



Title	角鋼管を鉄筋コンクリートで被覆したアンボンドブレースの耐震性能に関する研究
Author(s)	長尾, 直治
Citation	大阪大学, 1991, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.11501/3054431
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

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

The University of Osaka

角鋼管を鉄筋コンクリートで被覆した
アンボンドブレースの耐震性能に関する
研究

1 9 9 0 年 1 1 月

長尾直治

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の目的	1
1.2 既往の研究	2
1.3 研究の対象	4
(1) 芯部材	
(2) 被覆材	
(3) アンボンド材	
1.4 研究の方法	6
(1) 実験	
(2) 解析	
(3) 実験結果と解析結果の比較	
(4) 設計方法の提案と実建物への適用	
1.5 アンボンドブレースの性能	7
(1) ブレースの平均軸方向歪度	
(2) ブレース各部の歪度	
(3) エネルギー吸収能力	
1.6 結論	9
第2章 単材の繰返し加力実験	10
2.1 試験体	10
2.2 試験装置	11
2.3 加力サイクル	15
2.4 実験結果と考察	15
(1) 荷重－変形曲線	
(2) 芯部材と被覆材の歪度	
(3) 被覆材のひび割れパターン	
2.5 芯部材と被覆材の性状	30
(1) 芯部材と被覆材の相関	
(2) 復元力特性	
(3) 塑性変形能力	
(4) 終局モード	
2.6 結論	33
補2-1 AおよびBシリーズ試験体の降伏軸力	
補2-2 AおよびBシリーズ試験体のM-N相関曲線	

第3章	解析的考察	37
3.1	解析（補剛力が材中央に集中的に作用する場合）	38
(1)	被覆材の必要曲げ剛性	
(2)	被覆材の必要曲げ強度	
(3)	被覆材のひび割れの影響	
3.2	補剛力分布形状の検討	41
(1)	芯部材の変形形状と芯部材の細長比の関係	
(2)	芯部材の変形形状と補剛力分布形状の関係	
(3)	被覆材の必要剛性と必要強度 （補剛力分布が高次モードを含む正弦波形のとき）	
3.3	せん断力の影響	44
(1)	被覆材のせん断変形による剛性の低下	
(2)	被覆材に生じる最大せん断応力	
3.4	結論	45
補3.1	低次座屈モードから高次座屈モードへ移行するために必要な強度と剛性	
補3.2	部材端の回転拘束の影響	
(1)	芯部材の材端で回転拘束を受ける場合	
(2)	被覆材の材端で回転拘束を受ける場合	
(3)	部材端の回転拘束の影響	
第4章	実験結果との比較	51
4.1	補剛条件の表現	51
4.2	被覆材が弾性の時	54
4.3	被覆材のひび割れの影響	55
(1)	β_t および β_s の算定	
(2)	補剛域の算定	
4.4	被覆材に作用する軸力の影響	56
4.5	$M_0 - \delta_{RC}$ 関係の影響	56
(1)	初期剛性が連続的に低下する場合	
(2)	連続関数表示した場合	
4.6	実験結果との比較	58
4.7	せん断力の影響の検討	58
(1)	被覆材のせん断剛性	
(2)	被覆材のせん断強度	
(3)	被覆材の曲げ降伏がせん断降伏に先行する条件	
4.8	結論	60
補4.1	剛性低下率の算定	
(1)	補剛力分布が中央集中荷重形のとき	
(2)	補剛力分布が正弦半波形のとき	
(3)	計算例	

第5章 アンボンドブレース付き架構の繰返し加力実験	62
5.1 試験体	64
5.2 試験方法	67
5.3 解析	68
(1) ラーメン部分の剛性と耐力	
(2) ブレース部分の剛性と耐力	
(3) 解析結果	
5.4 実験結果と考察	71
(1) 純鉄骨ブレース付き架構 (F A - 0)	
(2) アンボンドブレース付き架構 (F A - 1、F A - 2、F B - 1)	
(3) ラーメン架構 (F - 0)	
(4) ブレース芯部材の歪度	
5.5 検討	82
(1) アンボンドブレースの補剛条件	
(2) スケルトンカーブ	
(3) 材端回転拘束の影響	
(4) ブレース材の非対称配置	
(5) ブレース端部のディテール	
5.6 結論	85
第6章 設計方法の提案	86
6.1 設計方法	86
(1) 芯部材の幅厚比	
(2) 被覆材の剛性	
(3) 被覆材の曲げ強度	
(4) 剛性低下率	
(5) 被覆材のせん断強度	
(6) 等価座屈長さ	
(7) 材端部のディテール	
6.2 設計方法の解説と検討	88
(1) 芯部材の幅厚比	
(2) 被覆材の剛性	
(3) 被覆材の曲げ強度	
(4) 剛性低下率	
(5) 被覆材のせん断強度	
(6) 等価座屈長さ	
(7) 材端部のディテール	
6.3 結論	91

第7章 実建物への適用	92
7.1 建物の概要	92
7.2 設計	92
7.3 断面検定	95
(1) 仮定断面	
(2) 降伏軸力 P_y 、被覆材弾性時の座屈荷重 P_e の計算	
(3) 芯部材の幅厚比の検討	
(4) 被覆材の剛性と耐力の検討	
(5) 継手の検討	
7.4 製作および施工	96
(1) 芯部材の製作	
(2) 被覆材の製作	
(3) 施工	
7.5 結論	98
第8章 結語	99
付録1 短柱圧縮試験	102
付1.1 試験体および試験方法	102
付1.2 試験結果と考察	103
(1) 荷重－変形関係	
(2) 荷重－歪度関係	
(3) 局部座屈モード	
(4) 塑性変形能力	
付1.3 結論	106
付録2 角鋼管とH形鋼の継手の引張り試験	107
付2.1 試験体	107
付2.2 試験方法	110
付2.3 試験結果と考察	110
付2.4 結論	110
参考文献	111
発表論文	116
謝辞	119

第1章 序論

1.1 研究の目的

ブレース材は、架構に水平剛性を付与するとともに、架構の耐震性能を効果的に向上させる重要な耐震要素であるが、座屈することが問題となる部材である²⁰⁾。ブレース付き架構が、水平荷重を受けるとき、水平変形の小さい範囲では、圧縮力を受けるブレースも有効に作用し、耐力、剛性ともに大きい。水平変形の増加と共に、圧縮力を受けるブレースが座屈して耐力や剛性が低下する。また、弾塑性域にわたる繰返し荷重を受けるとき、ブレース材は、引張り降伏－座屈のサイクルを繰返し、ブレース材が徐々に伸びていき、復元力特性がスリップ型になる。これらの特性は、ブレース材の細長比や水平力分担率に関係しており、ラーメン架構の安定した紡錘形とは異なったものとなる。このように、ブレース付き架構の弾塑性性状は、ブレース材の座屈後の挙動に支配され、基本的に、ブレースの耐力や剛性が繰返し加力とともに劣化していくことが問題となる。このような復元力特性は、種々の動的解析あるいはエネルギー論的考察などから、必ずしも有利でないことが指摘されている^{22)、73)、78)}。ブレース付き架構の復元力特性の改善のために、ブレースの細長比と水平力分担率を小さくすることが一般に行われている設計方法であるが、この他に、ブレースの座屈を生じさせないよう工夫した特殊ブレースの使用も一部で行われている方法である。多くの特殊ブレースが研究、開発されているが、その形式は次の2つに大別できる。

- (1) ブレースの座屈以前に他の部材を降伏させて、ブレースには座屈荷重以下の軸力しか作用させないようにする。
- (2) ブレースの座屈を鉄筋コンクリートなどで直接補剛する。

前者に属するブレースには、Y型ブレース、ハの字ブレース、パネルブレースなど多様な形状のブレース^{24)~29)}があり、実用化されているものが多い。一方、後者に属するものは、原理的には前者より簡単であり、材料の使用効率も良いのであるが、塑性変形能力の確保が難しく、実用化されているものは少ない。

本研究の主題となるアンボンドブレースは、後者の形式に属する特殊ブレースである。ここでいうアンボンドブレースとは、鋼構造軸ブレースを芯部材とし、鉄筋コンクリートなどを被覆材とする複合材料ブレースであるが、芯部材と被覆材の間にアンボンド材を挿入し、両部材間の付着力（ボンドストレス）を積極的に低減させた形式のブレースである。アンボンド材を用いる目的は、軸方向力を芯部材のみに作用させ、引張り加力時と圧縮加力時で、剛性および耐力を同じとするためである。被覆材は、芯部材の座屈を拘束する材であり、理想的には、軸方向力を負担しない。

このような形式のブレースが、大きな塑性変形能力を有する条件が、実用的な範囲で存在することを検証し、その予測方法を導き、高層建物の耐震要素として実用化することが本研究の目的である。

1.2 既往の研究

これまでに行われたいくつかの参考とすべき研究の概略を述べ、問題点を明らかにする。

- (1) 武田ら¹⁾は、鉄骨ブレース（溝形鋼を2つ組合わせたもの）を鉄筋コンクリートで被覆して圧縮耐力を上昇させ、引張りブレースの降伏を先行させるよう工夫した鉄骨鉄筋コンクリート造ブレース（アンボンド加工をしていない通常のSRC造部材）を、K型に配置したブレース付きラーメン架構の繰返し加力実験を行った。繰返し変位振幅が小さい間はブレースの座屈が防止され、架構の耐力、剛性ともに高く、履歴性状も良好であるが、繰返し変位振幅が大きくなるとコンクリートが剥落し、ブレースの座屈が生じて急激に耐力が低下した。このような形式のブレースは、細長比が小さい場合を除いて²⁾、あまり大きな塑性変形能力を有していないものと考えられる。
- (2) 若林ら^{3)、4)}は、ポリエチレンフィルムシートでアンボンド加工した鋼板ブレース（X型に構成したもの）を内蔵した鉄筋コンクリート造耐震壁の繰返し加力実験を行い、大きな塑性変形能力を有していることを確認している。そして、塑性変形能力の向上は壁厚を増加させるより、ディテールの改良（フープ筋の増大など、主にせん断補強と考えられる）による方が効果的であることや、最終状態で内蔵された鋼板が短い波長で座屈変形していることなどを報告している。
- (3) 上述の若林らの研究は工業化高層集合住宅に用いられるHPC構造の耐震壁を対象としている。HPC構造では、この種の壁の設計を行うのに際して、鉄筋コンクリート壁は鋼板ブレースの座屈補剛材であり、耐力を期待する材で無いとの仮定を設けることが多い⁷⁹⁾が、アンボンド加工はこの仮定を満足させるための処置であった。世良ら⁷⁾は、アンボンド加工が、複合材とした場合より初期剛性や最大耐力を低下させるが、塑性変形能力を増大させる可能性のあることに着目し、粘着テープでアンボンド加工した鋼板ブレース（X型に構成したもの）を内蔵したプレキャストコンクリート造耐震壁の実大繰返し加力実験を行った。大きな塑性変形能力を有していることを確認し、高層建物に使用した。
- (4) 松原、高橋ら⁸⁾は、アンボンド加工をブレース材に適用した。H形鋼を芯部材とし、鉄筋コンクリートを被覆材とした形式で、アンボンド材には、グリースを用いている。望月、安藤ら⁹⁾⁻¹³⁾は、高橋と共に、鉄筋コンクリートを被覆材とし、H形鋼あるいは、鋼板を芯部材とする形式のアンボンドブレースについて、一連の単調圧縮加力試験を行った。これによると、破壊モードは、全体座屈と、被覆材端部から露出した部分の局部座屈に大別され、これは芯部材の細長比、被覆材のコンクリート厚さ、あるいは、被覆材の配筋量によって異なることが示されている。特に、芯部材の細長比が80程度以下になると端部の被覆コンクリートの破壊が原因となる局部座屈が生じるが、120程度以上になると被覆鉄筋コンクリートの中央部で塑性ヒンジができる形式の全体座屈が生じるなど、芯部材の細長比が座屈モードと大きく関係していることを報告している。また、複合材の座屈耐力は芯部材のみの場合より上昇し、複合材の座屈荷重の実験結果を、一般に用いられている、次の複合材の座屈耐力式の形に整理すると、芯部材の細長比が120から180の範囲では、被覆材の曲げ剛性に対する寄与率 β は、0.2 から0.75

の範囲にあることを報告している。

$$P_{cr} = \frac{\pi^2}{L^2} (E_s I_s + \beta \cdot E_c I_c) \quad \text{----- (1-1)}$$

ここで、 P_{cr} : 複合材の座屈荷重

L : 材長

$E_s I_s$: 芯部材の曲げ剛性

$E_c I_c$: 被覆材の曲げ剛性

β : 剛性低下率

しかしながら、最も重要であると考えられる塑性変形能力を確認しておらず、実験結果はむしろ、塑性変形能力に乏しいことをうかがわせるものとなっている。

- (5) 木村ら^{5)、6)}は、芯部材として鋼板を用い、被覆材としてモルタルを充填した角鋼管を用いた形式の複合材の繰返し加力実験を行っている。アンボンド加工を行わない通常の複合材料部材であるが、安定した履歴性状を示すことを確認している。しかし、圧縮加力をうけたブレースが降伏した後の芯部材の断面積の膨張(軸方向歪にポアソン比を乗じたもの)やモルタルのひび割れによる体積膨張を角鋼管内のモルタルの変形で吸収できないため、繰返し加力にともないモルタルがブレース端部から抜け出している。この抜け出し量の蓄積により材端部の被覆されていない部分が長くなって、芯部材が局部座屈し、耐力が低下している。
- (6) 藤本ら^{14)~17)}は、木村らと同様な形式で、材端部のディテールを改良し、しかも、アンボンド加工したものについて繰返し加力実験を行い、大きな塑性変形能力のあることを確認している。すなわち、芯部材として、弾性座屈する程度に大きい細長比を有する鋼板を用い、モルタルを充填した角鋼管を被覆材とし、粘着テープをアンボンド材とした形式のアンボンドブレースは大きな耐震性能を有しており、また、塑性変形能力を確保する条件は、芯部材の降伏荷重より被覆材のオイラー荷重が上回ることでであると報告している。さらに、芯部材は被覆材の中で緩やかに波打つ変形状を終局状態で示したことや元たわみ量と最大耐力の関係性を考察している。
- (7) この他にもいくつかの基礎的な研究^{18)、19)}があるが、これらの研究結果から次のような知見が得られる。
- 1) アンボンド加工は、部材の軸方向剛性や耐力の予測を容易にすると同時に、圧縮材に塑性変形能力を与える可能性がある。
 - 2) モルタルを充填した鋼管を被覆材とし、弾性座屈する程度に大きい細長比を有する鋼板を芯部材としたアンボンドブレースは大きな塑性変形能力を有することが実験的に確認されているが、被覆材が鉄筋コンクリートのときには、芯部材の細長比の大きさにかかわらず、大きな塑性変形能力の存在は、実験的に確認されていない。ただし、耐震壁の形式では、大きな塑性変形能力の存在が実験的に確認されており、線材としてのブレースに拡張できる可能性がある。
 - 3) 芯部材の細長比が弾性座屈する程度に大きい場合は、芯部材は被覆材の中で波打つ、高次の変形モードを示すが、芯部材の細長比が弾塑性座屈する程度以下に小さくなると芯部材は一山波形の変形モードを示す。

- 4) 材端部のディテールが重要である。芯部材が圧縮力を受けて屈曲し、被覆材に当たると両部材の間に支圧力が作用するが、特に芯部材の細長比が中程度以下になると、被覆材端部にこの支圧力が集中する。端部に集中した支圧力により、被覆材端部が破壊すると、端部芯部材に対する補剛効果が低下し、この部分の局部座屈の原因となる。
- 5) 被覆材の座屈荷重と芯部材の降伏荷重の大きさの比率が塑性変形能力の有無に関係する。

1.3 研究の対象

本研究では、芯部材に溶接組立て箱形断面材(角鋼管)、被覆材に鉄筋コンクリート、アンボンド材にポリエチレンフィルムシートを用いた形式で、芯部材の細長比が中程度(概ね80以下で弾塑性座屈する範囲)のものを主な対象とする。

アンボンドブレースは、芯部材、被覆材、およびアンボンド材より形成されるが、これらの部材を構成する材料および形式は、工学的製品としての最適性の観点から重要であるが、ここでは、次の考察に基づいた。

(1) 芯部材

断面形状

芯部材として溶接組立て角鋼管を選択したのは、次の理由による。

- 1) アンボンド加工が比較的容易である。
- 2) 細長比を小さくすることができる。
- 3) 溶接組立て材としているため、周辺架構に接続するための端部加工が比較的容易である。

芯部材として角鋼管の他に、鋼板(中実断面)あるいはH形鋼などの開断面材の使用が考えられ、いずれも特質を有している。例えば、鋼板はその耐荷能力が比較的小さくて済むがその外観が意匠的にスマートであることが必要な場合に、角鋼管やH形断面はその耐荷能力が大きいことが必要なときに、それぞれ適していると考えられる。

芯部材と被覆材の間の付着力を低減させるアンボンド加工は、H形断面では難しいが、角鋼管や鋼板では易しいものとなる。一方、H形鋼のような開断面材は、周辺架構への接合ディテールは簡単なもので済むが、角鋼管などの閉断面材、あるいは板厚の大きい中実断面では、なんらかの考慮が必要となる。本研究では、周辺架構への接合は、角鋼管をH形鋼に置き換えるディテールを用いることとし、その力学性状については、別途(付録2)試験を行って考察することとした。

細長比

芯部材の細長比を、中程度の、弾塑性座屈するものとしたのは、次による。

- 1) 中程度の細長比のブレースは、実際の高層建物ではよく出現する寸法である。すなわち、実際の高層建物で用いられる階高、スパン、あるいは、各部材の断面寸法などは、建築計画上の考慮から、概ね、ある範囲に存在するため、そこで使用されるブレース材の寸法も大体定まってくる。そのプロポーションをブレースの細長比で表現すると概ね80以下程度のものが多くなる。また、中程度の細長

比のブレースは、ラーメンとの水平力分担率や、剛性比率などを適正な値とすることが容易であり、この範囲のものが実用性が高いと考えた。

- 2) 芯部材の細長比が弾性座屈する程度に大きいとき、被覆材は弾性座屈する芯部材を降伏軸力を実現できるまで補剛しなければならないが、中程度の細長比であると、被覆材は、ほぼ降伏軸力を実現した後で弾塑性座屈する芯部材を補剛すればよいことになり、被覆材に過大な性能を期待しなくて済むのではないかと考えた。これは、後述するように、芯部材の細長比が小さいほど、アンボンドブレースが塑性変形能力を有するための条件を満足し易いとの知見を得、結果的には、そのようであった。

なお、溶接組立て角鋼管は、角溶接部周辺に大きな残留応力が内在するため、限界細長比周辺での座屈荷重の減少が著しく、ECCS³⁵⁾の多元的座屈曲線(Multiple Column Curve)でも低い評価が与えられている断面形式である。ここでは、細長比として $\lambda=80$ および40と、弾塑性座屈する範囲の大きさとし、角溶接を残留応力の大きい裏当て金付きの完全溶込み溶接としたものと、残留応力の小さい部分溶込み溶接したものを用いて、その影響を観察することとしたが、残留応力は、ブレースの降伏変形量(降伏軸力を実現するときの変形量)を大きくするが、全断面が降伏した後の塑性変形能力の有無を論ずる場合には、無関係と考えられる。

幅厚比

芯部材の幅厚比 d/t は、27(弾塑性局部座屈する範囲)と17(塑性局部座屈する範囲)とした。被覆材は角鋼管の局部座屈も防止できる能力があるのではないかと考えたが、後述するように、実験結果はそのようではなかった。

このため、幅厚比に対する配慮が必要となり、本研究では、芯部材の短柱圧縮試験を、別途(付録1)行って考察することとした。

(2) 被覆材

被覆材として鉄筋コンクリートを選択したのは、つぎの理由による。

- 1) 製作が容易である。
- 2) 芯部材の防錆、耐火および耐久性の向上が期待できる。
- 3) 安価である。

被覆材についても、鉄筋コンクリート部材以外の形式が考えられる。例えば、モルタルを充填した鋼管を用いて成功した例がある¹⁴⁾が、この形式は、その製作にやや困難を伴うものの、被覆材の剛性や耐力が大きく、また、ひび割れによる剛性や耐力の低下などの現象が少ないため、大きな補剛効果を得ることができる。

一方、鉄筋コンクリート部材は、芯部材の防錆あるいは耐火能力を同時に期待でき、その製作も容易であるが、ひび割れの問題を解決する必要がある。

また、被覆材の端部ディテールの良否は、既往の研究⁵⁾⁻⁹⁾でもしばしばクリティカルな要件であった。この部分には、被覆形鋼管柱の柱脚⁶⁹⁾⁻⁷¹⁾と同じく、大きな集中せん断力が発生し、また、被覆されていない芯部材が局部座屈するおそれがある。ここでは、軸方向鉄筋を溶接した鋼板(中央に芯部材が通ることのできる孔を開けたもの)を被覆材小口面に用い、せん断力に対するスチフナとすると同時に、コンクリート打設時の型枠としたディテールを採用した。なお、被覆材の剛性は大

きいことが必要なので、コンクリートの材質は普通コンクリートとし、軽量コンクリートとはしなかった。

(3) アンボンド材

アンボンド材は芯部材と被覆材の間の付着力を低減して、両部材の相関を、両部材の接触面に垂直な方向に作用する支圧力の影響に限定する役目をする。アンボンド材には、ポリエチレンフィルムシートの他に、粘着テープ、ペンキあるいはグリースなどを用いることが考えられる。材料の摩擦係数、剛性、強度、あるいは耐久性（経年劣化）などが検討項目となる。付着強度を0にすることは不可能であり³⁾、ペンキの場合には、 $3\sim 5\text{ kg/cm}^2$ の平均最大付着力⁸⁾が存在する。ここでは、ペンキより付着力が小さく⁷⁾経済的で施工性が良い材料としてポリエチレンフィルムシートを用いた。

1.4 研究の方法

本研究では、実験および解析の両面から現象を解明し、アンボンドブレースが塑性変形能力を有する条件を確定する。

(1) 実験

次の2つの実験と2つの補助的实验を行った。

1) 単材の繰返し加力実験（試験体数16）

両端ピンのブレース材に、繰返し軸力を加えることのできる載荷装置を作成し、単材の性状を把握することを目的とする。パラメータは、被覆材については、コンクリート強度、軸方向鉄筋量、フープ筋量、コンクリート厚さであり、芯部材については、細長比、および、芯部材の幅厚比である。

2) アンボンドブレース付き架構の繰返し加力実験（試験体数5）

梁降伏先行型とした単位ラーメン架構に、Z型にブレースを組み込んだ試験体を用いて、ブレースの等価座屈長さ、ブレースとラーメンの水平力分担率や水平剛性比率、あるいは、正負方向の性状の違いなどを調べることを目的とする。パラメータは、ブレースの有無、被覆材の有無、アンボンド材の有無、および、被覆材の主筋量である。

3) 短柱圧縮試験（試験体数6）

芯部材の局部座屈の性状を把握することを目的とした補助的实验である。パラメータは、角鋼管の幅厚比 d/t であるが、載荷の方法を、中心圧縮および、偏心圧縮とした。これは、圧縮軸力だけでなく、若干の曲げモーメントも同時に受ける状態の塑性ヒンジの性状を調べるためである。

4) 角鋼管とH形鋼の継手の引張り試験（試験体数3）

角鋼管とH形鋼の継手の応力伝達性状を把握することを目的とした補助的实验である。角鋼管ブレースと周辺架構の接合部は、施工性を向上させるため、角鋼管をいったん日の字断面に置き換え、さらにH形断面に置き換えて、これを、ダブルガセット方式^{6,3)}でラーメン架構に接合する方式とした。パラメータは角鋼管とH形鋼の断面積の比、および、日の字断面部分の長さである。

(2) 解析

芯部材が、圧縮力を受けて、被覆材の中で屈曲すると、被覆材にあたり、両部材の支圧作用の結果として、被覆材には芯部材の座屈を拘束するような補剛力が発生する。この補剛力によって、複合材の座屈強度が芯部材の降伏軸力を上回ることがアンボンドブレースが塑性変形能力を有する条件の一つ（剛性条件）であり、補剛力によって被覆材に発生する応力に耐える強度を被覆材が有していることがもう一つの条件（強度条件）であると仮定した。

この仮定に基づき、芯部材が降伏軸力を保持している状態で被覆材が芯部材の全体座屈を補剛するために必要な被覆材の剛性と強度を、座屈理論により^{39)~42)、44)~46)}、解析的に求める。

(3) 実験結果と解析結果の比較

単材の繰返し加力実験で得られた多様な終局モードを、解析が予測できるかどうかを考察することにより、先に仮定した塑性変形能力を有するための条件の妥当性を確認する。

(4) 設計方法の提案と実建物への適用

一連の実験と解析から、アンボンドブレースの設計方法を提案する。次に、実際の建物への適用例を通して、設計、製作および施工に関する一般的考察を行う。

1.5 アンボンドブレースの性能

アンボンドブレースは芯部材の降伏軸力を保持したまま、十分な塑性変形をする能力を有することが求められるが、いかなる値が十分であるかについては、多くの要因が関係するため、一義的に定めることが難しい。ここでは、高層架構の動力学的特性に關係するその他の要因がある程度最適と考えられる範囲にあることを前提とするが、アンボンドブレースが軸方向平均歪度1%で正負3回以上繰返し載荷されたときにも耐力が低下しない性能を有していることを実験的に確認することを目標とする。これは、次の考察に基づいている。

なお、高層架構の動力学的特性に關係する要因には、高さ方向の各層の重量分布、剛性分布、弾性限強度分布、終局強度分布、ブレースの水平力分担率の分布などがある。また、各層の復元力特性が、各種の座屈や脆性破壊などによる劣化特性をどの程度持っているか（各層の変形能力の分布）、あるいは、架構の崩壊メカニズムが、梁崩壊型に代表される層間連成のある曲げ系か、柱崩壊型に代表される層間連成のないせん断系かなどの要因も關係する。これらのさまざまな要因は、入力地震動の性状（スペクトルの形や入力レベルなど）をも含んで相互に関連しており^{73)~79)~81)}、それぞれの要因の最適値を一義的に定めることが難しいが、アンボンドブレースは復元力の劣化要因が少ないため、これらの要因をある程度最適化することは可能であると考えられる。

(1) ブレースの平均軸方向歪度

ブレース付き架構の層間変形角とブレース材（最小断面積部分）の平均軸方向歪度には、図1-1で示されるように、次の關係がある。

$$\varepsilon = \Delta / kL = \sin \theta \cdot \cos \theta \cdot R / k \quad \text{-----} \quad (1-2)$$

ここで、 ϵ ：ブレースの平均軸方向歪度（最小断面積部分）

θ ：ブレースの傾角

R：架構の層間変形角

k：ブレースの最小断面積部分の長さの心々間距離に対する比率

L：ブレースの心々間距離

実際のブレースでは、剛域や接合部など、最小断面積部分が軸降伏しているときにも弾性域に留まる部分がある。実験で得られるアンボンドブレースの塑性変形能力は、上記の ϵ に相当し、通常の架構解析で得られる、心々間距離で定めた必要塑性変形能力より大きくなる。Rは、 $\theta = 45^\circ$ のとき最大であるが、いま、 ϵ を1%とすると、k=1ではR=1/50、k=2/3ではR=1/75であり、いずれも、大地震時の最大層間変形角の値として慣用されている1/100より大きい値となっている。

(2) ブレース各部の歪度

ブレースが軸力を受けるとき、材全体が軸降伏して大きな塑性変形能力を有するためには、各部分の塑性変形能力が少なくとも硬化歪度以上であることが必要であり、さらに、若干の応力上昇が必要であると考えられる。ここでは、芯部材として角鋼管を用いているが、幅厚比の制限値は、このような点から定められる。

(3) エネルギー吸収能力

通常のブレース材は繰返し加力による復元力特性の劣化が生じるが、適切に設計されたアンボンドブレースは、その復元力特性が安定した紡錘形であると考えてよい。そのため、アンボンドブレース付き架構は、いわゆる、剛柔混合系となる。すなわち、ブレースは降伏変形が小さい剛な要素、ラーメンは降伏変形が大きい柔な要素と考えられ、いずれもが安定した、バイリニア型（2線型）の復元力特性を有している系である。このような系が地震荷重を受けるときの性状の解明が秋山ら^{72)~76)}によって行われており、次のような特徴があることが報告されている。

- 1) 混合系では剛要素が大きな塑性歪エネルギーを吸収する。
- 2) 混合系は、混合系で無い場合に比べて、最大応答層間変形が小さくなる。
- 3) 水平力分担率が各層で同じなら、せん断系多層骨組でも特定層に累積塑性変形（損傷）が集中することはない。
- 4) せん断系多層骨組である層だけが混合系の時、その層には若干の損傷の集中が生じる。
- 5) 剛要素は柔要素の存在により、多数回の弾塑性繰返しを受ける。

このうち、最後の項目（5））に関して次の関係があるとしている。

$$\frac{{}_1\mu}{{}_1\eta} = \frac{1}{2} \cdot \frac{{}_1\delta_y}{{}_2\delta_y} \quad \text{----- (1-3)}$$

ここで、 ${}_1\mu$ ：剛要素の平均最大塑性変形倍率

${}_1\eta$ ：剛要素の平均累積塑性変形倍率

${}_2\delta_y$ ：柔要素の降伏変形

${}_1\delta_y$ ：剛要素の降伏変形

図1-2は、完全弾塑性型の剛要素と柔要素の荷重変形曲線を模式的に示したものであ

り、図1-3は、剛要素と柔要素の履歴ループを示したものである。

$1\mu \cdot 1\delta_y$ は応答解析から求められる最大層間変形を表し、 $1\eta \cdot 1\delta_y$ は剛要素のループ内面積を表す。ブレース付き架構の典型的な値として、 $1\delta_y/2\delta_y=1/3$ を(1-3)式に代入すると、 $1\eta=6\cdot 1\mu$ となる。これは、ブレースに期待される累積塑性変形量を、正負の変形量が同じ大きさのループ($\pm 1\mu \cdot 1\delta_y$ の変形)で実現させる場合、3サイクル繰り返すことに相当する。

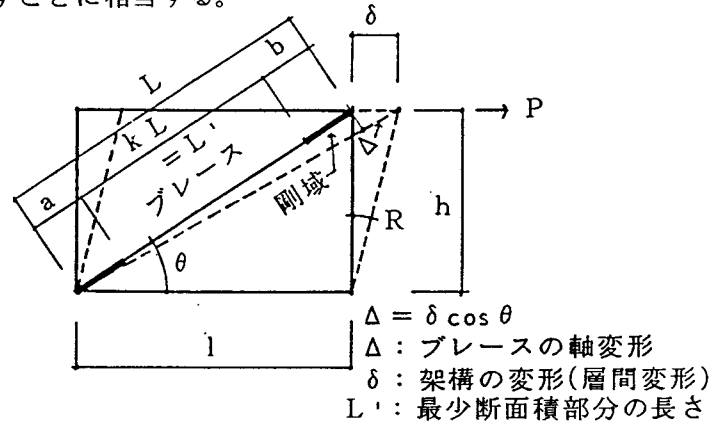


図1-1 ブレースの変形と架構の変形の関係

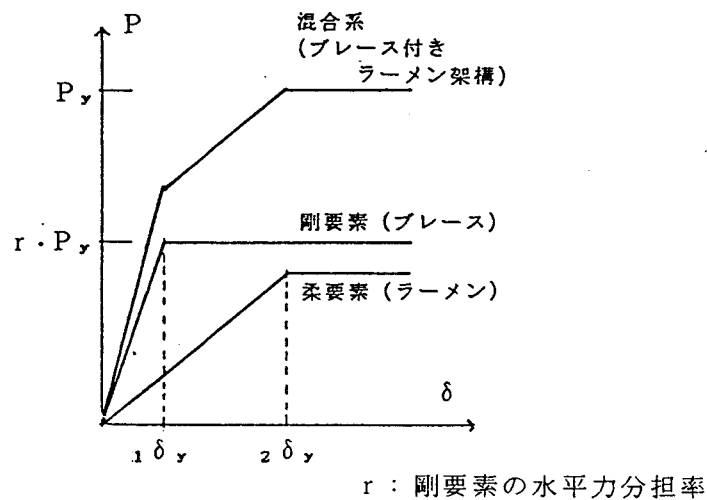


図1-2 剛柔混合系のスケルトンカーブ

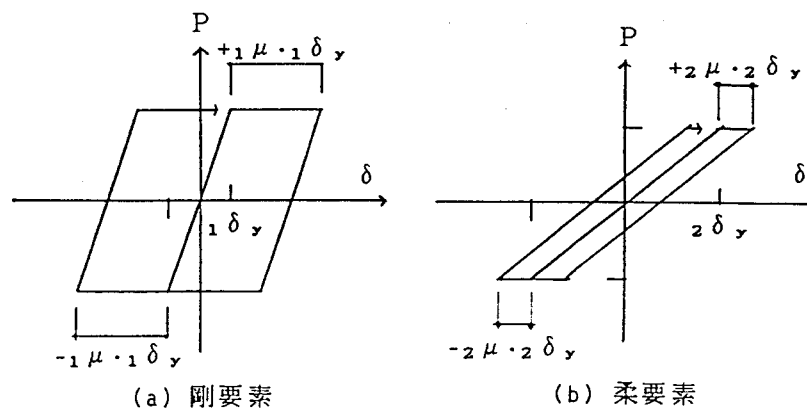


図1-3 剛要素と柔要素の履歴ループ

1.6 結論

本章では、研究の目的、対象、あるいは、方法などを示した。

第2章 単材の繰返し加力実験

本章では、被覆材（鉄筋コンクリート）の配筋量やコンクリート強度、および、芯部材（角鋼管）の細長比や幅厚比をパラメータとした一連の実験を行い、繰返し荷重下である程度の塑性変形能力を持つ範囲があることを確認し、塑性変形能力を支配する現象とアンボンドブレースの復元力特性を明らかにすることを目的とする。

2.1 試験体

試験体はA、B、Cの3つのシリーズ、および単調引張り試験体(L-0)からなる合計16体で、図2-1、および表2-1に示す通りである。ここで、L-0試験体は材料、寸法、形状とも、B-0試験体と同じもので、加力形式のみが異なるものである。芯部材のパラメータは細長比 λ と幅厚比 d/t である。ここで、 d および t は、それぞれ、角鋼管の外径と板厚である。被覆材のパラメータは主筋量、フープ筋量、コンクリート強度、およびコンクリート厚さである。

芯部材

AおよびBシリーズの芯部材は、溶接組立て角鋼管 $\square-100\times100\times6\times6$ (SS41)であり、その両端に厚板(40mm)を取り付けたものである。細長比は、それぞれ、約80および約40である。幅厚比は約17で、局部座屈は塑性域で生じる。両端部の被覆の無い部分については、局部座屈による耐力低下を避けるために、鋼管内部にダイヤフラムを溶接した。角継手は被覆アーク手溶接による裏当て金付きの完全溶込み溶接である。

Cシリーズの芯部材は、溶接組立て角鋼管 $\square-125\times125\times4.5\times4.5$ (SS41)とし、細長比は約80である。幅厚比は約27で、鋼構造塑性設計指針³⁴⁾の柱材の限界値に近い値である。両端部の被覆の無い部分については、 $\square-134\times134\times9\times9$ (SS41)と、いったん断面積を増加させ、これに厚板(32mm)を取り付けた。角継手はTIG溶接による部分溶込み溶接である。また、材長の約1/4の所でCO₂半自動溶接による裏当て金付きの完全溶込み溶接による板継ぎを行った。

被覆材

AおよびBシリーズの被覆材は、厚さ32mmの鉄筋コンクリート(外径 164×164mm)であり、全主筋量(4,12,20-D6)、フープ筋量(4 ϕ -@40,@75,@120)およびコンクリート強度($F_c\approx120\sim350$)を変化させた。Cシリーズでは、厚さ40mmの鉄筋コンクリート(外径 205×205mm)とし、全主筋量(8,20-D6)およびフープ筋量(5 ϕ -@50,@150)を変化させた。コンクリート強度は $F_c\approx210$ である。コンクリートはいずれも豆砂利早強普通コンクリートであり、フープ筋は溶接閉鎖型である。被覆材の端部には、軸方向鉄筋を溶接した孔あきエンドプレート(厚さ 6mm)を用い、コンクリートの欠け落ちを防いだ。

アンボンド材

アンボンド材は厚さ0.2mmのポリエチレンフィルムシートであり、粘着テープで芯部材に取り付けた。

表2-2に材料試験の結果を示す。材料試験片は、鋼板は JIS Z2201 1 A号試験片、鉄筋は JIS Z2201 2号試験片、裏あて金は JIS Z2201 2号に準じた試験片（標点距離 100mm）、コンクリートは JIS A1132で直径 10cmのものを、それぞれ、用いた。数値は各 3 体の平均値である。

2.2 試験装置

図2-2に試験装置を示す。加力は手動式オイルジャッキを用い、ロードセルで荷重を制御した。試験体の両端には、座屈構面内に関してピン、構面外に関して固定となるコ形ピン治具を取り付けた。コ形ピン治具は文献³⁰⁾の装置を大形化したものである。ローラー側のコ形ピン治具には 2ヶ所に、図2-2(b)に示す装置を設けて面外の変形を拘束した。また、試験体にも面外座屈止め治具を 2カ所に設けた。いずれも、テフロン板を介して、面内方向には滑るようにしたものである。

図2-2(c)に測定装置の概要を示す。軸方向変位は材端に設置した変位計（ストローク 200mm、精度 1/100mm）で、材中央部の横たわみは巻込み式変位計（ストローク 1000mm、精度 1/5mm）で測定した。材中央部および両端部の位置で、鋼管表面に添付した長さ 3mm のワイヤーストレインゲージ（以下 WSG とする）で芯部材の軸方向歪度を測定した。材中央部で被覆材中の 4 隅の主筋の軸方向歪度を長さ 3mm の WSG で測定した。また、材中央部で被覆材表面の軸方向歪度を長さ 60mm の WSG で測定した。

なお、芯部材中央の横たわみを測定するために、鋼棒を座屈方向に直交する芯部材表面に溶接で取り付けたが、この測定用鋼棒が、被覆材の材軸方向の滑りを拘束しないよう被覆コンクリートに長さ 50mm、幅 30mm の切り欠きを設けた。

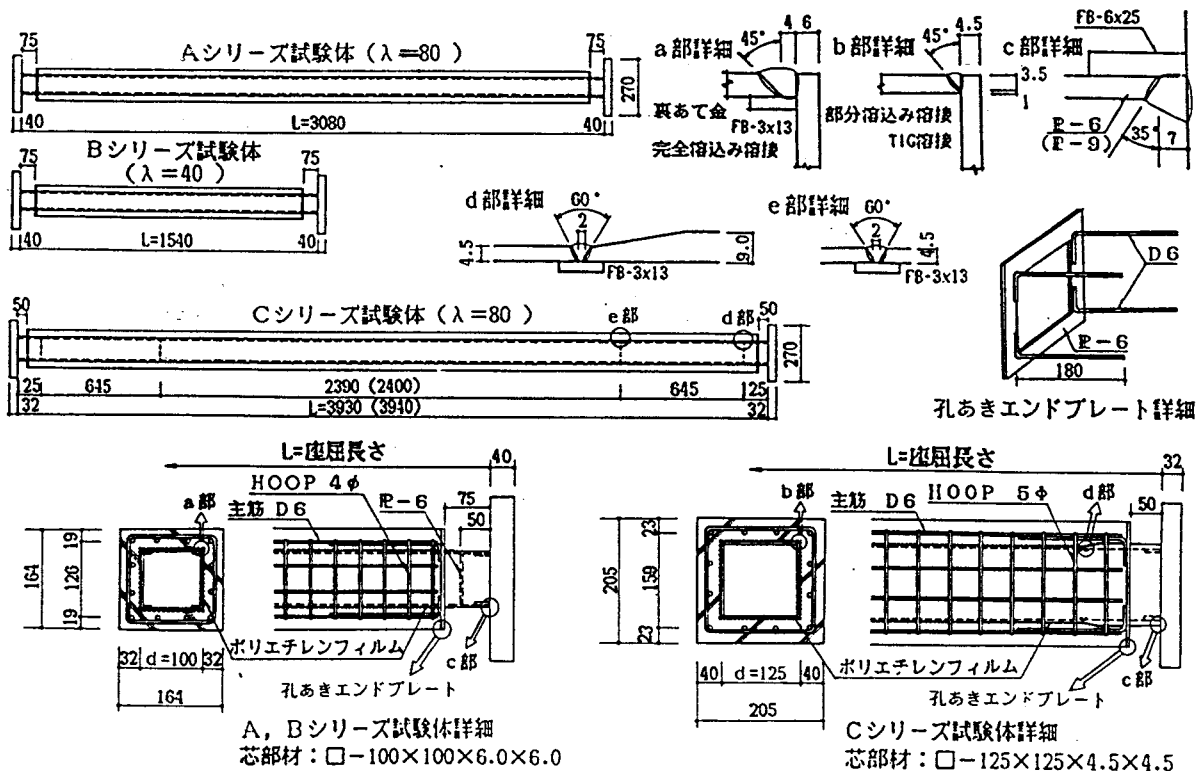


図2-1 試験体

表2-1 試験体一覧

試験体名	フープ筋	P_w (%)	全主筋	P_t (%)	座屈長さ L (mm)	F_c (kg/cm ²)	備考
L-0	—	—	—	—	1540.	—	単調載荷
A-0	—	—	—	—	3080.	—	純鉄骨
A-1	4φ-@120	0.328	4-D6	0.235	3080.	121.	R C被覆
A-2	4φ-@40	0.984	4-D6	0.235	3080.	121.	
A-3	4φ-@40	0.984	20-D6	0.706	3080.	121.	
A-4	4φ-@40	0.984	4-D6	0.235	3080.	310.	
A-5	4φ-@40	0.984	12-D6	0.471	3080.	310.	
A-6	4φ-@40	0.984	20-D6	0.706	3080.	351.	
B-0	—	—	—	—	1540.	—	純鉄骨
B-1	4φ-@40	0.984	4-D6	0.235	1540.	325.	R C被覆
B-2	4φ-@75	0.524	12-D6	0.471	1540.	325.	
B-3	4φ-@40	0.984	12-D6	0.471	1540.	325.	
C-0	—	—	—	—	3940.	—	純鉄骨
C-1	5φ-@150	0.327	8-D6	0.226	3930.	219.	R C被覆
C-2	5φ-@50	0.980	8-D6	0.226	3930.	219.	
C-3	5φ-@50	0.980	28-D6	0.603	3930.	219.	

L, A, Bシリーズ試験体: □-100x100x6.0x6.0(SS41)
 Cシリーズ試験体: □-125x125x4.5x4.5(SS41)
 L-0試験体の形状・寸法は、B-0試験体と同じ
 $P_t = \frac{a_t}{D^2}$: 引張り鉄筋比 a_t : 引張り鉄筋の断面積
 $P_w = \frac{a_w}{b_e \cdot x}$: フープ筋比 a_w : フープ筋の断面積
 b_e : 被覆材のせん断有効幅 x : フープ筋間隔

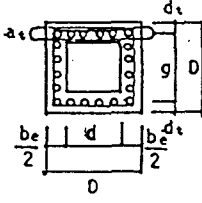
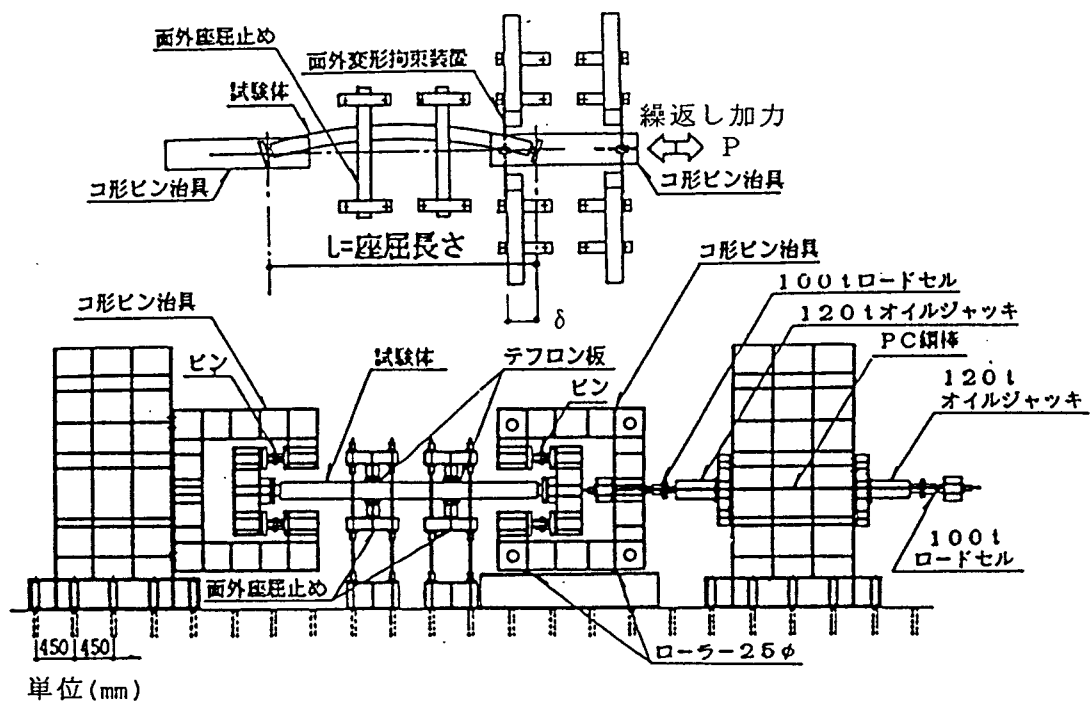


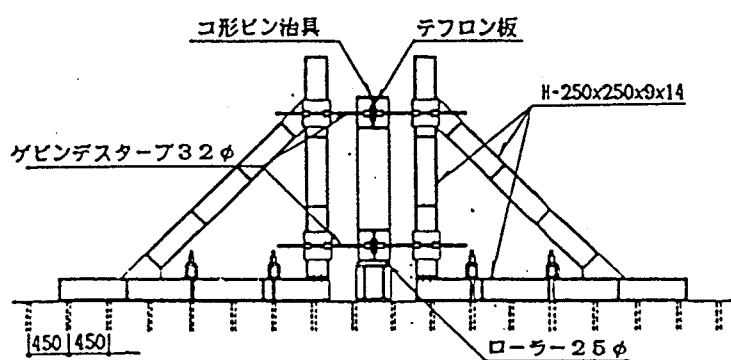
表2-2 材料試験結果

	公称断面積 (cm ²)	降伏強度 σ_y (kg/cm ²)	引張強度 σ_B (kg/cm ²)	弾性係数 E (kg/cm ²)	伸び率 (%)
D6	0.317	4380	6380	1.80×10^5	21.2
4φ	0.126	5530	6020	2.07×10^5	10.4
5φ	0.196	6690	7300	2.26×10^5	12.5
E-6	○ 5.88 mm	3130	4390	2.07×10^5	25.6
E-4.5	○ 4.15 mm	3470	4760	2.17×10^5	20.5
E-9	○ 8.60 mm	2910	4470	2.12×10^5	29.5
裏あて金*	0.364	3150	4550	1.97×10^5	25.0

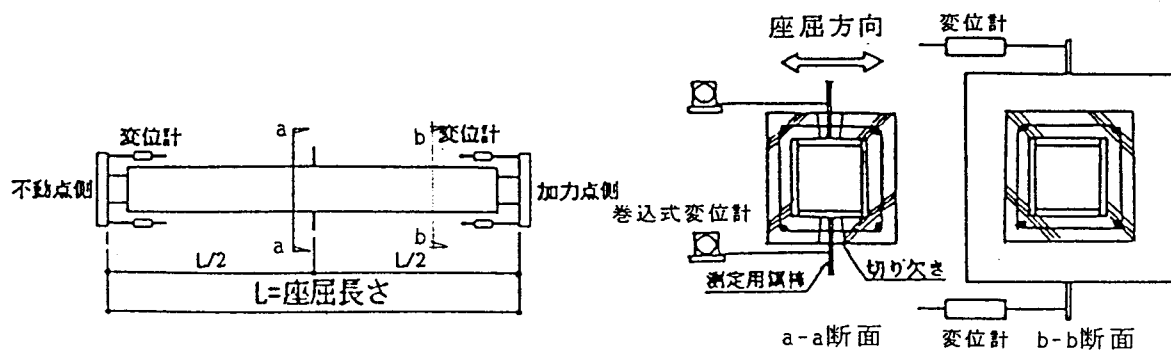
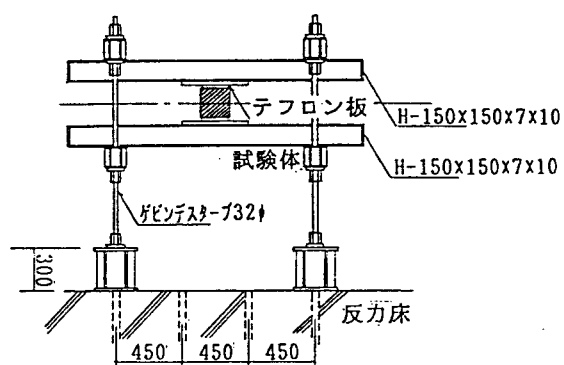
*: FB-3x13



(a) 加力装置



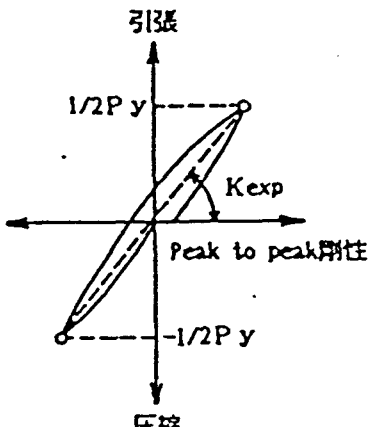
(b) 面外変形拘束装置



(c) 測定装置

図2-2 試験装置

表2-3 弾性剛性一覧

試験体名	計算値 Kcal (t/mm)	実験値 Kexp (t/mm)	Kexp / Kcal	*印 : 被覆材無し その他 : 被覆材有り 
A-0*	14.88	15.99	1.07	
A-1		16.04	1.08	
A-2		16.19	1.09	
A-3		15.63	1.05	
A-4		15.65	1.05	
A-5		16.50	1.11	
A-6		16.21	1.09	
B-0*	29.76	31.96	1.07	
B-1		32.03	1.08	
B-2		31.70	1.07	
B-3		31.70	1.07	
C-0*	11.39	10.56	0.93	
C-1	11.42	10.96	0.96	
C-2		10.77	0.94	
C-3		11.00	0.96	

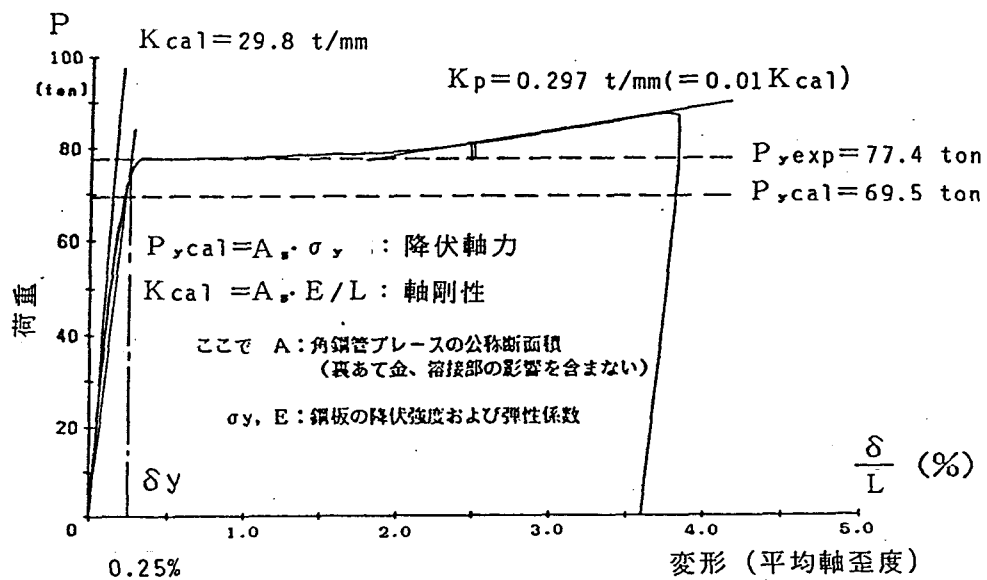


図2-3 荷重-変形曲線 (L-0 試験体)

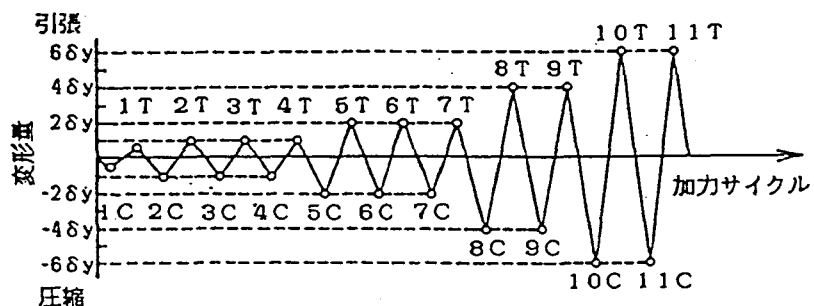


図2-4 加力サイクル

2.3 加力サイクル

基準となる変形や荷重の値を求めるため、被覆材のない細長比 $\lambda=40$ の部材(L-0試験体)について単調引張り加力を行った結果が、図2-3の荷重-変形曲線である。ここで、変形は平均軸方向歪度に換算して示した。降伏点近傍では残留応力の影響で軸方向剛性が低下している。全体伸びが2%程度までは降伏棚を有し、それ以後は歪硬化を生じている。歪硬化係数は初期剛性の約1/100である。降伏軸力の実験値は、芯部材の計算用断面積 A_s を用いて計算した降伏軸力 $P_{y,cal}$ より約10%大きい。これは裏当て金による断面積の増加、および角継手の溶接金属の高い降伏強度や余盛の影響と考えられ、これらの効果を考慮すると、補2-1に示すように、ほぼ一致した。この結果から、加力の基本となる降伏変形 δ_y を座屈長さ L の0.25%と定めた。 δ_y は、すなわち、Aシリーズでは7.70mm、Bシリーズでは3.85mm、Cシリーズでは9.80mmである。加力は、図2-4のように、圧縮側から行い、弾性域($0.5P_y$)で1サイクル、 $1 \cdot \delta_y$ 、 $2 \cdot \delta_y$ で各3サイクル、 $4 \cdot \delta_y$ 、 $6 \cdot \delta_y$ で各2サイクル、計11サイクルの加力サイクルとした。途中で引張り破断したものはそこで加力を中止した。なお、図2-4中のサフィックス、CおよびTは、それぞれ、圧縮側および引張り側サイクルを示す。

2.4 実験結果と考察

(1) 荷重-変形曲線

図2-5(a)～(c)は各試験体の荷重-変形曲線を、降伏軸力の計算値 $P_{y,cal}$ 、および、降伏変形 δ_y で除して無次元化して示したものである。ここで、縦軸は上が引張り、下が圧縮を示す。

剛性

弾性時の軸方向剛性(peak to peakで定義した値)は、表2-3に示すように、被覆材の有無にかかわらずほぼ同じ値となった。アンボンド材(ポリエチレンフィルムシート)によって、芯部材と被覆材の付着はほぼ完全に切れているとみなせる。弾性剛性の実験値 K_{exp} は、計算用断面積を用いた剛性の計算値 K_{cal} より、AおよびBシリーズでは、5～10%大きい、これは、角継手の裏当て金などによる付加断面積の影響と考えられる。Cシリーズでは、逆に K_{exp} は K_{cal} より小さいが、これは、不可避の偏心や元たわみのためと考えられる。

純鉄骨ブレース (図2-5(a)～(c))

A-0、B-0およびC-0は、いずれも鋼構造軸ブレースの典型的な挙動を示している。全体座屈の後、繰返し変位振幅の増大に伴って剛性、耐力が劣化していくが、細長比や幅厚比によって劣化の程度が変化する。

図2-6(a)、(b)にA-0およびC-0試験体の中央塑性ヒンジ部の曲げモーメント M と軸力 N の履歴をそれぞれの M - N 相関曲線上にプロットした。ここで、 $N=P$ 、 $M=P \cdot \Delta$ とした(P は軸力、 Δ は中央部の横たわみの測定値)。同図中の◎印は短柱圧縮試験(付録1)の結果より求めたものである。図2-6(a)の破線は裏当て金による断面積の増大の影響を考慮したときの M - N 相関曲線であり、短柱圧縮試験の結果により近いものである。いずれも全体座屈が先行したが、幅厚比の大きいC-0では、塑性ヒンジ部の耐力の劣化が著しいことを示している。

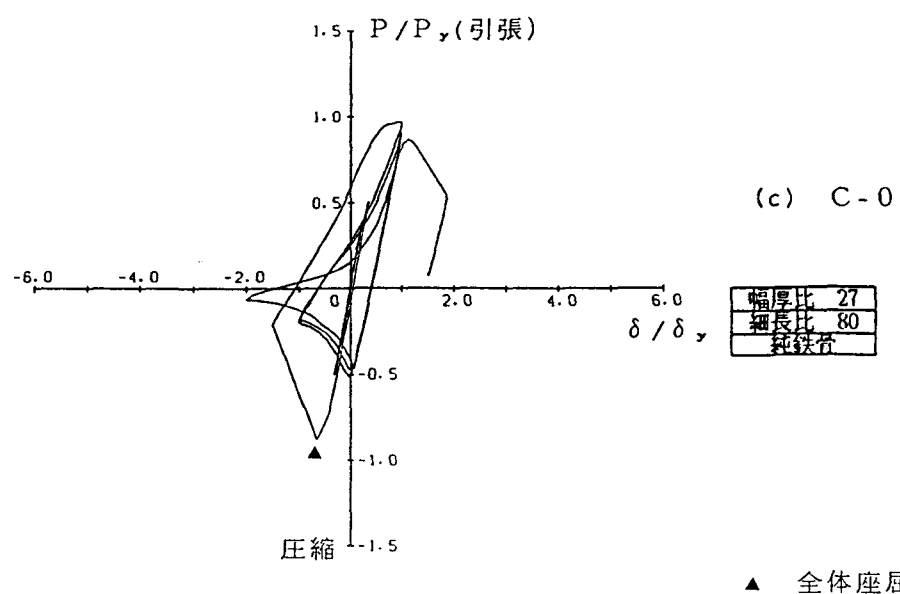
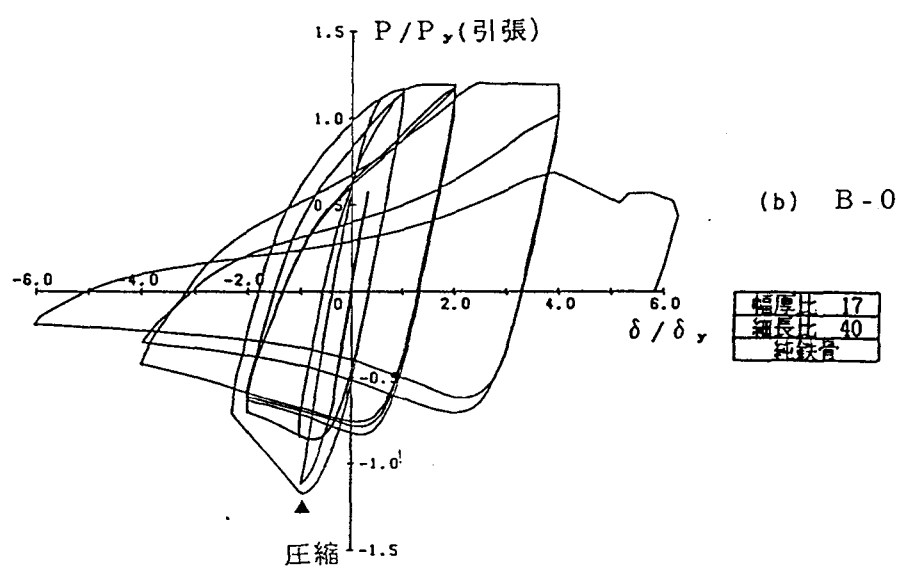
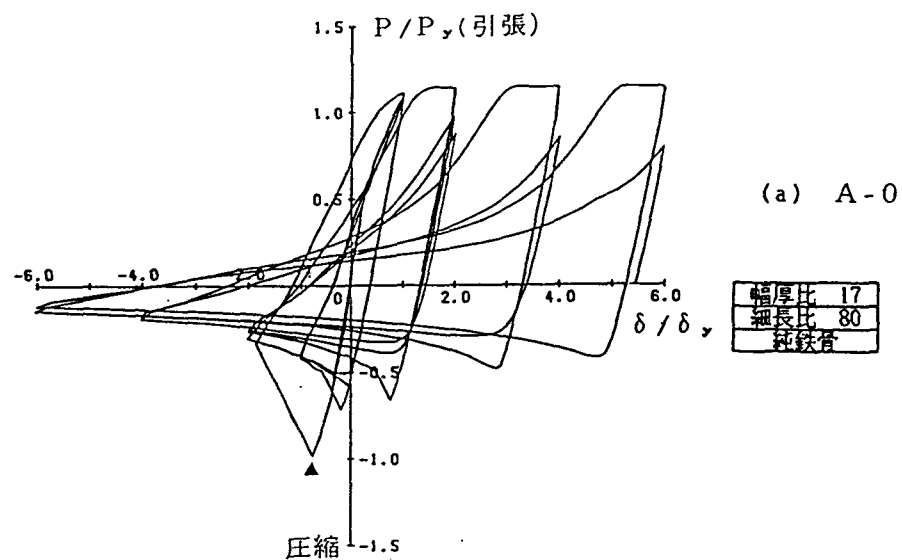
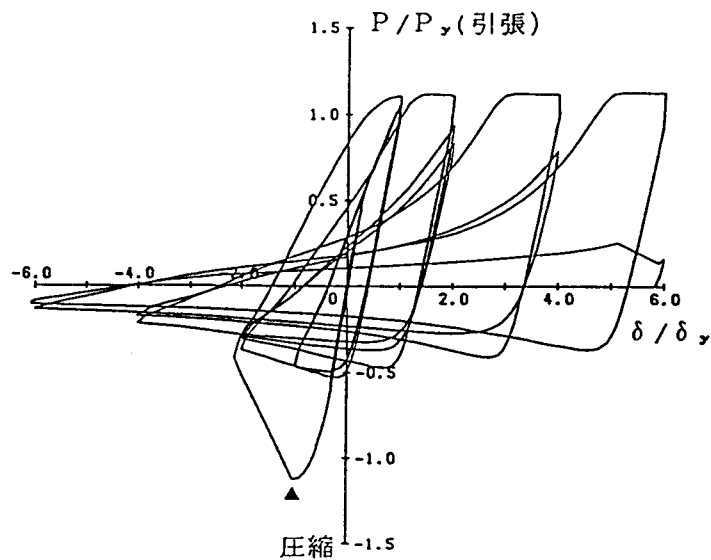
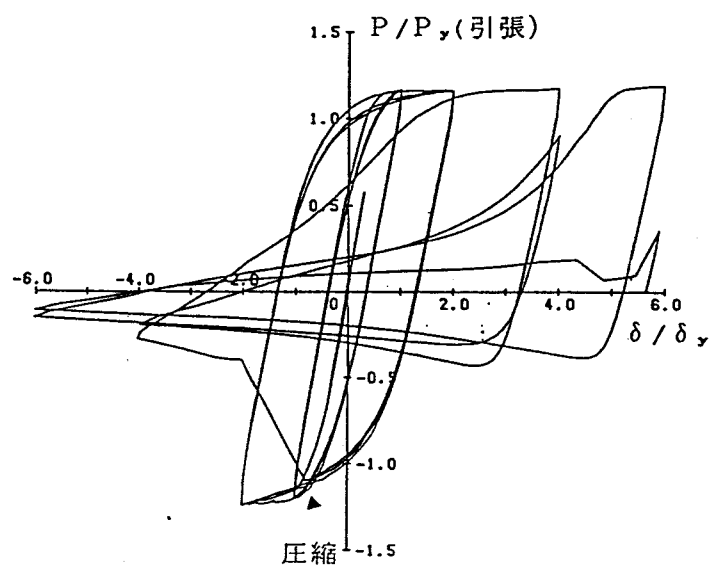


図2-5(1) 荷重-変形曲線 (A-0、B-0、C-0)



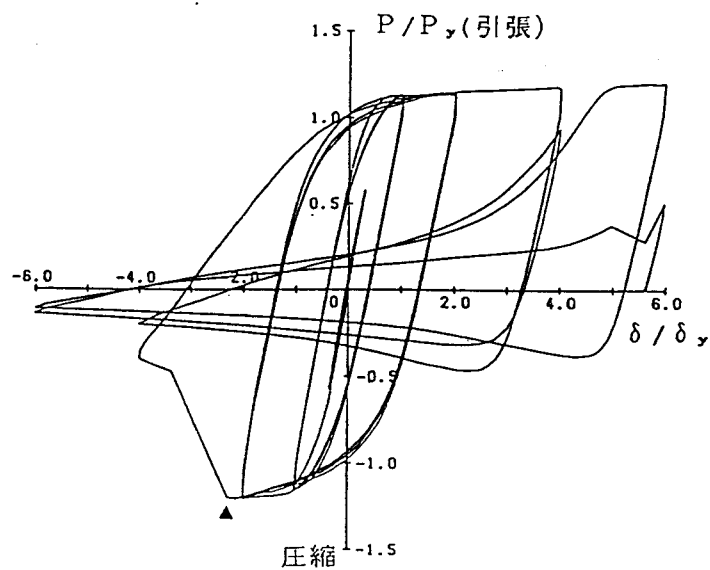
(d) A-1

幅厚比	17
細長比	80
主筋	4-D6
フープ筋	4φ @120
F _c	121 kg/cm ²



(e) A-2

幅厚比	17
細長比	80
主筋	4-D6
フープ筋	4φ @40
F _c	121 kg/cm ²

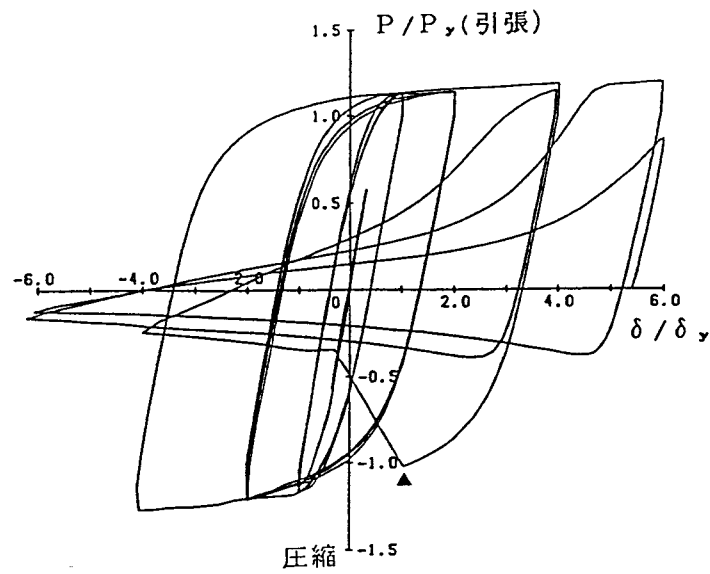


(f) A-3

幅厚比	17
細長比	80
主筋	20-D6
フープ筋	4φ @40
F _c	121 kg/cm ²

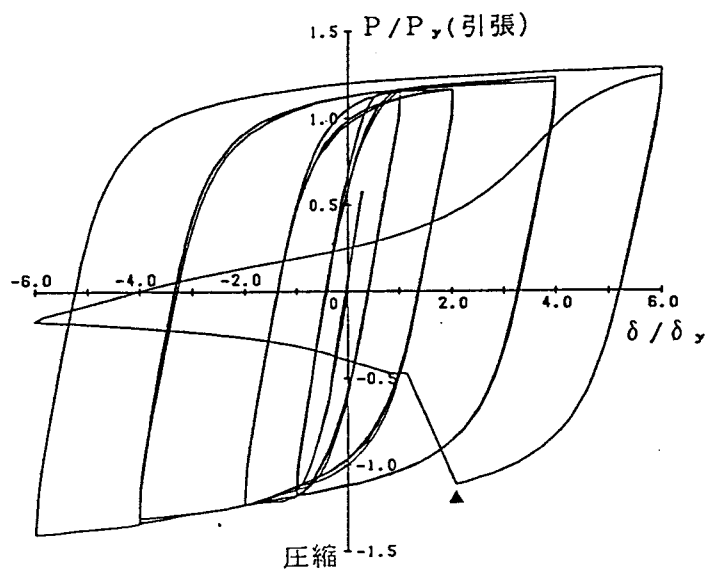
▲ 全体座屈

図2-5(2) 荷重-変形曲線 (A-1、A-2、A-3)



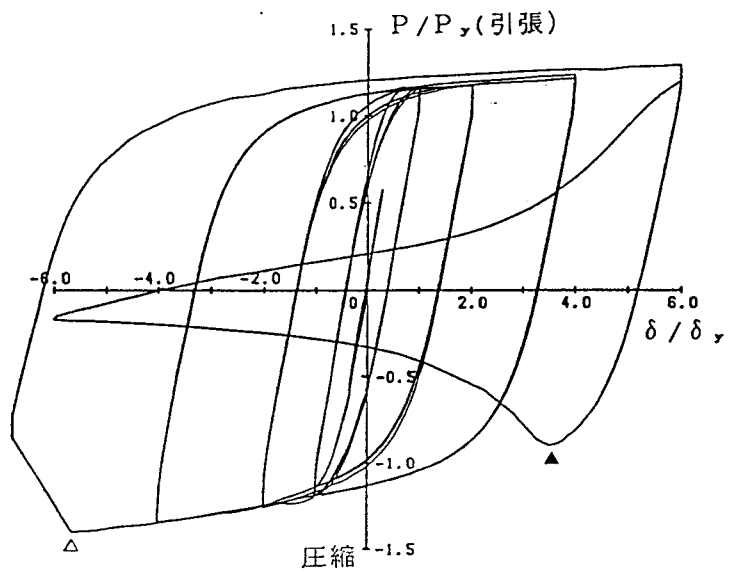
(g) A - 4

幅厚比	17
細長比	80
主筋	4-D6
フープ筋	4φ #40
F _c	310 Kg/cm ²



(h) A - 5

幅厚比	17
細長比	80
主筋	12-D6
フープ筋	4φ #40
F _c	310 Kg/cm ²

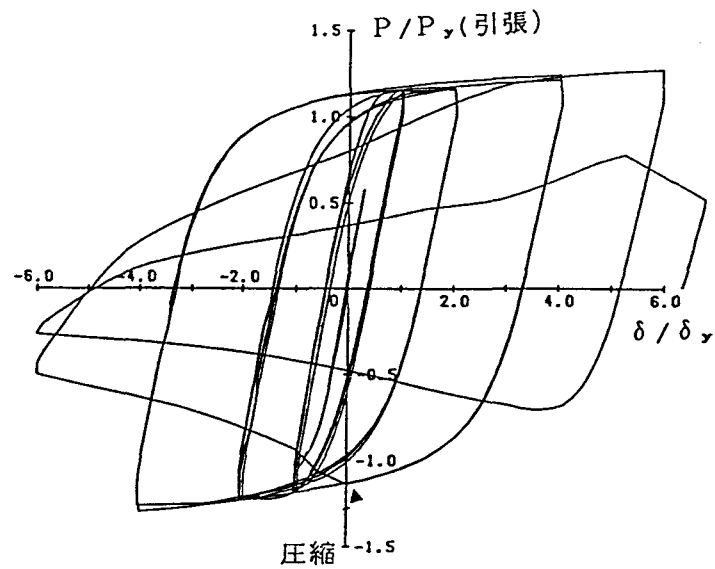


(i) A - 6

幅厚比	17
細長比	80
主筋	20-D6
フープ筋	4φ #40
F _c	351 Kg/cm ²

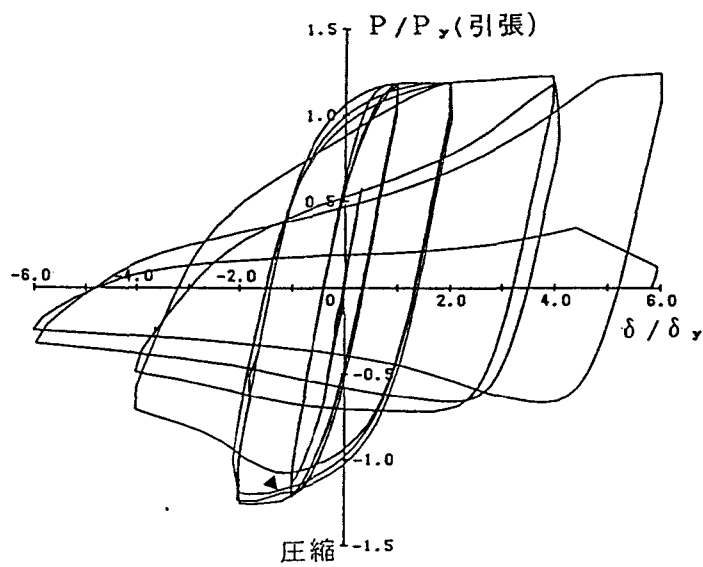
▲ 全体座屈
△ 局部座屈

図2-5(3) 荷重-変形曲線 (A - 4、A - 5、A - 6)



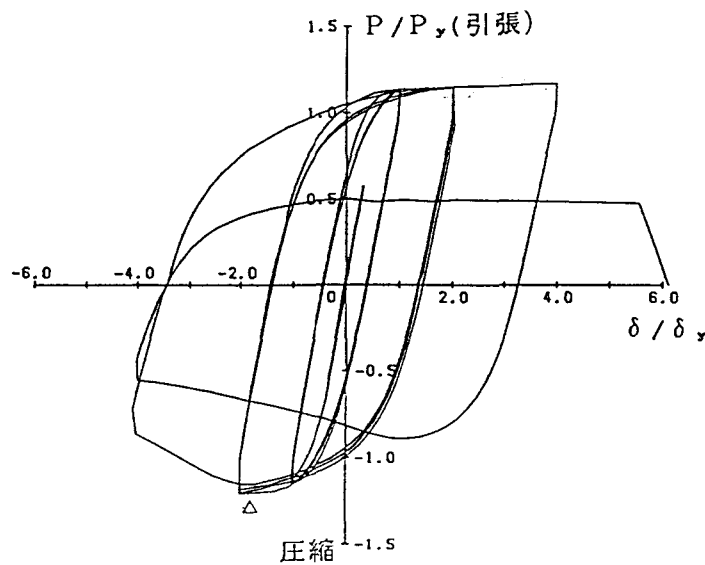
(j) B-1

幅厚比	17
細長比	40
主筋	4-D6
フープ筋	4φ #40
F _c	325 kg/cm ²



(k) B-2

幅厚比	17
細長比	40
主筋	12-D6
フープ筋	4φ #75
F _c	325 kg/cm ²

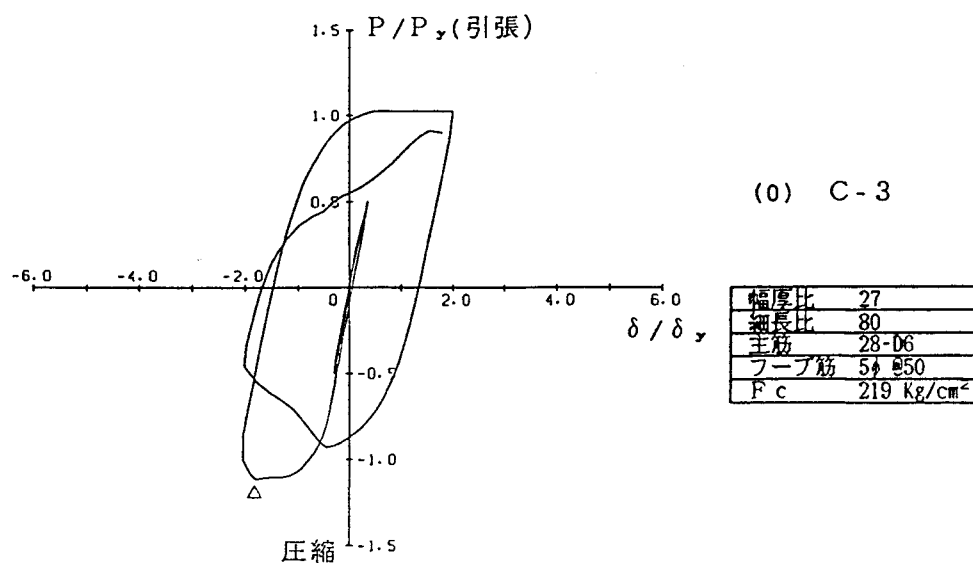
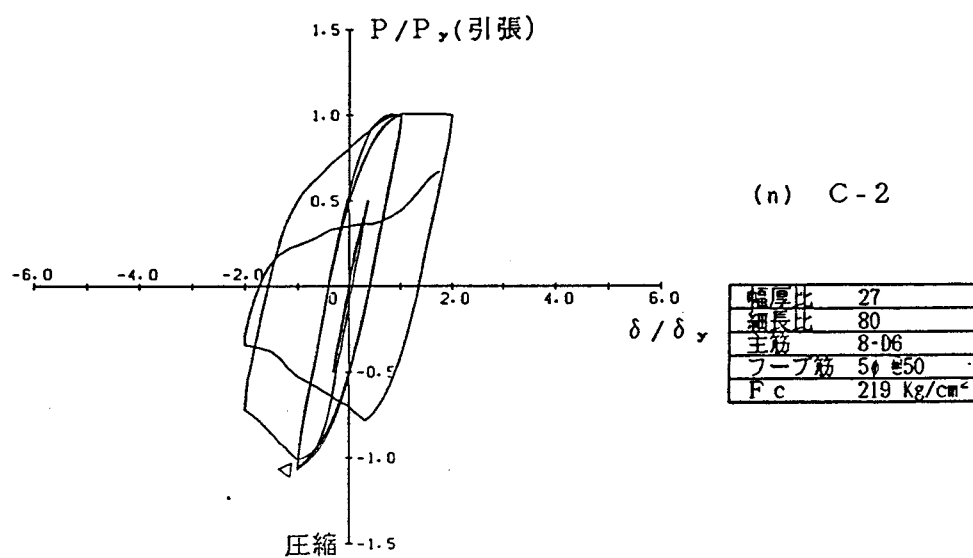
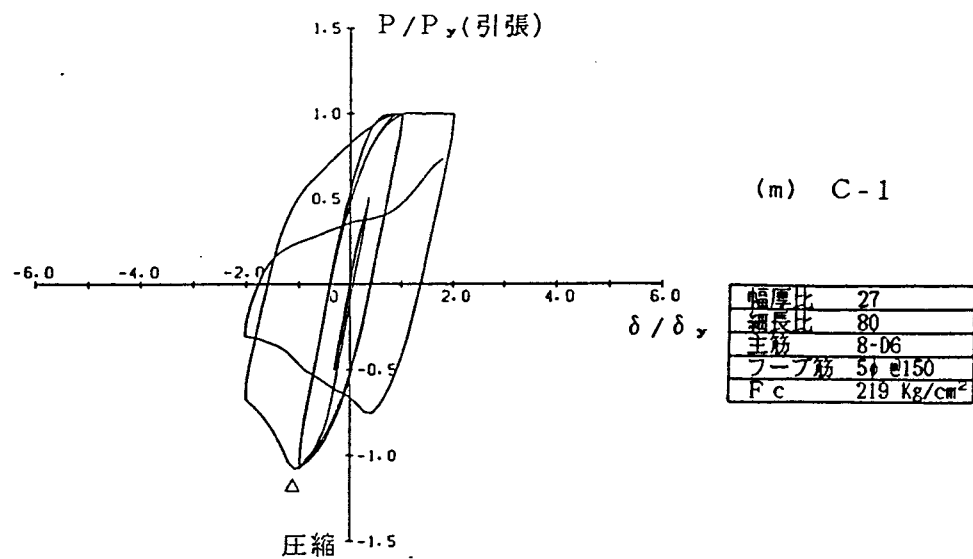


(l) B-3

幅厚比	17
細長比	40
主筋	12-D6
フープ筋	4φ #40
F _c	325 kg/cm ²

▲ 全体座屈
△ 局部座屈

図2-5(4) 荷重-変形曲線 (B-1、B-2、B-3)



△ 局部座屈

図2-5(5) 荷重-変形曲線 (C-1、C-2、C-3)

材中央部の塑性ヒンジ周辺には局部座屈波が発生、成長し、角溶接部に亀裂が生じた。特に角溶接部が部分溶込み溶接で加工されたC-0ではこの亀裂が早期に拡大して、引張り加力時に急激に耐力が低下した。

なお、A-0では、材中央部のモーメントMと軸力Nが繰返し回数の増加にともなって拡大していくが、このような鋼材の歪硬化による耐力の上昇は、引張り側が圧縮側より大きくなっている。

アンボンドブレース (図2-5(d)～(o))

A-1では座屈荷重は降伏軸力をこえたが、すぐに全体座屈し、その後は純鉄骨ブレース(A-0)とほぼ同じ挙動を示した。フープ筋量の多いA-2では変形能力がやや改善された。A-3はA-2より主筋量が多く被覆材の曲げ耐力が大きくなっているにもかかわらず、A-2とほぼ同じ変形能力を示している。A-1、2、3はコンクリート強度が低く、従って弾性係数も小さいため、被覆材の曲げ剛性が、芯部材の全体座屈を拘束するために必要な値を下回っていたものと考えられる。

A-4、5、6では、全体座屈を生じるまでは、いずれもきれいな紡錘形の復元力特性を示し、エネルギー吸収能力の向上がうかがえる。荷重-変形曲線の塑性域の剛性(第2勾配)は圧縮側が引張り側より約2倍大きい。また、塑性化した後の強度も、平均塑性歪度が同じ場合には、圧縮側の方が大きい。これは、芯部材の圧縮変形が大きくなって全体曲げあるいは局部座屈波による横変形が芯部材に生じると、被覆材とのあいだに支圧作用による摩擦力が生じて、被覆材も圧縮力に抵抗するためであると考えられる。

A-4は $\pm 4\delta_y$ 、A-5、6は $\pm 6\delta_y$ の安定した塑性変形能力を示した後、材中央部に塑性ヒンジが形成されて全体座屈した。A-6がA-5に比べてやや早期に耐力が低下したのは、材端部に局部座屈が発生し、その後、全体座屈に移行したからである。

B-1とB-2は、いずれも全体座屈した。B-1とB-2を比較すると、主筋量は少ないがフープ筋量の多いB-1の方が履歴面積が大きく、フープ筋の重要性を示している。B-3は、材端に約2mmの局部的な初期たわみがみられ、ここに局部座屈が早期に発生して耐力が低下した。全体座屈は発生しなかった。

A、Bシリーズとも、いったん全体座屈が始まると被覆コンクリートの効果は期待できず、その性状は純鉄骨ブレースと同様となり、剛性や耐力が急激に劣化する。

図2-7(a)、(b)は、A-4、および、A-6試験体の中央塑性ヒンジ部の曲げモーメントMと軸力Nの履歴をそれぞれのM-N相関曲線上にプロットしたものである。ここで、 $N=P$ 、 $M=P \cdot \Delta$ としたもの(Pは軸力、 Δ は中央部の横たわみの測定値)である。アンボンドブレースのM-N相関曲線は、補2-2のように、芯部材は曲げモーメントと軸力を負担するが、被覆材は曲げモーメントのみを負担すると仮定し、累加強度式を用いて算出した。

いずれも、芯部材が十分塑性化し、歪硬化した後で座屈したため、応力の履歴は、アンボンドブレースのM-N相関曲線を越えている。全体座屈した後では、圧縮加力からの反転点近傍でモーメント容量の低下がみられるが、これは、被覆材の中央部に形成された鉄筋コンクリート部材の塑性ヒンジには、芯部材ほど大きな塑性変形能力が無いためである。A-6では、最初の復元力の低下(10cサイクル)が局部座屈

によって生じたため、被覆材中央部には塑性ヒンジが形成されておらず、全体座屈が生じた直後では、被覆鉄筋コンクリート部材の塑性ヒンジが劣化する前であるため、いずれも、複合材の累加強度式がほぼ成立したものと考えられる。

C-1、C-2の荷重-変形曲線は、被覆材の配筋量の違いにも関わらず、殆ど同じである。いずれも、 $1\delta_y$ で3サイクル繰返した後、ほぼ $1\delta_y$ で、材長の約1/4の板継ぎ部周辺（図2-1、e部）に局部座屈が発生し、被覆コンクリートの表面にひび割れが進展して、耐力が低下した。7Tサイクルで局部座屈の生じている板継ぎ部周辺から引張り破断した。

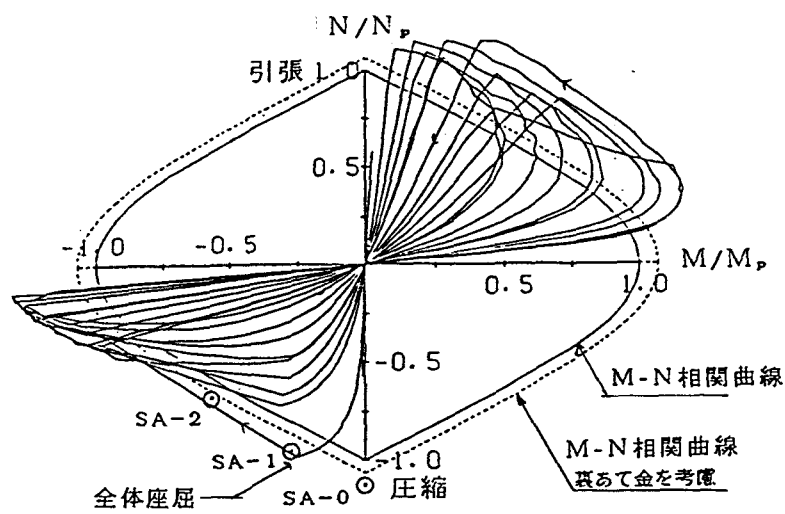
C-3は加力サイクルを変更した。弾性域で1回繰返し加力した後、局部座屈するまで圧縮载荷した。ほぼ $2\delta_y$ （平均軸歪度0.42%）で端部補強部（図2-1、d部）の板継ぎ部周辺で局部座屈し、3Tサイクルでここから引張り破断した。C-3は局部座屈するまでに繰返し加力による塑性疲労の影響を受けていないと考えられるが、局部座屈時の平均歪度は短柱圧縮試験（付録1）から得られた局部座屈時の平均歪度と大差が無かった。芯部材の局部座屈モードは、被覆材があるにも関わらず、角鋼管の相対する2辺が凸の時、隣接する2辺が凹のモードであり、被覆材の相対する2辺の表面には内側から押し出された形状のひび割れが観察された（図2-15）。このような局部座屈モードは、短柱圧縮試験から得られた局部座屈モードと同様であり、変形能力は、付図1-5から推定できる、周辺単純支持板の値に近いものと考えられる。Cシリーズ試験体のように長い圧縮材では、歪の集中が生じ易く、短柱圧縮試験の結果をそのまま適用できないが、付着力を低減しない場合の被覆形鋼管コンクリートについて行った森田ら⁶⁸⁾の実験でも、被覆材が角鋼管の局部座屈を拘束する能力の小さいことを報告しており、このような形式の複合材では、幅厚比の大きい角鋼管の局部座屈を拘束するのは難しいものと考えられる。Cシリーズ試験体は全て局部座屈で塑性変形能力が定まったが、その後は全体座屈せずに引張り破断した。

(2) 芯部材と被覆材の歪度

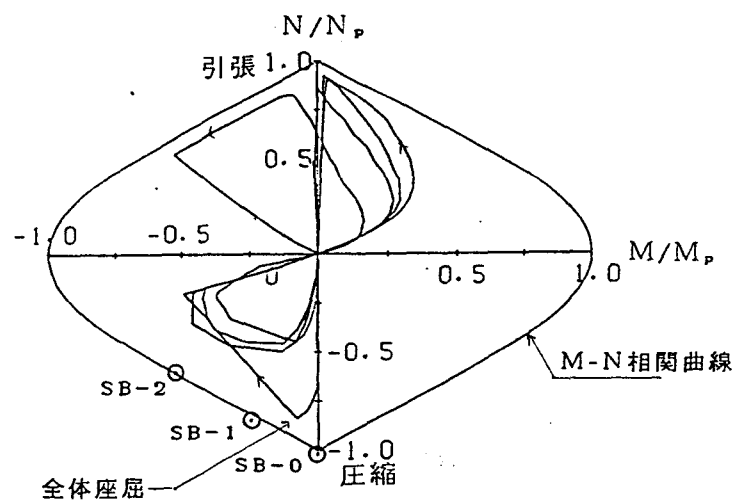
図2-8(a)、(b)は、材端および材中央での歪度の測定点を示したものである。

A-4試験体の、荷重と芯部材表面の軸方向歪度の関係を示したものが、図2-9(a)～(d)である。材中央位置の芯部材の歪度（図2-9(c),(d)）は、圧縮側ではそれほど大きくなり、引張り側に蓄積され、材全体として最大変形に達していない場合でもすでに硬化歪度を越える大きな引張り歪が生じている。一方、材端位置（図2-9(a),(b)）では、全体座屈する前では、圧縮側に歪が蓄積されるが、その値は硬化歪度に達していない。

図2-10(a)～(d)は、A-4試験体の、荷重と、材中央の被覆材隅部の軸方向鉄筋の軸方向歪度の関係を示したものである。ここで、鉄筋の軸方向歪度は、鉄筋の両面に添付したWSGの歪度の値の平均値とした。繰返し変位振幅が小さい時は歪度はほとんど0であるが、繰返し変位振幅の増大に伴って、材の真直化による全体曲げ変形の影響で、軸方向鉄筋の歪度が異なってくる。しかし、その後の歪度の履歴は、全体座屈によって被覆材が曲げ耐力を失うまで、4隅ともほぼ同じ性状を示している。



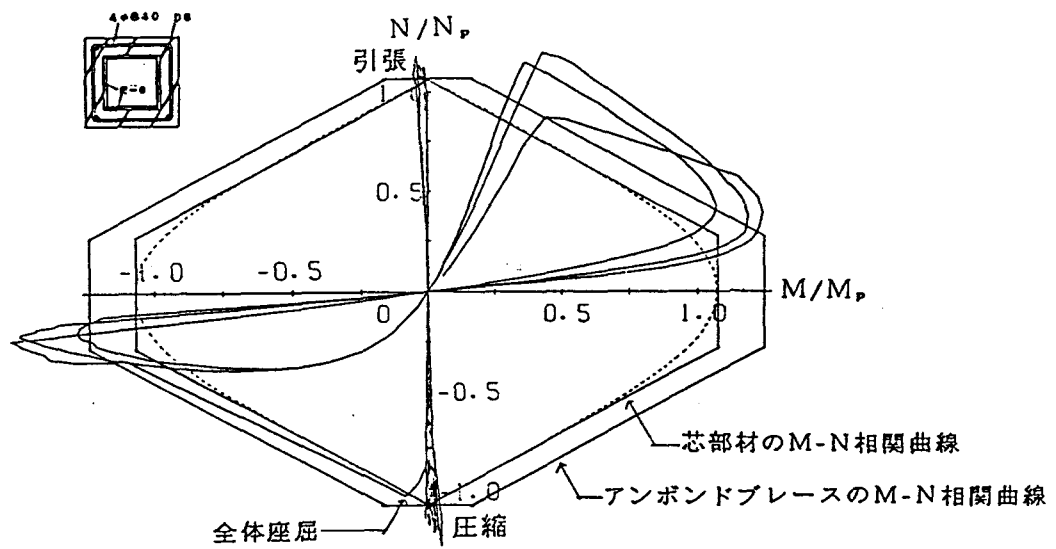
(a) A-0 試験体



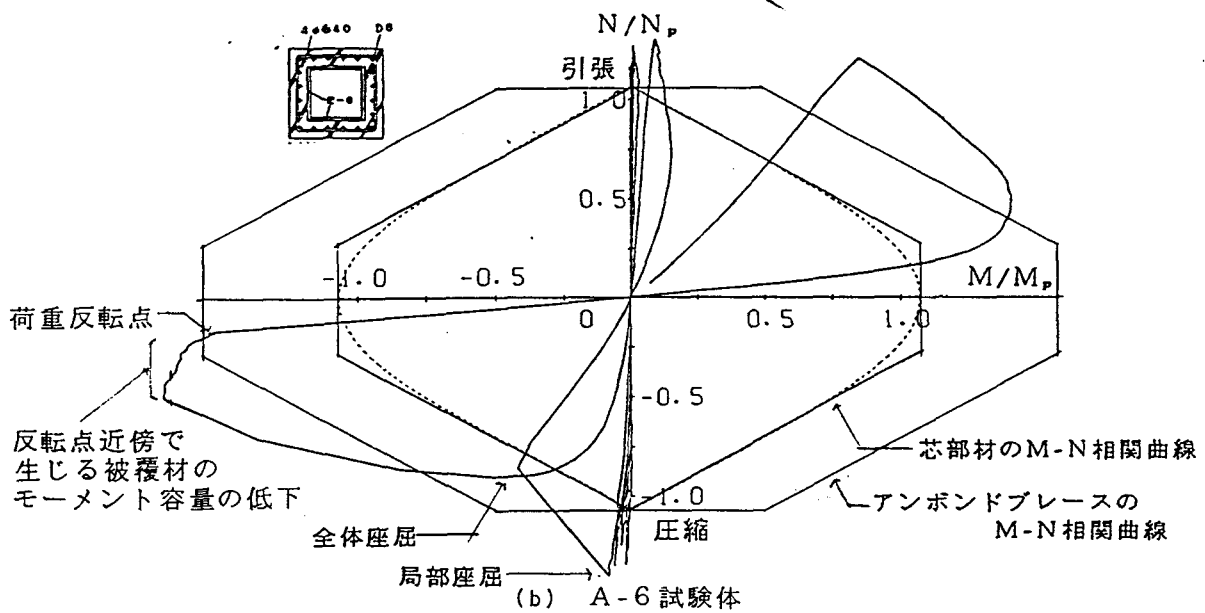
(b) C-0 試験体

◎ 短柱圧縮試験結果

図2-6 純鉄骨ブレースのM-N相関曲線と応力履歴



(a) A-4 試験体



(b) A-6 試験体

(----- は精算値)

図2-7 アンボンドブレースのM-N相関曲線と応力履歴

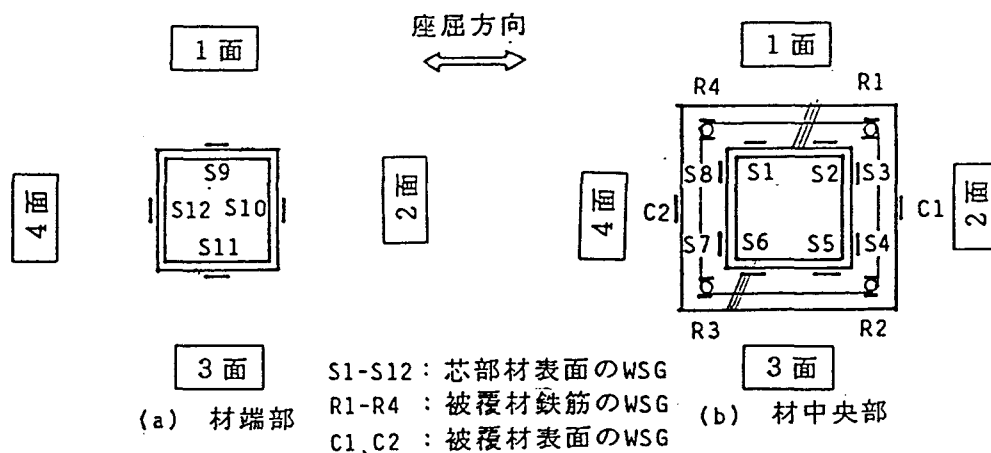


図2-8 歪度の測定点

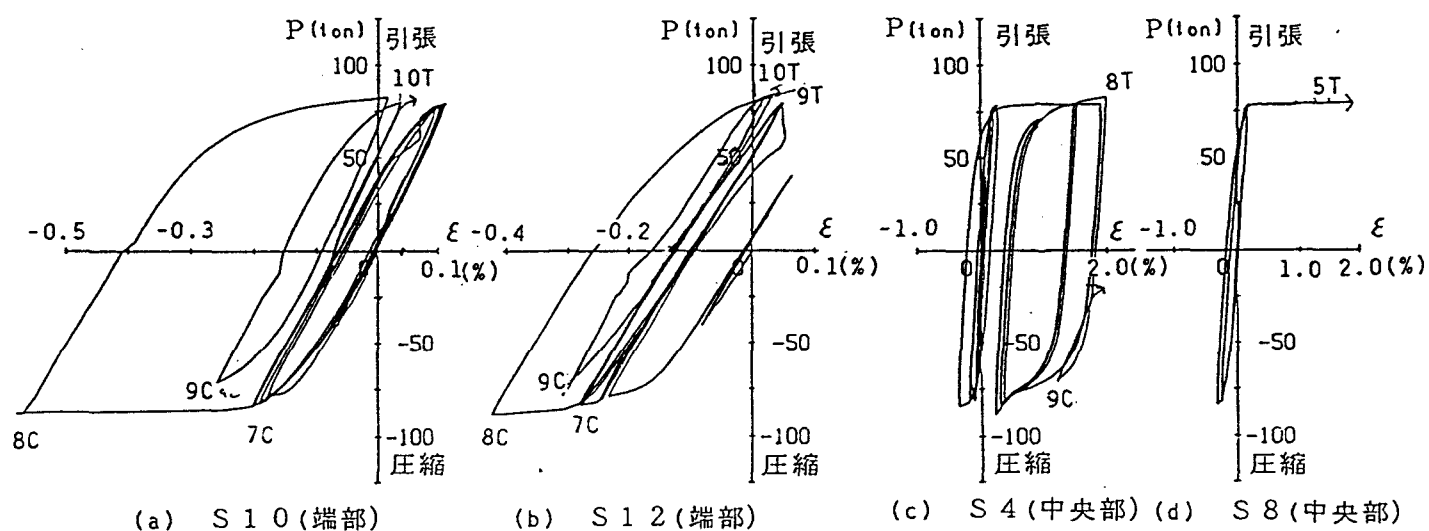


図2-9 芯部材表面の歪度 (A-4 試験体)

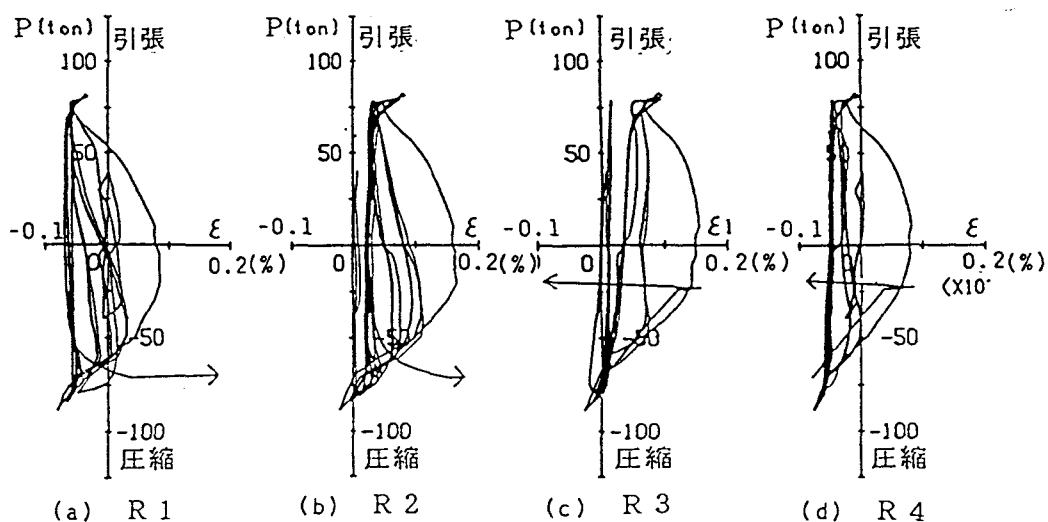


図2-10 被覆材隅部鉄筋の歪度 (A-4 試験体、材中央部)

図2-11は、A-4試験体の8Cサイクルから9Cサイクルの荷重-変形曲線とそれに対応する材中央断面のひとつの隅部の軸方向鉄筋の歪度の履歴を取り出して描いたものである。両図とも繰返し変位振幅が大きくなった状態のものであり、図中のc点からk点の状態は、それぞれ対応している。

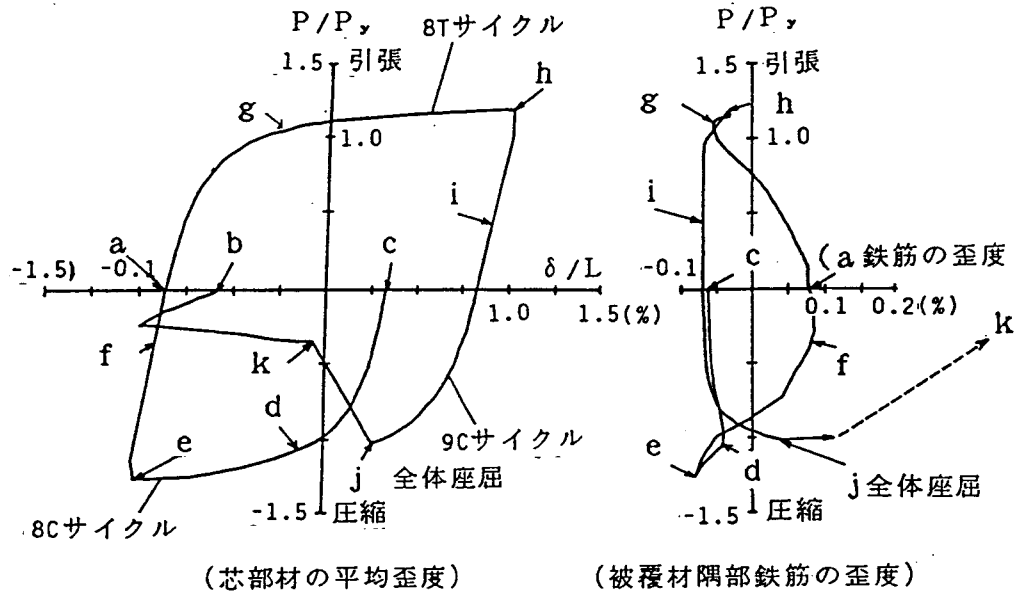


図2-11 荷重-変形曲線と荷重-歪度関係 (A-4試験体、8C~9Cサイクル)

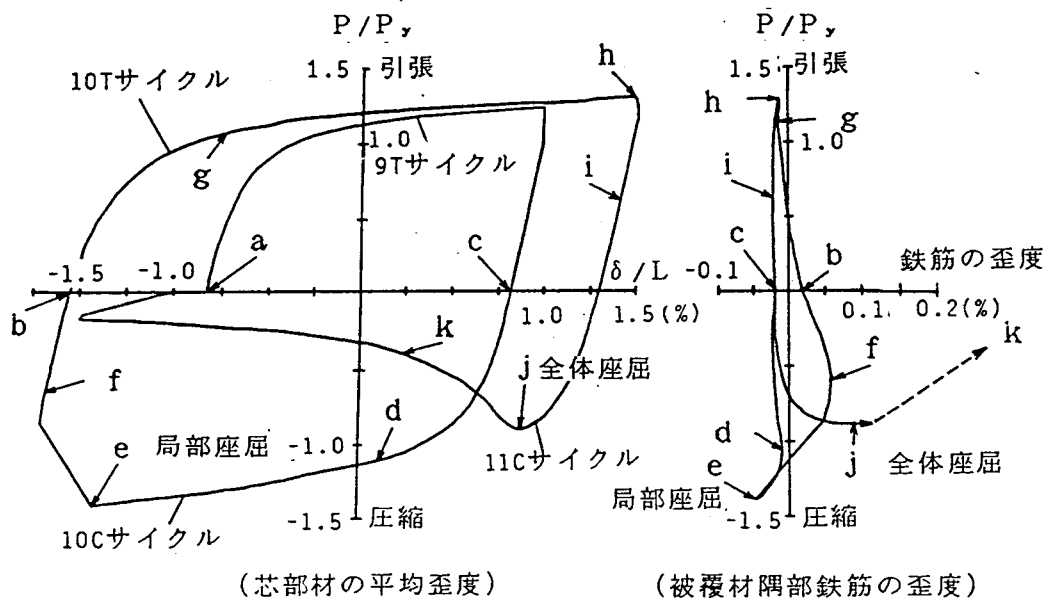


図2-12 荷重-変形曲線と荷重-歪度関係 (A-6試験体、9T~11Cサイクル)

c d 間は、芯部材が大きく降伏していない状態であるが、被覆材の鉄筋の歪度に変化が無く、材はアンボンド材となっていると考えられる。d e 間は、芯部材の圧縮塑性変形が進行していく状態であるが、被覆材の鉄筋の圧縮歪度もこれに伴って徐々に増大する。この圧縮歪度の増大はコンクリート部分に圧縮応力が発生していることを意味し、圧縮載荷時の塑性域の耐力や剛性が引張り時に比べて大きいことと対応する。また、この時に被覆材の端部付近に材軸方向のひび割れが生じる。

さて、圧縮側で除荷すると、材全体が圧縮力を受けているにも関わらず、e f 間のように、被覆材の軸方向鉄筋には引張り歪が生じる。そして、繰返し変位振幅が大きくなると、この除荷時の引張り歪度が最大となる（f 点）。この時、被覆コンクリートの表面に材軸に直交するひび割れが入る。これは当形式のアンボンドブレースに特徴的な現象である。この現象は、4 隅の軸方向鉄筋の全てに生じており、被覆材が軸方向引張りを受けていることを示す。コンクリート表面に添付したWSGの値も同様の傾向を示し、引張り側の歪度が蓄積されていく。続いて引張り載荷すると、g 点のように、一たん引張り歪が小さくなるが、g h 間のように、引張り塑性変形が進行するにしたがって再び増加する。この増加量は芯部材の変形量（平均歪度）の、せいぜい 5% であるが、芯部材が被覆材の中を滑りながら伸びていく時に、若干の摩擦力が生じるためと考えられる。なお、圧縮側で生じている歪の増加（d e 間）も同様な現象と考えられる。引張り側からの除荷時（h i 間）には、鉄筋の歪度の変化はほとんどなく材はアンボンド材となっている。

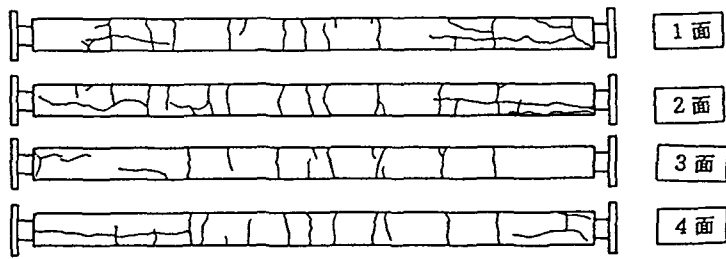
全体座屈が生じると（j 点）被覆材に塑性ヒンジが形成され、鉄筋の歪度は、その位置に応じて、引張り側または圧縮側に増大する（k 点）。

図2-12は、A-6 試験体の 9T サイクルから 11C サイクルの荷重-変形曲線と 10C サイクルから 11C サイクルの材中央断面のひとつの隅部の軸方向鉄筋の歪度の履歴を取り出して描いたものであり、図中の c 点から k 点の状態は、それぞれ対応している。全体的な性状は、A-4 試験体とほぼ同じであるが、芯部材の局部座屈（図2-11の e 点）は影響しないこと、および、主筋量が多くなると、圧縮側からの除荷時に発生する被覆材の引張り歪（f 点）が小さくなることなどが A-4 試験体と異なるところである。

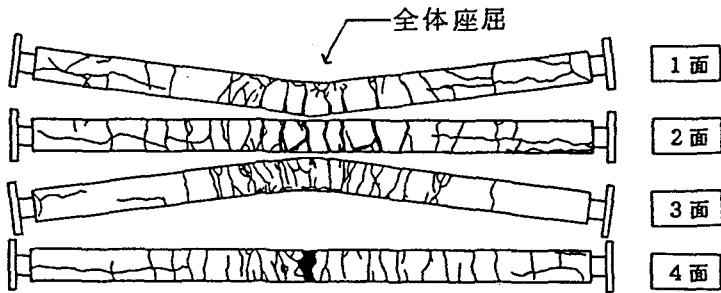
(3) 被覆材のひび割れパターン

図2-13(a)、(b)は、それぞれ、A-4 試験体が全体座屈する前と後の被覆材表面のひび割れの様子を示したものである。図2-14(a)、(b)は、それぞれ、A-6 試験体が局部座屈する前と後の被覆材表面のひび割れの様子を示したものである。両図とも、前述した図2-11、図2-12の荷重-変形曲線の a 点、および、b 点に、それぞれ、対応する。

図2-13(a)は A-4 の 8C サイクル（ $4\delta_y$ ）の後の除荷時のものであるが、材軸直交方向のひび割れが多数見られる。このひび割れは、被覆材表面を輪切りにするように発生しており、しかも圧縮載荷からの除荷時に、全体として圧縮力が作用しているにもかかわらず、発生したものである。材軸方向のひび割れは主に端部に発生している。図2-13(b)は、9C サイクル（ $4\delta_y$ ）の後の除荷時で全体座屈が生じた後のものであり、被覆材中央に曲げひび割れが進展して塑性ヒンジが形成された様子



(a) 8Cサイクル後の除荷時（全体座屈前、図2-11a点）



(b) 9Cサイクル後の除荷時（全体座屈直後、図2-11b点）

図2-13 被覆材のひび割れパターン（A-4試験体）

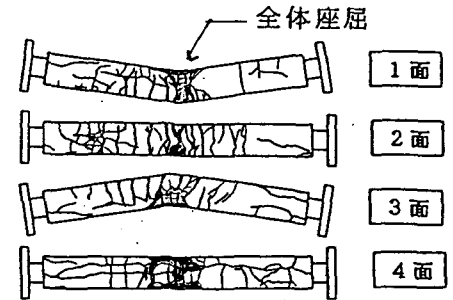
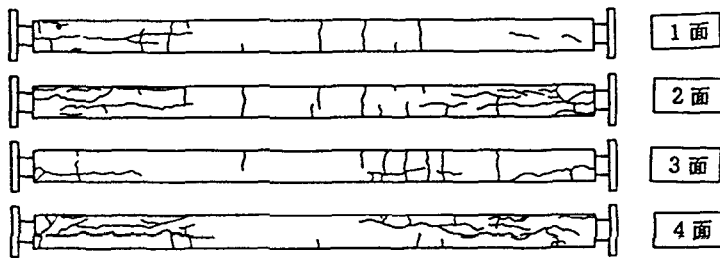
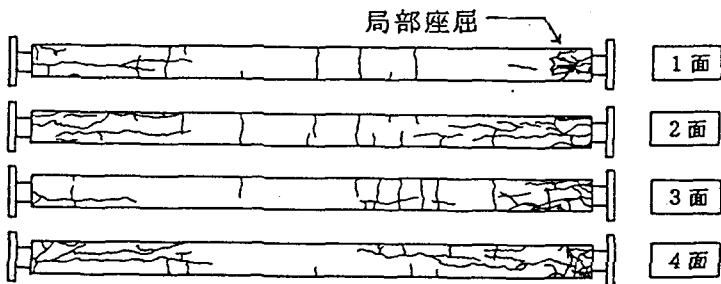


図2-16 被覆材のひび割れパターン（B-1試験体、全体座屈直後）



(a) 9Cサイクル後の除荷時（局部座屈前、図2-12a点）



(b) 10Cサイクル後の除荷時（局部座屈直後、図2-12b点）

図2-14 被覆材のひび割れパターン（A-6試験体）

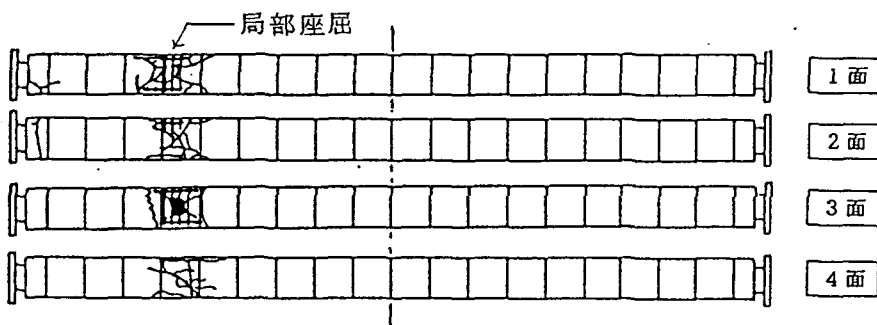
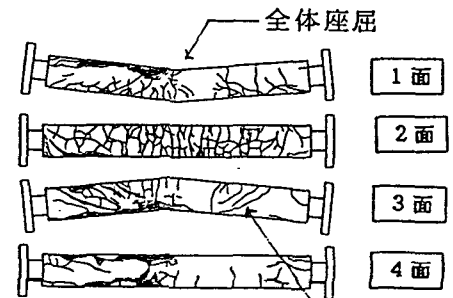
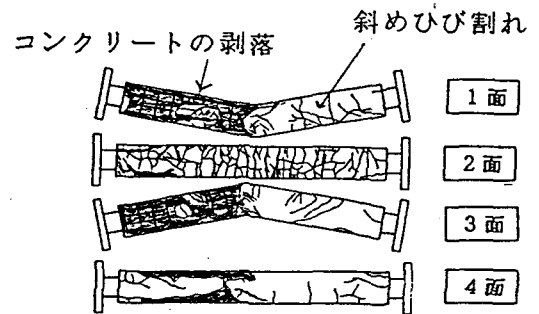


図2-15 被覆材のひび割れパターン（C-2試験体、最終状況）



(a) 全体座屈直後



(b) 最終状況

図2-17 被覆材のひび割れパターン（B-2試験体）

を示す。全体座屈は、このように、主に被覆材中央に発生する材軸直交方向のひび割れの増加に伴って発生している。一方、材軸方向のひび割れは、この間にあまり進展していない。

図2-14(a)は、A-6の、90サイクル（ $4\delta_y$ ）の後の除荷時のものであるが、端部に材軸方向のひび割れが多数見られる。これは芯部材の端部に生じた局部座屈波や支圧力により被覆コンクリートが押し出されて形成されたものと考えられる。

図2-14(b)は、100サイクル（ $6\delta_y$ ）の後の除荷時で材端に局部座屈が生じた後のものであるが、端部の材軸方向のひび割れがさらに進展したことを示している。

図2-15は、C-2の被覆材の最終のひび割れの様子であり、芯部材の局部座屈波によって相対する2辺の凸波形部分でコンクリートが剥落している。

図2-16、および、図2-17(a)は、B-1、および、B-2の、全体座屈直後の被覆材のひび割れを示したものである。材軸方向、および、材軸直交方向のひび割れが発生していることが見られるが、フープ筋量の少ないB-2では、座屈方向に平行する面（1面、および、3面）に、斜めひび割れが発生しているのが見られる。B-2は、この後、図2-17(b)のように、座屈方向に平行する面の被覆コンクリート（主に、フープ筋の外のかぶり部分である）が剥落したが、被覆材のせん断強度が不足していたためであると考えられる。

これらの結果より、被覆材のひび割れは、次の3つに分類できる。

1) 材軸直交方向のひび割れ

被覆材表面を輪切りにするようなひび割れで、圧縮側からの除荷時に生じる軸引張り応力によって生じる。材軸直交方向のひび割れは、被覆材の曲げ剛性の低下の主な原因であるが、被覆材の主筋量を多くすることによって少なくすることができる。

2) 材軸方向のひび割れ

材軸方向のひび割れは、芯部材の屈曲に伴って生じる支圧力や芯部材の端部に生じる局部座屈波により被覆コンクリートが押し出されて形成されたものと考えられる。支圧力は、材端部に集中することが、安藤ら¹³⁾によって報告されている。すなわち、アンボンドブレースが圧縮加力を受けるとき、特に材の細長比が60以下と小さい場合には、材端部の芯鉄骨の被覆の無い部分の局部座屈や被覆材の欠け落ちで、最大耐力や靱性が定まることが多いことが示されている。被覆形鋼管コンクリート部材は、せん断力などに抵抗するコンクリートの有効幅が小さくなるため、例えば^{69)~71)}、角鋼管の根巻き柱脚部が地震力を受けるときにみられるような、材軸方向の支圧ひび割れなどが、材端付近に発生しやすくなっているものと考えられる。

3) 斜めひび割れ

材長が短いときで、被覆材のフープ筋が不足するとき、座屈方向に平行する面（1面、および、3面）に発生する。芯部材が圧縮力を受けて屈曲すると、被覆材を内側から押し出すような支圧力が発生する。アンボンド加工しているため、この支圧力は、4面ある被覆材の座屈方向に直交する面（2面、および、4面）のどちらか一方のみに作用し、端部と中央部でその方向が異なる。このようにして

生じたせん断力に、座屈方向に平行する面が抵抗するが、図2-18のように、コンクリートの圧縮帯の形成によるせん断抵抗機構が期待しにくい形態であるため、主にフープ筋がせん断力に抵抗し、コンクリート部分によるせん断力の分担は小さいものと考えられる。

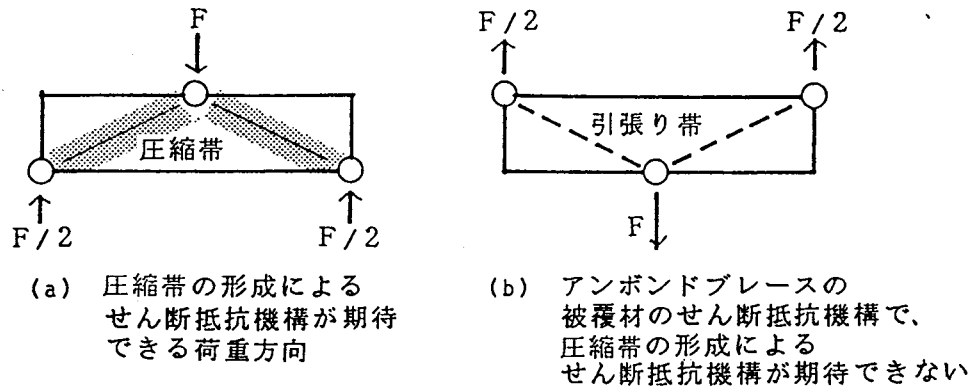


図2-18 被覆材のせん断抵抗機構

2.5 芯部材と被覆材の性状

(1) 芯部材と被覆材の相関

芯部材と被覆材の相関をまとめると次となる。

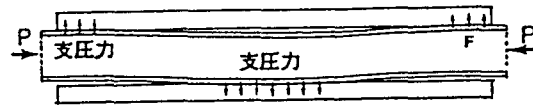
弾性時

弾性域の繰返し載荷時には、両部材間に相関が少ないため、芯部材は被覆材と独立に単純な圧縮-引張りの軸方向変形挙動をする。芯部材の元たわみや荷重の偏心による曲げモーメントのため被覆材に横力が作用して細かい曲げひび割れが生じることもある。

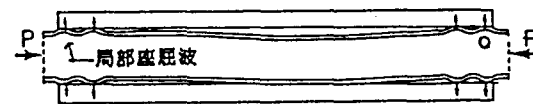
塑性時

圧縮載荷が塑性域に進むと、芯部材が屈曲して被覆材に当たり図2-19(a)のように、両部材間に支圧力が生じる。被覆材が全体曲げを拘束できる程度の剛性と強度を有していれば、次に、図2-19(b)のように、芯部材の主に端部に局部座屈波（断面方向のふくらみ）が発生するが、幅厚比がある程度小さいとこれによる耐力低下を生じない。材端に集中する支圧力や局部座屈波は被覆材を内側から外へ割り裂くように押し出し、図2-19(c)のように、被覆材端部には材軸方向のひび割れが生じる。圧縮載荷を続けると芯部材は被覆材の中を滑りながら縮んでいき、図2-19(d)のように、被覆材には摩擦力による軸方向の圧縮応力が生じる。これは軸方向圧縮耐力が芯部材の降伏耐力より大きくなり、圧縮側の塑性域の剛性（第2勾配）が引張り側より大きいことと対応する。圧縮載荷からの除荷時には局部座屈波が形成されたままであるので、図2-19(e)のように、芯部材は被覆材に「ひっかかった」まま伸びる。このため、鋼の降伏歪度の $1/2-2/3$ に相当する 0.1% 程度の強制軸引張り変形が被覆材に生じる。この変形量はコンクリートのひび割れ発生歪度（ 0.01% 程度）よりも十分大きいいため表面を一周するような材軸に直交するひび割れが生じる。また被覆材の

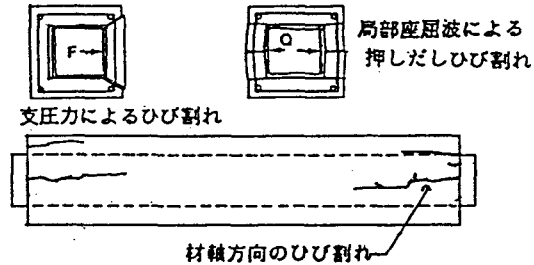
(a) 圧縮載荷：全体曲げの発生



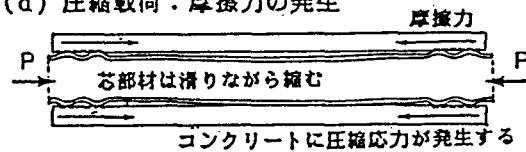
(b) 圧縮載荷：局部座屈波の発生



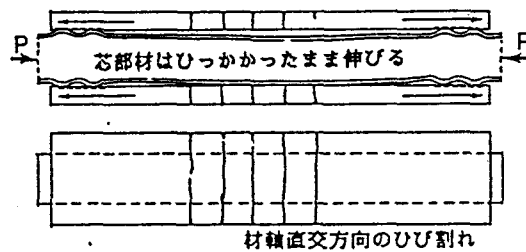
(c) 圧縮載荷：材軸方向のひび割れの発生



(d) 圧縮載荷：摩擦力の発生



(e) 圧縮除荷：被覆材の強制引張



(f) 引張載荷：被覆材の弾性縮み

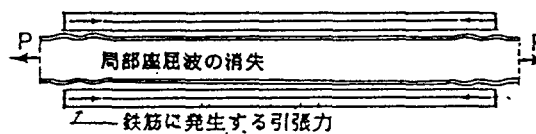


図2-19 芯部材と被覆材の相関

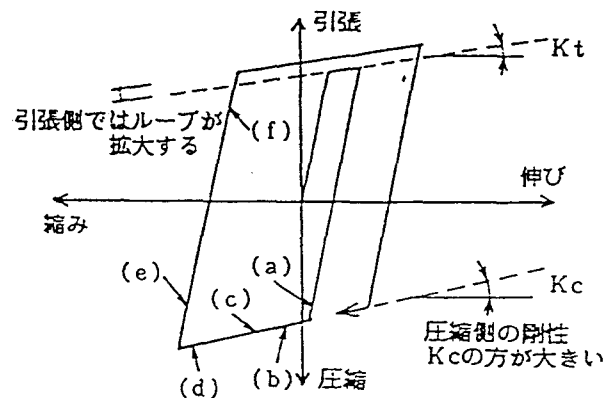


図2-20 アンボンドブレースの復元力特性

軸方向鉄筋が主にこの力に抵抗するため、全ての軸方向鉄筋の引張り歪度が増加することになる。この歪が弾性域にあると、図2-19(f)のように、引張り加力による摩擦力の減少（局部座屈波の消失や断面のやせ細りによる）に伴い、軸方向鉄筋の引張り歪度も減少する。引張り載荷が塑性域に入り、芯部材が被覆材の中を滑りながら伸びると、被覆材にも若干の引張り応力が生じるが、これに抵抗するのは被覆材中の軸方向鉄筋であるため、被覆材による付加耐力は圧縮時ほど大きくない。すなわち、引張り力は、殆ど芯部材が分担するため、引張り載荷時には、鋼の歪硬化の影響を強く受けることになる。圧縮載荷時には、芯部材は全体に曲がりながら縮むため圧縮側塑性歪はあまり大きくならない。

(2) 復元力特性

図2-20は、アンボンドブレースの安定域での復元力特性の模式図であり、(a)点から(f)点は、図2-19(a)から(f)の状態に、それぞれ、対応するものである。上述の影響のため、荷重-変形曲線は、引張り側と圧縮側ではやや異なった性状を示す。すなわち、塑性域の剛性（第2勾配）や耐力は、圧縮側では被覆コンクリートが軸力の一部を負担するため、引張り側より大きくなる。一方、ループについては、引張り側では芯部材の歪硬化の影響を強く受けるため拡大していくが、圧縮側ではこのようなループの拡大は大きくない。

(3) 塑性変形能力

繰返し変位振幅が大きくなるにつれて、上述の現象により、被覆材には徐々にひび割れが増大し、曲げ剛性が低下していく。芯部材が圧縮荷重を受けて屈曲すると、被覆材にあたり、被覆材に横変形が生じて芯部材の屈曲に抵抗するような補剛力が、両部材間の支圧作用の結果として被覆材に生じる。被覆材に発生する補剛力は被覆材のたわみと被覆材の曲げ剛性 $E_c I_c$ との積に比例すると考えられる。被覆材の曲げ剛性 $E_c I_c$ が低下すると補剛力が不足して全体座屈する。

ここで、 E_c は被覆材の弾性係数、 I_c は被覆材の断面2次モーメントである。被覆材を設計するときには、コンクリート強度、コンクリート厚さ、主筋量およびフープ筋量を定める必要がある。コンクリート強度は E_c に関係し、コンクリート厚さは I_c に関係する。被覆材の曲げ剛性 $E_c I_c$ には適切な範囲が存在し、例えば、被覆コンクリートの強度が低いA-1からA-3は、 E_c が小さく、初めから曲げ剛性が小さいため、早期に全体座屈したものであると考えられる。主筋量は被覆材の曲げ耐力に関係し、被覆コンクリートの材軸に直交するひび割れの防止に関係する。A-4に比べて主筋量の多いA-5、6が全体座屈をよく拘束したのは、曲げ耐力の増加により大きな補剛力が得られたため、および、ひび割れによる曲げ剛性の低下の程度が少なかったためと考えられる。

フープ筋には次のような効果があるものと考えられる。

- 1) 芯鉄骨の局部座屈を防止する。
- 2) 支圧力に抵抗する。
- 3) コンクリートを拘束し、コンファインドコンクリートとすることによりコンクリートの剛性、強度および靱性を増加する。

4) 軸方向鉄筋の座屈を拘束する。

5) セン断力に抵抗する。

被覆形鋼管コンクリート部材は、せん断力などに抵抗するコンクリートの有効幅が小さくなるため、被覆材の材軸方向のひび割れの原因となる応力の殆どをフープ筋が分担することになる。フープ筋の役割は、短い部材ほど、被覆材のシアスパン比が小さくなるため、重要になると考えられる。B-1に比べ、主筋量が多いがフープ筋量の少ないB-2が早期に全体座屈を生じた原因と考えられる。

なお、当形式のアンボンドブレース材では、芯鉄骨の被覆の無い部分の局部座屈を含む、材端部周辺の早期の耐力低下の防止は、ディテールとして重要であると考えられる。本実験で用いた軸方向鉄筋を溶接接合した孔あきエンドプレートは、端部支圧力に抵抗し、被覆材端部のコンクリートの欠け落ちを防止するよう設けたものであるが、特に不都合な現象は認められなかった。

(4) 終局モード

本実験で現われたアンボンドブレースの終局モードは次の4つに分類できる。

- 1) 殆ど塑性変形能力を示さずに全体座屈するもので、被覆材の剛性不足が主な原因である。
- 2) 塑性変形があまり大きく無いうちに芯部材が局部座屈するもので、芯部材の幅厚比が大きいことが主な原因である。
- 3) ある程度の塑性変形能力を示した後、被覆材に発生したひび割れが成長して被覆材の補剛能力が低下して全体座屈するものであるが、ここで、ひび割れは、材軸直交方向のひび割れ、材軸方向のひび割れ、および、斜めひび割れに分類される。材軸直交方向のひび割れは、圧縮側からの除荷時に、芯部材が被覆材に「ひっかかる」ことによって生じる軸引張りひび割れである。繰返し変位振幅が大きくなると生じ、軸方向鉄筋が少ないほど多くなる。材軸方向のひび割れは、芯部材の屈曲によって生じる支圧力、あるいは、芯部材の局部座屈波による押し出しによって、主に、被覆材端部に生じる。斜めひび割れは、被覆材の4辺のうち支圧力の加力方向と平行する2面に生じるが、被覆材のフープ筋量が少ないときで、材が短いときに生じやすくなるせん断ひび割れである。
- 4) 十分な塑性変形能力を示すもので、芯部材の幅厚比が十分小さく、被覆材の剛性、および、強度が十分であることを示す。

なお、この他に生じる可能性のある終局モードは、被覆されていない芯部材の端部が局部座屈するモードであるが、本実験では生じなかった。

2.6 結論

芯部材を溶接組立て角形鋼管とし、被覆材を鉄筋コンクリートとしたアンボンドブレースの繰返し加力実験を行った結果、次のことが明らかになった。

- (1) アンボンドブレースには、芯部材の細長比が40から80の範囲では、繰返し荷重下で大きな塑性変形能力を有する条件が存在することが確認できた。
- (2) 塑性変形能力は、芯部材の局部座屈あるいは複合材としての全体座屈が生じて失われる。局部座屈は、おもに端部に生じるが、本実験の範囲内では、多量のフ

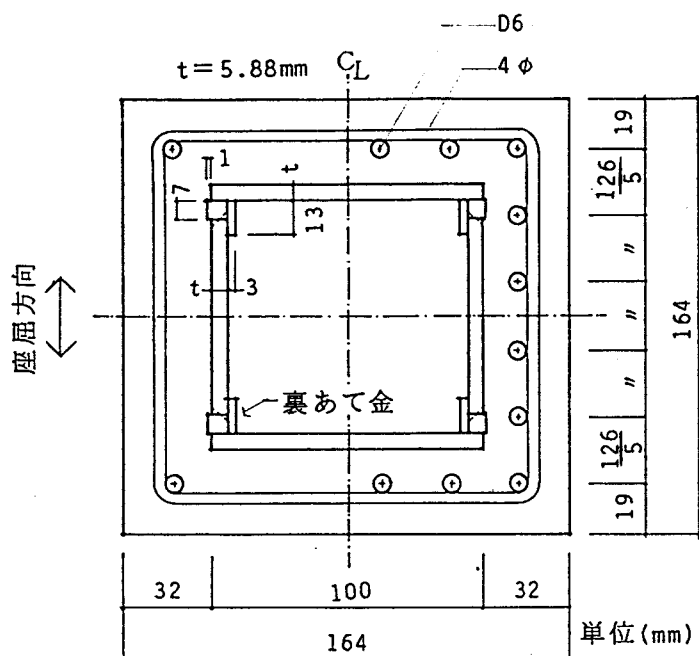
ープ筋を配したにもかかわらず、被覆材がこれを効果的に拘束することができなかった。局部座屈による早期の耐力低下を避けるためには、芯部材の幅厚比を小さくすることが必要である。

全体座屈は被覆材の曲げ剛性が低下することによって生じる。被覆材の曲げ剛性の低下の原因は被覆材に生じるひび割れ（材軸直交方向のひび割れ、材軸方向のひび割れ、および、斜めひび割れ）であるが、主に塑性域の圧縮載荷からの除荷時に、芯部材の局部座屈波によるふくらみが被覆材に「ひっかかる」現象によって生じる材軸直交方向のひび割れの増加である。

- (3) 被覆材の曲げ剛性と曲げ強度が一定の限界値以上であるとき、芯部材は全体座屈する前に、全体降伏が生じて大きな塑性変形能力を持つ。
- (4) 芯部材の細長比が小さく、フープ筋量が少ないときは、せん断ひび割れの発生により被覆材の補剛能力が失われる。
- (5) 全体座屈を生じる以前の安定した領域の復元力特性は、引張り側と圧縮側でやや異なった塑性時挙動を示す。圧縮側では被覆コンクリートも軸力を負担するため、剛性、耐力とも引張り側より大きい。一方、履歴ループについては、引張り側では歪硬化の影響を強く受けるためループは拡大するが、圧縮側では、このようなループの拡大は顕著でない。

補2.1 AおよびBシリーズ試験体の降伏軸力

AおよびBシリーズ試験体の断面を補図2-1に示す。裏あて金、および、溶接部（余盛りを含む）が降伏強度に及ぼす影響を考慮して降伏軸力を求めると、これらを見視した場合に比べて約10%大きくなる。また、角溶接によって生じる残留応力の分布と大きさを補図2-2のように仮定すると、見かけの応力度-歪度関係は、補図2-3となり、全断面が軸降伏するのは $1.55 \epsilon_y$ （AおよびBシリーズ試験体では、 $1.55 \epsilon_y = 0.23\%$ ）と、降伏歪度 ϵ_y （ $= \sigma_y / E$ ）より大きく、加力の基本となる降伏変形 δ_y を歪度に換算した値（ $= L$ の 0.25% ）に近い値となる。



芯部材の降伏軸力

$P_{y,cal}$: 公称断面積による値

$P_{y,cal}^*$: 裏あて金と溶接部の影響を考慮した値

$$P_{y,cal} = 22.2 \times 3.13 = 69.5 \text{ ton}$$

$$P_{y,cal}^* = (22.2 - 0.6 \times 0.7 \times 4) \times 3.13$$

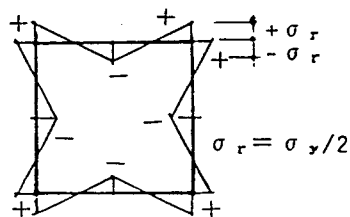
$$+ (0.7 \times 0.7 \times 4) \times 4.2$$

$$+ (0.365 \times 4) \times 3.15$$

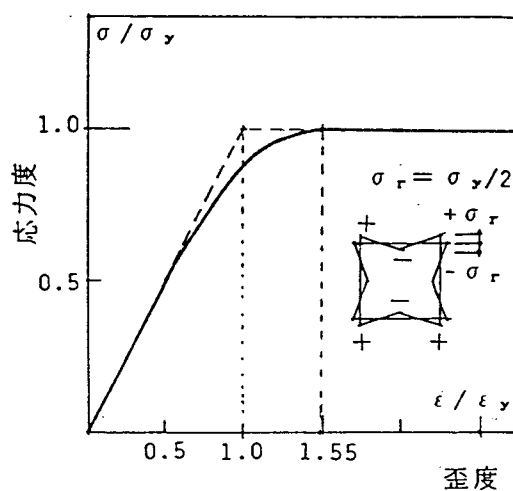
$$= 77.0 \text{ ton}$$

$$P_{y,cal}^* / P_{y,cal} = 1.11$$

補図2-1 A、Bシリーズ試験体の詳細



補図2-2 残留応力の分布（仮定値）



補図2-3 残留応力を考慮した応力度-歪度関係

補2.2 AおよびBシリーズ試験体のM-N相関曲線

芯部材と被覆材のM-N相関曲線は次とした。

芯部材： $N/N_p \leq 0.25$ のとき $M/M_p = 1$

$N/N_p \geq 0.25$ のとき $M/M_p = (1 - N/N_p) / 0.75$

ここで、 $N_p = \tau A_g \cdot \sigma_y$: 裏あて金などの影響を考慮した角鋼管の降伏軸力

$M_p = \tau Z_p \cdot \sigma_y$: 裏あて金などの影響を考慮した角鋼管の全塑性モーメント

$\tau = 1.1$: 裏あて金などの影響を表す係数

σ_y : 角鋼管の降伏応力度

$A_g = d^2 - (d - t)^2$: 角鋼管の公称断面積(計算用断面積)

$Z_p = 0.25 \{ d^3 - (d - t)^3 \}$: 角鋼管の公称塑性断面係数
(計算用断面係数)

d : 角鋼管の外径(公称値)

t : 角鋼管の板厚(公称値)

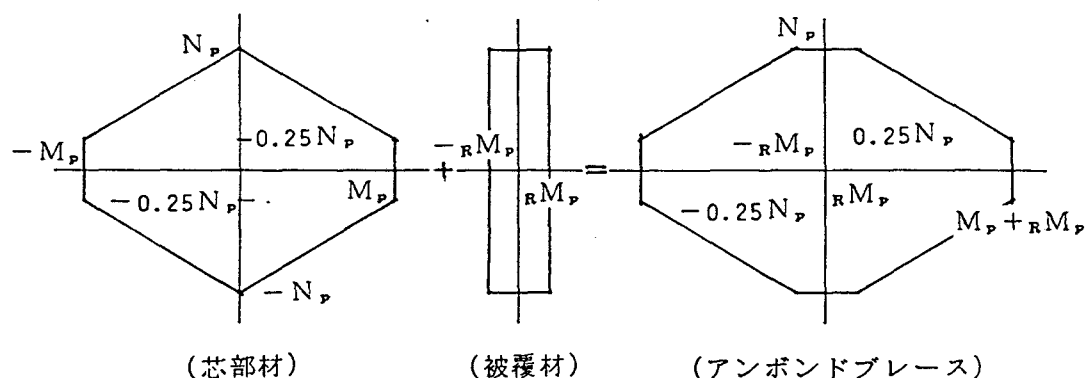
被覆材： N にかかわらず $rM_p = 0.9 a_t \cdot r \sigma_y \cdot D$ とする。

ここで、 rM_p : 被覆鉄筋コンクリートの終局曲げ強度

a_t : 引張り主筋の断面積

$r \sigma_y$: 主筋の降伏応力度

D : 被覆鉄筋コンクリートの外径



補図2-4 アンボンドブレースのM-N相関曲線

第3章 解析的考察

前章で、被覆材や芯部材を適切に定めたアンボンドブレースは、繰返し荷重下で大きな塑性変形能力を有していることが実験的に確認できたことを述べ、塑性変形能力は局部座屈または全体座屈で定まることを述べた。

局部座屈については、芯部材である角鋼管の幅厚比を十分小さくすることによって、耐力の低下を防止し、所定の塑性変形能力を確保することができる。

最もクリティカルなのは全体座屈が芯部材の軸降伏に先だって起こることである。

芯部材が圧縮荷重を受けて屈曲しようとする時、被覆材にあたり、被覆材に横変形が生じて芯部材の屈曲に抵抗するような補剛力が、図3-1のように、両部材間の支圧作用の結果として生じる。この補剛力によって複合材としての全体座屈荷重が上昇して芯部材の降伏軸力を上回る条件、すなわち、次の(3-1)式がアンボンドブレースが十分な塑性変形能力を持つための条件の一つであると考えられる。

$$P_{cr} \geq P_y \quad \text{-----} \quad (3-1)$$

ここで、 P_{cr} : 複合材の全体座屈荷重

$P_y (= A_s \cdot \sigma_y)$: 芯部材の降伏軸力

A_s 、および、 σ_y : 芯部材の断面積、および、芯部材の降伏応力度

この条件は、後述するように、被覆材の必要剛性を定めるものである。

また、被覆材は、支圧作用の結果として生じる応力に抵抗できる強度を持たなければならない。被覆材の破壊モードは、曲げ破壊とせん断破壊に大別できるが、せん断破壊モードが出現するのは、実験結果からも推定できることであるが、短い材（芯部材の細長比が概ね40以下）で、せん断補強筋量が少ない場合である。多くの場合、曲げ破壊が先行するモードが出現しやすいため、被覆材に発生する最大曲げモーメント M_0 を推定できれば、次の(3-2)式によって、被覆材の必要曲げ強度を定めることができる。

$$M_{req} \geq M_0 \quad \text{-----} \quad (3-2)$$

ここで、 M_{req} : 被覆材の必要曲げ強度

M_0 : 被覆材に生じる
最大曲げモーメント

(3-1)式の P_{cr} 、(3-2)式の M_0 を推定することが本章の主題となるが、曲げ降伏がせん断降伏に先行することを前提としているため、次の(3-3)式を満足するせん断補強を施すものとし、これについても検討を加える。

$$Q_{req} \geq Q_0 \quad \text{-----} \quad (3-3)$$

ここで、 Q_{req} : 被覆材の必要せん断強度

Q_0 : 被覆材が曲げ降伏するとき、
被覆材に生じる
最大せん断力

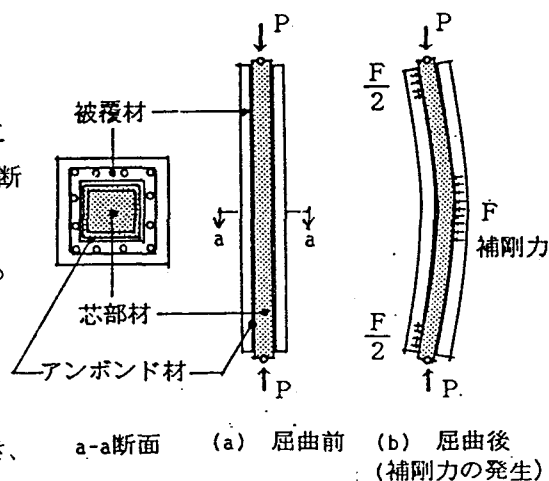


図3-1 芯部材と被覆材の相関

3.1 解析（補剛力が材中央に集中的に作用する場合）

被覆材に生じる補剛力の分布形状は、後述するように、芯部材の変形モードに係し、座屈荷重の値に影響するが、最初に、補剛力が材中央に集中的に生じている場合について、(3-1)式と(3-2)式が成り立つために必要な被覆材の剛性と強度、および被覆材のひび割れの影響などを解析的に考察する。

(1) 被覆材の必要曲げ剛性

全体座屈荷重 P_{cr} を計算する。

芯部材の応力度－歪度関係を、図3-2のように完全弾塑性型であると仮定する。芯部材が圧縮軸力 P をうけて全断面の応力度が σ_y にある状態（降伏棚にある状態）を考える。芯部材は、図3-3のように、降伏軸力 P_y を保持したまま任意の曲率 Φ をとることができ横方向に変形することができる。この時、芯部材の曲げ耐力 $M_{pc} = 0$ 、かつ芯部材の曲げ剛性 $(E_c I_c) = 0$ である。

ここで、 E_c ：芯部材の弾性係数（応力度が σ_y の時 0）

I_c ：芯部材の断面 2 次モーメント

芯部材に横変形が生じると被覆材に接触し、図3-4(a)のように、補剛力 F が芯部材に作用する。材中央部（ $x=L/2$ ）で芯部材の釣合式は (3-4) 式である。

$$P \cdot \delta = M \quad \text{-----} \quad (3-4)$$

ここで、 δ ： $x=L/2$ の芯部材の横たわみ

$M = F \cdot L/4$ ：補剛力 F によって、 $x=L/2$ に発生する曲げモーメント

F ： $x=L/2$ に集中して発生する支圧力

L ：材長

(3-4) 式の増分形式は (3-5) 式であり、図3-4(b)に対応する。

$$(P + \Delta P) \cdot (\delta + \Delta \delta) = (M + \Delta M) \quad \text{-----} \quad (3-5)$$

$\Delta \delta > 0$ で $\Delta P > 0$ なら安定、 $\Delta P < 0$ なら不安定であるから、 $\Delta P = 0$ が座屈の条件となる。これより座屈荷重 P_{cr} は (3-6) 式となる。(3-6) 式は、芯部材が曲げ剛性も曲げ強度も持たないが、軸方向強度を持つと仮定した場合の座屈荷重をあらわす。

$$P_{cr} = \frac{\Delta M}{\Delta \delta} \quad \text{-----} \quad (3-6)$$

ここで、 $\Delta M / \Delta \delta$ は被覆材中央に生じている最大曲げモーメント M とその点の横たわみ δ の関係を表わす曲線の接線剛性であり、被覆材が弾性の時 (3-7) 式で表わされる。

$$\frac{\Delta M}{\Delta \delta} = \frac{12(E_c I_c)}{L^2} \quad \text{-----} \quad (3-7)$$

ここで、 E_c ：被覆材の弾性係数

I_c ：被覆材の断面 2 次モーメント

(3-7) 式と (3-6) 式より (3-8) 式が得られる。

$$P_{cr} = P_e = \frac{12}{L^2} (E_c I_c) \quad \text{-----} \quad (3-8)$$

ここで、 P_e は被覆材が弾性時の座屈荷重を示す。

(3-8) 式と (3-1) 式より被覆材の必要曲げ剛性 $(E_c I_c)_{req}$ が定まる。

(2) 被覆材の必要曲げ強度

芯部材と被覆材の支圧作用によって被覆材に生じる最大曲げモーメント M_0 を求める。

芯部材には元たわみがあり、荷重には不可避の偏心有る。また、芯部材と被覆材の間には製作時に生じる僅かな隙間があり、被覆材による補剛力 F が生じるのは、隙間分に相当する横変形が生じた後であると考えられる。これらの影響を元たわみ δ_e で表現することとする。図3-5のように、補剛力 F によって生じる被覆材の中央部のたわみ δ_{RC} は、 $\delta_{RC} = \delta - \delta_e$ であり、被覆材が弾性の時は (3-9) 式の関係がある。

$$\frac{M}{\delta_{RC}} = \frac{12(E_c I_c)}{L^2} \quad \text{-----} \quad (3-9)$$

(3-4) 式で $P = P_y$ とした釣合式 (アンボンドブレースであるから、 P は P_y を越えない) に (3-9) 式を代入し、さらに、(3-8) 式を用いると、補剛力 F によって被覆材に生じる最大曲げモーメント M_0 は (3-10) 式となる。

$$M_0 = \frac{1}{(1 - P_y/P_e)} \cdot \delta_e \cdot P_y \quad \text{-----} \quad (3-10)$$

ここで、 $\frac{1}{(1 - P_y/P_e)}$ はモーメント割増し係数である。

(3-10) 式と (3-2) 式より被覆材の必要曲げ強度 M_{req} が定まる。

なお、補剛力 F は (3-11) 式で表わされる。

$$F = \frac{4\delta_e \cdot P_y}{L} \cdot \frac{1}{(1 - P_y/P_e)} \quad \text{-----} \quad (3-11)$$

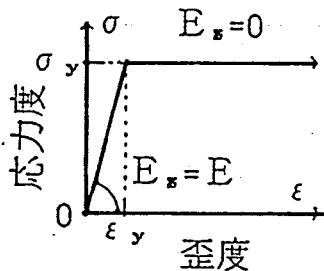


図3-2 芯部材の $\sigma - \epsilon$ 関係

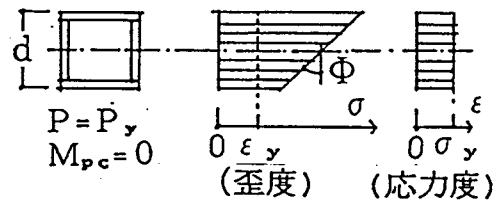
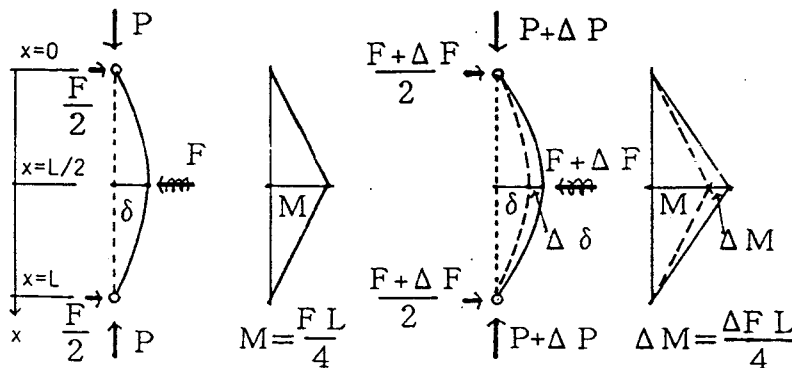


図3-3 芯部材の ϵ と σ の分布 ($\sigma = \sigma_y$ のとき)



(a) $P = P$ のとき

(b) $P = P + \Delta P$ のとき

図3-4 芯部材の釣合い

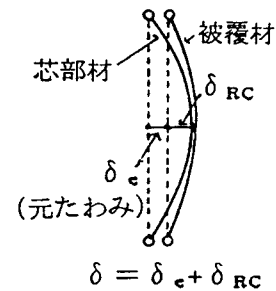


図3-5 芯部材と被覆材の変形の適合

(3) 被覆材のひび割れの影響

被覆材が鉄筋コンクリートであるため、繰返し加力によりひび割れが発生し、剛性が低下する。このような影響を考慮すると、補剛力Fによって生じる被覆材の最大曲げモーメント M_0 と、その点の補剛力Fによる被覆材の横たわみ δ_{RC} との関係（ $M_0 - \delta_{RC}$ 関係）は、図3-6のように、非線形性を有することになる。図3-6に示す接線剛性 K_t 、および割線剛性 K_s を用いると(3-7)式および(3-9)式は、それぞれ次の(3-7A)および(3-9A)式となる。

$$\frac{\Delta M}{\Delta \delta} = K_t \quad \text{-----} \quad (3-7A)$$

$$\frac{M}{\delta_{RC}} = K_s \quad \text{-----} \quad (3-9A)$$

ここで、 $K_t = \beta_t \cdot K_c$: 接線剛性

$K_s = \beta_s \cdot K_c$: 割線剛性

$K_c = \frac{12 E_c I_c}{L^2}$: 弾性剛性

β_t : 被覆材の接線剛性低下率

β_s : 被覆材の割線剛性低下率

全体座屈強度 P_{cr} は、(1)項と同様の手順を用い、(3-8)式の P_c を用いると、(3-12)式となる。

$$P_{cr} = P_t = \beta_t \cdot P_c \quad \text{-----} \quad (3-12)$$

ここで、 P_t : 被覆材の非線形性を考慮した接線座屈荷重

(3-12)式と(3-1)式より被覆材の必要曲げ剛性 $(E_c I_c)_{req}$ が定まる。

また、 P_s を(3-13)式で定義する。

$$P_s = \beta_s \cdot P_c \quad \text{-----} \quad (3-13)$$

ここで、 P_s : 被覆材の非線形性を考慮した割線座屈強度

(3-13)式を用いると、補剛力Fによって被覆材中央に生じる最大曲げモーメント M_0 は(3-14)式となる。

$$M_0 = \frac{1}{(1 - P_y/P_s)} \cdot \delta_c \cdot P_y \quad \text{-----} \quad (3-14)$$

(3-14)式と(3-2)式より被覆材の必要曲げ強度 M_{req} が定まる。被覆材が弾性時には、 $\beta_t = \beta_s = 1$ であり、 P_t 、および、 P_s は、(3-8)式の座屈荷重 P_c になる。被覆材の非線形性を考慮する場合、 β_t や β_s の値は、被覆材に生じている応力レベルによって異なるため、曲げ剛性や曲げ強度の必要値は一義的に定まらないことになる。

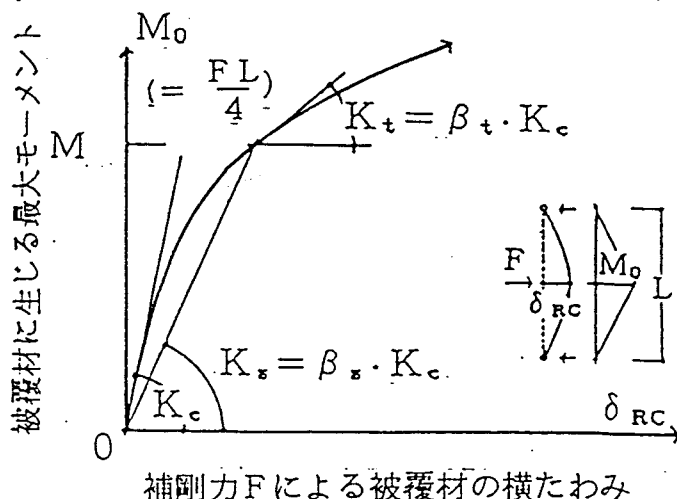


図3-6 非線形性を有する被覆材の $M_0 - \delta_{RC}$ 関係

3.2 補剛力分布形状の検討

(1) 芯部材の変形形状と芯部材の細長比の関係

芯部材の変形モードは芯部材の細長比によって異なると考えられる。芯部材の細長比が200程度の場合について行った藤本ら¹⁴⁾の実験では芯部材が被覆材の中で緩やかに波打つ変形形状になったことを報告している。一方、安藤ら¹³⁾は芯部材の細長比が60程度以下になると、図3-1のような一山波形になることを報告している。これらの報告は、被覆材の剛性と強度が十分にある時で、芯部材の細長比が弾性座屈する程度に大きいときは、一山波形から次々に降伏軸力 P_y を実現できるまで高次の変形モードに移行していくが、芯部材の細長比が弾塑性座屈する程度以下に短くなると、低次の変形モードのままであることを示唆していると考えられる。

なお、補3.1で、細長比が弾性座屈する程度に大きい場合について、芯部材が低次変形モードの座屈荷重より大きい強度を得るために必要な被覆材の剛性について解析的に検討したが、細長比が大きいほど、被覆材の必要剛性は小さくなること、すなわち、高次変形モードに移行し易いこと、が推察でき、上述した細長比による変形モードの違いを説明していると考えられる。

(2) 芯部材の変形形状と補剛力分布形状の関係

芯部材が軸降伏して曲げ剛性をもたないとき、軸力以外の外力が作用していないため、芯部材と被覆材のモーメント和は荷重軸心上で0であるから、次の釣合式が成り立つ。

$$P_y \cdot y(x) - M(x) = 0 \quad \text{-----} \quad (3-15)$$

ここで、 $y(x)$ ：芯部材の変形

$M(x)$ ：被覆材のモーメント分布

P_y は定数であるから、(3-15)式は、図3-7のように、芯部材の変形と補剛力によって生じる被覆材のモーメント分布形が相似であることを意味する。被覆材のモーメント分布は補剛力分布から一義的に定まるものであるから、芯部材の変形形状も補剛力分布から一義的に定まることになる。

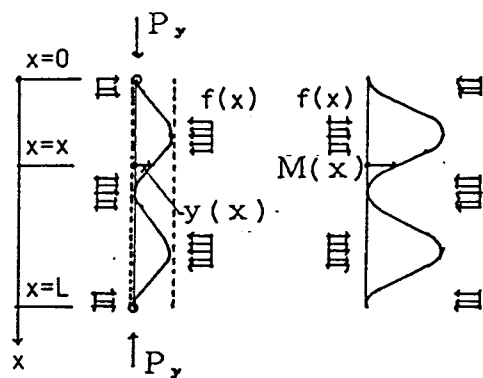
いま、芯部材と被覆材の間に作用する補剛力 $f(x)$ の分布が、(3-16)式、および図3-8のように、高次モードを含み、 $x=L/2$ に関して対称となる正弦波形であると仮定すると、芯部材の変形形状として、もっと一般的な場合について検討することができる。

$$f(x) = f_0 \cdot \sin Z \quad \text{-----} \quad (3-16)$$

$$\text{ここで、} Z = \frac{\pi}{(1-\alpha)} \left(\frac{x}{L} - \frac{\alpha}{2} \right)$$

α ：補剛力分布係数

以下で、(3-16)式を用いて被覆材の必要剛性と必要強度を求める。



(a) 芯部材の変形 $y(x)$ (b) 被覆材のモーメント $M(x)$

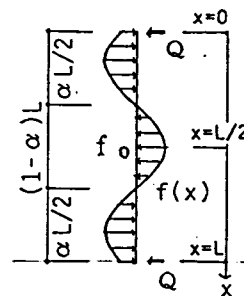


図3-8 正弦波形の補剛力分布

図3-7 $y(x)$ と $M(x)$ の関係

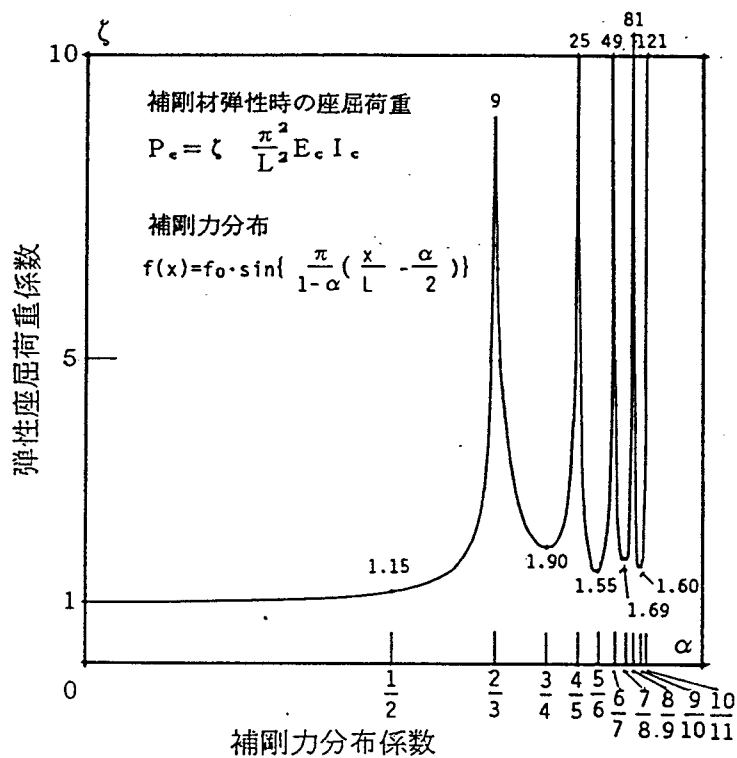


図3-9 弾性座屈荷重 P_e と補剛力分布係数 α の関係

表3-1 補剛力分布形と弾性座屈荷重 P_e の関係

補剛力分布形	中央集中荷重形	正弦半波形 (16)式で $\alpha=0$	正弦二波形 (16)式で $\alpha=3/4$	正弦三波形 (16)式で $\alpha=5/6$
芯部材の変形形状				
$P_e =$	$\frac{12}{L^2} E_c I_c$	$\frac{\pi^2}{L^2} E_c I_c$	$\frac{1.90 \pi^2}{L^2} E_c I_c$	$\frac{1.55 \pi^2}{L^2} E_c I_c$

(3) 被覆材の必要剛性と必要強度（補剛力分布が高次モードを含む正弦波形のとき）

補剛力 $f(x)$ の分布が(3-16)式の時、被覆材のモーメント $M(x)$ 、せん断力 $Q(x)$ 、および、横たわみ $Y(x)$ の分布は次となる。

$$M(x) = f_0 \frac{(1-\alpha)^2 L^2}{\pi^2} (\sin Z + \sin A) \quad \text{-----} \quad (3-17)$$

$$Q(x) = f_0 \frac{(1-\alpha)L}{\pi} \cos Z \quad \text{-----} \quad (3-18)$$

$$Y(x) = \frac{f_0 L^4}{E_c I_c} \left[\frac{(1-\alpha)^4}{\pi^4} (\sin Z + \sin A) + \sin A \cdot \frac{(1-\alpha)^2}{2 \cdot \pi^2} \cdot \left\{ \frac{x}{L} - \left(\frac{x}{L} \right)^2 \right\} \right] \quad \text{-----} \quad (3-19)$$

$$\text{ここで、} A = \frac{\alpha}{2(1-\alpha)} \pi$$

芯部材の最大変形 $\delta = y(x)_{\max}$ が生じている点は、前項で述べたように、被覆材の最大曲げモーメント M_0 が生じている点である。被覆材の最大モーメント点は、補剛力分布係数 α によって変化し、 $0 \leq \alpha \leq 2/3$ 、あるいは、 $4/5 \leq \alpha \leq 6/7$ などでは、 $x/L = 1/2$ であるが、例えば、 $2/3 \leq \alpha \leq 4/5$ では、 $x/L = \alpha - 1/2$ となる。

被覆材の最大モーメント点で、(3-4)式と同様の釣合式を定め、増分形式で表すと(3-5)式と同じく次となる。

$$(P + \Delta P) \cdot (\delta + \Delta \delta) = (M_0 + \Delta M_0)$$

座屈の条件は、 $\Delta P = 0$ であるから、座屈荷重 P_{cr} は(3-6)式と同じく次となる。

$$P_{cr} = \frac{\Delta M_0}{\Delta \delta}$$

被覆材が弾性時の座屈荷重 P_e は次式である。

$$P_{cr} = P_e = \zeta \cdot \frac{\pi^2}{L^2} \cdot E_c I_c \quad \text{-----} \quad (3-20)$$

ここで、 $0 \leq \alpha \leq 2/3$ のとき、

$$\zeta = \frac{1}{(1-\alpha)^2 + \frac{\pi^2 \cdot \sin A}{8 \cdot (\sin A + 1)}} \quad \text{-----} \quad (3-21a)$$

$2/3 \leq \alpha \leq 4/5$ のとき、

$$\zeta = \frac{1}{(1-\alpha)^2 + \frac{\pi^2 \cdot \sin A \cdot \{(\alpha - 1/2) - (\alpha - 1/2)^2\}}{2 \cdot (\sin A - 1)}} \quad \text{-----} \quad (3-21b)$$

などである。

図3-9は、補剛力分布係数 α によって弾性座屈荷重 P_e が変化することを示しているが、 $\alpha = 0$ （正弦半波形）、 $\alpha = 3/4$ （正弦二波形）、 $\alpha = 5/6$ （正弦三波形）、-- のとき極小値となっている。これらの極小値に相当する補剛力分布、あるいは、(3-15)式を用いて得られる芯部材の変形 $y(x)$ が実現しうるモードと考えられる。表3-1はこれらの極小値に相当する芯部材の変形形状とそのときの座屈荷重を、補剛力分布が中央集中荷重形の場合と併せて、示したものである。 $\alpha = 0$ のとき、 P_e は

最小値となり、これが最も出現し易いモードと考えられる。また、このときの P_e は、被覆材のオイラー荷重に相当する。ところで、芯部材の変形形状が高次モードとなっても、弾性座屈理論より推定される等価細長比を用いた値ほど座屈荷重が増加していないが、これは、補3.2で後述するように、芯部材が降伏して曲げ剛性を持たないからである。ただし、被覆材の端部が回転拘束を受けるときは、等価座屈長さが弾性座屈理論より推定される程度に短くなって、座屈荷重は著しく増加する。

被覆材の非線形性を考慮する場合、座屈荷重 P_{cr} 、および被覆材に生じる最大曲げモーメント M_0 は、補剛力分布が(3-16)式の正弦波形の場合にも中央集中荷重形の場合と同様、それぞれ、(3-12)式、および、(3-14)式の形式で表現することができる。このとき、(3-12)式中の P_t 、および(3-14)式中の P_s は、接線剛性低下率 β_t 、および、割線剛性低下率 β_s を用いて、次とする。

$$P_{cr} = P_t = \beta_t \cdot P_e,$$

$$P_s = \beta_s \cdot P_e.$$

β_t および β_s は、被覆材に発生している最大モーメント M_0 とその点の被覆材の横たわみ δ_{RC} の関係($M_0 - \delta_{RC}$ 関係)から定める。 $M_0 - \delta_{RC}$ 関係は、被覆材のモーメント-曲率関係($M - \Phi$ 関係)を得ることができれば、(3-17)式のモーメント分布から曲率分布を算定し、これを材軸方向に積分することによって求めることができる。

また、 P_e は(3-20)式を用いる。

3.3 セン断力の影響

(1) 被覆材のせん断変形による剛性の低下

(3-9)式や(3-9A)式などで δ_{RC} を求めるときは、曲げ変形成分 δ_b のみを考えていたが、被覆材のせん断変形成分 δ_s による剛性低下の影響を考えると次となる。

$$\delta_{RC} = \delta_b + \delta_s \quad \text{-----} \quad (3-22)$$

ここで、 $\delta_s = \int \frac{\kappa \cdot Q(x)}{G \cdot A_c} dx$: せん断変形成分

$Q(x)$: 被覆材のせん断力分布

G : 被覆材のせん断弾性係数

A_c : 被覆材の断面積

λ_c : 被覆材の細長比

$\kappa = 1.2$: 応力集中係数

被覆材が弾性時の座屈荷重 P_e は、次である。

1) 補剛力分布が中央集中荷重形のと看

$$P_e = \frac{12}{L^2} E_c I_c \left[\frac{1}{1 + \frac{24(1+\nu)}{\lambda_c^2}} \right] \kappa \quad \text{-----} \quad (3-23a)$$

2) 補剛力分布が正弦半波形((3-16)式で、 $\alpha=0$)のとき

$$P_e = \frac{\pi^2}{L^2} E_c I_c \left[\frac{1}{1 + \frac{2\pi^2(1+\nu)}{\lambda_c^2}} \right] \kappa \quad \text{-----} \quad (3-23b)$$

ここで、 ν ：被覆材のポアソン比

被覆材のせん断変形による剛性の低下は、(3-23)式に示すように、座屈荷重を低下させるが、その低下率は、被覆材の細長比 λ_c が小さいほど大きい。

(2) 被覆材に生じる最大せん断応力

被覆材に生じる最大せん断応力 Q_0 は、次である。

1) 補剛力分布が中央集中形するとき

$$Q_0 = M_0 / (L/2)$$

2) 補剛力分布が正弦半波形((3-16)式で $\alpha=0$) のとき

$$Q_0 = M_0 / (L/\pi)$$

ここで、 M_0 ：被覆材に生じる最大曲げモーメント

L ：材長

曲げ降伏がせん断降伏に先行するために必要なせん断強度 $Q_{req} (> Q_0)$ は、 L が小さいほど大きくなるが、上述のように、補剛力の分布形にも影響される。

芯部材が高次変形モードを示すのは、芯部材の細長比が弾性座屈する程度に大きい場合であるが、例えば、補剛力分布が(3-16)式で、 $\alpha = 3/4$ 、あるいは、 $\alpha = 5/6$ のような実現し易いモードでは、表3-1のように、端部の補剛力分布が集中荷重形ではなく、ある範囲に分布する荷重となる。一方、芯部材の変形形状が一山波形のとき、これは、芯部材の細長比が中程度以下で弾塑性座屈する程度のときに生じやすいが、例えば、補剛力分布が(3-16)式で、 $\alpha = 0$ のときのように、被覆材端部に補剛力に対する集中支点反力が生じる。このような細長比による補剛力分布形の違いは、3.2(1)項で述べたように、細長比が短くなると被覆材端部の破壊が生じやすくなるとの実験結果に整合している。

3.4 結論

アンボンドブレースが、十分な塑性変形能力を有するために必要な被覆材の剛性および強度の必要条件を(3-1)式、(3-2)式、および、(3-3)式に基づいて解析的に定めた。

本章で得られた知見は次である。

(1) 被覆材の必要剛性は、 $P_{cr} \geq P_y$ ((3-1)式) から得られる。

ここで、 P_y ：芯部材の降伏軸力

$$P_{cr} = P_t = \beta_t \cdot P_c$$

複合材の接線座屈荷重

P_c ：被覆材が弾性の時の座屈荷重で補剛力分布が正弦半波形の

とき、被覆材のオイラー座屈強度であり、これが最小値となる。

β_t ：被覆材のモーメントと変形の関係から定まる接線剛性低下率

P_{cr} は、芯部材と被覆材の間に作用する補剛力分布形状、および、被覆材の非線形形状によって異なる。

被覆材の必要剛性が定まると、被覆材のコンクリート厚さおよびコンクリート強度を、概ね、定めることができる。

(2) 被覆材の必要曲げ強度は、 $M_{req} \geq M_0$ ((3-2)式) から得られる。

ここで、 M_{req} : 被覆材の必要曲げ強度

M_0 : 被覆材に生じる最大曲げモーメントで次式で表わされる。

$$M_0 = \frac{1}{(1 - P_y/P_\bullet)} \cdot \delta_e \cdot P_y$$

P_y : 芯部材の軸降伏強度

δ_e : 初期偏心量 δ_e

$\frac{1}{(1 - P_y/P_\bullet)}$: モーメント割増し係数

$P_\bullet = \beta_\bullet \cdot P_e$: 複合材の割線座屈荷重

P_e : 被覆材が弾性の時の座屈荷重で補剛力分布が正弦半波形の

とき、被覆材のオイラー座屈強度であり、これが最小値となる。

$\beta_\bullet$: 被覆材のモーメントと変形の関係から定まる割線剛性低下率

M_0 は、芯部材と被覆材の間に作用する補剛力分布形状、および、被覆材の非線形性状によって異なる。

被覆材の必要曲げ強度が定まると、被覆材の軸方向鉄筋量を、概ね、定めることができる。

(3) 被覆材の必要せん断強度は、せん断降伏が曲げ降伏に先行しないように、

$Q_{req} \geq Q_0$ ((3-3)式) から定められる。

ここで、 Q_{req} : 被覆材の必要せん断強度

Q_0 : 被覆材が曲げ降伏するとき、被覆材に発生する最大せん断力

Q_0 は、シヤスパン比が小さくなるほど大きくなる。シヤスパン比は、材長が短いとき、および、芯部材が高次変形モードを示すとき、小さくなる。

(4) 芯部材の細長比が中程度以下の時、被覆材の端部に作用する支圧力は集中的であるが、弾性座屈する程度に大きくなると、被覆材端部に作用する支圧力はある範囲に分布する。

(5) 芯部材が軸降伏するアンボンドブレースでは、材端部の回転拘束による座屈荷重の上昇は、被覆材端部が回転拘束される場合と、芯部材端部が回転拘束される場合で異なった値となる。前者の場合、等価座屈長さが弾性座屈理論から推定できるように短くなって座屈荷重が上昇し、また、被覆材に発生する最大曲げモーメントも減少するが、後者の場合、このような座屈荷重の増加や被覆材に発生する最大曲げモーメントの減少が生じない。

補3.1 低次座屈モードから高次座屈モードへ移行するために必要な強度と剛性

芯部材の細長比が弾性座屈する程度に大きい時を考える。芯部材はオイラー荷重 P_e (P_y 以下) に達すると一山波形で変形しはじめる。被覆材の強度と剛性が十分大きければ $P_{cr} \geq P_y$ となるまで高次変形モードに移行する。

補剛力が材中央に集中的に生じている場合について一山波形から高次変形モードに移行するための条件を考える。ここで、芯部材、被覆材とも弾性とする。芯部材、被覆材の変形状は 補図3-1であり、Winter⁴⁰⁾ の行ったように中央支持点で仮想ピンを設けて芯部材の釣合式をたてると(補3-1)式となる。

$$FL/2 - P \cdot (\delta_c + \delta_{rc}) = 0 \quad \text{-----} \quad (\text{補3-1})$$

軸力 P は P_e より大きい値である。すなわち、

$$P/P_e = \xi \geq 1 \quad \text{-----} \quad (\text{補3-2})$$

ここで、 $P_e = \frac{\pi^2}{L^2} E_s I_s$: 芯部材のオイラー荷重

$E_s I_s$: 芯部材の曲げ剛性

一方、被覆材の釣合いより、補剛力 F は(補3-3)式で求められる。

$$F = \frac{48 E_c I_c}{L^3} \delta_{rc} \quad \text{-----} \quad (\text{補3-3})$$

ここで、 $E_c I_c$: 被覆材の曲げ剛性

さらに、 $a = \delta_c / L$: 元たわみ量

$\lambda = L / i$: 芯部材の細長比

$i = \sqrt{I_s / A_s}$: 芯部材の断面半径

A_s : 芯部材の断面積

$\lambda_0 = \pi \sqrt{E_s / \sigma_y}$: 芯部材の限界細長比

σ_y : 芯部材の降伏応力度

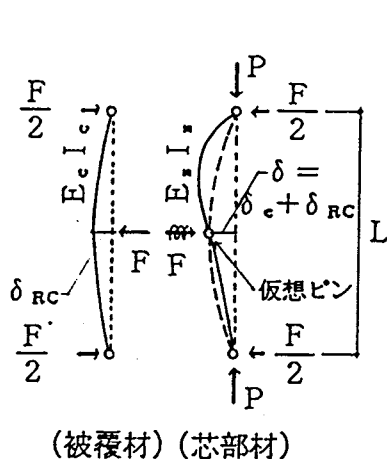
を用いると(補3-4)式となる。

$$\frac{F}{P_y} \geq 4a\xi \left(\frac{\lambda_0}{\lambda} \right)^2 \frac{1}{\left(1 - \frac{\pi^2}{12} \xi \frac{E_s I_s}{E_c I_c} \right)} \quad \text{-----} \quad (\text{補3-4})$$

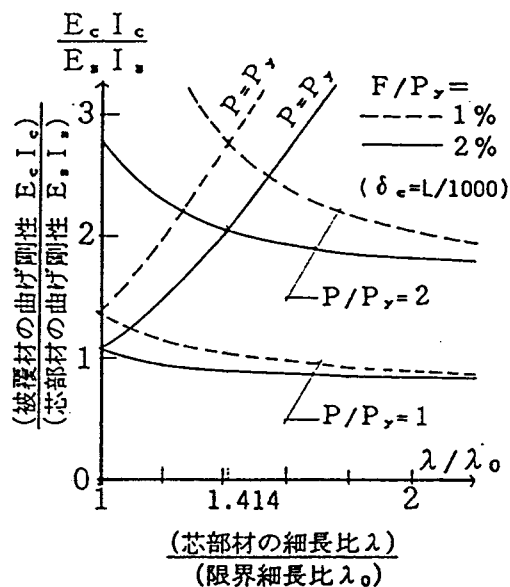
$b = F / P_y$ とすると、必要剛性は次となる。

$$\left(\frac{E_c I_c}{E_s I_s} \right)_{req} \geq \frac{\pi^2}{12} \xi \frac{1}{\left(1 - \frac{4\xi a}{b} \left(\frac{\lambda_0}{\lambda} \right)^2 \right)} \quad \text{-----} \quad (\text{補3-5})$$

$P/P_e (= \xi) \geq 1$ となるための、被覆材の必要剛性 $E_c I_c$ を、 $\lambda / \lambda_0 \geq 1$ 、 $a = \delta_c / L = 1/1000$ とし、 $b = F / P_y = 1\%$ と 2% の場合について、それぞれ、破線および実線で示したのが、補図3-2である。被覆材の必要剛性は、細長比が大きくなるにつれて、小さい値となる。



補図3-1 釣合い時の変形形状
(中央に補剛支点を有する圧縮材)



補図3-2 座屈荷重が上昇するために
必要な被覆材の剛性

補3.2 部材端の回転拘束の影響

ブレースの性状を両端ピンの状態を取り出して考察してきたが、実際の架構では、ブレースは架構に剛接合されることが多く、この場合は、ブレースは材端で回転拘束を受けることとなる。このような影響を考察する。
ここで、補剛力の分布形状を中央集中荷重形とする。

(1) 芯部材の材端で回転拘束を受ける場合

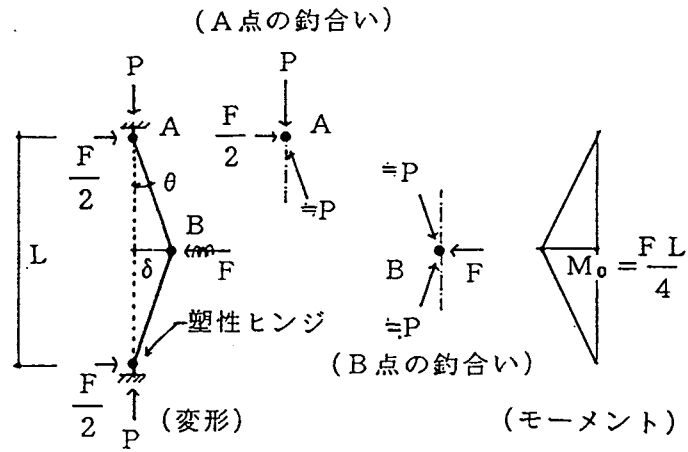
補図3-3に、両端剛の場合の芯部材の変形形状を示す。芯部材は全断面が降伏し、曲げ耐力も曲げ剛性も持たないが、軸方向耐力を有している時を考える。両端剛の場合、端部の釣合いから(補3-6)式となる。

$$\frac{F/2}{\sqrt{P^2 + (F/2)^2}} = \theta \quad \text{----- (補3-6)}$$

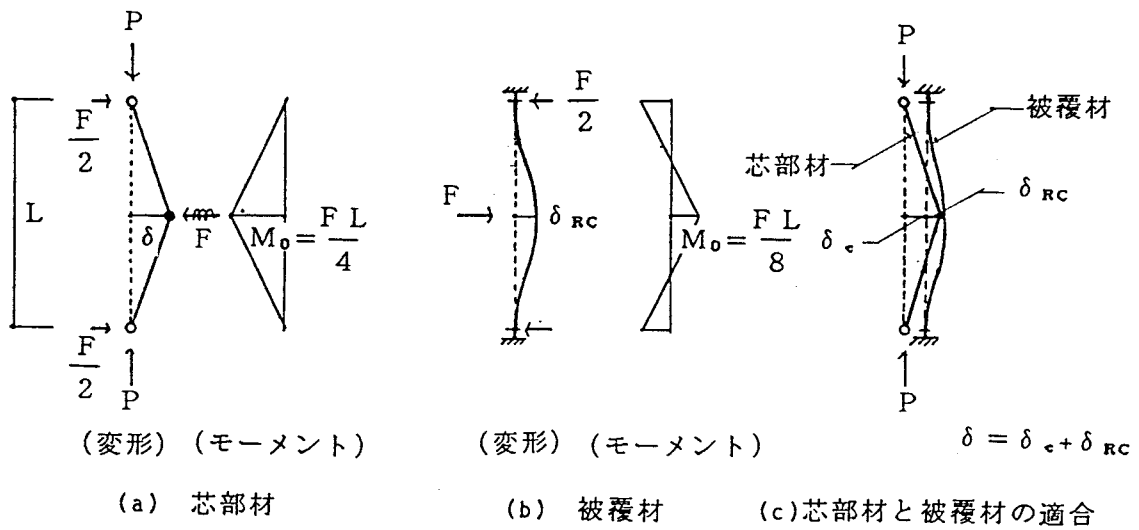
(補3-6)式で、高次の微小項を無視し、 $\delta = L\theta/2$ であることを用いると、(補3-7)式が得られる。

$$P\delta = FL/4 \quad \text{----- (補3-7)}$$

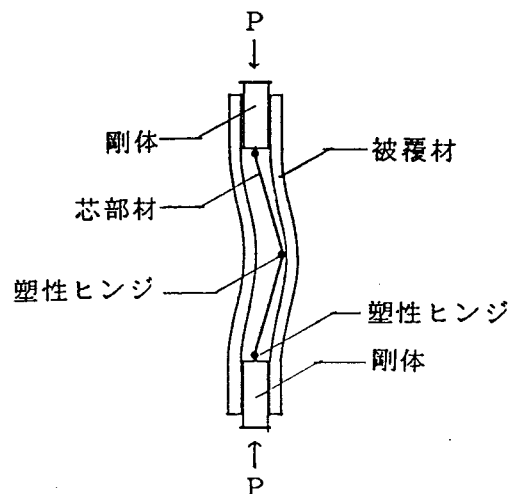
(補3-7)式は、両端ピンの場合の芯部材のモーメントの釣合式と同じである。すなわち、曲げ剛性を持たない部材は、外力によって一義的に定められる形状を示し、端部条件によって結果は影響されないことを示す。



補図3-3 芯部材の釣合い（芯部材端部が剛のとき）



補図3-4 芯部材と被覆材の釣合い（被覆材端部が剛のとき）



補図3-5 被覆材端部が回転拘束を受ける例

(2) 被覆材の材端で回転拘束を受ける場合

補図3-4(a)は、被覆材の両端部が剛の場合の芯部材の変形状とモーメント図であり、補図3-4(b)はそれに対応する被覆材の変形状とモーメント図である。また、補図3-4(c)は、両部材の適合状態を示す。

芯部材の釣合式は次である。

$$P \delta = F L / 4 \quad \text{-----} \quad (\text{補3-8})$$

(補3-8)式より、座屈荷重 P_{cr} は、次となる。

$$P_{cr} = \frac{\Delta F \cdot L}{4 \cdot \Delta \delta} \quad \text{-----} \quad (\text{補3-9})$$

ところで、被覆材の中央の横たわみ δ_{RC} は(補3-10)式である。

$$\delta_{RC} = \frac{F L^3}{192 E_c I_c} \quad \text{-----} \quad (\text{補3-10})$$

$\Delta \delta = \Delta \delta_{RC}$ であるから、 P_{cr} は(補3-11)式となる。

$$P_{cr} = P_c = \frac{12}{(L/2)^2} E_c I_c \quad \text{-----} \quad (\text{補3-11})$$

(補3-11)式は、等価座屈長さ係数を $1/2$ としたときの両端ピンの座屈荷重であり、これを P_c で表すこととする。

次に、被覆材に生じる最大曲げ応力 M_0 を求める。

元たわみを δ_e とすると、補図3-4(c)より、 $\delta_e = \delta - \delta_{RC}$ であり、 P は P_y を越えないから、釣合式は(補3-12)式となる。

$$P_y \cdot (\delta_e + \delta_{RC}) = F L / 4 \quad \text{-----} \quad (\text{補3-12})$$

(補3-11)式の P_c を用いると、 M_0 は次となる。

$$M_0 = \frac{C_m}{(1 - P_y/P_c)} P_y \delta_e \quad \text{-----} \quad (\text{補3-13})$$

ここで、 $C_m = 0.5$ である。 C_m は、両端ピンのとき、 $C_m = 1$ であり、モーメント修正係数⁴³⁾に相当する。

(補3-13)式は、偏心モーメント $P_y \delta_e$ に、モーメント割増し係数 $1/(1 - P_y/P_c)$ 、および、モーメント修正係数 C_m を乗じた形式であり、軸方向力を受ける長柱の曲げモーメントを表現する一般的な形式となっている。

(3) 部材端の回転拘束の影響

以上のように、アンボンドブレースが材端で回転拘束を受けるときは、芯部材と被覆材で異なった結果となる。芯部材は、降伏している状態を考えると、もともと、曲げ剛性が無い部材であるから、回転拘束は、結果に影響しない。一方、被覆材が回転拘束を受けるとき、これは、例えば、補図3-5の状態であるが、弾性座屈理論より推定できる等価細長比を用いることができ、被覆材に発生する最大曲げモーメントも、モーメント修正係数を導入して、低減することができる。

第4章 実験結果との比較

実験結果と解析結果を比較するためには、(1) 補剛力分布、(2) 被覆材のひび割れ後の剛性低下率、(3) 元たわみ量、の値を知る必要があるが、これらは未知である。本章では、これらの値を適切に仮定し、得られた結果が実験結果と整合するかどうかを検討する方法により、解析条件の妥当性を検証する。

4.1 補剛条件の表現

被覆材に必要な剛性と曲げ強度を示す、第3章の(3-1)式と(3-2)式を、 β_t および β_s を用いて書き換えると、次となる。等号は、それぞれ、 $P_y = P_{cr}$ (このとき、 $M_0 = M_{cr}$)、および、 $M_0 = M_{req}$ 、のとき成立する。

$$\frac{P_y}{P_c} \leq \beta_t \quad \text{----- (4-1)}$$

$$\frac{P_y}{P_c} \leq \beta_s \left(1 - \frac{1}{m} \cdot \frac{\delta_e \cdot P_y}{M_y} \right) \quad \text{----- (4-2)}$$

ここで、 $m = M/M_y$ ：無次元曲げモーメント

M ：被覆材の曲げ強度あるいは被覆材に発生している曲げモーメント

M_y ：被覆材の降伏曲げ強度

M_0 ：被覆材に発生している最大曲げモーメント

M_{req} ：被覆材の最小必要曲げ強度

M_{cr} ： $P_y = P_{cr}$ のときの曲げモーメント

(4-1)式および(4-2)式の右辺は M の関数であるが、左辺は M に関しては独立である。いま、ある分布形の補剛力 $f(x)$ によって被覆材に生じる最大モーメント M_0 とその点の横たわみ δ_{RC} の関係が、図4-1のような非線形性を有しているときを考える。

図4-1より β_t と β_s を定め、(4-1)式および(4-2)式を求めると図4-2となる。図4-2は、横軸を $m = M/M_y$ とし、縦軸に(4-1)式および(4-2)式の右辺の値を示したものである。

ここで、(4-2)式の右辺中の $\frac{\delta_e \cdot P_y}{M_y}$ の値を0.1、および0.2とした。この

値は、元たわみ δ_e が $L/2000$ 、および、 $L/1000$ のときで、被覆材が、 P_y の2%の中央集中補剛力 F に耐えうる降伏強度 M_y ($= FL/4$) を有している場合に、それぞれ、相当する。ここで、2%という値は、圧縮力を受ける棒部材の弾性座屈を補剛するために必要な補剛力の値³⁹⁾であり、鋼構造設計規準など^{33)、34)}で定めている圧縮材の支点の必要補剛力の下限値である。

両方の曲線の下側で示される領域は、芯部材が降伏軸力 P_y を実現できるまで全体座屈しないように補剛する能力を、被覆材が有している領域であり、ここでは補剛域と称することとする。 P_y/P_c を示す横線が補剛域内に存在するとき、すなわち、被覆材の応力状態が、 $M_{req} \leq M \leq M_{cr}$ であるとき、アンボンドブレースは補剛条件を満足し、塑性変形能力を有することとなる。

元たわみ δ_e が小さいほど、あるいは被覆材の曲げ強度 M_y が大きいほど、補剛域

が大きくなる。また、 P_e が大きいほど、 P_y/P_e が低下して補剛条件を満足し易くなる。

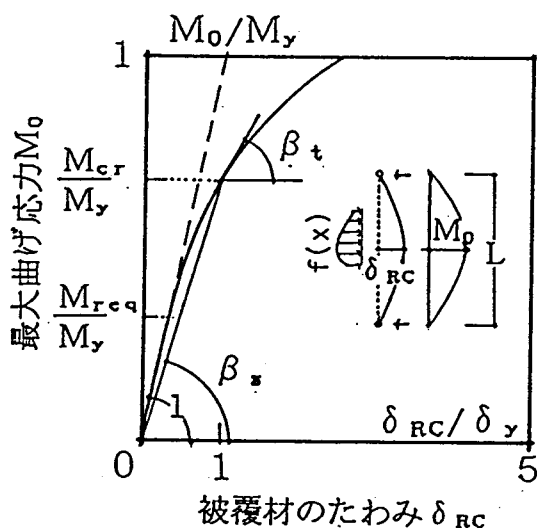


図4-1 非線形性を有する被覆材の M_0 - δ_{RC} 関係

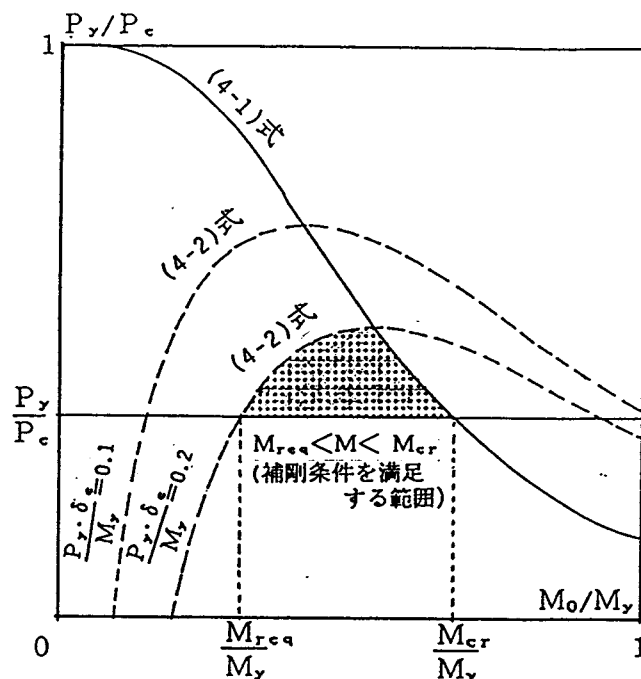


図4-2 補剛条件の検討図

このような図を用いて、第2章の実験結果のうち、終局モードに特徴が見られたA-2、A-4、A-6、B-1、および、B-2試験体について検討する。

なお、実験結果の概要は次である。

A-2は、被覆材のコンクリート強度 F_c が低く、引張り鉄筋量 p_t の少ない試験体であるが、芯部材が降伏軸力 P_y に達した後、すぐに全体座屈し、殆ど塑性変形能力を示さなかった。

A-4は、被覆材の F_c が高く、 p_t の少ない試験体であるが、芯部材が P_y に達し、さらに、軸方向平均歪度で1%程度の繰返し塑性変形能力を示したが、その後、被覆材のひび割れの発生、成長に伴い、被覆材の剛性が低下して、全体座屈した。

A-6は、被覆材の F_c が高く、 p_t も多い試験体であるが、被覆材は芯部材の全体座屈をよく補剛し、アンボンドブレースは十分な塑性変形能力を示したものである。

B-1は、A-4と同じく、若干の繰返し塑性変形能力を示した後、被覆材のひび割れが成長して全体座屈した。

以上の試験体は、被覆材が曲げ破壊したものであったが、フープ筋量 p_w の少ないB-2試験体は被覆材がせん断破壊したものである。

各試験体について、 $\frac{P_y}{P_e}$ や $\frac{\delta_c \cdot P_y}{M_y}$ の値を算定したものが、表4-1である。

ここで、 P_e 、 β_t 、および、 β_s は、補剛力分布によって変化するため、中央集中荷重形と、正弦半波形（(3-16)式で $\alpha=0$ ）の場合について算定した。また、被覆材の曲げ剛性 $E_c I_c$ 、曲げ強度 M_y 、および、ひび割れによる剛性低下の値などはRC規準⁵³⁾に準じて定めた。ここで、被覆材に作用する圧縮軸力の影響を無視した場合を上段に、考慮した場合を下段に示す。

表4-1 実験結果との比較

- ・ 下段 (*付きの数値) は、 $N=0.02 P_y$ の圧縮軸力が被覆材に作用するときの値
- ・ 実験結果の記号は次である。
 ○ : 十分な塑性変形能力を示したもの (B) : 被覆材が曲げ破壊を示したもの
 △ : 被覆材のひび割れが進展すると塑性変形能力を失ったもの (S) : 被覆材がせん断破壊を示したのもの
 × : 殆ど塑性変形能力がなかったもの

試験体	λ 細長比	P_t (%)	P_w (%)	F_c kg/cm ²	$\frac{M_c}{M_y}$	$\frac{P_y \delta_e}{M_y}$	補剛力分形が中央集中荷重形の時				補剛力分布が正弦半波形的の時				実験 結果
							$\frac{P_y}{P_e}$	β_{ty}	β_{sy}	$\frac{Q_0}{Q_y}$	$\frac{P_y}{P_e}$	β_{ty}	β_{sy}	$\frac{Q_0}{Q_y}$	
A-2	80	0.235	0.984	121	0.391 0.334*	0.341 0.222*	0.661	0.274 0.309*	0.382 0.402*	0.103 0.158*	0.804	0.182 0.212*	0.268 0.287*	0.162 0.248*	×
A-4				310	0.606 0.466*	0.341 0.218*	0.426	0.188 0.245*	0.370 0.378*	0.103 0.160*	0.518	0.119 0.160*	0.255 0.263*	0.162 0.252*	△ (B)
A-6		0.706		351	0.236 0.233*	0.114 0.096*	0.365	0.345 0.352*	0.408 0.415*	0.309 0.366*	0.444	0.241 0.247*	0.293 0.300*	0.485 0.575*	○ (B)
B-1	40	0.235	0.525	325	0.620 0.475*	0.170 0.109*	0.104	0.093 0.128*	0.212 0.219*	0.206 0.321*	0.127	0.065 0.092*	0.154 0.162*	0.323 0.504*	△ (B)
B-2		0.471			0.326 0.302*	0.085 0.067*	0.099	0.169 0.180*	0.232 0.239*	0.771 0.987*	0.120	0.125 0.134*	0.175 0.182*	1.211 1.551*	△ (S)

$M_y = a_t \cdot r \cdot \sigma_y \cdot g + 0.5 \cdot \eta_0 (1 - \eta_0) F_c \cdot D^3$: 被覆材の降伏モーメント
 $Q_y = b_e \cdot r_j \cdot w \cdot \sigma_y \cdot P_w / 2$: 被覆材の降伏せん断力

$I_c = (1 + 3.5 n p_t) \cdot I_0$: 主筋の効果も考慮した被覆材の断面 2 次モーメント

$M_c = 1.8 \sqrt{F_c} \cdot Z_c + N D / 6$: 被覆材のひび割れモーメント
 $\beta_{sy} = (0.043 + 1.64 n p_t + 0.043 M_y / Q_0 D + 0.33 \eta_0) \cdot (D' / D)^2$

$I_0 = (D^4 - d^4) / 12$

$A_c = D^2 - d^2$: 被覆コンクリートの断面積

$n = E_r / E_c$: ヤング係数比

$E_c = 2.1 \times 10^3 \sqrt{F_c} / 200$: コンクリートの弾性係数 (kg/cm²)

$E_r = 1.8 \times 10^6$: 主筋の弾性係数 (kg/cm²)

a_t : 引張り鉄筋の断面積 b_e : 被覆材のせん断有効幅

a_w : フープ筋の断面積 x : フープ筋間隔

$r \sigma_y$: 引張り鉄筋の降伏応力度 $p_t = \frac{a_t}{D^2}$: 引張り鉄筋比

$w \sigma_y$: フープ筋の降伏応力度

$P_w = \frac{a_w}{b_e \cdot x}$: フープ筋比

(補剛力分布が中央集中荷重形の時)

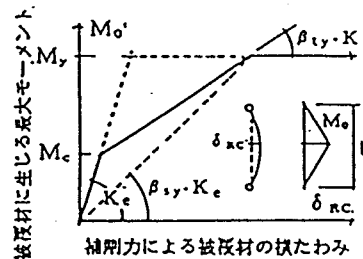
$P_e = \frac{12}{L^2} E_c I_c$: 弾性座屈強度

$Q_0 = \frac{2 M_y}{L}$: 被覆材に発生する最大せん断力

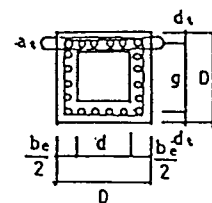
(補剛力分布が正弦半波形的の時)

$P_e = \frac{\pi^2}{L^2} E_c I_c$: 弾性座屈強度

$Q_0 = \frac{\pi M_y}{L}$: 被覆材に発生する最大せん断力



$M_0 - \delta_{NC}$ 関係



$D' = D - d_t$
 $r_j = (7/8) D'$

下段は、アンボンドブレースが圧縮力を受けるとき、被覆材もその一部を分担するとの実験結果を考慮したものであり、ひび割れモーメントや降伏モーメントの増加などの影響を検討するためである。ここで、被覆材に作用する軸力は、芯部材の降伏軸力の2%とした。また、 Q_0/Q_y の欄は、被覆材の破壊モードを検討したものであり、 $Q_0/Q_y > 1$ のとき、せん断降伏が曲げ降伏に先行することを示す。

4.2 被覆材が弾性の時

$\beta_t = \beta_s = 1$ である。

図4-3は、細長比 $\lambda=80$ である、A-2、A-4、および、A-6試験体について、(4-1)式、(4-2)式の補剛条件を検討したものである。ここで、元たわみ δ_e を、 $L/2000$ 、および、 $L/1000$ とした。また、補剛力の分布形状を中央集中荷重形とした。いずれの試験体も $P_y/P_e < 1$ であり、(4-1)式を満足しているが、A-2は他の試験体に比べて P_y/P_e が大きいため、(4-2)式を同時に満足しにくくなっている。すなわち、被覆材に発生する曲げ応力が、その降伏強度に達したとき($M_o/M_y=1$ のとき)でも、元たわみ δ_e が、 $L/2000$ よりも小さいことが必要である。一方、A-6は、 P_y/P_e が小さく、かつ、 M_y が大きい試験体であるため、強度に十分な余裕があり、容易に補剛条件を満足することができる。A-4は両者の中間にある。

図4-3中にB-1試験体の P_y/P_e を示したが、細長比が $\lambda=40$ と小さいBシリーズ試験体では、 P_y/P_e がさらに小さくなるため、このような補剛条件を、容易に満足することができる。

つぎに、補剛力分布として、(3-16)式の正弦波形の時を考える。A-4試験体について、 $\alpha=0$ (正弦半波形)の場合と、 $\alpha=5/6$ (正弦三波形)の場合について、算定した P_y/P_e を図4-3中に示す。補剛力の分布形状によって P_y/P_e の値が、同図中の網掛け部分のように変化し、補剛条件を満足する範囲が異なる。 α が大きくなると、これは芯部材の変形形状が高次モードになることであるが、補剛条件を満たし易くなり、 $\alpha=0$ の時が最も厳しい場合となる。

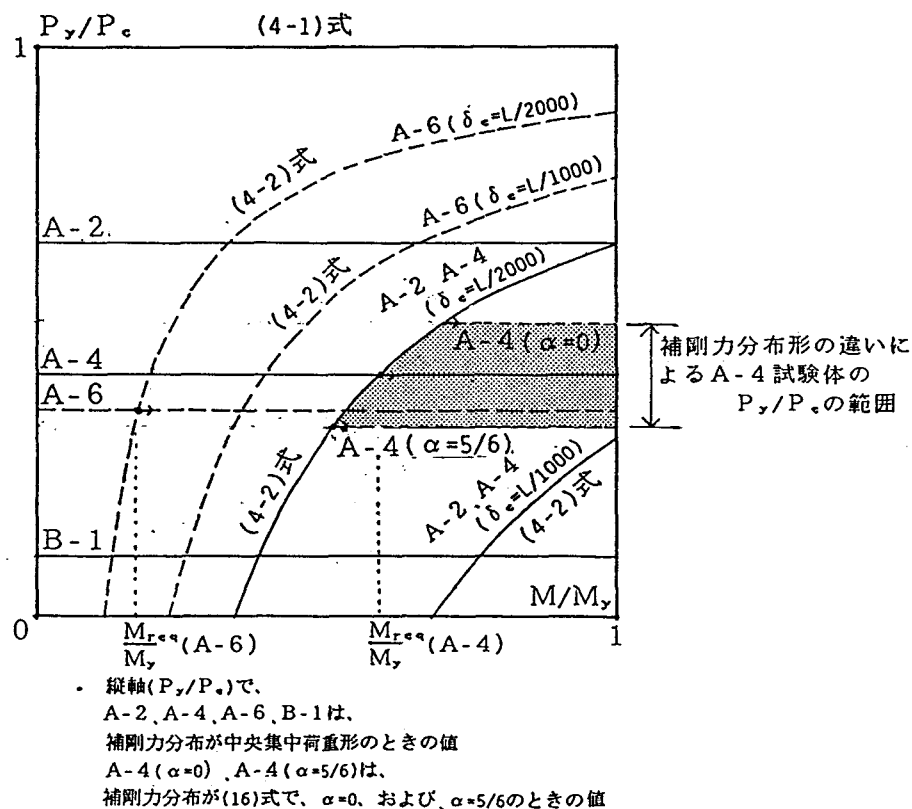


図4-3 被覆材弾性時の補剛条件の検討

4.3 被覆材のひび割れの影響

(1) β_t および β_s の算定

被覆材に発生する最大モーメント M_0 とその点の横たわみ δ_{RC} の関係 ($M_0 - \delta_{RC}$ 関係) を、RC規準⁵³⁾に記述されている、端部モーメントを受ける鉄筋コンクリート部材の、ひび割れによる剛性低下の影響を考慮したモーメントー回転角の関係をを用いて推定する。RC規準⁵³⁾では、剛性低下率 β_t や β_s を、引張り鉄筋比 ρ_t 、シヤスパン比 M/QD 、および軸力の影響 η_0 を用いて表現しており、各試験体の細長比や配筋量の差を反映するものと考えた。表4-1中に、RC規準⁵³⁾による算定式を示す。A-4、およびB-1試験体の $M_0 - \delta_{RC}$ 関係は、補剛力分布が中央集中荷重形の場合、図4-4の実線となる。ここで、被覆材の軸方向力は0とした。

$M_0 \leq M_c$ のとき、 $\beta_t = \beta_s = 1$ である。

$M_0 > M_c$ のとき、 β_t および β_s は図4-4より算定する。

ここで、 M_c はひび割れモーメントである。

(2) 補剛域の算定

このようにして得られた β_t および β_s を用いて、(4-1)式および(4-2)式の補剛条件を検討したものが、図4-5の実線である。ここで、元たわみ $\delta_e = L/2000$ とした。いずれの試験体も、ひび割れが生じた後は(4-1)式の剛性条件を満足できない。特に、B-1のように、細長比が小さくなると、被覆材のシヤスパン比が小さくなるため、ひび割れ後の剛性低下が大きくなって、ひび割れ前には、容易に満足させることのできた補剛条件を満たしにくくなる。

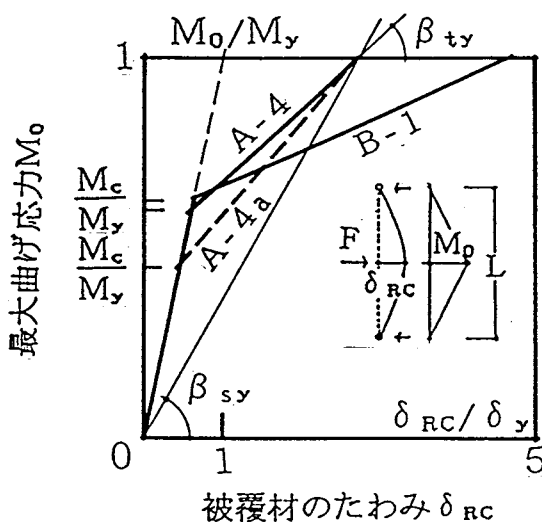
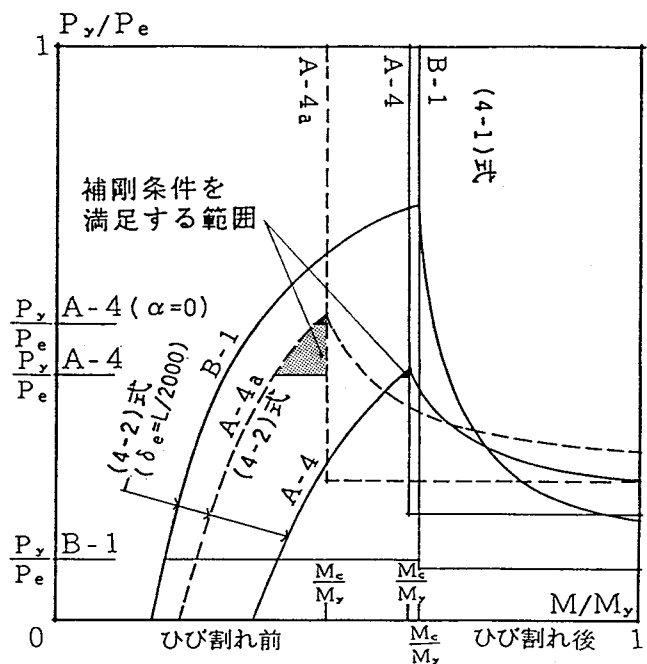


図4-4 被覆材のひび割れを考慮した $M_0 - \delta_{RC}$ 関係



- ・ A-4aは、 $N=0.02P_y$ の軸力を考慮したもの
- ・ 縦軸(P_y/P_e)で、
- ・ A-4、B-1は、補剛力分布が中央集中荷重形のときの値
- ・ A-4($\alpha=0$)は、補剛力分布が(16)式で、 $\alpha=0$ のときの値

図4-5 被覆材のひび割れを考慮した補剛条件の検討

4.4 被覆材に作用する軸力の影響

芯部材の降伏軸力 P_y の2%の軸力が、被覆材に作用している場合について検討する。A-4試験体の $M_0-\delta_{RC}$ 関係を、補剛力分布形が中央集中荷重形の場合について、先と同様に、RC規準⁵³⁾より算定したものが図4-4の破線(A-4a)である。これより得られた β_t および β_b を用いて(4-1)式、および、(4-2)式の補剛条件を検討したものが、図4-5の破線である。

補剛力分布が正弦半波形(A-4($\alpha=0$))のときに、補剛条件を満足するための元たわみ量 δ_e は、軸力の効果を無視した場合(A-4)には $L/2000$ よりさらに小さいことが必要であるが、考慮した場合(A-4a)には $L/2000$ より大きな値でよいことになる。このように、被覆材に作用する軸力は、降伏モーメント M_y やひび割れモーメント M_e の値を増加させ、ひび割れ後の剛性低下の割合を小さくするため、僅かな量であっても、補剛域を拡大するのに効果がある。

4.5 $M_0-\delta_{RC}$ 関係の影響

補剛域の算定には、 $M_0-\delta_{RC}$ 関係の接線剛性が関係しているため、 $M_0-\delta_{RC}$ 関係の僅かな差が結果に大きく影響する。これまで、接線剛性の変化が、ひび割れ前後で急変するものとして検討してきたが、実際にはもっと連続的であると考えられる。ここでは、 $M_0-\delta_{RC}$ 関係が、RC規準⁵³⁾から得られるようなひび割れ前後で急変するバイリニアの場合、初期剛性そのものが低下する場合、および、連続的に低下する非線形性を有する場合の3つの場合について、A-6試験体を例としながら検討する。

(1) 初期剛性が連続的に低下する場合

$M_0-\delta_{RC}$ 関係が、図4-6の破線のように、RC規準⁵³⁾により予測されるバイリニアな $M_0-\delta_{RC}$ 関係をスケルトンカーブとして、初期剛性が徐々に低下していくものとする。これは、アンボンドブレースが繰返し加力を受けると、圧縮側からの除荷時に芯部材が被覆材にひっかかることにより、引張りひび割れが入るとの実験結果によるものである。すなわち、被覆材の曲げ剛性は単調加力時のように、ひび割れが生じて剛性が低下するのではなく、最初からひび割れが入って曲げ剛性が低下した部材になっているとするものである。このときは、 $\beta_t=\beta_b=\beta$ である。 β の最小値は、 $M_0=M_y$ のときである。A-6試験体について補剛条件を検討したものが、図4-7である。 $M_0-\delta_{RC}$ 関係がRC規準⁵³⁾から得られるようなバイリニアのときは、 P_y/P_e がもう少し小さくないと、(4-1)式をひび割れモーメント以上では満足しない。しかしながら、初期剛性そのものが低下する $M_0-\delta_{RC}$ 関係を用いた場合、(4-1)式をひび割れモーメント以上でも満足し、元たわみ δ_e が、 $L/2000$ のときは、モーメントの値にかかわらず、(4-2)式も同時に満足する。すなわち、元たわみが小さいときは、被覆材に生じる曲げモーメントが大きくなってひび割れが成長しても、A-6試験体は、塑性変形能力を有していることになる。

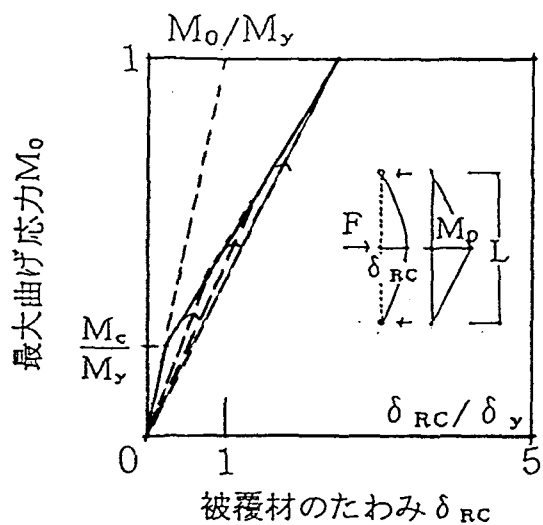
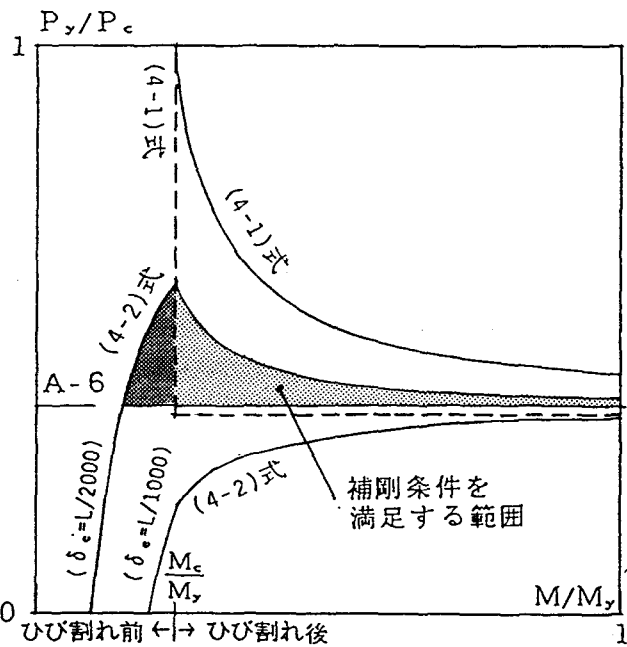


図4-6 初期剛性が連続的に低下する被覆材の M_0 - δ_{RC} 関係 (A-6 試験体)



・ 縦軸 (P_y/P_e) で、
A-6 は、補剛力分布が中央集中荷重形のときの値

図4-7 補剛条件の検討
(被覆材の M_0 - δ_{RC} 関係が図4-6のとき)

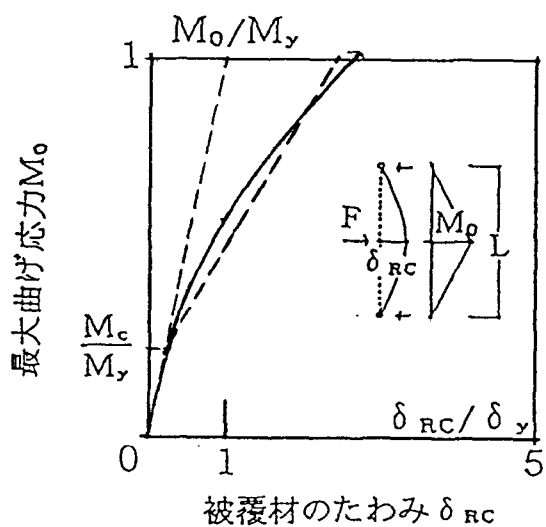
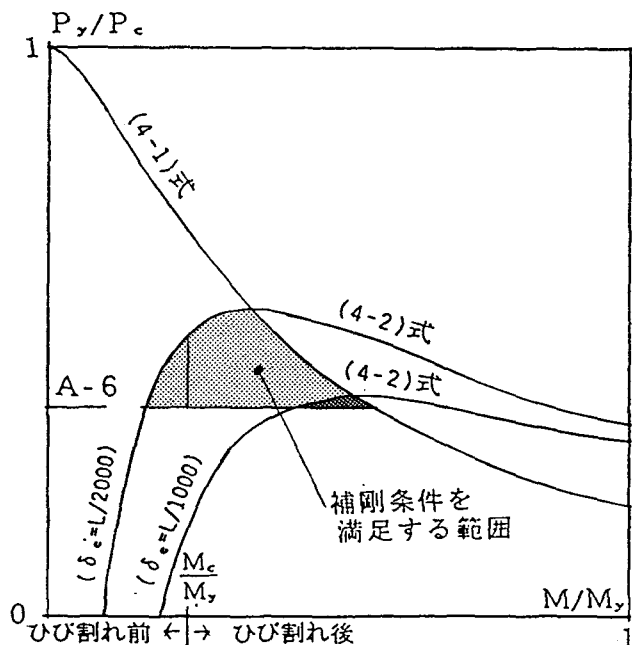


図4-8 連続関数表示した被覆材の M_0 - δ_{RC} 関係 (A-6 試験体)



・ 縦軸 (P_y/P_e) で、
A-6 は、補剛力分布が中央集中荷重形のときの値

図4-9 補剛条件の検討
(被覆材の M_0 - δ_{RC} 関係が図4-8のとき)

(2) 連続関数表示した場合

$M_0 - \delta_{RC}$ 関係を、次のRamberg-Osgood関数で連続関数表示した場合について検討する。その詳細は補4.1による。

$$\frac{\delta_{RC}}{\delta_y} = \frac{M_0}{M_y} + \frac{3k}{n+2} \left(\frac{M_0}{M_y} \right)^n \quad (4-3)$$

ここで、 k 、 n ：非線形性を示す定数

M_y ：降伏モーメント

δ_y ：降伏変形

A-6試験体については、上式で $k=2.5$ 、 $n=2.5$ を用いることとする。 $M_0 - \delta_{RC}$ 関係は図4-8であり、補剛条件は図4-9である。元たわみ δ_e を、 $L/2000$ 、および、 $L/1000$ とすると、ひび割れ後でも補剛条件を満足する範囲が存在する。

4.6 実験結果との比較

A-4は、被覆材がぎりぎりの補剛能力を有しており、ひび割れの進展に伴って補剛能力を失った試験体であると考えられる。図4-5から推察できるように、補剛力分布が中央集中荷重形の時、被覆材にひび割れが生じる前で、被覆材の軸方向力の存在を考慮するとき(A-4a)には、元たわみ δ_e が $L/1630$ 以下のときに補剛条件を満足する。しかしながら、被覆材にひび割れが生じた後は、剛性が急激に低下し、補剛条件を満足するのが難しくなる。また、補剛力分布が正弦半波形（(3-16)式で $\alpha=0$ ）の時は、これが最も小さな P_e を与えるため最も出現しやすいモードと考えられるが、先の条件(A-4a)では元たわみ δ_e が $L/1940$ 以下とをもって小さいときに、補剛条件を満足する。

A-2は P_y/P_e が大きく、 M_y が小さいため、ひび割れによる剛性低下を考慮すると、図4-3および表4-1より推定できるように、補剛条件を満足するのは殆ど不可能である。

A-6は、図4-9から推察できるように、ひび割れ前にも、ひび割れ後にも、補剛条件を満足する範囲が存在している。あるいは、図4-7のように、引張りひび割れが生じて、連続的に初期剛性が低下する場合を考えれば、元たわみ量が小さい範囲では、常に補剛条件を満足する。

B-1は、A-4と同様、ひび割れ前には補剛条件を満足するが、ひび割れ後は、 β_e の低下が大きいため、補剛条件を満足しにくくなる。

元たわみ δ_e を、現実的な値と考えられる $L/1000 \sim L/2000$ とすると、これらの結果は実験結果とよく対応していると考えられる。

4.7 セン断力の影響の検討

B-1とB-2試験体は、いずれも芯部材の細長比が $\lambda=40$ と小さいため、 P_y/P_e が小さくなり、(4-1)式および(4-2)式で表わされる補剛条件を満足させるのは、補剛力分布形にかかわらず、比較的容易である。しかしながら、第2章で示したように、引張り鉄筋量 p_t が多いけれどもフープ筋量 p_w の少ないB-2試験体に、被覆材のせん断破壊モードが出現したため、B-1より劣った塑性変形能力しか得られなかった。このように、アンボンドブレース材が短くなると、被覆材の必要曲げ剛性、

および、必要曲げ強度から定めた(4-1)式および(4-2)式を満足させるだけでなく、被覆材のせん断力の影響を検討する必要があると考えられる。

(1) 被覆材のせん断剛性

せん断変形による被覆材の剛性低下の影響は、第3章で示したように、部材が短いほど大きい。Bシリーズ試験体について、(3-23)式を計算すると、被覆材が弾性の場合、座屈荷重 P_e を約4～5%低下させる。被覆材のひび割れの影響を考慮するときには、シアスパン比が重要となる。 $M_0 - \delta_{RC}$ 関係のひび割れ後の剛性を推定する方法としてRC規準⁵³⁾を用いれば、せん断変形の影響も考慮されたものとなる。図4-4は、RC規準⁵³⁾を用いて算定したものであるが、A-4とB-1試験体の $M_0 - \delta_{RC}$ 関係の比較からも推定できるように、シアスパン比が小さくなるほど、ひび割れ後の剛性の低下が大きくなり、 P_t や P_e の低下の度合も大きくなる。

(2) 被覆材のせん断強度

各試験体について、曲げ降伏とせん断降伏のいずれが先行するかを検討したのが、表4-1の、 Q_0/Q_y の欄である。被覆材に生じる最大せん断応力 Q_0 は、補剛力の分布形が中央集中形するとき、 $Q_0 = M_0/(L/2)$ であり、補剛力分布が正弦半波形(3-16)式で $\alpha = 0$ のとき、 $Q_0 = M_0/(L/\pi)$ である。

ここで、 M_0 は被覆材に生じる最大曲げモーメント、 L は材長である。

曲げ降伏がせん断降伏に先行するために必要なせん断強度 $Q_{req}(>Q_0)$ は、 L が小さいほど大きくなるが、上述のように、補剛力の分布形にも影響される。

降伏せん断強度 Q_y は、(4-4)式のように、鋼管構造設計施工指針⁵⁴⁾の被覆形角鋼管の場合に準じて算定したが、表4-1では、被覆材にひび割れが発生した後の状態を考慮して、{ }内の第1項のコンクリートの効果を無視し、第2項のフープ筋の効果のみを評価した。

$$Q_y = b_e \cdot r_j \{ c \sigma_c + 0.5 \cdot \pi \sigma_y \cdot p_w \} \quad \text{-----} \quad (4-4)$$

ここで、 $c \sigma_c$ はコンクリートの降伏せん断強度を示すが、その他の記号は表4-1による。さて、B-2試験体については、補剛力分布が、より出現しやすいと考えられる、正弦半波形のとき、 $Q_0/Q_y > 1$ と、せん断降伏が先行することとなり、被覆材への軸力の影響を考慮するとより厳しい条件となる。一方、その他の試験体では $Q_0/Q_y < 1$ と曲げ降伏が先行することとなるが、これらは、実験結果と整合している。

(3) 被覆材の曲げ降伏がせん断降伏に先行する条件

せん断強度の低下はせん断降伏が曲げ降伏に先行する原因となる。被覆形鋼管コンクリートは、せん断力に抵抗できる断面積が小さいため、せん断強度は、ひび割れ後でも期待できる、フープ筋の効果のみを評価するのが良いと考えられる。被覆材の破壊モードが曲げ降伏先行型となるための条件である(3-3)式の Q_{req} と Q_0 は、芯部材の細長比が中程度以下(弾塑性座屈する程度の大きさ)の場合、次の値を用いれば良いと考えられる。

$$Q_{req} = b_e \cdot r_j \cdot \pi \sigma_y \cdot p_w / 2 \quad \text{-----} \quad (4-5)$$

$$Q_0 = \pi \cdot M_{req} / L \quad \text{-----} \quad (4-6)$$

4.8 結論

次の条件のもとで、芯部材の細長比が中程度で、被覆材を鉄筋コンクリートとするアンボンドブレースについて、塑性変形能力を有するために必要な被覆材の曲げ剛性、曲げ強度、および、せん断強度を求めると、解析結果は、第2章の単材の繰返し加力実験の結果を有効に表現した。

(1) 補剛力分布：中央集中荷重形、あるいは、正弦半波形とする。

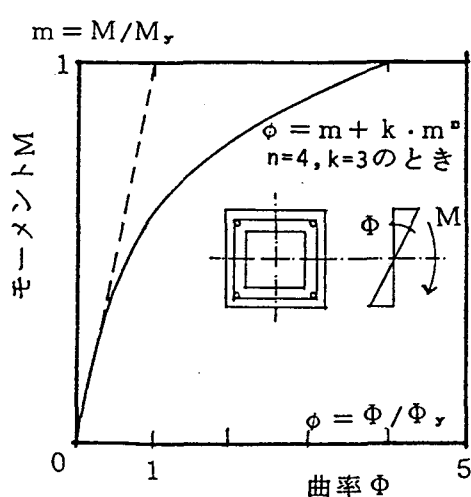
芯部材の細長比が中程度以下であるため、芯部材には一山波形の変形形状が出現しやすいが、このような状態を表現する補剛力分布である。

(2) 被覆材のひび割れ後の剛性低下率：RC規準⁵³⁾に準じて定める。

剛性低下率を、引張り鉄筋比 p_t 、シヤスパン比 M/QD 、および、軸力の影響 η_o を用いて表現しており、各試験体の細長比や配筋量の差を反映する。

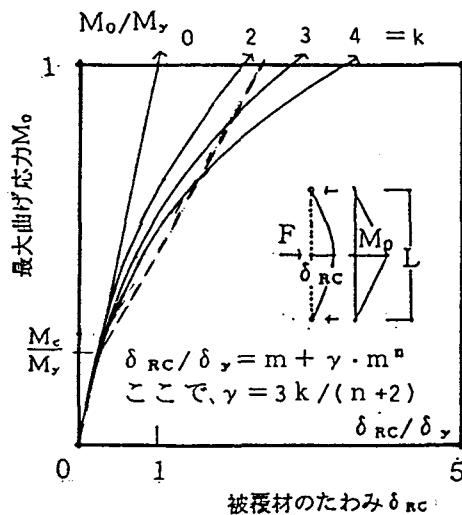
(3) 元たわみ量：材長の $1/1000 \sim 1/2000$ とする。

これらの条件は、アンボンドブレース単材については現実的なものと考えられる。

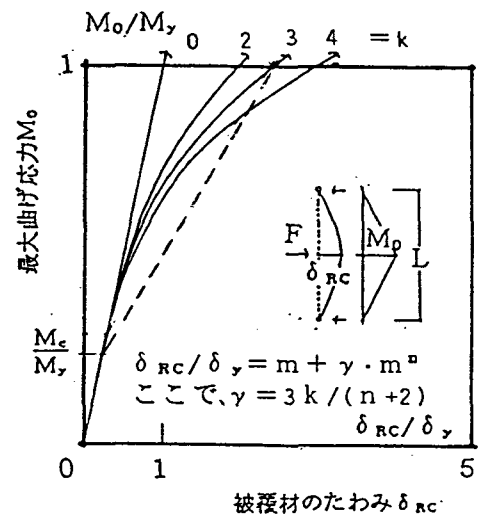


補図4-1 被覆材のM- Φ 関係

(Ramberg-Osgood関数による表示)



(a) $n=3$ のとき



(b) $n=4$ のとき

補図4-2 被覆材の $M_0 - \delta_{RC}$ 関係 (補剛力分布が中央集中荷重形の時)

補4.1 剛性低下率の算定

剛性低下率 β_t 、および、 β_s は、非線形性を有する $M_0 - \delta_{RC}$ 関係 (被覆材に発生している最大モーメント M_0 とその点の被覆材の横たわみ δ_{RC} の関係) から求めるが、被覆材のモーメント-曲率関係 ($M - \Phi$ 関係) と補剛力の分布形が定まっていれば、

モーメント分布から曲率分布を算定し、これを材軸方向に積分することによって解析的に求めることができる。

ここでは、非線形性を表現できるM- Φ 関係の解析的表現として、次のRamberg-Osgood関数を用いて、 β_t 、および、 β_s を算定する。

$$\phi = m + k \cdot m^n \quad \text{-----} \quad (\text{補4-1})$$

ここで、 $\phi = \Phi / \Phi_y$ ：無次元曲率

$m = M / M_y$ ：無次元モーメント

Φ ：曲率

Φ_y ：降伏曲率

M ：モーメント

M_y ：降伏モーメント

(1) 補剛力分布形が中央集中荷重形するとき

$$\beta_t = \frac{1}{1 + \frac{3k}{n+2} m_0^{n-1}} \quad \text{-----} \quad (\text{補4-2})$$

$$\beta_s = \frac{1}{1 + \frac{3k}{n+2} m_0^{n-1}} \quad \text{-----} \quad (\text{補4-3})$$

(2) 補剛力分布が正弦半波形のとき（前述した(3-16)式で $\alpha = 0$ のとき）

$$f(x) = f_0 \cdot \sin \frac{\pi x}{L} \quad \text{-----} \quad (3-16)$$

$$\beta_t = \frac{1}{1 + \gamma_t \cdot k m_0^{n-1}} \quad \text{-----} \quad (\text{補4-4})$$

$$\beta_s = \frac{1}{1 + \gamma_s \cdot k m_0^{n-1}} \quad \text{-----} \quad (\text{補4-5})$$

ここで、 $n = 3$ のとき、 $\gamma_t = 7/3$ 、 $\gamma_s = 7/9$

$n = 4$ のとき、 $\gamma_t = 3\pi^2/64 + 1/4$ 、 $\gamma_s = 3\pi^2/16 + 1$

(3) 計算例

M- Φ 関係は、 $n = 4$ 、 $k = 3$ としたとき、補図4-1となる。補剛力分布形を中央集中荷重形としたとき、 $M_0 - \delta_{RC}$ 関係は、図4-1となる。図4-2は、これから β_t 、および、 β_s を求めて、(4-1)式、(4-2)式を表したものである。

さて、A-6試験体について、 n と k を求める。補剛力分布形を中央集中荷重形とし、RC規準⁵³⁾によって $M_0 - \delta_{RC}$ 関係を求めたもの（ここで、被覆材に $0.02 P_y$ の軸力を考慮した）が補図4-2の破線であり、(補4-3)式で、 n と k を変化してフィッティングしたものが補図4-2の実線である。これらより、 $n = 2.5$ 、 $k = 2.5$ とした。

第5章 アンボンドブレース付き架構の繰返し加力実験

これまでに、単材のアンボンドブレースは、その芯部材や被覆材が適切に設計された場合には、大きな塑性変形能力を有することを実験的に確認し、また、塑性変形能力を有するための条件についても解析的考察を行い、実験結果と概ね対応することを示した。本章では、アンボンドブレースが架構に組み込まれた場合にも、単材で得られた結果が適用出来るかどうかを検討し、また、架構中のアンボンドブレースの性状を予測するのに必要な項目の検討を行う。

主な検討項目は、次である。

(1) スケルトンカーブ

ブレース材は梁や柱に比べて早期に降伏する部材であるから、ブレースを有する架構では、ブレース材が大半の地震エネルギーを吸収する。このため、ブレースの弾塑性性状を正確に把握することは、特にブレースの水平力分担率が大きくなると、架構の地震時挙動を把握する上ではきわめて重要となる。ところで、適切に設計されたアンボンドブレースは、その復元力特性が安定した紡錘形であると考えてよい。ため、アンボンドブレース付き架構は、図1-1～図1-3で示したような、いわゆる、剛柔混合系⁷²⁾となる。このような振動系が地震荷重を受けるときの性状を予測するためには、ラーメン架構との水平力分担率 r 、あるいは、剛要素（ブレース）と柔要素（ラーメン）の降伏変形倍率 $\delta_y/2\delta_y$ に応じたスケルトンカーブ（動的応答解析に用いる復元力特性を定めるもの）を設定することが必要である。アンボンドブレースのスケルトンカーブは、座屈しないため、通常のブレースに比べてより簡単な数式で表現できるものと考えられるが、ラーメン架構で通常行われているよう³²⁾、⁷⁸⁾、⁷⁹⁾ な、単調載荷時の荷重－変形曲線としてよいかどうかを検討する。

(2) 材端部の回転拘束の影響

これまで、アンボンドブレースの性状を、両端ピンの状態をとりだして、その弾塑性性状を解明してきたが、実際の骨組では、ブレースは架構に剛接合されることが多い。この場合、次のような現象が生じる。

- 1) 骨組を構成する他の部材によりブレース端部は回転拘束を受ける。
- 2) 軸方向力の作用線は、ブレース材重心線と勾配を有し、両者は一致しない。
- 3) 周辺架構は、ブレースにより、付加曲げモーメントを受ける。

通常のブレース材が材端回転拘束を受ける場合について、実験的および解析的研究が若林、三谷³⁰⁾、³¹⁾らによってなされており、等価座屈長さは弾性座屈理論から推定される値を用いてよく、また、荷重方向の影響は無視して差し支えないとの知見が得られている。

アンボンドブレースの場合は、芯部材が軸降伏して曲げ剛性を持たない状態になっているため、補3.2から推定できるように、等価細長比の考え方が通常のブレース材と異なることが予想される。

付加曲げモーメントが周辺架構の水平剛性や耐力に与える影響とともに、これらの項目を検討する。

(3) ブレースの配置形状

アンボンドブレースを安定した領域で使用すると引張り側の挙動と圧縮側の挙動があまり変わらないので、K型やX型のような対称配置でなく、Z型のような非対称配置としても、全体挙動が対称になるかどうかを検討する。

(4) 端部のディテール

芯部材が閉断面材（角鋼管）であるため、周辺架構と接合するときにはH形鋼のような開断面材に置き換える方法とする方が施工性が高い。付録2で、角鋼管をH形鋼に置き換えるディテールは、単調引張り加力時には良好な継手性状を有していることを示したが、架構中のように、繰返し加力を受ける場合でも安定した性状を示すかどうかを検討する。

このような事項の検討のために、梁降伏先行型としたラーメン架構にブレースをZ型に配置し、終局水平力分担率を約75%としたアンボンドブレース付き架構の弾塑性繰返し加力実験を行った。パラメータはアンボンドブレースの被覆材の主筋量やアンボンド材の有無である。

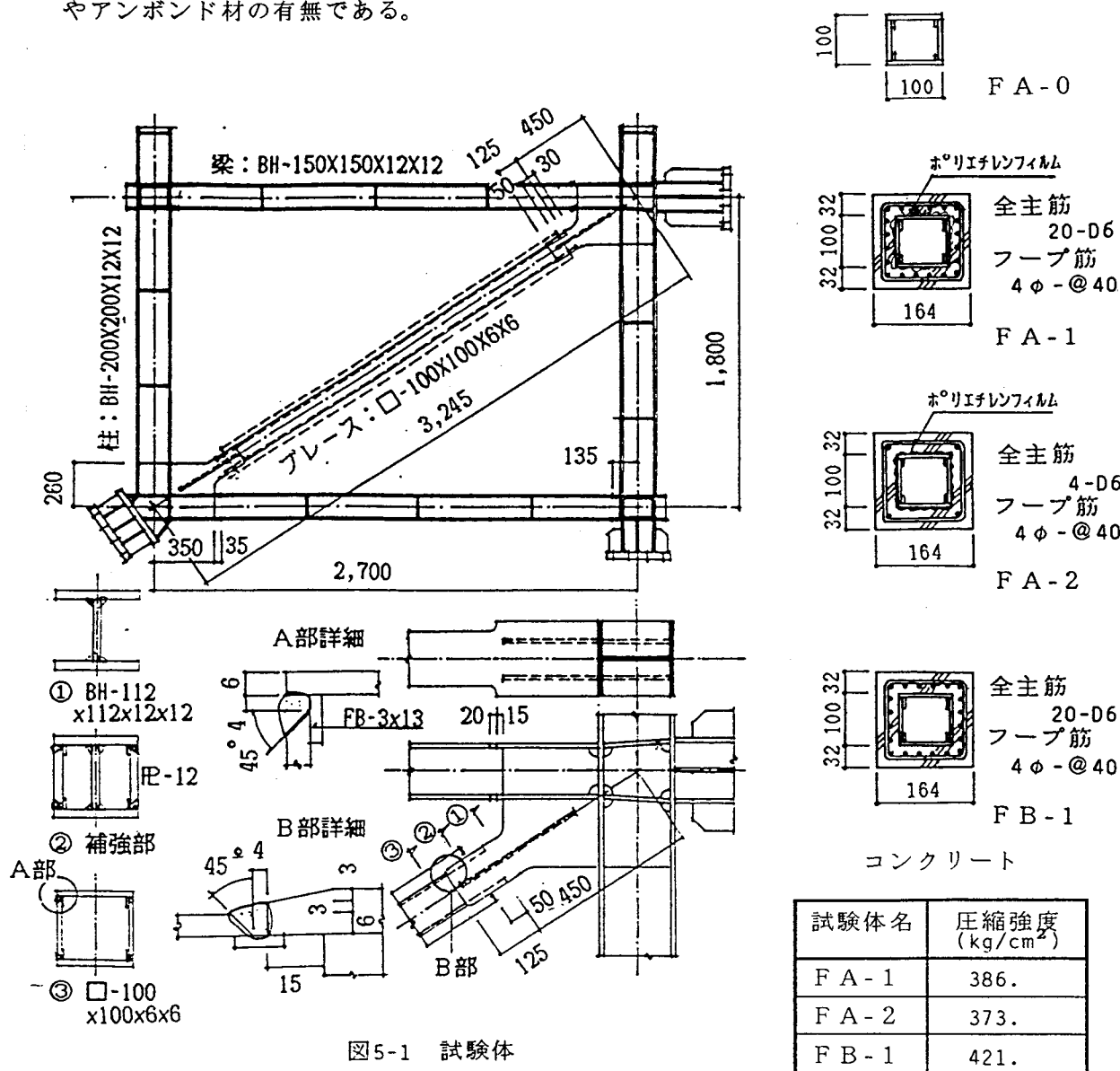


図5-1 試験体

表5-1 材料試験結果

	公称断面積 (cm^2)	降伏強度 (kg/cm^2)	引張強度 (kg/cm^2)	弾性係数 (kg/cm^2)	伸び率 (%)
4 ϕ	0.126	5570.	5740.	2.11×10^6	10.2
D6	0.317	3450.	5590.	1.84×10^6	23.4
PL-6	⑦ 5.88mm	3260.	4990.	2.26×10^6	26.4
PL-12A ¹⁾	⑦ 12.11mm	3010.	4700.	2.15×10^6	30.7
PL-12B ²⁾	⑦ 11.99mm	2890.	4640.	2.16×10^6	31.8
裏あて金 ³⁾	0.364	3150.	4550.	1.97×10^6	25.0

¹⁾ FA-0、FA-1、F-0 ²⁾ FA-2、FB-1 ³⁾ FB-3x13

5.1 試験体

試験体の形状、寸法を図5-1に、材料試験結果を表5-1に示す。試験体は5体で1体は純鉄骨ブレースを用いたもの（FA-0）、2体はアンボンドブレースを用いたもの（FA-1、FA-2）、1体はアンボンド加工をせず鉄筋コンクリートで被覆したSRC造ブレースを用いたもの（FB-1）、最後の1体はブレースの無い周辺ラーメン架構だけのもの（F-0）である。

ラーメン架構の柱は、H-200x200x12x12（SS41）、梁は、H-150x150x12x12（SS41）で、いずれも溶接組立てH形鋼である。梁降伏先行型とするため梁端部でフランジ幅を減少させた。柱梁接合部は、概ね剛域となるようカバープレートで補強した。柱、梁材の幅厚比は、フランジ（柱7.8、梁5.8）、ウェブ（柱14.7、梁10.5）とも十分に小さく、局部座屈は塑性域で生じる。

アンボンドブレースの芯部材は、□-100x100x6x6（SS41）で、第2章の単材の実験で用いたものと断面形状、寸法は同じであり、角溶接部は裏あて金付きの完全溶込み溶接である。細長比は心々距離で約80であるが、ブレース材端部のガセット部を除いた内法寸法では約60となる。アンボンド材は0.2mm厚のポリエチレンフィルムシートであるが、FB-1では、これを用いていない。被覆材の配筋は、全主筋量をFA-1およびFB-1では20-D6、FA-2では4-D6と変化させたが、フープ筋は、全て4 ϕ -@40の溶接閉鎖型である。被覆材のコンクリート強度は $F_c = 372 \sim 421 \text{ kg}/\text{cm}^2$ である。FA-1およびFB-1の被覆材は、細長比が80の時に、大きな塑性変形能力を持ち、局部座屈が全体座屈に先行した、第2章のA-6試験体と、概ね、同じである。また、FA-2の被覆材は、第2章のA-4、あるいは、B-1試験体（それぞれ、細長比が80、あるいは、40の時に、ある程度の塑性変形能力を有しており、ひび割れの成長により、全体座屈したもの）と、概ね、同じである。

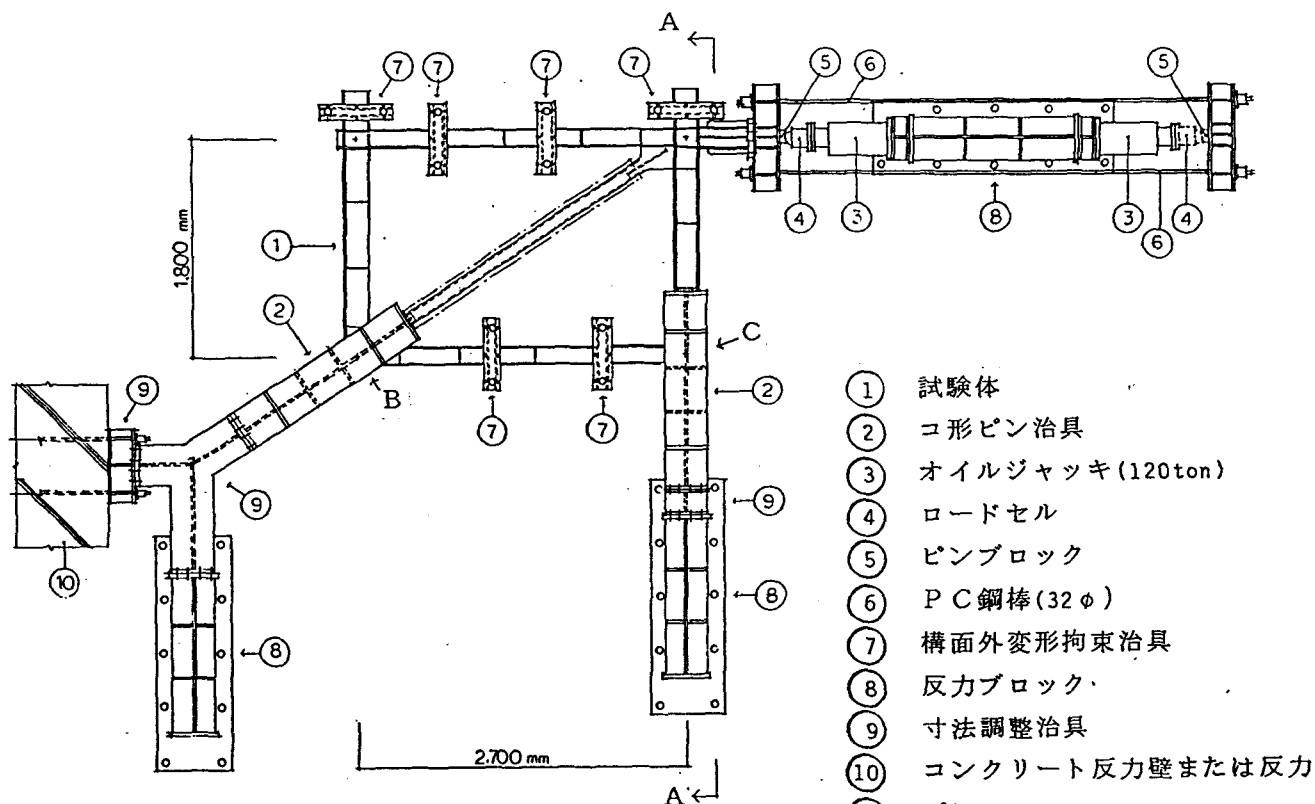
ブレース端部は、H-112x112x12x12（SS41）の溶接組立てH形鋼であり、角鋼管断面とは日の字断面の補強部を介して接続されている。そのディテールは、付録2の実験結果によって定めたものであり、 $A_H/A_B = 1.70$ 、 $L/d = 1.25$ とした。

ここで、 A_H/A_B ：H形鋼の断面積と角鋼管の断面積の比

L/d ：補強部の長さと角鋼管外径の比

H形断面部分の幅厚比は、フランジ4.2、ウェブ7.3と十分小さい値となっている。

ラーメン架構とブレース芯部材は性状の安定した⁶³⁾ダブルガセット継手の形式で溶接接合されており、その弱軸方向が構面内方向に一致するように配置した。



- ① 試験体
- ② コ形ピン治具
- ③ オイルジャッキ(120ton)
- ④ ロードセル
- ⑤ ピンブロック
- ⑥ P C 鋼棒(32φ)
- ⑦ 構面外変形拘束治具
- ⑧ 反力ブロック
- ⑨ 寸法調整治具
- ⑩ コンクリート反力壁または反力
- ⑪ ピン
- ⑫ ピン治具
- ⑬ テフロン板

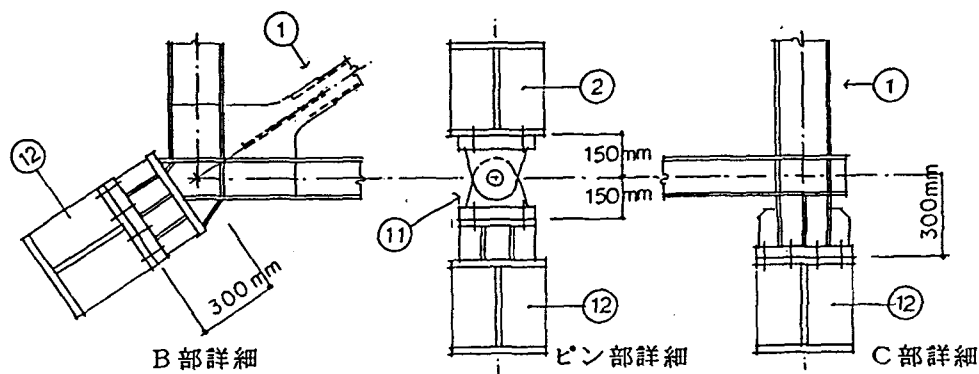
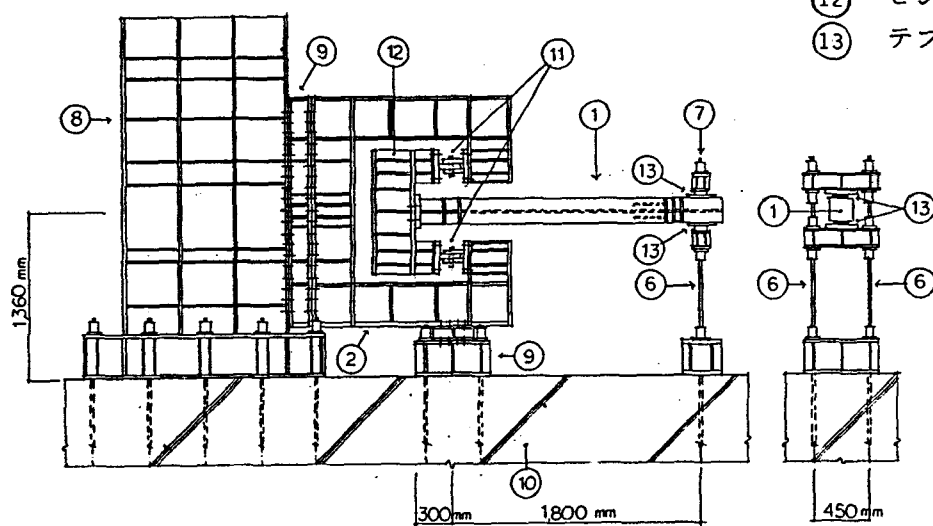
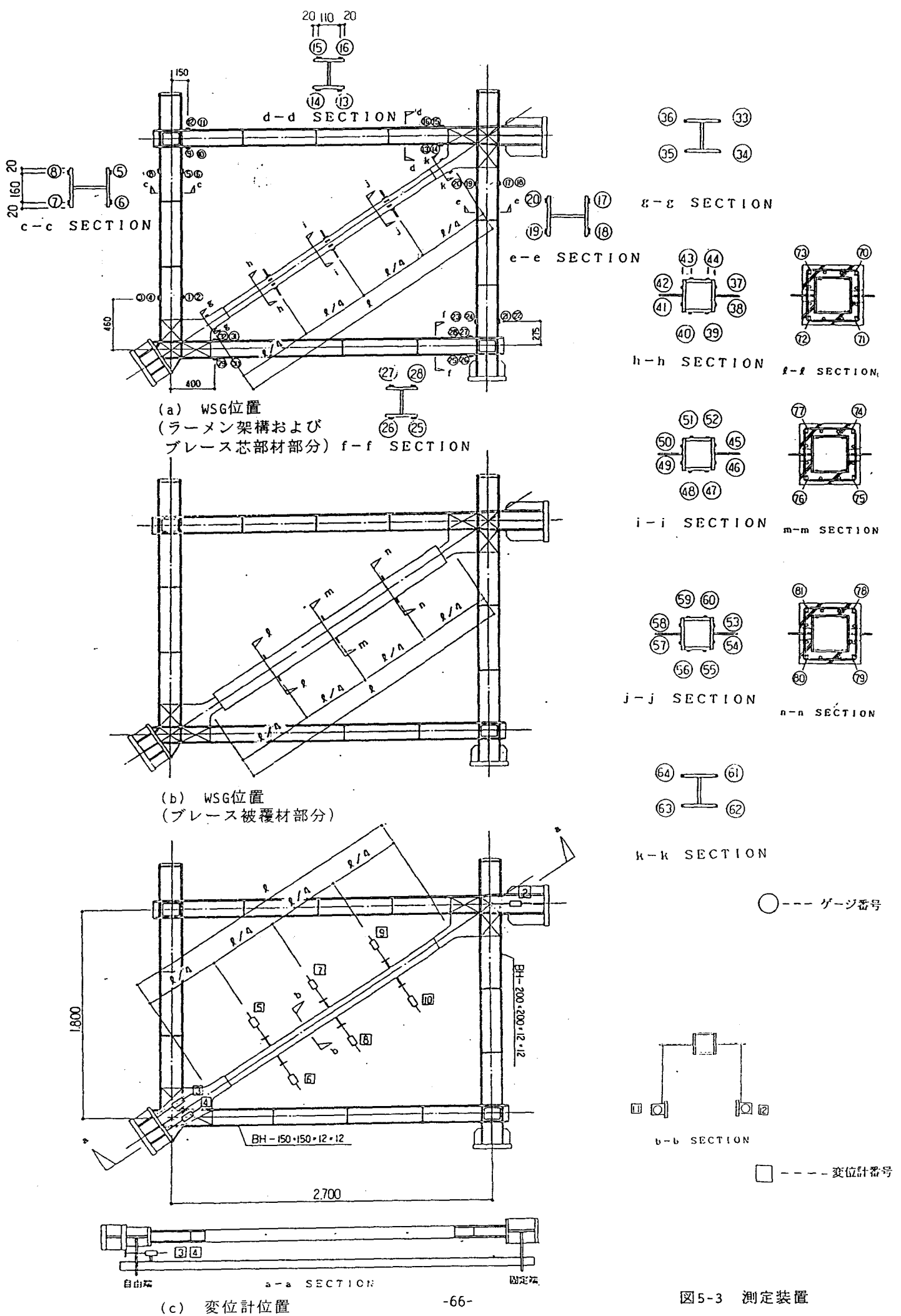


図5-2 試験装置



5.2 試験方法

試験装置の概要を図5-2に示す。2個のコ形ピン治具を用いて、柱脚ピンの条件を再現した。梁には各2箇所の横座屈止めを設け、全ての柱・梁接合部の面外変形も拘束したが、ブレースは面内、面外方向とも変形を拘束していない。面外変形拘束装置には、テフロン板を設け、試験体は面内方向に滑るようにした。このような境界条件は、ブレースに対して、面内、面外方向ともに回転に対して端部剛の条件を付与するものである。

加力は手動式オイルジャッキを用い、ロードセルで荷重を制御した。

図5-3に測定装置の概要を示す。周辺架構の層間変形およびブレースの軸方向変形は材端に設置した変位計（ストローク200mm、精度1/100mm）で、ブレースの面内方向の横変形は材軸方向の3箇所（各2個）に設置した変位計（ストローク200mm、精度1/100mm）で、ブレースの面外方向の横変形は材中央に設置した変位計（ストローク1000mm、精度1/5mm）で、それぞれ、測定した。周辺架構の柱および梁の材端に添付した長さ3mmのワイヤーストレインゲージ（WSG）で、柱および梁の材軸方向の歪度を測定した。このとき、図5-6(c)のように、柱に発生しているせん断力 Q_1 、 Q_2 を求めることができるよう、柱材に添付したWSGは、常に弾性域に留まり、かつ応力集中の少ない位置を選んだ。ブレース芯部材の軸方向歪度は、ブレース材軸方向の3箇所（角鋼管部分）、および、両端部（H形鋼部分）で、WSG（長さ3mm）を用いて測定した。また、ブレース被覆材の4隅の主筋の軸方向歪度を、ブレース材軸方向の3箇所で、WSG（長さ3mm）を用いて測定した。なお、ブレース芯部材の横変形を測定するために、鋼棒を面内方向の芯部材表面に溶接で取り付けたが、単材の実験の場合と同様、この測定用鋼棒が、被覆材の材軸方向の滑りを拘束しないよう被覆鉄筋コンクリートに長さ50mm、幅30mmの切り欠きを設けた。

図5-4は加力サイクルを示したものである。加力の基本となる規準変形量 δ_y は、層間変形角1/300となる変形（ $\delta_y=6\text{mm}$ ）とした。この規準変形量は、角鋼管部分（ブレース材の最少断面積部分）が、全ての変形を負担すると仮定すると平均歪度は0.24%となり、第2章の単材の実験で用いた加力の基本となる規準変形量を歪度に換算した値0.25%に、ほぼ相当する。弾性域で1回繰返した後、ブレースに圧縮力が作用する方向から、 $1 \cdot \delta_y$ の間隔で漸増繰返し載荷（ $\pm 4 \cdot \delta_y$ まで各2サイクル、それ以上各1サイクル）を行った。なお、図5-4中のサフィクスC、および、Tは、それぞれ、ブレースに圧縮力、および、引張り力が作用する方向のサイクルを示す。

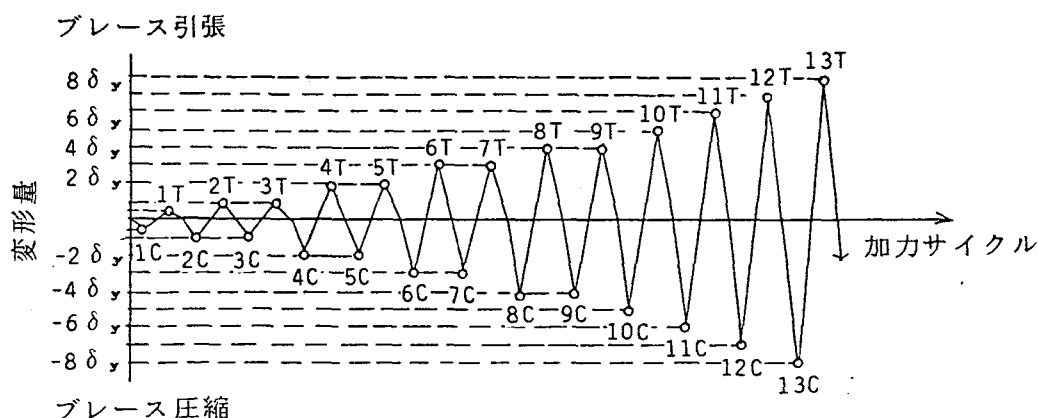
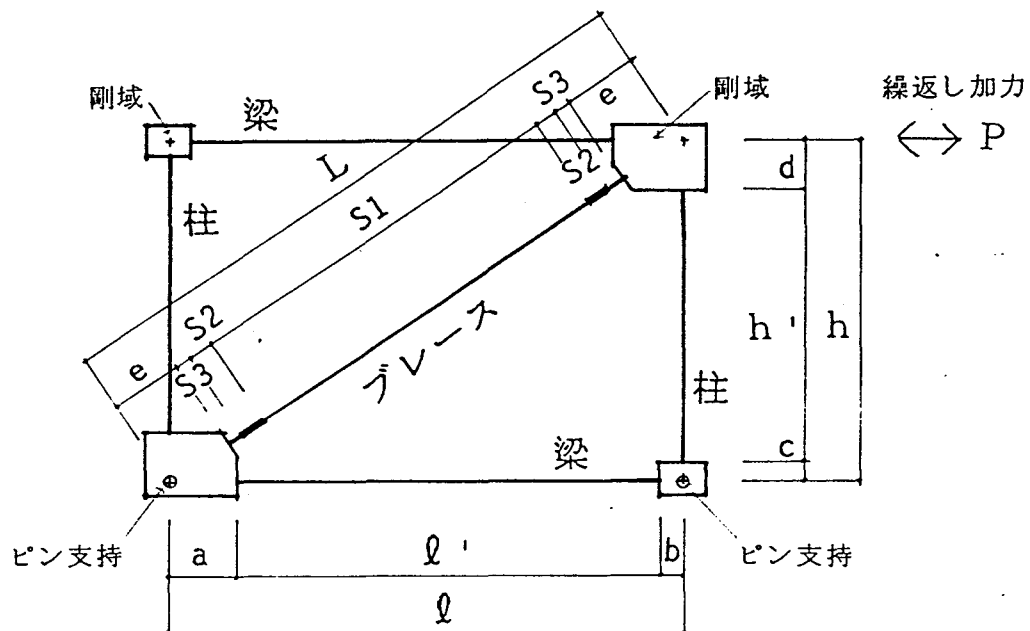


図5-4 加力サイクル

解析モデルを図5-5に示すが、水平荷重Pを受ける単位ラーメンにブレースが組み込まれたものである。解析の仮定は次である。

- ・柱および梁は剛域を有する曲げ材で、全塑性モーメント M_p に達すると完全弾塑性型の塑性ヒンジを形成する。
- ・ブレースは、剛域を有する軸方向変形する線材とし、降伏軸力 P_y に達すると完全弾塑性型の軸方向荷重-変形関係を有する。
- ・柱脚はその軸心上でピン支持されている。



$$Q = 2700, a = 375, b = 125, Q' = 2200$$

$$h=1800, c=75, d=260, h'=1465$$

$L = 3245, e = 388, S1 = 2095, S2 = 125, S3 = 62, L' = 2469$

梁: H-150x150x12x12 $A=51.1\text{cm}^2, I=1918\text{cm}^4, Z=255\text{cm}^3, Z_p=296\text{cm}^3$

柱: H-200x200x12x12 $A=69.1\text{cm}^2$, $I=4792\text{cm}^4$, $Z=479\text{cm}^3$, $Z_p=544\text{cm}^3$

ブレース芯部材：

S 1 : □-100x100x6x6 $A=22.6\text{cm}^2$, $I = 333\text{cm}^4$, $Z = 66.7\text{cm}^3$, $Z_p = 79.6\text{cm}^3$

(S1 部分は最少断面積部分であり、ブレース芯部材の降伏軸力計算用の断面積は、実際板厚を用いて、 $A=22.1\text{cm}^2$ とする。)

S 2 : □-112x112x12x12x12 A=58.6cm², I_x= 879cm⁴, Z_x= 157cm³, Z_{px}= 204cm³

$$I_y = 813 \text{ cm}^4, Z_y = 145 \text{ cm}^3, Z_{py} = 184 \text{ cm}^3$$

S 3 : H-112x112x12x12 A=37.4cm², I_x= 743cm⁴, Z_x= 132cm³, Z_{px}= 157cm³

$$I_y = 282 \text{ cm}^4, Z_y = 50.4 \text{ cm}^3, Z_{py} = 78.4 \text{ cm}^3$$

図5-5 解析モデル

(1) ラーメン部分の剛性と耐力

加力点の水平変形 δ を、図5-6(a),(b)のように、柱の曲げ変形による成分 δ_c と、梁の曲げ変形による成分 δ_B に分けて考えると次となる。梁端部に塑性ヒンジが形成されて、ラーメンの崩壊荷重に達した後は、 δ の増分は δ_B の増分と一致する。

$$\delta = \delta_c + \delta_B \quad \text{----- (5-1)}$$

$$\text{ここで、} \delta_c = \frac{1}{24E} \cdot \frac{h'^3}{I_c} P$$

$$\delta_B = \frac{1}{24E} \cdot \frac{l'^3}{I_B} \cdot \frac{h^2}{l'^2} P$$

梁端部の塑性ヒンジは4カ所にほぼ同時に形成される。このときのラーメン部分の崩壊荷重 ${}_2P_y$ は次である。

$${}_2P_y = \frac{4}{h} \cdot \frac{l'}{l'} M_p \quad \text{----- (5-2)}$$

(2) ブレース部分の剛性と耐力

ブレース芯部材は、図5-6(d)のように、剛域のほかに、断面積の異なるいくつかの部分から成っている。この影響を考慮するとブレースの軸方向変形による加力点の水平変形 δ は次となる。

$$\delta = \frac{L}{l} \cdot \frac{1}{E} \sum_i \left(\frac{S_i}{A_i} \right) P \quad \text{----- (5-3)}$$

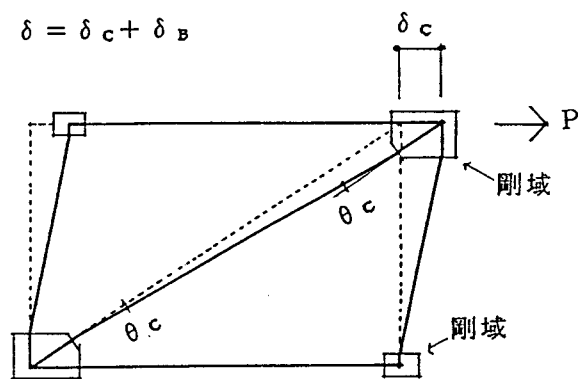
また、ブレース部分の崩壊荷重 ${}_1P_y$ は角鋼管部分（最少断面積部分）の軸降伏条件から、次となる。

$${}_1P_y = \frac{l}{L} A_1 \cdot \sigma_{1y} \cdot \tau \quad \text{----- (5-4)}$$

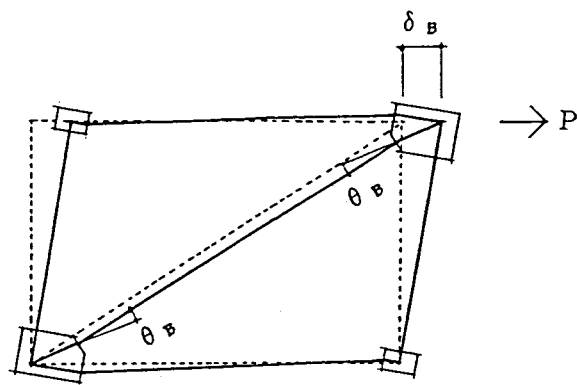
ここで、 h : 階高（ h' は剛域を除いた内法長さ）
 l : スパン長（ l' は剛域を除いた内法長さ）
 L : ブレース材の心々長さ（ L' は剛域を除いた内法長さ）
 S_i, A_i : ブレース材の i 番目の芯部材各部分の長さ、および、断面積
 E : 弾性係数
 I_c, I_B : 柱、および、梁の断面2次モーメント
 $A_1 \cdot \sigma_{1y}$: S_1 部分（最少断面積部分）の降伏軸力
 $\tau = 1.1$: 裏あて金などによる降伏軸力の増加率（補2.1参照）

(3) 解析結果

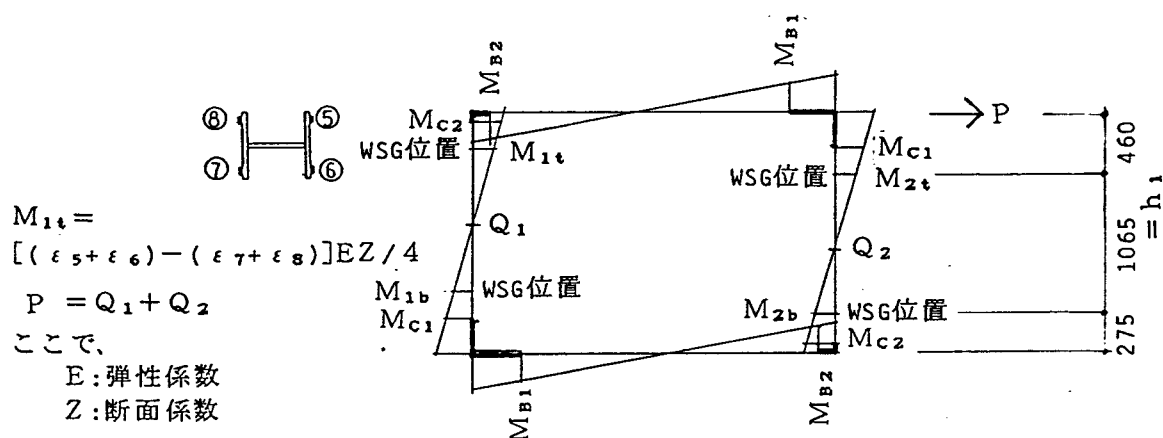
柱脚をピンとし、ブレースの付加曲げモーメントの影響を無視したときの、荷重-変形曲線を図5-7に示す。ここで、ラーメン部分の剛域長さは、図5-5に示す解析モデルの1/2として計算した。これは、後述するように、実験結果との比較から定めたものである。ブレースの弾性時の剛性比率 ${}_1K_e/K_e = 0.93$ 、および、ブレースの水平力分担率 $r = {}_1P_y/P_y = 0.73$ 、はいずれも大きく、全体の性状はブレースが支配する。ブレースの降伏層間変形角は1/421、ラーメンの降伏層間変形角は1/86で、両者の降伏変形比率 ${}_1\delta_y/{}_2\delta_y = 1/4.9$ であり、剛柔混合系の特徴を示している。



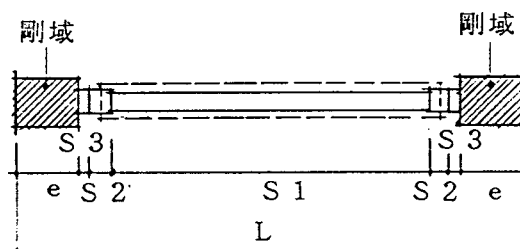
(a) 柱材の曲げによる変形 δ_c



(b) 梁材の曲げによる変形 δ_B



(c) ラーメン部分の曲げモーメント



(d) ブレースの構成

図5-6 応力と変形

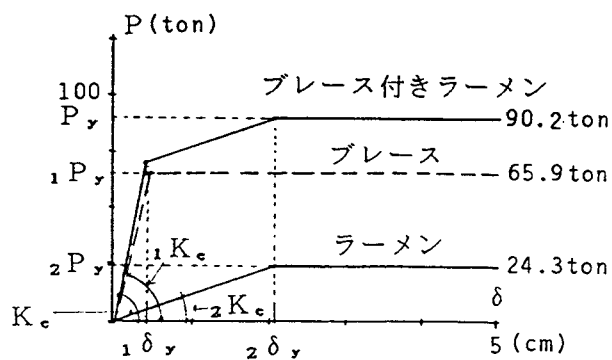


圖5-7 荷重-變形曲線（解析值）

5.4 試験結果と考察

図5-8～図5-12の(a)に、各試験体の加力点の荷重－変形曲線を示す。また、柱材に添付したWSGの値から、柱材に発生しているせん断力を算定し、荷重－変形曲線を、ラーメン部分とブレース部分に分けたものを、図5-8～図5-11の(b)、および、(c)に示す。また、図5-12(b)に、柱材に添付したWSGの値から算定した荷重－変形曲線を示す。ここで、縦軸は上がブレースに引張り力が作用する側（Tサイクル側）、下がブレースに圧縮力が作用する側（Cサイクル側）である。

(1) 純鉄骨ブレース付き架構（FA-0）

図5-8(b),(c)に、図5-7の解析結果から得られた初期剛性を示すが、両者はほぼ一致する。ブレース部分は、残留応力のため、徐々に剛性が低下して降伏に至る。4Cサイクルで、ブレースが降伏した後、中央部が面内方向に変形し、全体座屈が生じた。この時には、ラーメンは弾性域にあるため、ブレース座屈後も全体の耐力の低下は小さい。その後、ブレースの座屈－引張り降伏の繰返しによる復元力特性の劣化のため、荷重－変形曲線は紡錘形ではなくなる。7Cサイクルで、ブレース中央部の塑性ヒンジ領域に局部座屈が発生し、8Cサイクルで、ブレースの角溶接部に、局部座屈にともなう亀裂が、材軸方向にもその直交方向にも発生した。8Tサイクルで、ブレース中央部が引張り破断した。この時の最大層間変形角は1/75で、梁端部の歪度の値はようやく降伏値に達した程度であり、ラーメンは十分に塑性化していない。

(2) アンボンドブレース付き架構（FA-1、FA-2、FB-1）

FA-1

1) 荷重-変形関係（図5-9）

1・ δ_y 以下の弾性時挙動は、FA-0と同じであるが、ブレースが塑性化しても復元力特性は劣化しない。11サイクル（ $\pm 6 \cdot \delta_y$ ＝層間変形角1/50）までは、ブレースの被覆コンクリートの表面にひび割れが発生するが、全体の復元力特性は紡錘形である。Cサイクル側（ブレースに圧縮力が作用する方向）の方が、Tサイクル側より耐力が大きく、 $\pm 3 \cdot \delta_y$ 以上の塑性変形をした部分では、その差は約10%である。12Cサイクルでブレースの局部座屈の発生が認められ、被覆コンクリートには内部から押し出された形状のひび割れが成長し、その一部が脱落した。13Cサイクルで被覆コンクリートが大きく脱落し、引張り時(13Tサイクル)に、局部座屈の発生が認められた部分で、ブレースが破断した。12Cサイクルに発生した局部座屈波の成長に伴う角溶接部近傍の亀裂が進展したものと考えられる。実験終了後、コンクリートを取り除き、局部座屈波が2波連続しているのを観察した。また局部座屈モードは、角鋼管の相対する2辺が凸の時、隣接する2辺が凹のモードであり、短柱圧縮試験（付録1）のモードと類似していた。ラーメン降伏後（層間変形角1/100以上）の水平力分担率は、約75%である。

2) 被覆材のひび割れパターン

図5-13(a)に、11Cサイクル、および、13Cサイクル後（図5-9(a)の(A)点、および、(B)点の状態）の除荷時の被覆材表面のひび割れパターンを示す。単材の場合は、例えば、第2章のA-6試験体では材端部に生じた局部座屈の位置（図2-14）が、材長の1/4点に代わるなどの違いはあるものの、ひび割れパターンは、ほぼ同じである。

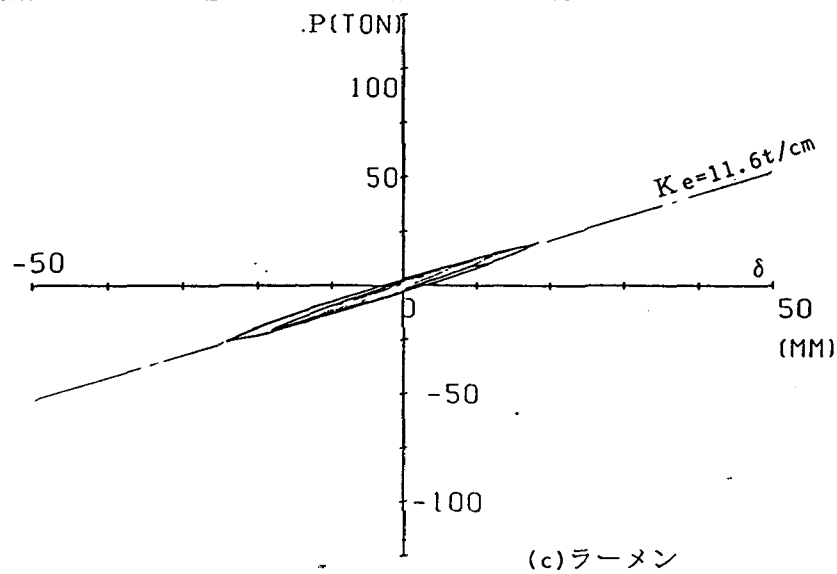
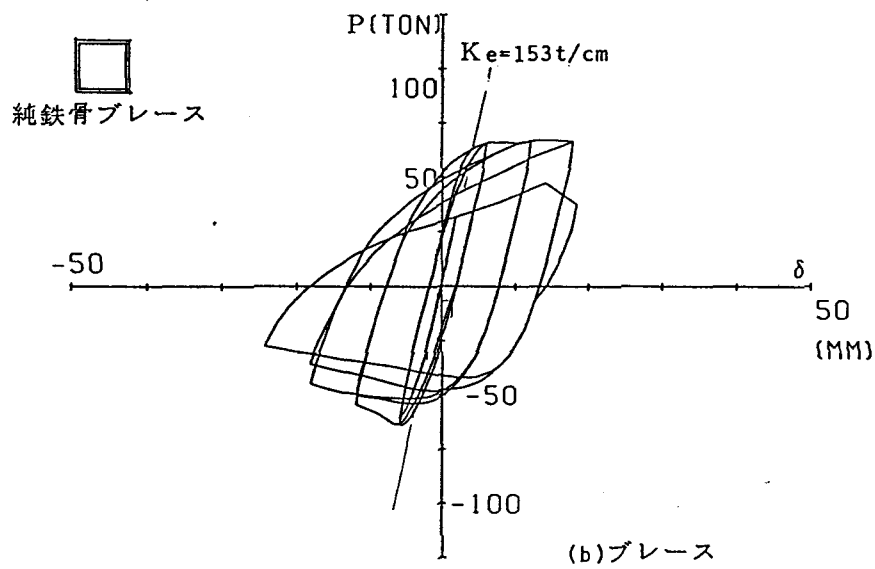
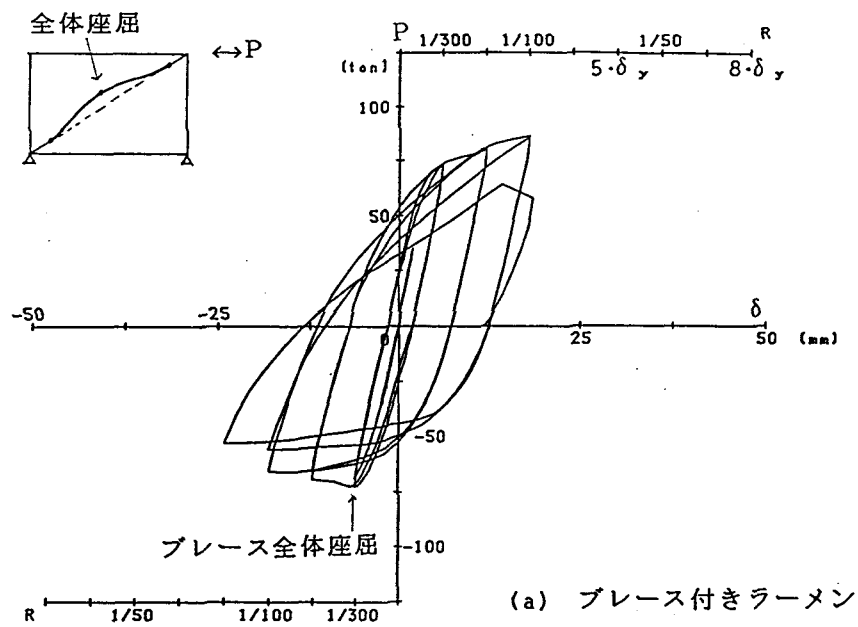


図5-8 荷重-変形曲線 (FA-0)

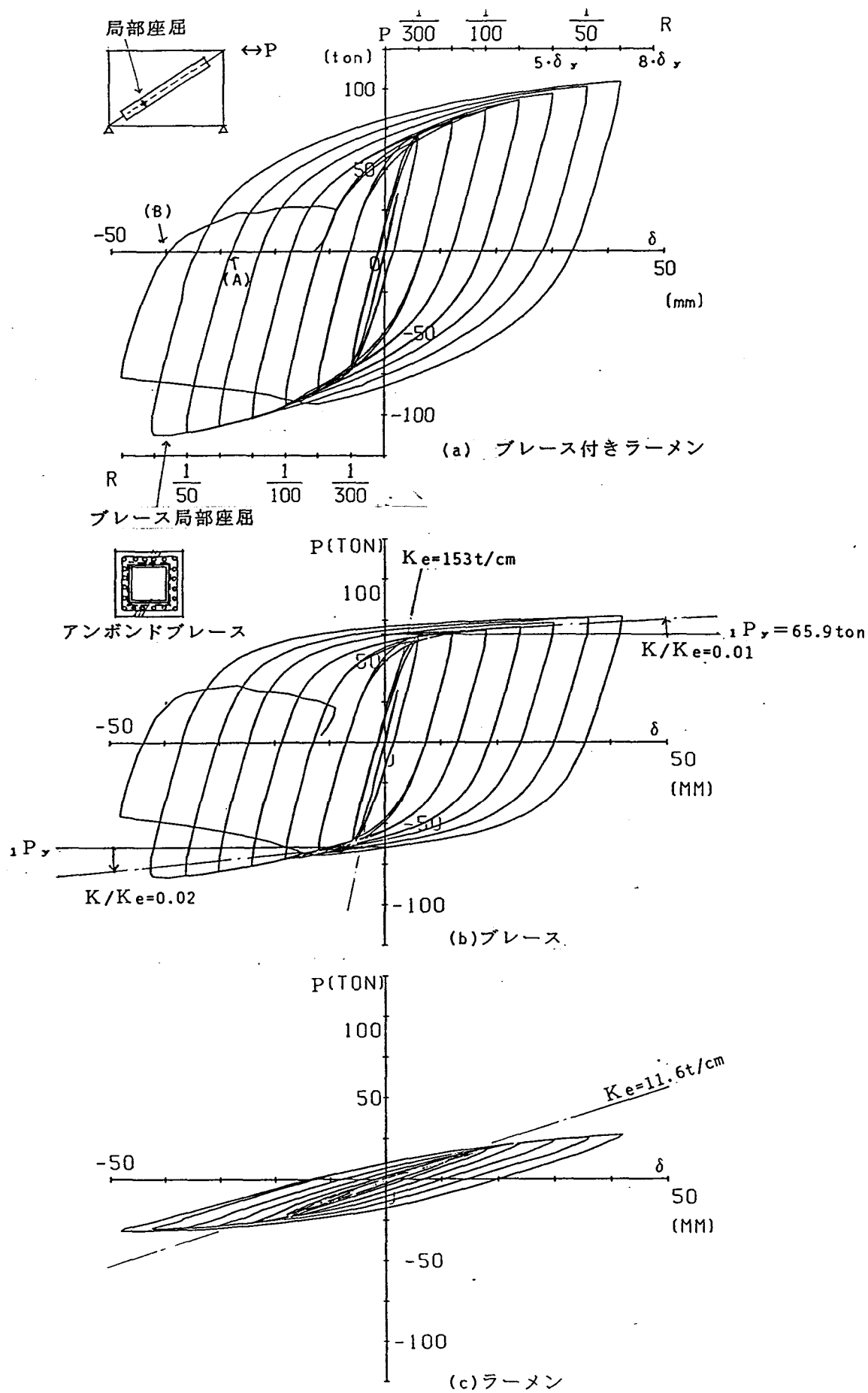


図5-9 荷重-変形曲線 (F A - 1)

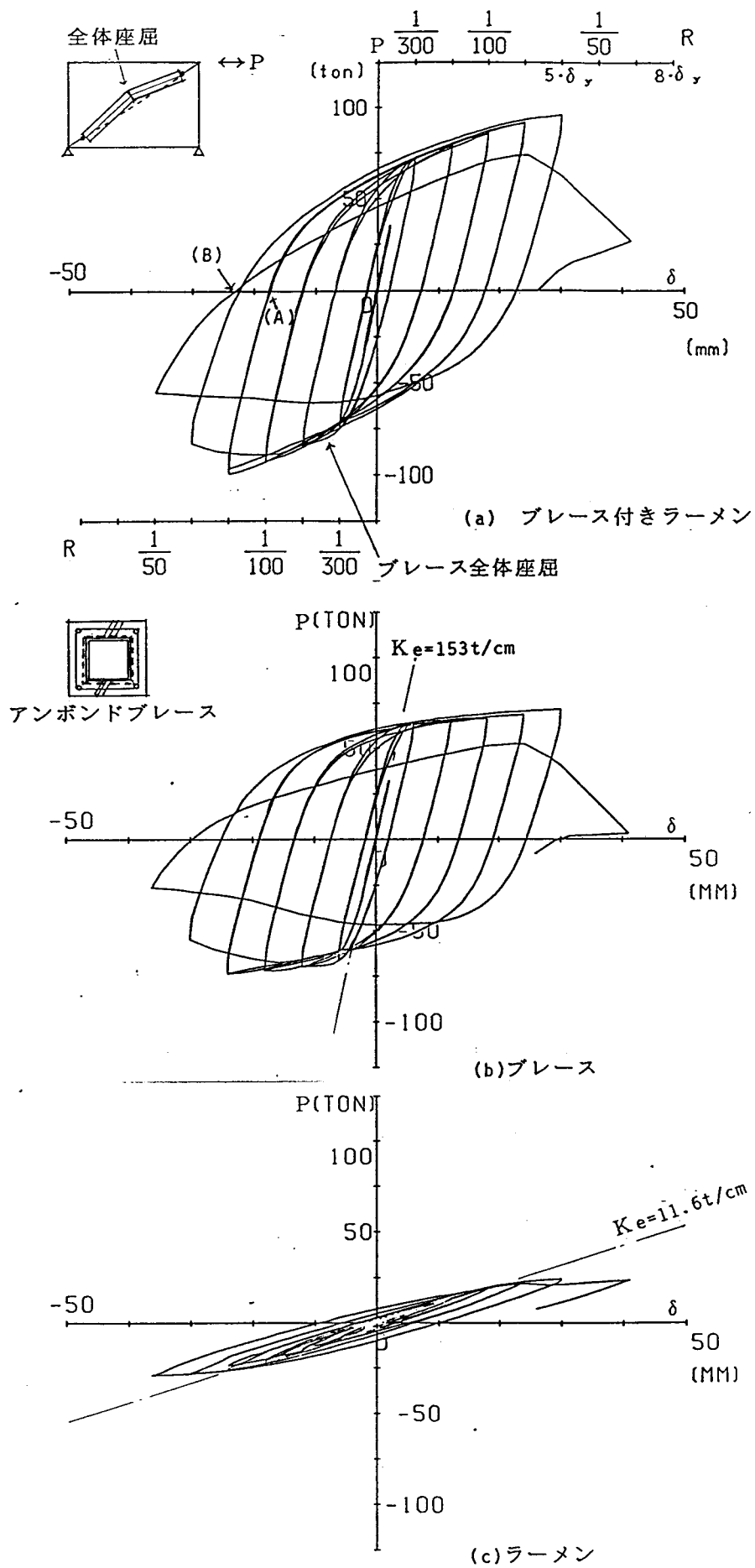
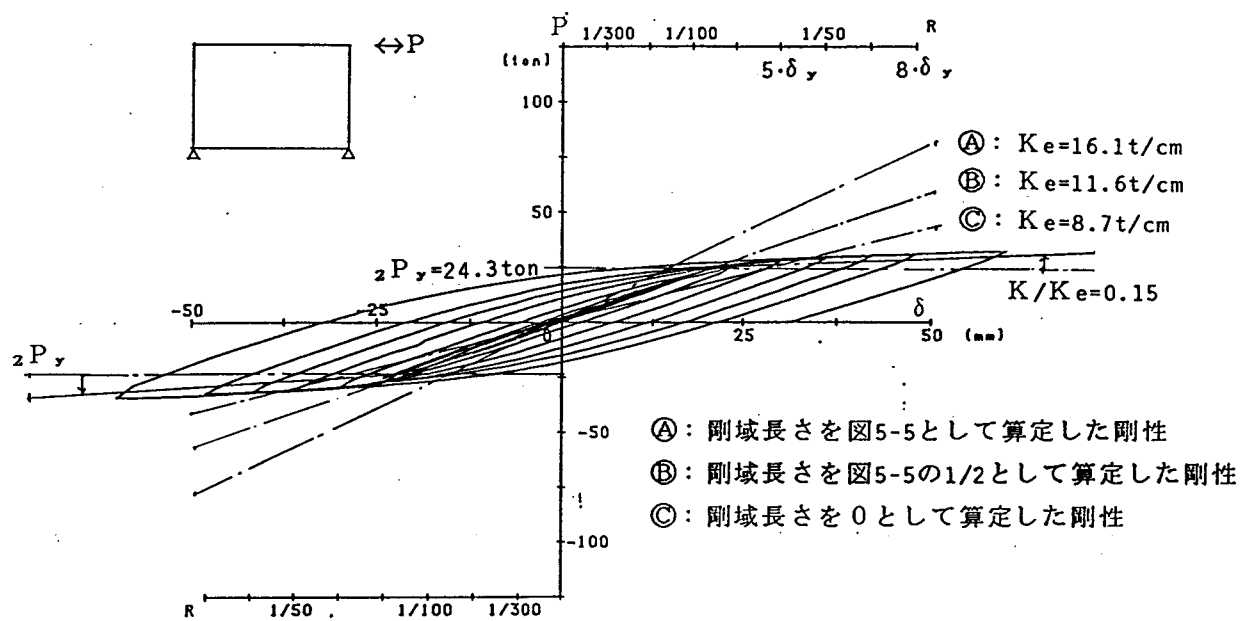
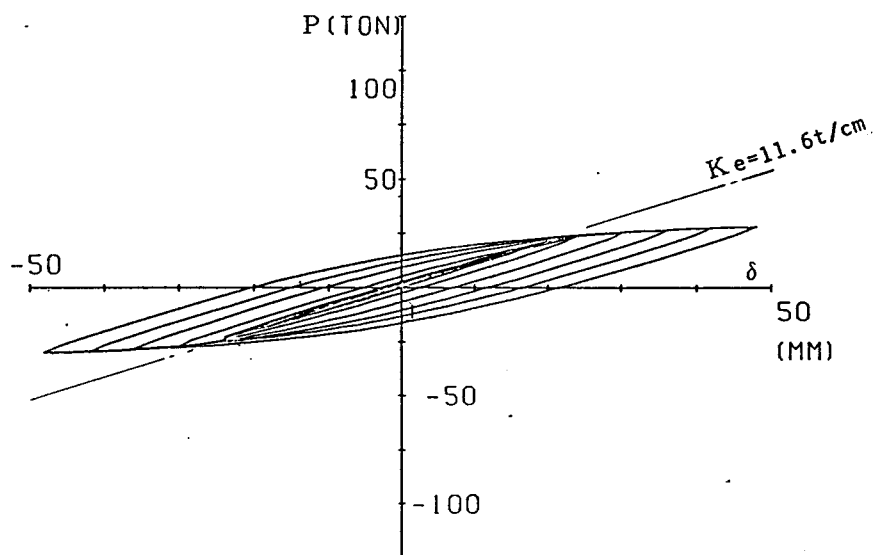


図5-10 荷重-変形曲線 (F A - 2)

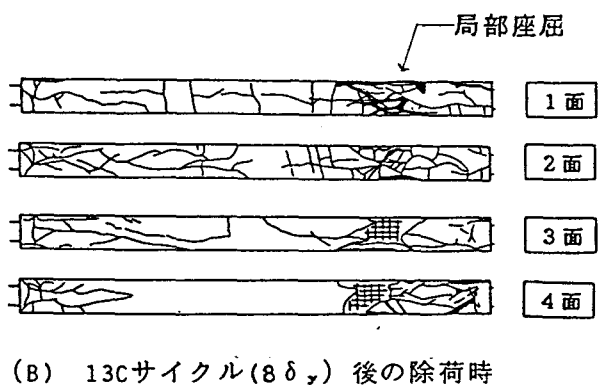
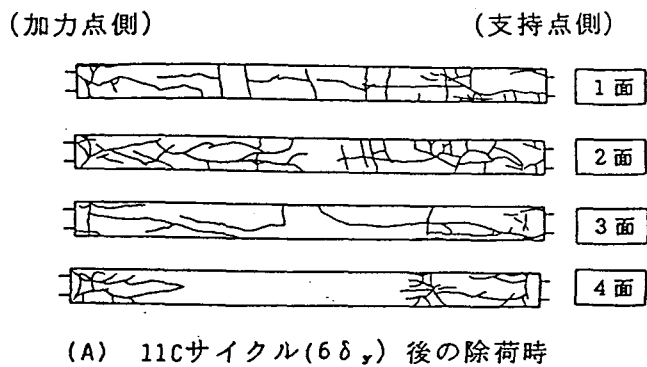


(a) ロードセルの値から直接測定した荷重-変形曲線 (ラーメン部分)

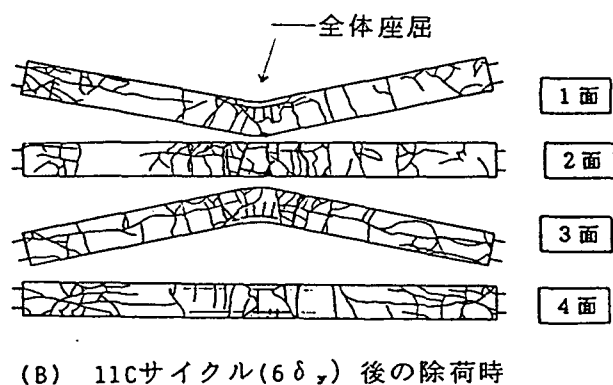
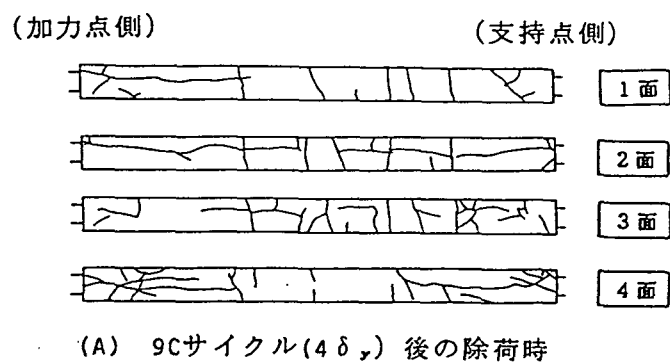


(b) WSGの値から計算した荷重-変形曲線 (ラーメン部分)

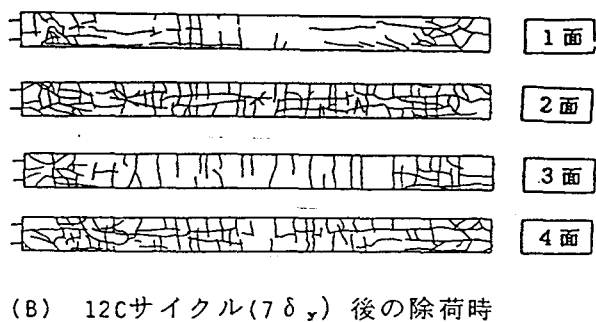
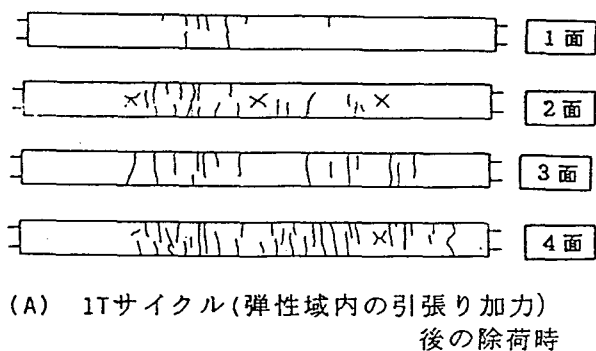
図5-12 荷重-変形曲線 (F - 0)



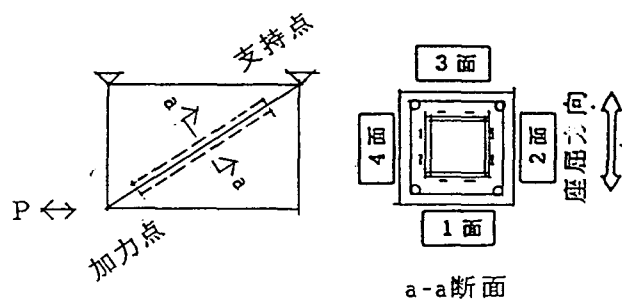
(a) FA-1



(b) FA-2



(c) FB-1



局部座屈

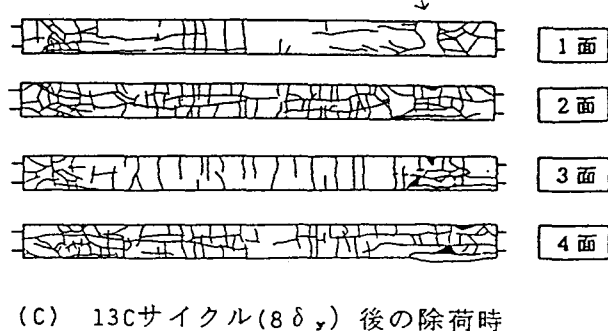


図5-13 ブレース被覆材のひび割れパターン

3) ブレース芯部材の歪度

図5-14は、芯部材の歪度の履歴であるが、特に、中央部で引張り歪が蓄積されていく。これは、単材の場合と同じであり、ブレース部分の復元力特性が引張り側と圧縮側ではやや異なった性状を示すことと対応する。すなわち、図5-9(b)のブレース部分の荷重-変形曲線では、塑性域の剛性（第2勾配）や耐力が、圧縮側では被覆コンクリートが軸力の一部を負担するため、引張り側より大きい。一方、ループについては、引張り側では芯部材の歪硬化の影響を強く受けるため拡大していくが、圧縮側ではこのようなループの拡大は大きくない。これは、図2-20で示したアンボンドブレースの復元力特性の模式図とよく対応している。

図5-15は、端部H形鋼部分の歪度の履歴であるが、ブレースに引張力が作用する方向の加力時(Tサイクル側)に、引張り歪度の反転が顕著にみられる。これは、ラーメン架構の梁端に塑性ヒンジが形成された後、剛域部分が回転するためである。しかしながら、逆載荷時にはこの歪度の反転は、それほど顕著ではない。これは、ブレースが圧縮力を受けると、曲がりながら縮んでいくためであると考えられる。

FA-2

1) 荷重-変形関係（図5-10）

$\pm 4 \cdot \delta_y$ （層間変形角1/75）までの復元力特性は紡錘形であり、FA-1とほぼ同じである。10Cサイクルでブレースが構面内に全体座屈して負勾配が生じたが、ラーメンが正勾配を有しているため、ブレース付き架構全体では緩やかな負勾配となる。このように、ラーメン架構の存在は、その水平力分担率が小さいときでも、架構全体の性状を安定させる効果を持っている。ブレースは、11Tサイクルで破断した。全体座屈後のブレースは、両端部のH形鋼部分および材中央の3カ所に塑性ヒンジが形成された形状である。また、座屈波形は、FA-0では正弦波的な連続的に曲率が変化する形状であったのに比して、直線的な「く」の字形であった。

2) 被覆材のひび割れパターン

図5-13(b)に、9Cサイクル、および、11Cサイクル後（図5-10(a)の(A)点、および、(B)点の状態）の除荷時の被覆材表面のひび割れパターンを示す。単材の場合と同様、材軸に直交するひび割れによる曲げ剛性の低下により、全体座屈が生じたことを示している。

3) ブレース被覆材の歪度

図5-16に、材中央部の被覆材の4隅の鉄筋の歪度履歴を示すが、圧縮加力からの除荷時に、全体として圧縮力が作用しているにもかかわらず、最大の引張り歪が生じている。そして、これが、被覆材の材軸に直交するひび割れの発生の原因となり、被覆材の曲げ剛性が低下して、全体座屈を引き起こす。これは、第2章で述べたように、当形式のアンボンドブレースに特徴的な現象である。

FB-1

1) 荷重-変形関係（図5-11）

アンボンド加工をしていないFB-1はFA-1と、主に初期性状が異なっている。初期剛性は、圧縮側、引張り側とも、アンボンドブレース付き架構より大きく、最初の引張り加力時（1Tサイクル）に、図5-13(c)の(A)のように、被覆鉄筋コンクリートに、材軸に直交するひび割れが多数生じる。しかしながら、その後は、FA-1

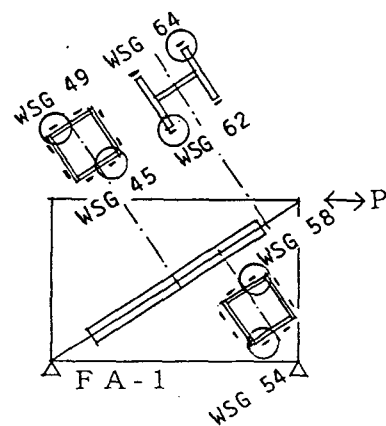
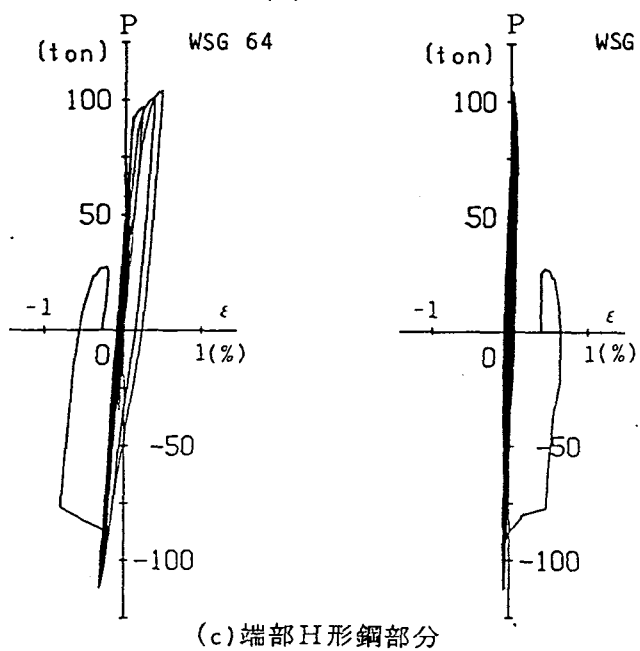
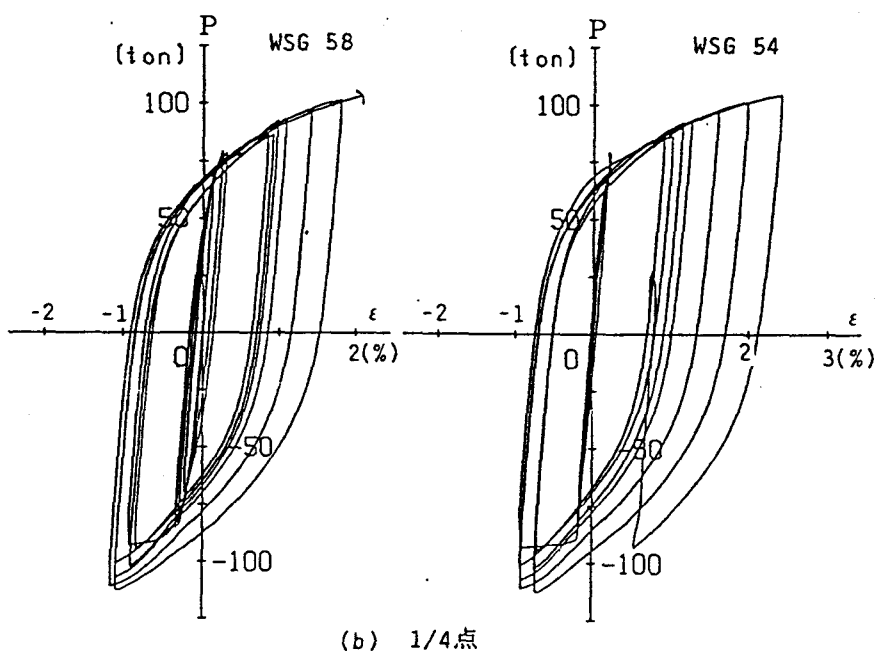
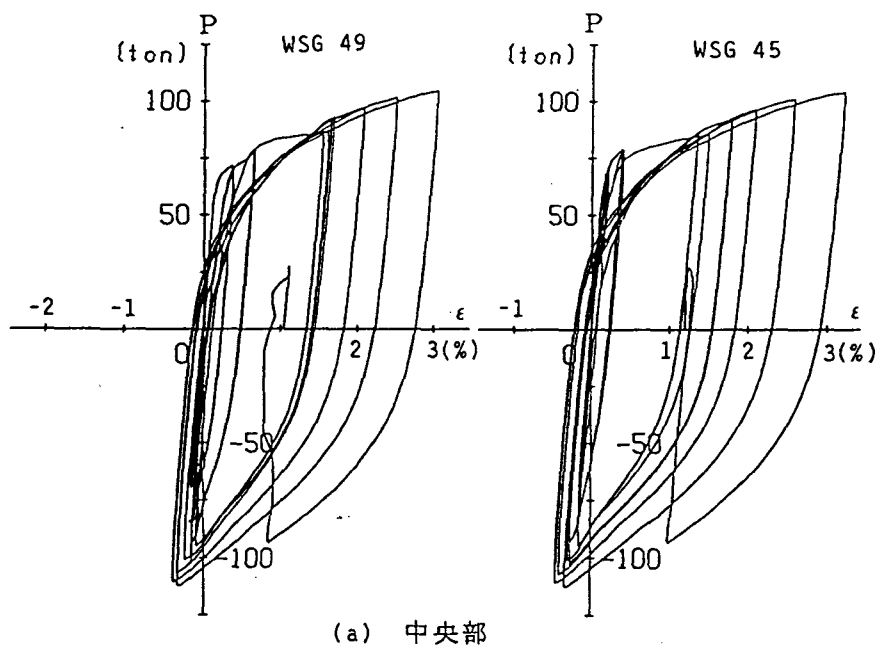


図5-14 . ブレース芯部材の歪度 (FA-1)

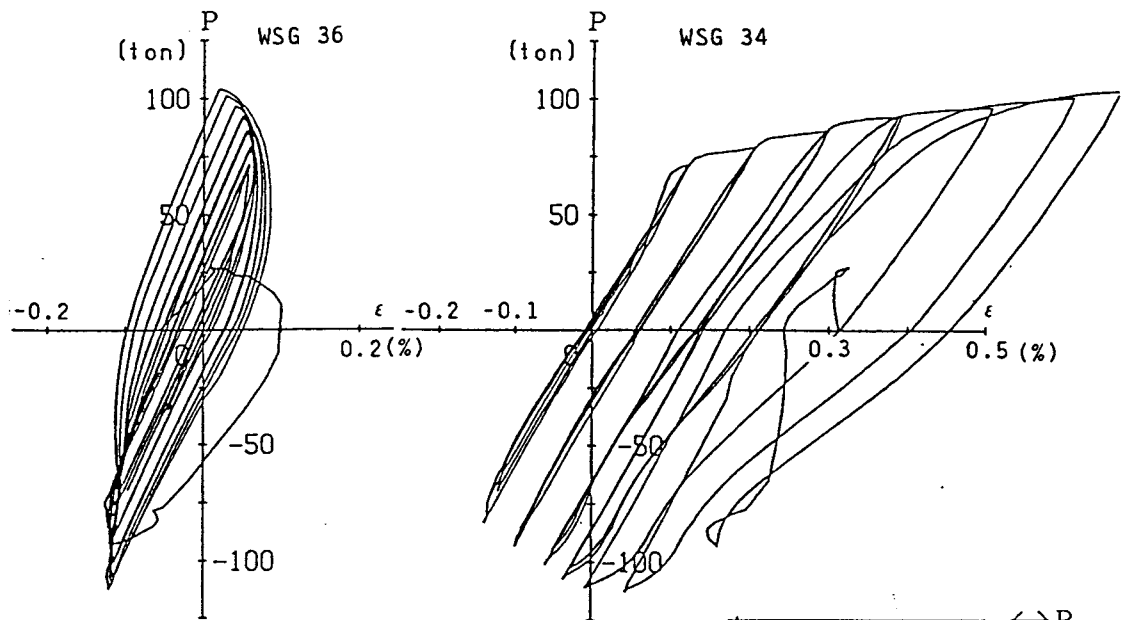


図5-15 ブレース端部H形鋼部分の歪度 (F A - 1)

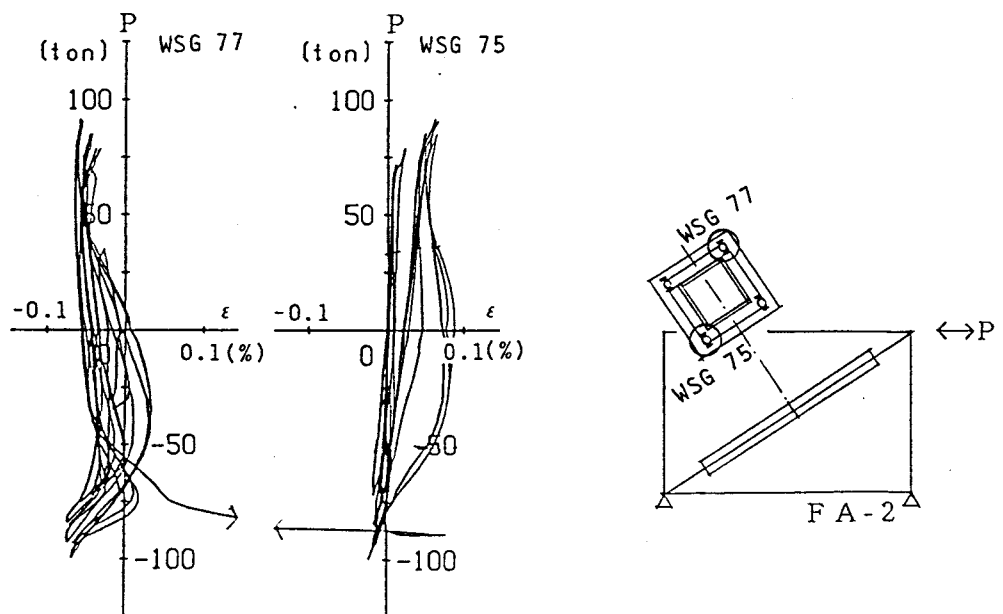


図5-16 ブレース被覆材の隅部鉄筋の歪度 (F A - 2)

のアンボンドブレース付き架構と同様な性状を示した。その後のひび割れパターンも、図5-13(c)の(B),(C)に示すように、FA-1 とほぼ同じである。最初の引張り加力によって両部材間の付着力が失われたものと考えられる。なお、図5-13(c)の(A)～(C)の状態は、図5-11(a)の(A)～(C)の状態に、それぞれ、対応している。12サイクル ($\pm 7 \cdot \delta_y =$ 層間変形角 $1/43$) までの復元力特性は紡錘形であるが、130サイクルでブレースの材長の1/4 点近傍に局部座屈が生じ、架構全体の荷重変形曲線に負勾配が現われた。ブレースが塑性化した後では、剛性、耐力とも圧縮側が大きい、ループの拡大は引張り側の方が大きいとのアンボンドブレースの復元力特性を反映した性状となっており、これも、FA-1 とほぼ同じ性状である。

(3) ラーメン架構 (F-0)

FA-0 のラーメン部分は、梁端部がようやく塑性化した段階であったので、実験終了後、軸ブレースをガス切断して、ラーメン架構とした後、同様の载荷を行った。図5-12のように、 $\pm 10 \cdot \delta_y$ (層間変形角 $1/30$) でも安定した復元力特性を示した。また、塑性域の剛性 (第2勾配) も、曲げを受ける部材の塑性ヒンジの性状を反映して、ブレースのような軸力を受ける部材より大きくなっている。これらは、ラーメン架構の性状をよく表していると考えられる。

表5-2 補剛条件の検討

[下段 (*付きの数値) は、 $N=0.02 P_y$ の圧縮軸力が被覆材に作用するときの値]

試験体	λ 細長比	p_t (%)	p_w (%)	F_c kg/cm ²	M_y (t·m)	Q_y (t)	$\frac{M_c}{M_y}$	$\frac{P_y \delta_c}{M_y}$	補剛力分布が中央集中荷重形の時			
									$\frac{P_y}{P_c}$	β_{ty}	β_{wy}	$\frac{Q_o}{Q_y}$
FA-1	60	0.706	0.984	386	0.827 1.029*	2.225	0.312 0.293*	0.111 0.089*	0.202	0.239 0.260*	0.326 0.332*	0.322 0.400*
FA-2		0.235		372	0.276 0.477*		0.839 0.575*	0.332 0.191*	0.225	0.061 0.151*	0.289 0.296*	0.107 0.186*
FB-1		0.706		421	0.827 1.029*		0.324 0.303*	0.111 0.089*	0.194	0.245 0.255*	0.324 0.329*	0.322 0.400*

$M_y = a_t \cdot r \cdot \sigma_y \cdot g \cdot 0.5 \cdot \eta_o (1 - \eta_o) F_c \cdot D^3$: 被覆材の降伏モーメント
 $Q_y = b_e \cdot r_j \cdot w \cdot \sigma_y \cdot p_w / 2$: 被覆材の降伏せん断力 (フープ筋の効果のみを考慮した値)
 $M_c = 1.8 \sqrt{F_c \cdot Z_c + N D} / 6$: 被覆材のひび割れモーメント
 $\beta_{wy} = (0.043 + 1.64 n p_t + 0.043 M_y / Q_o D + 0.33 \eta_o) \cdot (D' / D)^2$: 被覆材の最大モーメント M_o が M_y のときの割線剛性低下率
 β_{ty} : 被覆材の最大モーメント M_o が M_y のときの接線剛性低下率
補剛力分布が中央集中荷重形の時
 $P_c = \frac{12}{L^2} E_c I_c$: 弾性座屈強度 $Q_o = \frac{2 M_y}{L}$: 被覆材に発生する最大せん断力
 $P_y = 79.3$ (t) : 裏あて金などの影響を考慮した芯部材最少断面積部分 (S1 部分) の降伏軸力 $p_t = \frac{a_t}{D^2}$: 引張り鉄筋比
 δ_c : 元たわみ (= $L/2000$ とした。) $p_w = \frac{a_w}{b_c \cdot x}$: フープ筋比
 L : 材長 a_t : 引張り鉄筋の断面積 $D' = D - d_t$
 $\eta_o = N / A_c \cdot F_c$: 軸力比 a_w : フープ筋の断面積 $r_j = (7/8) D'$
 $A_c = D^2 - d^2$: 被覆コンクリートの断面積 b_c : 被覆材のせん断有効幅
 $n = E_r / E_c$: ヤング係数比 x : フープ筋間隔
 $E_c = 2.1 \times 10^5 \sqrt{F_c} / 200$: コンクリートの弾性係数 (kg/cm²) $I_c = (1 + 3.5 n p_t) \cdot I_o$: 主筋の効果も考慮した被覆材の断面 2 次モーメント
 $E_r = 1.8 \times 10^6$: 主筋の弾性係数 (kg/cm²) $I_o = (D^4 - d^4) / 12$

5.5 検討

(1) アンボンドブレースの補剛条件

表5-2、および、図5-17に芯部材の等価細長比を60としたとき（これは座屈長さをブレース内法寸法 L' としたときに相当する）の、アンボンドブレースの補剛条件の検討を示す。いずれも、せん断耐力は、 $Q_0/Q_y < 1$ と大きく、曲げ降伏がせん断降伏に先行する。したがって、(4-1)式、および、(4-2)式で、被覆材の曲げ剛性および曲げ耐力の検討を行うこととする。

図5-17(a)および(c)のように、FA-1およびFB-1では、元たわみ δ_0 が $L/1000$ のときでも、ひび割れ後に補剛条件を満足する範囲が存在する。このことから、FB-1は、ひび割れで曲げ剛性やせん断強度が低下した被覆材によって補剛されたアンボンドブレースとみなすことができる。FB-1ではブレースの等価細長比が小さいため、被覆材の必要剛性が小さくて済み、全体座屈しなかったものと考えられる。しかしながら、被覆材のひび割れは、曲げ剛性を低下させ、補剛効果を減少させる原因であるから、アンボンド加工を行う方が、より健全であると考えられる。

図5-17(b)のように、FA-2では、元たわみ δ_0 が $L/2000$ のときでも、ひび割れ後では補剛条件を満足しておらず、被覆材のひび割れによる曲げ剛性の低下により全体座屈したものと考えられる。

このように、(4-1)式および(4-2)式の検討式は、架構実験の結果も有効に予測している。

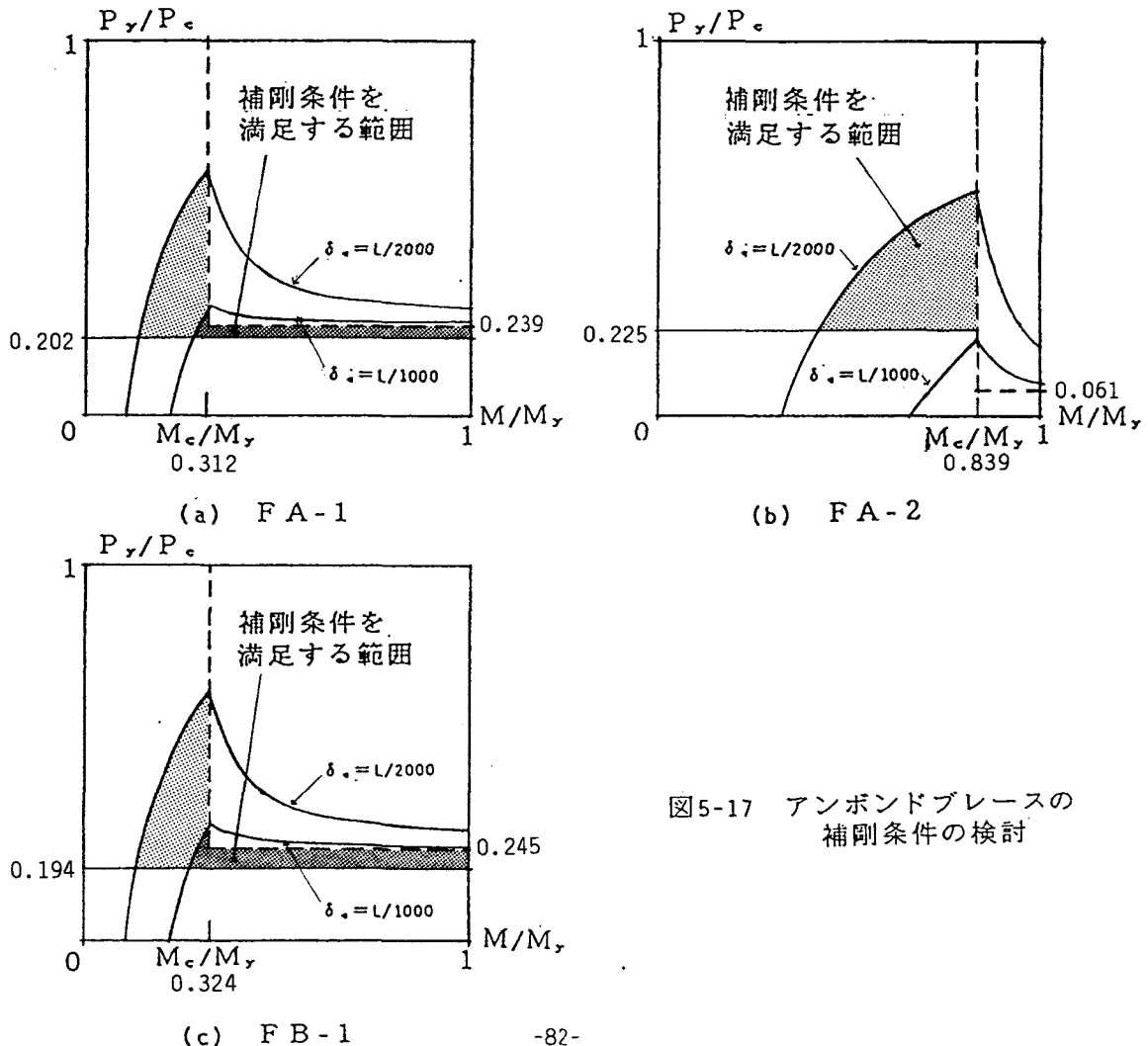


図5-17 アンボンドブレースの補剛条件の検討

(2) スケルトンカーブ

1) ラーメン部分

図5-8～図5-12に示すように、ラーメン部分の荷重-変形曲線は各試験体ともほぼ同じである。また、図5-12の(a)と(b)を比較すると、両者はほぼ同じである。これらより、WSGの値から算定した荷重-変形曲線は実際の性状を表わすものと考えられる。図5-12(a)に、(5-1)式より求めたF-0のラーメン部分の剛性を、①～③のように、剛域長を変化させて算定した結果を示す。初期剛性は、剛域長を1/2としたモデルより求めた解析値(②)とほぼ一致する。

図5-12(a)から求めた、塑性域の剛性(2次勾配)は、初期剛性の約15%であった。また、同図中に、(5-2)式より求めたラーメン部分の崩壊荷重 ${}_2P_y$ を示したが、概ね、実験値と対応していると考えられる。

2) ブレース部分

図5-8～図5-10(F A-0、F A-1、F A-2)の(b)に、(5-3)式より求めたブレース部分の初期剛性を示したが、ほぼ、実験値と一致している。アンボンド材によって、芯部材は被覆コンクリートと独立して挙動しているものと考えられる。

図5-11(b)に、F B-1について、被覆コンクリートの軸剛性を無視した場合(①)と考慮した場合(②)の、初期剛性を示した((5-3)式による)。

実験値は、F A-1に比べて、圧縮側で約50%、引張り側で約30%大きい。被覆鉄筋コンクリートの全断面積が剛性に寄与すると仮定して算定した場合(②)ほど大きくなっていない。被覆形鋼管コンクリート部材の鋼管部分に軸力が作用するとき、両者間の付着は容易に失われるものと考えられる。

図5-9(F A-1試験体)の(b)に、(5-4)式より求めたブレース部分の崩壊荷重 ${}_1P_y$ を示したが、概ね、実験値と対応していると考えられる。また、塑性域の剛性(2次勾配)は、Tサイクル側では初期剛性の約1/100、Cサイクル側では初期剛性の約2/100であり、単材の実験結果と整合している。このような復元力特性は、ブレースが座屈する以前の安定領域では、図5-9～図5-11(F A-1、F A-2、F B-1)の(b)に示すように、ほぼ同じであった。

これらのことから、アンボンドブレースのスケルトンカーブは、(5-3)式、(5-4)式で表わされる、両端ピンとした軸方向変形する棒部材にモデル化して求めて差し支えないと考えられる。ただし、残留応力による降伏点近傍の剛性低下、あるいは、バウシンガー効果による繰返し加力時の降伏点近傍の剛性低下などは別途考慮するものとする。

(3) 材端回転拘束の影響

1) アンボンドブレースの等価細長比

座屈長さの考え方は、本来、弾性状態のみに適用することができ、塑性域では取り出したモデル(等価細長比を有する両端ピンのモデル)と組み込んだモデル(材端で回転拘束を受けるモデル)では、座屈波形が異なるはずである。通常の鋼構造ブレース材について、若林、三谷^{30)、31)}らは、実験および解析結果とも、軸力-軸方向変位関係については、両方のモデルでそれほど大きな差がなく、変位反転時圧縮および引張り耐力、1サイクル当りのエネルギー吸収能力に関して、取り出した

モデルは、安全側であるとしている。しかしながら、アンボンドブレースの場合は、芯部材が降伏して曲げ剛性が無い部材であるから、補3・2のように、座屈長さを最少断面積部分の長さとするなど、もう少し長く仮定した方が安全であると考えられる。ただし、補剛力分布の形状は、端部の反力が集中するような一山波形ではなく、ある範囲に分布する反力が端部に生じるような形状としてよいと考える。これは、芯部材が全体座屈すると両端部の芯部材には非弾性回転角が生じるが、端部に集中反力が生じると仮定すると、この非弾性回転角を両端部の一点の回転角で実現することになるから、実際には歪硬化の影響のため、芯部材に作用している軸力が増大することになる。一方、端部に作用する反力がある範囲に分布する荷重の場合、この非弾性回転角をある長さの回転角の積分値として実現すればよいことになり、実現性が高くなる。したがって、補剛力分布形は(3-16)式のような表現では $\alpha = 0$ ではなく、 $\alpha = 1/2$ の状態に近いものと考えたほうが、より实际的である。ところで、弾性座屈荷重 P_e を、 $P_e = \zeta \cdot E_c \cdot I_c / L^2$ とすると、(3-16)式で、 $\alpha = 0$ のとき、 $\zeta = 9.89$ であったものが、 $\alpha = 1/2$ のとき、 $\zeta = 11.35$ となり、補剛力分布が中央集中荷重形の時の値 $\zeta = 12$ に近くなる。FA-2の座屈波形が直線的であったことを考慮すると、架構中のアンボンドブレースの補剛条件の検討には、中央集中荷重形の補剛力分布を使用してよいものとする。

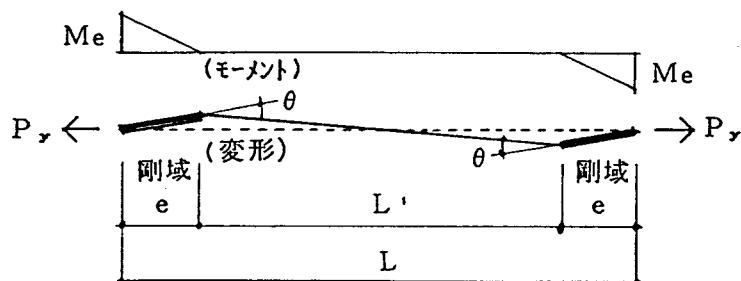


図5-18 ブレースの付加曲げモーメント

2) ブレースの付加曲げの影響

ブレースの付加曲げがラーメンに及ぼす影響は、実験では顕著に検出できなかった。このため、解析的に考察する。

ブレースの回転角

図5-6(a),(b)のように、ブレースの回転角 θ を、梁の曲げ変形による成分 θ_B と、柱の曲げ変形による成分 θ_c に分けて考えると次となる。

$$\theta = \theta_c - \theta_B \quad \text{----- (5-5)}$$

ここで、 $\theta_c = \frac{h^2}{L L'} \cdot \frac{\delta_c}{h}$ 、 $\theta_B = \frac{Q^2}{L L'} \cdot \frac{\delta_B}{h}$ であり、その他の記号は

5.3節の通りである。梁端部に塑性ヒンジが形成されて、ラーメンの崩壊荷重に達した後は、 θ の増分は θ_B の増分と一致する。

ブレースの付加曲げモーメント

ブレースの付加曲げモーメントは、アンボンドブレースのように、芯部材が降伏

軸力を実現しているときは、曲げ剛性が殆ど 0 であるので、あまり大きくない。

図5-18のように、剛域と曲げ剛性 0 の部材に、降伏軸力 P_y が作用しているときを考えると、端部の付加曲げモーメント M_e は、次となる。

$$M_e = P_y \theta \frac{(L - L')^2}{2L} \text{----- (5-6)}$$

ラーメン部分の崩壊荷重の変化

本架構は、梁降伏型であり、 θ_c および θ_B の方向を考えると、ブレースの付加曲げモーメントは、ラーメン部分の崩壊荷重を増加させる。ところで、図5-5の数値（ここで、柱、梁の剛域長さは1/2とした）を代入し、(5-5)式、(5-6)式より層間変形角 $\delta/h = 1/50$ のとき（ラーメン部分も降伏した状態）の M_e を求めると、 $M_e = 0.15 \text{tm}$ となり、これによる崩壊荷重の増加分 ${}_2P_y^+$ は、 ${}_2P_y^+ = 2M_e/h = 0.17 \text{ton}$ とごく僅かであり、無視して差し支えないものと考えられる。

(4) ブレース材の非対称配置

ブレースが座屈して耐力低下を生じるまでは、塑性域の剛性（第2勾配）の僅かな差はあるものの、ほぼ同じバイリニアールであるとして差し支えないものと考えられる。

(5) ブレース端部のディテール

角鋼管ブレースを周辺フレームに直接接合するのは難しいため、一度 H 形断面材に変換するディテールとしたが、結果は健全で、特に不都合なことは生じなかった。

また、ブレースが全体座屈した FA-0 および FA-2 では、ブレースの座屈方向が、その影響を把握しやすい、構面内方向であったが、端部 H 形鋼の弱軸方向を構面内に向け、周辺架構とダブルガセット継手としたディテールについても健全であると考えられる。

5.6 結論

アンボンドブレース付き架構の繰返し加力実験より、次の知見を得た。

- (1) ラーメン架構中のアンボンドブレースの性状は、等価座屈長さを最少断面積部分の長さとし、補剛力分布が中央集中荷重形とした単材の性状と類似している。
- (2) アンボンドブレースのスケルトンカーブは、両端ピンとした軸方向変形する棒部材と考えて求めて十分である。
- (3) 本実験の範囲では、アンボンドブレースによる付加曲げの影響は無視して差し支えない。
- (4) アンボンドブレースは、引張り性状と圧縮性状はほぼ等しいと考えて差し支えない。
- (5) 被覆材の剛性と耐力が十分大きい場合には、アンボンド加工しない場合でも、十分な塑性変形能力を得ることができる。
- (6) ここで用いた端部のディテールは、健全で特に支障がなかった。

第6章 設計方法の提案

これまでの考察から、中程度の細長比（概ね80以下）を有する角鋼管を芯部材とし、鉄筋コンクリートを被覆材とする形式のアンボンドブレースの設計方法を提案する。

6.1 設計方法

(1) 芯部材の幅厚比

芯部材に用いる角鋼管の幅厚比は局部座屈による耐力低下を避けるよう十分に小さくする。その範囲は次式とする。

$$d/t \leq 0.85/\sqrt{\varepsilon_y} \quad \text{-----} \quad (6-1)$$

ここで、 d : 角鋼管の幅

t : 角鋼管の板厚

$\varepsilon_y = \sigma_y/E_s$: 芯部材の降伏歪度

(2) 被覆材の剛性

$P_{cr} \geq f_1 \cdot P_y$ で被覆材の必要剛性を検定する。

このとき、 P_{cr} 、および P_y は次式とする。

$$P_{cr} = \beta_t \cdot \frac{\pi^2}{L^2} E_c I_c \quad \text{-----} \quad (6-2)$$

$$P_y = A_s \cdot \sigma_y \quad \text{-----} \quad (6-3)$$

ここで、 A_s : 芯部材の断面積

σ_y : 芯部材の降伏応力度

L : 芯部材の材長

f_1 : 安全率

β_t : 剛性低下率で(4)項による。

I_c : 被覆材の断面2次モーメント

E_c : 被覆材の弾性係数

I_c は、被覆材の鉄筋コンクリート断面から算定する。

E_c 、および、 f_1 は、実状に合わせて定めるものとする。

(3) 被覆材の曲げ強度

$M_{req} \geq f_2 \cdot M_0$ で被覆鉄筋コンクリート部材の必要曲げ強度を検定する。

このとき、 M_{req} 、および、 M_0 は次式による。

$$M_{req} = M_y$$

$$M_0 = \frac{1}{(1 - P_y/P_s)} \cdot \delta_c \cdot P_y \quad \text{-----} \quad (6-4)$$

$$\text{ここで、} P_s = \beta_s \cdot \frac{\pi^2}{L^2} E_c I_c \quad \text{--} \quad \text{-----} \quad (6-5)$$

M_y : 被覆材の降伏曲げモーメント

f_2 : 安全率

β_s : 剛性低下率で(4)項による。

δ_e : 元たわみ

f_1 、および、 δ_e は、実状に合わせて定めるものとする。

なお、被覆材端部が回転に対して有効に拘束されている場合、(6-4)式の値を、低減することができる。

(4) 剛性低下率

β_t および β_s については、実状によって定めるものとするが、 $\beta_t = \beta_s = 0.2$ を下限値とする。

(5) 被覆材のせん断強度

$Q_{req} \geq f_3 \cdot Q_0$ で被覆鉄筋コンクリート部材の必要せん断強度を検定する。

このとき、 Q_0 、および Q_{req} は、次式による。

$$Q_0 = \pi \cdot M_{req} / L \quad \text{-----} \quad (6-6)$$

$$Q_{req} = b_e \cdot r_j \cdot w f_t \cdot p_w / 2 \quad \text{-----} \quad (6-7)$$

ここで、 M_{req} : (3)項による。

b_e : 被覆材のせん断有効幅

r_j : 被覆材の応力中心間距離

$w f_t$: フープ筋の短期許容応力度

p_w : フープ筋量 (被覆材のせん断有効幅を用いて算定した値)

f_3 : 安全率

(6) 等価座屈長さ

(6-2)式、(6-5)式、(6-6)式で用いる材長 L は、両端ピンの場合の芯部材の長さである。両端剛の場合は次とする。

- ・ 芯部材の端部が周辺架構に剛接合されている場合

ピン接合されている場合と同じで、芯部材の最小断面積部分の長さを用いる。

- ・ 被覆材の端部が回転に対して拘束されている場合

弾性座屈理論から推定される等価座屈長さを用いてよく、両端剛の場合、芯部材の最小断面積部分の長さの1/2とできる。

ここで、最小断面積部分の長さとは、接合部周辺の剛域などを除いたブレース材の長さのことであり、大変形時に主に塑性変形する部分の長さのことである。

(7) 材端部のディテール

当形式のアンボンドブレースでは、材端部周辺 (芯鉄骨の被覆の無い部分を含む) の芯鉄骨の局部座屈の防止、および、端部に集中的に作用する補剛力 (支圧力) による被覆コンクリートの欠け落ち防止はディテールの重要な点であるので、なんらかのスチフナ材を配置する

6.2 設計方法の解説と検討

(1) 芯部材の幅厚比

ブレースが軸力を受けるとき、材全体が軸降伏して大きな塑性変形能力を有するためには、各部分が、少なくとも硬化歪度以下では局部座屈しないことが必要であり、さらに、歪硬化による若干の応力上昇が必要である。被覆材が、角鋼管芯部材の局部座屈を拘束する効果は小さいので、芯部材の幅厚比に上限値を設けることとした。これが、(6-1)式である。

(6-1)式は、短柱圧縮試験(付録1)より、 $\epsilon_{max}/\epsilon_y \geq 10$ となるよう定めたものであり、概ね、 ϵ_{max} が硬化歪度に達し、芯部材の平均軸方向歪度が1%以上となる。ここで、 ϵ_{max} は、付録1で定義した塑性変形能力である。

なお、加藤ら³⁶⁾は、溶接組立て角鋼管の短柱圧縮試験より、次の、応力上昇率 τ_o の実験式を求めている。

$$\tau_o = \frac{1}{0.526 + 0.426(d/t)\sqrt{\epsilon_y}} \quad \text{-----} \quad (6-7)$$

これに、(6-1)式を代入すると、 $\tau_o \geq 1.125$ であり、10%以上の応力上昇を期待することができる。

(6-1)式では、 $\sigma_y = 2.4\text{t/cm}^2$ のとき 25.1、 $\sigma_y = 3.3\text{t/cm}^2$ のとき 21.4となるが、実際の鋼材の降伏応力度の上昇を考えて、次の範囲とすることを推奨する。

芯部材がSS41材のとき $d/t \leq 23$ 、SM50材のとき $d/t \leq 20$

(2) 被覆材の剛性

芯部材が降伏している状態の複合材の座屈強度 P_{cr} が、芯部材の降伏軸力 P_y を上回っていることが、アンボンドブレースが塑性変形能力を有する条件の1つであり、これを表現したものが(2)項である。

1) 複合材の座屈強度

芯部材が降伏して、曲げ剛性を持たないとき、アンボンドブレースの座屈荷重の最小値は、第3章で検討したように、被覆材のオイラー荷重(補剛力分布が正弦半波形のときの値)に接線剛性低下率 β_t を乗じたものとなる。これが(6-2)式である。

ところで、付着力を有する通常の複合材の座屈強度に関しては1970年ごろから多くの論文^{47)・52)}が発表され、次のタンジェントモデュラス式で計算できることが示されている。

$$P_{cr} = \frac{\pi^2}{L^2} (EI)_t \quad \text{-----} \quad (6-8)$$

ここで、 P_{cr} : 複合材の全体座屈荷重

L : 座屈長さ

$(EI)_t$: 複合材の接線曲げ剛性

鉄骨鉄筋コンクリート造の長柱の設計式として、例えば、ACI⁵⁷⁾では、クリープの影響を無視した場合、複合材の接線曲げ剛性を次式で与えており、剛性低下率 β を、 $\beta = 0.2$ としている。我国のSRC規準⁵⁵⁾も同様の式を用いている。

$$(EI)_t = E_s I_s + \beta \cdot E_c I_c \quad \text{-----} \quad (6-9)$$

ここで、 I_s ：鉄骨部分の断面 2 次モーメント

I_c ：鉄筋コンクリート部分の断面 2 次モーメント

E_s ：鉄骨部分の弾性係数

E_c ：鉄筋コンクリート部分の弾性係数

β ：剛性低下率

(6-2)式は、(6-8)式あるいは(6-9)式で、 $E_s I_s = 0$ としたもの、すなわち、芯部材が塑性化した状態のときの座屈荷重に相当し、両者は同じ形式で表現できる。このことから、(6-2)式を設計式とすることは、複合材の性状の類似性から、妥当なものであると考えられる。

なお、安全率 f_1 は、 β の値の定め方（(4)項）とも関連するが、ここでは、 $f_1 = 1.1 \sim 1.2$ とする。

2) 被覆材の寸法とコンクリート強度

被覆材の寸法（コンクリート厚さ）は、鉄筋コンクリート部分の断面 2 次モーメント I_c から定めることができる。軸方向鉄筋による曲げ剛性の上昇を考慮することは、例えば R C 規準⁵³⁾を準用して行えるが、軸方向鉄筋による付加剛性を無視した I_c は安全側の値となる。

(6-2)式は、 E_c を用いているが、設計にはコンクリート強度 F_c を用いる方が便利である。 E_c は、被覆材が普通コンクリートのとき、コンクリート強度 F_c を用いて、次式とする。

$$E_c = 2.1 \times 10^5 \sqrt{F_c / 200} \quad (\text{kg/cm}^2) \quad \text{-----} \quad (6-10)$$

(3) 被覆材の曲げ強度

被覆材の曲げ強度 M_{rcq} が、被覆材に発生する最大曲げモーメント M_0 を上回っていることが、アンボンドブレースが塑性変形能力を有する条件の 1 つであり、これを表現したものが(3)項である。

1) 被覆材に発生する最大曲げモーメント

被覆材に発生する最大曲げモーメントは、(6-4)式のように、降伏軸力 P_y と元たわみ δ_c の積で表わされる偏心モーメントにモーメント割増し係数 $\frac{1}{(1 - P_y / P_s)}$

を乗じたものであり、S R C 規準など^{47)、55)}で示されている、両端ピンの長柱の必要耐力式と同じ形である。したがって、(6-4)式を設計式とすることは、複合材の性状の類似性から、妥当なものであると考えられる。

なお、 P_s は複合材の座屈強度であるが、被覆材の非線形性を表す剛性低下率の性質が(6-2)式と異なり、割線剛性低下率であることを表現している。

被覆材の両端が回転拘束を受ける場合、付 3.2 で示したように、モーメント修正係数⁴³⁾ C_m (≤ 1) に準じた係数を、さらに、(6-4)式に乗じて低減することができる。

2) 被覆材の軸方向鉄筋量

被覆材の曲げ強度として、R C 規準⁵³⁾で定めている梁の短期許容曲げモーメント M_y （釣合鉄筋比以下の場合）を用いることとする。

$$M_y = a_t \cdot f_t \cdot r_j \quad \text{-----} \quad (6-11)$$

ここで、 a_t ：軸方向の引張り鉄筋の断面積

f_t : 軸方向鉄筋の短期許容応力度

r_j : 被覆材の応力中心間距離

(6-11)式より、被覆材の軸方向鉄筋量を定めることができる。

3) 安全率

安全率 f_2 は、 δ_e の値の定め方と関連するが、 $f_2=1.1\sim 1.2$ 、 $\delta_e=L/1000$ を用いることとする。ここで、 δ_e は、ECCS⁵³⁾で用いられている値であり、現実的な値であると考えられる。

(4) 剛性低下率

被覆材が鉄筋コンクリートであるので、ひび割れによる剛性低下の影響を考える必要がある。ひび割れには、材軸に直交するひび割れ、材軸方向のひび割れ、および、斜めせん断ひび割れの3種類がある。このうち、曲げ剛性の低下の主原因となるひび割れは材軸に直交するひび割れであり、繰返し変位振幅が大きくなるとともに生じる軸引張りひび割れである。この評価法には次の2つの方法が考えられる。すなわち、1つは、被覆材が補剛力を受けたときの力と変形の関係が非線形性を有するとするもので、もう1つは、初期剛性が徐々に低下していくとするものである。前者の方法による場合は、接線剛性低下率と割線剛性低下率は異なった値となる。後者の方法による場合は、接線剛性低下率と割線剛性低下率は同じとなる。いずれの方法によっても、その値は、被覆材に生じている応力レベルによって異なるので、設計する際には、その最小値を採用すればよいと考えられる。

1) β_t と β_s の算定

被覆材に発生する補剛力の分布形とモーメントー曲率関係が既知であれば、被覆材に発生している最大モーメント M_0 とその位置の被覆材の横たわみ δ_{RC} の関係を算定することができる。 β_t は、 M_0 - δ_{RC} 関係の接線剛性低下率、 β_s は、 M_0 - δ_{RC} 関係の割線剛性低下率から得られる。芯部材の細長比が概ね80以下の場合、補剛力分布は、最も低い座屈荷重を与える、正弦半波形として差し支えないと考えられる。ところで、被覆材が短い場合は、 δ_{RC} の算定に際して被覆材のせん断変形による剛性低下の影響を考慮する必要がある。RC規準⁵³⁾に、ひび割れの影響を考慮した M_0 - δ_{RC} 関係で、シヤスパン比の影響などを含む式が記述されているが、これに準じてひび割れ後の剛性を求め、 β_t と β_s の最小値($M=M_y$ のときの値)を用いる方法としてよいと考えられる。これは、第4章で用いた方法であり、各試験体の塑性変形能力の有無を有効に判定するものであった。

2) 略算法

(2)項で述べたように、ACI⁵⁷⁾や我国のSRC規準⁵⁵⁾では、剛性低下率 $\beta=0.2$ としているので、 $\beta_t=\beta_s=\beta=0.2$ とする。 $\beta=0.2$ は、実験結果と比較すると、十分に小さい値であるのでこれを下限値として用いる。

(5) 被覆材のせん断強度

被覆材の降伏せん断強度 Q_{req} が、被覆材が曲げ降伏するときに発生するせん断力 Q_0 を上回っていることが、被覆材の曲げ降伏がせん断降伏に先行する条件であり、これを表現したものが(5)項である。この条件が前提となって(3)項の被覆材の曲げ

強度の検定を行うことができる。なお、安全率 $f_3 = 1.1 \sim 1.2$ とする。

1) 最大せん断応力 Q_0

Q_0 は、補剛力の分布形状が正弦半波形のとき、被覆材が曲げ降伏するときに生じる最大せん断応力である。

2) せん断耐力 Q_{req}

Q_{req} は、鋼管構造設計施工指針⁵⁴⁾に基づいているが、コンクリートによるせん断強度への寄与を無視し、フープ筋の強度のみを期待した、短期許容せん断強度である。これは、次のことを考慮したためである。

- ・ 被覆材に作用する芯部材からの支圧力の方向が、コンクリートの圧縮帯の形成が期待できない方向である。
- ・ 被覆材に材軸方向および材軸直交方向のひび割れが存在する。
- ・ 被覆コンクリートはせん断力に抵抗する有効幅が小さい。

(6) 等価座屈長さ

アンボンドブレースが周辺架構に剛接合されるときなど、材端で回転拘束を受けるときの取扱いである。アンボンドブレースは、芯部材が軸降伏して曲げ剛性を持たない状態で座屈しないことを必要とするので、通常のブレースとは異なった取扱いをしなければならない。通常のブレースでは、弾性座屈理論から推定される等価座屈長さを用いてよいとされているが、このような取扱いは、付 3.2 で示したように、被覆材が回転拘束されているときに可能であり、芯部材については端部条件にかかわらず、最小断面積部分の長さとする。

(7) 被覆材端部のディテール

3.2 (1) 項、あるいは、3.3 (2) 項で示したように、被覆材端部に補剛力に対する大きな集中反力が発生する。これに対する補強を行うことが必要である。第 2 章で示したような、軸方向鉄筋を溶接接合したエンドプレート(鋼板)などは有効なスチフナである。

6.3 結論

中程度の細長比（概ね 80 以下）を有する角形鋼管を芯部材とし、鉄筋コンクリートを被覆材とする形式のアンボンドブレースの設計方法を提案した。

第7章 実建物への適用

アンボンドブレースを実建物に適用する際には、力学的性能の確認と同時に、簡便な設計手法の開発、および、施工性と経済性を併せ持つディテールの開発が重要になる。この章では、実際の建物に適用した例を示し、これらの付随する項目について記述する。

7.1 建物の概要

写真7-1は、ここで例示する建物の外観である。その主たる用途は、不特定多数の研究開発型企業がテナントとして入居する研究所ビルである。

建物は、図7-1、7-2に示すように、地下1階、地上12階、軒高53m、延べ床面積95,000m²の規模を有し、主体構造は、居室部床梁を鉄骨造（S造）、その他の梁と柱を鉄骨鉄筋コンクリート造（SRC造）とする混合構造である。地上部は、ほぼ同じ形状のA、B、C、Dの4棟を繫材で結んだ形状をしており、その中央部に大きな吹抜け（アトリウム）を構成している。各棟は、両端に鉄筋コンクリート造（RC造）耐力壁を含むコアがあり、各棟の中央部にスリット状の吹抜けがある。このスリット状吹抜け部は、メカニカルボイドと称するが、設備コアの機能を持ち、多様な研究活動に対応することができる大きな配管スペースである。また、地下駐車場の排気スペースにも用いており、換気機能をも有しているが、風洞実験により確認された空気圧の分布を実現すべく、屋根を設けていない。

さて、アンボンドブレースは、写真7-2のように、このメカニカルボイドの短辺方向にZ型に配置されている。

アンボンドブレースは、芯部材を□-250x250シリーズの溶接組立て角鋼管とし、被覆材は450x450の外形寸法を有する鉄筋コンクリートである。その細長比は、心々距離で約80である。

通常のブレース材は、圧縮性状と引張り性状が異なるため、X型、あるいは、K型の様な対称配置とするが、アンボンドブレースでは圧縮性状と引張り性状がほぼ同じであるため、Z型のような、非対称配置が可能となる。

また、通常のブレースで、細長比が30程度より大きい場合には、一般に、ブレースの座屈止め材が配置されるが、アンボンドブレースではこのような副次材が不要なためすっきりした意匠表現が可能になる。

7.2 設計

図7-3はアンボンドブレース構面の詳細図である。

芯部材の接合部は角鋼管断面からH形断面に置き換え、柱・梁接合部から持ちだしたH形断面のブラケットと高力ボルトによる摩擦接合としている。

アンボンドブレース、およびその接合部は、耐候性（ここに設けられたアンボンドブレースには、雨が直接あたる）を確保するため、鉄筋コンクリートで被覆した形式のものとした。アンボンドブレース部分の被覆材は、現場であらかじめ製作し

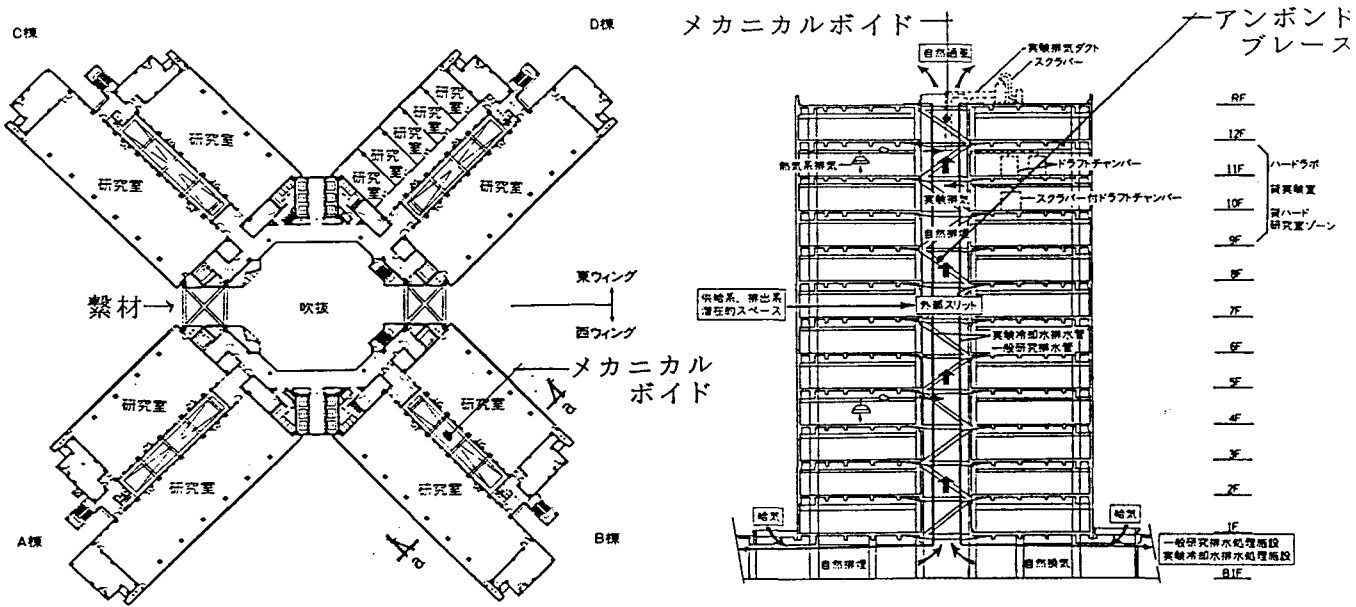


図7-1 標準階平面図

図7-2 メカニカルボイドの断面図 (a-a断面)

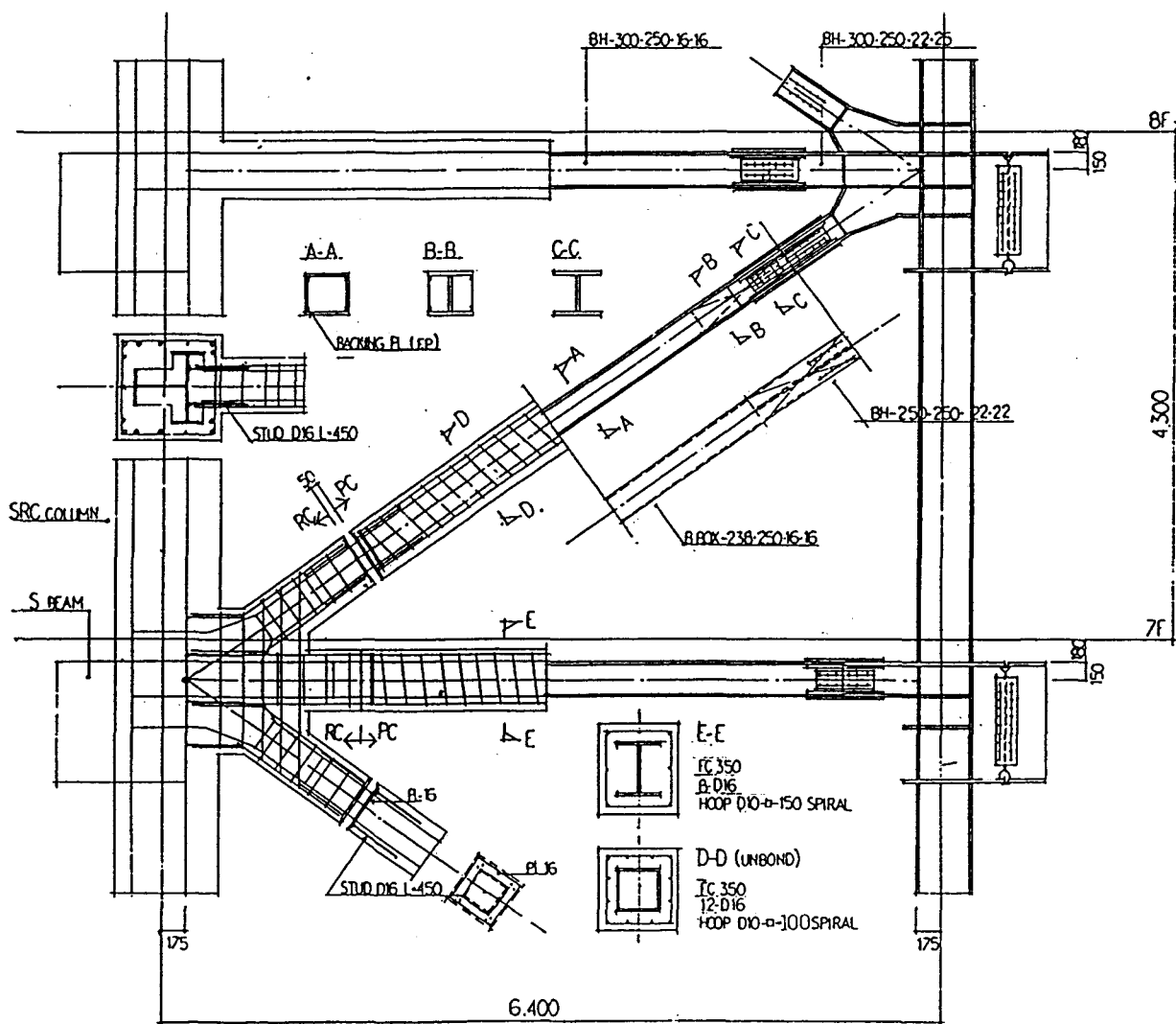


図7-3 アンボンドブレース構面の詳細図

たもので、プレキャストコンクリート製である。接合部周辺のコンクリートは現場で打設し、アンボンド加工を施していない。このため、アンボンドブレースが圧縮力を受けるとき、接合部周辺の被覆コンクリートがアンボンドブレースの被覆材を押さないようにする工夫が必要になる。ここでは、図7-3のように、50mmの隙間を、両端に設け、ここをシール材で充填する方法とした。振動応答解析によると、この建物の最大応答層間変形角は1/150であるが、これは、ブレース材の最少断面積部分の長さ(3000mm)に対する平均軸方向塑性変形量に換算すると0.79%となる。一方、50mmの隙間は3.3%の軸方向最大塑性変形を許容する値であり、応答値より十分に大きく、また、目標値である1%を越えているため、安全側であると考えた。

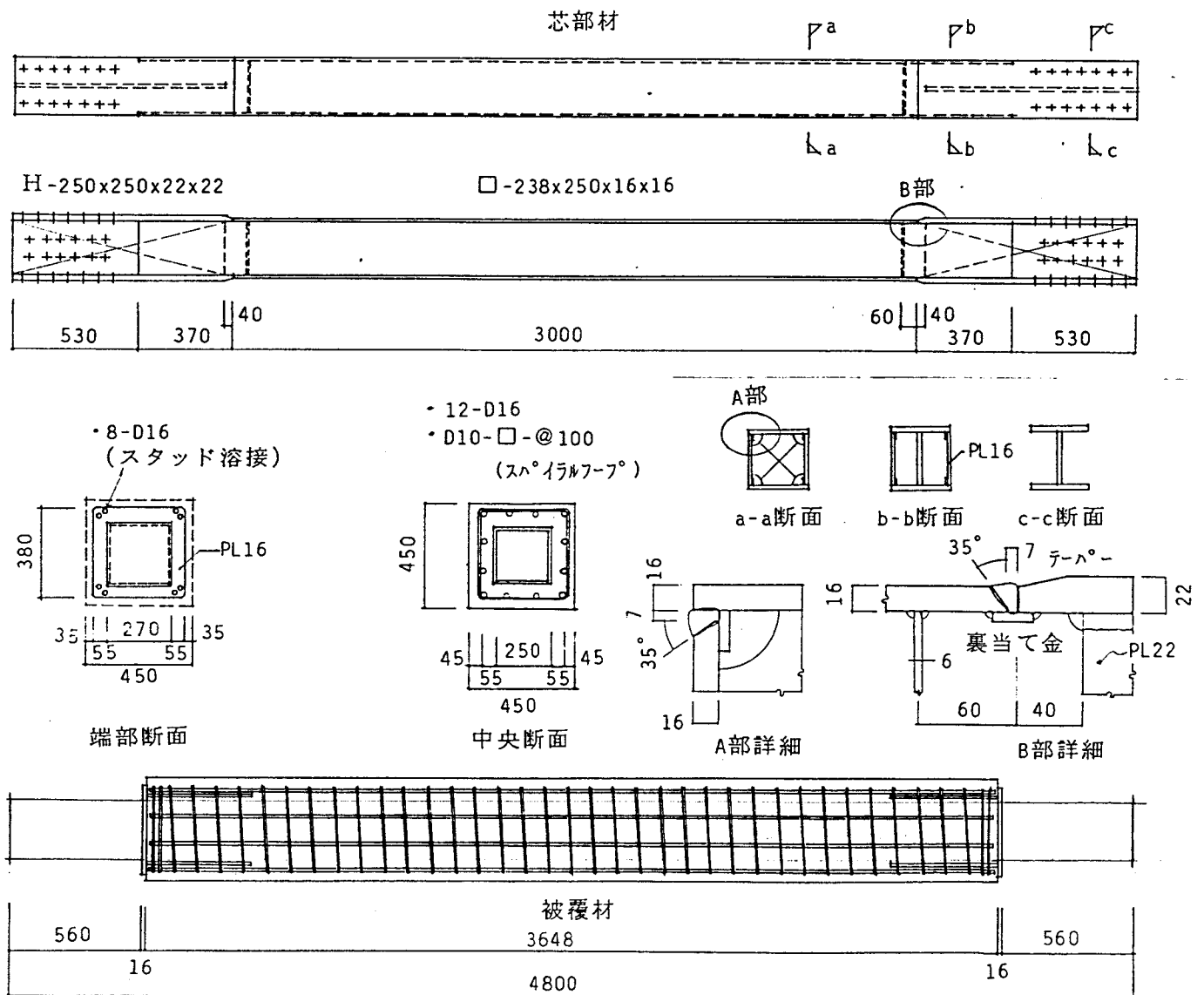


図7-4 アンボンドブレースの詳細図

7.3 断面検定

代表的な断面である、□-238x250x16x16を芯部材とするアンボンドブレースの断面検定を、第6章の設計方法にしたがって行う。ここで、角鋼管の寸法が238mmと250mmより小さくなっているのは、角鋼管の板厚と端部H形鋼（H-250x250シリーズ）のフランジの板厚が異なるが、溶接の施工性向上のため、フランジの内面を合わせることとし、両者のフランジ板厚の差を調整したためである。このような寸法調整は、芯部材が溶接組立て材であるため、容易に行える。

(1) 仮定断面

芯部材：□-238x250x16x16(SS41)、断面積 $A_{Box}=145.9\text{cm}^2$

被覆材：BxD=450x450mm、

軸方向鉄筋：全12-D16(SD30)、

フープ筋：D10-□スパイラル-@100mm($p_w=0.71\times 2/(20\times 10)=0.0071$)
(SD30)

コンクリート強度： $F_c=350$

座屈長さL：4.80 m

端部部材：BH-250x250x22x22(SM50)、断面積 $A_H=155.3\text{cm}^2$

(ボルト孔を除いた有効断面積 $A_{He}=124.3\text{cm}^2$)

高力ボルト(F10T)：フランジ 2列x14本-M22、ウェブ 12本-M22

(2) 降伏軸力 P_y 、被覆材弾性時の座屈荷重 P_e の計算

$$P_y = A_{Box} \cdot \sigma_y = 145.9 \times 2.4 = 350.2 \text{ ton}$$

$$P_e = \frac{\pi^2}{L^2} E_c I_c = 3682.0 \text{ ton}$$

$$E_c = 2.1 \times 10^5 \sqrt{F_c/200} = 2.78 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$$

$$I_c = (45^4 - 25^4)/12 = 30.92 \times 10^4 \text{ cm}^4$$

(3) 芯部材の幅厚比の検討

$$d/t = 25/1.6 = 15.6 < 23 \quad : \text{OK}$$

(4) 被覆材の剛性と耐力の検討

$\beta_t = \beta_s = 0.2$ 、および、 $\delta_e = L/1000$ とする。

被覆材の剛性

$$P_y/P_e = 350.2/3682.0 = 0.097 < \beta_t/f_1 (=0.2/1.1=0.182) \quad : \text{OK}$$

被覆材の曲げ強度

$$M_0 = P_y \cdot \delta_e \cdot \frac{1}{(1 - P_y/\beta_s \cdot P_e)}$$

$$= 350.2 \times \frac{4.8}{1000} \times \frac{1}{(1 - 350.2/(0.2 \times 3682.0))} = 3.21 \text{ tm}$$

$$M_y = a_t \cdot f_t \cdot j = 4 \times 1.99 \times 3.0 \times (7/8) \times (40/100) = 8.36 \text{ tm}$$

$$f_2 \cdot M_0 = 1.1 \times 3.21 = 3.53 \text{ tm}$$

$$M_y > f_2 \cdot M_0 \quad : \text{OK}$$

被覆材のせん断強度

$$Q_o = \frac{\pi}{L} M_y = 5.47 \text{ ton}$$

$$Q_y = b_e \cdot j \cdot w_f \cdot t \cdot p_w / 2$$

$$= 20 \times (7/8) \times (40/100) \times 3.0 \times 0.0071 / 2 = 7.45 \text{ ton} > f_3 \cdot Q_o (= 1.1 \times 5.47 = 6.02) : \text{OK}$$

(5) 継手の検討

端部H形鋼の強度

$$P_o = A_{nc} \cdot \sigma_y = 124.3 \times 3.3 = 410.2 \text{ ton} > P_y (= 350.2) : \text{OK}$$

高力ボルトの強度

$$P_{\text{BOLT}} = 40 \times 11.3 = 452 \text{ ton} > P_y (= 350.2) : \text{OK}$$

7.4 製作および施工

製作および施工の手順は次である。図7-4に、部材の詳細を示す。

(1) 芯部材の製作

鉄骨加工工場で鋼板から溶接組立て角鋼管を作製した。角鋼管部分の角溶接は裏あて金付きの完全溶込み溶接である。組立てのため、6mm厚の鋼板が両端部に内蔵されているが、この板は3辺は溶接されているが後の1辺は溶接されていない。端部H形鋼は溶接組立て材であり、これにウェブプレートと2枚あわせて日の字断面とした補強部と、角鋼管部分を、裏あて金付きの突合せ溶接で接続した。補強部分の長さは、応力伝達が円滑となるよう、約1.5d（dは角鋼管外径）とした。芯部材表面はショットブラスト処理し、アンボンド材を巻き付け易くした。寸法の計測後、現場に搬入した。

(2) 被覆材の製作

- ・現場の製作ヤードでアンボンド材（厚さ0.2mmのポリエチレンフィルムシート）を芯部材に巻き付け、粘着テープで固定した。
- ・角スパイラルフープと軸方向鉄筋で加工した鉄筋籠を端部から挿入した。角スパイラルフープは、両端部では2重巻とし、フレアー溶接で固定した。
- ・8本の鉄筋（長さ450mm）をスタッド溶接した小口塞ぎ鋼板（厚さ16mm）を端部から挿入し、寸法の計測後、鉄筋籠と結束した。写真7-3はこの状態を示している。なお、スタッド溶接された鉄筋の位置がコーナー部からずらされているため、鉄筋籠のコーナー鉄筋と当たること無く組立てることができた。
- ・鋼製型枠をセットする。なお、コーナー部の目地棒は、プラスチック製である。
- ・高強度コンクリート（調合スランプ8cmとした）をバケットで運搬し、打設した。型枠バイブレーターと棒状バイブレーターを使用して締め締め、上部を金こてで押さえた。
- ・脱型期間は2日以上とし、その後の養生はテント内で行った。
- ・コンクリート表面にアクリル塗装を行い、製品番号を小口に記入した。



写真7-1 建物の外観

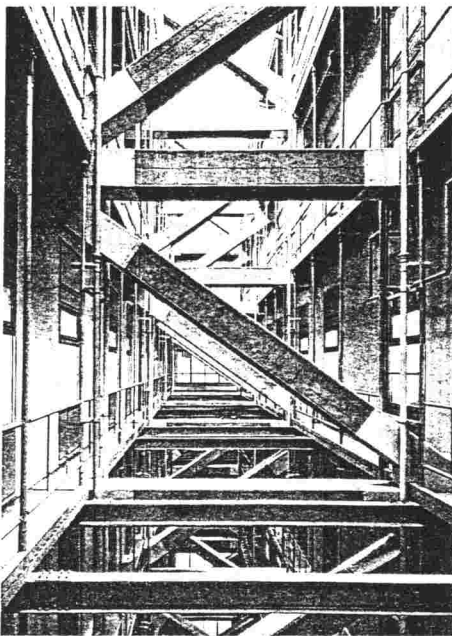


写真7-2 メカニカルボイド中のアンボンドブレース

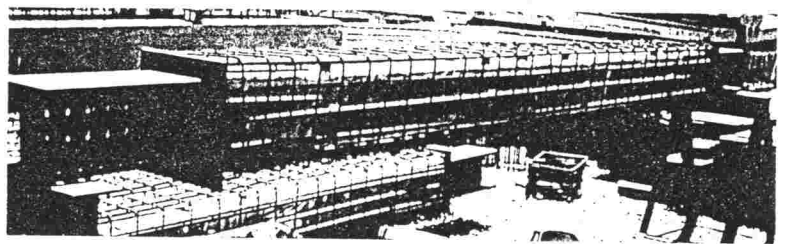


写真7-3 アンボンドブレースの製作

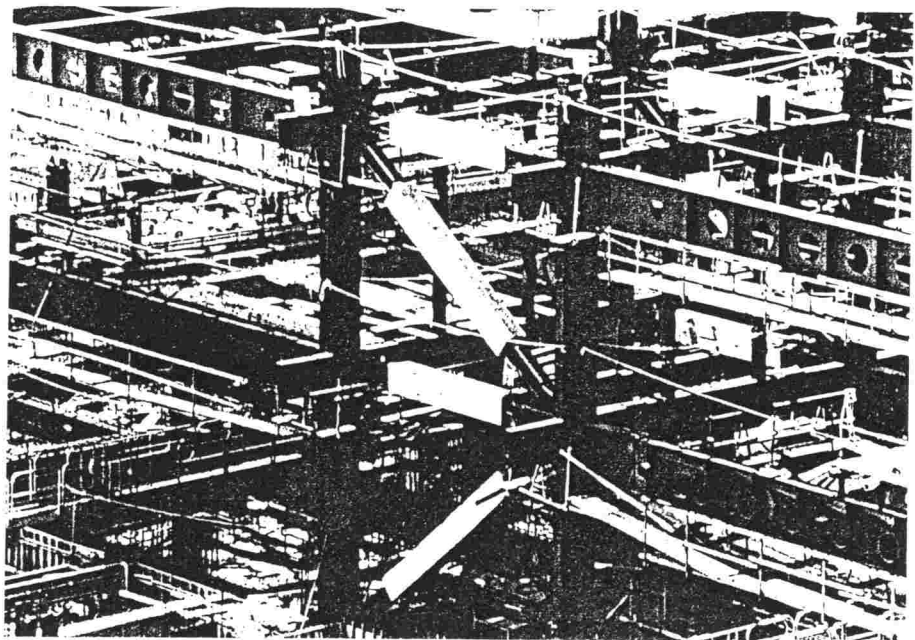


写真7-4 アンボンドブレースの施工

(3) 施工

- ・アンボンドブレースをタワークレーンで揚重し、所定位置にセットした。
写真7-4はこのときの状態を示したものである。その後、高力ボルトを締め付けた。
このとき、フランジ部のボルトとウェブ部のボルトを $p/2$ (p はボルト間隔) ずらしたため、お互いに当たることなく締め付けることができた。
- ・接合部のコンクリート打設のため、2つ割りにした鉄筋籠をセットした。このとき、小口部分は鉄筋をスタッド溶接した鋼板を、鉄骨に溶接接合した。隙間部分にスタイロフォームを挟み込み、次に、鋼製型枠をセットした。この部分の型枠の形状は、一般階では2種類である。
- ・接合部のコンクリートを打設する。この部分のコンクリートは周辺の柱、および、梁材と同じ材料である。
- ・隙間部分をシール材で充填した。

7.5 結論

この章で例示した建物は、ブレースと周辺架構の接合部にコンクリートを打設したため、やや煩雑な施工手順であったが、アンボンドブレースの製作そのものは簡単であった。鉄骨構造に組み込まれるときには、施工はもっと簡単になるものと考えられる。フランジとウェブのボルトを半ピッチずらして配置したこと、あるいは、小口塞ぎの鋼板にスタッド溶接した鉄筋の位置を隅部から少しずらして配置したことなど、ディテールにはいくつかの配慮をしたが、製作および施工的な問題は特に存在しなかった。

第8章 結語

本研究は、角鋼管を鉄筋コンクリートで被覆したアンボンドブレースの耐震性能に関するものである。ここでいうアンボンドブレースとは、鉄筋コンクリートで芯鉄骨を被覆して座屈を拘束する形式のブレースであるが、両者間の付着力をアンボンド材を用いて積極的に低減させた混合構造部材である。このような特殊ブレースが、繰返し荷重下で大きな塑性変形能力を有するための条件とその機構を実験的、理論的に解明し、これを高層建物の耐震要素として実用化することが本研究の目的である。

研究の内容は、芯部材の良好な性能を引き出すために必要な被覆材の構造条件の解明、および、実用化するために必要な設計方法とディテールの開発、の2つに大別でき、本論文の第2章から第5章が主に前者を、第6章および第7章が主に後者を記述したものである。

本研究を通して得られた知見・結論などは、各章末の結論の節にまとめて記しており、ここではその詳細を省くが、主な内容を以下に示す。

第1章では、本研究の目的、背景、対象などを記述した。

第2章では、両端ピンの境界条件を有する単材の繰返し加力実験について記述した。試験体のパラメータは、芯部材については細長比と幅厚比、被覆材についてはコンクリート厚さ、コンクリート強度、軸方向鉄筋量、および、フープ筋量である。

多様な終局モードが現われた。すなわち、(1)殆ど塑性変形能力を示さずに全体座屈したもの、(2)塑性変形があまり大きくないうちに芯部材が局部座屈したもの、(3)ある程度の塑性変形能力を示した後に被覆材に発生したひび割れが成長して全体座屈したもの、および、(4)十分な塑性変形能力を示したものがあった。

このうち、(3)で現われたひび割れについては、材軸方向のひび割れ、材軸直交方向のひび割れ、および、斜めひび割れなどのパターンごとにその発生メカニズムを観察・分類し、これらのひび割れによる被覆材の曲げ剛性の低下、および、せん断強度の低下が芯部材に対する補剛能力の低下につながるなどの知見を得た。

これらの実験結果から、被覆材の剛性と強度が一定の限界値以上であるとき、芯部材は全体座屈する前に、全体軸降伏して大きな塑性変形能力を有するなどの結論を得た。

第3章では、解析的考察について記述した。

芯部材が圧縮荷重を受けて屈曲しようとするとき、被覆材にあたり、被覆材に横変形が生じて芯部材の屈曲に抵抗するような補剛力が、両部材間の支圧作用の結果として生じる。この補剛力によって複合材としての全体座屈強度が上昇して芯部材の降伏軸力を上回ること、および、被覆材の強度がそのようにして発生した補剛力によって生じる被覆材の応力を上回ることの2つが、アンボンドブレースが十分な塑性変形能力を持つための条件であると考えた。

これらの条件を、芯部材が圧縮軸力を受けて、その全断面が鋼素材の降伏棚にあり、芯部材が降伏軸力を保持しているが曲げ剛性および曲げ強度を持たない状態につい

て、解析的に表現し、被覆材の必要剛性、および、必要強度（曲げ強度、および、せん断強度）を求めた。

これらの結果には、被覆材のひび割れなどによる剛性の低下と補剛力の分布形状が影響している。このうち、補剛力の分布形状については、芯部材の変形形状によって定まること、および、芯部材の変形形状は芯部材の細長比と関係することが知見として得られた。すなわち、芯部材の細長比が弾性座屈する程度に大きい場合には、降伏軸力を実現するまで次々と高次の座屈変形モードに移行して、複合材としての座屈荷重がやや増大し、剛性条件を満足させることが若干容易になるが、被覆材に発生する曲げ応力とせん断応力の比が小さくなって、曲げ降伏を先行させるためには、被覆材には大きなせん断強度が必要となる。一方、芯部材の細長比が弾塑性座屈する程度以下であるとき、芯部材は一山波形で変形し、複合材としての座屈荷重が最も小さくなるのは、補剛力分布が正弦半波形のときであり、これが最も出現しやすいモードと考えられる。そのときの座屈荷重は、被覆材のオイラー荷重（被覆材が弾性のときの値であり、被覆材の非線形性を考慮するとき、接線座屈荷重）となる。また、被覆材に発生するせん断力は材端部に集中し、曲げ降伏先行とするためには、材長が短いアンボンドブレースほど大きなせん断強度を必要とすることや、被覆材に発生する最大曲げモーメントは元たわみ量と芯部材の軸力の積で表わされる偏心モーメントにモーメント割増し係数を乗じたものとなることなどを示した。これらから、芯部材の細長比が中程度（概ね80以下）の場合について、アンボンドブレースが十分な塑性変形能力を持つために必要な被覆材の剛性と強度を、被覆材のひび割れの影響も考慮して、解析的に表現した。

第4章は、第3章で定めた被覆材の必要条件を、第2章の試験体について計算し、実験結果と比較したものである。

各試験体には、不可避の荷重の偏心や元たわみ、あるいは芯部材と被覆材の隙間などが存在するが、これらを、元たわみ量に換算した。元たわみ量の大きさによって、補剛条件を満足する範囲が異なるが、現実的な値と考えられる、材長の1/1000から1/2000の値とすると、解析結果は単材の実験結果を有効に表現した。

第5章では、単位ラーメン架構にアンボンドブレースをZ型に配置したブレース付き架構の繰返し加力実験について記述した。ここでは、ブレース材端部で角鋼管からH形鋼に置き換えた後にラーメン架構に接合するなど、実用性に対する配慮もしており、それらが不都合で無いことを検証している。

ブレースが全体座屈を起こさず大きな塑性変形能力を有していた試験体と、ブレースが全体座屈した試験体があったが、これを解析的に予測できるかどうかを検討した。ブレース材端部が周辺架構により回転拘束されているため、等価な座屈長さを定める必要があるが、芯部材が軸降伏して、曲げ剛性も曲げ強度も持たない場合には、その最少断面積部分（角鋼管部分）の長さとしてよいとの解析結果を、第3章で得ている。この座屈長さをを用いて、本章の実験結果を検証したが、単材で得られた塑性変形能力の予測方法は、架構中のブレースについても有効であった。

架構中のアンボンドブレースのスケルトンカーブは圧縮性状と引張り性状がほとんど同じであり、最も簡単な力学モデルの一つである、両端ピンとしたバイリニアな軸方向変形する棒部材として、解析的に表現できることを示した。

なお、アンボンド加工を行わない複合材料ブレースについても実験を行ない、被覆材の剛性と耐力が十分大きい場合には、このようなブレースも大きな塑性変形能力を有することを示したが、付着力を無くさないブレースでは、引張り荷重が作用すると、被覆材表面に材軸に直交する方向のひび割れが生じて、被覆材の曲げ剛性が早期に低下するとの結果も示した。すなわち、アンボンド加工は、この種の複合材料ブレースが塑性変形能力を有するための必要条件ではないが、被覆材の曲げ剛性の低下を防止するという意味で、部材の塑性変形能力の確保に寄与するものであった。

第6章は、細長比が80以下の角鋼管を芯部材とし、鉄筋コンクリートを被覆材とするアンボンドブレースの設計方法を提案したものであり、芯部材の幅厚比、被覆材のコンクリート厚さ、コンクリート強度、軸方向鉄筋量、および、フープ筋量などの定め方を示した。また、被覆材の材端部に集中するせん断力に対する配慮のような構造的要件をも示した。この中で用いた被覆材の剛性、および、耐力の検定式は、SRC規準⁵⁵⁾の長柱の設計式に準じた表現となっており、複合材の性状の類似性から検定式は妥当なものと考えた。

第7章では、実建物に使用した例を示し、設計方法および施工性に関する検討を行った。設計方法は簡便であり、製作および施工的な問題は特に存在しなかった。

第8章は、全体を通したまとめであり、ここで記述したアンボンドブレースは、構造計画を明快にする役割を有すると同時に、優れた耐震性能を有する実用的な部材であることを結論として得たものである。

なお、付録1は、芯部材の局部座屈性状に関する試験の結果を示したものである。被覆材は芯部材の局部座屈を拘束する効果が小さく、アンボンドブレースが大きな塑性変形能力を有するためには、芯部材の幅厚比が十分小さいことが必要であることを示した。また、付録2は、角鋼管とH形鋼の応力伝達に関する試験の結果を示したものである。角鋼管ブレースを周辺架構に直接接合するのは難しいため、ブレース端部で一度H形鋼に変換し、これを周辺架構にボルトなどで接合するディテールを考えたためであるが、H形鋼の断面積が角鋼管の断面積より大きく、補強部分の長さが角鋼管外径程度あれば応力伝達できるとの知見を得たものである。

付録1 短柱圧縮試験^{36) - 38)}

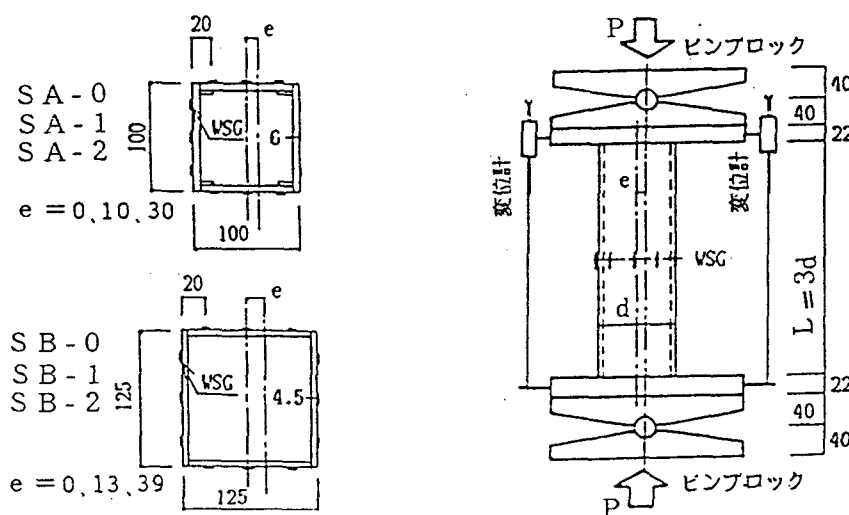
アンボンドブレースは、局部座屈によって耐力や変形能力を失うことがある。一方、被覆材である鉄筋コンクリートは、アンボンドブレースの全体座屈を拘束する効果は大きい、芯部材である角鋼管の局部座屈を拘束する効果が小さいことが第2章、および、第5章の実験結果から推察できる。局部座屈による早期の耐力低下を避ける方法の一つは、被覆材の拘束効果を期待せず、芯部材の幅厚比を十分小さくすることである。

第2章で、被覆材の無いA-0試験体($d/t \approx 17$)、および、C-0試験体($d/t \approx 27$)の材中央に形成された塑性ヒンジ部のモーメント(M)と軸力(N)の応力履歴(図2-6)から、幅厚比の大きいC-0では、耐力の劣化が著しいことを示したが、角鋼管の幅厚比の重要性を示している。

本章は、芯部材に用いた溶接組立て角鋼管の、局部座屈性状と塑性変形能力を調べるために行った短柱圧縮試験の結果である。ここで、短柱圧縮試験は中心圧縮試験と偏心圧縮試験(偏心距離 e は断面内に引張り応力が発生しないよう核半径以下とした)とし、軸力と曲げモーメントを受ける状態とした。

付1.1 試験体および試験方法

付図1-1に試験体の形状、寸法を示す。試験体はSAとSBの2シリーズあり、各3体、計6体である。前者は、第2章で述べたAおよびBシリーズの芯部材(□-100x100x6x6、SS41、幅厚比 ≈ 17 、角継手は被覆アーク手溶接による裏当て金付きの完全溶込み溶接)と、後者はCシリーズの芯部材(□-125x125x4.5x4.5、SS41、幅厚比 ≈ 27 、角継手はTIG溶接による部分溶込み溶接)と材料、形状、寸法とも同じ断面である。各シリーズごとに、中心圧縮試験体1体、偏心圧縮試験体2体とした。



付図1-1 短柱圧縮試験体 (単位mm)

すなわち、偏心距離 e は、 0 、 $r/3$ 、 r (r は核半径) の3種類である。試験体長さ L は角鋼管外径 d の3倍とし、端部に厚板を溶接した。加力は、ピンブロックを介し、200tonアムスラー試験機による単調圧縮加力とした。変形の測定は4辺にセットした変位計によった。また材中央部外表面に長さ3mmのWSGを添付して歪度の測定を行った。材料試験結果を付表2-2に示す。

付表1-1 試験結果一覧

() 内は裏あて金の影響を含む

試験体名	試 験 体		偏心量 e(mm)	P _{max} (t)	ε _{max} (%)	備考
SA-0	□-100x100x6x6 試験体長さ l=300 (mm) d/t=16.7 (d/t)√ε _v =0.66	Np=69.5 (74.0) t Mp=245.1 (264.1) t・m	0	78.8	2.60	中心圧縮
SA-1			10	66.4	2.10	偏心圧縮
SA-2			30	46.5	2.40	
SB-0	□-125x125x4.5x4.5 試験体長さ l=375 (mm) d/t=27.7 (d/t)√ε _v =1.20	Np=69.6 t Mp=315.4 t・m	0	72.1	0.45	中心圧縮
SB-1			13	58.7	0.37	偏心圧縮
SA-2			39	42.2	0.38	

$$N_p = A \cdot \sigma_y, \quad M_p = Z_p \cdot \sigma_y, \quad A = 4t \cdot (d - t), \quad Z_p = (d^3 - (d - 2t)^3) / 4$$

付表1-2 材料試験結果

	公称断面積 (cm ²)	降伏強度 σ_y (kg/cm ²)	引張強度 σ_B (kg/cm ²)	弾性係数 E (kg/cm ²)	伸び率 (%)
E-6	⑦ 5.88 mm	3130	4390	2.07×10^5	25.6
E-4.5	⑦ 4.15 mm	3470	4760	2.17×10^5	20.5
裏あて金*	0.364	3150	4550	1.97×10^5	25.0

*: FB-3x13

付1.2 試験結果と考察

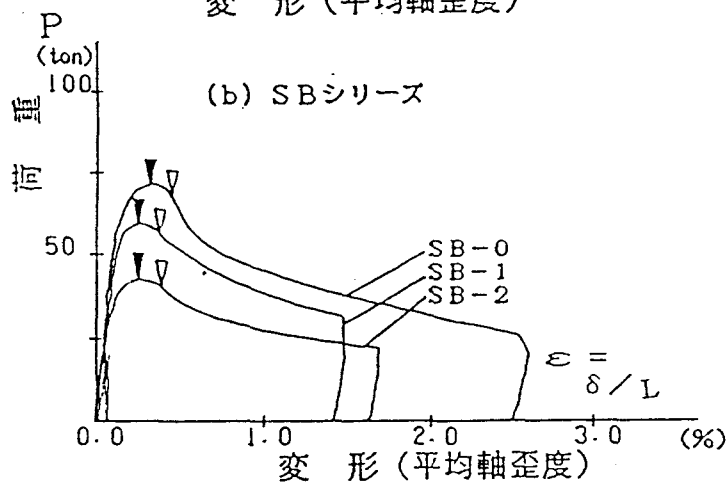
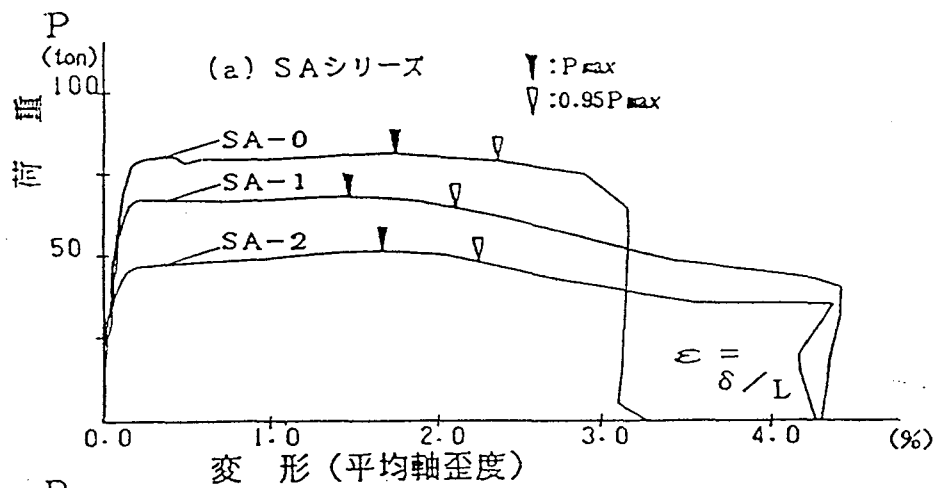
(1) 荷重-変形関係

試験結果を付表1-1に示す。付図1-2は、荷重-変形曲線である。ここで、変形は、4辺にセットした変位計による値を、平均軸歪度に換算して示した。幅厚比の小さいSAシリーズの方が変形能力に優れている。

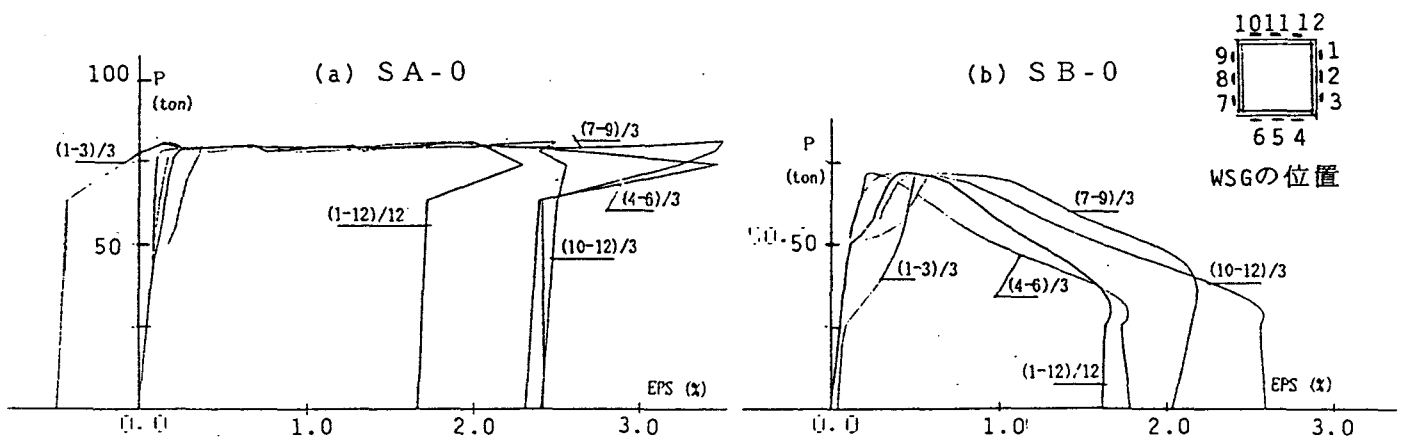
(2) 荷重-歪度関係

付図1-3に、断面中央部外表面の軸方向歪度を示す。荷重-変形曲線とその傾向は同じで、幅厚比の小さいSAシリーズの方が変形能力に優れている。

SA-0は $0.57P_{max}$ で、SB-0は $0.70P_{max}$ で各辺の歪度が弾性勾配からずれている。これは、角溶接による残留応力が、後者では小さいためと考えられる。なお、材軸直交方向には、引張り歪が生じており、SA-0の座屈点近傍では材軸直交方向の平均歪度は約1%に達し、材軸方向の平均軸歪度の約1/2である。



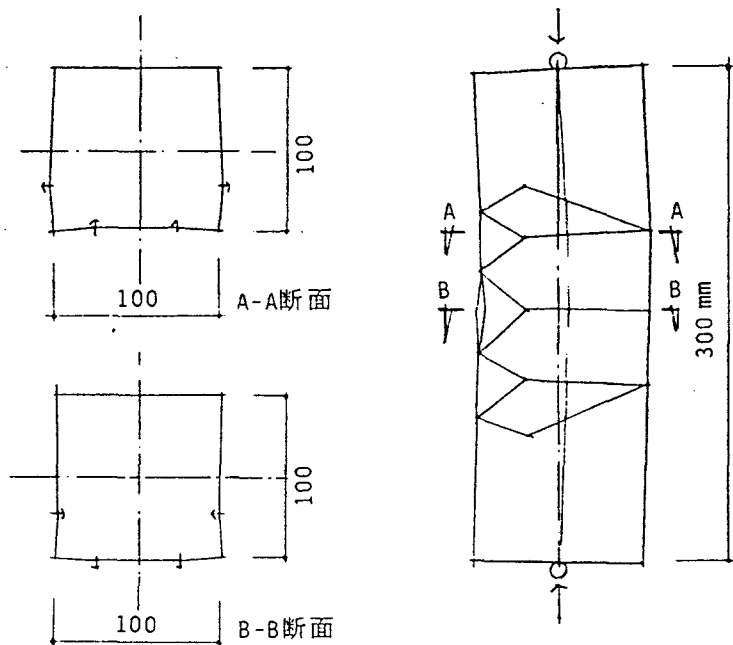
付図1-2 荷重-変形曲線



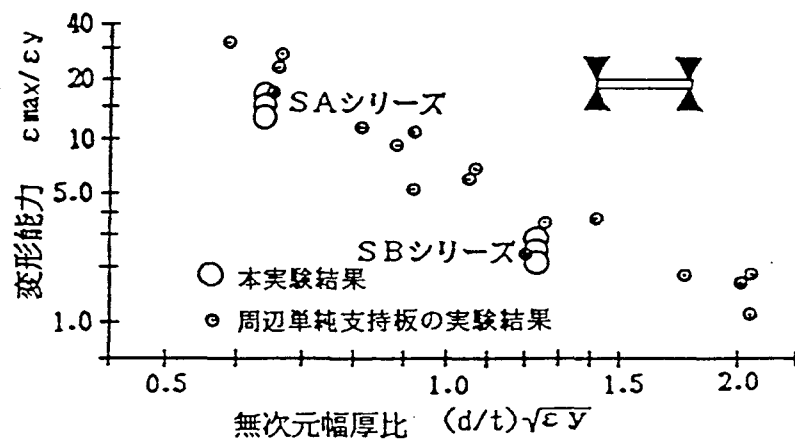
付図1-3 荷重-歪度関係 (軸方向外表面)

(3) 局部座屈モード

付図1-4に、SA-0の局部座屈波形の様子を示す。隣接する2辺の内1辺が凸のとき他の1辺が凹であり、角鋼管の典型的な局部座屈モードを示している。座屈波長は、角鋼管外径の1/2から1/3であり、幅厚比の小さいSAシリーズの方が長い。なお、繰返し载荷実験では、角溶接が部分溶込み溶接の場合（第2章のCシリーズ試験体）には、溶接線に平行な亀裂が生じ、周辺で支持されていないモードが生じた。材軸直交方向に発生する引張力によって溶接部に生じた応力集中が早期の亀裂の原因ではないかと考えたが、単調载荷試験では、このような亀裂は生じなかった。



付図1-4 局部座屈モード (SA-0)



付図1-5 変形能力-無次元幅厚比関係

(4) 塑性変形能力

最大荷重 P_{max} の95%まで荷重が低下したときの平均軸歪度 ϵ_{max} を変形能力と定義し、 $\epsilon_{max}/\epsilon_y$ と無次元幅厚比 $(d/t)\sqrt{\epsilon_y}$ の関係を、鋼構造塑性設計指針³⁴⁾に掲載されている周辺単純支持板の実験結果に重ねてプロットすると、付図1-5になる。ここで、 ϵ_y は、 $\epsilon_y = \sigma_y/E$ より求めた鋼板の降伏歪度である。本実験結果は、周辺単純支持板の実験結果に比べてやや小さいが、偏心距離 e にかかわらず、その傾向は、ほぼ一致していると考えられる。

傾向が一致するのは、局部座屈モードから推定できるように、周辺単純支持の条件に近いためであり、その値がやや小さいのは、歪度履歴から推定できるように、残留応力が存在するためと考えられる。

付1.3 結論

第2章で示したC-3試験体（繰返し载荷による塑性疲労の影響を受けていないと考えられる試験体である）の局部座屈時の平均軸方向歪度は0.42%であった。一方、SBシリーズ試験体の変形能力は0.37%から0.45%である。材長の大きい試験体では歪が材の一部に集中する可能性があり、材長の小さい試験体より、変形能力が劣るであろうことを考えると、被覆材が局部座屈を拘束する効果は認められるが、極く僅かである。付着力を低減しない場合の被覆形鋼管コンクリートについて行った森田ら⁶⁸⁾の実験でも、被覆材が角鋼管の局部座屈を拘束する能力の小さいことを報告しており、このような形式の複合材では、幅厚比の大きい角鋼管の局部座屈を拘束するのは難しいものと考えられる。

芯部材の必要塑性変形能力として $\epsilon_{max}/\epsilon_y \geq 10$ （これは ϵ_{max} が概ね硬化歪度以上である）とすると、幅厚比制限値は次となる。

$$d/t \leq 0.85/\sqrt{\epsilon_y}$$

ここで、 d : 角鋼管の幅
 t : 角鋼管の板厚
 $\epsilon_y = \sigma_y/E_s$: 芯部材の降伏歪度

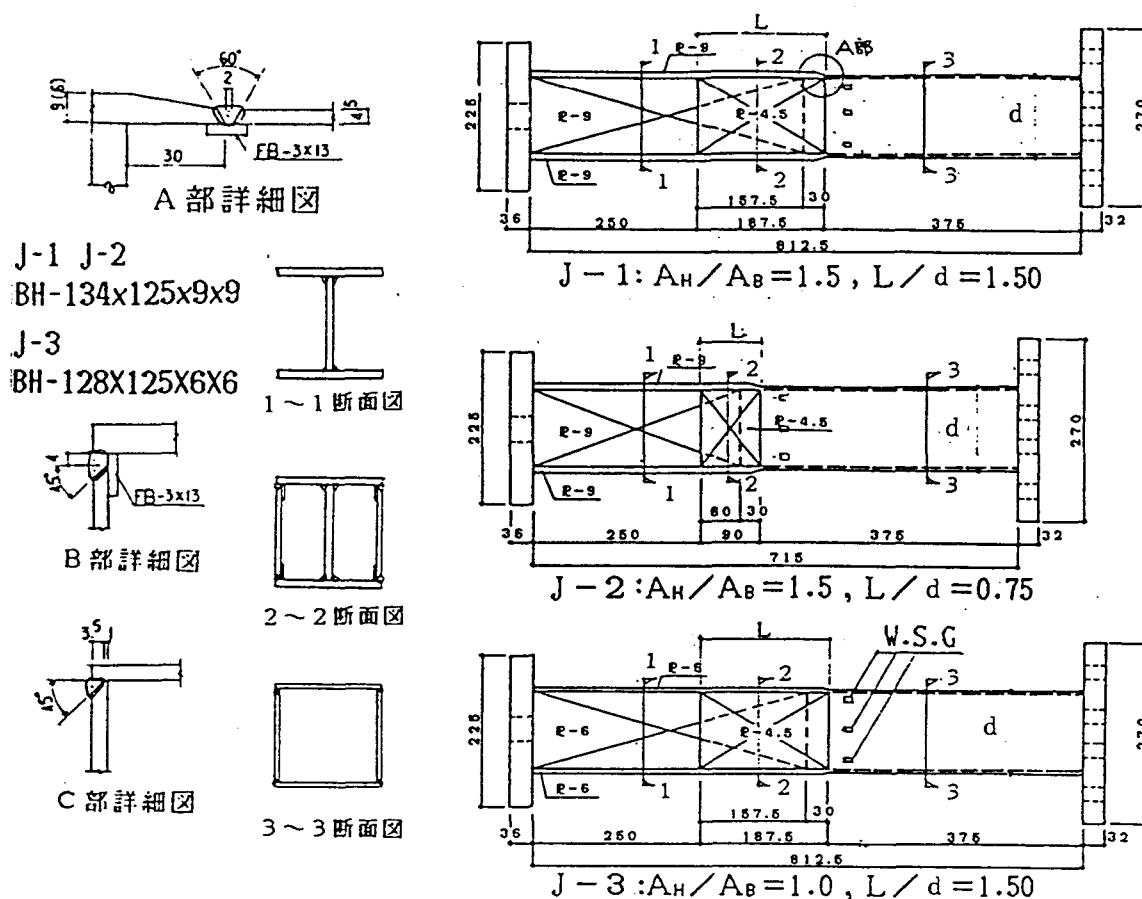
付録2 角鋼管とH形鋼の継手の引張り試験⁶⁴⁾⁻⁶⁷⁾

角鋼管ブレースを周辺架構に直接接合するのは難しいため、ブレース端部で、一度、H形断面材に変換し、これを、周辺架構にボルトなどで接合するディテールを考えた。本章は、角鋼管とH形鋼の応力伝達性状を調べたものである。

付2.1 試験体

試験体は、付図2-1に示す3体である。角鋼管は角継手を部分溶込み溶接とする組立て材で、寸法は、 $\square-125 \times 125 \times 4.5 \times 4.5$ (SS41)である。これは、第2章で示したCシリーズ試験体と同じ断面である。

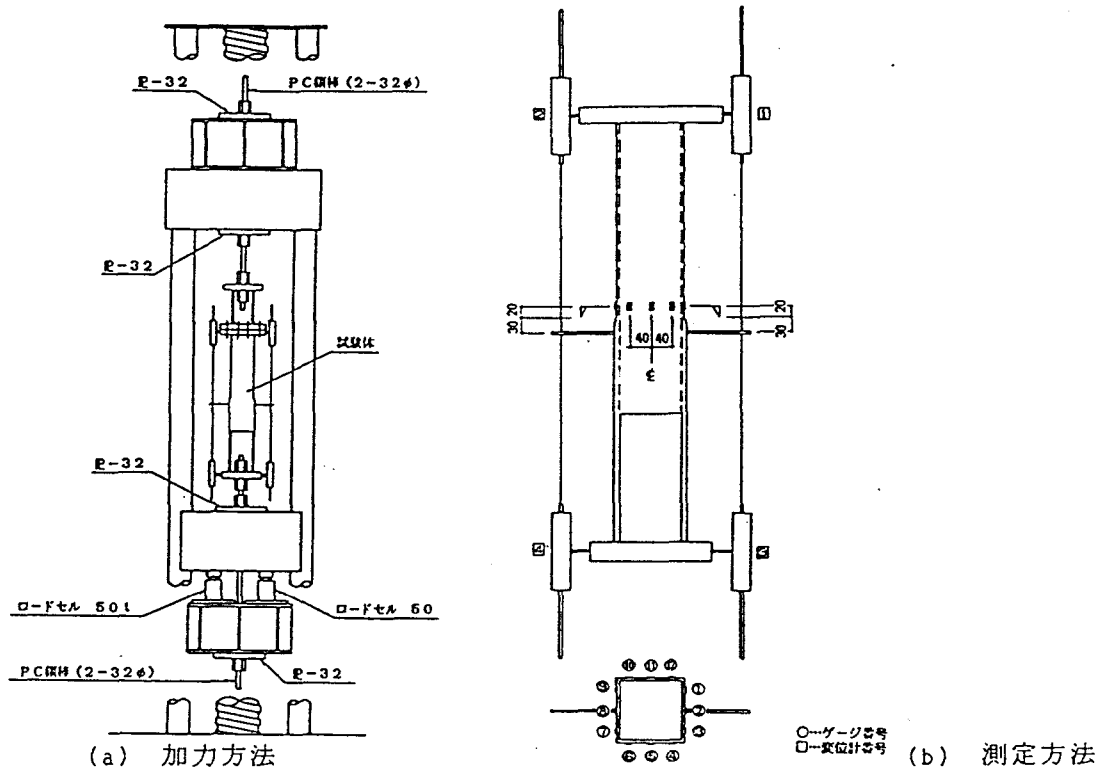
パラメータは、 A_H/A_B : H形鋼の断面積と角鋼管の断面積の比、および、 L/d : 補強部長さと角鋼管外径の比の2つであり、 $A_H/A_B \approx 1.5, 1.0$ 、および、 $L/d \approx 1.5, 0.75$ となるようH形鋼の寸法を定めた。補強部は組立てH形鋼の両側に4.5 mm厚の鋼板を溶接した日の字断面であり、角鋼管との仕口部では箱形断面となっている。試験体の長さは、角鋼管部を3d、H形鋼部分を2dとした。材料試験結果を付表2-1に示す。ここで、材料試験は、JIS 1A号試験片によった。



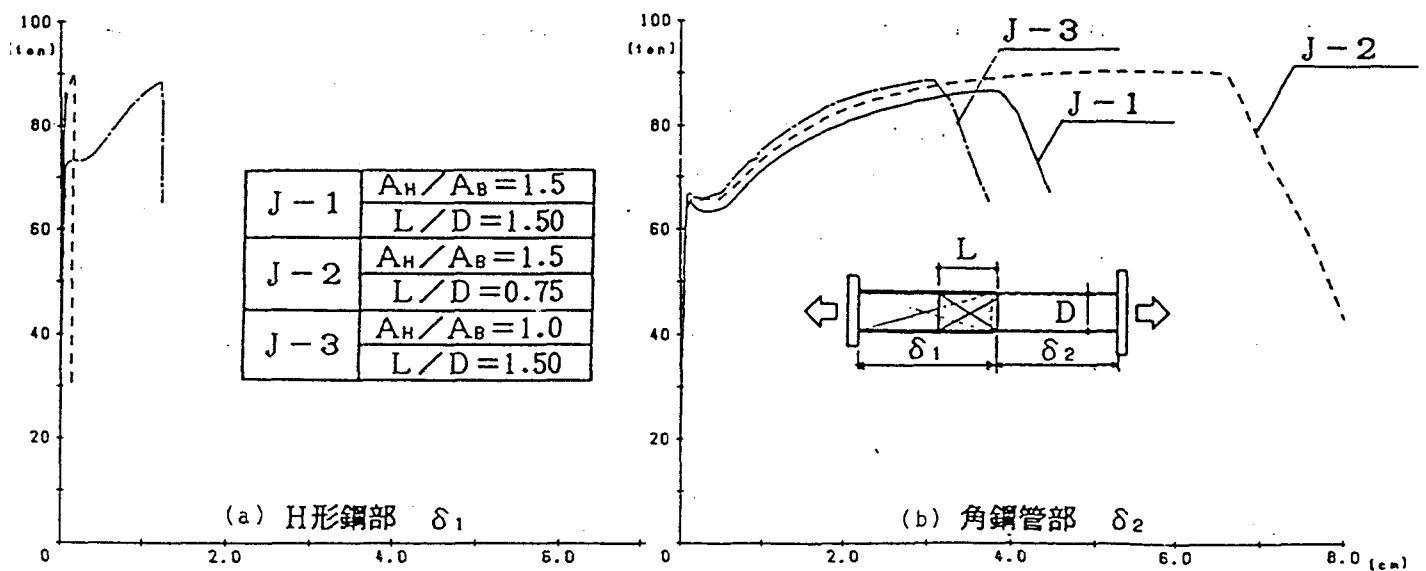
付図2-1 試験体

付表2-1 材料試験結果

	板厚 (mm)	降伏強度 (kg/cm ²)	引張強度 (kg/cm ²)	弾性係数 (kg/cm ²)	伸び率 (%)
R-4.5	4.42	3256.	4112.	2.14×10^6	24.7
R-6.0	5.51	3338.	4833.	2.06×10^6	24.7
R-9.0	8.44	2957.	4548.	2.14×10^6	28.5

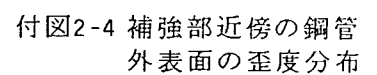


付図2-2 試験方法



付図2-3 荷重-変形曲線

試驗体		J - 1	J - 2	J - 3	
降伏荷重 (ton)	角鋼管	実験値	63.29	65.48	65.90
		計算値	69.11	69.11	69.11
		実／計	0.92	0.95	0.95
	H形鋼	実験値	—	—	73.36
		計算値	91.62	91.62	67.51
		実／計	—	—	1.09
破断荷重 (ton)	角鋼管	実験値	86.41	89.84	88.84
		計算値	87.28	87.28	87.28
		実／計	0.99	1.03	1.02
	H形鋼	実験値	—	—	—
		計算値	140.92	140.92	97.73
		実／計	—	—	—



付2.2 試験方法

付図2-2のように、200tonアムスラー試験機で単調引張り加力した。変形の測定は角鋼管部分とH形鋼部分に分けて両側にセットした変位計（ストローク200mm、精度1/100mm）で行った。また、補強部近傍の角鋼管外表面に長さ3mmのワイヤーストレインゲージ(WSG)を添付して歪度の測定を行った。

付2.3 試験結果と考察

付表2-2に試験結果一覧、付図2-3に荷重－変形曲線、付図2-4に補強部近傍の鋼管外表面の歪度分布を、それぞれ、示す。なお、断面積の計算には、公称外形寸法と、付表2-1による板厚を用いた。J-1、J-2では、角鋼管部のみが降伏し、降伏棚を示した後、歪硬化し、ついで角鋼管部分の材中央（端部から約1.5dの位置）の角溶接部に亀裂が生じて、ここから破断した。H形鋼部分が弾性域にとどまったのは、 $A_H/A_B \approx 1.5$ であり、角鋼管部分の破断強度（計算値： $A_B \cdot \sigma_{Bu} = 87.28\text{ton}$ ）より、H形鋼部分の降伏強度（計算値： $A_H \cdot \sigma_{Hy} = 91.62\text{ton}$ ）が高いためである。J-2は、補強部の長さ $L/d \approx 0.75$ とJ-1より短い、十分に応力伝達しており、補強プレートの溶接部には損傷はみられなかった。J-3では、まず、鋼管部分が降伏し、降伏棚を経て歪硬化した後、H形鋼部分が降伏した。その後、両者とも大きく塑性変形した後、鋼管部分の中央部の角溶接部に亀裂が生じて、ここから破断した。 $A_H/A_B \approx 1.0$ であるが、溶接による断面の増加や材料の降伏比の影響のため、H形鋼の降伏強度や破断強度が角鋼管部分のそれを上回ったためである。補強部は健全で、補強プレート溶接部には損傷はみられなかった。角鋼管の塑性変形能力は、ウェブ面の拘束の小さいJ-2が約17%で、J-1の約10%、J-3の約8%に比べると大きい値を示した。

補強部近傍の角鋼管の歪度は、H形鋼のフランジに対応する上下面とウェブに対応する側面で分布形が異なる。上下面では、 L/d の値に関わらず、低荷重域では幅方向に一様であるが、降伏荷重に近づくと幅中央部（H形鋼のウェブに対応する位置）に歪が集中し、ここが最初に降伏する。側面では、平均歪度の値は上下面より小さく、その分布形は、 L/d の値によって異なる。低荷重域では L/d の大きいJ-1とJ-3では、歪度の分布は幅方向に一様であるが、 L/d の小さいJ-2では、角溶接部に歪が集中する形状となり、応力の伝達は円滑ではない。しかしながら、降伏荷重を越えると、いずれも角溶接部に歪が集中する。

付2.4 結論

ここで考察したディテールでは、 $A_H > A_B$ とすれば、鋼管部分が破断し、 $L/d = 0.75$ でも、両部材間の応力伝達が可能であるが、 L/d を大きくする方が応力伝達が円滑と考えられる。

参考文献

- 1) 武田寿一、竹本靖、高橋泰彦、古屋則之
鉄骨ブレース付きラーメンの実験的研究（その3）
日本建築学会大会学術講演梗概集、1972.10、pp1386-1390
- 2) 五十嵐定義、脇山広三、井上一朗
K型筋違を有する鉄骨鉄筋コンクリート造骨組の弾塑性履歴性状に関する実験的研究
日本建築学会大会学術講演梗概集、1977.10、pp1455-1456
- 3) 若林實、中村武、樫原章雄、森菌哲郎、横山宏明
繰返し水平力を受ける絶縁ブレース内蔵のP C壁板の弾塑性性状に関する実験的研究（その1）
日本建築学会大会学術講演梗概集、1973.10、pp1041-1042
- 4) 若林實、中村武、樫原章雄、森菌哲郎、宮田一実、小野哲郎、横山宏明
繰返し水平力を受ける絶縁ブレース内蔵のP C壁板の弾塑性性状に関する実験的研究（その2）
日本建築学会大会学術講演梗概集、1973.10、pp1043-1044
- 5) 木村耕三、竹本靖、武田寿一
プレキャスト耐震壁の実験的研究（その3）
－鋼管およびモルタルで被覆したブレースの部材実験、
日本建築学会関東支部研究報告集、1976、pp257-260
- 6) 木村耕三、竹本靖、武田寿一
プレキャスト耐震壁の実験的研究（その4）
－鋼管およびモルタルで被覆したブレースの部材実験、
日本建築学会関東支部研究報告集、1976、pp261-264
- 7) 世良耕作、渡辺左千夫、伊藤優、中本浩二
大規模な複合ビルの構造設計（新橋N Sビル）
建築技術、1983.7、No.383、pp89-103
- 8) 松原洋一、高橋春蘭、大越俊男、中本浩二、根上秀夫
虎ノ門三井ビル別館（仮称）の構造設計－アンボンドブレース材の開発－
建築技術、1979.11、No.339、pp1-12
- 9) 望月重、村田義男、安藤信義、高橋春蘭
中心圧縮力を受けるアンボンドブレースの座屈に関する実験的研究(1)～(4)
日本建築学会大会学術講演梗概集、（1979.9、pp1623-1626）
（1980.9、pp1913-1914）、（1982.10、pp2263-2264）
- 10) 望月重、村田義男、安藤信義、高橋春蘭
R C被覆による鉄骨ブレース材の弾塑性性状
日本建築学会大会学術講演梗概集、1984.10、pp2803-2804
- 11) 安藤信義、高橋春蘭
アンボンド合成材における座屈挙動の研究
日本建築学会関東支部研究報告集、1987.3、pp5-8
- 12) 安藤信義、高橋春蘭
軸力を受けるアンボンド合成材の座屈挙動の研究
日本建築学会大会学術講演梗概集、1987.10、pp1183-1184
- 13) 安藤信義、高橋春蘭
細長比の小さいアンボンドブレース材の座屈実験
日本建築学会大会学術講演梗概集、1988.10、pp1337-1338
- 14) 藤本盛久、和田章、佐伯英一郎、渡辺厚、人見泰義
鋼管コンクリートにより座屈を拘束したアンボンドブレースに関する研究
構造工学論文集、1988.3、Vol.34B、pp249～258

- 15) 藤本盛久、和田章、佐伯英一郎、竹内徹、渡辺厚
鋼管とモルタルにより座屈補剛されたブレースの研究
(その1: フレームに組み込んだ繰返し載荷実験)
日本建築学会大会学術講演梗概集、1988.10、pp1339-1340
- 16) 藤本盛久、和田章、佐伯英一郎、竹内徹、渡辺厚
鋼管とモルタルにより座屈補剛されたブレースの研究
(その2: 初期たわみの与える影響について)
日本建築学会大会学術講演梗概集、1988.10、pp1341-1342
- 17) 藤本盛久、和田章、佐伯英一郎、竹内徹、渡辺厚
アンボンドブレースの開発
カラムNo.115、1990、pp89-96
- 18) 安藤信義、高橋春蘭
鉄筋コンクリートによりブレースを拘束したアンボンドブレースの基礎的研究
構造工学論文集、1990.3、Vol.36B、pp219~232
- 19) 井ノ上博、石井修、東端泰位夫
アンボンドブレース内蔵P C a 壁版に関する実験的研究
日本建築学会大会学術講演梗概集、1989.10、pp1499-1500
- 20) 構造標準委員会
筋違付き骨組の弾塑性挙動について
日本建築学会論文報告集 No.243、1977.12、pp63-72
- 21) 五十嵐定義、井上一朗、木林長仁、浅野美次
筋違付架構の復元力特性(その1)
日本建築学会論文報告集 No.196、1972.6、pp47-54
- 22) 坂本順、小浜芳朗、山崎富夫
鉄骨筋かい付ラーメン架構の動的応答性状に関する考察
日本建築学会論文報告集 No.270、1978.8、pp43-51
- 23) 五十嵐定義、井上一朗、小川厚治
鋼構造筋違付多層骨組の塑性設計に関する研究
(その2: 終局荷重時における筋違の水平力分担率の設定)
日本建築学会論文報告集 No.263、1978.1、pp43-50
- 24) 藤本盛久、青柳司、鶴飼邦夫、和田章、斉藤勝彦
偏心K型ブレース架構の特性に関する研究
日本建築学会論文報告集 No.195、1972.5、pp39-49
- 25) 瀬川輝夫、久徳敏治、中山昭夫、金多潔
Y型ブレースの力学的性状に関する研究(その2)
日本建築学会大会学術講演梗概集、1972.10、pp1193-1194
- 26) 堀井昌博、谷研一、和田章、鈴木宏之、遠山幸三、石川克彦
パネルブレースの水平加力実験(その1)、(その2)
日本建築学会大会学術講演梗概集、1974.10、pp985-989
- 27) 水越薫、遠山幸三、郷健一郎
特殊鉄骨筋かいの実験的研究(その3: 折曲げ式筋かいの1/10模型実験と解析)
日本建築学会大会学術講演梗概集、1976.10、pp1125-1126
- 28) 末永保美、町敏広、石丸麟太郎
繰返し水平力を受けるH形式サブフレーム付き鉄骨ラーメンの弾塑性性状に関する研究(その1)、(その2)、(その3)
日本建築学会大会学術講演梗概集、1974.10(pp941-942)、
1975.10(pp851-852)、1976.10(pp1109-1110)

- 29) 坪井善勝、末永保美、斉田和夫、永見一夫
可撓ブレースを有する高層鉄骨フレームの力学的挙動に関する研究
(その1)～(その6)
日本建築学会大会学術講演梗概集、1973.10 (pp1045-1048)、
1974.10 (pp975-978)、1975.10 (pp823-826)
- 30) 若林實、松井千秋、三谷勲
材端回転拘束を受ける鉄骨筋違の繰返し弾塑性性状に関する研究
日本建築学会論文報告集 No.262、1977.12、pp83-92
- 31) 三谷勲
繰返し偏心軸力を受ける材端弾性回転拘束鉄骨部材の解析
日本建築学会論文報告集 No.274、1978.12、pp65-73
- 32) 若林實編著
鉄骨構造学詳論、丸善、1985.5
- 33) 日本建築学会：鋼構造設計規準、丸善、1973
- 34) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針、丸善、1956
- 35) E.C.C.S
European Recommendations for Steel Construction
European Convention for Constructional Steelworks,1977
- 36) 加藤勉、秋山宏、北沢進
局部座屈を伴う箱形断面部材の変形
日本建築学会論文報告集 No.268、1978.6、pp71-76
- 37) 加藤勉、秋山宏、井上景彦
中心圧縮鋼短柱の座屈後の挙動
日本建築学会論文報告集 No.229、1975.3、pp67-76
- 38) Ch.Massonnet and J.Rondal
DESIGN AND CODE ASPECTS OF THE STABILITY OF TUBULAR COLUMNS
WITH RECTANGULAR SECTION AND THIN WALLS
SAFETY CRITERIA IN DESIGN OF TUBULAR STRUCTURES,pp79-91
Proceedings of the International Meeting in Tokyo,July 1986
- 39) William Zuk
LATERAL BRACING FORCES ON BEAMS AND COLUMNS
ASCE EM3 July,1956
- 40) George Winter
LATERAL BRACING OF COLUMNS AND BEAMS
ASCE ST2 March,1958
- 41) 最相元雄、田中尚、高梨晃一、宇田川邦明
圧縮材の横方向補剛について
日本建築学会論文報告集 No.184、1973.6、pp73-79
- 42) 松井千秋、松村弘道
圧縮材の支点の補剛に関する研究(その1)、(その2)
日本建築学会論文報告集 No.205、pp23-29 (1973.3)
No.208、pp15-21 (1973.6)
- 43) 中村武、若林実
H形断面はりの弾性横座屈モーメントの修正係数Cに対する近似解ー設計式
日本建築学会大会学術講演梗概集、1978.9、pp1319-1320
- 44) Structural Stability Research Council
Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures(Third Edition)
John Wiley & Sons,Inc.,1976
- 45) S.Timoshenko,J.Gere
Theory of Elastic Stability(2nd Edition),1961,McGraw-Hill

- 46) COLUMN RESEARCH COMMITTEE of JAPAN
HANDBOOK OF STRUCTURAL STABILITY
コロナ社、1971.3
- 47) 若林實、吉田望
細長い合成柱の設計式
日本建築学会論文報告集 No.276、1979.4、pp27-36
- 48) 加藤勉、称原良一
鉄骨鉄筋コンクリート部材の耐力
日本建築学会論文報告集 No.266、1978.4、pp19-29
- 49) 鈴木敏郎、滝口克己、堀田久人
鉄骨フープ筋コンクリート合成部材の力学特性
日本建築学会構造系論文報告集 No.391、1988.9、pp72-80
- 50) 鈴木敏郎、滝口克己、岡本哲美、加藤征宏
SRC部材の復元力特性に対するフープ筋の効果に関する実験
日本建築学会構造系論文報告集 No.348、1985.2、pp61-74
- 51) 若林実、南宏一
鉄骨鉄筋コンクリートの弾塑性挙動
コンクリート工学、Vol.18、No.6、1989.6、pp6-18
- 52) 若林實、南宏一
鉄骨鉄筋コンクリート長柱の弾塑性安定について
住友金属、Vol.28、No.3、1976
- 53) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、丸善、1988
- 54) 日本建築学会：鋼管構造設計施工指針・同解説、丸善、1990
- 55) 日本建築学会：鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、丸善、1987
- 56) 日本建築学会：鋼管コンクリート構造計算規準・同解説、技報堂、1980
- 57) ACI Standard
Building Code Requirement for Reinforced Concrete, ACI318-83, 1983
- 58) 若林實、南宏一、谷資信、平野道勝
建築学大系42 合成構造の設計、彰国社、昭和57年9月
- 59) 六車熙、渡辺史夫、田中仁史、桜井和夫、勝田庄二
横補強コンクリートの圧縮応力-歪曲線のモデル化
日本建築学会近畿支部報告集、No.19、1979
- 60) 日本コンクリート工学協会、コンクリート構造物の靱性評価委員会
コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム
1988.3、pp i 25-i 61
- 61) 小柳治、六郷恵哲、岩瀬裕之
鉄筋コンクリートはり部材の靱性評価と靱性設計
コンクリート構造物の靱性とその評価法に関するコロキウム
1988.3、pp ii 87-ii 98
- 62) 野口博、長沼一洋
繰返し荷重を受けるRC部材のせん断解析モデル
第2回RC構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集
1983.10、pp97-104
- 63) 田中淳夫、榎本憲正
H形鋼を用いた軸組筋かい材端接合部の力学性状
日本建築学会構造系論文報告集 No.404、1989.10、pp51-63
- 64) 三井宜之、黒羽啓明、遠藤克彦
管通しガセットプレート継手の耐力と変形能力に関する実験的研究
構造工学論文集、Vol.31B、1985.4

- 65) 日本鋼構造協会接合小委員会、鋼材倶楽部
鋼構造接合資料集成(2)、技報堂、1983.5
- 66) 辻岡静雄、渡辺律夫、平野哲也
管通しガセットプレート継手の引張耐力に関する実験的研究
(ガセットプレートの割込み長さ必要板厚について)
日本建築学会大会学術講演梗概集、1987.10、pp943-944
- 67) 渡辺律夫
鋼管十字形ガセットプレート継手の引張耐力に関する研究
大阪大学修士論文、1987.3
- 68) 森田耕次、橋本健一、寺岡勝、林和也、安藤欽也
鉄筋コンクリート被覆角形鋼管柱鉄骨はり構造に関する実験的研究
構造工学論文集、Vol.34B、1988.3、pp237-248
- 69) 平野道勝、伊藤倫夫、穂積秀雄
角形鋼管の根巻柱脚に関する実験(その4)、(その5)、(その6)
日本建築学会大会学術講演梗概集、1985.10(pp991-992)、1986.8(pp891-894)
- 70) 鈴木豊明、中島茂壽
根巻き補強鋼柱脚の力学的性状に関する研究
その1: 曲げモーメントとせん断力が作用する場合
日本建築学会構造系論文報告集 No.368、1986.10、pp37-48
- 71) 増田貫志、平坂継臣
RCで根巻きされた鉄骨柱脚の力学性状に関する研究
日本建築学会論文報告集 No.318、1982.8、pp50-61
- 72) 秋山宏、大井謙一
混合型の復元力特性を持つせん断型多層骨組の損傷集中特性
日本建築学会論文報告集 No.303、1981.5、pp31-39
- 73) 加藤勉、秋山宏
強震による構造物へのエネルギー入力と構造物の損傷
日本建築学会論文報告集 No.235、1975.9、pp9-18
- 74) 秋山宏
建築物の耐震極限設計
東京大学出版会、1980
- 75) 秋山宏
エネルギー集中型多層骨組におけるDs値
日本建築学会論文報告集 No.341、1984.7、pp46-53
- 76) 秋山宏、高橋誠
損傷分散型多層骨組のDs値
日本建築学会論文報告集 No.341、1984.7、pp54-61
- 77) 玉井宏章、近藤一夫、花井正実
ブレース付き架構の制震装置に関する研究
その2: 楕円孔を有する有孔鋼板のエネルギー吸収性能について
日本建築学会構造系論文報告集 No.401、1989.7、pp139-149
- 78) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能、1981
- 79) 日本建築学会: 地震荷重と建築構造の耐震性、1976
- 80) 南井良一郎
震度とせん断力係数
建築雑誌、Vol.85、No.1025、1970.6、pp457-461
- 81) 井上一朗
鋼構造筋違付き骨組の耐震塑性設計法に関する研究
大阪大学学位論文、1981

発表論文

論文 (*は審査論文)

- 1) 鋼管構造柱・梁接合部の実験
五十嵐定義、三井宜之、長尾直治、天道一
日本建築学会大会学術講演梗概集、1970.9、pp927-928
- 2) 鋼管ガセットプレート継手の耐力に関する実験的研究 (その1)
長尾直治、三井宜之、東郷武、黒羽啓明、鷺尾健三
日本建築学会近畿支部研究報告集、1971.5、pp135-138
- 3) 鋼管ガセットプレート継手の耐力に関する実験的研究 (その2)
長尾直治、三井宜之、東郷武、黒羽啓明、鷺尾健三
日本建築学会近畿支部研究報告集、1971.5、pp139-142
- 4) 鋼管ガセットプレート継手の耐力に関する実験的研究
(その1 実験概要と結果)
鷺尾健三、黒羽啓明、東郷武、三井宜之、長尾直治、
日本建築学会大会学術講演梗概集、1971.11、pp455-456
- 5) 鋼管ガセットプレート継手の耐力に関する実験的研究
(その2 継手耐力の実験式)
鷺尾健三、黒羽啓明、東郷武、三井宜之、長尾直治、
日本建築学会大会学術講演梗概集、1971.11、pp457-458
- 6) 鋼管分岐継手の解析
五十嵐定義、三井宜之、長尾直治、木村耕三
日本建築学会近畿支部研究報告集、1972.6、pp153-156
- 7) 鋼管T形分岐継手の局部挙動について
五十嵐定義、三井宜之、長尾直治
日本建築学会大会学術講演梗概集、1972.10、pp1409-1410
- 8) 鋼管分岐継手の解析
五十嵐定義、三井宜之、長尾直治
日本建築学会大会学術講演梗概集、1972.10、pp1413-1414
- 9) トラス梁の終局挙動について
五十嵐定義、長尾直治
日本建築学会近畿支部研究報告集、1973.6、pp185-188
- 10) トラス梁の終局挙動
五十嵐定義、長尾直治
日本建築学会大会学術講演梗概集、1973.10、pp1021-1022
- 11) 鋼管分岐継手の局部挙動
五十嵐定義、長尾直治
日本建築学会大会学術講演梗概集、1974.10、pp1027-1028
- 12) 電縫鋼管部材の局部座屈挙動
五十嵐定義、長尾直治
日本建築学会大会学術講演梗概集、1975.10、pp829-830
- 13) 厚板Z方向特性に注目した鋼構造柱はり接合部の挙動に関する実験
(その1 研究概要)
田川健吾、松村弘道、沢田実、村田義男、高橋春蘭、長尾直治
日本建築学会大会学術講演梗概集、1981.9、pp2011-2012
- 14) 厚板Z方向特性に注目した鋼構造柱はり接合部の挙動に関する実験
(その2 柱はり接合部の力学的挙動)
田川健吾、松村弘道、沢田実、村田義男、高橋春蘭、長尾直治
日本建築学会大会学術講演梗概集、1981.9、pp2013-2014

- 15) 厚板Z方向特性に注目した鋼構造柱はり接合部の挙動に関する実験
(その3 供試鋼板中の欠陥の挙動)
田川健吾、松村弘道、沢田実、村田義男、高橋春蘭、長尾直治
日本建築学会大会学術講演梗概集、1981.9、pp2015-2016
- 16) デッキプレート貫通スタッド溶接について
尾形素臣、初瀬隆司、中辻照幸、長尾直治、谷口徹
日本建築学会大会学術講演梗概集、1983.9、pp1475-1476
- 17) 厚板高張力鋼に対するスタッド溶接の影響について
尾形素臣、初瀬隆司、中辻照幸、長尾直治、谷口徹
日本建築学会大会学術講演梗概集、1983.9、pp1477-1478
- 18) ねじれを伴う建物の連成振動解析
長尾直治、周義敦
日本建築学会大会学術講演梗概集、1987.10、pp701-702
- 19) アンボンドブレースの耐震性能に関する実験的研究
(その1 部材実験概要)
長尾直治、御厨孝二、松本裕二、高橋茂治
日本建築学会大会学術講演梗概集、1988.10、pp1329-1330
- 20) アンボンドブレースの耐震性能に関する実験的研究
(その2 実験結果と考察)
長尾直治、御厨孝二、松本裕二、高橋茂治
日本建築学会大会学術講演梗概集、1988.10、pp1331-1332
- 21) アンボンドブレースの耐震性能に関する実験的研究
(その3 角鋼管ブレースとH形鋼との接合部の耐力)
長尾直治、御厨孝二、松本裕二、高橋茂治
日本建築学会大会学術講演梗概集、1988.10、pp1333-1334
- 22) アンボンドブレースの耐震性能に関する実験的研究
(その4 架構実験の結果)
長尾直治、御厨孝二、松本裕二、高橋茂治
日本建築学会大会学術講演梗概集、1988.10、pp1335-1336
- 23) 低温下におけるアークスタッド溶接の研究
長尾直治、真喜志卓、蜷川利彦、河野六郎、沢田宏平、八幡秀介
日本建築学会大会学術講演梗概集、1988.10、pp903-904
- 24) PC小梁の下端筋のU字形定着法に関する実験的研究
武藤泰雄、高橋茂治、平岡正二、長尾直治、今井信之、平松道生
日本建築学会大会学術講演梗概集、1988.10、pp385-386
- 25) アンボンドブレースの耐震性能に関する実験的研究
(その5 架構実験の結果)
長尾直治、御厨孝二、高橋茂治、結城俊二
日本建築学会大会学術講演梗概集、1989.10、pp1501-1502
- 26) アンボンドブレースの耐震性能に関する実験的研究
(その6 芯部材の幅厚比が大きい場合の部材実験の結果)
長尾直治、御厨孝二、高橋茂治、結城俊二
日本建築学会大会学術講演梗概集、1989.10、pp1503-1504
- 27) アンボンドブレースの耐震性能に関する実験的研究
(その7 短柱試験の結果)
長尾直治、御厨孝二、高橋茂治、結城俊二
日本建築学会大会学術講演梗概集、1989.10、pp1505-1506

- 28) 低温下におけるアークスタッド溶接の研究
(その2 炭素当量をパラメータとした実験結果)
長尾直治、河野六郎、大隈哲夫、渡邊一夫、八幡秀介、堀継夫、伊藤照男、
蜷川利彦
日本建築学会大会学術講演梗概集、1989.10、pp1277-1278
- 29)*A Study on Arc Stud Welding under Low Temperature
Tadaharu NAGAO,Rokuro KOHNO,Syusuke YAHATA,Toshihiko NINAKAWA,
Tetsuo OHKUMA
The 5th International Symposium of Japan Welding Society
April,1990,Tokyo pp1013-1018
- 30)*水平材で繋がれた十字形平面を有する高層SRC建物の振動性状
(その2:隣棟間の連成効果を考慮した立体振動解析)
長尾直治、周義敦、北川良和、松島豊
第8回日本地震工学シンポジウム、1990.12、(予定)
- 31) 繫材で連結された十字形平面を有する高層SRC建物の振動性状
(その1:研究概要)
長尾直治、世良耕作、御厨孝二、前川康雄、松島豊、北川良和、長田甲斐男、
南忠夫
日本建築学会大会学術講演梗概集、1990.10、pp997-998
- 32) 繫材で連結された十字形平面を有する高層SRC建物の振動性状
(その5:隣棟間の連成効果を考慮した固有値解析)
三町直志、長尾直治、周義敦、大越俊男
日本建築学会大会学術講演梗概集、1990.10、pp1005-1006
- 33) 繫材で連結された十字形平面を有する高層SRC建物の振動性状
(その6:隣棟間の連成効果を考慮した応答解析)
周義敦、長尾直治、三町直志、大越俊男
日本建築学会大会学術講演梗概集、1990.10、pp1007-1008
- 34)*角鋼管を鉄筋コンクリートで被覆したアンボンドブレースの弾塑性性状
(その1:繰返し加力実験)
長尾直治、高橋茂治
日本建築学会構造系論文報告集、No415、1990.9、pp105-115
- 35)*角鋼管を鉄筋コンクリートで被覆したアンボンドブレースの弾塑性性状
(その2:解析的考察)
長尾直治、高橋茂治
日本建築学会構造系論文報告集(投稿中)

著書

- 1) 鋼構造の耐震設計
梅村魁、大澤伴監修、村田義男編
村田義男、長尾直治、許斐信三、伊藤優 著
1984年、(株)オーム社
- 2) S建築構造設計－事例と解説－
構造家懇談会編
山本和夫、須賀川勝、平澤直、山竹美尚、大森健一、
立石信也、長尾直治、村田義男 著
1986年、(株)オーム社
- 3) 合成梁の設計と施工 : スタッド協会編
石川孝重、尾形素臣、長尾直治、三好栄二、井上一朗、今井克彦、
内田直樹、落合宏、富樫洋、中辻照幸、初瀬隆司、堀継夫 著
1989年、森北出版(株)

謝辞

本研究に当り、五十嵐定義 大阪大学教授には、終始暖かくご指導ご鞭撻いただきました。心よりの感謝を申し上げます。

鈴木計夫 大阪大学教授、脇山広三 大阪大学教授、井上豊 大阪大学教授には、本論文をまとめるに際して貴重なご意見をいただきました。厚く感謝申し上げます。

井上一朗 大阪大学助教授、辻岡静雄 福井工業大学講師には、実験計画の作成に際し多くの貴重なご助言をいただきました。厚く感謝申し上げます。

株式会社日本設計 村田義男 専務取締役、世良耕作 構造設計本部長、大越俊男 構造部長には、実験の実施および論文のとりまとめに際して多くのご援助をいただきました。また、志賀昌宏氏、内藤雅義氏、田辺太志氏、平松道生氏をはじめとする飛島建設株式会社K S P作業所の各位、御厨孝二氏、松本裕二氏、結城俊二氏をはじめとする飛島建設株式会社構造設計部の各位には、実験の実施あるいはデータのとりまとめに際して多くのご援助をいただきました。厚く感謝申し上げます。

飛島建設株式会社技術研究所 高橋茂治氏には、本研究に際し格別のご助力をいただきました。厚く感謝申し上げます。

飛島建設株式会社開発設計部、株式会社日本設計K S P設計チーム、同 構造設計部の各位には、実験の実施あるいは論文のとりまとめに際して多くのご援助をいただきました。厚く感謝申し上げます。

また、研究成果を引用させていただいた多くの文献著者の方々に、厚く感謝申し上げます。