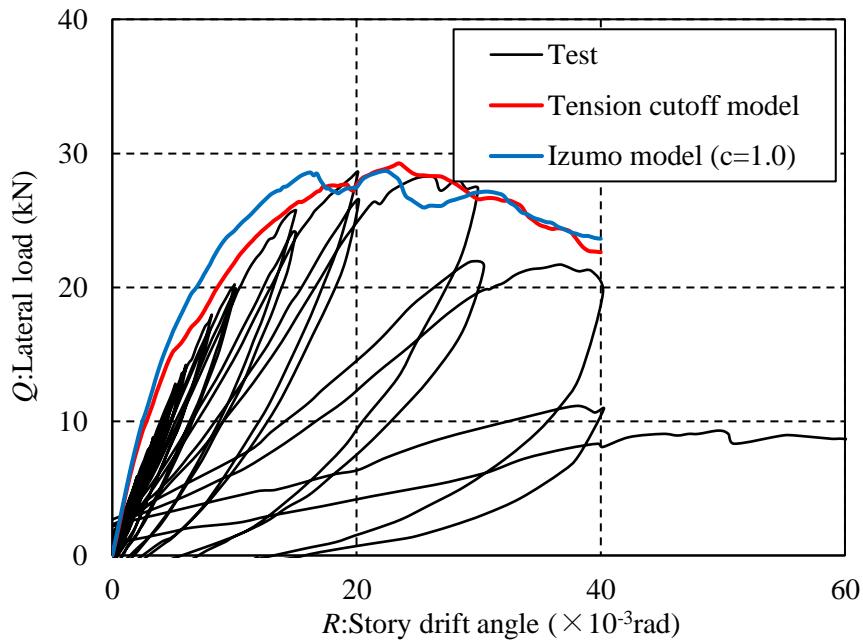


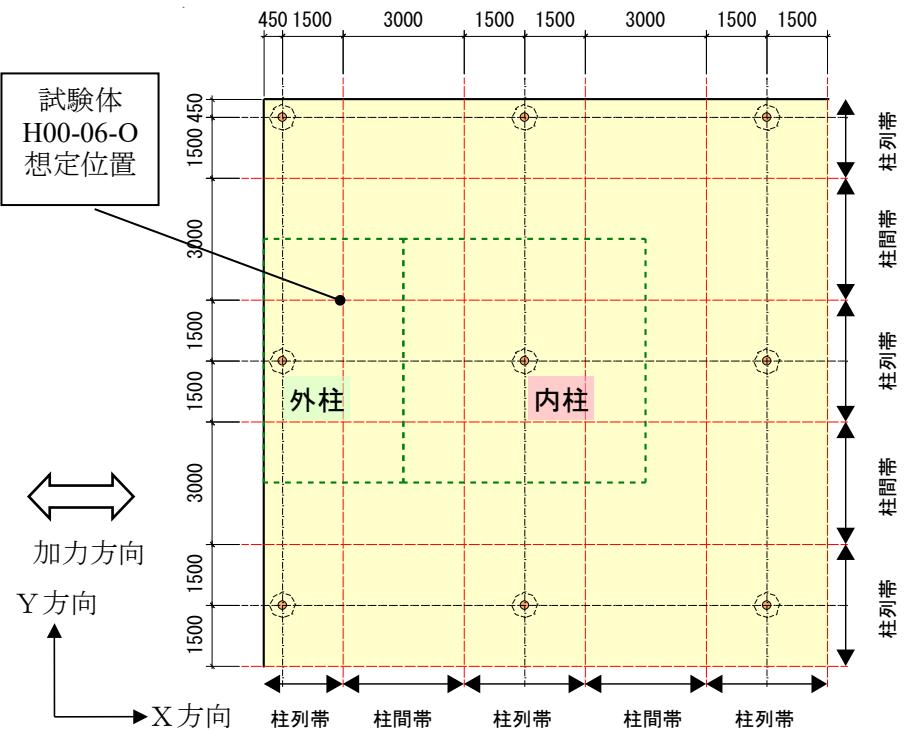
Fig. 付 1.2 水平荷重一層間変形角関係の比較

付録 2 外柱タイプ水平載荷試験結果 (H00-06-O 試験体)

付 2.1 実験方針

本論の 3 章では、提案した鉄骨柱とスラブ内蔵型キャピタルを有するフラットスラブ構造において、パンチング破壊耐力を把握する上で最も一般的な性状を示すと考えられる内柱を対象とした。ここでは外柱を対象とした静的載荷試験 (H00-06-O) を行い、パンチング破壊耐力や水平変形能力などの把握を行う。

実験は、3 章と同じく 2 章で紹介した実建物を想定する 1/3 モデルとした。Fig.付 2.1 に試験体の想定位置を図中に示す。



(a) 平面図



(b) 立面図

单位: mm

Fig. 付 2.1 柱の呼称と試験体想定位置図

Table 付 2.1 試験体一覧

Specimen name	Top reinforcement at column strip (p_w)		Bottom reinforcement at column strip (p_w)		Top and bottom reinforcement at middle strip (p_w)	
	D6@30 (1.07%)	D6@60 (0.53%)	D6@60 (0.53%)	D6@120 (0.27%)	D6@60 (0.53%)	D6@120 (0.27%)
H00-06-O		○		○		○

添え字説明

H00 : 鉛直 + 水平載荷試験体

06 : 柱列帯引張側鉄筋の目安 0.6%

○ : 外柱

付 2.2 試験体

Fig.付 2.2～付 2.8 に試験体形状を示す。鋼材種・スラブ鉄筋の径および鉄筋種別は 3 章と同様である。S 造柱の長さはスラブから上下それぞれ階高の 1/2 の位置で切り取ったものとし、実験装置の治具の長さを考慮して設定した。

Fig.付 2.7 に示すように、試験体の外周端部は 180° フックを設けた。試験体は、建物の外周端に位置する試験体の小口に実際の配筋と同様に鉄筋径 D6 のコ字形補強筋をスラブ筋に添えることとした。また、Fig.付 2.8 に示すように、柱近傍の補強として鉄筋径 D10 の U 字形補強筋をスラブ下端から 67mm の位置に配置した。

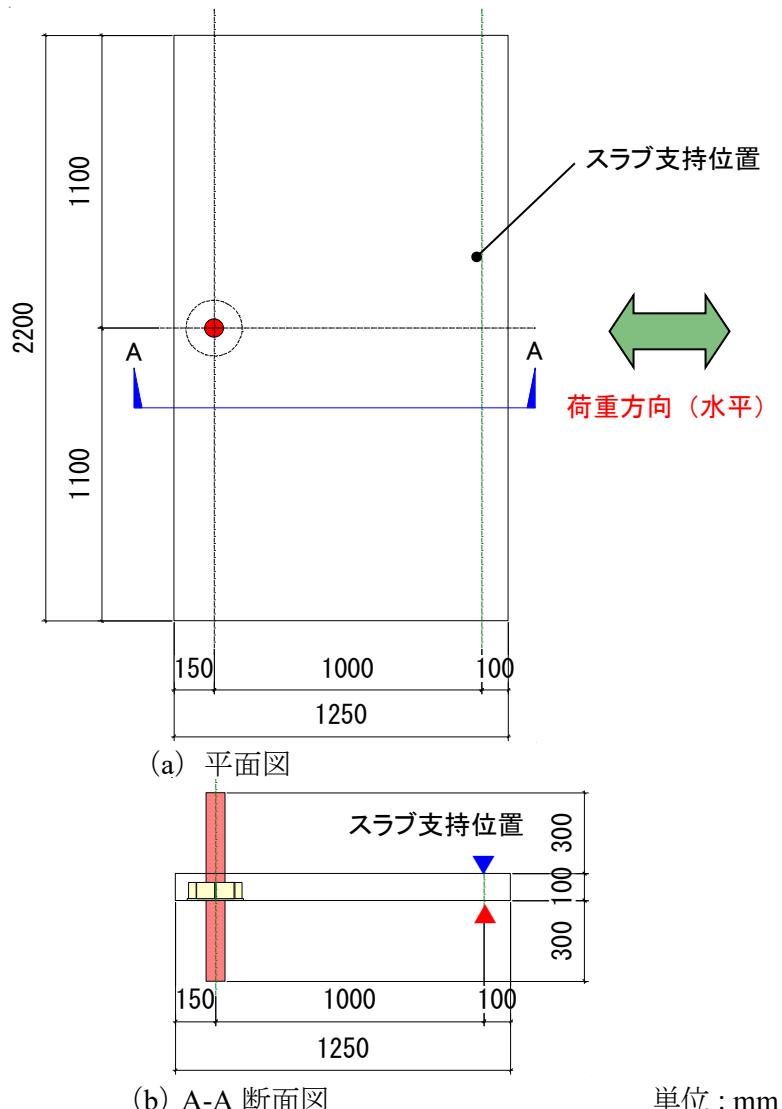


Fig. 付 2.2 試験体形状図 (試験体 H00-06-O)

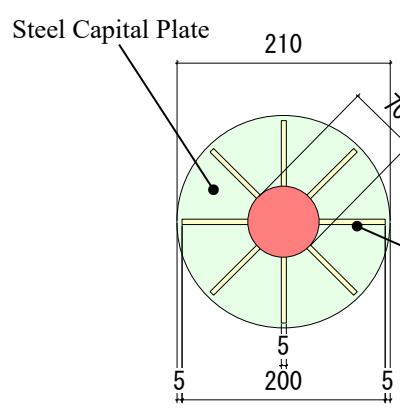


Fig. 付 2.3 鉄骨形状平面図
(試験体 H00-06-O)

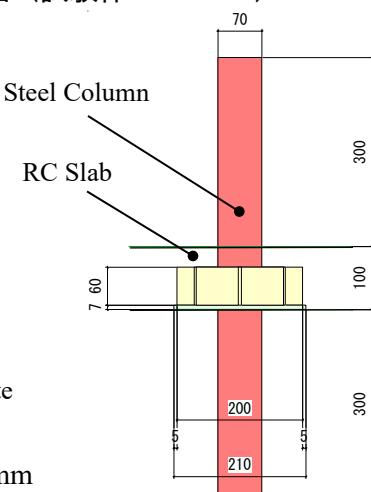


Fig. 付 2.4 鉄骨形状立面図
(試験体 H00-06-O)

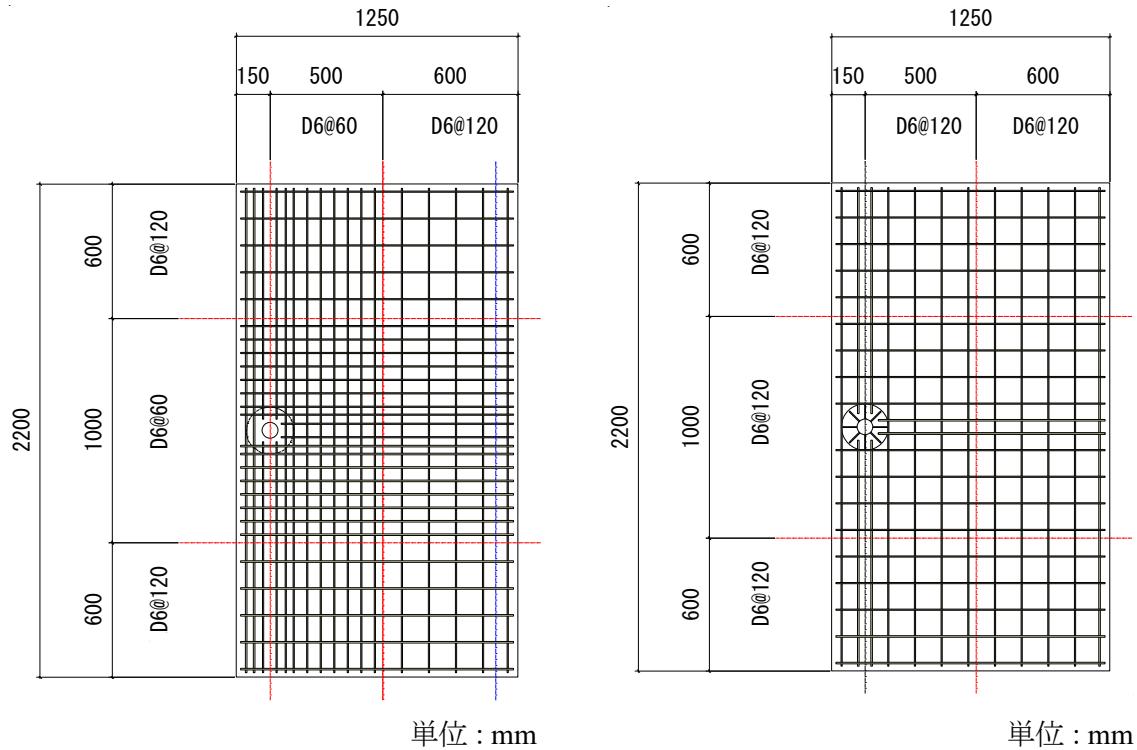


Fig. 付 2.5 試験体スラブ上端筋配筋図
(試験体 H00-06-0)

Fig. 付 2.6 試験体スラブ下端筋配筋図
(試験体 H00-06-0)

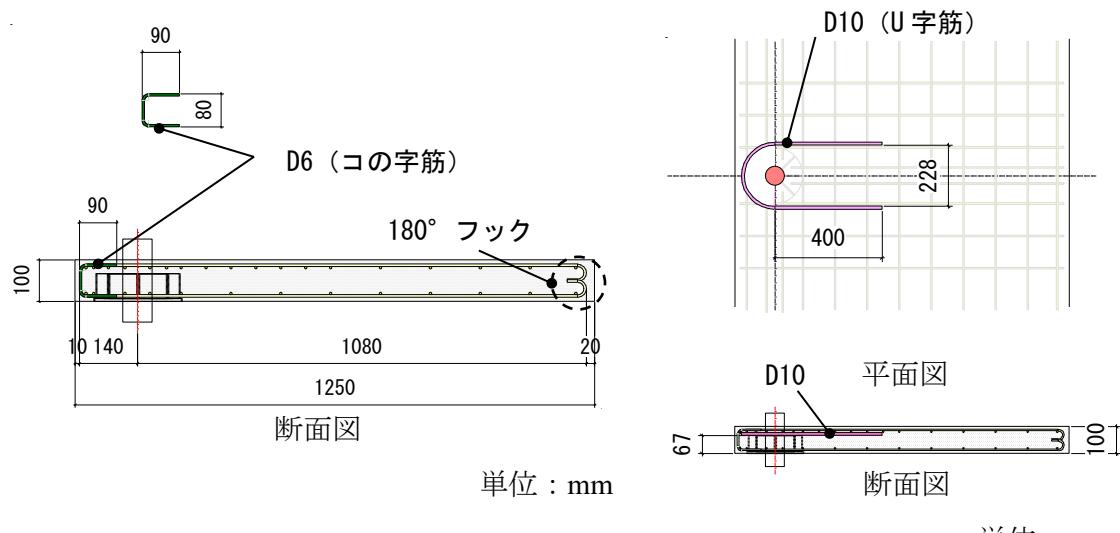


Fig. 付 2.7 スラブ端部補強筋図
(試験体 H00-06-0)

Fig. 付 2.8 S 造柱近傍補強筋図
(試験体 H00-06-0)

付 2.3 材料試験結果

試験体の材料試験結果（コンクリート・鉄筋・鋼材）を Table 付 2.2～付 2.4 に示す。

Table 付 2.2 コンクリートの材料特性

Specimens	Compressive strength (N/mm ²)	Young's modulus ($\times 10^4$ N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)
H-00-06-O	31.2	2.84	-

Table 付 2.3 鉄筋の材料特性

Diameter	Yield stress (N/mm ²)	Young's modulus ($\times 10^5$ N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)	Elongation (%)
D6	354	1.97	517	21.1
D10	377	1.81	531	17.6

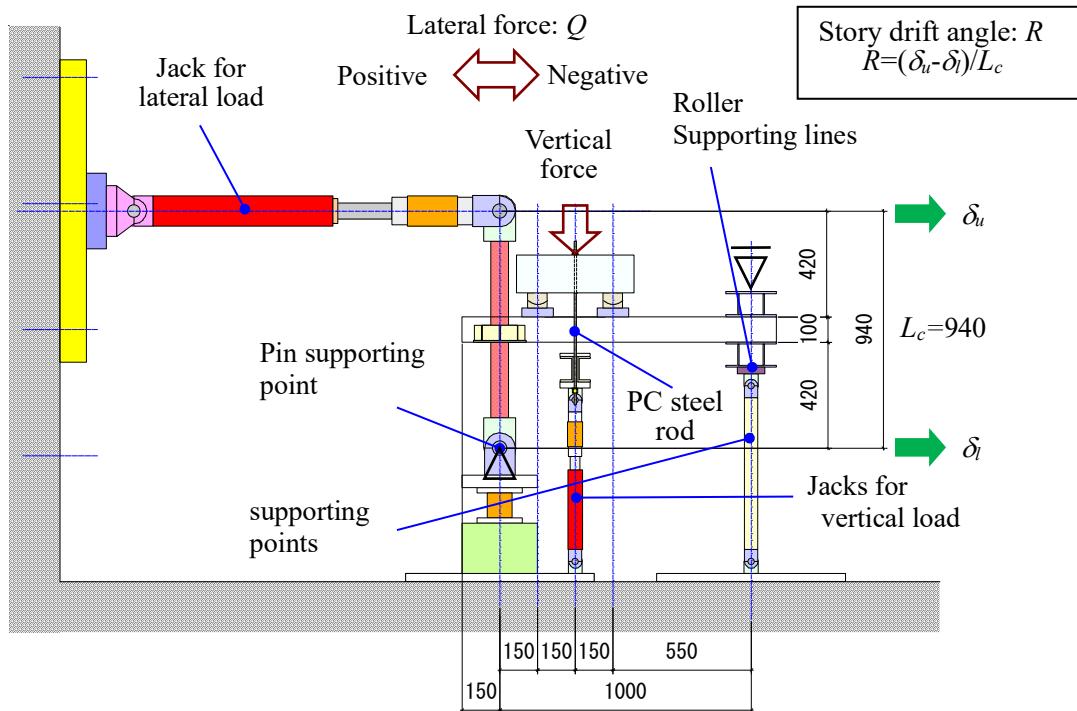
Table 付 2.4 鉄の材料特性

Places	Yield stress (N/mm ²)	Tensile strength (N/mm ²)	Elongation (%)
Rib plate	396	564	23.9
Capital plate	348	488	26.6
Steel column	613	1018	21.5

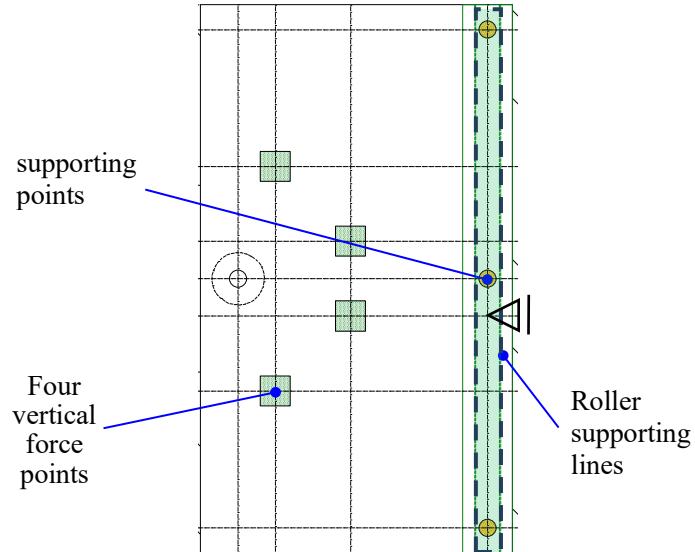
付 2.4 水平載荷試験計画

Fig.付 2.9 に水平載荷用加力装置図を示す。載荷方向に対して直交するスラブ 1 辺をローラー支持し、S 造柱下端をピン支持した。鉛直荷重応力状態を考慮するため、S 造柱中心から等間隔に離れた位置に鉛直載荷した後、その鉛直荷重を一定に保ったまま水平荷重を載荷する。図に示すとおり水平荷重 Q および S 造柱の上下の水平変位 δ_u および δ_l から求めた層間変形角 R を把握する。水平変位 δ_u および δ_l は試験体スラブに基準点を設けて相対変位を計測した。また、図中に正載荷と負載荷の方向を示すが、外柱試験体では正載荷はスラブ外端に S 造柱の上部が倒れこむ方向となる。

水平加力は変位制御とし層間変形角 1, 2, 3.33(1/300), 5, 6, 8, 10, 15, 20, 30, 40/1000rad で正負 2 回繰返し載荷を行った後に正載荷で 1/10rad まで加力し実験を終了した。



(a) 平面図



(b) 断面図

单位 : mm

Fig. 付 2.9 水平載荷装置図 (H00-06-0)

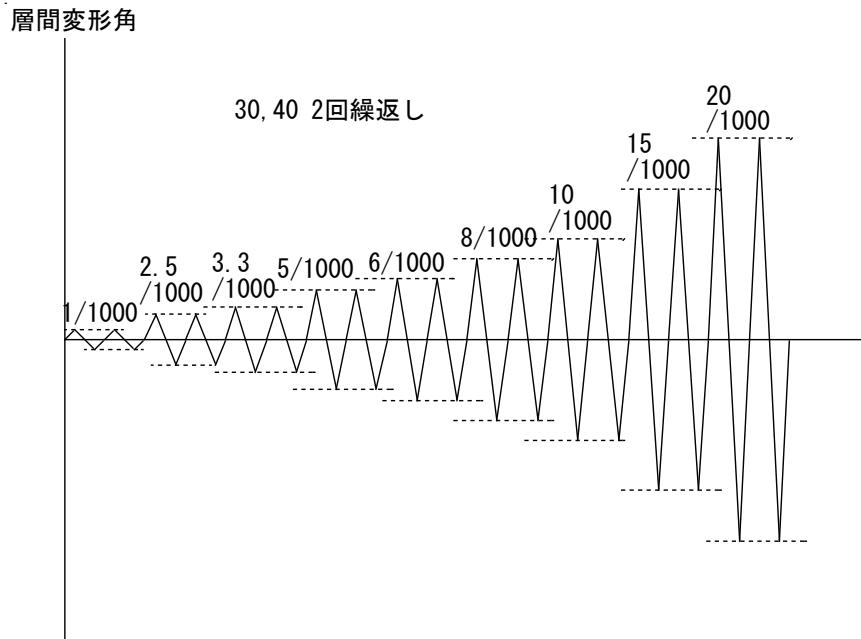


Fig. 付 2.10 載荷履歴

試験体の設計は、3章の水平載荷試験体と同様に、鉛直荷重 $1/3 V_o$ を考慮したスラブのパンチング破壊耐力およびスラブの終局曲げ耐力を主に比較し、パンチング破壊の発生を計画した。外柱の V_o を検討する際は、外端部を考慮して円周の $3/4$ の範囲をパンチング算定断面とした。材料強度は Table 付 2.2～付 2.4 を用いる。S 造柱やキャピタルリブと干渉するため切断された鉄筋は耐力に考慮しない。フラットスラブ構造の外柱はスラブの縁までの距離が重要であり、H00-06-O 試験体のスラブ縁までの寸法はキャピタルプレート内縁からの鉄筋の定着長を 40d 以上確保するように配慮して決定している。押し抜きせん断耐力が前述の耐力と比較して、十分余力があることを合わせて確認した。その際 U 字形補強筋の影響は考慮しなかった。S 造柱の曲げ耐力には十分余力があることからここでは検討結果を省略する。

試験体を計画するに際して、スラブのパンチング破壊耐力は、3章と同様に検討を行った。Table 付 2.5 に計算結果を示す。外柱試験体 H00-06-O の正載荷方向は、スラブのパンチング破壊により耐力が決定すると期待された。ただし、負載荷方向はスラブのパンチング破壊耐力と終局曲げ耐力の差は少ない。

Table 付 2.5 計算結果

Specimens	Force direction	Punching failure strength							Ultimate bending strength	Maximum lateral force
		V_o (kN)	$1/3V_o$ (kN)	M_f (kN·m)	M_s (kN·m)	M_t (kN·m)	M_o (kN·m)	$2/3M_o$ (kN·m)		
H00-06-O	Positive	102.3	34.1	3.3	3.9	14.5	21.7	14.4	19.6	15.4
	Negative			2.0	3.9	14.5	20.4	13.6	15.6	14.4

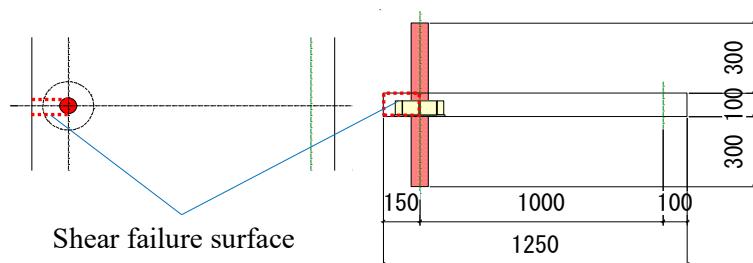
外柱を想定した H00-06-O 試験体においては Fig.付 2.11 に示すような押し抜きせん断破壊を検討する。破壊面は図に示す 2 面とし、スラブの有効せいは d_e を用いて式(付 2.1)で検討した。

$$Q_u = 2 \cdot \tau_u \cdot d_e \cdot L_e \quad (\text{付2.1})$$

ここで、 Q_u は押し抜きせん断破壊時のせん断耐力 (kN)、 L_e は外柱芯からスラブ縁までの距離 (mm) を示す。

押し抜きせん断破壊時のせん断耐力 (56.1kN) が、Table 付 2.5 に記載の外柱の最大耐力 (15.4kN) を大きく上回っており、外柱の押し抜きせん断破壊の可能性は小さいことを確認した。

なお、外柱タイプ試験体の実験は、鉛直荷重載荷用ジャッキの操作ミスにより計画していた $1/3V_o$ より小さい $1/6$ ($=0.17$) V_o 程度しか鉛直荷重をかけることができなかつた。



(a) 平面図

(b) 立面図

Fig. 付 2.11 外柱端部の押し抜き破壊概念図

付2.5 外柱タイプ水平載荷試験結果 (H00-06-O 試験体)

水平荷重 Q 一層間変形角 R 関係を Fig.付2.12 に、実験状況写真を Photo 付2.1 にそれぞれ示す。図中の横実線は Table 付2.5 の最大水平荷重計算値を示す。横軸の層間変形角の正側は Fig.付2.9 の正加力方向時を示し、スラブ外端に S 造柱の上部が倒れこむ方向である。

また、 $R = 10/1000\text{rad}$ における上面と下面のひび割れ状況および実験最終段階における上面と下面のひび割れ状況および S 造柱周辺写真を Fig.付2.13 に示す。観察は2回繰り返し載荷のうち1回目の正および負載荷時に行った。正載荷時において発生・進展したひび割れを赤線、負載荷時のものを青線で示す。

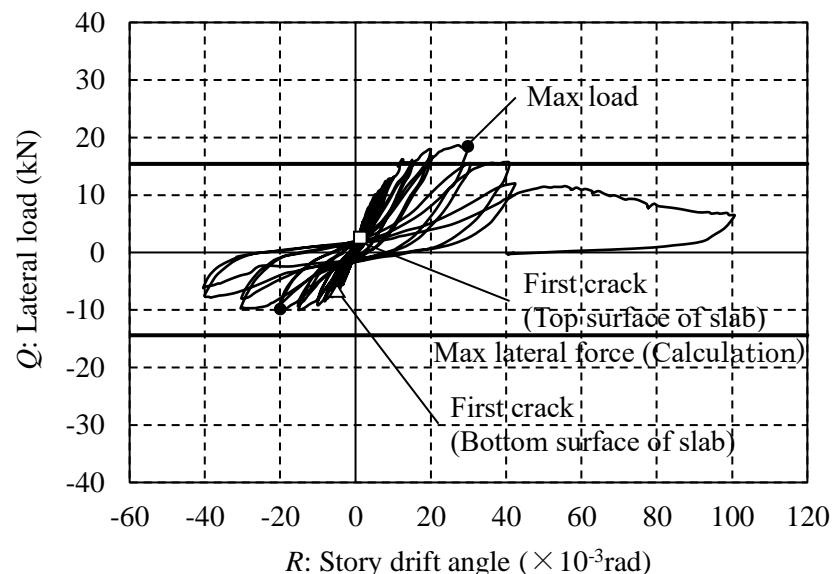
試験体 H00-06-O は、 $[Q = 2.7\text{kN}, R = 0.78 \times 10^{-3}\text{rad}]$ 時に、スラブ上面でフラットプレートと S 造柱との境界面から初期ひび割れが発生した。スラブ下面においては、 $[Q = -7.4\text{kN}, R = -5.1 \times 10^{-3}\text{rad}]$ 時に、フラットプレートとキャピタルプレートとの境界面から初期ひび割れが生じた。 $[Q = -10.0\text{kN}, R = -15.2 \times 10^{-3}\text{rad}]$ 時に、キャピタルプレートのフラットプレートへのめり込みが確認された後、 $[Q = 18.3\text{kN}, R = 30.0 \times 10^{-3}\text{rad}]$ 時に最大荷重に至った。 $R = -40.1 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時に、スラブ上面の隆起はより明確になったものの円弧上のひび割れは内柱試験体と比較して明確でなかった (Photo 付 2.1 (b) および (c) 参照)。その後、 $R = 100 \times 10^{-3}\text{rad}$ まで押し切り載荷を行った。

外柱タイプ試験体 H00-06-O は、内柱タイプ試験体 H00-06-I と比較してひび割れ発生が早かった。正載荷時の最大耐力は 18.3kN となり Table 付2.5 の計算値 15.4kN を上回ったが、負載荷時では 10.2kN となり計算値 14.3kN には達しなかった。スラブ上下面ともに内柱試験体と比較して明確なパンチング破壊によるひび割れは見られなかったものの、正載荷時は実験終了後のスラブ上面の隆起からパンチング破壊で最大耐力は決定したと考えられる。

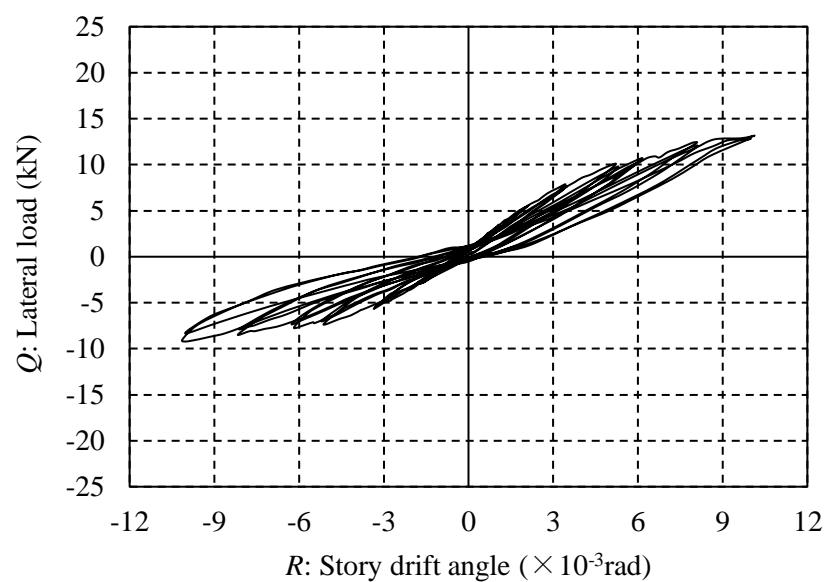
Fig.付2.14 に正加力時引張側スラブ筋の鉄筋ひずみ図を示す。正載荷時と比較して負載荷時では、層間変形角 $15 \sim 20 \times 10^{-3}\text{rad}$ 付近で、外柱中央部の下端鉄筋の降伏が始まり、負載荷時はスラブの曲げ破壊で最大耐力が決定したと考えられる。最大耐力が Table 付2.5 の計算値を下回った理由は、計算ではスラブ幅全域の鉄筋が降伏すると仮定していたためと考えられ、後述する試験体の層間変形角と剛性低下または有効幅の変化とも一致する。なお、変形性能は載荷方向によらず、内柱試験体と同様に高いことを確認した。

H00-06-O 試験体の上端筋でなく下端筋から降伏した理由は、曲げに対する危険断面位

置では上端筋は下端筋の2倍であること、および柱が細径のS造のため柱の曲げ剛性がスラブの曲げ剛性と比較して大幅に小さいので、長期荷重による曲げモーメントの吊り上がりが小さいことが考えられる。また、外柱試験体のS造柱からスラブ縁までの寸法は鉄筋定着長を満足しており、S造柱やキャピタルプレートのスラブに対する支圧がスラブ主筋降伏の反力になったと考えられる。

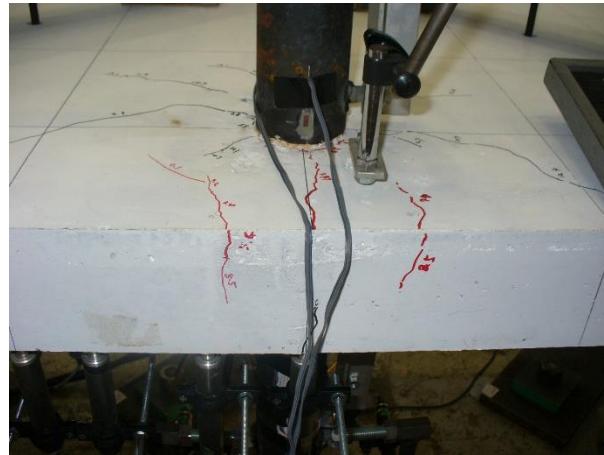


(a) 試験終了まで

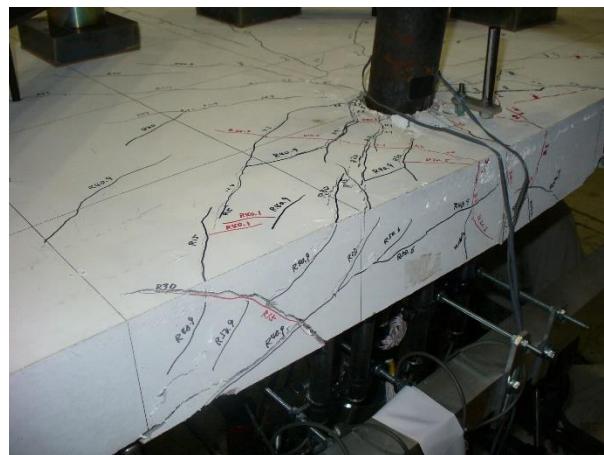


(b) $R=10/1000\text{rad}$ まで

Fig. 付 2.12 荷重一層間変形角関係 (H00-06-O)



(a) $R = -10.2 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時のスラブ上面状況



(b) $R = 40.1 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時のスラブ上面状況



(c) $R = 40.1 \times 10^{-3} \text{rad}$ 時のスラブ下面状況

Photo 付 2.1 実験状況 (H00-06-I)

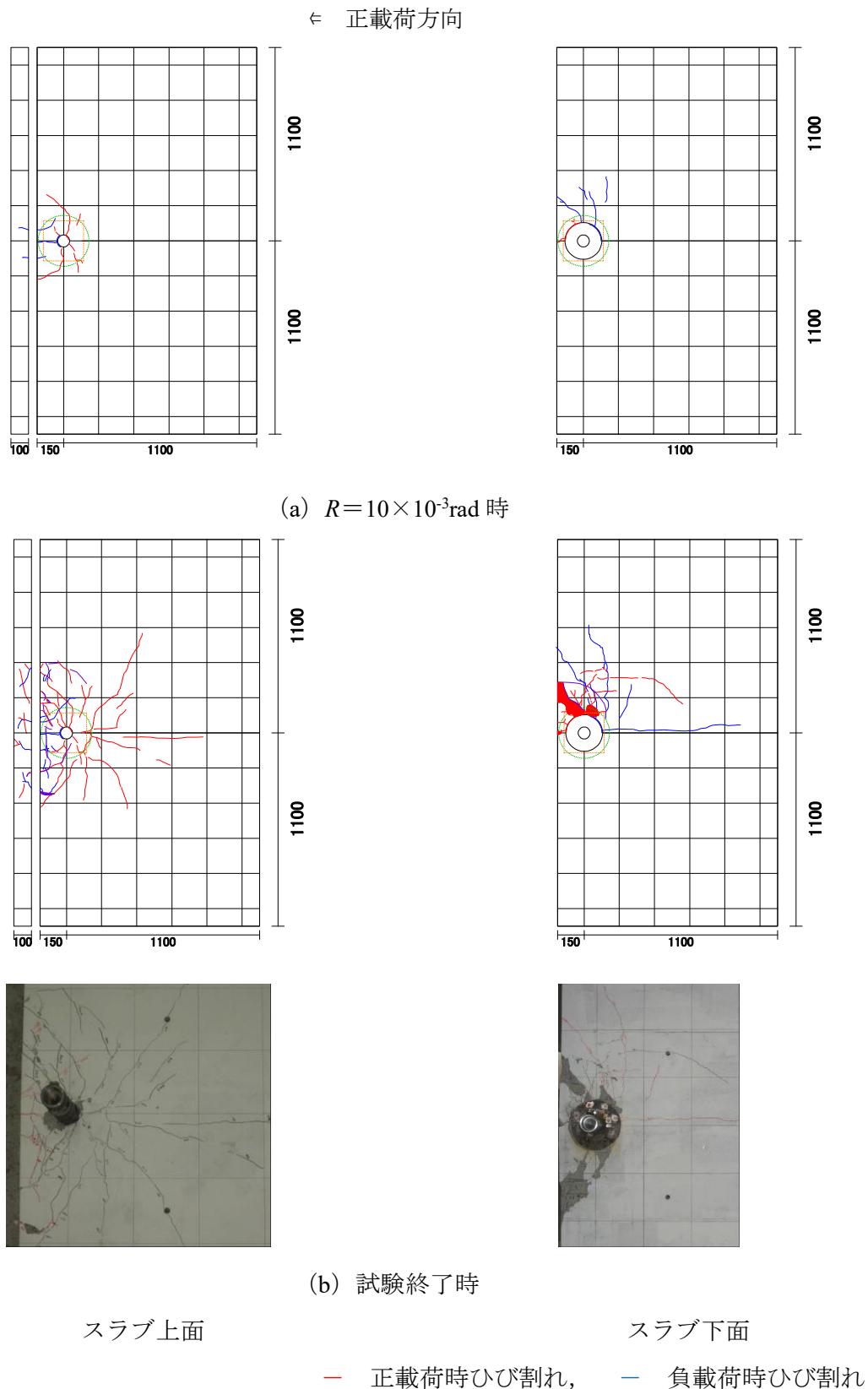
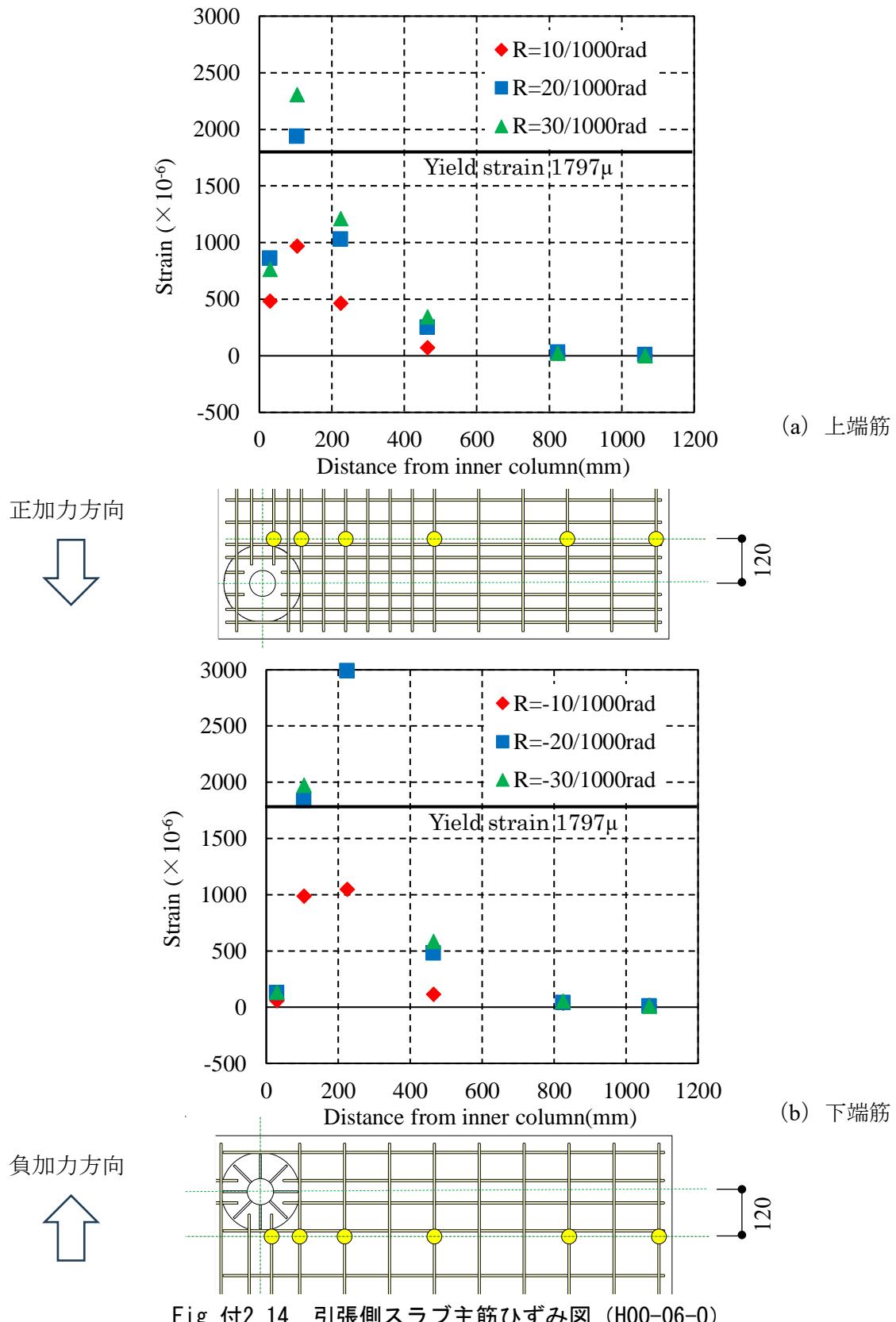


Fig. 付2.13 スラブ上下面ひび割れ状況 (H00-06-0)



付2.6 水平剛性

Table付2.6に実験時の変形制御目標層間変形角時の各試験体の試験終了までの割線剛性 $K = Q/R$ (kN/rad $\times 10^3$) を示す。表中の網掛け部は各試験体の最大耐力時を示している。正方向加力時は内柱試験体と初期剛性はほぼ同じであったが、スラブ外端と反対方向にS造柱の上部が倒れこむ方向の負方向加力時では、正方向加力時の53%となった。

Fig.付2.15に実験の1サイクル目の初期剛性を K_0 とし、以降のサイクルの割線剛性を K とした場合の初期剛性との比を示す。層間変形角が大きくなるにつれて、スラブの損傷などにより水平剛性は小さくなり、内柱試験体と同じく層間変形角が 40×10^{-3} rad では約 10% となった。RC規準の解説文にはフラットスラブ構造の低い荷重段階から生じるひび割れによる急激な剛性低下の記述があるが、本工法も同傾向であることを確認した。

Table 付 2.6 割線剛性比較

Specimens	Force direction	$R (\times 10^{-3}\text{rad})$										
		1	2	3.33	5	6	8	10	15	20	30	40
H00-06-O	Positive	3.08	2.61	2.29	1.93	1.73	1.53	1.30	1.07	0.90	0.61	0.38
	Negative	1.62	1.69	1.68	1.43	1.25	1.04	0.89	0.65	0.50	0.34	0.19

Unit: kN/rad $\times 10^3$

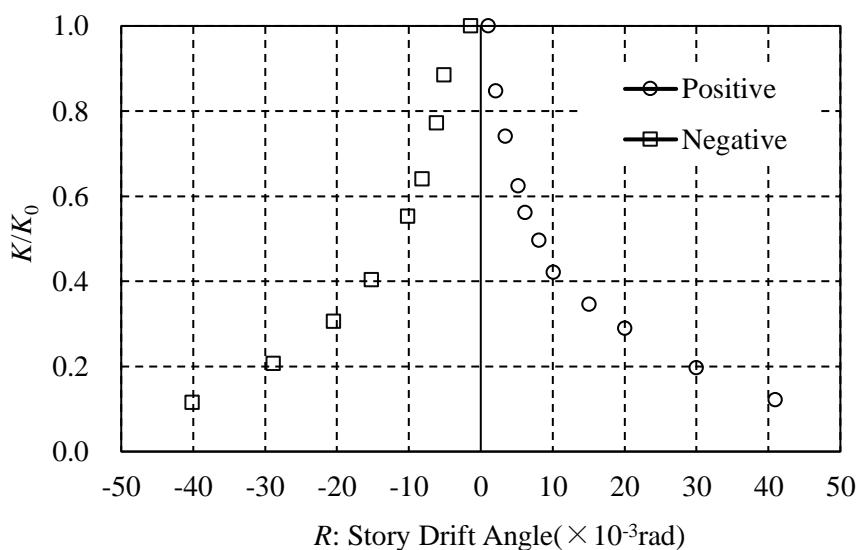


Fig. 付2.15 剛性低下率

付2.7 鋼製キャピタルの応力

Fig.付 2.16 にキャピタルプレートに貼付した 3 軸ひずみゲージの値から算出した Von mises 応力を示す。応力は上下面の平均値としている。キャピタルプレートの主応力は、加力方向ごとにキャピタルプレートが圧縮力を受ける方向において増加していることを確認した。H00-06-O 試験体では最大耐力時で Von mises 応力は 202N/mm^2 であり、キャピタルプレートは Table 付 2.4 に示す降伏応力度 348N/mm^2 に最大耐力まで達していないことが確認できた。

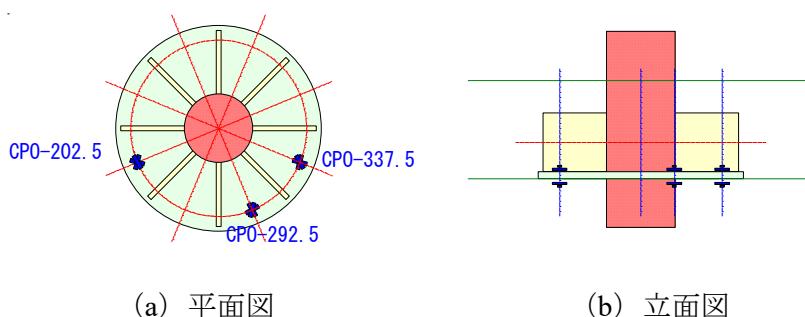
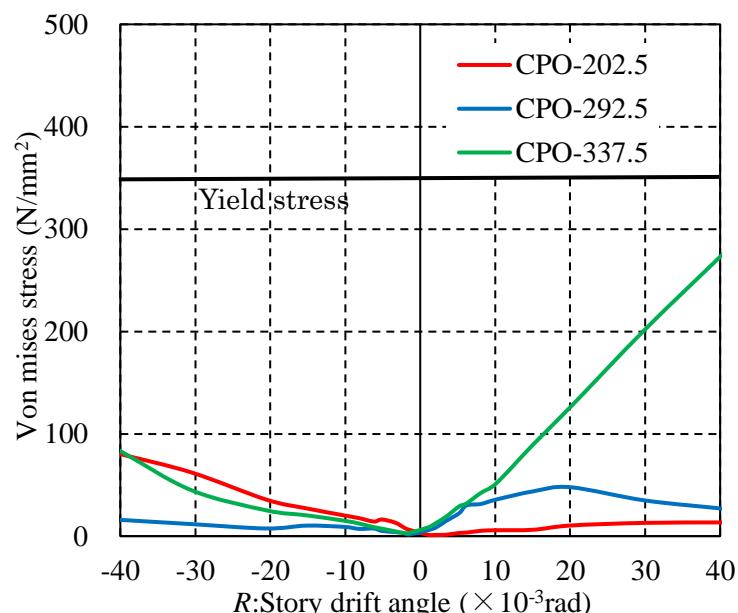


Fig. 付2.16 キャピタルプレートのVon mises応力

Fig.付2.17にキャピタルリブプレートに貼付した3軸ひずみゲージの値から算出したVon mises応力を示す。応力は両面の平均値としている。H00-06-O 試験体では $R=40.0 \times 10^{-3}\text{rad}$ 時で Von mises 応力は 96N/mm^2 であり、キャピタルリブプレートは Table 付 2.4 に示す降伏応力度 396N/mm^2 に最大耐力まで達していないことが確認できた。

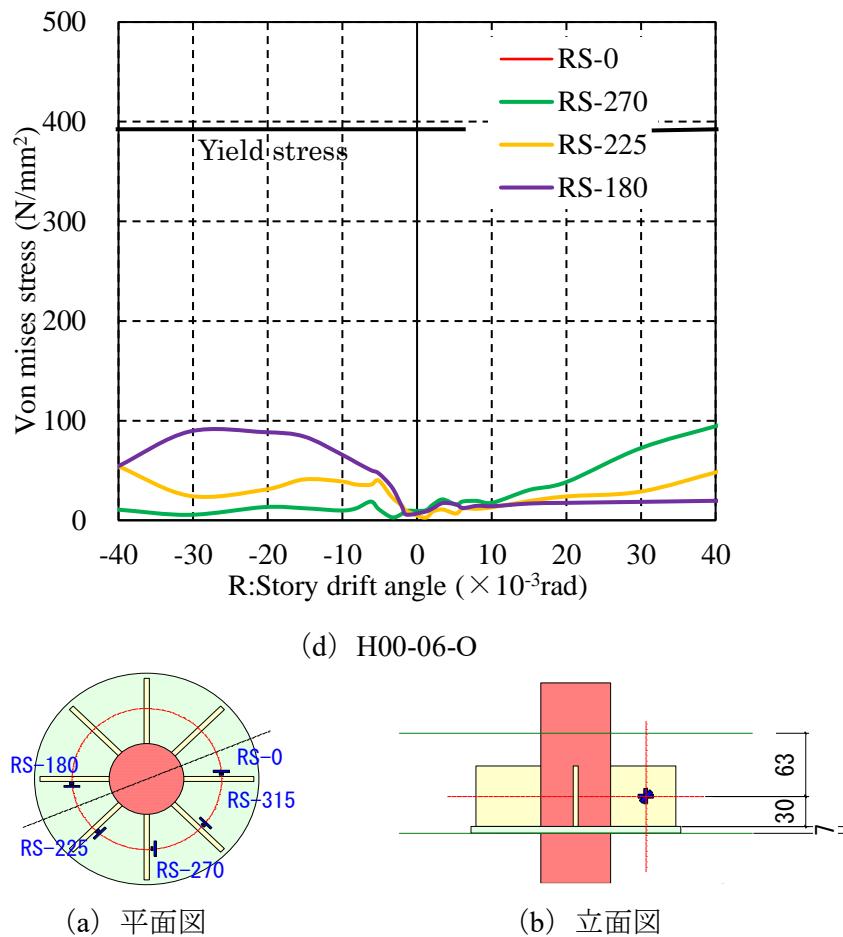


Fig. 付2.17 キャピタルリブプレートのVon mises応力

付2.8 スラブの修復性の確認

Fig.付2.18に層間変形角ピーク時の最大ひび割れ幅とそれに対する残留ひび割れ幅の推移の一例を示す。ここで残留ひび割れ幅とは、2回繰り返し載荷のうち1回目の最大変形角を経験後、荷重0点において計測したものである。外柱タイプの試験体は、一般的に大地震震時の設計の目標値に使用されることの多い層間変形角 ($R=10 \times 10^{-3} \text{rad}$) では実験の縮小倍を考慮した残留ひび割れ幅は0.18mmであり、RC造建物の耐震性能評価指針(案)・同解説³⁵⁾に記載されている使用限界状態0.2mm以内であるため、ひび割れ幅の観点からスラブの修復性(建物を無理なく原状に修復することができる限界の状態)が確認できた。

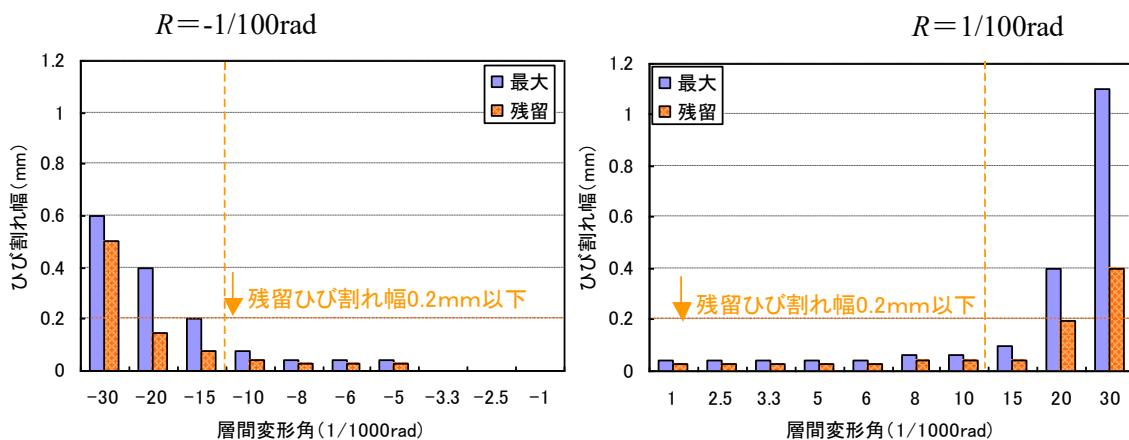


Fig. 付2.18 層間変形角ーひび割れ幅関係

付2.9 鉛直荷重下における水平載荷時のパンチング破壊耐力

パンチング破壊に対する計算値と実験値比較をTable付2.7に示す。ここで表内の Q_{max} は最大水平荷重実験値, M_{max} は最大曲げモーメント実験値, V_u は実験の最大水平荷重時におけるスラブからS造柱に伝えられる鉛直荷重を外力の力のつり合いより求めた値である。外柱試験体で V_u の値が正負加力で大きく異なるのは変動軸力による影響である。本実験における $V_u / V_o - M_{max} / M_o$ の関係を、RC規準に示されている柱頭まわりでパンチング破壊させた実験結果の相関図にプロットしたものをFig.付2.19に示す(本論で示し

たH00-12-I試験体およびH00-06-I試験体結果も併せて示す). 正載荷時に対しては, $V_u/V_o + M_{max}/M_o \geq 1.0$ の相関関係が成り立ち, 曲げ破壊した負載荷時に対しては, $V_u/V_o + M_{max}/M_o < 1.0$ なる相関関係が成り立っていることがわかる. 負載荷時のみ $V_u/V_o + M_{max}/M_o = 1.0$ の直線から離れている理由は, 曲げ破壊時耐力の検討におけるスラブの有効幅の考え方による影響と考えられる. 以上より, 外柱試験体においても, RC規準に示されるパンチング破壊をする際の相関関係式(3.2.11)が本研究で採用した計算条件のもとに援用できることが確認できた.

Table 付 2.7 パンチング破壊耐力の計算値と実験値の比較

Specimens	Force direction	Calculation				Test					
		V_o (kN)	M_o (kN·m)	Q (kN)	V_u (kN)	V_u/V_o	Q_{max} (kN)	$R(:Q_{max})$ ($\times 10^3$ rad)	M_{max} (kN)	M_{max}/M_o	$V_u/V_o + M_{max}/M_o$
H00-06-O	Positive	102.3	21.7	15.4	34.3	0.34	18.6	27.3	17.5	0.81	1.14
	Negative		20.4	14.4	7.5	0.07	10.2	-20.5	9.6	0.47	0.54

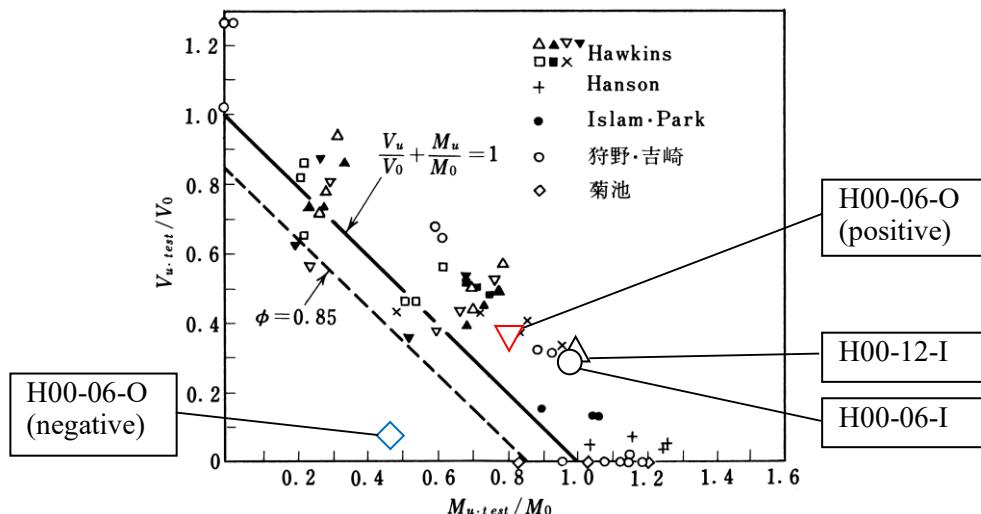


Fig. 付2.19 パンチング破壊相関関係

