



Title	立体トラスの複合非線形解析および座屈制御による耐震性能の向上に関する研究
Author(s)	多田, 元英
Citation	大阪大学, 1994, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://doi.org/10.11501/3075189
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

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

The University of Osaka

立体トラスの複合非線形解析および
座屈制御による耐震性能の向上に関する研究

1993年10月

多 田 元 英

立体トラスの複合非線形解析および
座屈制御による耐震性能の向上に関する研究

1993 年 10 月

多 田 元 英

**A Study on the Combined Non-Linear Analysis of Space Trusses
and Improvement of Seismic Capacity by Buckling Control System**

October 1993

Motohide Tada

目 次

第1章 序

§1-1 研究の目的	1
§1-2 研究の概要	1

第2章 立体トラス構造物の複合非線形剛性方程式

§2-1 序論	3
§2-2 座標系の定義	3
§2-3 部材の弾性摂動剛性方程式	4
§2-4 部材の塑性摂動剛性方程式	6
§2-5 片持梁形式部材座標系の摂動剛性方程式	9
§2-6 全体座標系の摂動剛性方程式	13
§2-7 円形鋼管部材の部材座屈実験結果と解析結果の比較	15
§2-8 結論	17

第3章 トラス構造物の動的座屈挙動解析法

§3-1 序論	18
§3-2 トラス部材およびトラス構造物の振動モデル	18
§3-3 摂動運動方程式	19
§3-4 座屈部材の動的荷重-変形関係	20
§3-5 座屈部材の地震応答解析例	23
§3-6 結論	26

第4章 フォースリミティングデバイスを配置した2層立体トラスの静的載荷能力

§4-1 序論	27
§4-2 解析対象トラスと不整の設定	27
§4-3 <i>FLD</i> を配置した2層立体トラスの静的載荷能力	29
§4-4 通常トラスの静的載荷能力に諸不整が及ぼす影響	33
§4-5 結論	36

第5章 建築物の屋上に設置された2層立体トラスの鉛直地震応答性状

§5-1 序論	37
§5-2 解析対象トラス	37
§5-3 鉛直地震応答性状	40
§5-4 トラスの動的倒壊条件	42
§5-5 トラスに入力されるエネルギー	47

§5-6 弾性応答時の部材軸力の推定	49
§5-7 結論	51
第6章 フォースリミティングデバイスを利用した2層立体トラスの耐鉛直地震設計手法	
§6-1 序論	52
§6-2 設計方針	52
§6-3 崩壊機構の違いによる動的応答性状の検討	
6-3-1 崩壊機構の設定	52
6-3-2 比較検討用トラスの設定と解析方法	57
6-3-3 <i>FLD</i> 部材の変形応答	59
6-3-4 非崩壊部分の部材軸力応答	61
§6-4 弾塑性系トラスに入力されるエネルギー	63
§6-5 設計手法の提案と設計例の動的応答性状	
6-5-1 設計用鉛直地震動レベルの設定	66
6-5-2 設計例	67
6-5-3 設計トラスの動的応答性状	68
§6-6 結論	70
第7章 二重鋼管部材によるフォースリミティングデバイス	
§7-1 序論	71
§7-2 二重鋼管部材の補剛条件	71
§7-3 二重鋼管部材と単鋼管部材の軸方向加力実験	
7-3-1 試験体および実験方法	73
7-3-2 実験結果および考察	75
§7-4 結論	83
第8章 フォースリミティングデバイスを配置した2層立体トラスの静的鉛直載荷実験	
§8-1 序論	84
§8-2 試験体および実験方法	84
§8-3 個材の軸力一軸変形挙動	87
§8-4 通常トラスと <i>FLD</i> を配置した2層立体トラスの荷重一変形挙動	88
§8-5 結論	92
第9章 結語	93
参考文献	94

付録 1	部材中央に外力が作用する場合の全体座標系剛性方程式	97
付録 2	増分摂動法による静的弾塑性解析のフローチャート	101
付録 3	増分摂動法による動的弾塑性地震応答解析のフローチャート	104
付録 4	部材の弾性剛性方程式の偏微分式	107
付録 5	座標変換行列 ${}_1T$ の各要素の偏微分式	108
付録 6	座標変換行列 ${}_2T$ の各要素の偏微分式	110
付録 7	動的応答解析における諸エネルギーの算定式	111
付録 8	二重鋼管部材の適用部位	112
付録 9	発表論文	113
謝辞		120

第1章 序

§1-1 研究の目的

トラス構造物は一般に圧縮部材の座屈が引き金となって崩壊し、座屈後の耐力低下が極めて急激である。これは特に限界細長比付近の部材で構成されるトラスに顕著である。2層立体トラスは不静定次数が高いものの例外ではなく、部材座屈が連鎖的に発生することにより急激な耐力低下を伴って崩壊すること

が報告されている^{1)~3)}。すなわち、部材座屈の発生前と後でトラス構造物の安全性が急変することになる。このような座屈後挙動を伴う構造物の設計では、設計外力に対して座屈を生じさせないことが設計方針となる。この場合、外力予測のばらつきは座屈の発生すなわち構造物の安全性に敏感に影響を与えることになり、これがトラス構造物の最大の弱点であると考えられる。

Schmidt らは2層立体トラスに内在する不整により、トラスの載荷能力が大きく変動することを示している¹⁾。これは不整によって発生する自己応力が、部材座屈の発生時期に大きな影響を及ぼすためである。*Schmidt* らはこのような危険性に対し、部材軸力が座屈荷重に達する以前に安定降伏する装置 (*force limiting device*、フォースリミティングデバイス、以下 *FLD* と略記する。) を図1-1に示すように圧縮部材に組み込むことにより、不整にかかわらず安定した載荷能力、および安定した塑性挙動を保証できるという考えを示した⁴⁾。すなわち、発生状況の推定が極めて困難な不整に起因する問題に対し、トラス構造物の最大の弱点である部材座屈を回避することで解決策を見出したのである。

2層立体トラスはアトリウムなどを覆う目的で建物の上層部に設置されることが多い。このような計画では地震動が下部建物でかなり増幅されるため、トラスの設計が鉛直地震動に支配される可能性がある。地震荷重は現状では規模の予測にかなりのばらつきを避けられないものの一つであるため、*FLD* を用いて部材座屈を回避し、トラスの安全性の急変を回避するのが得策であると考えられる。さらに、完全剛塑性的な力学特性が要求される *FLD* はエネルギー吸収要素としての機能も兼備しているので、地震エネルギーを *FLD* で有効に吸収できる構造が可能となるはずである。本論文は以上の考えを根拠として、鉛直地震動を受ける2層立体トラスに *FLD* を利用する耐震設計手法、地震エネルギーの収支バランスに基づいて提案することを主目的としている。

§1-2 研究の概要

第2章では、座屈を伴うトラスの挙動を数値解析によって追跡するためのトラスの剛性方程式を誘導する。ここでは数値解析における誤差管理が容易な増分摂動法⁵⁾による定式化を行っている。第3章では、トラス部材の動的座屈挙動を追跡するための振動モデルを提案する。本論で用いる地震応答解析にはこの振動モデルを採用している。第4章では、*FLD* を使用することによりトラスの載荷能力を不整にかかわらず保証できるという *Schmidt* らの提案を、静的数値解析により定量的に検証

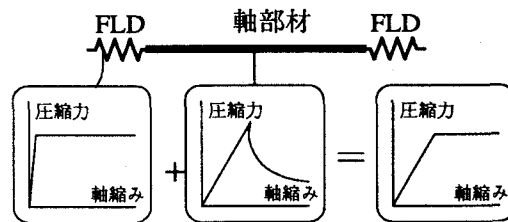


図1-1 FLD の概念図

する。第5章では、建築物の屋上に設置された2層立体トラスの鉛直地震動に対する動的挙動を数値解析によって検討し、トラスに入力される地震エネルギーの算定方法とトラスの動的倒壊条件を提案する。第6章では、*FLD*の適切な配置形式と設計手法について検討し、*FLD*を利用した2層立体トラスの耐鉛直地震設計手法を提案する。以上の各章では、理想的な*FLD*を想定した解析的な研究に基づいている。これに対し以下の各章では、*FLD*の具体的な提案と実験による検証を行っている。すなわち第7章では、二重鋼管部材（円形鋼管の中に別の鋼管を挿入することにより部材座屈を拘束するもの）を*FLD*部材として提案し、単材としての挙動を実験により検証する。第8章では、二重鋼管部材を上弦材に組み込んだ5×5グリッド2層立体トラスの静的鉛直載荷実験を行い、トラスとして安定した塑性挙動が達成できることを示し、*FLD*トラスの実用化に向けての可能性を示す。

第2章 立体トラス構造物の複合非線形剛性方程式

§2-1 序 論

立体トラス構造物の解析法には、トラスの剛性と強度を連続体形式で表示し（有効剛性と有効強度）、トラス全体の力学的性状を巨視的に把握する連続体的解法^{9)~10)}と、コンピューターの使用を前提とした有限要素法による解法とがある。前者は応力解析、全体的な変形、振動や座屈などの性状解析、強度解析を目的として成果を挙げている。一方後者の方法には、トラスの弾性座屈時荷重を求めるための座屈撓角法に基づく方法^{11), 12)}や、塑性化を含むトラスの座屈後挙動を追跡するための、複合非線型問題として取り扱う方法^{1), 3), 13), 14), 15)}などがある。

複合非線型問題として取り扱う従来の解析法では、個材の座屈後の荷重—変形関係を区分線形近似または区分曲線近似によってモデル化することが多い。この方法では、実験または詳細な解析によってあらかじめ得られた知見を基にして、部材の座屈後の荷重—変形関係をモデル化する必要がある。すなわち、研究者によって異なる判断が含まれる危険性を伴っている。本論では、部材の座屈後の塑性挙動を全部材にわたって統一的に表現することを目的とし、部材の弾塑性力学モデルに一般化硬化塑性ヒンジモデル¹⁶⁾を採用し、さらに部材内部の幾何非線型性を忠実に考慮することにより、トラスの座屈後挙動を解析する。

複合非線型問題の従来の数値解法には、各増分区間内で線型化した剛性方程式を用いる方法が多用されている。この方法では増分を十分小さく設定すれば、誤差を工学的に許容される範囲内に収めることができる。しかし、座屈のように幾何学的非線形性が急変する場合には、増分長の決定は非常に困難となり、試行錯誤に頼らざるを得ない場合も少なくない。これに対し、中村・上谷らは各増分区間内でも複合非線形性を連成して考慮し得る増分摂動法の有効性を示し⁵⁾、石田・森迫らはこれを1次元有限要素法に適用し¹⁷⁾、解析制御が極めて困難であった筋違付鋼骨組の座屈を伴う詳細な荷重—変形挙動の解析に、見るべき成果を挙げている。

本章では、増分摂動法を一般化硬化塑性ヒンジモデルに適用するべく、弾性および弾塑性剛性方程式の摂動展開過程を示し、さらに部材座標系から全体座標系への座標変換に伴う摂動展開過程も示す。本解析法の妥当性は、円形鋼管部材の静的座屈実験結果との比較により、検証される。

§2-2 座標系の定義

ここで扱う部材は両端ピン部材のみとし、対称性を利用して部材半長さ分について定式化される。全体座標軸 (x_0, y_0, z_0) 、片持梁形式部材座標軸 (x_1, y_1) 、単純梁形式部材座標軸 (x_2, y_2) を図2-1のように定義する。片持梁形式部材座標系では、部材中央を原点とし、部材両端を結ぶ直線と平行に x_1 軸を取る。単純梁形式部材座標系では、同じく部材中央を原点とし、原点と部材の一端を結ぶ直線を x_2 軸とする。各座標軸で定義される座標系に対し、部材の一般化変位と一般化

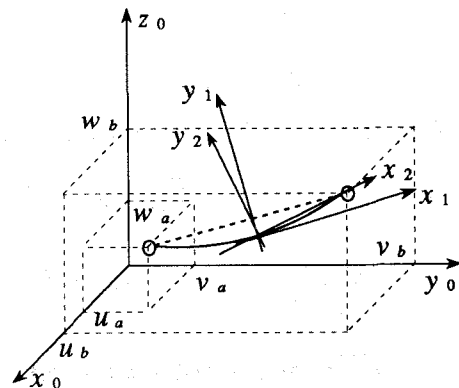


図2-1 座標系の定義

力を以下のように定義する。

全体座標系

$${}^0d = \{u_a, v_a, w_a, u_b, v_b, w_b\}^T \quad (2-1a)$$

$${}^0p = \{H_a, V_a, W_a, H_b, V_b, W_b\}^T \quad (2-1b)$$

片持梁形式部材座標系 (図 2-5 参照)

$${}_1d = \{u, v, \theta\}^T \quad (2-2a)$$

$${}_1p = \{N, V, M\}^T \quad (2-2b)$$

単純梁形式部材座標系 (図 2-2 参照)

$${}_2d = \{{}_m u, {}_m \theta_a, {}_m \theta_b\}^T \quad (2-3a)$$

$${}_2p = \{{}_m N, {}_m M_a, {}_m M_b\}^T \quad (2-3b)$$

なお、本論において状態の進行を表すパラメータ t (注) に関する、任意の状態量 x の Taylor 級数において、各次の t に対する係数を $x^{(m)}$ で表すことにする。すなわち x は、

$$x = x^{(0)} + x^{(1)}t + x^{(2)}t^2 + \dots \quad (2-4)$$

のように表され、次の関係式が成立する。

$$\left. \frac{d^m x}{dt^m} \right|_{t=0} = m! x^{(m)} \quad (2-5)$$

§ 2-3 部材の弾性摂動剛性方程式

図 2-2 に示す部材の材端力-材端弾性変形関係は、材軸方向の変位を 1 次、材軸に直交方向の変位を 3 次の多項式で仮定し、曲げ縮み連成を考慮すれば次式で与えられる¹⁸⁾。

$${}_m N = EA \left[\frac{{}_m u^e}{l_e} + \frac{1}{30} \{ 2({}_m \theta_a^e)^2 - {}_m \theta_a^e {}_m \theta_b^e + 2({}_m \theta_b^e)^2 \} \right]$$

$${}_m M_a = K_{1m} \theta_a^e + K_{2m} \theta_b^e \quad \dots (2-6a) \quad (2-6b)$$

$${}_m M_b = K_{2m} \theta_a^e + K_{1m} \theta_b^e \quad (2-6c)$$

ただし、 E : ヤング係数、 A : 断面積、 I : 断面 2 次モーメントとし、 K_1, K_2 は次式で与えられる。

$$K_1 = \frac{4EI}{l_e} + \frac{2EA}{15} {}_m u^e + \frac{EA l_e}{225} \{ 2({}_m \theta_a^e)^2 - {}_m \theta_a^e {}_m \theta_b^e + 2({}_m \theta_b^e)^2 \} \quad (2-7a)$$

$$K_2 = \frac{2EI}{l_e} - \frac{EA}{30} {}_m u^e - \frac{EA l_e}{900} \{ 2({}_m \theta_a^e)^2 - {}_m \theta_a^e {}_m \theta_b^e + 2({}_m \theta_b^e)^2 \} \quad (2-7b)$$

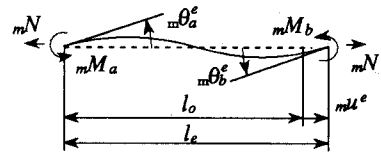


図 2-2 材端力と材端弾性変形

注) パラメータ t には、荷重制御による静的解析では外荷重を、変位制御による静的解析では強制変位を、動的解析では時刻を採用することになる。

上式において上添字 e は材端変形の弾性成分を表し、 ${}_2d^e$ を次式で定義する。

$${}_2d^e = \{ {}_m u^e, {}_m \theta_a^e, {}_m \theta_b^e \}^T \quad (2-8)$$

(2-6) 式の右辺の関数を f_i とし、次式のように書き直す。

$${}_2p_i = f_i({}_m u^e, {}_m \theta_a^e, {}_m \theta_b^e), \quad (i = 1, 2, 3) \quad (2-9)$$

${}_2p_i$ の増分 $\Delta {}_2p_i$ は弾性変形増分 $\Delta {}_2d^e$ について *Taylor* 展開して次式のように表せる。

$$\begin{aligned} \Delta {}_2p_i &= \sum_{j_1=1}^3 \frac{\partial f_i}{\partial {}_2d_{j_1}^e} \Delta {}_2d_{j_1}^e \\ &+ \frac{1}{2!} \sum_{j_1=1}^3 \sum_{j_2=1}^3 \frac{\partial^2 f_i}{\partial {}_2d_{j_1}^e \partial {}_2d_{j_2}^e} \Delta {}_2d_{j_1}^e \Delta {}_2d_{j_2}^e \\ &+ \frac{1}{3!} \sum_{j_1=1}^3 \sum_{j_2=1}^3 \sum_{j_3=1}^3 \frac{\partial^3 f_i}{\partial {}_2d_{j_1}^e \partial {}_2d_{j_2}^e \partial {}_2d_{j_3}^e} \Delta {}_2d_{j_1}^e \Delta {}_2d_{j_2}^e \Delta {}_2d_{j_3}^e \\ &+ \frac{1}{4!} \sum_{j_1=1}^3 \sum_{j_2=1}^3 \sum_{j_3=1}^3 \sum_{j_4=1}^3 \frac{\partial^4 f_i}{\partial {}_2d_{j_1}^e \partial {}_2d_{j_2}^e \partial {}_2d_{j_3}^e \partial {}_2d_{j_4}^e} \Delta {}_2d_{j_1}^e \Delta {}_2d_{j_2}^e \Delta {}_2d_{j_3}^e \Delta {}_2d_{j_4}^e \\ &+ \dots \end{aligned} \quad (2-10)$$

一方、(2-4) 式より次式が成立する。

$$\Delta {}_2p_i = \sum_{m=1}^{\infty} {}_2p_i^{(m)} t^m, \quad \Delta {}_2d^e = \sum_{m=1}^{\infty} {}_2d^{(m)} t^m \quad (2-11a), (2-11b)$$

(2-11) を (2-10) 式に代入し、 t のべき乗ごとに整理して次式を得る。ただし、 f_i は ${}_2d^e$ に関する 3 次関数であるため、 f_i の 4 次以上の偏微分値をゼロとしている。

$${}_2p_i^{(1)} = \sum_{j_1=1}^3 \frac{\partial f_i}{\partial {}_2d_{j_1}^e} {}_2d_{j_1}^{(1)e} \quad (2-12a)$$

$${}_2p_i^{(2)} = \sum_{j_1=1}^3 \frac{\partial f_i}{\partial {}_2d_{j_1}^e} {}_2d_{j_1}^{(2)e} + \frac{1}{2!} \sum_{j_1=1}^3 \sum_{j_2=1}^3 \frac{\partial^2 f_i}{\partial {}_2d_{j_1}^e \partial {}_2d_{j_2}^e} {}_2d_{j_1}^{(1)e} {}_2d_{j_2}^{(1)e} \quad (2-12b)$$

$$\begin{aligned} {}_2p_i^{(3)} &= \sum_{j_1=1}^3 \frac{\partial f_i}{\partial {}_2d_{j_1}^e} {}_2d_{j_1}^{(3)e} + \frac{1}{2!} \sum_{j_1=1}^3 \sum_{j_2=1}^3 \frac{\partial^2 f_i}{\partial {}_2d_{j_1}^e \partial {}_2d_{j_2}^e} \left({}_2d_{j_1}^{(1)e} {}_2d_{j_2}^{(2)e} + {}_2d_{j_1}^{(2)e} {}_2d_{j_2}^{(1)e} \right) \\ &+ \frac{1}{3!} \sum_{j_1=1}^3 \sum_{j_2=1}^3 \sum_{j_3=1}^3 \frac{\partial^3 f_i}{\partial {}_2d_{j_1}^e \partial {}_2d_{j_2}^e \partial {}_2d_{j_3}^e} {}_2d_{j_1}^{(1)e} {}_2d_{j_2}^{(1)e} {}_2d_{j_3}^{(1)e} \end{aligned} \quad (2-12c)$$

$$\begin{aligned} {}_2p_i^{(4)} &= \sum_{j_1=1}^3 \frac{\partial f_i}{\partial {}_2d_{j_1}^e} {}_2d_{j_1}^{(4)e} \\ &+ \frac{1}{2!} \sum_{j_1=1}^3 \sum_{j_2=1}^3 \frac{\partial^2 f_i}{\partial {}_2d_{j_1}^e \partial {}_2d_{j_2}^e} \left({}_2d_{j_1}^{(1)e} {}_2d_{j_2}^{(3)e} + {}_2d_{j_1}^{(3)e} {}_2d_{j_2}^{(1)e} + {}_2d_{j_1}^{(2)e} {}_2d_{j_2}^{(2)e} + {}_2d_{j_1}^{(2)e} {}_2d_{j_2}^{(2)e} \right) \\ &+ \frac{1}{3!} \sum_{j_1=1}^3 \sum_{j_2=1}^3 \sum_{j_3=1}^3 \frac{\partial^3 f_i}{\partial {}_2d_{j_1}^e \partial {}_2d_{j_2}^e \partial {}_2d_{j_3}^e} \left({}_2d_{j_1}^{(1)e} {}_2d_{j_2}^{(1)e} {}_2d_{j_3}^{(2)e} + {}_2d_{j_1}^{(1)e} {}_2d_{j_2}^{(2)e} {}_2d_{j_3}^{(1)e} + {}_2d_{j_1}^{(2)e} {}_2d_{j_2}^{(1)e} {}_2d_{j_3}^{(1)e} + {}_2d_{j_1}^{(2)e} {}_2d_{j_2}^{(2)e} {}_2d_{j_3}^{(1)e} \right) \end{aligned} \quad (2-12d)$$

(2-12) 式を行列表示して、部材の材端力と材端弾性変形に関する摂動方程式が次式のように得られる。

$${}^{(m)}_2 p = K^e {}^{(m)}_2 d^e + {}^{(m)*1}_2 p \quad (2-13)$$

ただし、 K^e は ij 要素が次式で表される行列であり、

$$K^e_{ij} = \frac{\partial f_i}{\partial {}_2 d^e_j} \quad (2-14)$$

${}^{(m)*1}_2 p$ は i 要素が次式に示すように $m-1$ 次以下の状態量で計算できるベクトルである。

$${}^{(1)*1}_2 p_i = 0 \quad (2-15a)$$

$${}^{(2)*1}_2 p_i = \frac{1}{2!} \sum_{j=1}^3 \sum_{j=2=1}^3 \frac{\partial^2 f_i}{\partial {}_2 d^e_{j1} \partial {}_2 d^e_{j2}} {}^{(1)}_2 d^e_{j1} {}^{(1)}_2 d^e_{j2} \quad (2-15b)$$

$$\begin{aligned} {}^{(3)*1}_2 p_i &= \frac{2}{2!} \sum_{j=1=1}^3 \sum_{j=2=1}^3 \frac{\partial^2 f_i}{\partial {}_2 d^e_{j1} \partial {}_2 d^e_{j2}} {}^{(1)}_2 d^e_{j1} {}^{(2)}_2 d^e_{j2} \\ &\quad + \frac{1}{3!} \sum_{j=1=1}^3 \sum_{j=2=1}^3 \sum_{j=3=1}^3 \frac{\partial^3 f_i}{\partial {}_2 d^e_{j1} \partial {}_2 d^e_{j2} \partial {}_2 d^e_{j3}} {}^{(1)}_2 d^e_{j1} {}^{(1)}_2 d^e_{j2} {}^{(1)}_2 d^e_{j3} \end{aligned} \quad (2-15c)$$

$$\begin{aligned} {}^{(4)*1}_2 p_i &= \frac{1}{2!} \sum_{j=1=1}^3 \sum_{j=2=1}^3 \frac{\partial^2 f_i}{\partial {}_2 d^e_{j1} \partial {}_2 d^e_{j2}} \left(2 {}^{(1)}_2 d^e_{j1} {}^{(3)}_2 d^e_{j2} + {}^{(2)}_2 d^e_{j1} {}^{(2)}_2 d^e_{j2} \right) \\ &\quad + \frac{3}{3!} \sum_{j=1=1}^3 \sum_{j=2=1}^3 \sum_{j=3=1}^3 \frac{\partial^3 f_i}{\partial {}_2 d^e_{j1} \partial {}_2 d^e_{j2} \partial {}_2 d^e_{j3}} {}^{(1)}_2 d^e_{j1} {}^{(1)}_2 d^e_{j2} {}^{(2)}_2 d^e_{j3} \end{aligned} \quad (2-15d)$$

§2-4 部材の塑性撓動剛性方程式

単純梁形式部材座標系の部材端変形 ${}_2 d = \{ {}_m u, {}_m \theta_a, {}_m \theta_b \}^T$ および部材端力 ${}_2 p$ を、各 a, b 端での成分 ${}_2 d_{(a)}, {}_2 d_{(b)}$ および ${}_2 p_{(a)}, {}_2 p_{(b)}$ に分割して、それぞれ次式のように表す。

$${}_2 d_{(a)} = \{ {}_m u_a, {}_m \theta_a \}^T \quad {}_2 d_{(b)} = \{ {}_m u_b, {}_m \theta_b \}^T \quad (2-16a), (2-16b)$$

$${}_2 p_{(a)} = \{ {}_m N, {}_m M_a \}^T \quad {}_2 p_{(b)} = \{ {}_m N, {}_m M_b \}^T \quad (2-16c), (2-16d)$$

ただし、

$${}_m u = {}_m u_a + {}_m u_b \quad (2-17)$$

部材端 a が塑性化した状態を考えると、次の降伏条件式が成立する。

$$F({}_2 p_{(a)} - \alpha_{(a)}) = 0 \quad (2-18)$$

上式中 $\alpha_{(a)}$ は a 端における降伏曲面の中心の移動量ベクトルである。Prager によれば、降伏応力で無次元化した応力および降伏応力を乗じた塑性ひずみを座標軸にして降伏曲面を描けば、後続の降伏曲面は図2-3に示すように、その形、大きさを変えることなく、応力点の塑性ひずみの方向に平行移動する¹⁹⁾。すなわち、 $\alpha_{(a)}$ はスカラー量 μ を用いて、塑性変形速度 $d {}_2 d^p / dt$ との間に次の関係式を有する。

$$\frac{d \alpha_{(a)}}{dt} = \mu_{(a)} P P \frac{d {}_2 d^p_{(a)}}{dt} \quad (2-19)$$

ただし、 P : 降伏応力 N_p, M_p を成分とする対角行列。

一方、応力点が移行した降伏曲面上にあるという条件より次式が得られる。

$$\left\{ \frac{d}{dt} \frac{d^p}{dt} \right\}^T \left(\frac{d}{dt} \frac{d^p}{dt} - \frac{d}{dt} \frac{d^p}{dt} \right) = 0 \quad (2-20)$$

ここで、(2-19) 式の両辺を t について *Taylor* 展開し、同次項を整理して次式が得られる。

$$\frac{d^p}{dt} = \frac{1}{m} P P \frac{d^{(m-1)}}{dt} \frac{d^p}{dt} + \frac{d^{(m)*1}}{dt} \quad (2-21)$$

ただし、

$$\frac{d^{(m)*1}}{dt} = P P \sum_{n=2}^m \frac{n}{m} \frac{d^{(m-n)}}{dt} \frac{d^p}{dt} \quad (m \geq 2) \quad (2-22)$$

同様に (2-20) 式を *Taylor* 展開し、これに (2-21) 式を代入すれば、 μ に対する振動式が次のように得られる。

$$\frac{d^{(m-1)}}{dt} = \left(\frac{d^{(1)}}{dt} \frac{d^p}{dt} P P \frac{d^{(1)}}{dt} \right)^{-1} m \frac{d^{(1)}}{dt} \frac{d^p}{dt} \frac{d^{(m)}}{dt} + \frac{d^{(m-1)*1}}{dt} \quad (2-23)$$

ただし、

$$\frac{d^{(m-1)*1}}{dt} = \left(\frac{d^{(1)}}{dt} \frac{d^p}{dt} P P \frac{d^{(1)}}{dt} \right)^{-1} \left\{ -m \frac{d^{(1)}}{dt} \frac{d^p}{dt} \frac{d^{(m)*1}}{dt} + \sum_{n=2}^m n (m-n+1) \frac{d^{(n)}}{dt} \frac{d^p}{dt} \left(\frac{d^{(m-n+1)}}{dt} - \frac{d^{(m-n+1)*1}}{dt} \right) \right\} \quad (m \geq 2) \quad (2-24)$$

部材端変形速度 d^p/dt は、弾性変形速度成分 d^e/dt と塑性変形速度成分 d^p/dt の和で与えられる。すなわち、

$$\frac{d}{dt} \frac{d}{dt} = \frac{d}{dt} \frac{d^e}{dt} + \frac{d}{dt} \frac{d^p}{dt} \quad (2-25)$$

部材端 a の応力点が降伏曲面上の特異点、例えば降伏条件式 $F_1=0$ と $F_2=0$ の交点にあれば、塑性変形速度 d^p/dt は一般化塑性流動則に従って、次式で与えられる。

$$\frac{d}{dt} \frac{d^p}{dt} = \phi \frac{d}{dt} \frac{\zeta}{dt} \quad (2-26)$$

$$\left\{ \begin{array}{c} \frac{d}{dt} \frac{u^p}{dt} \\ \frac{d}{dt} \frac{\theta_a^p}{dt} \\ \frac{d}{dt} \frac{\theta_b^p}{dt} \end{array} \right\} = \left[\begin{array}{cc} \frac{\partial F_{1(a)}}{\partial_m N} & \frac{\partial F_{2(a)}}{\partial_m N} \\ \frac{\partial F_{1(a)}}{\partial_m M_a} & \frac{\partial F_{2(a)}}{\partial_m M_a} \\ 0 & 0 \end{array} \right] \left\{ \begin{array}{c} \frac{d}{dt} \frac{\zeta_{1(a)}}{dt} \\ \frac{d}{dt} \frac{\zeta_{2(a)}}{dt} \end{array} \right\}$$

部材の塑性ヒンジ形成状態がこれ以外の場合は、 $\phi, d\zeta/dt$ を適当に詰めることによって得られる。

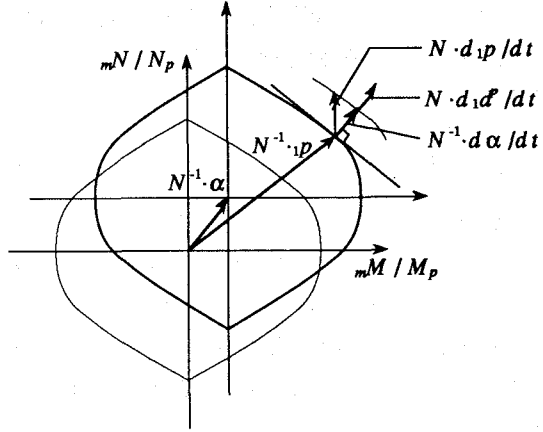


図 2-3 降伏曲面

ここで $d\alpha_0/dt$ を、変形速度 d_2d/dt に対する弾性部材端力速度のひずみ硬化係数 (τ) 倍として、次式で定義する。

$$\frac{d\alpha_0}{dt} = \tau K^e \frac{d_2d}{dt} \quad (2-27)$$

単軸引張状態の場合を除いて、一般に $d\alpha_0/dt$ は $d\alpha/dt$ と一致しないが、 $d\alpha/dt$ を $d\alpha_0/dt$ の無次元化降伏曲面の外向き法線方向成分として近似することにする。この場合、応力点が後続の降伏曲面上になければならないという条件は次式のように表せる。(図 2-4 参照)

$$\phi^T \left(\frac{d_2p}{dt} - \frac{d\alpha_0}{dt} \right) = 0 \quad (2-28)$$

(2-26) 式の両辺を t について Taylor 展開し、同次項を整理して次式が得られる。

$${}_2d^P = \phi^{(0)} \zeta + {}_2d^{P*1} \quad (2-29)$$

ただし、

$${}_2d^{P*1} = \sum_{n=1}^{m-1} \frac{n}{m} \phi^{(m-n)} \zeta \quad (m \geq 2) \quad (2-30)$$

上式において $\phi^{()}$ は ij 要素が次式で与えられる。

$$\phi_{ij}^{(1)} = \sum_{k=1}^3 \frac{\partial \phi_{ij}}{\partial {}_2d_{k1}} {}_2d_{k1}^{(1)} \quad (2-31a)$$

$$\phi_{ij}^{(2)} = \sum_{k=1}^3 \frac{\partial \phi_{ij}}{\partial {}_2d_{k1}} {}_2d_{k1}^{(2)} + \frac{1}{2!} \sum_{k=1}^3 \sum_{l=1}^3 \frac{\partial^2 \phi_{ij}}{\partial {}_2d_{k1} \partial {}_2d_{l2}} {}_2d_{k1}^{(1)} {}_2d_{l2}^{(1)} \quad (2-31b)$$

$$\begin{aligned} \phi_{ij}^{(3)} = & \sum_{k=1}^3 \frac{\partial \phi_{ij}}{\partial {}_2d_{k1}} {}_2d_{k1}^{(3)} + \frac{2}{2!} \sum_{k=1}^3 \sum_{l=1}^3 \frac{\partial^2 \phi_{ij}}{\partial {}_2d_{k1} \partial {}_2d_{l2}} {}_2d_{k1}^{(1)} {}_2d_{l2}^{(2)} \\ & + \frac{1}{3!} \sum_{k=1}^3 \sum_{l=1}^3 \sum_{m=1}^3 \frac{\partial^3 \phi_{ij}}{\partial {}_2d_{k1} \partial {}_2d_{l2} \partial {}_2d_{m3}} {}_2d_{k1}^{(1)} {}_2d_{l2}^{(1)} {}_2d_{m3}^{(1)} \end{aligned} \quad (2-31c)$$

⋮

一方、(2-25) 式を Taylor 展開し、同次項を整理して次式が得られる。

$${}_2d^e = {}_2d^{(m)} - {}_2d^P \quad (2-32)$$

(2-13), (2-29), (2-32) 式より、 ${}_2d^P$ は次式で表せる。

$${}_2d^P = K^e \left({}_2d^{(m)} - \phi^{(m)} \zeta \right) - K^e {}_2d^{P*1} + {}_2d^{P*1} \quad (2-33)$$

一方、(2-27) 式より次式が得られる。

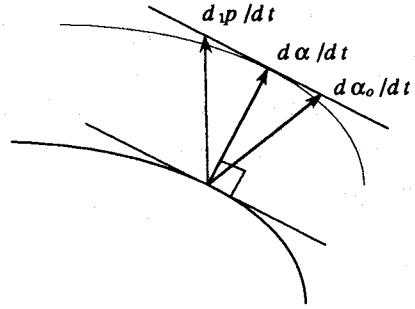


図 2-4 ひずみ硬化ベクトル

$$\alpha_0^{(m)} = \tau K^e {}_2d^{(m)} \quad (2-34)$$

さらに、(2-28)式より次式が得られる。

$$m \phi^T {}_2P^{(0)} + \sum_{n=1}^{m-1} n \phi^T {}_2P^{(m-n)} = m \phi^T \alpha_0^{(0)} + \sum_{n=1}^{m-1} n \phi^T \alpha_0^{(n)} \quad (2-35)$$

(2-35)式に(2-33)、(2-34)式を代入して、 $\zeta^{(m)}$ について解いて次式を得る。

$$\zeta^{(m)} = (1-\tau) C^{-1} \phi^T K^e {}_2d^{(m)} + \zeta^{(m)*1} \quad (2-36)$$

ただし、

$$\zeta^{(m)*1} = C^{-1} \left\{ -\phi^T K^e {}_2d^{(m)*1} + \phi^T {}_2P^{(m)*1} + \sum_{n=1}^{m-1} \frac{n}{m} \phi^T \left\{ {}_2P^{(n)} - \tau K^e {}_2d^{(n)} \right\} \right\} \quad (m \geq 2) \quad (2-37)$$

$$C = \phi^T K^e \phi \quad (2-38)$$

(2-36)式を(2-33)式に代入すれば、負荷状態での部材端力と材端変形に関する摂動方程式が、次のように得られる。

$${}_2P^{(m)} = K^P {}_2d^{(m)} + {}_2P^{(m)*2} \quad (2-39)$$

ただし、

$$K^P = K^e \left\{ I - (1-\tau) \phi C^{-1} \phi^T K^e \right\} \quad (2-40)$$

$${}_2P^{(m)*2} = -K^e \left(\phi \zeta^{(m)*1} + {}_2d^{(m)*1} \right) + {}_2P^{(m)*1} \quad (2-41)$$

I : 単位行列

§2-5 片持梁形式部材座標系の摂動剛性方程式

(2-13)および(2-39)式に示したように、単純梁形式部材座標系の部材剛性方程式は、弾性、負荷状態にかかわらず次の形で表現できる。

$${}_2P^{(m)} = {}_mK {}_2d^{(m)} + {}_2P^{(m)*} \quad (2-42)$$

ただし、 ${}_mK, {}_2P^{(m)*}$ は部材が弾性状態の場合には次式で与えられる。

$${}_mK = K^e, \quad {}_2P^{(m)*} = {}_2P^{(m)*1} \quad (2-43a), (2-43b)$$

一方、部材が負荷状態の場合には次式で与えられる。

$${}_mK = K^P, \quad {}_2P^{(m)*} = {}_2P^{(m)*2} \quad (2-44a), (2-44b)$$

さて、単純梁形式部材座標系と片持梁形式部材座標系との間の、変位の適合条件式と力の釣合条件式

は、座標変換行列 ${}_2T$ を用いて次のように表せる。(図 2-5 参照)

$$\frac{d}{dt} {}_2\dot{d} = {}_2T \frac{d}{dt} {}_1\dot{d} \quad (2-45)$$

$${}_1\dot{p} = {}_2T^T {}_2\dot{p} \quad (2-46)$$

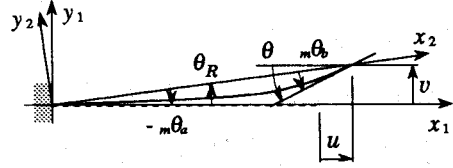


図 2-5 単純梁形式と片持梁形式の部材座標系

ただし、

$${}_2T = \begin{bmatrix} \cos \theta_R & \sin \theta_R & 0 \\ \frac{\sin \theta_R}{l} & \frac{-\cos \theta_R}{l} & 0 \\ \frac{\sin \theta_R}{l} & \frac{-\cos \theta_R}{l} & 1 \end{bmatrix} \quad (2-47)$$

ここで、片持梁形式部材座標系の状態量と座標変換行列 ${}_2T$ を、 t で Taylor 展開して次のように表す。

$${}_1\dot{d} = \sum_{m=0}^{\infty} {}_1\dot{d}^{(m)} t^m, \quad {}_1\dot{p} = \sum_{m=0}^{\infty} {}_1\dot{p}^{(m)} t^m, \quad {}_2T = \sum_{m=0}^{\infty} {}_2T^{(m)} t^m \quad (2-48a), (2-48b), (2-48c)$$

(2-45) に (2-48) 式を代入して、 t の各次の係数比較により次式を得る。

$${}_2\dot{d}^{(m)} = {}_2T^{(0)} {}_1\dot{d}^{(m)} + {}_2\dot{d}^{(m)*1} \quad (2-49)$$

ただし、

$${}_2\dot{d}^{(m)*1} = \sum_{n=1}^{m-1} \frac{n}{m} {}_2T^{(m-n)} {}_1\dot{d}^{(n)} \quad (2-50)$$

上式において ${}_2T^{(n)}$ は ij 要素が次式で与えられる。

$${}_2T_{ij}^{(1)} = \sum_{k=1}^3 \frac{\partial {}_2T_{ij}}{\partial {}_1\dot{d}_{k1}} {}_1\dot{d}_{k1}^{(1)} \quad (2-51a)$$

$${}_2T_{ij}^{(2)} = \sum_{k=1}^3 \frac{\partial {}_2T_{ij}}{\partial {}_1\dot{d}_{k1}} {}_1\dot{d}_{k1}^{(2)} + \frac{1}{2!} \sum_{k=1}^3 \sum_{k2=1}^3 \frac{\partial^2 {}_2T_{ij}}{\partial {}_1\dot{d}_{k1} \partial {}_1\dot{d}_{k2}} {}_1\dot{d}_{k1}^{(1)} {}_1\dot{d}_{k2}^{(1)} \quad (2-51b)$$

$$\begin{aligned} {}_2T_{ij}^{(3)} = & \sum_{k=1}^3 \frac{\partial {}_2T_{ij}}{\partial {}_1\dot{d}_{k1}} {}_1\dot{d}_{k1}^{(3)} + \frac{2}{2!} \sum_{k=1}^3 \sum_{k2=1}^3 \frac{\partial^2 {}_2T_{ij}}{\partial {}_1\dot{d}_{k1} \partial {}_1\dot{d}_{k2}} {}_1\dot{d}_{k1}^{(1)} {}_1\dot{d}_{k2}^{(2)} \\ & + \frac{1}{3!} \sum_{k=1}^3 \sum_{k2=1}^3 \sum_{k3=1}^3 \frac{\partial^3 {}_2T_{ij}}{\partial {}_1\dot{d}_{k1} \partial {}_1\dot{d}_{k2} \partial {}_1\dot{d}_{k3}} {}_1\dot{d}_{k1}^{(1)} {}_1\dot{d}_{k2}^{(1)} {}_1\dot{d}_{k3}^{(1)} \end{aligned} \quad (2-51c)$$

一方、(2-46) 式を Taylor 展開し、同次項を整理して次式が得られる。

$${}_1\dot{p}^{(m)} = {}_2T^T {}_2\dot{p}^{(0)} + {}_2T^T {}_2\dot{p}^{(m)} + {}_1\dot{p}^{(m)*1} \quad (2-52)$$

ただし、

$${}^{(m)*1}{}_1P = \sum_{n=1}^{m-1} {}_2T^T {}_2P^{(n)} \quad (2-53)$$

(2-52) に (2-42), (2-49) 式を代入して次式が得られる。

$${}^{(m)}{}_1P = {}_2T^T {}_mK {}_2T^T {}_1d^{(0)} + {}_2T^T {}_2P^{(0)} + {}_1P^{(m)*2} \quad (2-54)$$

ただし、

$${}^{(m)*2}{}_1P = {}_2T^T {}_mK \left({}_2d^{(m)*1} + {}_2P^{(m)*} \right) + {}_1P^{(m)*1} \quad (2-55)$$

さて、(2-54) 式に示す ${}_2T$ の各要素は ${}_1d$ の関数であり、 ${}_2T^T {}_2P^{(0)}$ の第 i 要素の増分 $\Delta \left\{ {}_2T^T {}_2P^{(0)} \right\}_i$ は $\Delta {}_1d$ について次のように Taylor 展開できる。

$$\begin{aligned} \Delta \left\{ {}_2T^T {}_2P^{(0)} \right\}_i &= \sum_{j=1}^3 \left(\sum_{k=1}^3 \frac{\partial {}_2T_{ij}^T}{\partial {}_1d_{k1}} \Delta {}_1d_{k1} \right) {}_2P_j^{(0)} \\ &+ \sum_{j=1}^3 \left(\frac{1}{2!} \sum_{k=1}^3 \sum_{k'=1}^3 \frac{\partial^2 {}_2T_{ij}^T}{\partial {}_1d_{k1} \partial {}_1d_{k'2}} \Delta {}_1d_{k1} \Delta {}_1d_{k'2} \right) {}_2P_j^{(0)} \\ &+ \sum_{j=1}^3 \left(\frac{1}{3!} \sum_{k=1}^3 \sum_{k'=1}^3 \sum_{k''=1}^3 \frac{\partial^3 {}_2T_{ij}^T}{\partial {}_1d_{k1} \partial {}_1d_{k'2} \partial {}_1d_{k''3}} \Delta {}_1d_{k1} \Delta {}_1d_{k'2} \Delta {}_1d_{k''3} \right) {}_2P_j^{(0)} \\ &+ \sum_{j=1}^3 \left(\frac{1}{4!} \sum_{k=1}^3 \sum_{k'=1}^3 \sum_{k''=1}^3 \sum_{k'''=1}^3 \frac{\partial^4 {}_2T_{ij}^T}{\partial {}_1d_{k1} \partial {}_1d_{k'2} \partial {}_1d_{k''3} \partial {}_1d_{k'''4}} \Delta {}_1d_{k1} \Delta {}_1d_{k'2} \Delta {}_1d_{k''3} \Delta {}_1d_{k'''4} \right) {}_2P_j^{(0)} \\ &+ \dots \end{aligned} \quad (2-56)$$

一方、(2-4) 式より次式が成立する。

$$\Delta {}_1d = \sum_{m=1}^{\infty} {}_1d^m t^m \quad (2-57)$$

(2-57) を (2-56) 式に代入して t の各次の係数を比較し、 Σ の順序を入れ替えて次式を得る。

$$\left\{ {}_2T^T {}_2P^{(0)} \right\}_i = \sum_{k=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial {}_2T_{ij}^T}{\partial {}_1d_{k1}} {}_2P_j^{(0)} {}_1d_{k1}^{(1)} \quad (2-58a)$$

$$\begin{aligned} \left\{ {}_2T^T {}_2P^{(0)} \right\}_i &= \sum_{k=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial {}_2T_{ij}^T}{\partial {}_1d_{k1}} {}_2P_j^{(0)} {}_1d_{k1}^{(2)} \\ &+ \frac{1}{2!} \sum_{k=1}^3 \sum_{k'=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial^2 {}_2T_{ij}^T}{\partial {}_1d_{k1} \partial {}_1d_{k'2}} {}_2P_j^{(0)} {}_1d_{k1}^{(1)} {}_1d_{k'2}^{(1)} \end{aligned} \quad (2-58b)$$

$$\begin{aligned} \left\{ {}_2T^T {}_2P^{(0)} \right\}_i &= \sum_{k=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial {}_2T_{ij}^T}{\partial {}_1d_{k1}} {}_2P_j^{(0)} {}_1d_{k1}^{(3)} \\ &+ \frac{1}{2!} \sum_{k=1}^3 \sum_{k'=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial^2 {}_2T_{ij}^T}{\partial {}_1d_{k1} \partial {}_1d_{k'2}} {}_2P_j^{(0)} \left({}_1d_{k1}^{(1)} {}_1d_{k'2}^{(2)} + {}_1d_{k1}^{(2)} {}_1d_{k'2}^{(1)} \right) \\ &+ \frac{1}{3!} \sum_{k=1}^3 \sum_{k'=1}^3 \sum_{k''=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial^3 {}_2T_{ij}^T}{\partial {}_1d_{k1} \partial {}_1d_{k'2} \partial {}_1d_{k''3}} {}_2P_j^{(0)} {}_1d_{k1}^{(1)} {}_1d_{k'2}^{(1)} {}_1d_{k''3}^{(1)} \end{aligned} \quad (2-58c)$$

$$\begin{aligned}
\left\{ {}_2T^T \begin{pmatrix} 0 \\ \mathbf{p} \end{pmatrix} \right\}_i &= \sum_{k=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial {}_2T_{ij}^T}{\partial {}_1d_{k1}} \begin{pmatrix} 0 \\ \mathbf{p} \end{pmatrix}_j {}_1d_{k1}^{(4)} \\
&+ \frac{1}{2!} \sum_{k=1}^3 \sum_{l=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial^2 {}_2T_{ij}^T}{\partial {}_1d_{k1} \partial {}_1d_{l2}} \begin{pmatrix} 0 \\ \mathbf{p} \end{pmatrix}_j \left({}_1d_{k1}^{(1)} {}_1d_{l2}^{(3)} + {}_1d_{k1}^{(2)} {}_1d_{l2}^{(2)} + {}_1d_{k1}^{(3)} {}_1d_{l2}^{(1)} \right) \\
&+ \frac{1}{3!} \sum_{k=1}^3 \sum_{l=1}^3 \sum_{m=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial^3 {}_2T_{ij}^T}{\partial {}_1d_{k1} \partial {}_1d_{l2} \partial {}_1d_{m3}} \begin{pmatrix} 0 \\ \mathbf{p} \end{pmatrix}_j \left({}_1d_{k1}^{(1)} {}_1d_{l2}^{(1)} {}_1d_{m3}^{(2)} + {}_1d_{k1}^{(1)} {}_1d_{l2}^{(2)} {}_1d_{m3}^{(1)} \right. \\
&\quad \left. + {}_1d_{k1}^{(2)} {}_1d_{l2}^{(1)} {}_1d_{m3}^{(1)} \right) \\
&+ \frac{1}{4!} \sum_{k=1}^3 \sum_{l=1}^3 \sum_{m=1}^3 \sum_{n=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial^4 {}_2T_{ij}^T}{\partial {}_1d_{k1} \partial {}_1d_{l2} \partial {}_1d_{m3} \partial {}_1d_{n4}} \begin{pmatrix} 0 \\ \mathbf{p} \end{pmatrix}_j {}_1d_{k1}^{(1)} {}_1d_{l2}^{(1)} {}_1d_{m3}^{(1)} {}_1d_{n4}^{(1)}
\end{aligned} \tag{2-58d}$$

(2-58) を (2-54) 式に代入して、次の片持梁形式部材座標系の振動剛性方程式を得る。

$${}_1\mathbf{p}^{(m)} = K {}_1\mathbf{d}^{(m)} + {}_1\mathbf{p}^{(m)*3} \tag{2-59}$$

ただし、 K は次式で表せる行列である。

$$K = {}_2T^T {}_mK {}_2T + {}_2S \tag{2-60}$$

上式において、 ${}_2S$ は ij 要素が次式で表せる行列である。

$${}_2S_{ij} = \sum_{k=1}^3 \frac{\partial {}_2T_{ki}}{\partial {}_1d_j} \begin{pmatrix} 0 \\ \mathbf{p} \end{pmatrix}_k \tag{2-61}$$

一方、 ${}_1\mathbf{p}^{(m)*3}$ の第 i 要素 $\left({}_1\mathbf{p}^{(m)*3} \right)_i$ は次式で表せるベクトルである。

$$\left({}_1\mathbf{p}^{(1)*3} \right)_i = \left({}_1\mathbf{p}^{(1)*2} \right)_i = 0 \tag{2-62a}$$

$$\left({}_1\mathbf{p}^{(2)*3} \right)_i = \left({}_1\mathbf{p}^{(2)*2} \right)_i + \frac{1}{2!} \sum_{k=1}^3 \sum_{l=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial^2 {}_2T_{ji}}{\partial {}_1d_{k1} \partial {}_1d_{l2}} \begin{pmatrix} 0 \\ \mathbf{p} \end{pmatrix}_j {}_1d_{k1}^{(1)} {}_1d_{l2}^{(1)} \tag{2-62b}$$

$$\begin{aligned}
\left({}_1\mathbf{p}^{(3)*3} \right)_i &= \left({}_1\mathbf{p}^{(3)*2} \right)_i + \frac{2}{2!} \sum_{k=1}^3 \sum_{l=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial^2 {}_2T_{ji}}{\partial {}_1d_{k1} \partial {}_1d_{l2}} \begin{pmatrix} 0 \\ \mathbf{p} \end{pmatrix}_j {}_1d_{k1}^{(1)} {}_1d_{l2}^{(2)} \\
&+ \frac{1}{3!} \sum_{k=1}^3 \sum_{l=1}^3 \sum_{m=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial^3 {}_2T_{ji}}{\partial {}_1d_{k1} \partial {}_1d_{l2} \partial {}_1d_{m3}} \begin{pmatrix} 0 \\ \mathbf{p} \end{pmatrix}_j {}_1d_{k1}^{(1)} {}_1d_{l2}^{(1)} {}_1d_{m3}^{(1)}
\end{aligned} \tag{2-62c}$$

$$\begin{aligned}
\left({}_1\mathbf{p}^{(4)*3} \right)_i &= \left({}_1\mathbf{p}^{(4)*2} \right)_i + \frac{1}{2!} \sum_{k=1}^3 \sum_{l=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial^2 {}_2T_{ji}}{\partial {}_1d_{k1} \partial {}_1d_{l2}} \begin{pmatrix} 0 \\ \mathbf{p} \end{pmatrix}_j \left({}_1d_{k1}^{(1)} {}_1d_{l2}^{(3)} + {}_1d_{k1}^{(2)} {}_1d_{l2}^{(2)} \right) \\
&+ \frac{3}{3!} \sum_{k=1}^3 \sum_{l=1}^3 \sum_{m=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial^3 {}_2T_{ji}}{\partial {}_1d_{k1} \partial {}_1d_{l2} \partial {}_1d_{m3}} \begin{pmatrix} 0 \\ \mathbf{p} \end{pmatrix}_j {}_1d_{k1}^{(1)} {}_1d_{l2}^{(1)} {}_1d_{m3}^{(2)} \\
&+ \frac{1}{4!} \sum_{k=1}^3 \sum_{l=1}^3 \sum_{m=1}^3 \sum_{n=1}^3 \sum_{j=1}^3 \frac{\partial^4 {}_2T_{ji}}{\partial {}_1d_{k1} \partial {}_1d_{l2} \partial {}_1d_{m3} \partial {}_1d_{n4}} \begin{pmatrix} 0 \\ \mathbf{p} \end{pmatrix}_j {}_1d_{k1}^{(1)} {}_1d_{l2}^{(1)} {}_1d_{m3}^{(1)} {}_1d_{n4}^{(1)}
\end{aligned} \tag{2-62d}$$

ここで、(2-59) 式を次のように書き改める。

$$\begin{Bmatrix} \binom{m}{N} \\ \binom{m}{V} \\ \binom{m}{M} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \binom{m}{u} \\ \binom{m}{v} \\ \binom{m}{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \binom{m}{N}^{*3} \\ \binom{m}{V}^{*3} \\ \binom{m}{M}^{*3} \end{Bmatrix} \quad (2-63)$$

部材の中間に外力が作用しないという条件、すなわち $V=M=0$ より、以下の2式が成り立つ。

$$\binom{m}{N} = K_{11} \binom{m}{u} + K_{12} \begin{Bmatrix} \binom{m}{v} \\ \binom{m}{\theta} \end{Bmatrix} + \binom{m}{N}^{*3} \quad (2-64a)$$

$$0 = K_{21} \binom{m}{u} + K_{22} \begin{Bmatrix} \binom{m}{v} \\ \binom{m}{\theta} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \binom{m}{V}^{*3} \\ \binom{m}{M}^{*3} \end{Bmatrix} \quad (2-64b)$$

(2-64a, b) 式より、次の軸方向力と軸方向変形に関する摂動剛性方程式が得られる。

$$\binom{m}{N} = K \binom{m}{u} + \binom{m}{N}^{*4} \quad (2-65)$$

$$\begin{Bmatrix} \binom{m}{v} \\ \binom{m}{\theta} \end{Bmatrix} = -K_{22}^{-1} K_{21} \binom{m}{u} - K_{22}^{-1} \begin{Bmatrix} \binom{m}{V}^{*3} \\ \binom{m}{M}^{*3} \end{Bmatrix} \quad (2-66)$$

ただし、

$$K = K_{11} - K_{12} K_{22}^{-1} K_{21} \quad (2-67)$$

$$\binom{m}{N}^{*4} = \binom{m}{N}^{*3} - K_{12} K_{22}^{-1} \begin{Bmatrix} \binom{m}{V}^{*3} \\ \binom{m}{M}^{*3} \end{Bmatrix} \quad (2-68)$$

§2-6 全体座標系の摂動剛性方程式

全体座標系の変位 ${}_0d$ と、片持梁形式部材座標系の u 変位の間には、次の適合条件式が成立する。

$$\frac{d}{dt} u = {}_1T \frac{d}{dt} {}_0d \quad (2-69)$$

ただし、 ${}_1T$ は x_1 軸が x_0, y_0, z_0 軸となす角をそれぞれ $\theta_{Rx}, \theta_{Ry}, \theta_{Rz}$ として、次式で与えられる。

$${}_1T = \begin{bmatrix} \frac{-\cos \theta_{Rx}}{2} & \frac{-\cos \theta_{Ry}}{2} & \frac{-\cos \theta_{Rz}}{2} & \frac{\cos \theta_{Rx}}{2} & \frac{\cos \theta_{Ry}}{2} & \frac{\cos \theta_{Rz}}{2} \end{bmatrix} \quad (2-70)$$

さらに、全体座標系の力 ${}_0p$ と、片持梁形式部材座標系の N の間には、次の釣合条件式が成立する。

$${}_0p = {}_1T^T N \quad (2-71)$$

(2-65), (2-69), (2-71) 式から、前節と同様の展開により、次の全体座標系剛性方程式が得られる。

$$\binom{m}{{}_0p} = K^G \binom{m}{{}_0d} + \binom{m}{{}_0p}^{*3} \quad (2-72)$$

ただし、 K^G は次式で表せる行列である。

$$K^G = {}_1T^T K {}_1T + {}_1S \quad (2-73)$$

上式において、 ${}_1S$ は ij 要素が次式で表せる行列である。

$${}_1S_{ij} = \frac{\partial {}_1T_i}{\partial d_j} N^{(0)} \quad (2-74)$$

一方、 ${}^{(m)*3}$ の第 i 要素 $({}^{(m)*3})_i$ は次式で表せるベクトルである。

$$({}^{(1)*3})_i = ({}^{(1)*2})_i = 0 \quad (2-75a)$$

$$({}^{(2)*3})_i = ({}^{(2)*2})_i + \frac{1}{2!} \sum_{k=1}^6 \sum_{k=2=1}^6 \frac{\partial^2 {}_1T_i}{\partial d_{k1} \partial d_{k2}} N^{(0)} d_{k1}^{(1)} d_{k2}^{(1)} \quad (2-75b)$$

$$\begin{aligned} ({}^{(3)*3})_i = & ({}^{(3)*2})_i + \frac{2}{2!} \sum_{k=1=1}^6 \sum_{k=2=1}^6 \frac{\partial^2 {}_1T_i}{\partial d_{k1} \partial d_{k2}} N^{(0)} d_{k1}^{(1)} d_{k2}^{(2)} \\ & + \frac{1}{3!} \sum_{k=1=1}^6 \sum_{k=2=1}^6 \sum_{k=3=1}^6 \frac{\partial^3 {}_1T_i}{\partial d_{k1} \partial d_{k2} \partial d_{k3}} N^{(0)} d_{k1}^{(1)} d_{k2}^{(1)} d_{k3}^{(1)} \end{aligned} \quad (2-75c)$$

$$\begin{aligned} ({}^{(4)*3})_i = & ({}^{(4)*2})_i + \frac{1}{2!} \sum_{k=1=1}^6 \sum_{k=2=1}^6 \frac{\partial^2 {}_1T_i}{\partial d_{k1} \partial d_{k2}} N^{(0)} \left(2 d_{k1}^{(1)} d_{k2}^{(3)} + d_{k1}^{(2)} d_{k2}^{(2)} \right) \\ & + \frac{3}{3!} \sum_{k=1=1}^6 \sum_{k=2=1}^6 \sum_{k=3=1}^6 \frac{\partial^3 {}_1T_i}{\partial d_{k1} \partial d_{k2} \partial d_{k3}} N^{(0)} d_{k1}^{(1)} d_{k2}^{(1)} d_{k3}^{(2)} \\ & + \frac{1}{4!} \sum_{k=1=1}^6 \sum_{k=2=1}^6 \sum_{k=3=1}^6 \sum_{k=4=1}^6 \frac{\partial^4 {}_1T_i}{\partial d_{k1} \partial d_{k2} \partial d_{k3} \partial d_{k4}} N^{(0)} d_{k1}^{(1)} d_{k2}^{(1)} d_{k3}^{(1)} d_{k4}^{(1)} \end{aligned} \quad (2-75d)$$

さらに、

$${}^{(m)*1}_{\mathcal{O}P} = \sum_{n=1}^{m-1} {}_1T^T N^{(n)} \quad (2-76)$$

$${}_1T_i^{(1)} = \sum_{k=1=1}^6 \frac{\partial {}_1T_i}{\partial d_{k1}} d_{k1}^{(1)} \quad (2-77a)$$

$${}_1T_i^{(2)} = \sum_{k=1=1}^6 \frac{\partial {}_1T_i}{\partial d_{k1}} d_{k1}^{(2)} + \frac{1}{2!} \sum_{k=1=1}^6 \sum_{k=2=1}^6 \frac{\partial^2 {}_1T_i}{\partial d_{k1} \partial d_{k2}} d_{k1}^{(1)} d_{k2}^{(1)} \quad (2-77b)$$

$$\begin{aligned} {}_1T_i^{(3)} = & \sum_{k=1=1}^6 \frac{\partial {}_1T_i}{\partial d_{k1}} d_{k1}^{(3)} + \frac{2}{2!} \sum_{k=1=1}^6 \sum_{k=2=1}^6 \frac{\partial^2 {}_1T_i}{\partial d_{k1} \partial d_{k2}} d_{k1}^{(1)} d_{k2}^{(2)} \\ & + \frac{1}{3!} \sum_{k=1=1}^6 \sum_{k=2=1}^6 \sum_{k=3=1}^6 \frac{\partial^3 {}_1T_i}{\partial d_{k1} \partial d_{k2} \partial d_{k3}} d_{k1}^{(1)} d_{k2}^{(1)} d_{k3}^{(1)} \end{aligned} \quad (2-77c)$$

$${}^{(m)*2}_{\mathcal{O}P} = {}_1T^T \left(K u^{(m)*1} + N^{(m)*4} \right) + {}^{(m)*1}_{\mathcal{O}P} \quad (2-78)$$

$$u^{(m)} = {}_1T^{(0)} d^{(m)} + u^{(m)*1} \quad (2-79)$$

$$u^{(m)*1} = \sum_{n=1}^{m-1} \frac{n}{m} {}_1T^{(n)} d^{(n)} \quad (2-80)$$

§2-7 円形鋼管部材の部材座屈実験結果と解析結果の比較

本解析法による静的解析結果と、円形鋼管部材の座屈実験結果との比較を以下に示す。実験方法は第7章の二重鋼管部材の軸方向加力実験と同じであり、第7章において詳述する。試験体は両端ピンの円形鋼管（76.3φ×2.8, STK400）であり、材長（ l ）の変化により細長比 λ が 75, 90, 105, 120, 150 の5種類に設定されている。試験体の一覧を表2-1に示す。

解析では、材料の応力度－ひずみ度関係をひずみ硬化係数 2% の *Bi-Linear* 型とし、材中央に小さな元たわみ v_0 を与えている。ここでは $v_0 = l/1,000$ と $l/10,000$ の2種類について解析した。

図2-6に各試験体の軸力－軸縮み関係の実験結果を点線で、解析結果を実線で示す。縦軸は降伏軸力 N_p で無次元化した圧縮軸力、横軸は降伏縮み u_p で無次元化した軸縮みである。

ヒンジ法による解析結果は、初期降伏状態と全塑性状態との過渡期を表現できないため、 λ が小さい範囲では座屈荷重を実験結果より高めに評価し、 λ が大きい範囲では座屈荷重近傍でフラットな荷重－変形挙動（弾性座屈進行域）を示す。これらの傾向は元たわみ v_0 が小さいほど顕著である。しかし、座屈後の軸力－軸縮み関係は v_0 にかかわらず解析結果と実験結果がほとんど一致している。

図2-7に座屈応力度（ σ_k ）－細長比（ λ ）関係を示す。図中の○印は実験結果を、×印は $v_0 = l/1,000$ とした場合の解析結果を示し、曲線は *Euler* 式および *Johnson* 式を示す。（*Johnson* 式は降伏応力度 σ_y を頂点として、*Euler* 式に接する曲線であるから、比例限度が $0.5\sigma_y$ の場合に対応している。） 実験結果と *Euler* 式および *Johnson* 式による曲線は良く対応しており、本実験結果の信頼性が確認できる。特に、細長比の大きい *Euler* 座屈領域においても両者がよく対応していることから、実験における部材端の境界条件が理想的なピン支持状態であったといえる。また $v_0 = l/1,000$ とした解析結果も、両式による座屈応力度と比較的良く対応しており、 $\lambda = 60 \sim 75$ の場合に約1割弱過大評価する程度である。

表2-1 試験体一覧

λ	D (mm)	t (mm)	l (mm)	σ_y (t/cm ²)	A (cm ²)	I (cm ⁴)	Z_p (cm ³)
75	76.3	2.64	1558	3.53	6.11	41.5	14.3
90	76.4	2.64	1950	3.53	6.11	41.6	14.4
105	76.3	2.64	2338	3.53	6.11	41.5	14.3
120	76.3	2.64	2728	3.53	6.11	41.5	14.3
150	76.2	2.71	3118	3.40	6.26	42.3	14.6

D : 鋼管の実測径、 t : 鋼管の実測板厚、

σ_y : 0.2% オフセット値による降伏応力度、

A : 断面積、 I : 断面2次モーメント、 Z_p : 塑性断面係数

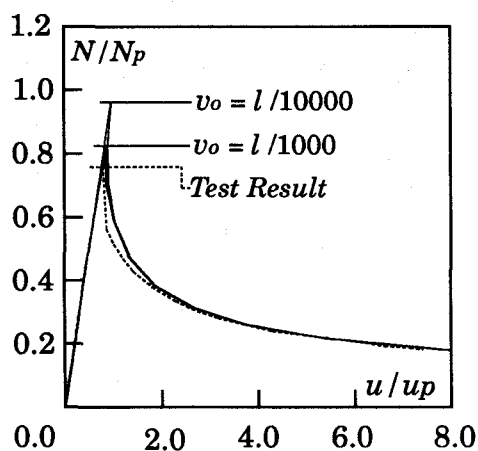


図 2-6 (a) $\lambda = 75$

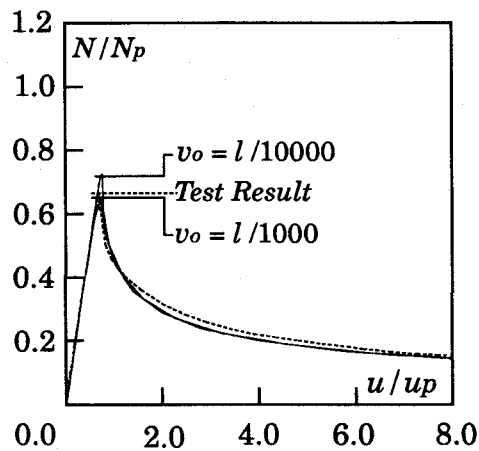


図 2-6 (b) $\lambda = 90$

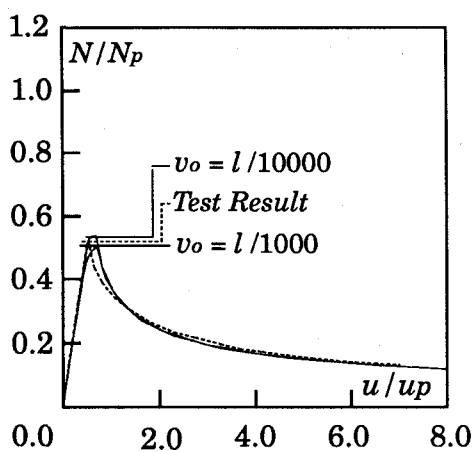


図 2-6 (c) $\lambda = 105$

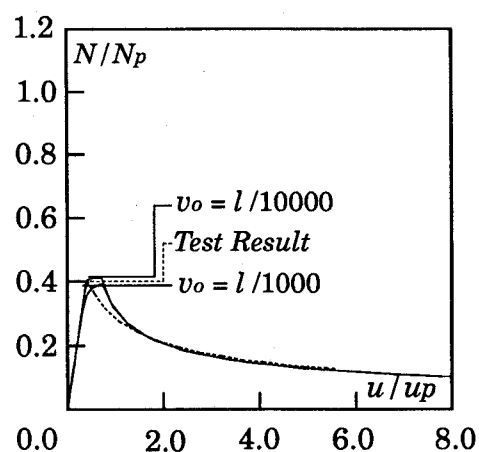


図 2-6 (d) $\lambda = 120$

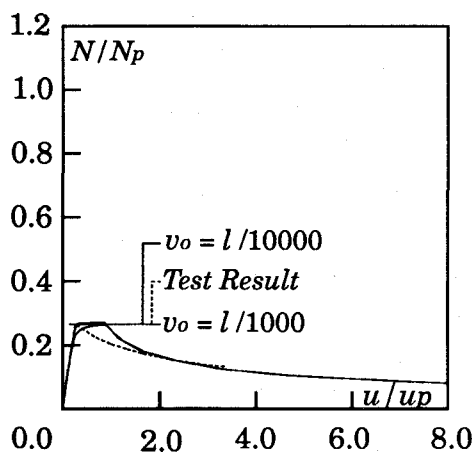


図 2-6 (e) $\lambda = 150$

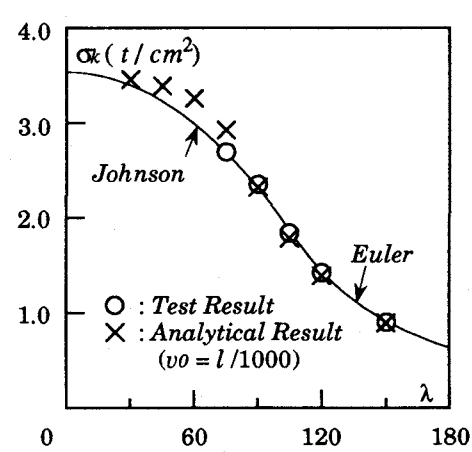


図 2-7 座屈応力度—細長比関係

§2-8 結 論

本章では、部材の力学モデルに一般化硬化塑性ヒンジを採用した複合非線型問題に対して、部材剛性方程式の摂動展開と、座標変換過程の摂動展開を行い、立体トラス構造物の複合非線型摂動剛性方程式を示した。さらに、円形鋼管部材の静的座屈実験結果と、本解析法による結果を比較した。得られた主な結論を以下に要約する。

- 1) 本解析法より得られる部材の座屈を伴う荷重-変形挙動は、実験結果を良く追跡できる。
- 2) 本解析法において、部材の元たわみ量が部材の座屈荷重に及ぼす影響は、細長比が小さい範囲で顕著である。
- 3) 本解析法において、部材の元たわみ量を部材長の $1/1,000$ に取れば、座屈荷重の解析結果は、実験結果や *Euler* 式, *Johnson* 式より得られる座屈荷重と良く一致する。

第3章 トラス構造物の動的座屈挙動解析法

§3-1 序 論

骨組構造物の地震応答解析に用いる振動モデルでは、質量を部材端の節点に集中して与える場合が多い。このような振動モデルは、軸圧縮力下で座屈するトラス部材を含んだ骨組構造物にも一般に用いられており、部材中間の分布質量は、座屈部材の単材としての詳細な動的座屈挙動を議論した研究^{20)~22)}を除いてあまり考慮されていない。一方、細長比が限界細長比付近の圧縮材の静的荷重－変形関係は、図3-1に示すように座屈発生直後に一旦荷重も変形も減少する挙動を示し、変形が進む方向に釣合経路が存在しないことが知られている。このような特性を持つ部材が前述の振動系に組み込まれると、節点の質量に作用する慣性力が、座屈発生後になお座屈部材の変形を進行させる方向に作用するにもかかわらず、その方向の釣合経路を見いだすことができないため、解析が不可能となる。この点に関して既往の動的応答解析法では、座屈部材の荷重－変形特性を、座屈後も変形が単調増加するように近似してモデル化することにより対処しているといえる。

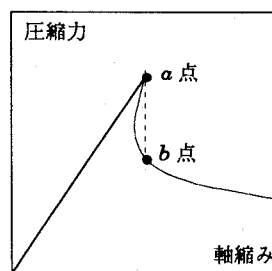


図3-1 座屈部材の静的荷重－変形関係

図3-1の静的荷重－変形関係の a 点から b 点の間では、部材内部で急激な不安定運動が部材長を変えることなく生じ、部材に作用する力は内部の運動による慣性力を伴って釣合することが指摘されている²³⁾。すなわちこの指摘は、節点だけでなく部材内部にも質量を設定して、材軸に直交する方向の慣性力を考慮すれば、座屈後に変形が進む方向の釣合経路が動的な経路として得られることを示唆している。本章では、部材に沿って分布する質量を部材中央に集中させてモデル化し、材軸と直交方向の慣性力を考慮して単材の動的応答解析を行い、これにより細長比にかかわらず動的な座屈後挙動が追跡できることを示す。

図3-1の静的荷重－変形関係の a 点から b 点の間では、部材内部で急激な不安定運動が部材長を変えることなく生じ、部材に作用する力は内部の運動による慣性力を伴って釣合することが指摘されている²³⁾。すなわちこの指摘は、節点だけでなく部材内部にも質量を設定して、材軸に直交する方向の慣性力を考慮すれば、座屈後に変形が進む方向の釣合経路が動的な経路として得られることを示唆している。本章では、部材に沿って分布する質量を部材中央に集中させてモデル化し、材軸と直交方向の慣性力を考慮して単材の動的応答解析を行い、これにより細長比にかかわらず動的な座屈後挙動が追跡できることを示す。

材軸に直交する方向の個材の振動周期は、一般に骨組構造物全体の周期に比べてかなり短くなる。したがって運動方程式の数値積分は、解が発散しないよう十分に留意して行なう必要があり、本論では解析精度の制御が容易で安定性の高い増分摂動法²⁴⁾を採用する。

§3-2 トラス部材およびトラス構造物の振動モデル

トラス部材の中間に外力が作用しない場合、端部のピン節点が部材に及ぼす反力は材軸方向成分のみである。つまり、部材の座屈する方向とトラスの挙動とは無関係である。これに対し、座屈によって部材中央に直交方向外力 P_{Rmid} が作用するときの力の釣合状態を図3-2に示す。この場合、端部のピン節点が部材に及ぼす力は材軸方向成分の P_{RN} に加えて、せん断方向成分の P_{RQ} が作用する。すなわち、部材の座屈する方向とトラス全体の挙動とは、もはや無関係でなくなる。したがって、トラス構造物の解析において部材中央

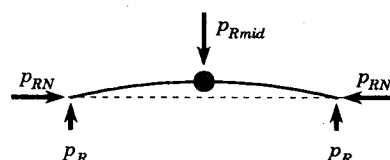


図3-2 部材中央の直交方向外力の釣合

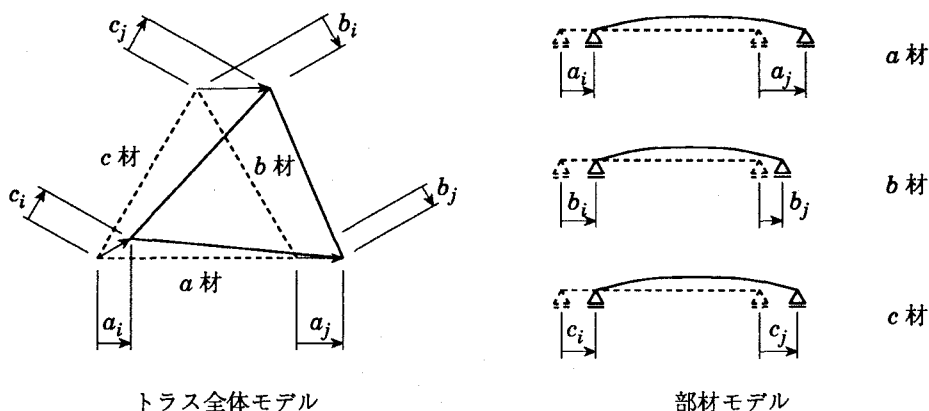


図3-3 トラス構造物の解析モデル

に外力の作用を考慮すれば、厳密にはその作用方向も考慮する必要が生じ、扱いは非常に煩雑となる。

本論では、 p_{RQ} がトラス全体の挙動に及ぼす影響が十分に小さいであろうとの工学的判断に基づき、トラス全体の力の釣合式から p_{RQ} を除外することにより簡略化を計る。振動モデルで説明すれば、図3-3に示すように、端部をローラー支持された部材の端部変位を、トラス節点の材軸方向変位成分と等値した系を扱うことに相当している。なお、図からも明らかなように、この簡略化による影響は複数の部材からなるトラス構造物において生じ、単材の解析においては、部材端部のせん断方向成分が元々拘束されているため、簡略化による影響は生じない。

§3-3 振動運動方程式

時刻 t における運動方程式は次式で表せる。

$$\alpha p_I + \alpha p_D + \alpha p = \alpha p_F + \alpha p_{con}. \quad (3-1)$$

ただし、 αp_I ：慣性力、 αp_D ：減衰力、 αp ：復元力、 αp_F ：地震外力、 αp_{con} ：一定荷重
慣性力と減衰力と地震外力は、質量行列 M と減衰行列 C を用いて次式で与えられる。

$$\alpha p_I = M \frac{d^2 \alpha d}{dt^2}, \quad \alpha p_D = C \frac{d \alpha d}{dt}, \quad \alpha p_F = -M \frac{d^2 \alpha d_G}{dt^2} \quad (3-2), (3-3), (3-4)$$

ただし、 $d^2 \alpha d_G / dt^2$ は地動加速度である。

M と C は時刻 t に依存しない行列であるから、(3-2) と (3-3) 式は次のように Taylor 展開できる。

$$\alpha p_I = \sum_{m=0}^{\infty} (m+1)(m+2) M \frac{\alpha d^{(m+2)}}{dt^2} t^m \quad (3-5)$$

$$\alpha p_D = \sum_{m=0}^{\infty} (m+1) C \frac{\alpha d^{(m+1)}}{dt} t^m \quad (3-6)$$

すなわち、

$${}_0\ddot{p}_I^{(m)} = (m+1)(m+2) M {}_0\ddot{d}^{(m+2)} \quad (3-7)$$

$${}_0\ddot{p}_D^{(m)} = (m+1) C {}_0\ddot{d}^{(m+1)} \quad (3-8)$$

一方、復元力に関する摂動方程式は、線形項と非線形項の和として(2-72)式と同様に次式で与えられる注)。

$${}_0\ddot{p}^{(m)} = K^G {}_0\ddot{d}^{(m)} + {}_0\ddot{p}^{(m)*3} \quad (3-9)$$

したがって、(3-7)、(3-8)、(3-9)式より次の摂動運動方程式が得られる。

$$(m+1)(m+2)M {}_0\ddot{d}^{(m+2)} + (m+1)C {}_0\ddot{d}^{(m+1)} + K^G {}_0\ddot{d}^{(m)} + {}_0\ddot{p}^{(m)*3} = {}_0\ddot{p}_F^{(m)} \quad (3-10)$$

上式において、 $t=0$ の変位 ${}_0\ddot{d}^{(0)}$ 、速度 ${}_0\dot{d}^{(1)}$ 、加速度 ${}_0\ddot{d}^{(2)}$ は初期条件として与えられる。地震応答解析のように外力 ${}_0\ddot{p}_F$ の時刻歴が既知の場合は、(3-10)式を ${}_0\ddot{d}$ について解き、 ${}_0\ddot{d}^{(3)}$ 、 ${}_0\ddot{d}^{(4)}$ 、……を順次求めればよい²⁴⁾。一方、ジャッキで加力するような静的構造実験をシミュレートする場合は、変位 ${}_0\ddot{d}$ の時刻歴が既知であり、反力として発生する ${}_0\ddot{p}_F$ を ${}_0\ddot{p}_F^{(1)}$ 、 ${}_0\ddot{p}_F^{(2)}$ 、……の順に求めればよいことになる。従来多用されているNewmark- β 法などの数値積分法は、地震応答解析を念頭に置いているため、与えられた外力に対する変位応答を求める形で定式化されているのに対し、本方法では条件として与えられる既知量が外力であれ変位であれ、さらにそれらが混在している場合でも(3-10)式の形で総合的に表現できる点が特長である。

本論の動的解析では摂動展開を4次まで行うこととする。

§3-4 座屈部材の動的荷重—変形関係

和田らは与えられた荷重変動下での、単材や構造物の破断後挙動や座屈後挙動を動的問題として取り扱っている^{25)、26)}。動的な荷重—変形関係を求めることは、地震応答時の挙動を含めて動的な挙動一般を理解する上で有用である。

本節では図3-4に示すような、中央に質点を設けた部材を対象に、強制圧縮変形を漸増させた場合の挙動を動的に解析し、座屈後に軸変形が進む方向の動的な釣合状態を検討する。これは、剛なジャッキを一定速度で作動させて部材を座屈させるときの挙動をシミュレートすることに相当している。

部材は長さ l が200cm、径厚比が33.22の円形鋼管(§4-2参照)とする。表3-1に示すように細長比 λ が60, 90, 120となるよう3種類の断面を設定し、それぞれ $\lambda 60$, $\lambda 90$, $\lambda 120$ と称する。材料特性はBi-Linear型とし、降伏応力度を $2.4t/cm^2$ 、ひずみ硬化係数を1%とする。限界細長比は93であり、 $\lambda 90$ の部材の静的荷重—変形関係は座屈発生後に一旦荷重も変形も減少する挙動を示す。

中央質点の重量は部材半長さ分の重量とし、その大きさを表3-1に示す。なお、質点に作用する

注) 第2章の全体座標系剛性方程式((2-72)式)は部材の中間に外力が作用しない条件のもとで誘導されている。ここでは、部材中間に作用する慣性力を考慮するため、全体座標系の自由度の取り方と式の展開が第2章のものと若干異なる。この場合の全体座標系剛性方程式の誘導を付録1に示すので参照されたい。

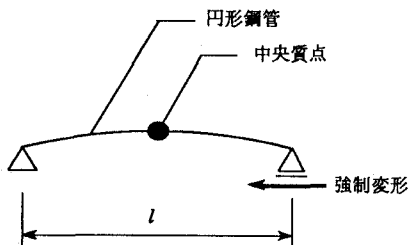


図 3-4 強制変形に対する応答解析モデル

表 3-1 部材の断面諸量

	D (mm)	t (mm)	A (cm^2)	I (cm^4)	N_p (ton)	M_p (t cm)	W_{mid} (kg)
$\lambda 60$	97.16	2.925	8.659	96.21	20.78	62.35	6.797
$\lambda 90$	64.80	1.951	3.848	19.00	9.236	18.48	3.023
$\lambda 120$	48.58	1.462	2.165	6.013	5.195	7.790	1.700

D : 鋼管の直径, t : 鋼管の肉厚, A : 断面積,

I : 断面2次モーメント, N_p : 降伏軸力,

M_p : 全塑性モーメント, W_{mid} : 中央質点の重量

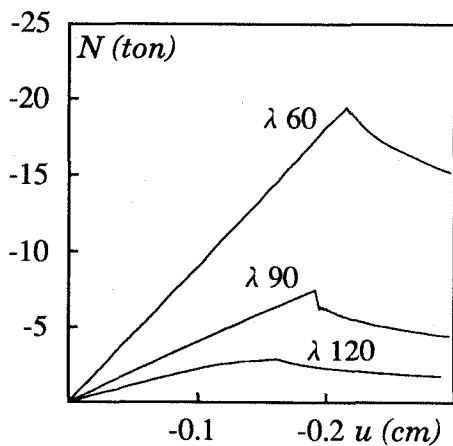


図 3-5 静的軸力-軸変形関係

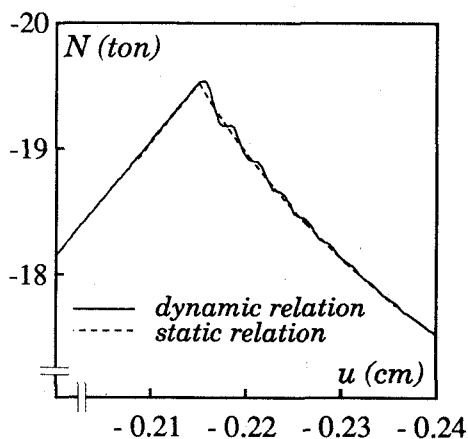


図 3-6 (a) $\lambda 60$

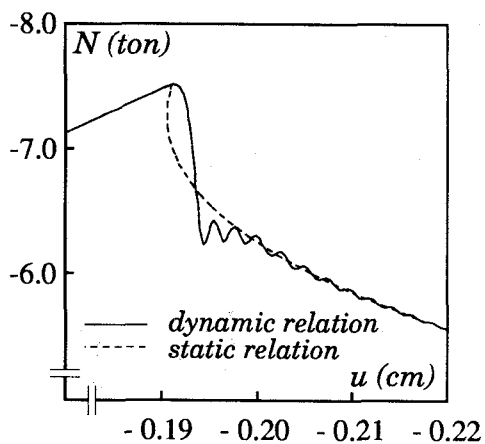


図 3-6 (b) $\lambda 90$

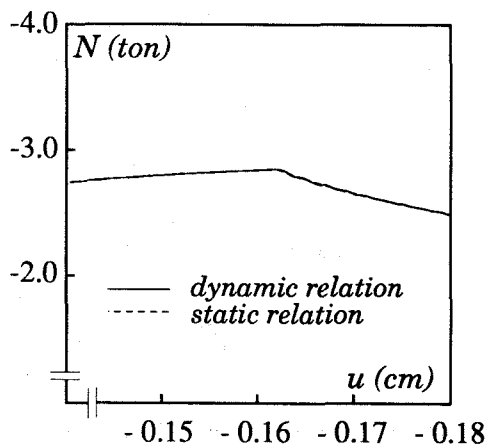


図 3-6 (c) $\lambda 120$

慣性力は材軸の直交方向のみとし、材軸方向の慣性力は無視する。強制変形の手速度は、荷重開始後3秒で、静的解析で得られる座屈発生時の変形に到達するように設定する。

部材の元たわみは $1/1,000$ とする。減衰は剛性比例型の内部粘性減衰とし、1次の減衰定数を2%とする。

動的解析によって得られた軸力 (N) - 軸変形 (u) 関係を図3-5に示す。図3-6(a) ~ (c) は各部材の座屈点近傍の $N - u$ 関係の拡大図であり、比較のために静的解析で得られた結果を点線で示す。いずれの場合も、座屈発生後に軸変形が進む方向の釣合経路が得られている。静的結果と動的結果との差は限界細長比に最も近い λ_{90} に於いて顕著に認められる。

図3-7(a) ~ (c) に、 λ_{90} の中央質点に作用する復元力、減衰力、慣性力の時刻歴を示す。これらの力はいずれも座屈が発生する3秒まではほぼゼロであり、座屈発生と同時に急激に増加し、その後振動しながら徐々に減衰している。これは、図3-6の動的 $N - u$ 関係が座屈発生時まで静的関係と一致し、座屈発生後に静的関係を挟んで振動し、その後徐々に静的関係に収束していく現象に対応している。

図3-8に座屈直後の直交方向慣性力と減衰力、およびそれに伴う復元力の作用図を示す。座屈により中央質点の加速度と速度が急増すると、中央質点に作用する慣性力 p_{Imid} と減衰力 p_{Dmid} が急激に増加し始める。これらの力の反作用として復元力 p_{Rmid} が逆方向に生じ、さらに p_{Rmid} に釣り合う材端力として軸方向成分 p_{RN} と直交方向成分 p_{RQ} が生じる。図3-6において同一変形量 u の下での、静的 $N - u$ 関係から得られる N と動的 $N - u$ 関係から得られる N の値の差はこの p_{RN} と一致する。

図3-9に λ_{90} の場合について、中央節点の横たわみ (u_{mid}) - 軸縮み (u) 関係を示す。座屈直後の横たわみは、静的解析結果よりも動的解析結果の方がより大きくドリフトしている。これは座屈直後

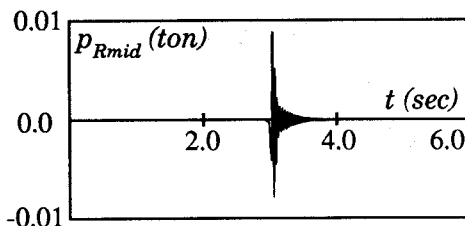


図3-7(a) 直交方向復元力 (λ_{90})

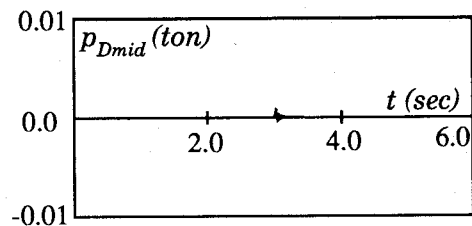


図3-7(b) 直交方向減衰力 (λ_{90})

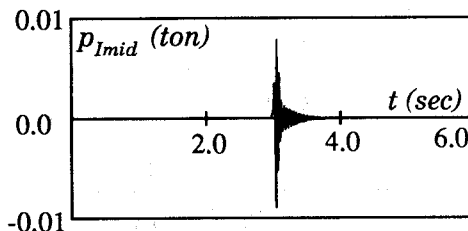


図3-7(c) 直交方向慣性力 (λ_{90})

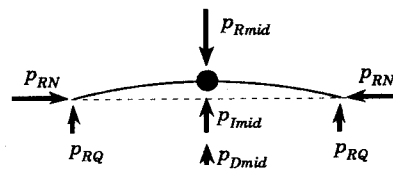


図3-8 直交方向慣性力の釣合

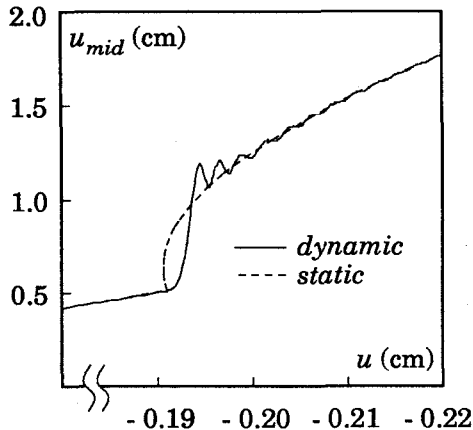


図 3-9 軸縮み—横たわみ関係 ($\lambda 90$)

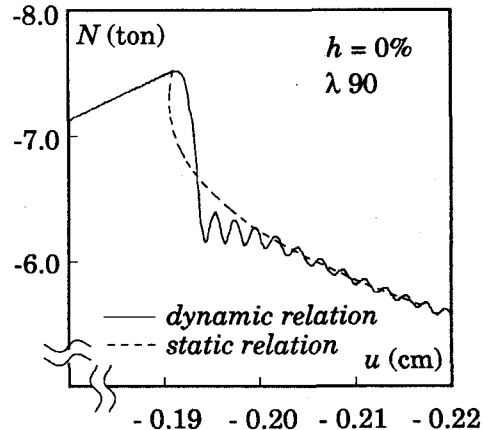


図 3-10 (a) 減衰なし ($\lambda 90$)

の慣性力の影響により、動的解析結果の方がより深く塑性域に進入するためである。これに対応して図 3-6 (b) の $N-u$ 関係では、座屈後に動的解析で得られる軸力が静的解析結果よりも小さいレベルで振動している。その後の動的関係は、除荷荷荷を繰り返すことによる履歴減衰と粘性減衰により、振幅が小さくなりながら静的関係に漸近している。

以上において、減衰定数 (h) には 2% を採用している。粘性減衰の影響を考察するために、 h を 0% とした場合と、10% とした場合の $\lambda 90$ に対する結果を図 3-10 (a), (b) に示す。

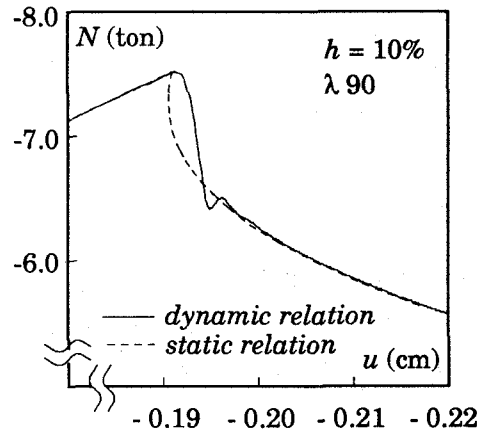


図 3-10 (b) 減衰 10% ($\lambda 90$)

静的軸力—軸変形関係と動的関係との間の面積は、減衰が大きくなるにつれて、静的関係よりも上側の面積の方が広がっている。これは部材の直交方向に振動しようとするエネルギーが、座屈後の最初の振幅で減衰エネルギーとして散逸してしまうからである。一方、(a) 図の減衰がない場合には、静的関係の上側と下側の面積は等しくなっており、解析終了時の内部エネルギーは、静的解析結果と動的解析結果とで一致している。

§ 3-5 座屈部材の地震応答解析

図 3-11 に示すような単材からなる振動系の地震応答解析例を以下に示す。部材の一端をピン支持し、他端に端部質点を設けて、地震動を材軸方向に入力する。部材は前節で用いたものと同一であり、細長比が 60、90、120 の 3 種類の円形鋼管である。端部質点の重量は 1 次固有周期が 0.5 秒になるように設定し、 $\lambda 60$ では 564 ton、 $\lambda 90$ では 251 ton、 $\lambda 120$ では 141 ton とする。比較のため、中央質点を考慮する場合と、考慮しない場合とを示す。入力地震動には、最大加速度が 19.2 cm/sec^2

の *El Centro NS* (1940) を用い、継続時間は 6 秒とする。その他の解析条件は前節と同じである。

図 3-12 (a) ~ (c) に軸変形 (u) の時刻歴応答を、各細長比ごとに中央質点を考慮する場合としない場合の結果を重ねて示す。図 3-13 (a) ~ (c) に軸力 (N) - 軸変形 (u) 関係の軌跡を示す。左図は中央質点を考慮しない場合の、右図はこれを考慮する場合の結果である。 $\lambda 90$ の場合では図中の $\times$ 印の時点で座屈が生じ、ここで中央質点を考慮しない解析は軸変形が進む方向に釣合経路を見いだせないため、解析不能となって終了している。 $\lambda 60$ や $\lambda 120$ の場合は、中央質点の有無にかかわらず解が得られているが、 $\lambda 120$ の場合には、中央質点の有無が変位応答に顕著な影響を及ぼしている。

中央質点を考慮しない解析で得られた N - u 関係は、静的な N - u 関係と完全に一致し、座屈点でシャープな尖点を示すが、中央質点を考慮する解析で得られた N - u 関係は、座屈点近傍で丸みを帯びる。

中央質点の、材軸に直交方向の加速度 (A_m) の時刻歴応答を図 3-14 (a) ~ (c) に示す。いずれの細長比においても、座屈または引張降伏発生時に A_m がパルス的に発生している。大きさは $\lambda 90$ の場合が最も大きく、重力加速度の 15.4 倍にも達している。

材軸に直交方向の振動成分に対応する固有周期は一般に短く、本例の場合では $\lambda 60$ で 0.01503 秒、 $\lambda 90$ で 0.02255 秒、 $\lambda 120$ で 0.03006 秒となっている。このような短周期成分の挙動を追跡することは、数値発散などの問題により解析制御が非常に難しいが、本論では非線形性の程度に応じて増分時間を自動的に決定する増分摂動法の採用により、この問題を容易に解決している。

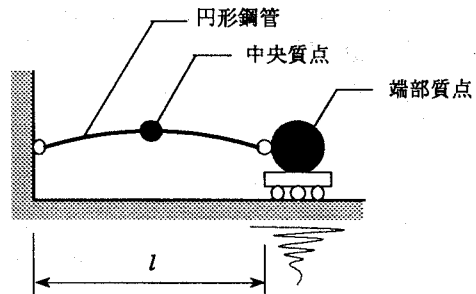


図 3-11 地震応答解析モデル

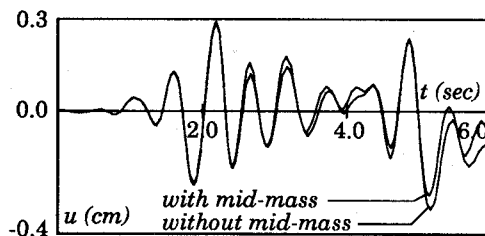


図 3-12 (a) 変位応答時刻歴 ($\lambda 60$)

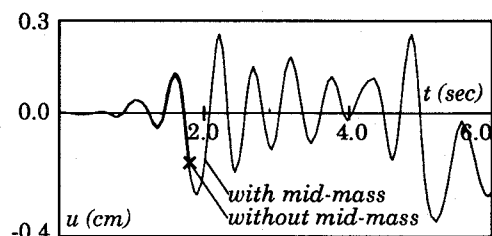


図 3-12 (b) 変位応答時刻歴 ($\lambda 90$)

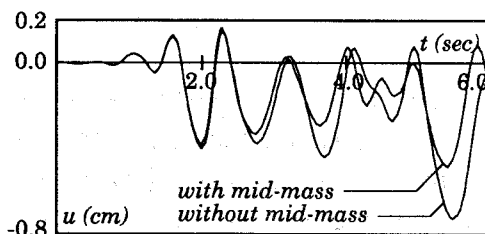


図 3-12 (c) 変位応答時刻歴 ($\lambda 120$)

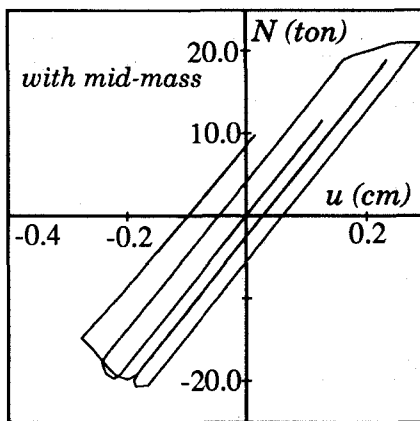
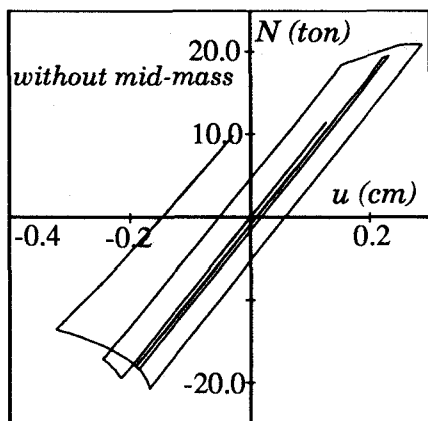


圖 3 - 13 (a) $N - u$ 關係 ($\lambda 60$)

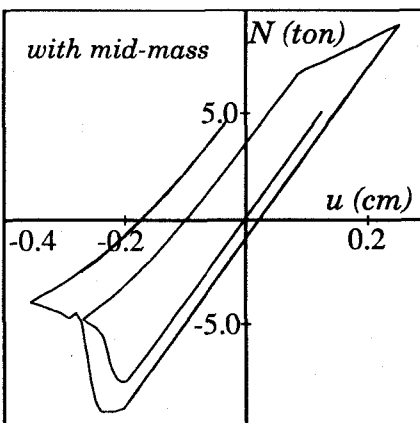
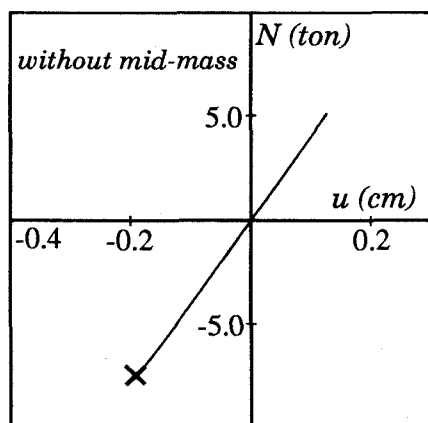


圖 3 - 13 (b) $N - u$ 關係 ($\lambda 90$)

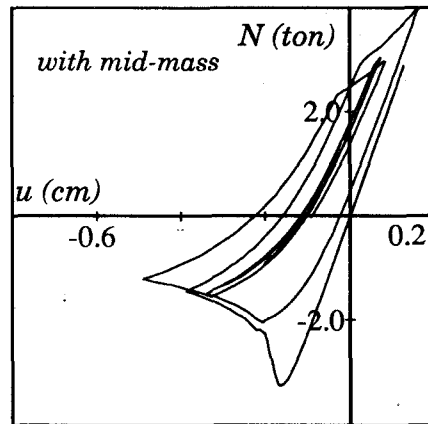
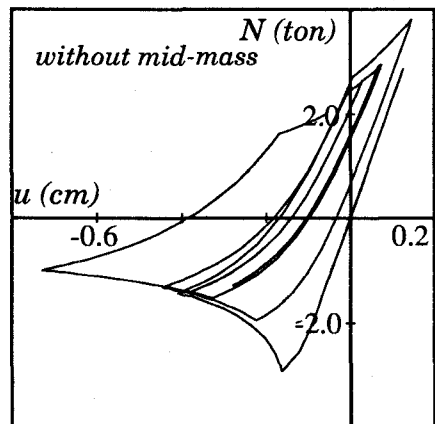


圖 3 - 13 (c) $N - u$ 關係 ($\lambda 120$)

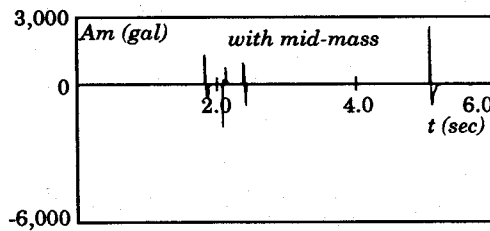


図 3 - 14 (a) 直交方向加速度の時刻歴 ($\lambda 60$)

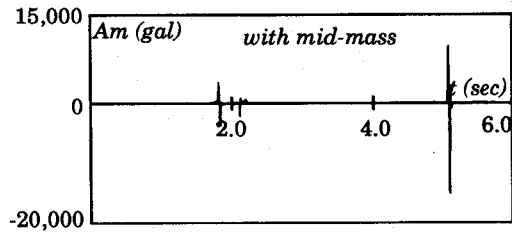


図 3 - 14 (b) 直交方向加速度の時刻歴 ($\lambda 90$)

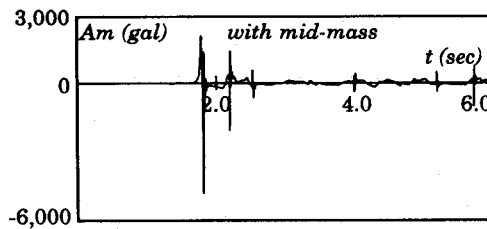


図 3 - 14 (c) 直交方向加速度の時刻歴 ($\lambda 120$)

§ 3 - 6 結 論

本章では、部材内部に作用する、材軸に直交方向の慣性力を、部材中央に質点をモデル化することにより考慮し、座屈トラス部材の動的解析を行った。得られた結論を以下に要約する。

- 1) 限界細長比付近の座屈部材では、座屈後に変形が進む方向の静的な釣合経路が存在しないが、材中間に作用する、材軸に直交方向の慣性力を考慮して動的な釣合を考えれば、座屈後に変形が進む方向の動的な釣合経路が見いだせる。
- 2) 部材端節点にのみ質量を考慮した従来の振動モデルでは、限界細長比付近の部材の、座屈後の動的地震応答解析が不可能であったが、材軸に直交方向の慣性力を考慮したモデルでは、結論 1 により解析可能となる。
- 3) 材軸に直交する方向の慣性力は、系全体の応答性状に大きな影響を及ぼすことがある。
- 4) 運動方程式の数値積分法に増分摂動法を採用することにより、解析制御が従来非常に困難であった短周期成分の動的挙動の追跡が、容易に可能となる。

第4章 フォースリミティングデバイスを配置した2層立体トラスの静的載荷能力

§4-1 序 論

2層立体トラスの静的最大載荷能力は、一般に圧縮部材の座屈によって決定される。したがって載荷能力は、部材長の製作誤差、支点据え付け位置の誤差などの施工上避けられない不整に起因する自己応力により、低下する危険性を伴う。たとえ引張降伏先行型に設計されたトラスでも、引張降伏のみで崩壊機構が形成されない限り、このような危険性は避けられない。これに対しSchmidtらはFLDを圧縮部材に組み込めば、上述の不整にかかわらず安定した載荷能力、および安定した塑性挙動を保証し得るという考えを示した⁴⁾。しかし、通常トラスの不整による載荷能力低下量が、定量的に論究されていないため、FLDトラスの有効性の定量的な評価が曖昧となっている。

2層立体トラスの諸不整に伴う載荷能力低下量を定量的に把握した既往の研究は少なく、設計ミス、施工ミス等のヒューマンエラーに起因する載荷能力の低下をシミュレートした研究³⁾、部材長さの初期不整がトラスの力学的性状に与える影響についての研究²⁾以外はあまり見受けられない。

本章では、JASS6²⁸⁾の標準許容差を参考にして施工上避けられない誤差の範囲を想定し、これが2層立体トラスの載荷能力に及ぼす影響を数値解析によって定量的に把握する。これによりFLDを組み込んだトラスの静的載荷能力に関する有効性を定量的に評価する。

§4-2 解析対象トラスと不整の設定

解析対象は四周の全節点を、鉛直方向支持、水平方向自由とした、7×7グリッドおよび5×5グリッドの2層立体トラスとする。(図4-1(a),(b))ただし、全体が剛体移動、剛体回転しないよう、適当な節点の水平方向移動を拘束している。構成部材は端部ピン接合の円形鋼管(STK400)とし、下に示す積雪時の荷重に対して短期許容応力度設計する。すなわち、

7×7グリッドトラス：490kg/m² (固定荷重：40kg/m²、1.5m積雪時荷重：450kg/m²)

5×5グリッドトラス：640kg/m² (固定荷重：40kg/m²、2.0m積雪時荷重：600kg/m²)

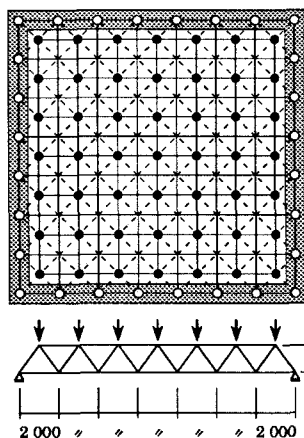


図4-1(a) 7×7グリッドトラス

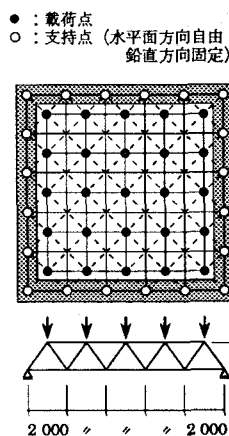


図4-1(b) 5×5グリッドトラス

部材は設計荷重時の軸力レベルに応じて4グループにまとめ、各グループで部材の最大軸力が短期許容軸力となるよう部材断面を設計する。ただし、円形鋼管の径厚比は、JIS G 3444 (1988)に規定されている42.7φから355.6φまでの断面の径と管厚との関係を、図4-2のように原点を通る直線に最小二乗近似して求め、33.22とする。部材配置と部材の断面性能を図4-3 (a), (b) と表4-1 (a), (b) に示す。

FLD トラスでは、部材断面を通常トラスの部材と同一断面とし、*FLD* を圧縮軸力が卓越している部材、すなわちトラス

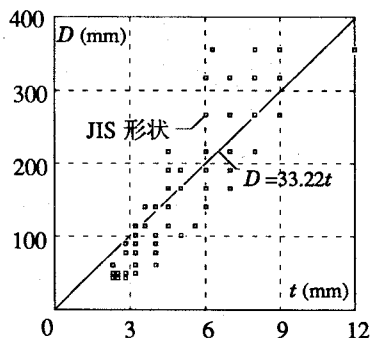


図4-2 円形鋼管の径厚比関係

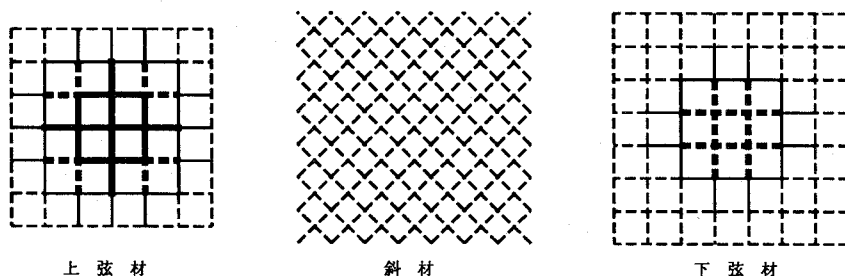


図4-3 (a) 部材配置図 (7×7グリッドトラス)

表4-1 (a) 部材断面表 (7×7グリッドトラス)

記号	$D \times t$ (mm)	A (cm^2)	I (cm^4)	λ	eN_A' (ton)	N_k' (ton)	N_k (ton)
---	56.8φ×1.71	2.956	11.21	103	3.78	4.93	4.99
—	66.6φ×2.01	4.07	21.26	88	6.22	7.60	8.14
---	74.9φ×2.25	5.146	33.99	78	8.65	10.2	11.0
—	82.3φ×2.48	6.205	49.41	71	11.1	12.7	13.6

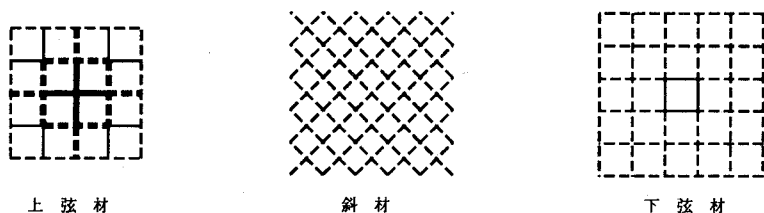


図4-3 (b) 部材配置図 (5×5グリッドトラス)

表4-1 (b) 部材断面表 (5×5グリッドトラス)

記号	$D \times t$ (mm)	A (cm^2)	I (cm^4)	λ	eN_A' (ton)	N_k' (ton)	N_k (ton)
---	54.9φ×1.65	2.762	9.789	106	3.37	4.55	4.43
—	60.1φ×1.81	3.313	14.09	97	4.55	5.87	6.01
---	64.8φ×1.95	3.849	19.01	90	5.73	7.16	7.52
—	69.1φ×2.08	4.375	24.56	84	6.90	8.42	8.95

D : 鋼管径、 t : 肉厚、 A : 断面積、 I : 断面2次モーメント、 λ : 細長比、 eN_A' : 短期許容圧縮軸力、 N_k' : Johnson 式による座屈軸力、 N_k : 元たわみを $l/1000$ とした時の座屈軸力

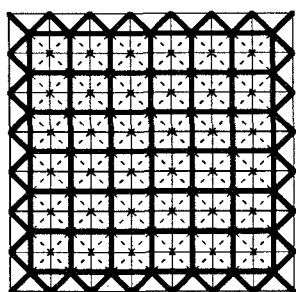


図 4-4 FLD 部材の配置

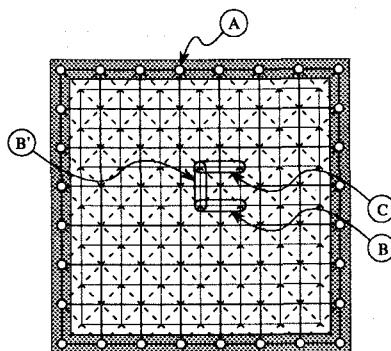


図 4-5 (a) 不整説明図 (7×7)

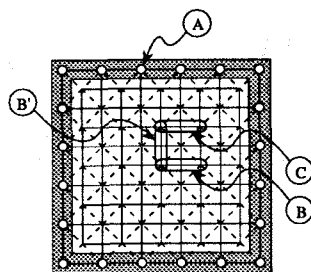


図 4-5 (b) 不整説明図 (5×5)

最外周の斜材および全上弦材に配置する。図 4-4 に 7×7 グリッドトラスの FLD 部材の配置を示す。FLD は軸部材が座屈する以前に安定降伏する必要があるため、その制限荷重は、元たわみ等による座屈荷重の低下を考慮して、十分小さく設定する必要がある。しかし、制限荷重をむやみに小さく設定することは明かに不経済である。FLD の制限荷重は軸部材の座屈耐力の変動や、FLD 自体の制限荷重の変動を考慮して定めねばならないが、ここでは軸部材が少なくとも短期許容圧縮軸力 N_A' まで座屈しないことが保証されているものと考え、さらに FLD 自体の制限荷重の変動が極めて少ないものと考えて、制限荷重を N_A' と設定する。ここでは、FLD 部材の荷重変形関係を N_A' を折れ点とする Bi-Linear 型とし、2 次勾配は便宜的に初期剛性の 1% とする。

荷重はすべての上部節点に、大きさが等しい漸増比例集中荷重で与える。部材の元たわみは、§ 2-7 で示したように、 $l/1,000$ とした時の座屈軸力が実験結果や Euler 式、Johnson 式と比較的良好に対応すること、および JASS6 の「はりの曲がり」の標準許容差が $l/1,000$ であることなどから $l/1,000$ とする。なお、材料の降伏応力度は 2.4 t/cm^2 とする。

このようなトラスを施工する際に発生し得る不整として、支点据え付けレベルの施工誤差と部材長の製作誤差を考える。不整導入位置は、トラス周辺部において最も応力状態の厳しい斜材が取り合う支点 A (図 4-5 (a), (b)) と、全部材中、圧縮軸力が最大の部材 B, B'、およびこれに隣接する部材 C とする。すなわち、

A：支点 A が所定のレベルより 3 mm 上方にセットされた場合。

B：所定の長さより 3 mm 長く製作された上弦材 B を建て込んだ場合。

B'：所定の長さより 3 mm 長く製作された上弦材 B' を建て込んだ場合。

C：所定の長さより 3 mm 長く製作された上弦材 C を建て込んだ場合。

上記の不整量 3mm は JASS6 の「柱据え付け面の高さ」、「柱の長さ」、「はりの長さ」の標準許容差の -3mm ~ +3mm を参考とした。

§ 4-3 FLD を配置した 2 層立体トラスの静的載荷能力

図 4-6 (a), (b) に不整がない場合の荷重-変形関係を示す。(a) 図は 7×7 グリッドトラスの結果、(b) 図は 5×5 グリッドトラスの結果である。破線は FLD を組み込んだトラスを、実線は通常のトラ

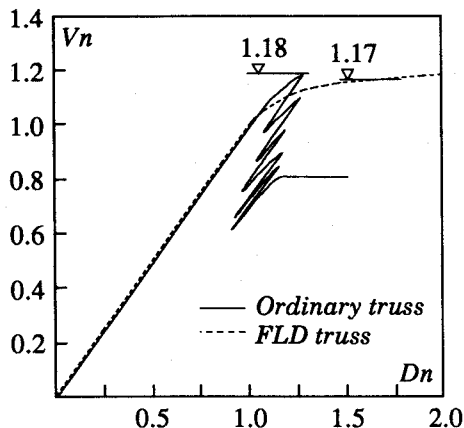


図 4-6 (a) 不整なし (7×7)

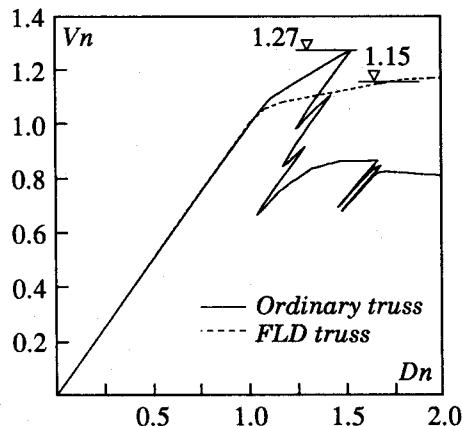


図 4-6 (b) 不整なし (5×5)

スの場合を示す。縦軸は設計荷重で無次元化した鉛直荷重 (V_n)、横軸は上部節点の平均たわみを設計荷重時の平均たわみで無次元化した値 (D_n) である。不整のない場合は対称トラスに対称荷重が作用するため、対称位置にある複数の部材が同時に塑性化する。しかし実際のトラスでは完全な対称状態はあり得ず、多少なりとも応力状態の厳しい部材の塑性化が先行すると考えられる。したがって、本解析ではこのような場合、無作為に抽出した部材を一本ずつ塑性化させて、以降の釣合経路をたどることとする。すなわち、厳密な意味での「不整なし」ではない。図中の▽印で示す数値は、通常トラスについては最大荷重レベルを示し、*FLD* トラスについては塑性解析より得られる崩壊荷重レベルを示している。

通常トラスの荷重－変形関係に見られる一連の尖点は、部材座屈の発生と対応している。部材座屈発生後一旦荷重も変形も減少する現象は、本解析法が静的な釣合経路を追跡する静的解析法であることに起因しており、部材座屈発生後変形が進む方向に静的な釣合経路がないことを示している。実際の場合、部材座屈発生後になおも荷重を増やそうとしたり、変形を進めようとした場合、系は慣性力を伴って動的に釣合うことになる。

通常トラスと *FLD* トラスの載荷能力は、7×7 グリッドトラスではほぼ同程度であり、5×5 グリッドトラスでは通常トラスの方が若干大きくなっている。*Schmidt* らは、「不整のない場合でも *FLD* トラスは応力再配分による耐力上昇が期待できる」⁴⁾と述べている。しかし、この耐力上昇の程度は *FLD* の制限荷重の設定レベルと、余剰部材の耐力レベルに依存するものであり、本解析例のように *FLD* の制限荷重を部材の短期許容軸力レベルに設定し、設計時の部材種類を4種類程度に分類した場合には、応力再配分による耐力上昇はさほど期待できない。

図 4-7 (a)～(f) と図 4-8 (a)～(f) に、A から C の不整がそれぞれ単独で存在する場合、および A と B、A と B'、B と C の不整が共存する場合の荷重－変形関係を示す。図 4-7 は 7×7 グリッドトラスの結果を示し、図 4-8 は 5×5 グリッドトラスの結果を示す。いずれのトラスも、通常トラスでは最大荷重が不整により 10～20% 程度低下しているのに対し、*FLD* トラスでは不整がない場合と同様の安定した載荷能力が得られており、*Schmidt* らの提案が本解析例によっても確認できる。すなわち、*FLD* トラスの載荷能力に関する有効性は、不整に対してタフなトラスを構築でき、10～

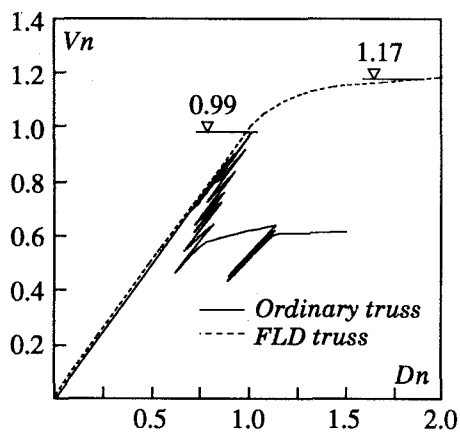


圖 4-7 (a) 不整 A (7×7)

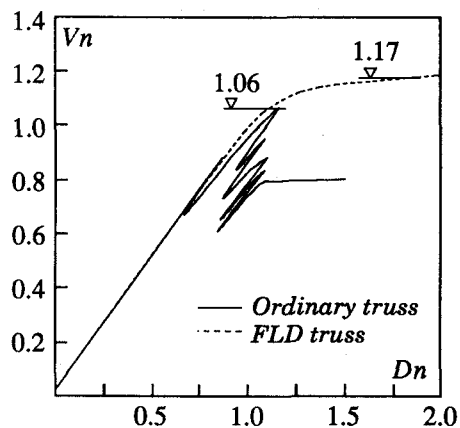


圖 4-7 (b) 不整 B (7×7)

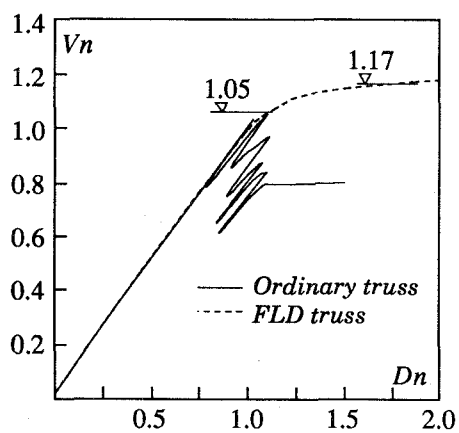


圖 4-7 (c) 不整 C (7×7)

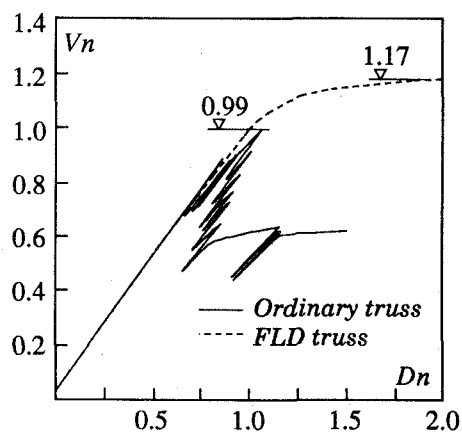


圖 4-7 (d) 不整 A+B (7×7)

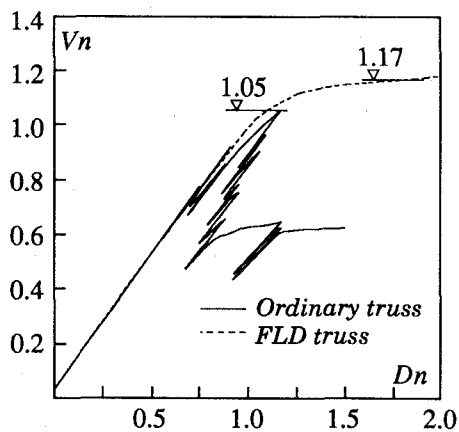


圖 4-7 (e) 不整 A+B' (7×7)

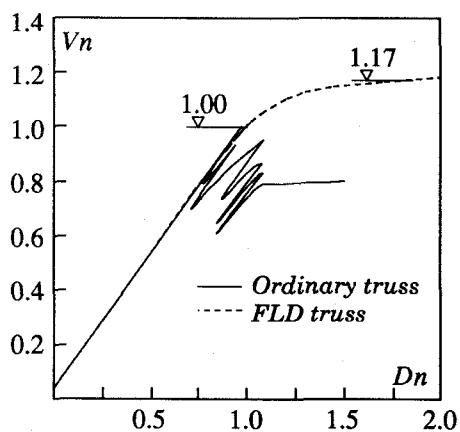


圖 4-7 (f) 不整 B+C (7×7)

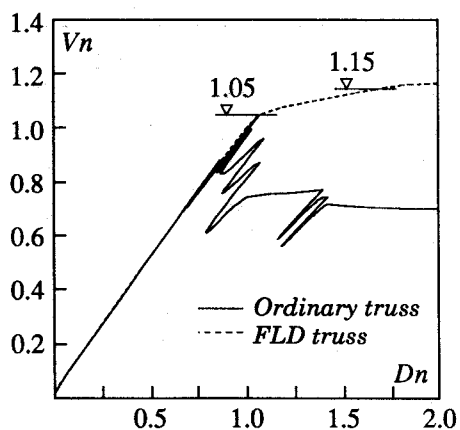


圖 4-8 (a) 不整 A (5×5)

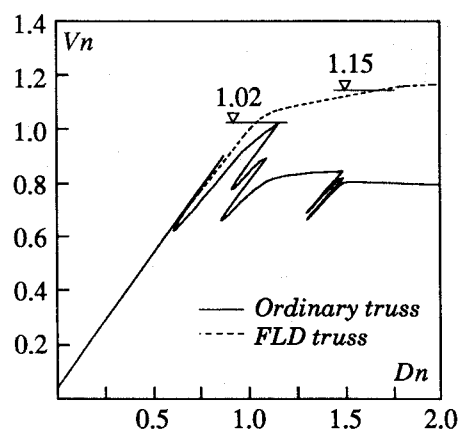


圖 4-8 (b) 不整 B (5×5)

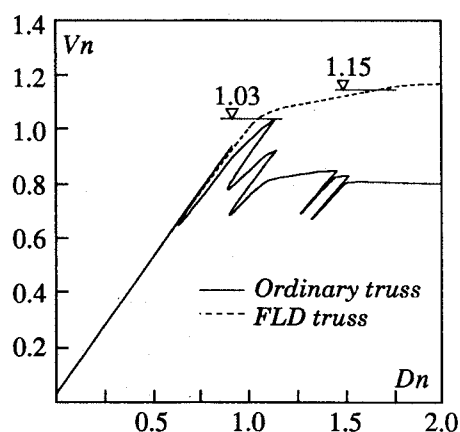


圖 4-8 (c) 不整 C (5×5)

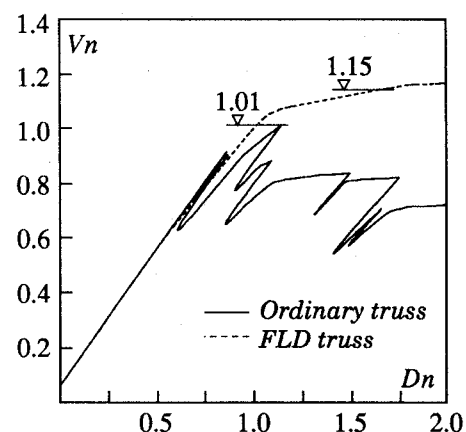


圖 4-8 (d) 不整 A+B (5×5)

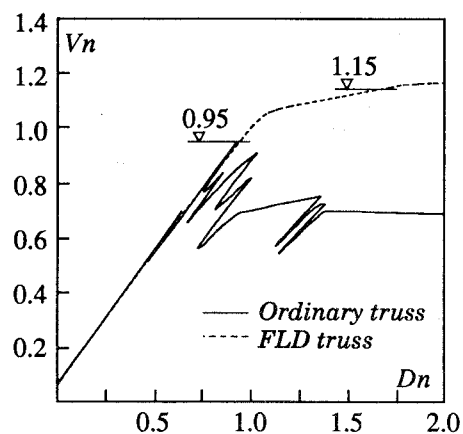


圖 4-8 (e) 不整 A+B' (5×5)

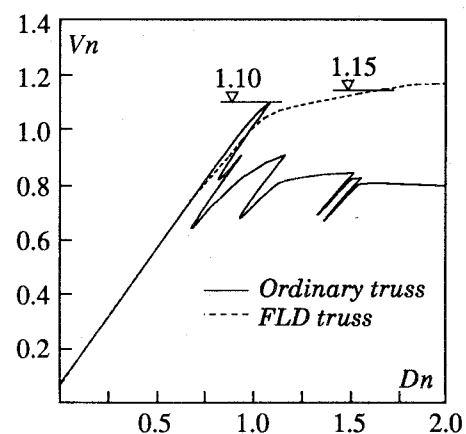


圖 4-8 (f) 不整 B+C (5×5)

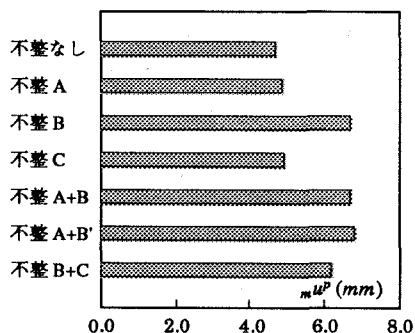


図 4-9 (a) *FLD* の変形量 (7×7)

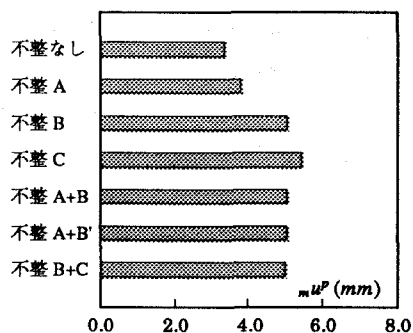


図 4-9 (b) *FLD* の変形量 (5×5)

20% 程度の耐力低下を免れ得ることがある、という点にあると言える。不整の種類や組み合わせ方によっては、通常トラスの荷重能力低下量がより大きくなることも予想されるが、その場合には *FLD* トラスの有効性がより強調されることになる。

図 4-9 (a), (b) に *FLD* トラスの解析終了時における *FLD* 部材の最大塑性変形量を示す。*FLD* の必要変形量は本解析結果のみからは一般的に論じられないが、本例に限って言えば、10 mm 程度あれば十分と言える。

§ 4-4 通常トラスの静的荷重能力に諸不整が及ぼす影響

図 4-10 (a), (b) に、不整のない通常トラスの最大荷重時と解析終了時 ($Dn = 1.5$) の塑性化部材の分布を示す。(a) 図は 7×7 グリッドトラスの結果であり、(b) 図は 5×5 グリッドトラスの結果である。実線は座屈部材を示し、破線は引張降伏部材を示す。いずれのトラスも、下弦材が順次引張降伏してから、中央付近の上弦材が座屈して最大荷重に達している。すなわち、圧縮部材の初期座屈時が最大荷重時と対応している。

図 4-11 (a) ~ (f) と図 4-12 (a) ~ (f) に、不整を含む場合の塑性化部材の分布を同様に示す。図 4-11 は 7×7 グリッドトラスの結果であり、図 4-12 は 5×5 グリッドトラスの結果である。不整を含む場合は、初期座屈時が必ずしも最大荷重時とはならず、初期座屈により一旦荷重が低下した後、荷重は再び上昇し、複数個の部材が座屈してから最大荷重に達している。

通常トラスの最大荷重の低下量は A, B, C の単一不整の場合と、これらの不整を組み合わせた場

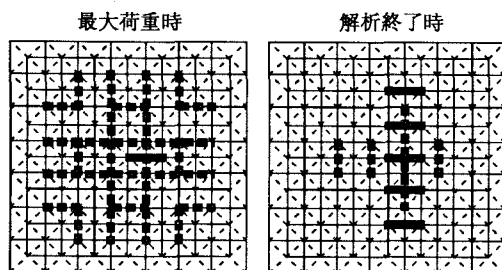


図 4-10 (a) 不整なし (7×7)

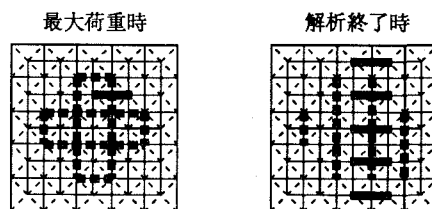


図 4-10 (b) 不整なし (5×5)

合とではほぼ同程度の値を示しており、不整の組み合わせ効果は認められない。

不整のない場合の崩壊機構は、図 4-10 (a), (b) に見られるように、中央列の上弦材が順次座屈してヒンジラインが形成される機構であるが、不整 A を含むものは支点 A まわりの斜材と上弦材が順次座屈していく機構に変化している。

図 4-13 (a), (b) と図 4-14 (a), (b) に支点 A、および上弦材 B の不整に対して、横軸に不整量 (Δim) をとり、最大荷重を●で、初期座屈時荷重を○で示す。図 4-13 は 7×7 グリッドトラスの結果であり、図 4-14 は 5×5 グリッドトラスの結果である。ただし、縦軸は無次元化荷重 V_n である。いずれの場合も、不整量を増すに連れて初期座屈時荷重が単調に減少しているのに対し、最大荷重は途中からさほど低下していない。すなわち、不整量と最大荷重の低下量との関係が線形関係になっていない。これは、座屈部材の負担軸力が座屈後急激に低下するが、徐々に低下量が緩慢となることによる。言い換えれば、初期座屈部材の最大荷重時での負担軸力が、不整量がある値を越えればほぼ一定に落ち着くためである。

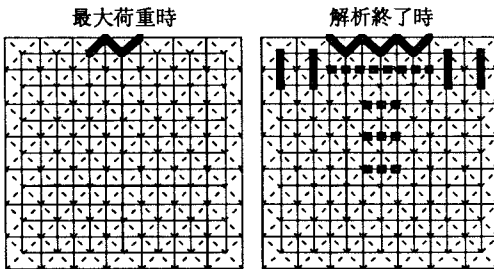


図 4-11 (a) 不整 A (7×7)

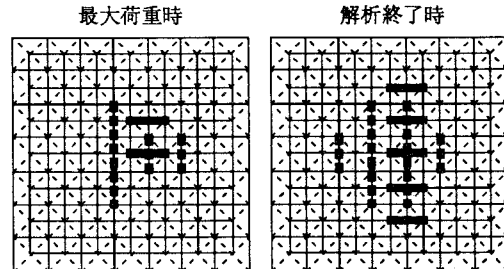


図 4-11 (b) 不整 B (7×7)

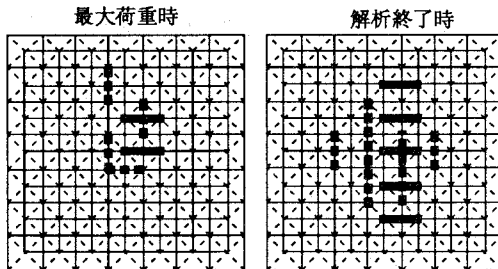


図 4-11 (c) 不整 C (7×7)

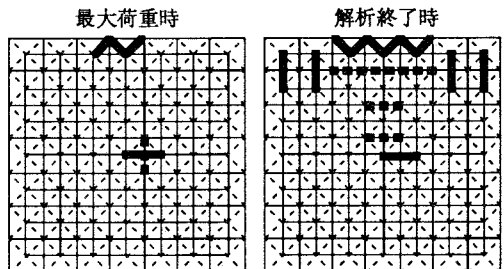


図 4-11 (d) 不整 A+B (7×7)

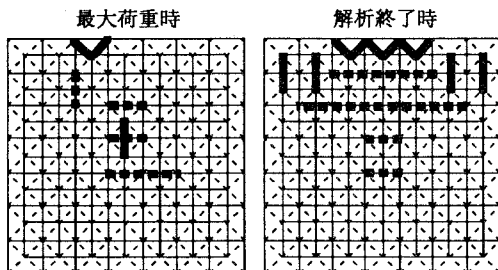


図 4-11 (e) 不整 A+B' (7×7)

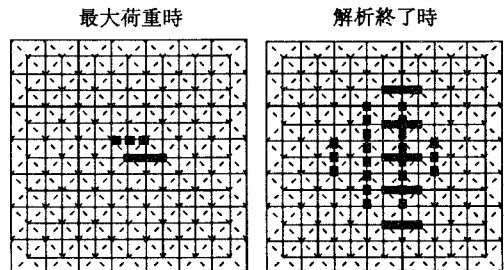


図 4-11 (f) 不整 B+C (7×7)

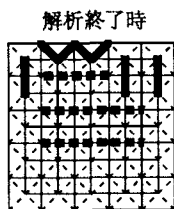
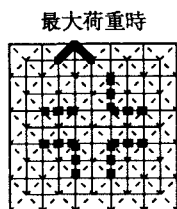


図 4 - 12 (a) 不整 A (5×5)

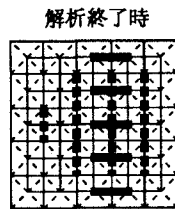
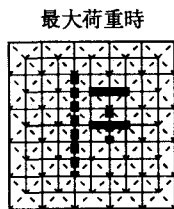


図 4 - 12 (b) 不整 B (5×5)

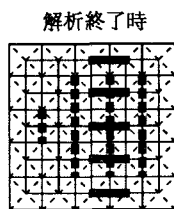
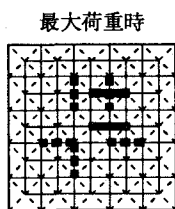


図 4 - 12 (c) 不整 C (5×5)

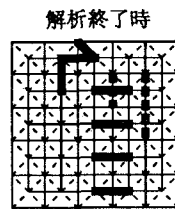
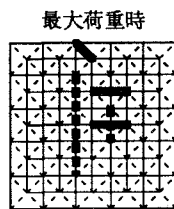


図 4 - 12 (d) 不整 A+B (5×5)

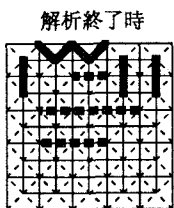
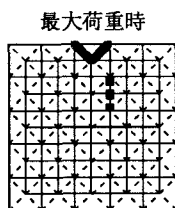


図 4 - 12 (e) 不整 A+B' (5×5)

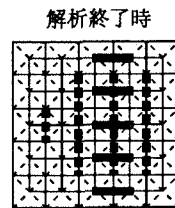
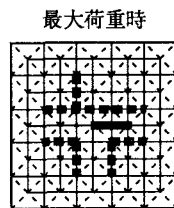


図 4 - 12 (f) 不整 B+C (5×5)

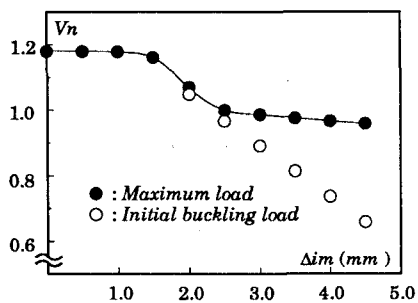


図 4 - 13 (a) 不整 A (7×7)

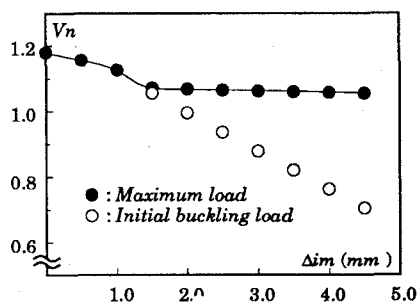


図 4 - 13 (b) 不整 B (7×7)

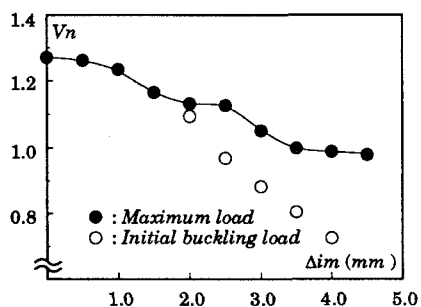


図 4 - 14 (a) 不整 A (5×5)

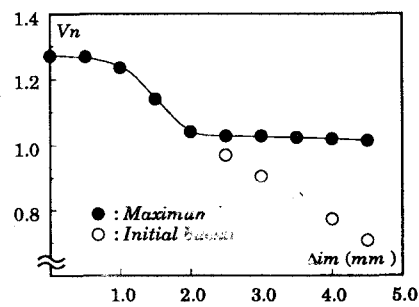


図 4 - 14 (b) 不整 B (5×5)

§4-5 結 論

本章では、周辺単純支持の7×7グリッドおよび5×5グリッドの2層立体トラスの複合非線形静的解析を行い、種々の不整が通常トラスの載荷能力に及ぼす影響を定量的に評価し、さらに圧縮部材にFLDを組み込んだトラスでは、不整にかかわらず安定した載荷能力が得られることを検証した。主な結論を以下に要約する。

- 1) 通常2層立体トラス構造物は、JASS6で通常認められている程度の不整により、載荷能力が10～20%程度低下することがあるが、FLDを組み込んだトラスは、Schmidtらの提案どおり不整にかかわらず安定した載荷能力が保証される。すなわち、FLDトラスの有効性は載荷能力に関して10～20%程度は期待できる。
- 2) FLDの必要変形量は本解析例のみからは一般に論じられないが、本解析例に限っていえば10mm程度である。
- 3) 通常トラスの載荷能力の低下量は、複数個の不整が共存しても、各々の不整による低下量の単純和とはならず、単一の不整による低下量とほぼ一致する。
- 4) 通常トラスの最大荷重は不整量がある大きさに達すると急激に低下するが、それ以上不整量が増しても、低下量はほとんど変わらない。

第5章 建築物の屋上に設置された2層立体トラスの鉛直地震応答性状

§5-1 序 論

2層立体トラスは図5-1に示すように建築物の屋上に設置されることが多く、このような計画では、トラスに入力される地震動は建物によってかなり増幅されるため、トラスの設計が鉛直地震動に支配される可能性が生じる。

大スパン構造物の鉛直地震荷重下での挙動に関する研究には、平行弦トラスおよび二層立体ラチスドームを扱った加藤らの研究^{29)~31)}、複層円筒トラスを扱った和田らの研究³²⁾などが挙げられる。これらの研究ではいずれも大スパン構造物のみの挙動が論じられており、大スパン構造物と支持構造物との連成挙動は扱われていない。

本章では支持建物との連成を考慮した2層立体トラスの鉛直地震応答解析を行ない、トラスの動的倒壊条件をエネルギーの尺度を用いて静的解析結果より推定する。

秋山は水平地震動を対象に、主構造物で増幅されて2次構造物に入力される地震エネルギーが、弾性応答スペクトルを基にして評価できることを示している³³⁾。本章の後半では、建築物の屋上に設置された2層立体トラスへの弾性入力エネルギーが、この手法を用いて適切に評価できることを示す。さらに、弾性応答時の部材軸力の推定法を示し、その予測精度を論じる。

§5-2 解析対象トラス

図5-1のように建築物の屋上に7×7グリッドの2層立体トラス（スパン：2m×7=14m、トラス成：1.414m）が設置されている場合を考える。建物階数(N)は5階ないし10階とし、トラスは四周の全節点で単純支持されているものとする。トラスの構成部材を端部ピン接合の円形鋼管(STK400)とし、部材断面を設計荷重 $W_D = 100 \text{ kg/m}^2$ に対する長期許容応力度設計により定める。使用部材の断面諸元と配置を表5-1と図5-2に示す。一般に大スパン構造物を設計する際、長期応力に対してある程度の余裕を見込んで設計することが多い。したがって、設計用長期荷重 $W_D = 100 \text{ kg/m}^2$ に対して、応答解析ではトラスの固定的な荷重(W_{truss})として50, 75, 100 kg/m^2 の3ケースを考えることにする。なお、トラスの慣性力をすべての上部節点の鉛直方向と水平2方向に考慮し、1節点あたりの重量を $W_{truss} \times 4 \text{ m}^2$ とする。

下部の建物を1層当たり1質点の串団子にモデル化し、鉄骨造建物を想定して質量とばね定数を以下のように算定する。すなわち、立体トラス下部の、全柱の各層での全負担面積を200 m^2 に想定

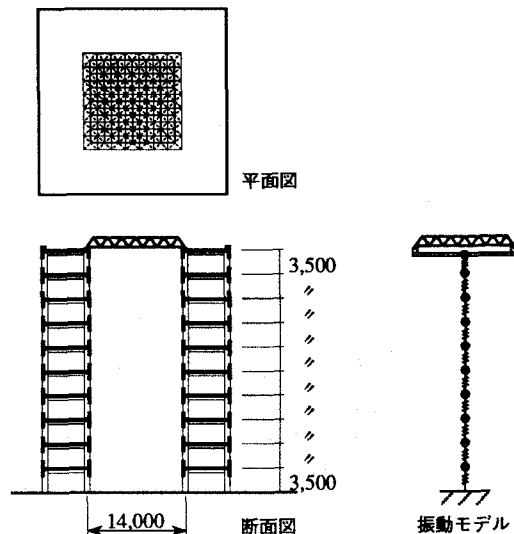


図5-1 解析対象と振動モデル

表 5 - 1 部材断面表

記号	$D \times t$ (mm)	A (cm^2)	I (cm^4)	λ	${}_c N_A'$ (ton)	N_k' (ton)	N_k^E (ton)	N_k (ton)
---	41.2 $\phi \times 1.24$	1.553	3.096	142	1.11	—	1.61	1.51
—	46.8 $\phi \times 1.41$	2.008	5.174	125	1.86	—	2.68	2.47
■■■■	51.0 $\phi \times 1.54$	2.388	7.318	114	2.60	3.65	—	3.41
■■■■■	54.8 $\phi \times 1.65$	2.750	9.704	107	3.35	4.52	—	4.40

D : 鋼管径、 t : 肉厚、 A : 断面積、 I : 断面 2 次モーメント、 λ : 細長比、 ${}_c N_A'$: 短期許容圧縮軸力
 N_k' : Johnson 式による座屈軸力 N_k^E : Euler 式による座屈軸力、
 N_k : 元たわみを $l/1000$ とした時の静的座屈軸力

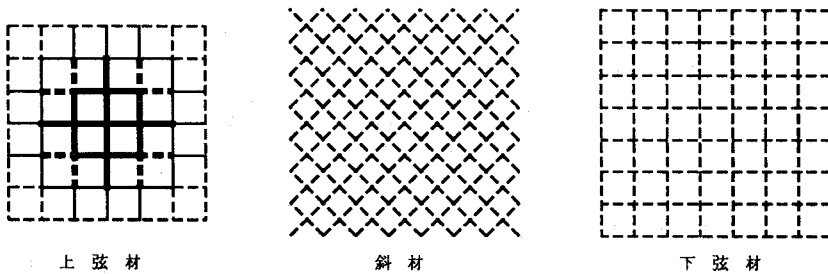


図 5 - 2 部材配置図

表 5 - 2 トラスの固有周期

W_{truss} (kg/m^2)	トラスのみの固有周期 (sec)				
	1 次	2 次	3 次	4 次	5 次
100	0.2156	0.05035	0.04763	0.03859	0.03752
75	0.1867	0.04360	0.04125	0.03342	0.03250
50	0.1524	0.03560	0.03368	0.02729	0.02653

表 5 - 3 解析対象の固有周期

W_{truss} (kg/m^2)	下部建築物のみの 1 次固有周期 (sec)				連成系の 1 次固有周期 (sec)			
	$N = 5$		$N = 10$		$N = 5$		$N = 10$	
	$\sigma_{clm} = 0.6$	$\sigma_{clm} = 1.0$	$\sigma_{clm} = 0.6$	$\sigma_{clm} = 1.0$	$\sigma_{clm} = 0.6$	$\sigma_{clm} = 1.0$	$\sigma_{clm} = 0.6$	$\sigma_{clm} = 1.0$
100	0.1212	0.1565	0.1691	0.2183	0.2174	0.2198	0.2193	0.2339
75	0.1218	0.1573	0.1695	0.2189	0.1886	0.1921	0.1923	0.2250
50	0.1224	0.1580	0.1700	0.2195	0.1548	0.1667	0.1741	0.2221

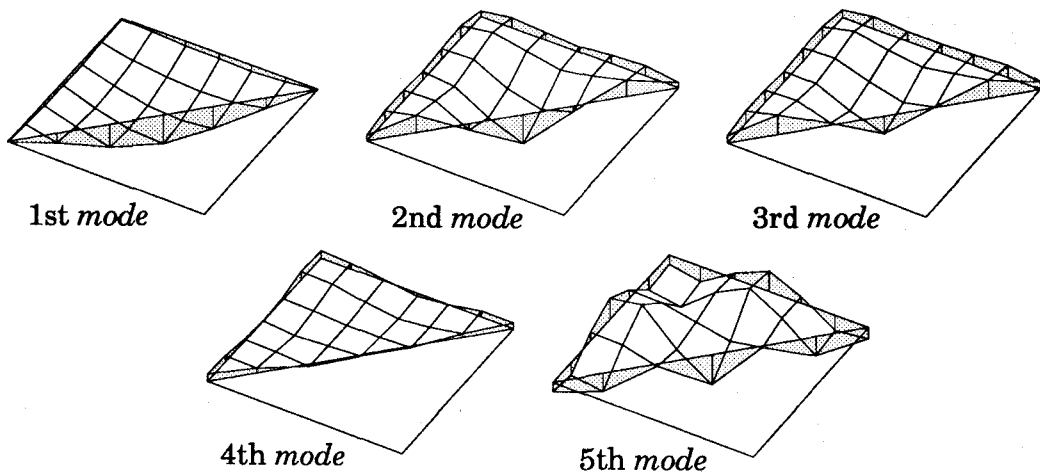


図 5-3 トラスの固有振動モード

表 5-4 解析パラメータ

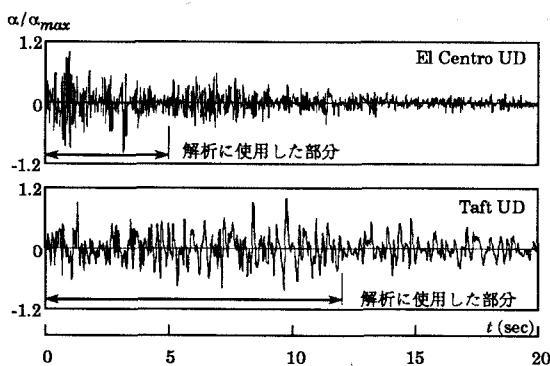


図 5-4 入力地震動の加速度波形

W_D (kg/m ²)	σ_{clm} (t/cm ²)	N	W_{truss} (kg/m ²)	Seismic motion
100	1.0	5	100	El Centro UD
			75	
			50	
		10	100	
			75	
			50	
	0.6	5	100	
			75	
			50	
		10	100	Taft UD

し、各層の質量を $1\text{t/m}^2 \times 200\text{m}^2 = 200\text{ton}$ とする。さらに、これらの柱の軸方向応力度 (σ_{clm}) を 1t/cm^2 または 0.6t/cm^2 に想定して、各層のばねの鉛直ばね定数を算定する。

表 5-2 にトラスの固有周期を示し、表 5-3 に下部建物だけの固有周期、およびトラスと建物の連成系の固有周期を示す。連成系の 1 次固有周期は、トラスまたは下部建物だけの 1 次固有周期のうち、長い方にほぼ一致している。図 5-3 にトラスの固有振動モードを示す。ただし各図には、上部節点の鉛直方向成分のみを示しており、面内方向の成分は表現していない。

入力地震動には El Centro UD (1940) (継続時間：5 秒) と Taft UD (1952) (継続時間：12 秒) を用いる。各地震動の原波形の最大加速度 (α_{max}) と最大速度 (v_{max}) は、El Centro UD では 260.6 cm/sec^2 と 10.58 cm/sec 、Taft UD では 102.9 cm/sec^2 と 7.398 cm/sec である。ただし、最大速度は振り子法 (周期：20 秒、減衰定数：0.707) によって算定されている。図 5-4 に α_{max} で無次元化した入力地震動の加速度波形を示す。

以上、解析パラメータは下部建物の層数(N)、下部建物の柱の平均応力度(σ_{clm})、トラス部分の固定的な荷重(W_{truss})および地震動の種類であり、表5-4に一覧を示す。

各部材の元たわみは部材長の1/1,000とする。減衰特性には剛性比例型の内部粘性減衰を採用し、1次の減衰定数を1%とする。

§5-3 鉛直地震応答性状

$N = 5$ 、 $\sigma_{clm} = 0.6 \text{ t/cm}^2$ 、 $W_{truss} = 100 \text{ kg/m}^2$ の場合の解析結果を以下に示す。入力地震動を El Centro UD とし、最大加速度が $0.10g$ から $0.30g$ までの6ケースについて示す。ただし、 g は重力加速度である。

図5-5にトラス上部節点のトラス支持点に対する鉛直方向相対平均変位(D)の応答時刻歴を示す。ただし、下方向変位を負とする。入力地震動の最大加速度が $0.10g$ と $0.14g$ のとき、 D は発散することなく振動しているが、最大加速度が $0.18g$ 以上になると、 D は途中から発散している。これは上弦材の座屈が進行して、トラスが自重を支持不能の状態になって倒壊する現象を表している。

図5-6に最大加速度が $0.18g$ の場合の、各上弦材座屈時の塑性化部材の分布状況を示す。太実線は座屈部材を示し、太破線は引張降伏部材を示す。ただし、中央部に位置する4本の上弦材を第1上弦材と称し、その順次外側の部材8本づつを順に第2、第3、第4上弦材と称する。中央上弦材が順次座屈し、ヒンジラインが縦横に貫通して倒壊に至っている。本解析では第4章の静的解析と同様に、対称位置にある複数本の部材が同時に降伏荷重に達した場合、任意に選んだ部材を1本づつ

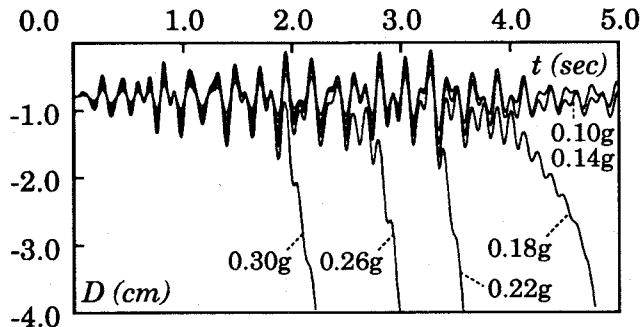


図5-5 平均変位応答時刻歴

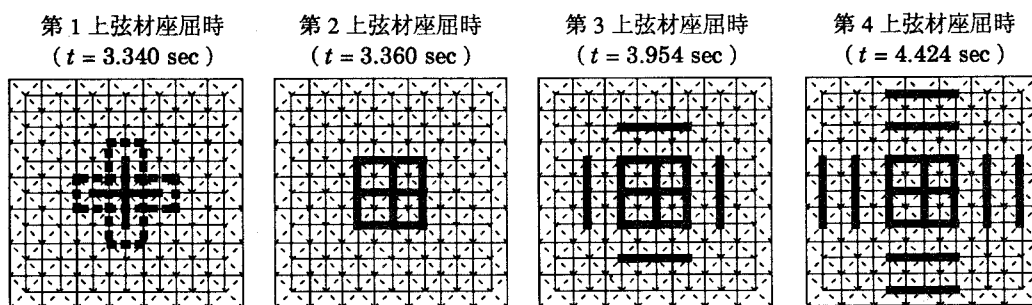


図5-6 塑性化部材の分布 (0.18g)

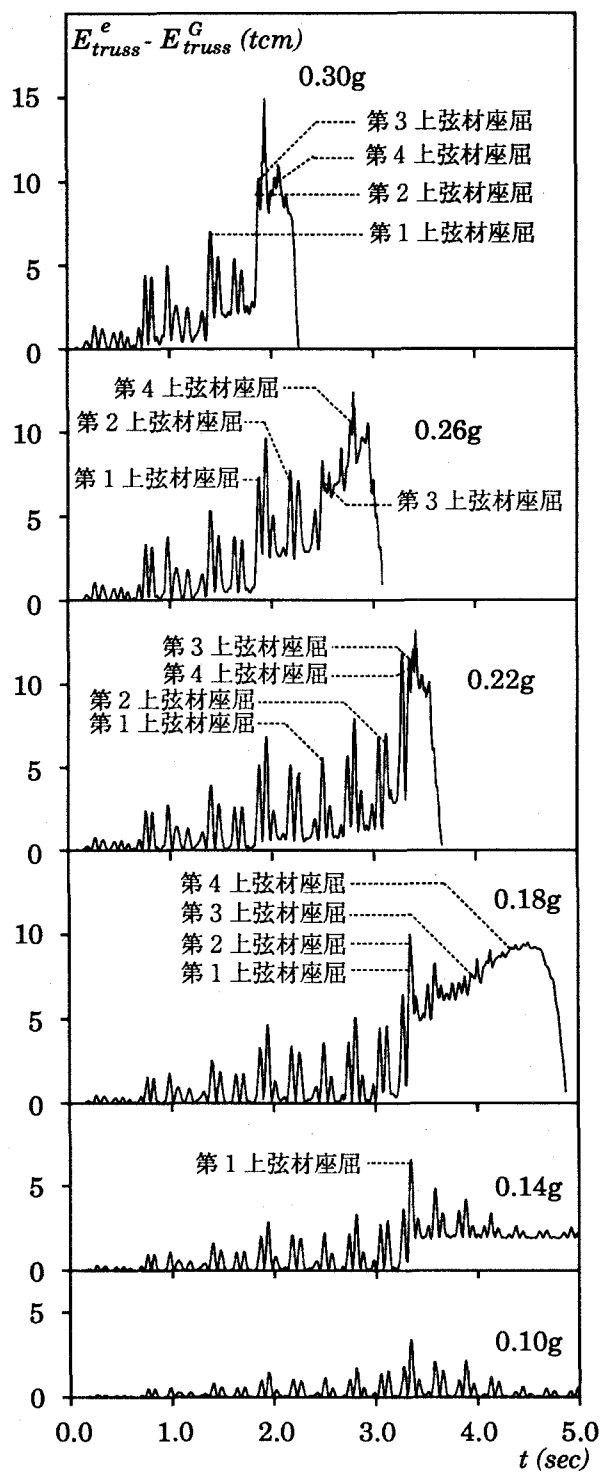


图 5-7 $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ 应答時刻歴

塑性化させて以降の釣合経路を辿る方法を採用している。これは現実には完全な対称状態がありえず、多少なりとも応力状態が厳しい部材の塑性化が先行することを考慮したためである。この方法により静的解析では第1上弦材の座屈後、非対称な挙動に分岐したが、動的な挙動では図5-6に示すように対称に推移している。これは、静的解析では第1上弦材のうち1本を塑性化させれば、他の3本の変形方向は急激に除荷方向に反転するが、動的解析では残りの3本の変形方向が慣性力の効果で依然として負荷方向を向くためである。

地震荷重を受けて振動している状態でのエネルギーの釣合は次式で与えられる。

$$E^I + E^D + E^e = E^F + E^G$$

すなわち、

$$E^F - E^D = (E^e - E^G) + E^I \quad (5-1)$$

ただし、 E^I は運動エネルギー、 E^D は減衰による散逸エネルギー、 E^e は構造物の内部エネルギー、 E^F は地震によって入力される総エネルギー、 E^G は自重と鉛直方向変位によってなされるエネルギーである。地震終了時の E^I と E^G は、トラスが倒壊に至らなければ、それぞれゼロと有限値になる。すなわちこの場合は、(5-1)式より明らかなように $E^e - E^G$ は地震によって入力される総エネルギーから減衰によって散逸するエネルギーを減じた量に等しくなる。一方、トラスが倒壊する場合には E^I と E^G は有限値に収束せずに、時刻の進行とともに単調に増加する。したがってこの場合の $E^e - E^G$ は、増加の後に減少に転じ、最終的には負値となる。

トラスに蓄えられる内部エネルギーを E_{truss}^e 、トラスに作用する自重とトラス支持点との相対変位によってなされるエネルギーを E_{truss}^G とする。図5-7に地震動の最大加速度が0.10gから0.30gのそれぞれの場合について、 $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ の応答時刻歴を示す。トラスが倒壊に至らない範囲では、入力加速度の増加に伴い $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ の最大値は漸増している。トラスが倒壊に至る0.18g以上の地震動が入力される場合では、 $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ が10程度の値を超えればトラスが倒壊し始めることがわかる。

§5-4 トラスの動的倒壊条件

本節では、鉛直地震動を受ける2層立体トラスの動的倒壊条件を、静的解析結果から推定する。

自重相当分の荷重(W_{truss})を与えた後に、漸増比例荷重を上部節点に作用させて得られる静的荷重-変形関係を図5-8(a),(b)に示す。ただし、ここでは動的挙動と対応させるために、対称位置にある部材を同時に塑性化または除荷させている。比例荷重分布(p_i)にトラスの1次振動モードを採用した場合が(a)図であり、等分布を採用した場合が(b)図である。前者の荷重分布は、一般に動的挙動において1次振動モードが卓越することから採用されており、後者はより簡易な分布として採用されている。縦軸は1節点当たりの荷重の全上部節点にわたる平均値(V)である。横軸は各上部節点の鉛直方向変位(δ_i)の荷重分布(p_i)による重み付き平均値(D_{EF})であり、次式で与えられる。

$$D_{EF} = \sum p_i \cdot \delta_i / \sum p_i \quad (5-2)$$

図5-8中の点線で示す水平線はトラスの自重レベルを示す。 $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ は荷重-変形曲線と自重レベルを示す直線との間の部分の面積に対応し、これを図5-9(a),(b)に D_{EF} を横軸にとって示す。(a),(b)図は図5-8と同様に(p_i)を1次の振動モードとした場合と等分布とした場合の結果である。

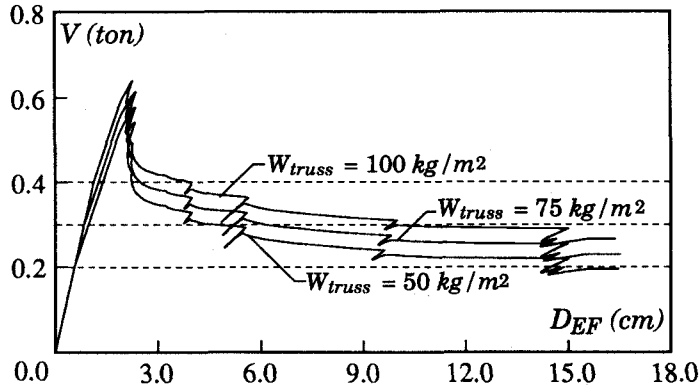


図 5-8 (a) 静的荷重-変形関係 (1次モード荷重)

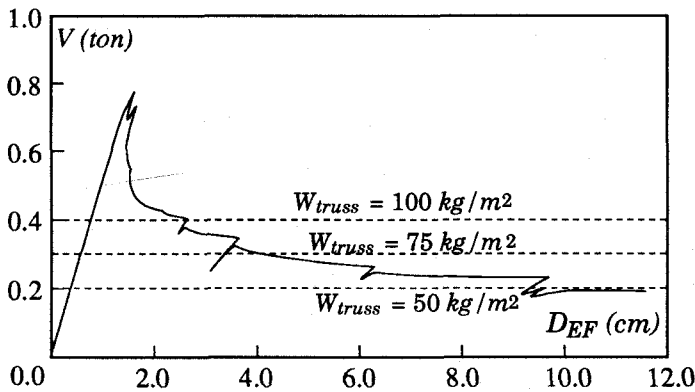


図 5-8 (b) 静的荷重-変形関係 (等分布荷重)

る。 $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ は最初 D_{EF} の増加とともに上昇し、途中で最大値 (E_{max}) に達した後、変形の進行に伴い減少する。この E_{max} が動的荷重時に自重のなすエネルギー以外にトラスが吸収し得る最大エネルギーの推定値となる。図中に E_{max} の値と次式で定義される E_{max} の等価速度表現 (Sv_{max}) を示す。

$$Sv_{max} = \sqrt{2g E_{max} / W_{truss}} \quad (5-3)$$

(p_i) が 1 次の振動モードの場合と等分布の場合で、 E_{max} の値はほぼ等しくなっており、本トラスの最大吸収エネルギーの推定値は静的荷重分布形に鈍感であるといえる。

図 5-10 (a) ~ (n) に鉛直地震応答解析で得られた $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ 応答の最大値の等価速度表現 (Sv) を示す。解析パラメータは各図中に示されており、横軸は入力地震動の最大速度 (V_e) である。トラスが倒壊しなかった場合は□印で、倒壊した場合は■印で示されている。図中の水平線はトラスが吸収し得る最大エネルギーの、静的解析から求めた推定値のレベルを示している。実線は 1 次モード分布の荷重を用いた推定値を示し、破線は等分布荷重を用いた推定値を示す。(a) ~ (n) 図のいずれの場合においても、推定値のレベルを超えるエネルギーが入力されたものは概ね倒壊しており、鉛直地震応答下での動的倒壊条件は、吸収エネルギーの尺度を用いて、静的解析結果から推定できることがわかる。

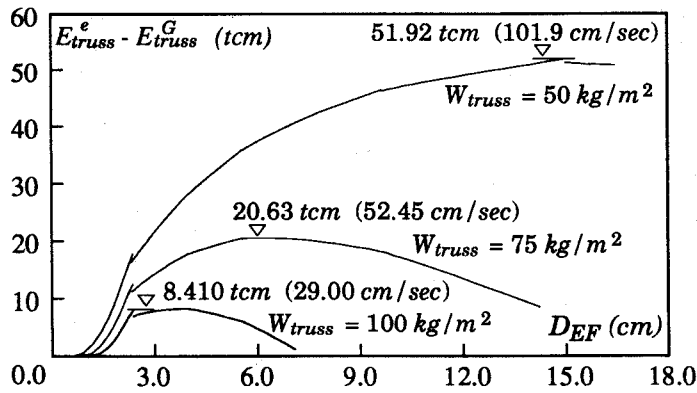


図 5-9 (a) 静的 $E^e_{truss} - E^G_{truss}$ 関係 (1次モード荷重)

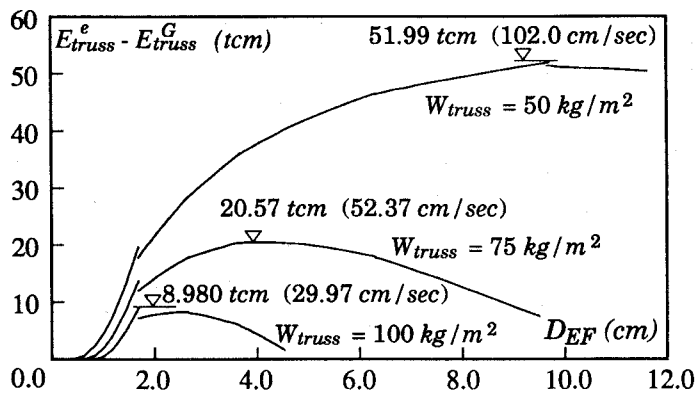


図 5-9 (b) 静的 $E^e_{truss} - E^G_{truss}$ 関係 (等分布荷重)

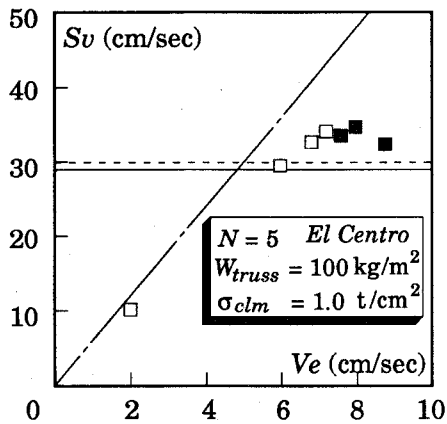


図 5-10 (a) Sv - Ve 関係

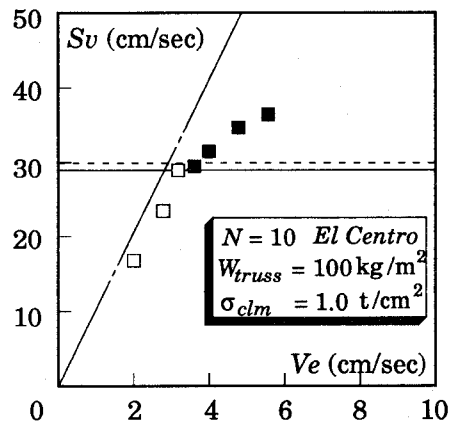


図 5-10 (b) Sv - Ve 関係

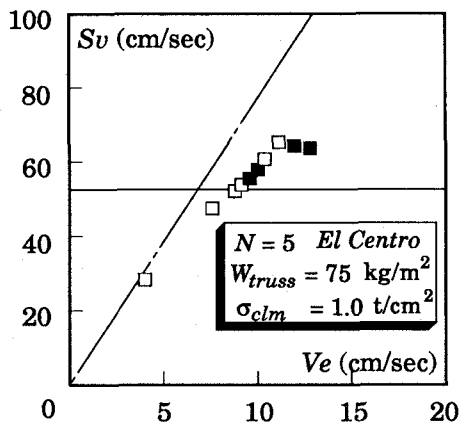


図 5-10 (c) $S_v - V_e$ 関係

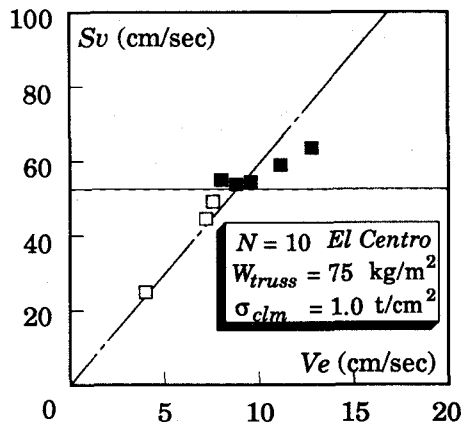


図 5-10 (d) $S_v - V_e$ 関係

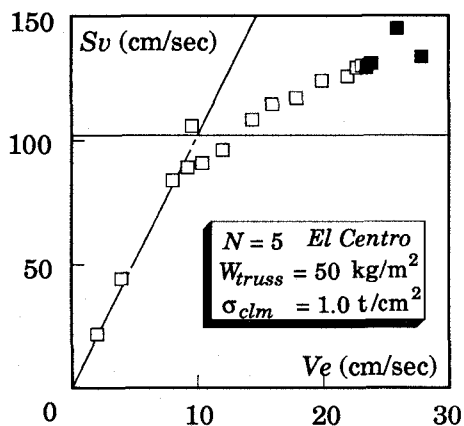


図 5-10 (e) $S_v - V_e$ 関係

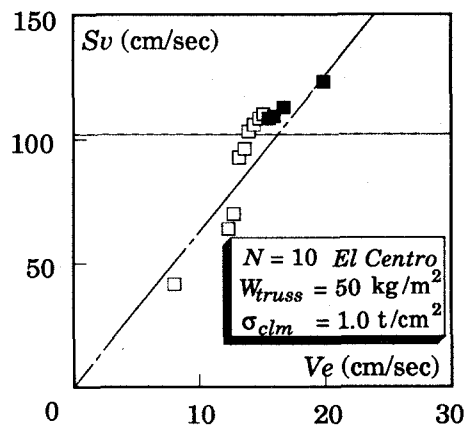


図 5-10 (f) $S_v - V_e$ 関係

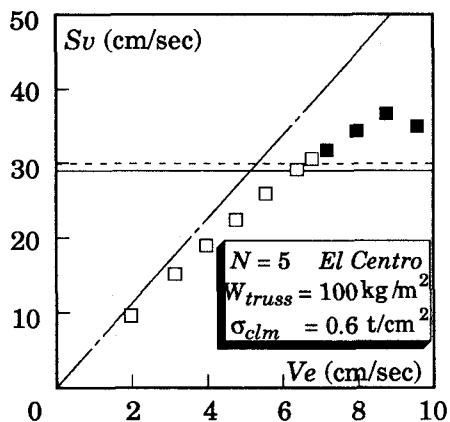


図 5-10 (g) $S_v - V_e$ 関係

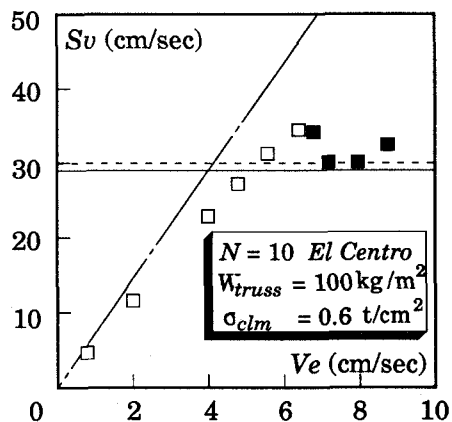


図 5-10 (h) $S_v - V_e$ 関係

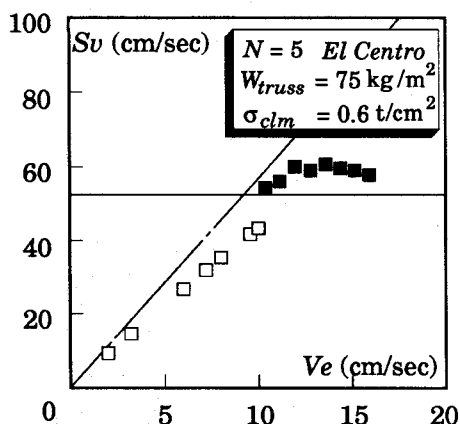


図 5 - 10 (i) Sv - Ve 関係

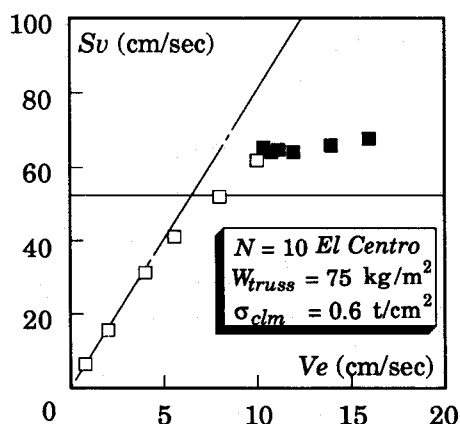


図 5 - 10 (j) Sv - Ve 関係

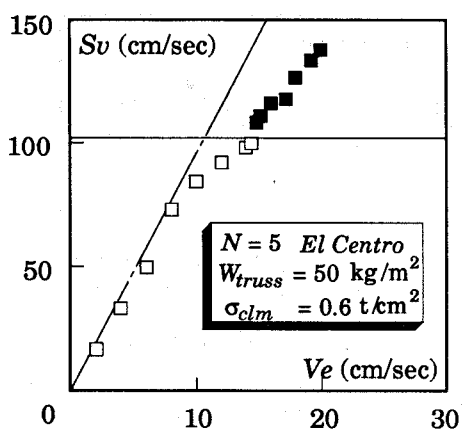


図 5 - 10 (k) Sv - Ve 関係

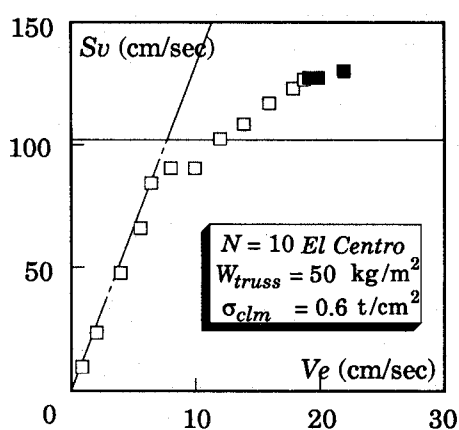


図 5 - 10 (l) Sv - Ve 関係

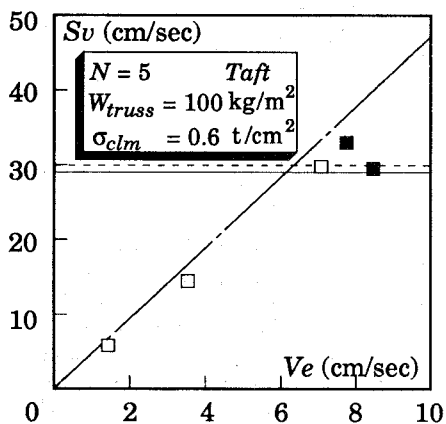


図 5 - 10 (m) Sv - Ve 関係

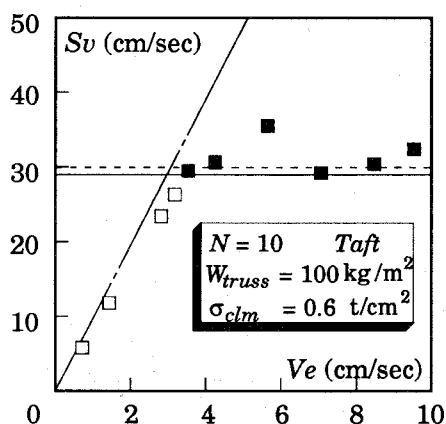


図 5 - 10 (n) Sv - Ve 関係

§5-5 トラスに入力されるエネルギー

秋山は建築物（主構造物）の屋上に設置された工作物や機器類などの2次構造物に入力される地震エネルギーが、2次構造物を1質点弾性振動系にモデル化して得られる入力エネルギースペクトルから評価できることを示している³³⁾。本節では、建築物の屋上に設置された2層立体トラスに、鉛直地震動によって入力されるエネルギーが、同様に評価できることを示す。

図5-1に示す振動モデルの2層立体トラス部分を、総重量と減衰定数が等価な1質点弾性振動系に置換し、1質点系の剛性を変化させて地震応答解析を行なう。得られた1質点系への入力エネルギーをスペクトル表現して図5-11(a)～(g)に示す。縦軸は $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ の最大応答値の等価速度表現(S_v)を入力地震動の最大速度(V_e)で無次元化したものであり、横軸は1質点系の固有周期(T_{truss})である。実線は建築物の層数 N が10の場合であり、破線は $N=5$ の場合である。図中に建築物のみの1次固有周期を一点鎖線の縦線で示す。下部の点線は建築物がない場合($N=0$)であり、地震動自体の疑似速度応答スペクトルに一致する。 $N=5$ ないし10の場合と $N=0$ の場合との差は、入力エネルギーの下部建築物による増幅効果分を表している。下部建築物がある場合の S_v/V_e が卓越する周期は、地震動自体の卓越周期とずれており、下部建築物の1次固有周期にはほぼ一致している。すなわち、トラス部分への入力エネルギーの周期特性は、下部建築物の周期特性に大きく依存する³³⁾といえる。

前節の2層立体トラスの詳細モデルを用いた解析結果のうち、弾性応答結果を図5-11のスペクトル図上にプロットする。●印は $N=10$ の場合、○印は $N=5$ の場合である。また $N=0$ の場合の弾性解析結果を追加して◇印で示す。(a)～(g)図のいずれの場合も2層立体トラスに入力されるエネルギーは、1質点系で計算されるスペクトル値とよく一致している。

前節の図5-10(a)～(n)の $S_v - V_e$ 関係において原点を通る一点鎖線は、スペクトル図から得られる値を勾配に持つ直線である。弾塑性解析結果を示す各点は、入力(V_e)が小さい範囲では一点鎖線の近傍に線形に分布している。トラスが倒壊する場合(■印)には、前章に示したように E_{truss}^G が発散して $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ がトラスへの入力エネルギーと一致しなくなるため、■印は一点鎖線よりも下に乖離している。

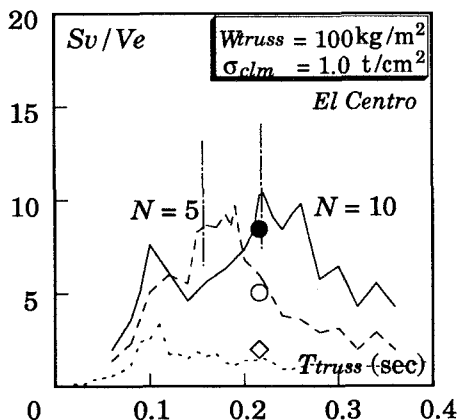


図5-11(a) S_v/V_e スペクトル

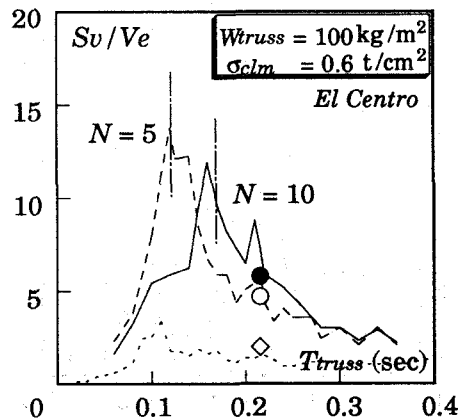


図5-11(b) S_v/V_e スペクトル

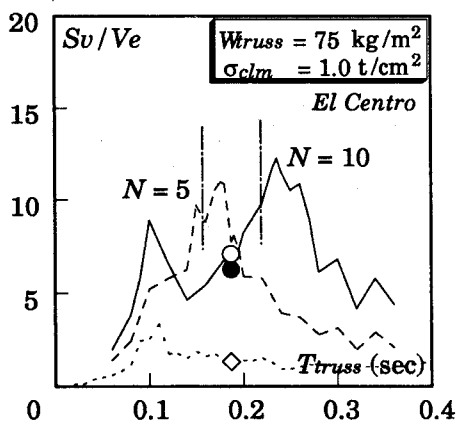


図 5-11 (c) S_v/V_e スペクトル

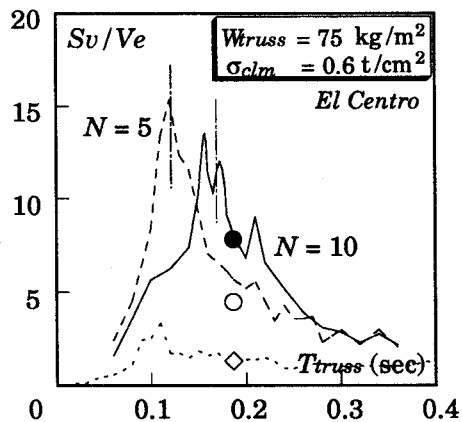


図 5-11 (d) S_v/V_e スペクトル

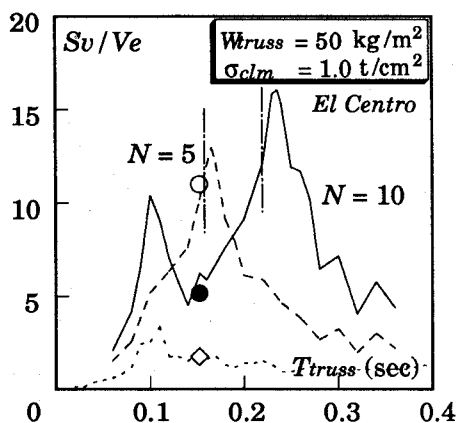


図 5-11 (e) S_v/V_e スペクトル

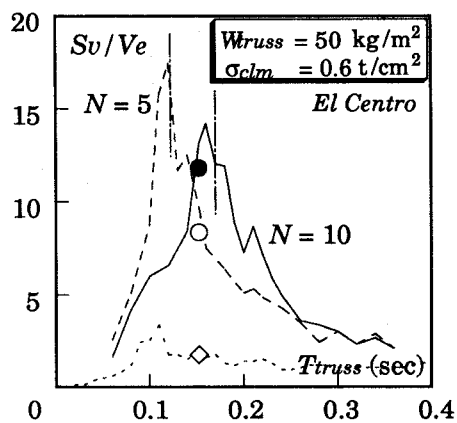


図 5-11 (f) S_v/V_e スペクトル

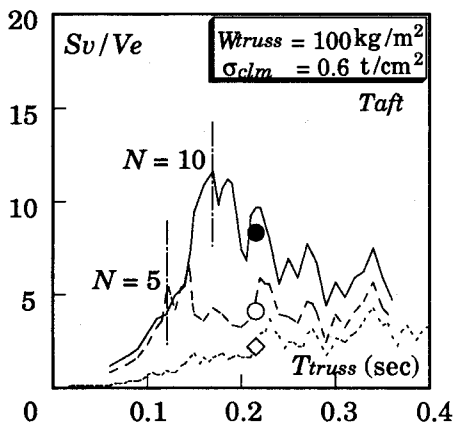


図 5-11 (g) S_v/V_e スペクトル

§5-6 弾性応答時の部材軸力の推定

前節で得られた入力エネルギースペクトルを用いてモーダルアナリシスを行えば、2層立体トラスの弾性振動時の部材最大軸力を算定できる。ただし、この場合の減衰定数は、高次振動に対しても1次振動と同一の値を採用することになるので、モーダルアナリシスによる高次の応答は過大評価、すなわち安全側の評価を与えることになる。

以下に、5次の振動モードまでを考慮した場合と、1次の振動モードのみを考慮した場合について、モーダルアナリシスを行ない、各部材の最大軸力を直接積分による動的解析結果と比較する。さらにより簡便な方法として、前章の入力エネルギースペクトルからトラスの1次固有周期(T_1)に対応する S_v 値を読み取り、これに $2\pi/T_1$ を乗じて得られる加速度を、全上部節点に均等に与えた場合の算定結果も示す。この場合の荷重分布は等分布となる。

$N = 5$ 、 $\sigma_{clm} = 0.6 \text{ t/cm}^2$ 、 $W_{truss} = 100 \text{ kg/m}^2$ のトラスに、最大加速度が $0.05g$ (最大速度: 1.974 cm/sec) の El Centro UD を入力した場合について、解析結果の一例を示す。このときの入力エネルギースペクトルには図5-11(d)の破線を用いることになる。

直接積分による動的解析で得られる部材最大軸力を N_{DY} とし、前述のモーダルアナリシス等の解析結果を N_{ST} とする。 N_{DY} も N_{ST} も地震荷重により変動する軸力であり、自重作用時の初期軸力は含まれない。図5-12(a)~(c)に N_{DY}/N_{ST} の大きさごとに部材をまとめて示す。(a)図は5次まで考慮したモーダルアナリシスによる結果、(b)図は1次のみを考慮した結果、(c)図は一樣に等分布の加速度を与えて得られる結果である。四周を支持した2層立体トラスでは、中央付近の弦材の軸力が最も大きくなるため、これらの部材の評価精度が重要となる。いずれの解析結果においても中央付近では N_{DY}/N_{ST} の値は1.0に近く、精度の良い評価ができていることがわかる。本トラスは中央上弦材の座屈が先行して倒壊に至るため、§5-4において、 p_i を1次振動モードにした場合と等分布にした場合で、吸収し得る最大エネルギー量に差が認められなかった理由がこれにより理解できる。一方、周辺部分の部材の N_{DY}/N_{ST} は小さい値になっており、モーダルアナリシス等による算定値が過大評価(安全側の評価)となっていることがわかる。この傾向は(c)図の等分布荷重の場合に最も顕著である。一方、(b)、(c)図においては、中間部の斜材で N_{DY}/N_{ST} の値が大きくなっており、モーダルアナリシス等による算定値が若干危険側の評価となっている。

図5-13(a)~(c)に N_{DY}/N_{ST} の頻度分布を示す。縦軸は部材本数(n)である。評価精度は当然のことながら5次まで考慮したモーダルアナリシスの結果が最も良く、以下1次振動モード、等分布の順に低下しているといえる。(b)図において、 $N_{DY}/N_{ST} = 14.7$ 程度の値を示しているものがあるが、これらの部材の地震荷重による軸力は絶対量が非常に小さく、最大値を示す中央上弦材の3%程度の値である。したがって絶対量の尺度で考えれば、さほど危険側の評価とはなっていないと判断できる。

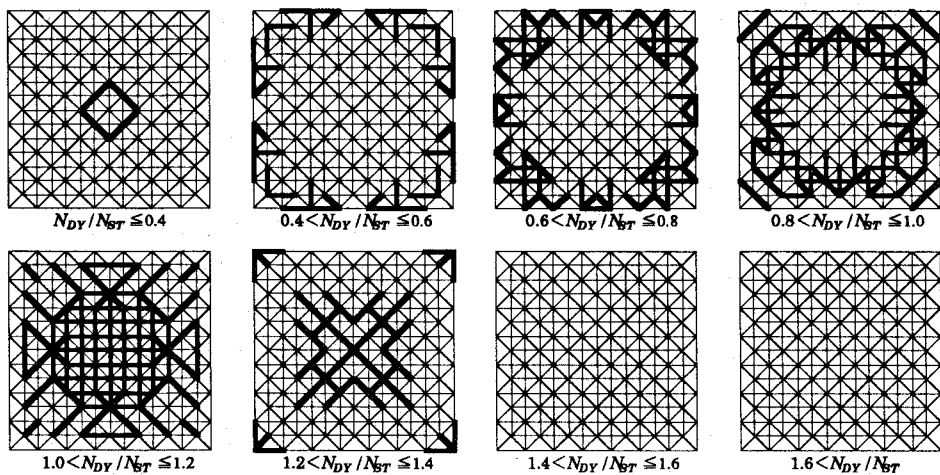


図 5-12 (a) 1 ~ 5 次モード

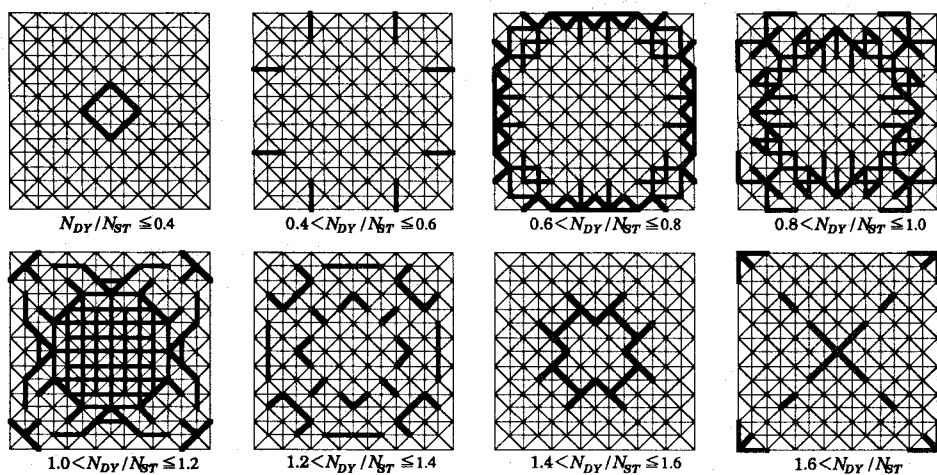


図 5-12 (b) 1 次モード

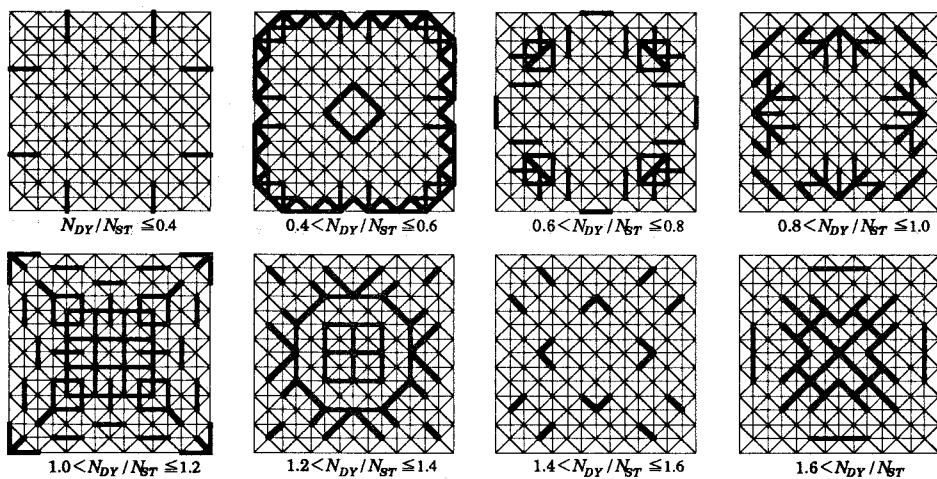


図 5-12 (c) 等分布

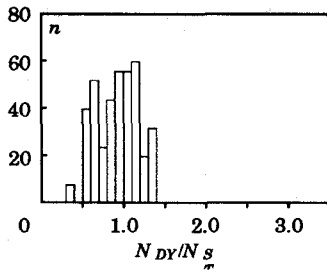


図 5-13 (a) 1～5次モード

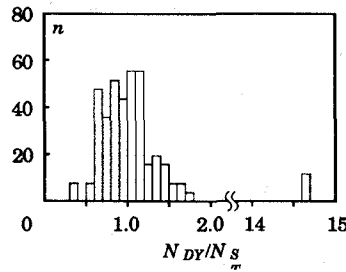


図 5-13 (b) 1次モード

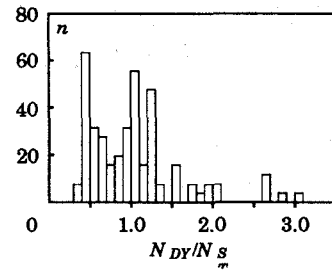


図 5-13 (c) 等分布

§5-7 結 論

本章では、建築物の屋上に設置された2層立体トラスの鉛直地震応答解析を行ない、大地震時におけるトラスの動的倒壊条件を、吸収エネルギーの尺度で提案した。さらに、トラスに入力される地震エネルギーの定量化と、中小地震時における部材最大軸力のモーダルアナリシス等による算定を行ない、その予測精度を検証した。得られた主な結論を以下に要約する。

- 1) 建築物の屋上に設置された2層立体トラスには、下部建築物によって増幅された鉛直地震動が入力されるため、設計が鉛直地震荷重で支配される可能性が高い。
- 2) 鉛直地震動を受ける2層立体トラスの動的倒壊条件は、吸収エネルギーの尺度で静的漸増弾塑性解析の結果から判断できる。
- 3) 鉛直地震動によって、建築物の屋上に設置された弾性系トラスに入力されるエネルギーは、秋山の方法³³⁾（トラスを質量、固有周期、減衰定数が同一の1質点弾性振動系に置換して算出される入力エネルギースペクトルを用いる方法）により、精度良く評価できる。
- 4) トラスの各部材の弾性応答軸力は、モーダルアナリシスにより精度良く評価できる。より簡便な方法として、1次の振動モードのみを考慮した場合や等分布荷重を用いて算定した場合にも、評価精度はさほど劣らず、特に中央部分の弦材については良好な評価精度が得られる。

第6章 フォースリミティングデバイスを利用した2層立体トラスの耐鉛直地震設計手法

§6-1 序 論

地震動を受ける立体トラスやラチス構造物の動的倒壊は、前章に示したように部材座屈の発生が引き金となることが多い^{29)~32)}。したがって、部材が座屈することなくダクタイルに挙動することが保証されれば、トラスの耐震性能は飛躍的に増大するはずである。このような挙動を保証する一手段として *FLD* の利用が考えられる。

FLD は、元々「部材の座屈を防止することにより、不整にかかわらず安定した載荷能力を保証し得ること」を目的として提案された⁴⁾。しかし、完全剛塑性的な力学特性を要求される *FLD* には、エネルギー吸収要素としての機能も兼備しており、*FLD* をトラスに組み込むことにより、地震エネルギーを効果的に吸収し得る構造が設計できるはずである。

本章では、以上の考えに基づき、図5-1に示すような建築物の屋上に設置された2層立体トラスを対象に、エネルギーの収支バランスに基づいた耐鉛直地震設計手法を提案する。

§6-2 設計方針

一般に多自由度系の構造物では、変形モードが複数個存在するので、その動的挙動を一つに特定することが難しい。しかし、崩壊に至るまでの変形の道筋を特定できるように設計することは可能であり、それにより構造物が吸収するエネルギーの評価を的確に行うことが可能になる³⁴⁾。

本章で提案する設計法はこのような考えに基づいており、次のように要約できる。すなわち、機構条件を満足する特定の部材に *FLD* を配置して、その部分を周囲よりも弱くダクタイルにする。それにより、*FLD* を配置していない周囲の部材の座屈を抑止し、トラスの塑性挙動を単一の変形モードに特定する。

本章で扱う2層立体トラスは前章までと同様で、材長がすべて同一の部材をピン接合したものであり、周囲の全下部節点が建物の屋上に単純支持されているものとする。

§6-3 崩壊機構の違いによる動的応答性状の検討

6-3-1 崩壊機構の設定

機構条件を満足する *FLD* の配置形式、および対応する崩壊機構はいくつか考えられる。これらの内、動的応答の可能性が高い機構を設計時に選択すれば、地震エネルギーが効果的に吸収されるはずである。本節では、図6-1(a)～(d)に示す4種類の *FLD* の配置形式および対応する崩壊機構を考え、このように *FLD* を配置したトラスの動的応答性状を比較検討する。

図6-1(a)～(d)の崩壊機構をそれぞれ *ULcross*, *Ucross+Edge*, *Lcross+Edge*, *Edge* と名付ける。図中の太実線と太破線で示した部材が *FLD* の配置位置である。*ULcross* は中央2列の上弦材（グリッド数が偶数の場合は下弦材）と、中央1列の最外縁を除く下弦材（グリッド数が偶数の場合は上弦材）を塑性化させる機構である。ここでは最外縁の下弦材を塑性化させない場合を示しているが、一般に機構条件を満足させるうえで、中央1列の任意の部材を非塑性化部材に選択することが

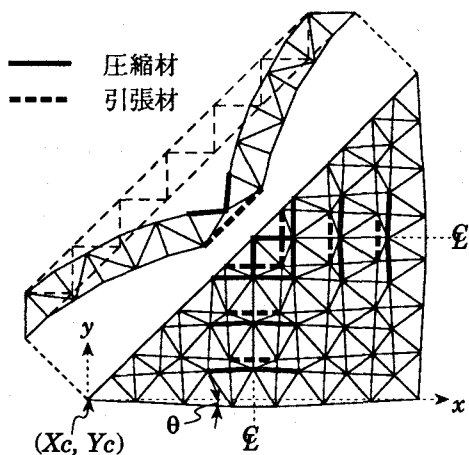


図 6-1 (a) ULcross

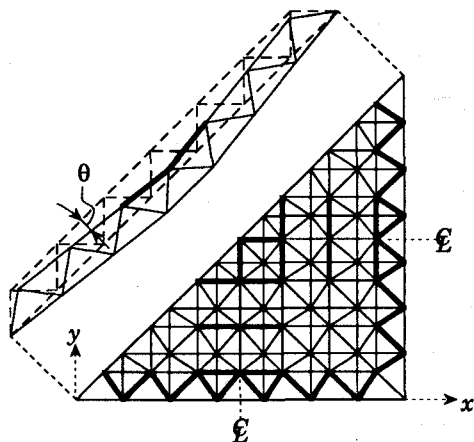


図 6-1 (b) Ucross+Edge

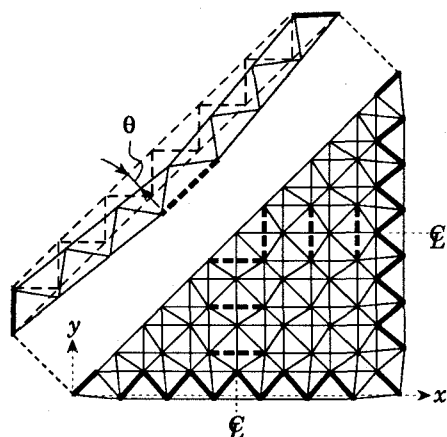


図 6-1 (c) Lcross+Edge

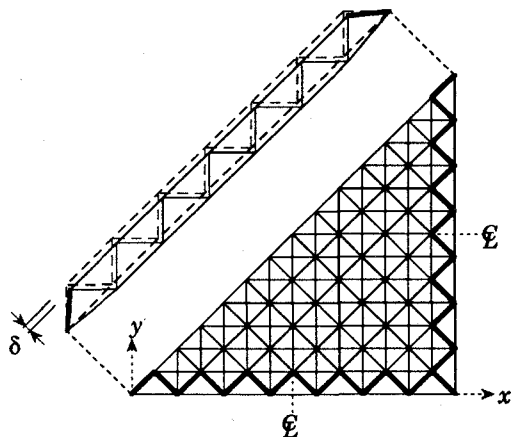


図 6-1 (d) Edge

できる。その場合、非塑性化部材より外側の下弦材は圧縮材となる。(グリッド数が偶数の場合は外側の下弦材が引張材となる。) 図 6-1(a) 中の X_c, Y_c はこの非塑性化部材の位置を示す座標であり、 $X_c = Y_c$ でなければならない。一方、ULcross の特徴は、すべての非崩壊部分に図 6-2 に示す変形が生じていることである。この変形はトラス板のねじれ変形に対応しており、この種のグリッドの組方に特徴的な変形である。

Ucross+Edge は中央列の上弦材と周辺部の斜材を塑性化させる機構であり、Lcross+Edge は

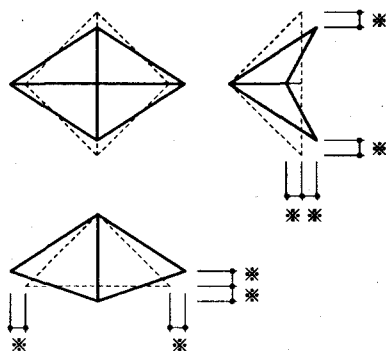


図 6-2 ULcrossの基本変形

中央列の下弦材と周辺部の斜材を塑性化させる機構である。Edge は周辺部の斜材のみを塑性化させる機構である。Ucross+Edge, Lcross+Edge, Edge のいずれの機構も、非崩壊部分のほとんどは剛体移動するのみである。

変位の適合条件より、座標 (X, Y, Z) の節点の変位量 $(\Delta X, \Delta Y, \Delta Z)$ は、それぞれの崩壊機構に対して次のように与えられる。ただし、以下の式は対称性を考慮して全体の8分の1の部分について示されており、部材長を l 、 z 軸の上向き方向を正としている。

(a) ULcross (図 6-3 (a), (b) 参照)

上部節点

$$\Delta X = (Y + Y_c) \theta, \quad \Delta Y = (X + X_c) \theta, \quad \Delta Z = -\frac{4}{\sqrt{2}} \frac{XY}{l} \theta \quad (6-1a, b, c)$$

下部節点

$$\Delta X = -(Y - Y_c) \theta, \quad \Delta Y = -(X - X_c) \theta, \quad \Delta Z = -\frac{4}{\sqrt{2}} \frac{XY}{l} \theta \quad (6-2a, b, c)$$

中央上部節点 (奇数グリッドの場合)

$$\Delta X = 0, \quad \Delta Y = 0, \quad \Delta Z = -\frac{4}{\sqrt{2}} \left(X - \frac{l}{2} \right) \left(Y - \frac{l}{2} \right) \frac{\theta}{l} - \frac{1}{\sqrt{2}} \{ (X + Y - l) - (X_c + Y_c) \} \theta \quad (6-3a, b, c)$$

中央下部節点 (偶数グリッドの場合)

$$\Delta X = 0, \quad \Delta Y = 0, \quad \Delta Z = -\frac{4}{\sqrt{2}} \left(X - \frac{l}{2} \right) \left(Y - \frac{l}{2} \right) \frac{\theta}{l} - \frac{1}{\sqrt{2}} \{ (X + Y - l) + (X_c + Y_c) \} \theta \quad (6-4a, b, c)$$

y 軸に平行なセンターライン上の上部節点

(奇数グリッドの場合)

$$\Delta X = 0 \quad (6-5a)$$

$$\Delta Y = (X + X_c) \theta \quad (6-5b)$$

$$\Delta Z = \frac{1}{\sqrt{2}} (Y + Y_c) \theta - \frac{4}{\sqrt{2}} \frac{XY}{l} \theta \quad \dots (6-5c)$$

y 軸に平行なセンターライン上の下部節点

(偶数グリッドの場合)

$$\Delta X = 0 \quad (6-6a)$$

$$\Delta Y = -(X - X_c) \theta \quad (6-6b)$$

$$\Delta Z = -\frac{1}{\sqrt{2}} (-Y + Y_c) \theta - \frac{4}{\sqrt{2}} \frac{XY}{l} \theta \quad \dots (6-6c)$$

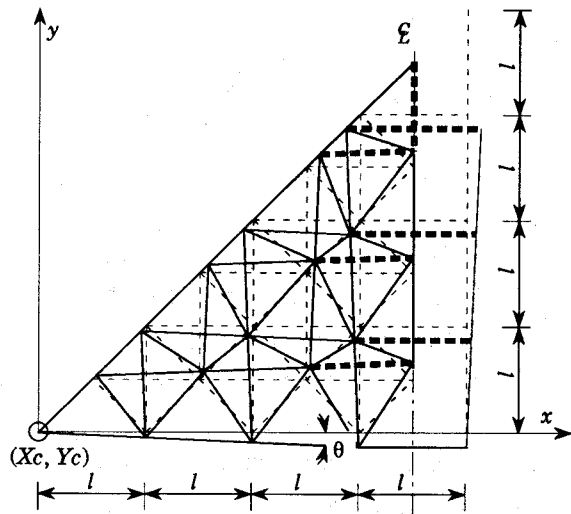


図 6-3 (a) ULcross

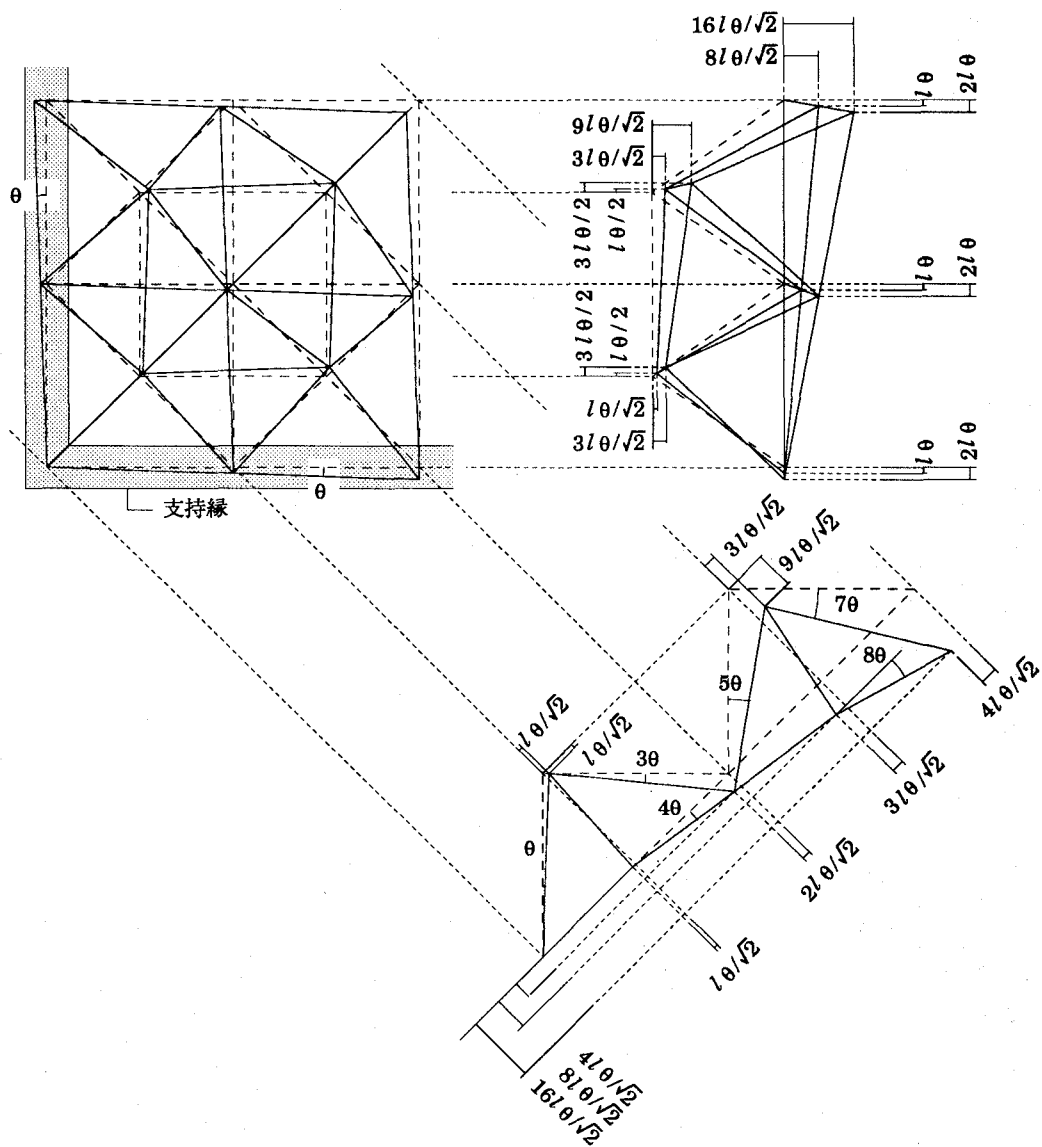


図 6 - 3 (b) ULcross

(b) Ucross+Edge (図 6-4 参照)

上部節点

$$\Delta X = l\theta/2, \Delta Y = l\theta/2 \quad (6-7a, b)$$

$$\Delta Z = -\frac{1}{\sqrt{2}}(X+Y)\theta \quad (6-7c)$$

下部節点

$$\Delta X = 0, \Delta Y = 0 \quad (6-8a, b)$$

$$\Delta Z = -\frac{1}{\sqrt{2}}(X+Y)\theta \quad (6-8c)$$

中央上部節点 (奇数グリッドの場合)

$$\Delta X = 0, \Delta Y = 0 \quad (6-9a, b)$$

$$\Delta Z = -\frac{1}{\sqrt{2}}(X+Y-l)\theta \quad (6-9c)$$

y 軸に平行なセンターライン上の上部

節点 (奇数グリッドの場合)

$$\Delta X = 0, \Delta Y = l\theta/2 \quad (6-10a, b)$$

$$\Delta Z = -\frac{1}{\sqrt{2}}\left(X+Y-\frac{l}{2}\right)\theta \quad (6-10c)$$

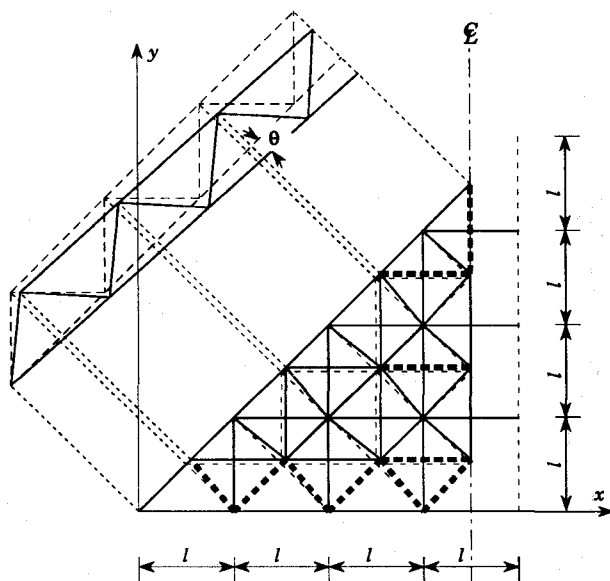


図 6-4 Ucross+Edge

(c) Lcross+Edge (図 6-5 参照)

上部節点

$$\Delta X = 0, \Delta Y = 0 \quad (6-11a, b)$$

$$\Delta Z = -\frac{1}{\sqrt{2}}\left(X+Y-\frac{l}{2}\right)\theta \quad (6-11c)$$

下部節点

$$\Delta X = -l\theta/2, \Delta Y = -l\theta/2 \quad (6-12a, b)$$

$$\Delta Z = -\frac{1}{\sqrt{2}}\left(X+Y-\frac{l}{2}\right)\theta \quad (6-12c)$$

中央下部節点 (偶数グリッドの場合)

$$\Delta X = 0, \Delta Y = 0 \quad (6-13a, b)$$

$$\Delta Z = -\frac{1}{\sqrt{2}}\left(X+Y-\frac{3l}{2}\right)\theta \quad (6-13c)$$

y 軸に平行なセンターライン上の下部

節点 (偶数グリッドの場合)

$$\Delta X = 0, \Delta Y = -l\theta/2 \quad (6-14a, b)$$

$$\Delta Z = -\frac{1}{\sqrt{2}}(X+Y-l)\theta \quad (6-14c)$$

x 軸上の支持点

$$\Delta X = 0, \Delta Y = -l\theta/2 \quad (6-15a, b)$$

$$\Delta Z = 0 \quad (6-15c)$$

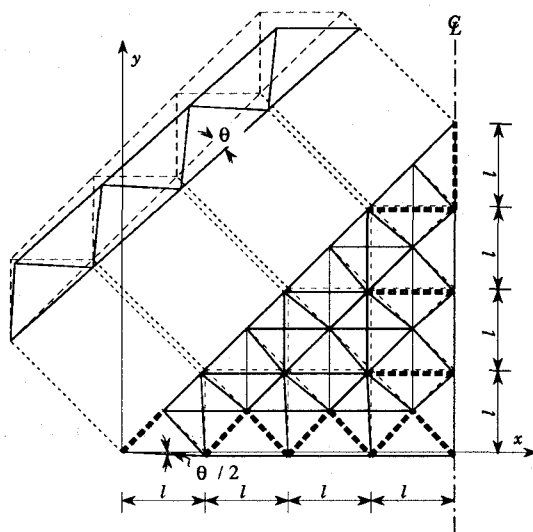


図 6-5 Lcross+Edge

(d) Edge (図 6-6 参照)

全節点

$$\Delta X = 0 \quad (6-16a)$$

$$\Delta Y = 0 \quad (6-16b)$$

$$\Delta Z = \delta \quad (6-16c)$$

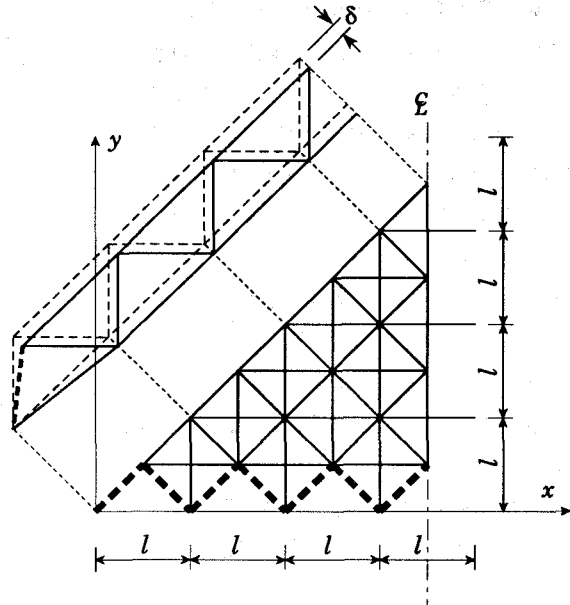


図 6-6 Edge

6-3-2 比較検討用トラスの設定と解析方法

動的応答解析による比較検討用の解析対象は、図 5-1 に示すような建物の屋上に設置された 7×7 グリッド 2 層立体トラス（トラス成 1.414m、スパン 14m）であり、周囲の全節点が単純支持されている。ただし、ここでは建物層数を 5 とする。使用鋼材は端部ピン接合の円形鋼管（STK400）である。使用部材の断面諸元と配置を表 6-1 と図 6-7 に示す。部材断面は、最大速度が 5cm/sec の El Centro UD (1940) を入力した時の、1 次振動モードのみを考慮したモーダルアナリシス (§ 5-6 参照) の結果に対して、短期許容応力度設計により定められている。ただし、トラスに作用する固定

表 6-1 部材断面表

記号	$D \times t$ (mm)	A (cm^2)	I (cm^4)	λ	${}_c N_A$ (ton)	${}_t N_A$ (ton)
①	29.3φ×0.88	0.786	0.793	199	0.284	1.89
②	32.4φ×0.98	0.963	1.189	180	0.427	2.31
③	35.9φ×1.08	1.179	1.783	163	0.640	2.83
④	39.7φ×1.19	1.444	2.675	147	0.960	3.47
⑤	43.9φ×1.32	1.768	4.012	133	1.44	4.24
⑥	48.6φ×1.46	2.166	6.018	120	2.16	5.20
⑦	54.2φ×1.63	2.698	9.338	108	3.24	6.47
⑧	61.4φ×1.85	3.455	15.32	95	4.86	8.29

D : 鋼管径、 t : 肉厚、 A : 断面積、 I : 断面 2 次モーメント、 λ : 細長比、 ${}_c N_A$: 短期許容圧縮軸力、 ${}_t N_A$: 短期許容引張軸力

的な鉛直荷重を 100kg/m^2 としている。

このトラスを基本として、前節の各崩壊機構が成立するよう 4 種類のトラスを設定する。すなわち、崩壊機構に関与する部材を *FLD* 部材とみなし、その荷重変形関係を、折れ点が短期許容軸力で ひずみ硬化係数が 1.0×10^{-4} の、Bi-Linear 型に設定する。なお、非崩壊部分の部材は全て弾性挙動するものと仮定する。

下部建物を図 5-1 に示すように 1 層あたり 1 質点の串団子にモデル化する。鉄骨造建物を想定して、トラスを支持している柱の、各層の負担重量を 200ton とし、柱の平均軸方向応力度を 0.6ton/cm^2 として鉛直ばね定数を設定する。

トラスの慣性力を全ての上部節点の鉛直方向と水平 2 方向に考慮し、1 節点あたりの重

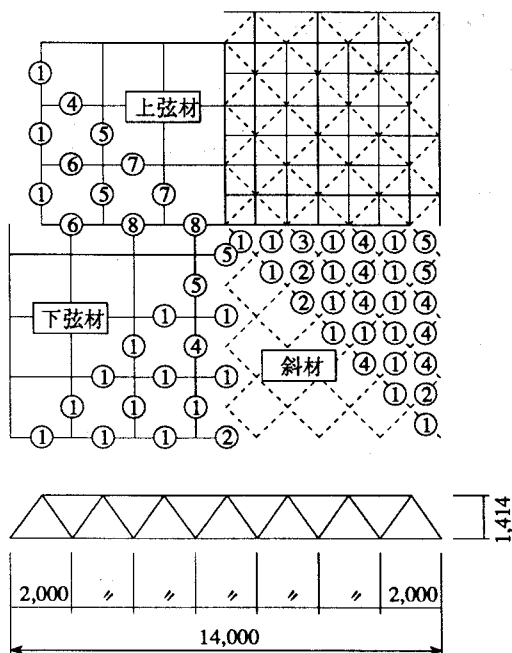


図 6-7 部材配置図

表 6-2 固有周期

トラスのみの固有周期 (sec)					下部建築物のみの 1 次固有周期 (sec)	連成系の 1 次固有周期 (sec)
1 次	2 次	3 次	4 次	5 次		
0.2320	0.06052	0.05920	0.04548	0.04288	0.1212	0.2337

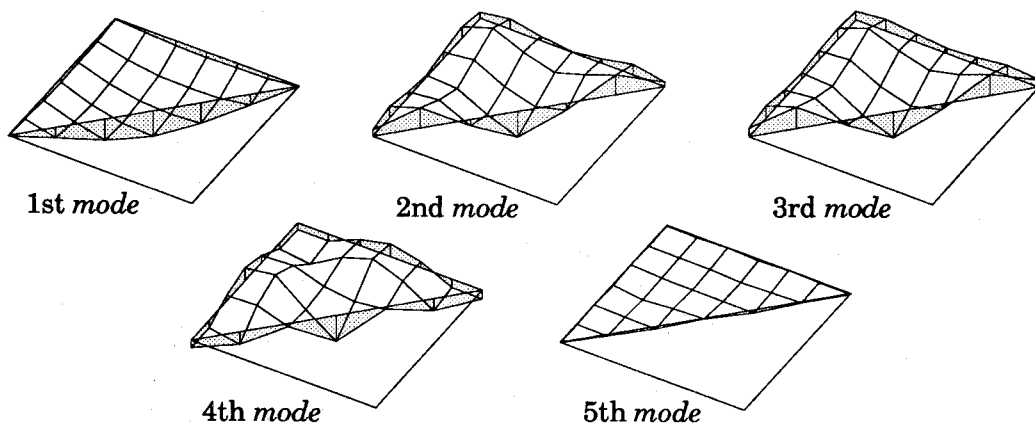


図 6-8 トラスの固有振動モード

量を $0.1\text{ton/m}^2 \times 4\text{m}^2 = 0.4\text{ton}$ とする。表 6-2 に解析モデルの固有周期の一覧を示し、図 6-8 にトラスの固有振動モードを示す。減衰特性には剛性比例型の内部粘性減衰を採用し、1 次の減衰定数を 1% とする。入力地震動には El Centro UD (1940) を用い、継続時間を 5 秒とする。

6-3-3 FLD 部材の変形応答

FLD 部材の動的変形応答を静的解析で推定する目的で、自重を載荷した後にトラスの 1 次振動モードと相似の比例荷重を、上部節点に静的漸増載荷する場合を考える。このとき、全ての FLD が同時に制限荷重に達すると仮定すれば、各節点の荷重-変位関係は図 6-9 のように表現できる。図中の E_{truss}^G はトラスに作用する自重とトラス支持点との相対変位によってなされるエネルギーである。また、 E_{truss}^y はトラスの弾性限内部エネルギー、 E^{FLD} は FLD によって吸収されるエネルギーであり、それぞれ次式で表せる。

$$E_{truss}^y = \sum_i V_i^P \cdot \delta_i^P / 2 \quad (6-17)$$

$$E^{FLD} = \sum_j N_j^{FLD} \cdot \delta_j^{FLD} \quad (6-18)$$

ただし、

V_i^P : §6-3-1 に示した機構条件を用いた塑性解析によって得られる i 節点の崩壊荷重。

δ_i^P : 弾性解析によって得られる V_i^P 作用時の i 節点の変位。

N_j^{FLD} : FLD 部材 j の制限軸力。

δ_j^{FLD} : FLD 部材 j の変形量。

上式において、 V_i^P, δ_i^P は自重作用時の状態から測った量である。

これらのエネルギーとトラスの全内部エネルギー (E_{truss}^e) は、図 6-9 から明らかなように次式で関係付けられる。

$$E_{truss}^e - E_{truss}^G = E_{truss}^y + E^{FLD} \quad (6-19)$$

したがって、(6-19) 式の右辺を、動的解析で得られる $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ 応答の最大値と等値し、 δ_j^{FLD} について解けば、FLD の変形量を推定できることになる。ただし、 $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ 応答の推定法は次節で扱うこととし、ここでは動的解析結果を用いる。

図 6-10 (a) ~ (d) に、 δ_j^{FLD} の推定値を白抜き棒で、動的応答解析結果を黒塗り棒で示す。(a) ~ (d) 図は、それぞれ ULcross, Ucross+Edge, Lcross+Edge, Edge に対する結果である。ただし、地動速度は、トラスを弾性系としたときの $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ 応答が、各崩壊機構の E_{truss}^y に等しくなるときの、3 倍の値に設定されている。(a) 図に示す ULcross では、推定値と動的解析結果とが良く対応しているのに対し、(b) ~ (d) 図ではあまりよく対応していない。すなわち、(b), (c) 図に示す Ucross+Edge と Lcross+Edge では、推定値

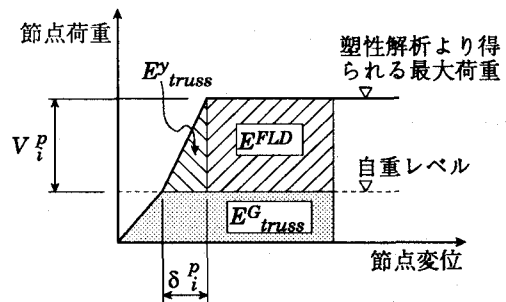


図 6-9 内部エネルギー

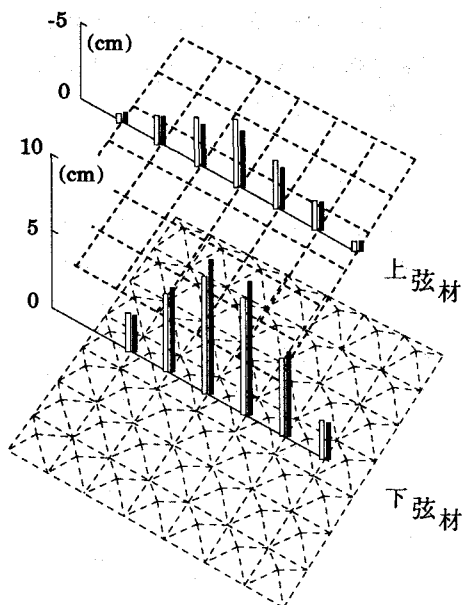


図 6 - 10 (a) *FLD* の変形応答 (ULcross)

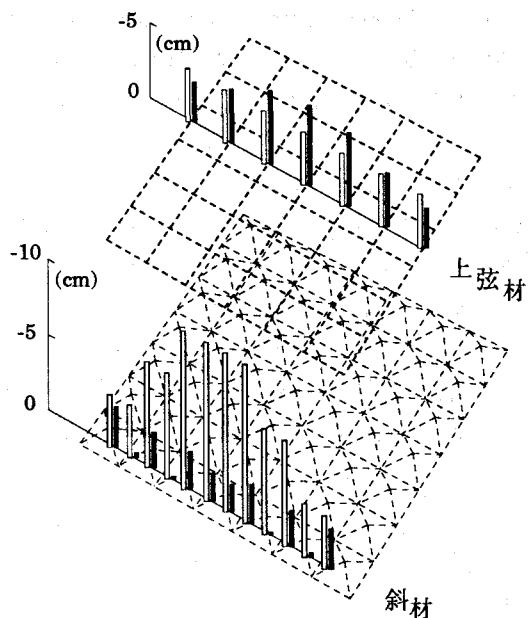


図 6 - 10 (b) *FLD* の変形応答 (Ucross+Edge)

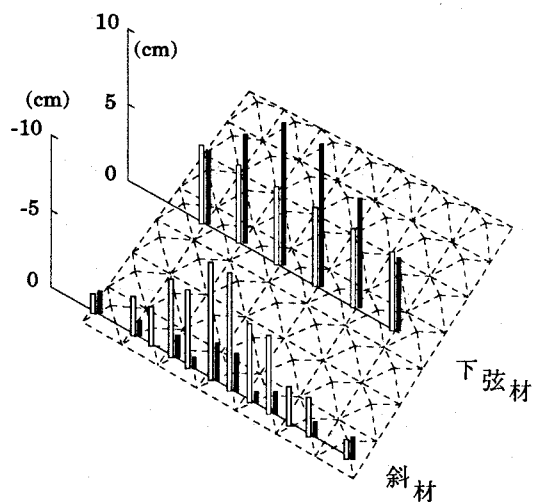


図 6 - 10 (c) *FLD* の変形応答 (Lcross+Edge)

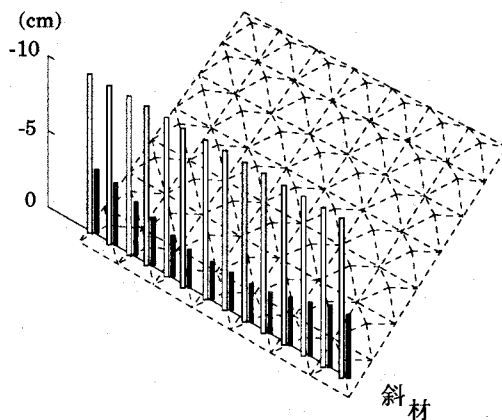


図 6 - 10 (d) *FLD* の変形応答 (Edge)

が弦材に対して過小評価、周辺の斜材に対して過大評価となっている。さらに、弦材の推定値が全部材同じ大きさであるのに対し、動的解析結果ではトラスの中央部ほど大きな応答を示している。一方、(d) 図に示す Edge では、推定値が全て過大評価となっている。これは動的挙動時において、*FLD* が引張側にも変形していることが原因である。

以上より、ULcross 状の *FLD* 配置に対応する崩壊機構が最も動的応答の可能性が高く、このときの *FLD* の最大変形の動的応答量が、本節で示した方法で精度よく推定可能である。

6-3-4 非崩壊部分の部材軸力応答

本論で提案する設計法は、*FLD* 部材の変形によって安定してエネルギーを吸収しようとするものであるから、非崩壊部分には、部材が座屈しないよう十分な強度を必要とする。したがって、非崩壊部分を設計するための部材軸力を正確に評価することが必要となる。

非崩壊部分の部材軸力の推定法を示す概念図を図 6-11 に示す。縦軸は非崩壊部分の部材軸力 (N_m) であり、横軸は入力地震動の最大速度 (V_e) である。トラスが弾性系であれば、§5-6 に示したように、部材軸力を 1 次振動のみを考慮したモデルアナリシスで精度良く算定でき、次式で与えられる。

$$N_m = N_D \pm N_{1st} \cdot V_e \quad (6-20)$$

ただし、

N_D : 固定的な荷重によって生じる軸力。

N_{1st} : 最大速度が 1 の地震動を入力したときの、1 次の軸力応答。

図には、トラスが下方方向に振動しているとき (*sagging* 時) に N_m が正で、上方方向に振動しているとき (*hogging* 時) に N_m が負となる場合を示している。ここで、*FLD* は *sagging* 時にのみ変形し、*hogging* 時に自重による軸力をキャンセルしてさらに制限耐力まで達することはないと仮定する。すなわち、繰返し外力に対して、いわゆる漸増崩壊型の挙動を示すものと仮定する。この場合、*hogging* 方向の部材軸力は弾性応答を示すことから、(6-20) 式の負符号をとって次式で評価できる。

$$N_m = N_D - N_{1st} \cdot V_e \quad (6-21)$$

一方、*FLD* が *sagging* 時に変形し、これによりトラスの振動エネルギーが吸収されるとすれば、*sagging* 方向の部材軸力は *FLD* の変形による応力再配分過程での最大軸力で評価でき、これを次式で略算する。

$$N_m = \text{Max.} (\pm N_{CP1}, N_{CP2}) \quad (6-22)$$

ただし、

N_{CP1} : いずれかの *FLD* が最初に制限荷重に達するときの部材軸力。(弾性応力解析で算出。)

N_{CP2} : 崩壊機構形成時の部材軸力。(*FLD* 部材を取り除き、その軸力を外力として与え、弾性応力解析により算出。)

なお、図 6-11 に示すように、(6-22) 式は弾性限応答を示す地動速度 (V_e^y) を越える V_e に対して定義し、 $V_e < V_e^y$ の範囲では、A 点と座標 (0, N_D) を結ぶ直線で N_m を推定する。

図 6-12 (a) ~ (d) に、非崩壊部分の全部材の動的最大応答軸力 (N_{dy}) と、上述の方法による推定軸力 (N_{es}) の対応結果を示す。ただし、縦軸と横軸の $\bar{N}_{dy}$ と $\bar{N}_{es}$ は、 N_{dy} と N_{es} を $|N_{es}|$ の最大値で無次元化した量である。(a) ~ (d) 図は、それぞれ ULcross, Ucross+Edge, Lcross+Edge, Edge に

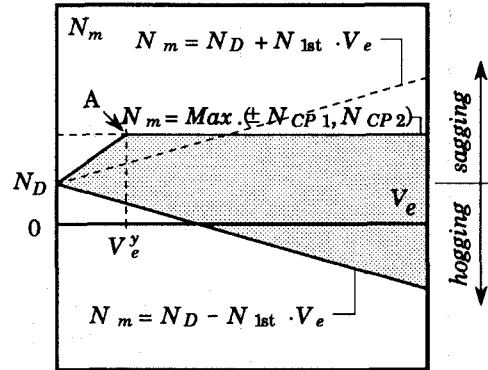


図 6-11 部材軸力の推定法

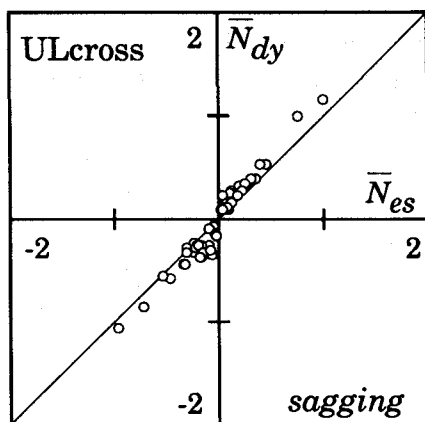
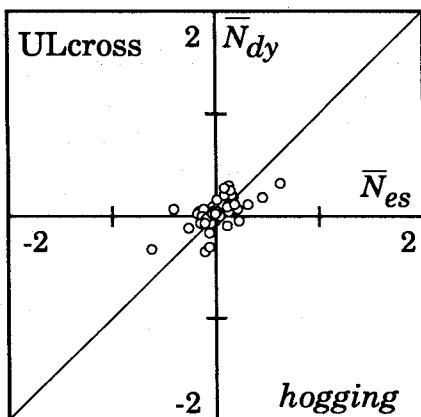


図 6 - 12 (a) 軸力の推定結果 (ULcross)

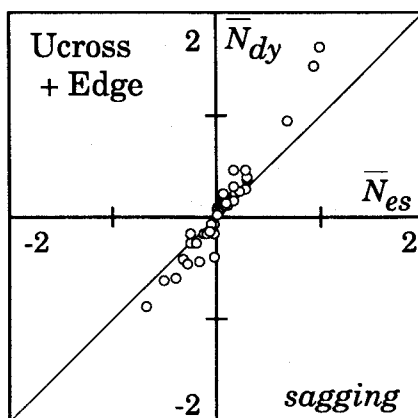
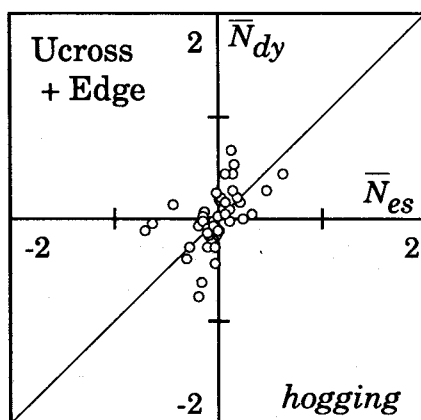


図 6 - 12 (b) 軸力の推定結果 (Ucross+Edge)

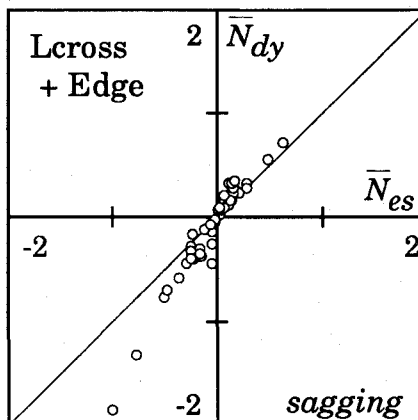
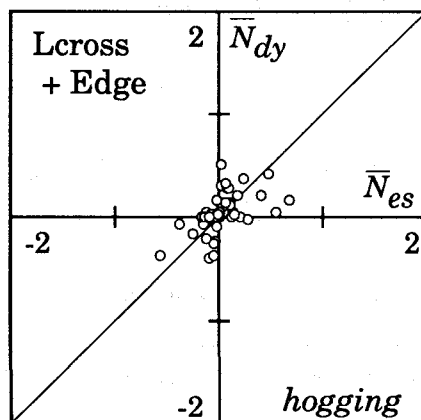


図 6 - 12 (c) 軸力の推定結果 (Lcross+Edge)

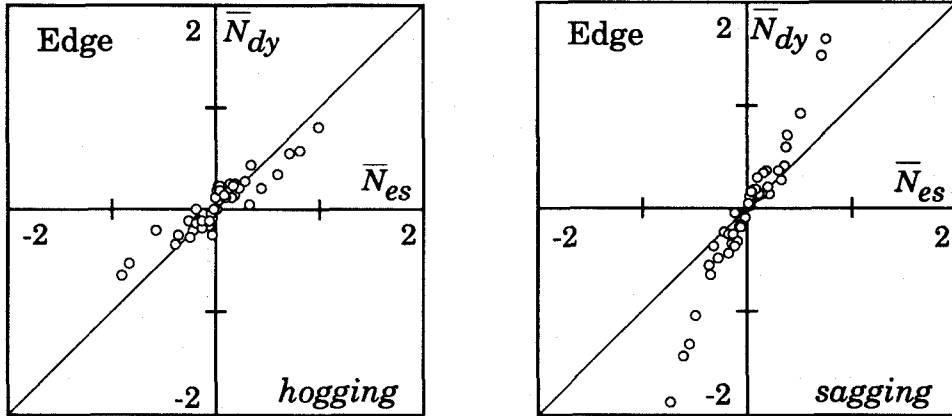


図 6-12 (d) 軸力の推定結果 (Edge)

対する結果であり、左図は *hogging* 側、右図は *sagging* 側に振動したときを表す。トラスの倒壊に関しては、特に *sagging* 側の評価精度が重要となる。なお、入力地震動の大きさは §6-3-3 と同じである。

sagging 側について、ULcross では推定値と応答値がよく対応している。しかし、他の崩壊機構ではいずれも応答値が推定値を上回っており、FLD が振動エネルギーを有効に吸収していないことが解かる。一方、*hogging* 側については、崩壊機構間に有意差は認められない。

以上より、FLD を ULcross 状に配置したときに、振動エネルギーを FLD で最も有効に吸収することができ、非崩壊部分の部材軸力を、本節に示した方法で精度良く推定可能となる。

§6-4 弾塑性系トラスに入力されるエネルギー

トラスが倒壊に至らない場合、 $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ 応答の最大値は、地震によってトラスに入力されるエネルギーから減衰によって散逸するエネルギーを減じた量に等しい (§5-3)。§5-5 では、このエネルギーが秋山の方法³³⁾ (トラス (2 次構造物) を 1 質点弾性振動系に置換して算出される入力エネルギースペクトルにより、トラスに入力されるエネルギーを評価する方法) によって評価できることを示した。本節では、前節で有効性が確認された ULcross 状に FLD を配置したトラス (以下 ULcross トラスと称する) を対象に、弾塑性域にわたってトラスに入力する地震エネルギーを考察し、その評価方法を提案する。FLD の変形は一般に材料の塑性化に伴う変形とは限らないが、FLD を組込んだ部材の荷重-変形挙動がいわゆる弾塑性挙動に類似していることから、本章では FLD の変形を伴う挙動を塑性挙動と表現する。

S_v を $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ の最大応答値の等価速度表現、すなわち次式で定義する。

$$S_v = \sqrt{2(E_{truss}^e - E_{truss}^G) / m_{truss}} \quad (6-23)$$

ただし、 m_{truss} : トラスの全質量

図 6-13 (a) ~ (d) に、§5-5 で得られた S_v スペクトル (トラスを質量と減衰定数と固有周期が等価な 1 質点弾性振動系に置換して算出) を示す。縦軸は入力地震動の最大速度 (V_e) で無次元化した S_v

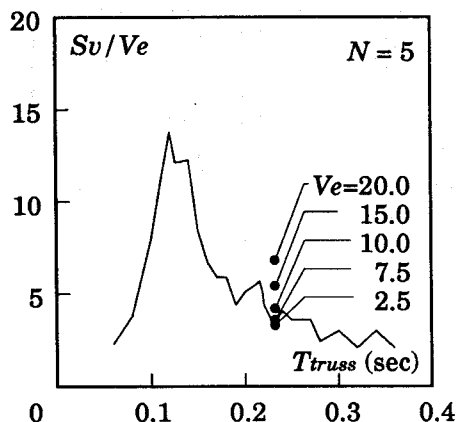


図 6-13 (a) S_v/V_e スペクトル (5 層)

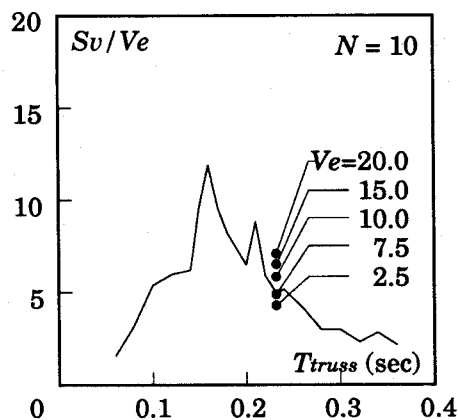


図 6-13 (b) S_v/V_e スペクトル (10 層)

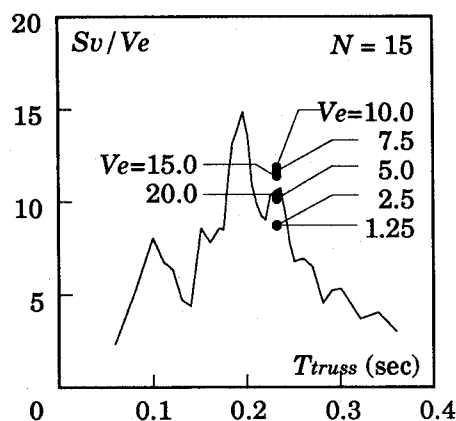


図 6-13 (c) S_v/V_e スペクトル (15 層)

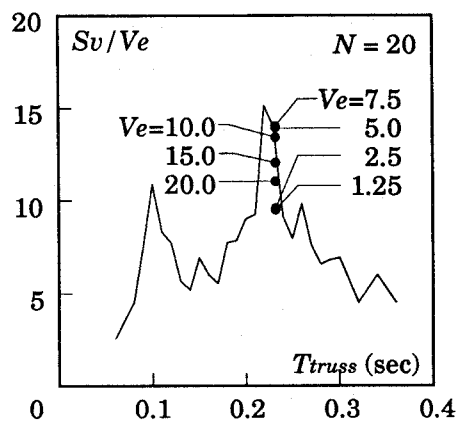


図 6-13 (d) S_v/V_e スペクトル (20 層)

であり、横軸はトラスの固有周期 (T_{truss}) である。(a)~(d) 図はそれぞれ下部建物の層数 (N) が 5, 10, 15, 20 の場合である。前節と同様に、下部建物のトラスを支持している柱の 1 層あたりの負担重量は 200 ton であり、下部建物のばね定数は柱の平均応力度を 0.6 t/cm^2 として設定している。

図中の●印は、ULcross トラスの弾性および弾塑性解析結果である。入力地震動は El Centro UD (1940) (継続時間: 5 秒) であり、 $V_e = 1.25 \sim 20.0 \text{ cm/sec}$ に対する結果を示している。 $N = 5, 10$ で V_e が 2.5 cm/sec の場合と、 $N = 15, 20$ で V_e が 1.25 cm/sec の場合が弾性応答結果であり、その他は弾塑性応答結果である。

トラスに入力されるエネルギーの弾性応答結果は、§5-5 に示したようにスペクトル曲線とよく対応している。しかし、入力地震動の大きさが増して塑性域への進入度が深くなるにつれて S_v/V_e の応答は、 $N = 5, 10$ の場合には単調増加し、 $N = 15, 20$ の場合には増加した後に低下している。文献 33) では、弾塑性域にわたってトラス (2 次構造物) に入力される地震エネルギーの、弾性系への入力エネルギーとの差が、2 次構造物の塑性化に伴う長周期化に起因するとしている。この解釈に

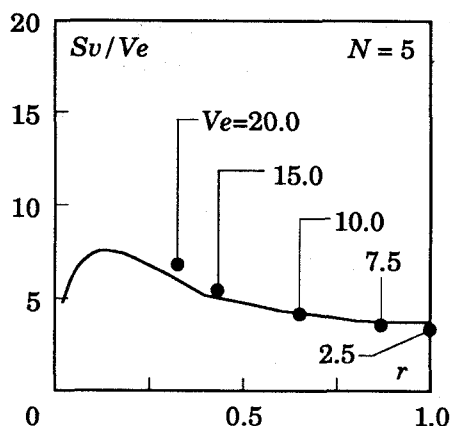


図 6-14 (a) 弾塑性入力エネルギー (5 層)

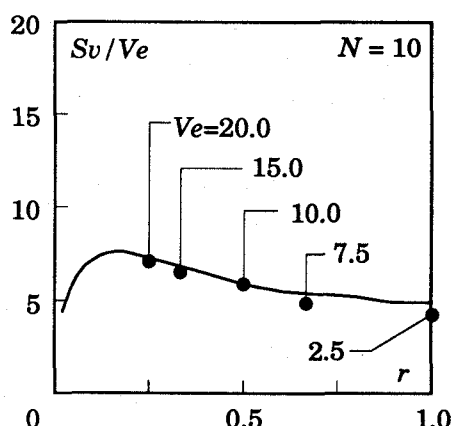


図 6-14 (b) 弾塑性入力エネルギー (10 層)

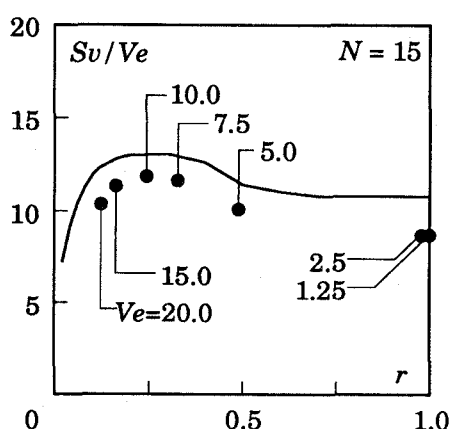


図 6-14 (c) 弾塑性入力エネルギー (15 層)

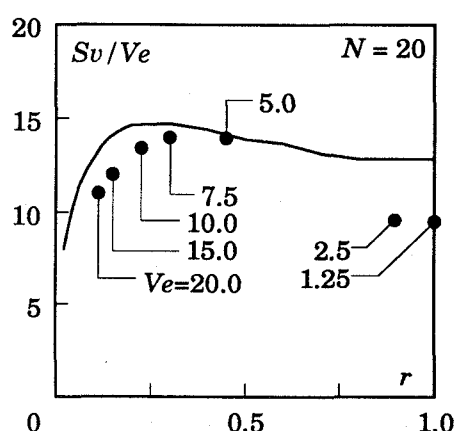


図 6-14 (d) 弾塑性入力エネルギー (20 層)

従えば、たとえば本例の $N=5, 10$ の場合では、塑性化に伴う長周期化によって、トラスの固有周期がスペクトルの山を下る方向にシフトするため、弾塑性系への入力エネルギーが減少するはずである。しかし、解析結果は逆に増加しており、文献33)の解釈には成立範囲があるものと考えられる。

トラスの強度を表すパラメータ (r) を次式で定義する。

$$r = \sqrt{E_{truss}^y / E_{el}} \quad (6-24)$$

ただし、 E_{el} はトラスを弾性系としたときの $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ 応答の最大値である。 $r \geq 1$ のトラスは弾性系であり、 $r=0$ のトラスでは自重以上の荷重を支持できないことを表している。トラスを置換した 1 質点振動系について、強度を表すパラメータ (r) を (6-24) 式と同様に定義し、 r を変化させて弾塑性応答解析を行う。図 6-14 (a) ~ (d) に入力エネルギーの解析結果を示す。実線は 1 質点弾塑性振動系の結果であり、●印は ULcross トラスの結果である。縦軸は Sv/Ve 、横軸は r であり、(a) ~ (d) 図はそれぞれ $N=5, 10, 15, 20$ の場合である。いずれの場合も、 r が減少するにしたがい、

S_v/V_e は一旦増加した後には減少している。●印は実線とよく対応しており、*FLD* を組み込んだ弾塑性系のトラスに入力される地震エネルギーが、強度パラメータ (r) が同一の 1 質点弾塑性系への入力エネルギーで評価できるといえる。

§ 6-5 設計手法の提案と設計例の動的応答性状

6-5-1 設計用鉛直地震動レベルの設定

現在の建築基準法施行令では、2 段階の水平地震動レベルが設定されており、80～100cm/sec² 程度の中地震に対して、建築物の機能を保持するべく短期許容応力度設計を、300～400cm/sec² 程度の大地震に対して、建築物の倒壊を免れるべく保有水平耐力の確認を要求している³⁵⁾。一方、高さ 60m を超える建築物に要求される高層評定では、動的弾性応答解析による検討と、動的弾塑性応答解析による検討が行なわれている。入力地震動には、弾性応答用に 200～300cm/sec² 程度が、弾塑性応答用に 300～500cm/sec² 程度が従来多く用いられてきたが³⁶⁾、地震動の最大速度による正規化が重視されるようになってからは、弾性応答用に 20～25cm/sec 程度が、弾塑性応答用に 40～50cm/sec 程度が用いられるようになっている。これらの地震動レベルを併せて図示したのが図 6-15 であり、地震動の最大速度を最大加速度の 1/10 で目盛れば³⁷⁾、これらの地震動レベルは大まかに対応することになる。図より中地震と大地震の水平地震動レベルを敢て一つ選ぶとすれば、中地震には 10cm/sec (100cm/sec²) を、大地震には 40cm/sec (400cm/sec²) を選ぶことができる。一方、最大速度

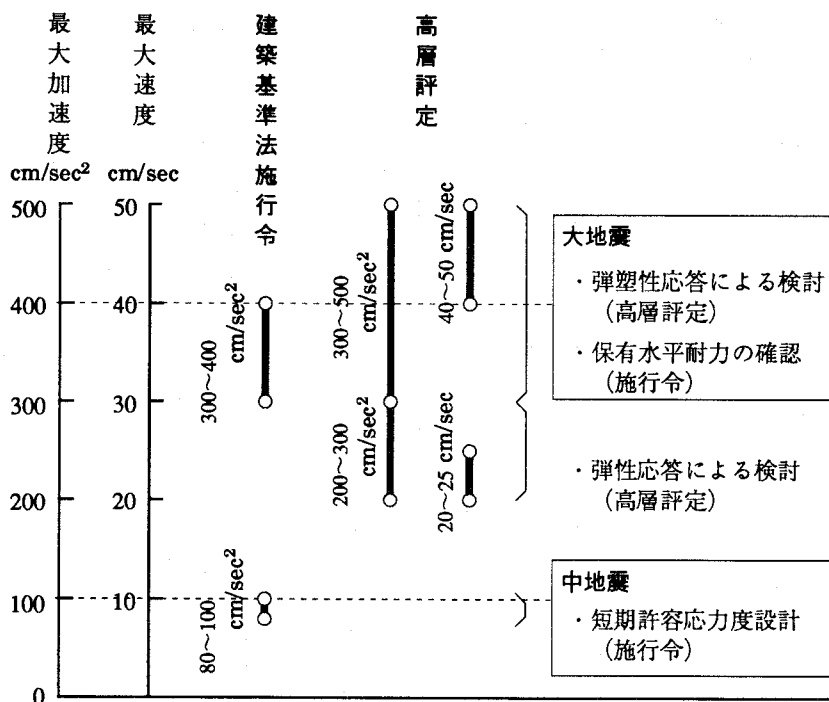


図 6-15 設計用水平地震動レベルの現状

または最大加速度に関して、鉛直地動の水平地動に対する比率は震源距離に大きく依存するが、平均的な値は 0.5 程度であることが知られている³⁸⁾。

以上より、*FLD*を組み込んだ2層立体トラスの、設計用鉛直地震動レベルを以下のように設定する。すなわち、

1. 最大速度 5cm/sec の鉛直地震動に対して、各部材の軸力を、短期許容軸力および *FLD* の設定軸力以下に収める。
2. 最大速度 20cm/sec の鉛直地震動に対して、トラス全体の倒壊を免れるべく、適切に *FLD* を配置し、*FLD* の所要変形量を算定する。

6-5-2 設計例

設計条件は §6-3 で扱ったトラスの条件と同じとする。すなわち、グリッド数が 7×7 の 2 層立体

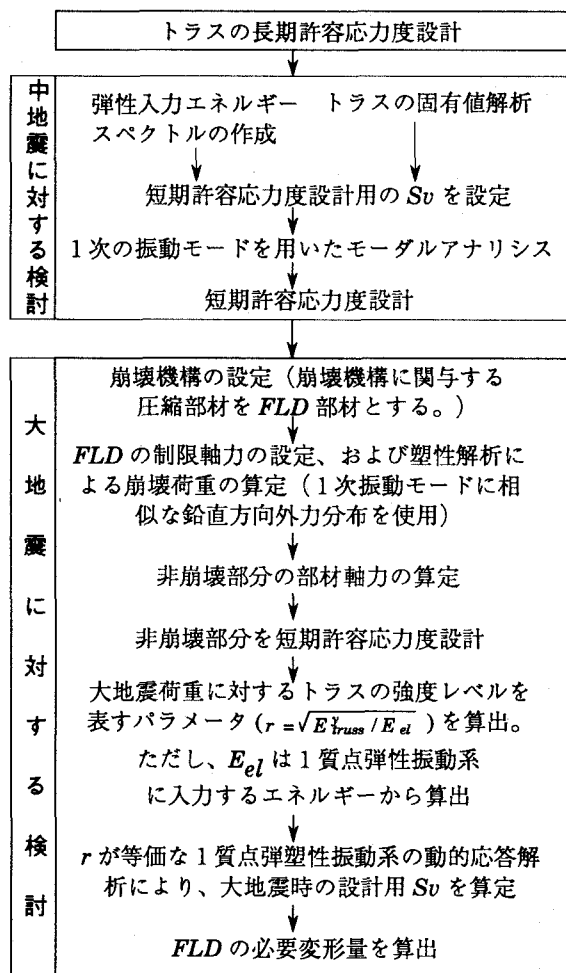


図 6-16 設計の手順

トラスが5階建ての鉄骨造建物の屋上に設置されている場合を考える。トラスに作用する固定的な鉛直荷重は 100kg/m^2 であり、設計地震動は El Centro UD (1940) である。下部建物のトラスを支持している柱の負担重量は、1層あたり200tonであり、柱の平均軸方向応力度は 0.6ton/cm^2 である。

図6-16に設計手順を示す。中地震に対しては、弾性入力エネルギースペクトルを用いたモーダルアナリシス（1次振動のみを考慮）で部材軸力を算定し、短期許容応力度設計を行う。大地震に対しては、ULcross 型の崩壊機構で地震エネルギーを吸収させる。崩壊機構に関与する中央列の上下弦材のうち、FLDを上弦材にのみ配置し、制限荷重をその部材の短期許容圧縮軸力に設定する。下弦材にはsagging時に引張が作用し、部材の引張降伏によって安定した塑性挙動が得られること、hogging時に下弦材が座屈しても、それがトラスの倒壊にはつながらないことなどから、下弦材にはFLDを配置せず、中地震に対して定まった部材をそのまま用いる。

非崩壊部分の部材軸力は(6-21)および(6-22)式によって算定する。ただし、算定値(N_{es})には図6-12(a)に認められるように、ある程度のばらつきが存在することから、安全のための割増軸力(N_{sf})を N_{es} 式に加え、次式によって設計用軸力(N_{ds})を算定する。

$$N_{ds} = N_{es} + N_{sf} \quad (6-25)$$

上式は N_{ds} が正の場合を示しているが、負の場合も同様である。 N_{sf} の設定には、 N_{es} の推定精度や部材強度評価式の安全率の考え方などを総合して考慮する必要がある、前節までの検討結果のみから容易に結論付けられるものではない。ここでは、取敢ず N_{sf} を $|N_{es}|$ の最大値の10%に設定する。非崩壊部分の上弦材と斜材は N_{ds} に対して短期許容応力度設計により定められる。前述のように、下弦材には非崩壊部分についても中地震に対して定まった部材をそのまま用いるので、中央列以外の下弦材にも塑性化を許容することになる。ただし、最外周の下弦材は、この崩壊機構の運動を規定するうえで、「扇の要」的な役割を果たす部材であることから、 N_{ds} に対して短期許容応力度設計されるものとする。

大地震時に入力される地震エネルギーを§6-4に示した方法（固有周期、質量、減衰特性、強度レベルがトラスと等価な1質点弾塑性振動系を用いて算定する方法）により算定し、さらにこの算定値を用いてFLDの必要変形量を、§6-3-3の方法で算定する。以上のように設計された2層立体トラスの部材配置を図6-17に示す。部材の種類を示す番号は、表6-1の部材断面表の番号に対応している。

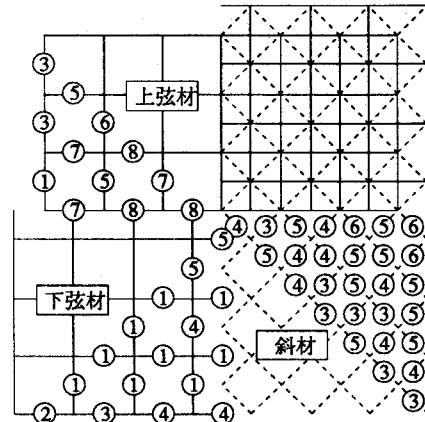


図6-17 設計トラスの部材配置図

6-5-3 設計トラスの動的応答性状

設計トラスの動的鉛直地震応答性状を数値解析により検証する。ただし、部材とFLDの材料特性

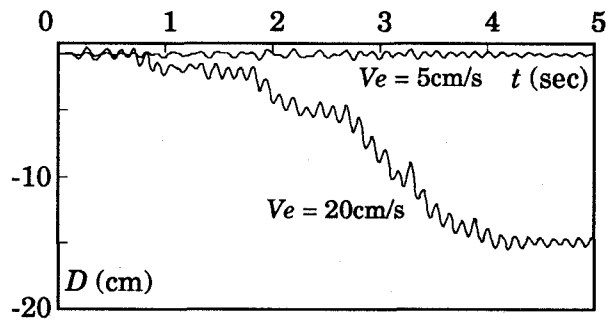


図 6-18 平均変位応答時刻歴

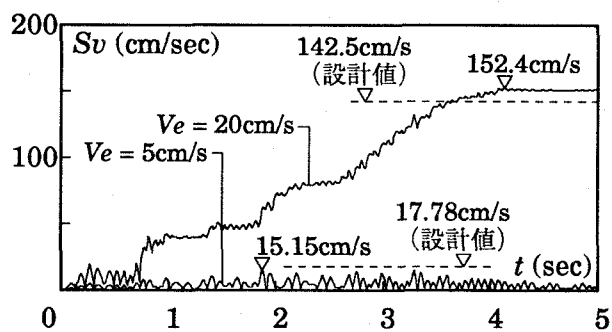


図 6-19 S_v 応答時刻歴

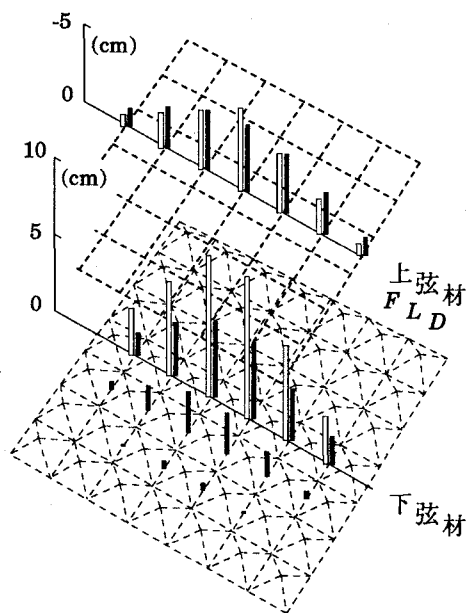


図 6-20 FLD と下弦材の最大変形

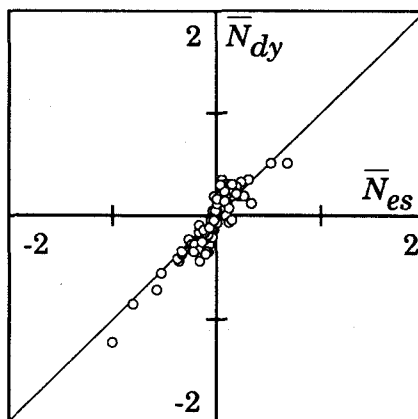


図 6-21 非崩壊部分の軸力

を *Bi-Linear* 型とし、ひずみ硬化係数を部材に対して 0.01、*FLD* に対して 1.0×10^{-4} とする。各部材の元たわみは部材長の 1/1,000 とする。減衰特性には剛性比例型の内部粘性減衰を採用し、1 次の減衰定数を 1% とする。入力地震動は El Centro UD (1940) であり、最大速度 (V_e) が 5cm/sec の中地震相当と、 $V_e=20\text{cm/sec}$ の大地震相当に対して解析する。

図 6-18 にトラス上部節点のトラス支持点に対する鉛直方向相対平均変位 (D) の応答時刻歴を示す。ただし、下方向変位を負とする。 $V_e=20\text{cm/sec}$ の入力に対して、トラスは残留変形を残すものの倒壊に至っていない。すなわち、本設計法の主目的が達成されたといえる。図 6-19 に $E_{truss}^e - E_{truss}^G$ の等価速度表現 (S_v) の応答時刻歴を示す。図中に破線で示すレベルは、設計時にトラスを 1 質点振動系に置き換えて算定した値である。算定値と応答値が良く一致していることが確認できる。図 6-20 に *FLD* の変形量と下弦材の引張塑性変形量を示す。白抜き棒が設計時に ULcross 型の崩壊機構に対して算定した値であり、黒塗り棒が応答解析結果である。下弦材については、中央列以外の部材にも塑性化を許容する設計を行ったため、中央列の応答値が算定値の半分程度となっている。しかし、上弦材の *FLD* の変形量については、算定値と推定値がよく一致しており、下弦材の影響が及んでいないことがわかる。図 6-21 に非崩壊部分（ただし、最外周以外の下弦材を除く）の最大軸力応答 (N_{dy}) と、設計時の (6-21) および (6-22) 式による推定値 (N_{es}) の対応結果を示す。ただし、縦軸と横軸の $\overline{N}_{dy}$ と $\overline{N}_{es}$ は、 N_{dy} と N_{es} を $|N_{es}|$ の最大値で無次元化した量である。§6-3-4 と同様に N_{dy} と N_{es} は大まかに良く対応している。割増軸力 (N_{sf}) の設定に、ばらつきをどのように定量化するかは前述のとおり今後の課題である。しかし、 N_{sf} を $|N_{es}|$ の最大値の 10% とした本設計例では、図 6-20 に示した部材以外は塑性化しておらず、 N_{sf} 設定のための目安が得られたといえる。

§6-6 結 論

本章では、*FLD* を 2 層立体トラスに組込むことにより、部材座屈の発生を抑止し、地震エネルギーを効果的に吸収できる構造が設計可能であることを提示し、建築物の屋上に設置された 2 層立体トラスを対象に、エネルギーの収支バランスに基づいた耐鉛直地震設計手法を検討し、提案した。さらに、本方法に基づく設計例を示し、設計トラスの動的鉛直地震応答性状を数値解析で検討することにより、本設計法の妥当性を示した。得られた主な結論を以下に要約する。

- 1) ULcross 型の崩壊機構（2 層立体トラスの中央列の上下弦材を降伏させる機構）が成立することにより、*FLD* を配置することにより、振動エネルギーを *FLD* が効果的に吸収することができる。さらに、鉛直地震応答時の *FLD* の変形量と、非崩壊部分の部材軸力が、静的解析で精度良く評価できる。
- 2) 弾塑性系の 2 層立体トラスに入力する地震エネルギーは、固有周期、質量、減衰特性、強度レベルがトラスと等価な、1 質点弾塑性振動系を用いて算定できる。
- 3) ULcross 型の崩壊機構を基本とし、中央列以外の下弦材の塑性化を許容する設計を行った場合、中央列の下弦材の塑性変形量は半減するが、上弦材の *FLD* の変形量は、ULcross 型に対して推定した値からさほど変化しない。

第7章 二重鋼管部材によるフォースリミティングデバイス

§7-1 序 論

FLDは図1-1に示すようにトラス部材の端部に組み込まれるヒューズの装置として従来認識されてきた。これまでに試作されてきたFLDの大半は、この認識の元に「装置」として開発されており、圧壊、座屈、曲げ、せん断、切削などの材料の塑性変形を利用したもの、摩擦を利用したもの、粘性に富む液体の流れを利用したものなどが、試作検討されている^{39)~43)}。

本章で提案する二重鋼管部材^{注)}は、従来までの装置としてのFLDと発想を異にしており、軸部材を全長にわたって座屈補剛することにより、安定した塑性変形挙動を付与しようとするものである。二重鋼管部材は図7-1のように鋼管内部にもう一本の鋼管を端部にクリアランスを設けて挿入したものである。外管が軸力を受けて屈曲しようとするのを、軸力を負担していない内管が曲げ拘束する。座屈補剛のメカニズムは、角形鋼管や平鋼の周囲をノンフリクション処理し、RCで被覆したアンボンドプレス^{44)~47)}と同一である。

本章では二重鋼管部材の軸方向加力実験を行い、その補剛性能を検討する。

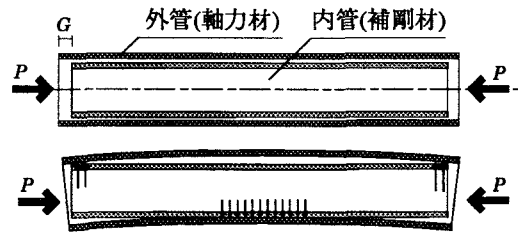


図 7-1 二重鋼管部材の概要

§7-2 二重鋼管部材の補剛条件

二重鋼管部材と同様の補剛機構を有するアンボンドプレスに対して、藤本らおよび長尾らは補剛材であるRC被覆材の必要曲げ強度と曲げ剛性を、補剛材の曲げモーメントの釣合式と合成系の座屈荷重から、それぞれ別途に誘導している^{45), 46)}。一方、井上らは補剛材の曲げモーメントの釣合式より、補剛材の剛性条件と強度条件を、補剛力分布を介して関連したものとして誘導している⁴⁷⁾。本節では、井上らの補剛条件式を二重鋼管部材用に表現して再録する。

軸力材となる外管は完全弾塑性型の荷重-変形特性を有すると仮定し、図7-2(a)のように両端ピン支持の外管が、軸方向に圧縮荷重を受ける場合を考える。外管内径と内管外径の差 e に相当する量の横たわみが外管に生じると、図7-2(b)のように外管が内管に接触し、補剛力が発生する。図7-2(c)のように外管が全断面降伏し、曲げ剛性がゼロになった状態を考える。図中、 N_y は外管の降伏軸力、 v は中央横たわみを示す。この時の内管の中央曲げモーメント iM_c に関する釣合式は以下のように表される。

$$iM_c = N_y(v + e) \quad (7-1)$$

また、二重鋼管部材には不可避の初期不整が存在することが考えられるから、これを内管の中央初期たわみ v_0 として表現すると、(7-1)式は以下のように書き改められる。

注) 本章で提案する二重鋼管部材は共同研究者である今井克彦博士(川鉄建材工業(株)技術研究所)の発案であり、筆者は実験と考察を担当した。

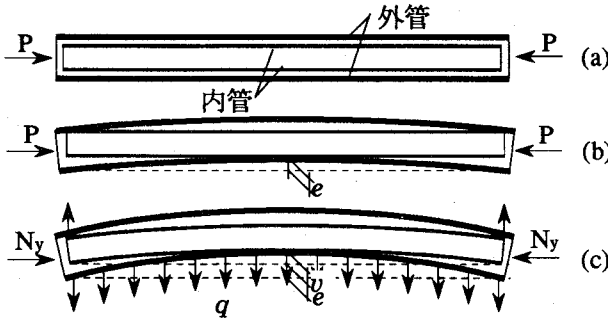


図 7-2 二重鋼管部材の補剛力発生機構

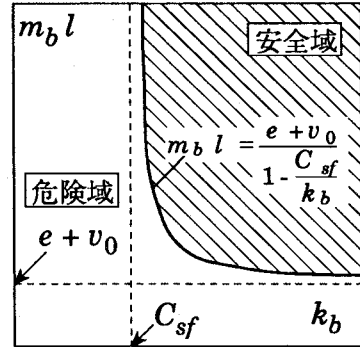


図 7-3 内管の必要曲げ強度
—曲げ剛性関係

$${}_iM_e = N_y(v + e + v_0) \quad (7-2)$$

図 7-2 (c) のように補剛力を等分布荷重 q であると仮定すると、(7-2) 式および内管の中央曲げモーメント—中央横たわみ関係より、補剛条件として次の必要曲げ強度—曲げ剛性関係が得られる。

$$m_b l \geq \frac{e + v_0}{1 - C_{sf}/k_b} \quad (7-3a)$$

$$C_{sf} = 5/48 \quad (7-3b)$$

ただし、 m_b, k_b はそれぞれ内管の無次元化曲げ強度、曲げ剛性であり次式で与えられる。

$$m_b = {}_iM_b / N_y l \quad (7-4a)$$

$$k_b = {}_iE {}_iI / N_y l^2 \quad (7-4b)$$

ただし、 ${}_iM_b$ は内管の曲げ強度、 ${}_iE {}_iI$ は内管の曲げ剛性、 N_y は外管の降伏軸力、 l は材長である。内管の曲げ強度は剛性を維持する限界値として定義する必要があるため、以下では ${}_iM_b$ に内管の降伏モーメントを採用する。

補剛力分布を中央集中荷重、 $\sin$ 波形分布とすると、それぞれ (7-3b) 式の係数 C_{sf} は以下の値となる⁴⁷⁾。

$$C_{sf} = 1/12 \quad (\text{中央集中荷重}) \quad (7-5a)$$

$$C_{sf} = 1/\pi^2 \quad (\sin \text{ 波形分布}) \quad (7-5b)$$

(7-3) 式を等式とし、縦軸に $m_b l$ 、横軸に k_b をとって図示すると、図 7-3 の $m_b l = e + v_0, k_b = C_{sf}$ の漸近線を有する曲線を得る。この曲線より右上の斜線部分に内管の曲げ強度、曲げ剛性が位置する場合は (7-3) 式の補剛条件を満足することになり、内管は補剛材として有効に機能することになる。以降ではこの曲線の右上斜線部を安全域、左下の補剛条件を満足しない領域を危険域と称する。図より補剛材の曲げ強度が大きな場合には、高い曲げ剛性を必要としないことがわかる。必要曲げ剛性の下限は補剛力分布形状によって決定される C_{sf} によって定まる。今回考慮した補剛力分布の内 C_{sf} が最大となるのは等分布荷重であり、以下では安全側を考慮して $C_{sf} = 5/48$ とする。また同様に、補剛材の曲げ剛性が高い場合には、大きな曲げ強度は必要とせず、その下限は内外管の隙間と初期たわみの和 ($e + v_0$) で定まり、補剛力分布の影響は小さくなることがわかる。

§7-3 二重鋼管部材と単鋼管部材の軸方向加力実験

7-3-1 試験体および実験方法

図7-4に実験概要を示し、図7-5に試験体形状を示す。試験体はエンドプレート内面を中心として鉛直方向にのみ回転するピン治具⁴⁸⁾で支持される。したがって、エンドプレート内法間距離(l)が座屈長さとなる。鋼管の溶接シームは鉛直方向の座屈に影響を及ぼさないように水平方向に位置させる。ピン治具には、回転摩擦力を極力低減するよう軸受けベアリングを使用する。なお、カウンターバランスを設けることにより、ピン治具の重量によって生じる端部の回転モーメントをキャンセルしている。

表7-1に試験体一覧を示す。使用する鋼管は全試験体で同一であり、軸力材となる外管は $76.3\phi \times 2.8$ (mm)の冷間成形鋼管であり、内管は $70.0\phi \times 5.0$ (mm)の機械構造用鋼管である。試験体長さ(細長比)を変化させることにより、前節の補剛条件を満足するものとししないものを用意する。図7-6に必要曲げ強度—曲げ剛性関係を示し、図中に各二重鋼管試験体の断面性能をプロットする。ただし、 $e = 0.7\text{mm}$, $v_0 = 0$ として算出している。細長比が60と75の試験体は安全域に位置し、細長比が90と105の試験体は危険域に位置している。なお、比較のため各細長比ごとに単鋼管部材の試験を行う。

内管には軸力が作用しないよう、端部に15mmずつ合計30mmのクリアランスを設けている。本

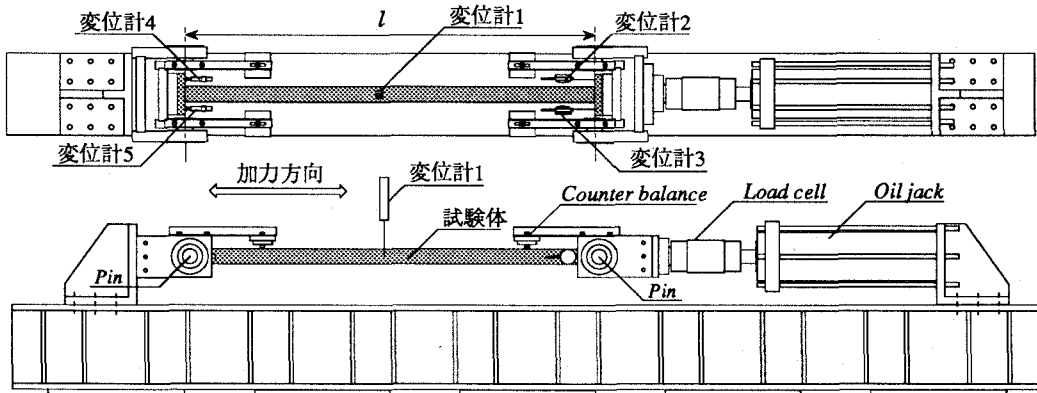


図7-4 実験概要図

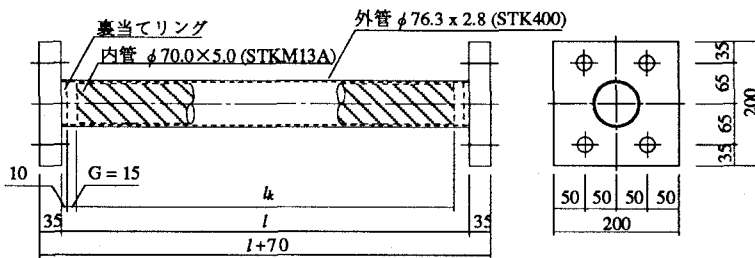
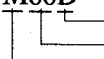


図7-5 試験体の形状と寸法

表 7-1 試験体一覧

	試験体名	外管	内管	荷重方法
		$l(mm)$	$h(mm)$	
二重鋼管	M60D	1560	1510	単調荷重
	M75D	1950	1900	
	M90D	2340	2290	
	M105D	2730	2680	
	A60D	1560	1510	繰返し荷重
	A75D	1950	1900	
	A90D	2340	2290	
	A105D	2730	2680	
単鋼管	M60	1560		単調荷重
	M75	1950		
	M90	2340		
	M105	2730		
	A60	1560		繰返し荷重
	A75	1950		
	A90	2340		
	A105	2730		

M60D


 D: 二重鋼管、なし: 単鋼管
 細長比
 M: 単調荷重、A: 繰返し荷重

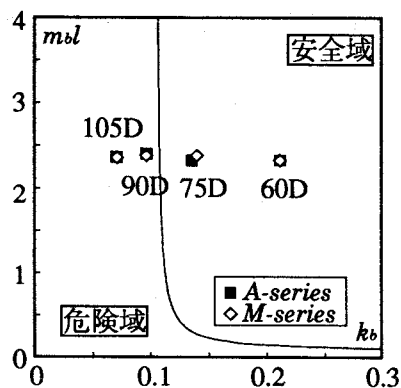


図 7-6 各試験体の補剛性能

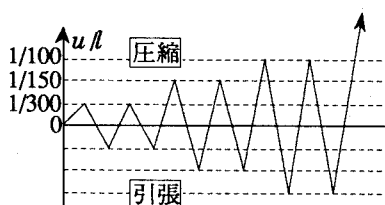


図 7-7 荷重計画

表 7-2 素材試験結果と試験体の断面諸量

	試験体名	内管	l (mm)	D (mm)	t (mm)	A (mm ²)	I (cm ⁴)	Z (cm ³)	Z_p (cm ³)	σ_y (N/mm ²)	N_y (N)	M_y (N·cm)	M_p (N·cm)
単鋼管	M60		1558	76.3	2.64	610	41.5	10.9	14.3	3.62	22.1	39.3	51.8
	M75		1950	76.3	2.64	611	41.5	10.9	14.3	3.53	21.6	38.4	50.6
	M90		2338	76.4	2.64	611	41.6	10.9	14.4	3.53	21.6	38.5	50.7
	M105		2728	76.3	2.64	611	41.5	10.9	14.3	3.53	21.6	38.4	50.6
	A60		1558	76.3	2.64	610	41.4	10.9	14.3	3.62	22.1	39.3	51.8
	A75		1949	76.2	2.65	613	41.5	10.9	14.4	3.60	22.1	39.2	51.7
	A90		2340	76.3	2.65	613	41.7	10.9	14.4	3.60	22.1	39.3	51.8
	A105		2730	76.3	2.64	610	41.4	10.9	14.3	3.64	22.2	39.5	52.1
二重鋼管	M60D	A	1559	76.1	2.65	612	41.3	10.9	14.3	3.60	22.0	39.1	51.5
	M75D	A	1949	76.3	2.64	611	41.5	10.9	14.3	3.53	21.6	38.4	50.6
	M90D	A	2338	76.5	2.64	612	41.8	10.9	14.4	3.53	21.6	38.6	50.8
	M105D	A	2730	76.4	2.64	611	41.6	10.9	14.4	3.53	21.6	38.5	50.7
	A60D	A	1560	76.3	2.64	610	41.5	10.9	14.3	3.62	22.1	39.3	51.8
	A75D	A	1949	76.3	2.64	610	41.4	10.9	14.3	3.62	22.1	39.3	51.8
	A90D	B	2340	76.3	2.64	610	41.4	10.9	14.3	3.59	21.9	39.0	51.3
	A105D	B	2729	76.3	2.64	610	41.4	10.9	14.3	3.64	22.2	39.5	52.0
内管	内管A			70.0	4.98	1017	54.1	15.4	21.1	3.33	33.9	51.4	70.2
	内管B			70.0	5.08	1036	54.9	15.7	21.5	3.37	34.9	52.9	72.3

l : 材長、 D : 管径、 t : 管厚、 A : 断面積、 I : 断面二次モーメント、 Z : 断面係数
 Z_p : 塑性断面係数、 σ_y : 降伏応力度、 N_y : 降伏軸力、 M_y : 降伏モーメント、 M_p : 全塑性モーメント

実験では内管は単に外管内部に挿入されるのみで、特に固定されていない。二重鋼管部材の実際の適用に際しては、材中央部の外管に穴をあけ、プラグ溶接により内管を固定することを考えている

載荷方法は単調および繰返し軸方向載荷であり、繰返し載荷は図7-7の載荷計画に基づいて行なう。また、変位計1により鋼管の横たわみを、変位計2～5により鋼管の軸方向変位を測定する。

素材試験として短柱圧縮試験、ならびに引張試験を行なった。短柱圧縮試験体の材長は鋼管径の3倍とし、外管に対応する76.3 ϕ ×2.8を229mm、内管に対応する70.0 ϕ ×5.0を210mmとした。引張試験は短柱圧縮試験体と同じ長さの鋼管に、引張るための治具を端部に溶接して行なった。鋼材種別は外管がSTK400、内管がSTKM13Aである。降伏応力度の算定には0.2%offset値を用いた。

表7-2に素材試験結果と試験体の断面諸量を示す。本実験では圧縮載荷時の座屈を問題とするため、外管については短柱圧縮試験より得られた降伏応力度を採用する。軸力の作用しない曲げ材である内管の降伏応力度は、短柱圧縮試験および引張試験より得られた降伏応力度の平均値とする。

7-3-2 実験結果および考察

表7-3に実験結果の一覧を示す。図7-8に単調圧縮載荷による荷重－軸方向変形関係を、図7-9に荷重－横たわみ関係を細長比毎に示す。荷重－軸方向変形関係の横軸、縦軸はそれぞれ試験体外管

表7-3 実験結果の一覧

	試験体	P_{max} ϕ	u_{max} (mm)	v_{max} (mm)	P_{max} N_y	u_{max} u_y	v_{max} l ($\times 10^{-2}$)	座屈 方向
単 鋼 管	M60	19.10	2.44	1.80	0.87	0.91	0.11	D
	M75	16.45	2.59	4.00	0.76	0.79	0.21	D
	M90	14.35	2.68	2.40	0.67	0.68	0.10	D
	M105	11.25	2.41	5.40	0.52	0.53	0.20	D
	A60	19.05	2.42	2.50	0.86	0.90	0.16	U
	A75	17.70	2.69	5.80	0.80	0.81	0.30	U
	A90	14.95	2.80	2.00	0.68	0.70	0.09	D
	A105	11.45	2.45	9.90	0.52	0.52	0.36	U
二 重 鋼 管	M60D	31.30	29.19	0.10	1.42	10.92	0.01	*1
	M75D	25.85	24.71	23.10	1.20	7.54	1.19	*1
	M90D	20.50	7.45	24.60	0.95	1.90	1.05	D
	M105D	17.80	4.38	7.00	0.82	0.95	0.26	D
	A60D	25.00	15.57	4.10	1.13	5.79	0.26	*2
	A75D	24.90	18.17	13.20	1.13	5.41	0.68	*3
	A90D	21.40	5.77	16.30	0.98	1.44	0.70	D
	A105D	19.55	4.58	8.30	0.88	0.97	0.30	D

P_{max} : 最大荷重 u_{max} : 最大荷重時の軸方向変形 v_{max} : 最大荷重時の中央横たわみ

U: 鉛直上方向に曲げ座屈した場合 D: 鉛直下方向に曲げ座屈した場合

*1: 座屈せず端部局部座屈により耐力減少

*2: 座屈せず $l/100$ のループ2回目で端部局部座屈により耐力減少、表中の最大値は $l/100$ のループでの最大値

*3: 座屈せず $l/100$ のループ1回目で端部局部座屈により耐力減少、最大値は局部座屈発生時

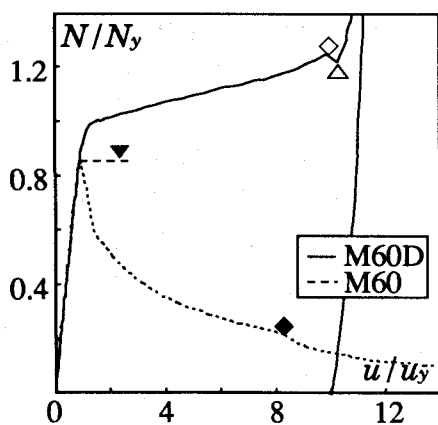


図 7-8 (a) 荷重-軸方向変形関係
(細長比 60)

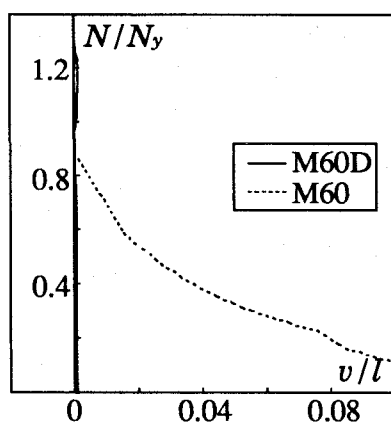


図 7-9 (a) 荷重-横たわみ関係
(細長比 60)

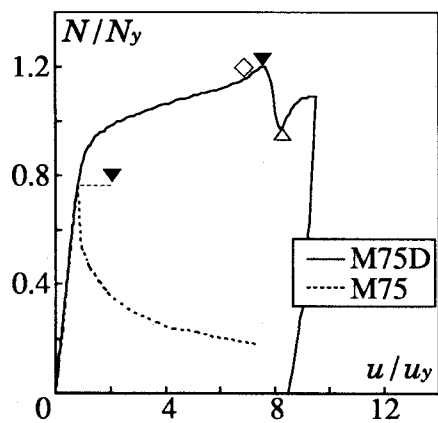


図 7-8 (b) 荷重-軸方向変形関係
(細長比 75)

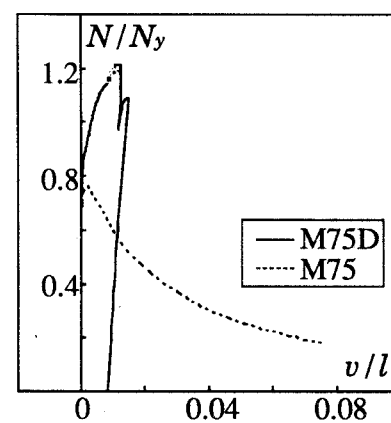


図 7-9 (b) 荷重-横たわみ関係
(細長比 75)

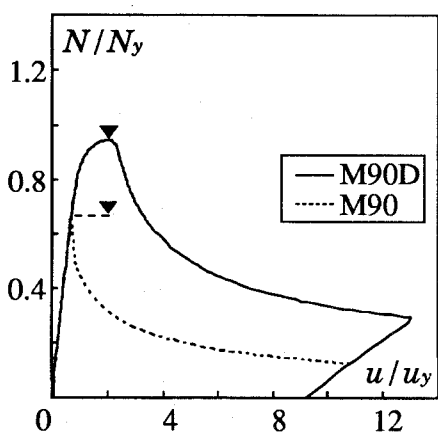


図 7-8 (c) 荷重-軸方向変形関係
(細長比 90)

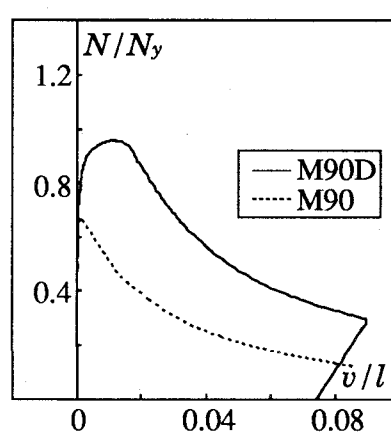


図 7-9 (c) 荷重-横たわみ関係
(細長比 90)

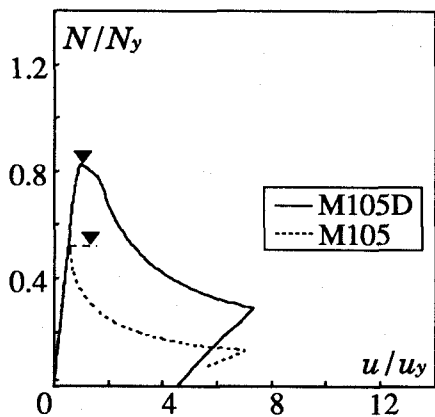


図 7-8 (d) 荷重—軸方向変形関係
(細長比 105)

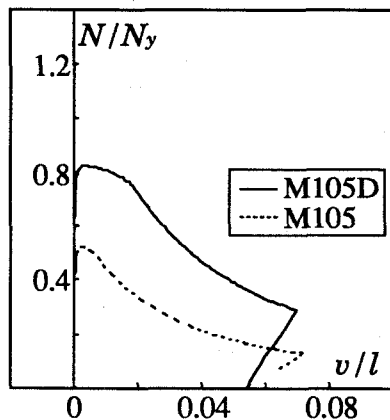


図 7-9 (d) 荷重—横たわみ関係
(細長比 105)

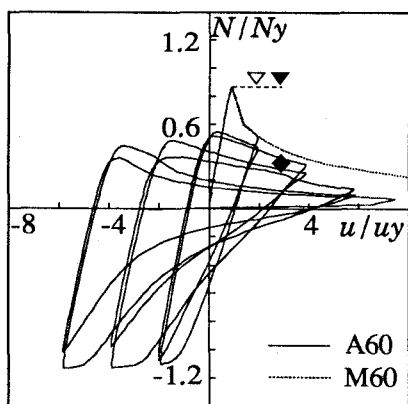


図 7-10 (a) 荷重—軸方向変形関係
(単鋼管部材、細長比 60)

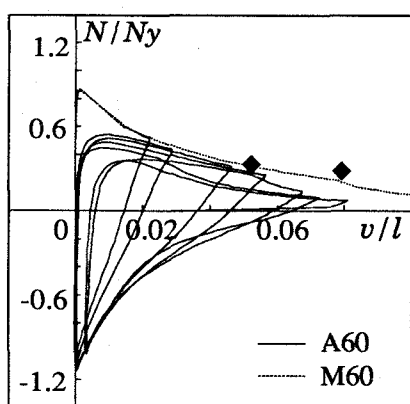


図 7-11 (a) 荷重—横たわみ関係
(単鋼管部材、細長比 60)

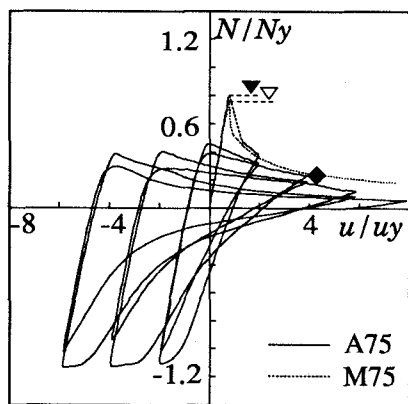


図 7-10 (b) 荷重—軸方向変形関係
(単鋼管部材、細長比 75)

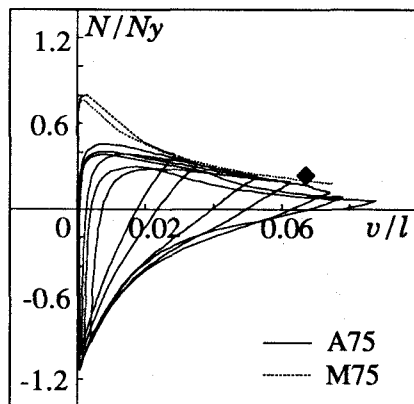


図 7-11 (b) 荷重—横たわみ関係
(単鋼管部材、細長比 75)

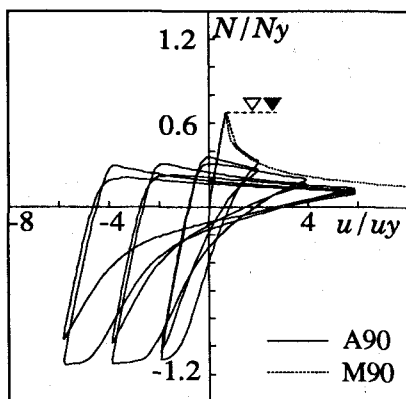


図 7-10 (c) 荷重—軸方向変形関係
(単鋼管部材、細長比 90)

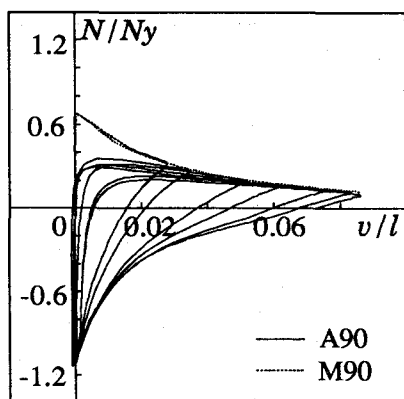


図 7-11 (c) 荷重—横たわみ関係
(単鋼管部材、細長比 90)

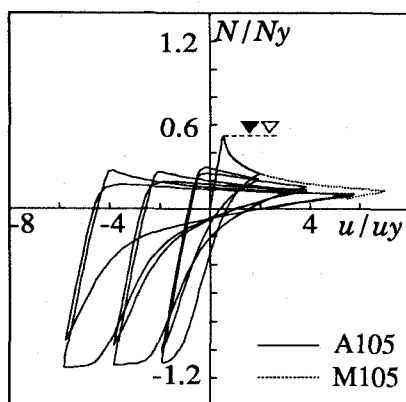


図 7-10 (d) 荷重—軸方向変形関係
(単鋼管部材、細長比 105)

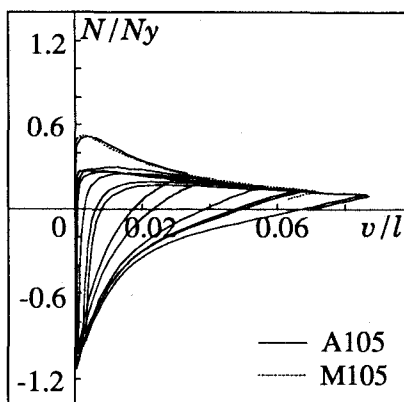


図 7-11 (d) 荷重—横たわみ関係
(単鋼管部材、細長比 105)

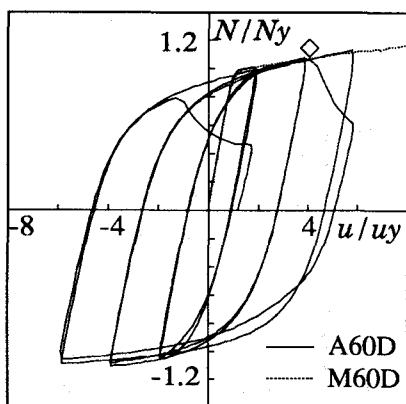


図 7-12 (a) 荷重—軸方向変形関係
(二重鋼管部材、細長比 60)

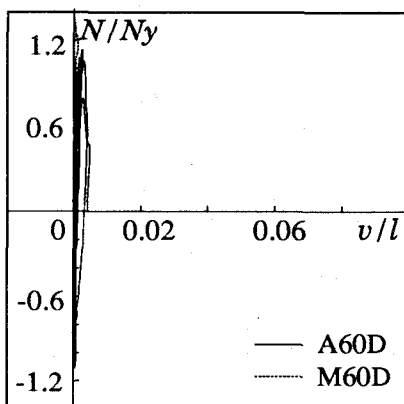


図 7-13 (a) 荷重—横たわみ関係
(二重鋼管部材、細長比 60)

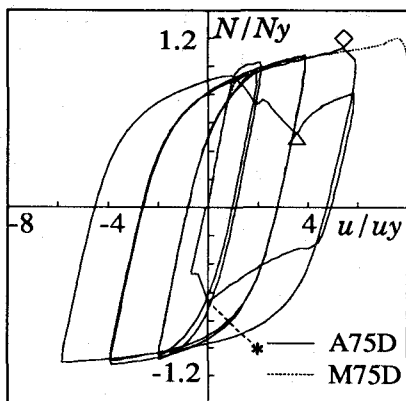


図 7 - 12 (b) 荷重—軸方向変形関係
(二重鋼管部材、細長比 75)

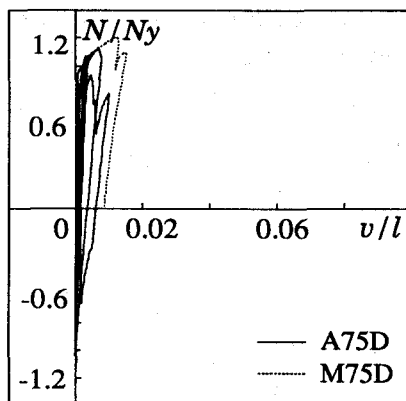


図 7 - 13 (b) 荷重—横たわみ関係
(二重鋼管部材、細長比 75)

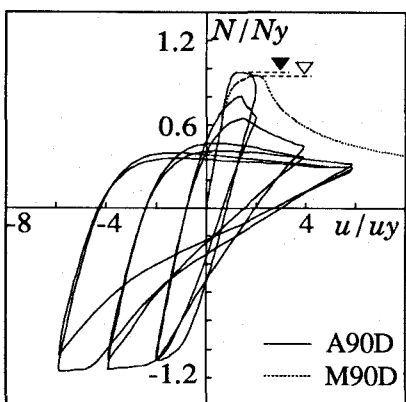


図 7 - 12 (c) 荷重—軸方向変形関係
(二重鋼管部材、細長比 90)

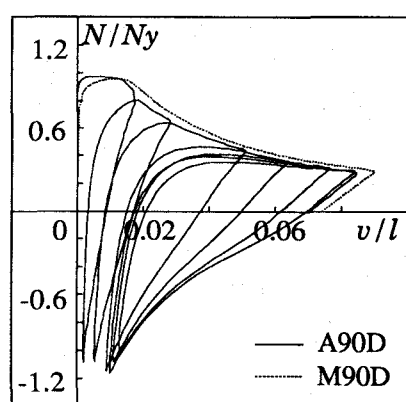


図 7 - 13 (c) 荷重—横たわみ関係
(二重鋼管部材、細長比 90)

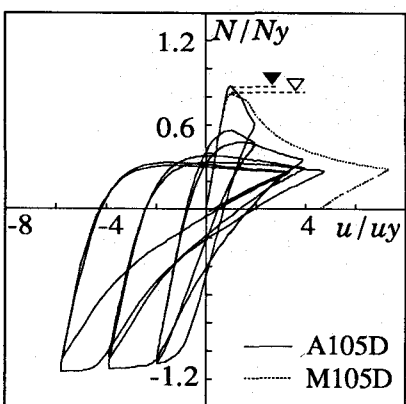


図 7 - 12 (d) 荷重—軸方向変形関係
(二重鋼管部材、細長比 105)

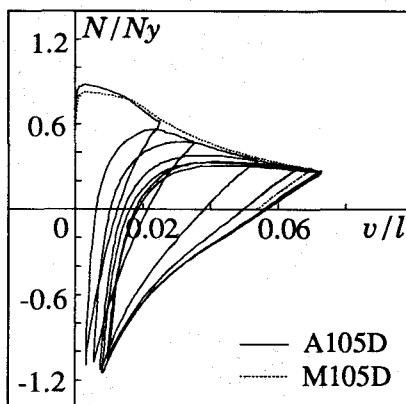


図 7 - 13 (d) 荷重—横たわみ関係
(二重鋼管部材、細長比 105)

の降伏縮み u_y 、降伏軸力 N_y により、また、荷重－横たわみ関係の横軸、縦軸はそれぞれ試験体の材長 l 、降伏軸力 N_y により無次元化されている。いずれも圧縮荷重方向を正とする。図中、実線は二重鋼管を、点線は単鋼管を示す。▼印はそれぞれの最大荷重レベルを示し、◆印は部材中央での局部座屈の発生時点を示す。また、M60D および M75D の△印は内管両端がエンドプレートに接触したことにより荷重が上昇した時点を示している。繰返し載荷による実験結果を図7-10～13に示す。図7-10と図7-11は単鋼管部材の荷重－軸方向変形関係と荷重－横たわみ関係であり、図7-12と図7-13は二重鋼管部材に対する結果である。比較のために各試験体の単調載荷実験結果を点線で付記し、その最大荷重レベルを▽印で示す。縦軸、横軸、および図中の記号は図7-8,9と同じである。

単鋼管試験体について、単調圧縮載荷実験の結果、すべての試験体が曲げ座屈した。曲げ座屈後は荷重の低下とともに変形が進み、M60では曲げ座屈を生じた中央部分の凹側部分において局部座屈が発生した。繰返し載荷の場合も単調載荷と同様に、処女載荷の振幅 $u/l=1/300$ のループですべての単鋼管試験体が曲げ座屈し、その後のループでは劣化型の履歴性状を示した。

二重鋼管試験体は同細長比の単鋼管と比較して、耐力および軸方向変形能が大きくなっていることがわかる。特に細長比が60, 75のM60D, M75D試験体においては、曲げ座屈することなく軸方向に大きな塑性変形を示した。これらの試験体では、◇印の時点で端部に局部座屈（ちょうちん座屈）が発生し、その後耐力が減少した。細長比が90および105のM90D, M105D試験体は軸方向にさほど塑性変形せずに曲げ座屈し、荷重が低下した。M105D試験体の曲げ座屈状況を写真7-1に示す。以上の傾向は繰返し載荷の場合も同様であり、A60D, A75D試験体は座屈することなく塑性変形し、◇印の時点で端部に局部座屈（ちょうちん座屈）が発生するまでは安定した紡錘形の履歴性状を示した。A75D試験体では、最終的に*印の時点で端部の局部座屈部分が引張側で破断した。それに対し

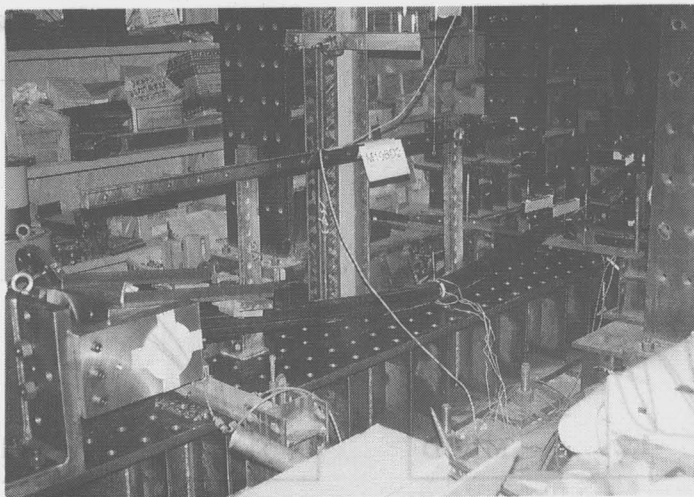


写真7-1 M105Dの曲げ座屈状況

A90D, A105D 試験体は、処女載荷の振幅 $u/l=1/300$ のループで曲げ座屈を生じ、以降のループでは劣化形の履歴性状を示した。図 7-6 に示したように、細長比 60 と 75 の試験体が安全域、細長比 90 と 105 の試験体が危険域に存在している。実験結果はこれに良く対応しており、§ 7-2 に示した補剛条件式の妥当性が確認できる。

細長比が 60 と 75 の二重鋼管試験体 (M60D, M75D) の端部局部座屈状況を写真 7-2 (a), (b) に示す。M60D 試験体では局部座屈波形が軸対称に成長しているのに対し、M70D 試験体では局部座屈波形が非対称に成長し、最終的に部材端部が屈曲している。外管が圧縮力を受けて塑性化し、曲げ剛性が無くなった状態のモデルを図 7-14 に示す。モデル図は内管と外管を内外逆に示している。端部の内管で補剛されていない範囲がピン状態になることにより、二重鋼管部材が不安定系に移行していることがわかる。本試験体の場合、端部の構造的なピン位置と外管の塑性化に伴うピン位置との距離 a が 10mm と小さいため、M60D では不安定挙動が生じず、M70D では最終的に不安定挙動を示したものの、十分な軸方向変形を達成するまで安定して挙動したものと考えられる。実構造物において a 寸法はある程度の長さを有する場合が多いため、そのような場合には二重鋼管部材の端部形状に工夫が必要となる。次章の 2 層立体トラスに組み込む二重鋼管部材には、これを踏まえて端部形状に工夫を施している。

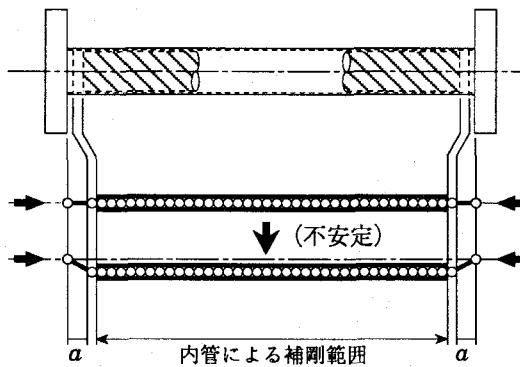


図 7-14 二重鋼管部材の塑性化時の力学モデル



写真 7 - 2 (a) M60D の端部局部座屈状況



写真 7 - 2 (b) M75D の端部局部座屈状況

§7-4 結 論

本章では、従来の装置としての *FLD* と発想を異にした *FLD* 部材として、鋼管内部にもう一本の鋼管を挿入した二重鋼管部材を提案し、その補剛性能を実験的に評価した。得られた主な結論を以下に要約する。

- 1) 二重鋼管部材は同細長比の単鋼管と比較して耐力、軸方向変形ともに増大する。
- 2) アンボンドブレースに対して導かれた補剛条件式は、二重鋼管部材にも適用可能であり、(7-3) 式を満足する二重鋼管部材は、単調载荷により曲げ座屈することなく軸方向変形を増大させる。さらに、繰返し载荷においても安定した紡錘形の復元力特性を示す。
- 3) 適正に補剛された二重鋼管部材は、軸方向変形性能が端部の局部座屈（ちょうちん座屈）で支配される。

第8章 フォースリミテイングデバイスを配置した2層立体トラスの静的鉛直載荷実験

§8-1 序 論

*FLD*を組み込んだ2層立体トラスの研究は、定性的におよび数値解析によって有効性を論じることから初められた⁴⁾。トラス模型の静的載荷実験による検証はまず *Schmidt* らによって行われ³⁹⁾、その後 *Parke* らによっても行われている^{40), 41)}。しかし、これらの実験では圧縮部材の座屈により早期に耐力が低下し、十分な塑性変形が達成されていない結果に終わっている。原因は *FLD* の不安定性にあると考えられる。

前章で提案した二重鋼管部材は、単材として安定した荷重－変形挙動を示しており、補剛条件も明快であることから、トラスに組み込んだ場合にも安定性が期待できる *FLD* である。本章では、上弦材の一部に二重鋼管部材を組み込んだ2層立体トラスの静的鉛直載荷実験を行い、*FLD* トラスの有効性を実験により検証する。

§8-2 試験体および実験方法

実験概要を図8-1と写真8-1に示す。試験体は四周の全節点でローラー支持された5×5グリッドの2層立体トラスであり、部材長は全て1mである。支持点の詳細を図8-2と写真8-2に示す。各支持節点は球座を用いて回転自由とし、ステンレスプレート2枚を用いて水平方向の移動を自由としている。全体の剛体移動は *PC* 鋼棒を介して試験体に引張荷重を載荷することにより拘束される。載荷点の詳細を写真8-3に示す。荷重は中央4箇所下部節点に、油圧系統を同一とした4台のオイルジャッキを用いて、大きさが等しい比例荷重によって与える。

試験体は、全部材を同一の円形鋼管部材で構成した通常トラスと、図8-1中に太実線で示す部材を二重鋼管部材に置き換えた *FLD* トラスである。既往の研究によれば、座屈部材で構成される通常トラスは、図中の太実線の上弦材が順次座屈してヒンジラインを形成し、崩壊に至ることが報告されている¹⁾。 *FLD* 部材の配置はこの知見を基に決定した。したがって、§6-3の *FLD* の配置方法に関する検討結果は基本的に反映されていない。しかし、本試験体の下弦材は引張降伏するため、*FLD* 部材が上弦材の対称位置に配置されていないことを除けば、§6-3の *ULcross* 状の配置と同じ配置となっている。

使用した部材の断面諸量と素材試験結果を表8-1に示す。降伏応力度(σ_y)は0.2%オフセット値を示している。表中の細長比(λ)は部材両端をピンとして算出した値である。二重鋼管部材は、その

表8-1 部材の断面諸量と素材試験結果

	外管						内管(鋼棒)		
	$\phi(mm)$	$t(mm)$	$A(cm^2)$	$I(cm^4)$	λ	$\sigma_y(t/cm^2)$	$\phi(mm)$	$A(cm^2)$	$I(cm^4)$
通常部材	42.72	4.54	5.45	10.07	73.6	3.19	—	—	—
二重鋼管	42.75	2.08	2.66	5.52	—	3.54	37.6	11.100	9.811

ϕ : 鋼管の直径、 t : 鋼管の肉厚、 A : 断面積、 I : 断面二次モーメント、 λ : 細長比、 σ_y : 降伏応力度

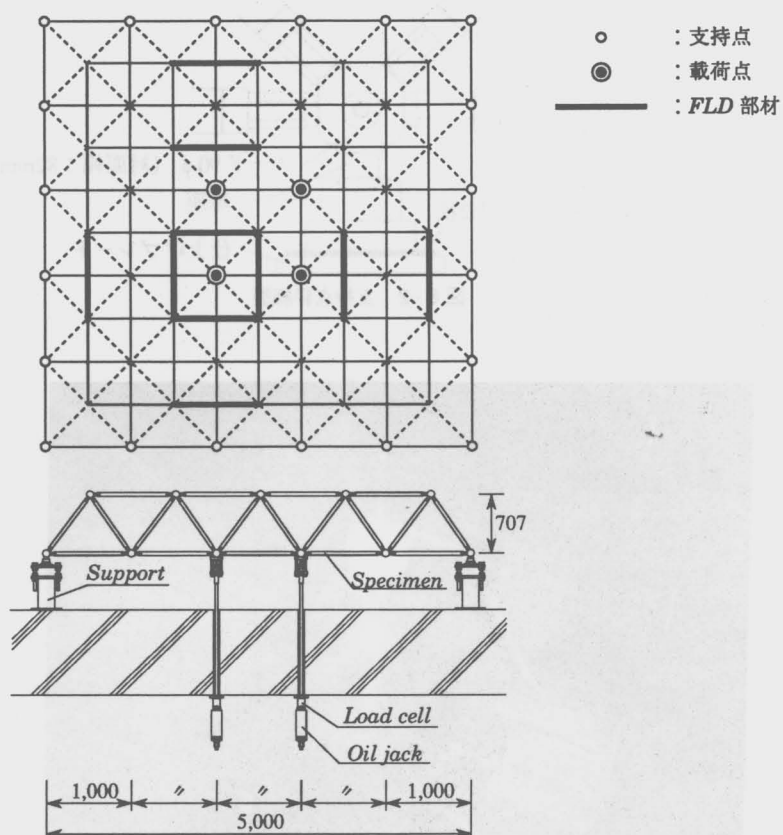


图 8-1 实验概要图

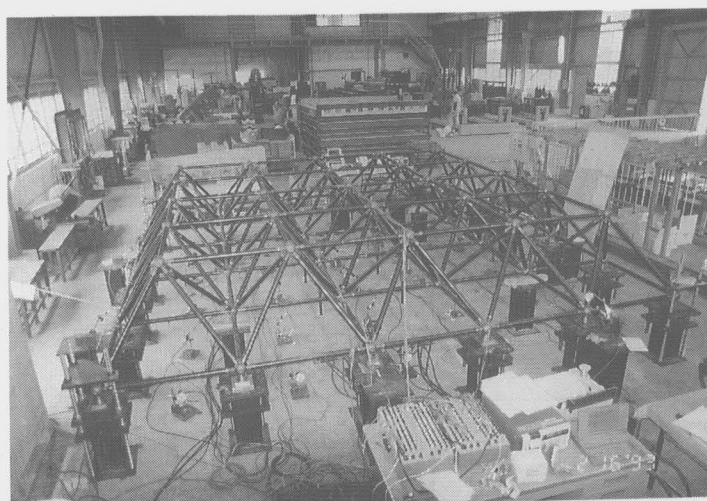


写真 8-1 实验概要全景

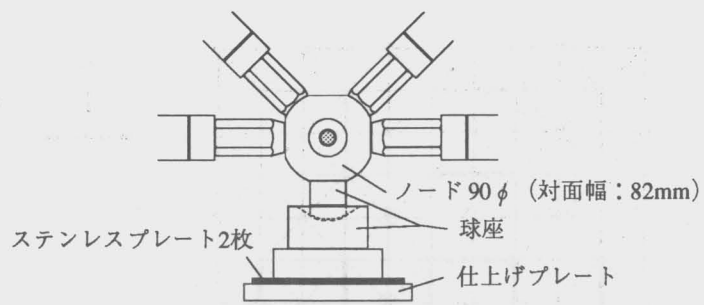


図 8-2 支持点詳細図

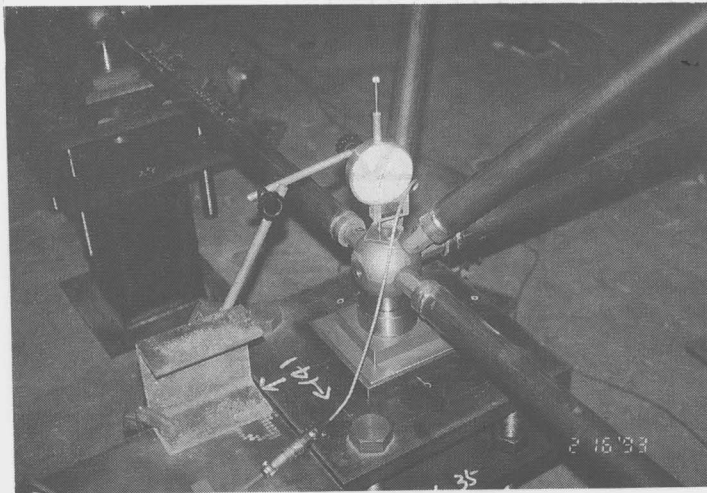


写真 8-2 支持点詳細

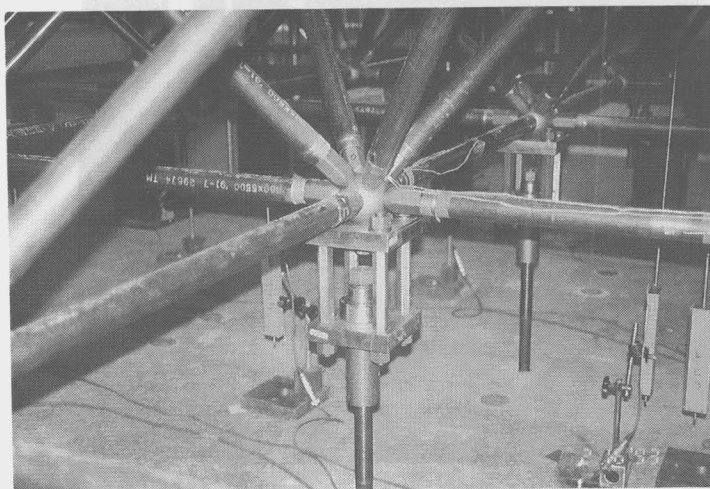


写真 8-3 載荷点詳細

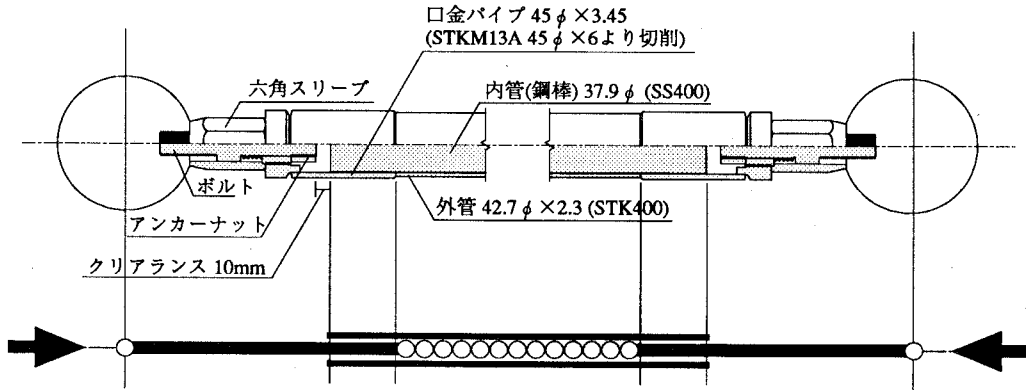


図 8-3 二重鋼管部材

降伏軸力すなわち FLD の制限荷重が、 σ_y を F 値とみなして算出した通常部材の短期許容圧縮軸力に等しくなるように設計した。しかし、鋼管の σ_y は製造ロットによってかなりばらつくため、実際には § 8-3 に示すように、二重鋼管部材の降伏軸力は通常部材の短期許容圧縮軸力よりも若干下回っている。

二重鋼管部材の詳細を図 8-3 に示す。径が小さいため、内管には鋼棒を用いている。内管（鋼棒）とアンカーナットとのクリアランスは 10mm であり、両端併せて 20mm の塑性変形が可能である。なお、内管（鋼棒）はプラグ溶接により部材中央で外管に固定されている。§ 7-3-2 に示したように、端部のクリアランス部分で外管が塑性化すれば、その部分が内管で補剛されていないため、ピン状態となって不安定挙動を示す可能性がある（図 7-14 参照）。そのため本二重鋼管では、外管の端部を軸部よりも肉厚の口金パイプで補強し、当該部分を塑性化させないようにしている。これにより、部材の力学モデルは図 8-3 の下図のように表せ、安定挙動が期待できる。

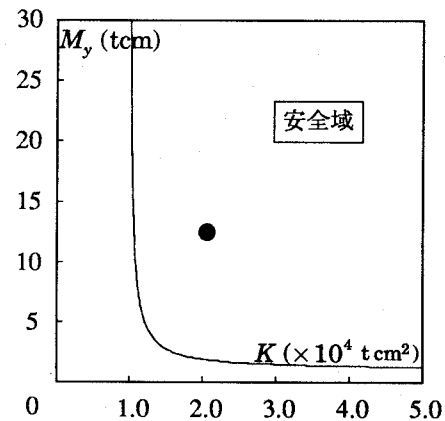


図 8-4 内管の必要曲げ強度—曲げ剛性関係

二重鋼管部材が全体座屈しないための必要曲げ強度—曲げ剛性関係（§ 7-2 参照）を図 8-4 に示す。縦軸は内管の降伏曲げ強度 (M_y) であり、横軸は内管の曲げ剛性 (K) である。ただし、 $K = EI$ 、 E : ヤング係数、 I : 内管の断面 2 次モーメント。本二重鋼管に用いる内管（鋼棒）の断面性能を ● 印で図中に示す。● 印は必要曲げ強度—曲げ剛性関係の右上の安全域に位置しており、内管（鋼棒）の補剛性能が十分であることがわかる。

§ 8-3 個材の軸力—軸変形挙動

本実験で用いる通常部材と二重鋼管による FLD 部材の、個材としての軸力 (N)—軸変形 (δ) 挙動の実験結果を示す。図 8-5 に示すように、半割りにした球ノードを部材端部に接合し、切断面の平

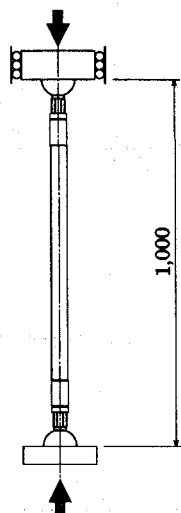


図 8-5 個材の軸圧縮荷重実験

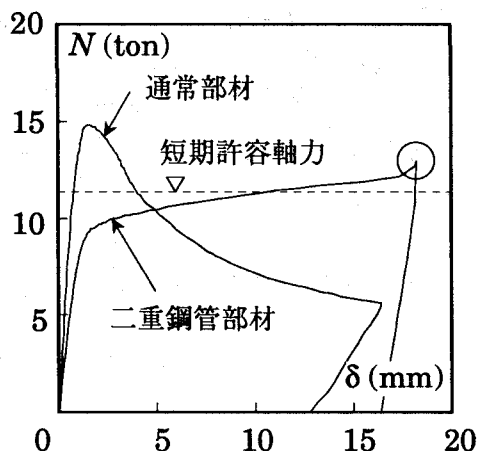


図 8-6 個材の軸力-軸変形関係

行を保持しながら載荷した。 $N-\delta$ 関係を図 8-6 に示す。ただし、圧縮が正である。図中の○印で囲った部分は、二重鋼管部材の内管（鋼棒）がアンカーナットと接触して荷重が上昇し始めた時点であり、実験はここで除荷している。図中の破線は、通常部材の σ_y を F 値とみなして算出した短期許容圧縮軸力レベルである。二重鋼管部材の降伏軸力すなわち FLD の制限荷重は、通常部材の短期許容圧縮軸力より若干小さいが、ほぼ同程度の大きさになっている。

§8-4 通常トラスと FLD を配置した2層立体トラスの荷重-変形挙動

通常トラスと FLD トラスの荷重-変形関係の実験結果を、図 8-7 に重ねて示す。縦軸は載荷点一箇所あたりの平均荷重(V)であり、横軸は中央上部節点の鉛直変位(dc)である。

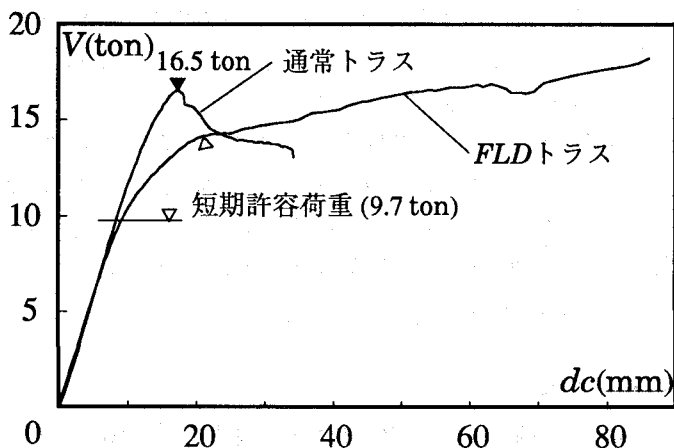


図 8-7 荷重-中央上部節点の鉛直変位関係

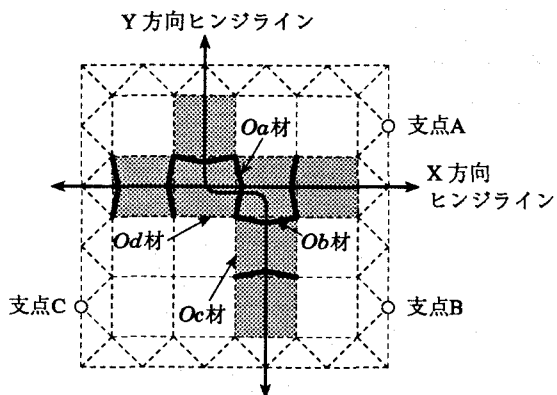
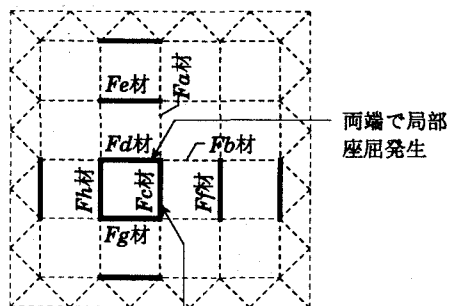


図 8-8 (a) 通常トラスの崩壊状況



全長にわたって、小さな局部座屈波形を観察

図 8-8 (b) FLD トラスの崩壊状況

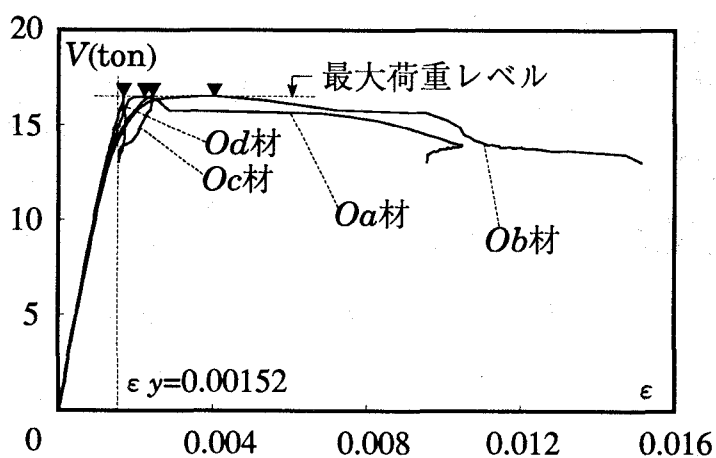


図 8-9 (a) 荷重-中央上弦材のひずみ関係 (通常トラス)

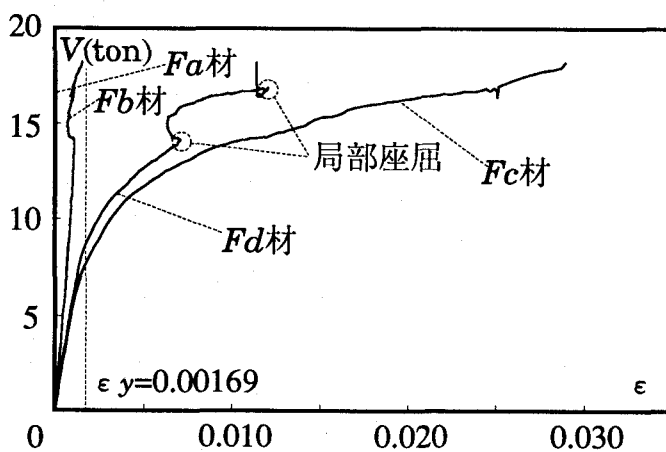
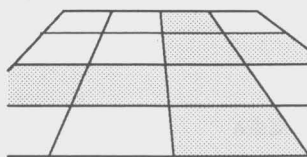


図 8-9 (b) 荷重-中央上弦材のひずみ関係 (FLD トラス)



ヒンジライン形成位置

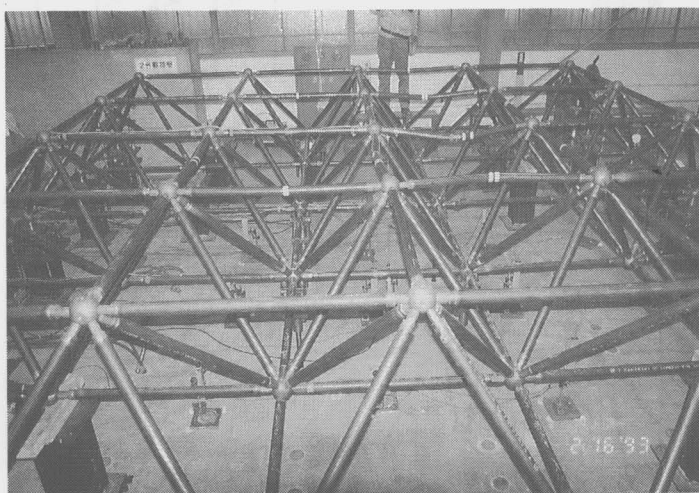


写真 8-4 通常トラスのヒンジライン形成状況

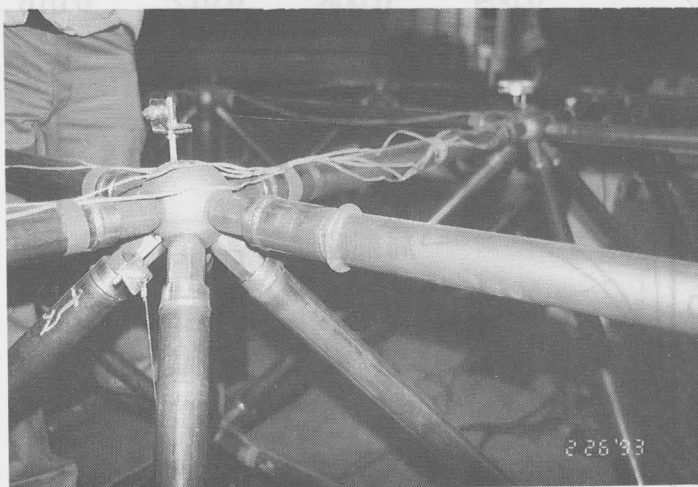


写真 8-5 二重鋼管部材の局部座屈状況

通常トラス試験体では、 $V = 16.5 \text{ ton}$ の時点で図 8-8 (a) に示す Oa 材と Ob 材がほぼ同時に座屈し、その後荷重が減少した。最終的には、図 8-8 (a) の太線で示す部材に顕著な部材座屈が認められ、図中の網掛け部分にヒンジラインが形成された（写真 8-4 参照）。 X 方向のヒンジラインは一直線状に形成されているが、 Y 方向のヒンジラインは途中で隣りのグリッドに移動している。実験後に支持点の球座を確認したところ、図 8-8 (a) に示す支点 A, B, C の 3 箇所の球座の高さが他よりも約 1 mm 低く、球座の接触面に隙間が認められた。この内支点 A の不整が、 Y 方向のヒンジラインが一直線状に形成されなかった原因と考えられる。図 8-9 (a) に中央上弦材（ Oa, Ob, Oc, Od 材）の中央表裏の平均ひずみ ϵ を示す。縦軸は V 、横軸は ϵ である。 Oa 材と Ob 材では、座屈後にひずみが増大しているのに対し、これらに隣接する Oc 材と Od 材では弾性除荷しており、ヒンジライン部分の部材の塑性化が進行しながら崩壊したことがわかる。

FLD トラス試験体では、短期許容荷重の $V = 9.7 \text{ ton}$ 付近から剛性が低下し始め、応力再配分により荷重が漸増した。 $V = 14.2 \text{ ton}$, $dc = 21.1 \text{ mm}$ の△印の時点で、図 8-8 (b) に示す Fd 材（二重鋼管部材）のトラス中央側端部に局部座屈が発生したが、荷重は漸増し続け、最終的には $dc = 86.2 \text{ mm}$ の時点で載荷システムの都合により載荷を終了した。したがって、本 FLD トラスの最大変形能力を確認するには至らなかったが、通常トラスの最大荷重時変形 ($dc = 17.4 \text{ mm}$) の約 4.5 倍以上の変形能力が確認できた。最終的に、図 8-8 (b) の Fd 材の二重鋼管では両端部に局部座屈が発生し（写真 8-5 参照）、 Fc 材の二重鋼管では全長にわたって小さな局部座屈波形が観察された。

図 8-9 (b) に中央上弦材（ Fa, Fb, Fc, Fd 材）の中央裏表の平均ひずみ ϵ を示す。縦軸は V 、横軸は ϵ である。 Fc 材と Fd 材が二重鋼管部材であり、 Fa 材と Fb 材がこれらに隣接する通常部材である。 Fd 材では端部の局部座屈発生に伴い、途中 2 箇所でひずみの戻りが生じている。荷重の増加に伴い Fc 材と Fd 材のひずみが増大するのに対し、 Fa 材と Fb 材のひずみは弾性域にとどまっており、 Fc 材と Fd 材が FLD として十分に機能していることがわかる。 Fd 材では、2 回目の局部座屈発生以後、荷重の増加に対してひずみが増加していない。これは局部座屈の発生で内管（鋼棒）がアンカーナットと接触したため、外管にそれ以上の塑性変形が生じなくなったものと考えられる。

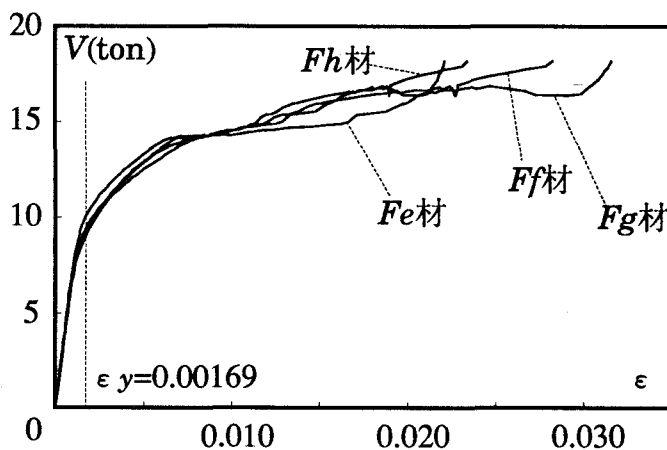


図 8-10 荷重-二重鋼管部材のひずみ関係 (FLD トラス)

図 8-10 に他の二重鋼管部材の平均ひずみ ε を、図 8-9 (b) と同様に示す。いずれも安定して塑性変形が進行している。*Fe* 材と *Fg* 材では荷重の増加に対して、ひずみの増加が途中から鈍化している。これは *Fd* 材と同様に、内管（鋼棒）がアンカーナットと接触し始めている現象と解釈できる。

§8-5 結 論

本章では二重鋼管部材を *FLD* 部材として 2 層立体トラスに組み込み、静的鉛直荷重実験を行った。得られた主な結論を以下に要約する。

- 1) 通常トラスの崩壊過程は既往の実験結果と同様の性状を示した。すなわち、最初に中央上弦材が座屈した後に順次外側の弦材が座屈し、最終的にヒンジラインが形成されて崩壊に至った。
- 2) *FLD* 部材を上弦材の中央列に縦横に配置することにより、安定した荷重－変形挙動が得られ、通常トラスの最大荷重時変形の約 4.5 倍以上の変形能力が達成できた。
- 3) 二重鋼管部材は *FLD* 部材として 2 層立体トラスに適用可能である。

第9章 結 語

本研究では、立体トラスの部材座屈を伴う複合非線形挙動の解明と、立体トラスの耐震性能の向上を目的として、主に次の4テーマについて検討、考察した。すなわち、

1. トラス部材の座屈後挙動を追跡できる静的および動的数値解析法の開発。(第2,3章)
2. *FLD* トラスの有効性に関する既往の研究成果(*FLD* トラスは不整にかかわらず安定した静的載荷能力を維持できるという提案)の、静的数値解析による定量的な検証。(第4章)
3. 建築物の屋上に設置された2層立体トラスの動的応答性状の解明、および*FLD* を利用した耐震設計手法の提案。(第5,6章)
4. 実用的な*FLD* の開発、および*FLD* を組み込んだ2層立体トラスの静的載荷実験による性能確認。(第7,8章)

以下に本研究を通して得られた主な結論を示す。

- 1) 部材の力学モデルに一般化硬化塑性ヒンジを採用し、非線型剛性方程式の数値解法に増分摂動法を採用することにより、座屈を伴うトラス部材の荷重-変形挙動を数値解析で精度良く追跡できる。
- 2) 部材の中央に材軸と直交する方向の慣性力を考慮することにより、限界細長比付近のトラス部材の動的座屈後挙動が解析可能となる。
- 3) 通常の2層立体トラスは、JASS6で認められている程度の不整により、載荷能力が10～20%程度低下することがあるが、*FLD* を組み込んだトラスは *Schmidt* らの提案どおり不整にかかわらず安定した載荷能力が保証される。
- 4) 建築物の屋上に設置された2層立体トラスには、下部建築物によって増幅された鉛直地震動が入力されるため、設計が鉛直地震動に支配される可能性が高い。
- 5) 建築物の屋上に設置された2層立体トラスに入力される地震エネルギーは、質量、固有周期、減衰定数、強度レベルがトラスと等価な1質点弾塑性振動系に入力されるエネルギーで評価できる。
- 6) 2層立体トラスの中央列の上下弦材が降伏するように *FLD* を配置することにより(第6章の *ULcross* 状の配置)、振動エネルギーを *FLD* で有効に吸収することができる。さらに、鉛直地震応答時の *FLD* の変形量と非崩壊部分の部材軸力が、簡便な解析で精度良く推定できる。
- 7) 結論5,6により、*FLD* を利用した2層立体トラスの耐鉛直地震設計手法が、地震エネルギーの収支バランスに基づいて提案できる。
- 8) 円形鋼管の中に別の鋼管を挿入して部材座屈を拘束する形式の二重鋼管部材は *FLD* 部材として機能し、補剛材としての内管に必要な強度、剛性条件が解析的に与えられる。
- 9) 二重鋼管部材を2層立体トラスの中央列の上弦材に配置することにより、安定した荷重-変形挙動が得られることを静的鉛直載荷実験により確認した。

参考文献

- 1) L. C. Schmidt, P. R. Morgan, and J. A. Clarkson, : Space Trusses with Brittle-Type Strut Buckling, Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 102, No. ST7, pp. 1479-1492, 1976. 7
- 2) L. C. Schmidt, P. R. Morgan, and A. Hanaor, : Ultimate Load Testing of Space Trusses, Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 108, No. ST6, pp. 1324-1335, 1982. 6
- 3) 和田 章、王 竹：ヒューマンエラーが複層立体トラス構造の力学的性質に与える影響に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第 410 号、pp. 71 - 80、1990 年 4 月
- 4) L. C. Schmidt, and A. Hanaor, : Force Limiting Devices in Space Trusses, Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 105, No. ST5, pp. 939-951, 1979. 5
- 5) Y. Yokoo, T. Nakamura, K. Uetani, : The incremental perturbation method for large displacement analysis of elastic - plastic structures, Int. J. Num. Meth. Engng., pp. 503 - 525, 1976
- 6) 日置興一郎：異方性合平板の応力解析理論とその応用、その 1、基礎理論、日本建築学会論文報告集、第 137 号、pp. 17 - 23、1967 年 7 月
- 7) 日置興一郎：異方性合平板の応力解析理論とその応用、その 2、応用、日本建築学会論文報告集、第 138 号、pp. 7 - 13、1967 年 8 月
- 8) 日置興一郎、坂 寿二：立体トラス平板の解析、その 1、版の有効剛性と方程式、日本建築学会論文報告集、第 157 号、pp. 33 - 39、1969 年 3 月
- 9) 日置興一郎、坂 寿二：立体トラス平板の解析、その 2、安定度と個材応力、日本建築学会論文報告集、第 158 号、pp. 19 - 23、1969 年 4 月
- 10) 日置興一郎：個材の弾性座屈で定まる剛接ラチス構造の有効強度、日本建築学会論文報告集、第 325 号、pp. 1 - 8、1973 年 3 月
- 11) 坂 寿二、日置興一郎：ねじ込み接合で組み立てた立体トラスの座屈挙動、日本建築学会論文報告集、第 331 号、pp. 1 - 9、1983 年 9 月
- 12) 日置興一郎、村上益美、村田雅枝：平行弦剛節トラス柱の構面内弾性座屈荷重の算定法、日本建築学会論文報告集、第 346 号、pp. 51 - 59、1984 年 12 月
- 13) 鈴木敏郎、小河利行、小崎 均：個材の座屈、塑性化で耐力の定まる複層立体トラス平版の大変形解析、日本建築学会構造系論文報告集、第 359 号、pp. 26 - 34、1986 年 1 月
- 14) T. Saka, : Approximate Analysis Method for Post-Buckling Behavior of Double-Layer Space Grids Constructed by A Bolted Jointing System, Proc. of 30 Anniversary of IASS, Madrid, pp. 387 - 400, 1989. 3
- 15) 加藤史郎、石川浩一郎：ピン接合単層ラチスドームの弾塑性座屈荷重について、日本建築学会構造系論文報告集、第 404 号、pp. 105 - 114、1989 年 10 月
- 16) 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、塑性設計架構の弾塑性応答性状に関する考察、日本建築学会論文報告集、第 268 号、pp. 87 - 98、1978 年 6 月

- 17) 石田修三、森迫清貴：増分摂動法を導入した一次元複合非線形有限要素法、日本建築学会構造系論文報告集、第 397、pp.73 - 82、1987 年 3 月
- 18) A.Jennings, : Frame Analysis Including Change of Geometry, Proc. of ASCE, No.ST4, pp. 627 - 644, 1963. 8
- 19) W. Prager, : The Theory of Plasticity; A Survey of Recent Achievement, Proc. of Inst. Mech. Engng. , Vol. 199, pp. 41 - 57, 1955
- 20) S. P. Timoshenko and J. M. Gere, : Theory of Elastic Stability, McGraw-Hill Book Company, Inc., pp. 158-162, 1936
- 21) G. Davies and B. G. Neal, : The Dynamical Behaviour of a Strut in a Truss Framework, Proc. of the Royal Society, Series A, Vol. 253, pp. 542 - 562, 1959
- 22) 和田 章、林 賢一：圧縮力と横方向の振動を受ける鋼構造トラス部材の共振時の挙動に関する非線形数値解析、日本建築学会構造系論文報告集、第 439 号、pp. 145 - 152、1992 年 9 月
- 23) 鈴木弘之、那花弘行：鉄骨剛接トラスの荷重・変形性状（その 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、構造系、pp. 1309 - 1310、1984 年 10 月
- 24) 石田修三、上谷宏二、森迫清貴、西村 督：増分摂動法を導入した一次元複合非線形有限要素法の動的解析への適用 (FERT-PD)、日本建築学会構造系論文報告集、第 408 号、pp. 67 - 75、1990 年 2 月
- 25) 久保田英之、和田 章：崩壊問題の動的解析法、日本建築学会構造系論文報告集、第 403 号、pp.97 - 103、1989 年 9 月
- 26) 久保田英之、和田 章、林 賢一：崩壊問題の動的解析と静的解との比較、日本建築学会構造系論文報告集、第 420 号、pp.43 - 50、1991 年 2 月
- 27) 郭 迎春、和田 章、王 竹：部材長さの初期不整が複層平板立体トラス構造の力学的性状に与える影響（その 1, 2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1313 - 1316、1990 年 10 月
- 28) 日本建築学会：建築工事標準仕様書・同解説 JASS6 鉄骨工事、1988
- 29) 加藤史郎、石川浩一郎、横尾義貫：大スパントラス構造物の耐震性に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第 360 号、pp.64 - 74、1986 年 2 月
- 30) 加藤史郎、石川浩一郎、横尾義貫：上下地震動を受けるトラス平板の耐震性について、日本建築学会構造系論文報告集、第 370 号、pp.60 - 68、1986 年 12 月
- 31) 石川浩一郎、加藤史郎：上下地震動を受ける二層立体ラチスドームの耐震性に関する研究、日本建築学会構造系論文報告集、第 447 号、pp. 79 - 88、1993 年 5 月
- 32) 和田 章、向 秀元：一方向大スパン複層円筒トラス構造物の地震応答解析、日本建築学会構造系論文報告集、第 413 号、pp.87 - 96、1990 年 7 月
- 33) 秋山 宏：2 次構造物の弾塑性応答、日本建築学会論文報告集、第 332 号、pp.30 - 37、1983 年 10 月
- 34) 上谷宏二：構造物崩壊の実像に迫る、建築年報 1992、建築雑誌 vol.102、No.1333、pp. 27 - 28、1992 増刊
- 35) 日本建築センター：構造計算指針・同解説、1991 年版、pp. 105

- 36) 日本建築学会：地震動と地盤、pp. 310、1983 年
- 37) 日本建築学会：地震動と地盤、pp. 50 - 51、1983 年
- 38) 渡部 丹、藤堂正喜：設計用模擬地震動に関する研究（その 1）、日本建築学会論文報告集、第 303 号、pp. 41 - 52、1981 年 5 月
- 39) A. Hanaor and L. C. Schmidt, : Space Truss Studies with Force Limiting Devices, Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 106, No. ST11, pp. 2313 - 2329, 1980. 11
- 40) A. Hanaor, C. Marsh and G. A. R. Parke, : Modification of Behavior of Double-Layer Grids: Overview, Journal of the Structural Division ASCE, Vol. 115, No. ST5, pp. 1021 - 1037, 1989. 5
- 41) G. A. R. Parke, : The Behavior of Space Trusses Incorporating Novel Compression Members, Thesis for the Degree of Doctor of Philosophy, University of Surrey, 1988. 5
- 42) 脇山広三、今井克彦、多田元英、近藤史朗：トラス材の応力制限機構に関する研究（その 1、2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp. 1287 - 1290、1990 年 10 月
- 43) 多田元英、米山隆也：摩擦型応力制限機構 (FLD) に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、C、pp. 1237 - 1238、1992 年 8 月
- 44) 若林 實、中村 武、檜原章雄、森田哲郎、横山浩明、森野捷輔、宮井清忠、宮田一実、小田徹郎：繰返し水平力を受ける絶縁ブレース内蔵PC壁板の弾塑性性状に関する実験的研究（その 1、2）日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 1041 - 1044、1973 年 10 月
- 45) 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、Vol. 34B、pp. 249 - 258、1988 年 3 月
- 46) 長尾直治、高橋茂治：角形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）、日本建築学会構造系論文報告集、第422号、pp. 45 - 56、1991 年 4 月
- 47) 井上一朗、沢泉紳一、東端泰夫、井ノ上一博：アンボンド平鋼ブレース内蔵コンクリート壁の座屈補剛設計、日本建築学会構造系論文報告集、第432号、pp. 41 - 49、1992 年 2 月
- 48) 若林 實、野中泰二郎、小城 修、山本 昇：繰返し軸方向力を受ける部材の挙動に関する一実験、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp. 381 - 382、1971 年 11 月

付録 1 部材中央に外力が作用する場合の全体座標系剛性方程式

第2章の全体座標系剛性方程式は、部材の中間に外力が作用しない条件のもとで誘導されている。しかし、§3-2で提案するトラス構造物の振動モデルでは部材中間に作用する慣性力を考慮するため、全体座標系の自由度の取り方と式の展開が第2章のものと若干異なる。以下に、この場合の剛性方程式の振動展開過程を示す。

まず、部材中央の材軸に直交方向の自由度を第2章の全体座標系の自由度に追加する。すなわち、全体座標系の一般化変位 $\mathbf{o}d$ と一般化力 $\mathbf{o}p$ を次式のように定義し直す。

$$\mathbf{o}d = \{u_a, v_a, w_a, u_b, v_b, w_b, v_{mid}\}^T \quad (\text{A1-1a})$$

$$\mathbf{o}p = \{H_a, V_a, W_a, H_b, V_b, W_b, V_{mid}\}^T \quad (\text{A1-1b})$$

ただし、 v_{mid} と V_{mid} は部材中央の材軸に直交する方向の変位と、これに対応する力である。

第2章の(2-59)式の片持梁形式部材座標系の振動剛性方程式の誘導までは、トラス中央に外力を考慮する場合もしない場合も同じである。式の誘導が異なるのは(2-63)式からであり、以下に第2章にならって誘導過程を示す。

(2-59)式を次のように書き改める。

$$\begin{Bmatrix} \begin{matrix} \langle m \rangle \\ N \\ \langle m \rangle \\ V \\ \langle m \rangle \\ M \end{matrix} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} \\ K_{21} & K_{22} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \begin{matrix} \langle m \rangle \\ u \\ \langle m \rangle \\ v \\ \langle m \rangle \\ \theta \end{matrix} \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \begin{matrix} \langle m \rangle^{*3} \\ N \\ \langle m \rangle^{*3} \\ V \\ \langle m \rangle^{*3} \\ M \end{matrix} \end{Bmatrix} \quad (\text{A1-2})$$

部材の中間に外力モーメントが作用しないという条件、すなわち $M=0$ より以下の2式が成り立つ。

$$\begin{Bmatrix} \langle m \rangle \\ N \\ \langle m \rangle \\ V \end{Bmatrix} = K_{11} \begin{Bmatrix} \langle m \rangle \\ u \\ \langle m \rangle \\ v \end{Bmatrix} + K_{12} \begin{Bmatrix} \langle m \rangle \\ \theta \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \langle m \rangle^{*3} \\ N \\ \langle m \rangle^{*3} \\ V \end{Bmatrix} \quad (\text{A1-3a})$$

$$0 = K_{21} \begin{Bmatrix} \langle m \rangle \\ u \\ \langle m \rangle \\ v \end{Bmatrix} + K_{22} \begin{Bmatrix} \langle m \rangle \\ \theta \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \langle m \rangle^{*3} \\ M \end{Bmatrix} \quad (\text{A1-3b})$$

(A1-3a, b)式より、次の振動剛性方程式が得られる。

$$\begin{Bmatrix} \langle m \rangle \\ N \\ \langle m \rangle \\ V \end{Bmatrix} = K \begin{Bmatrix} \langle m \rangle \\ u \\ \langle m \rangle \\ v \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \langle m \rangle^{*4} \\ N \\ \langle m \rangle^{*4} \\ V \end{Bmatrix} \quad (\text{A1-4})$$

$$\begin{Bmatrix} \langle m \rangle \\ \theta \end{Bmatrix} = -K_{22}^{-1} K_{21} \begin{Bmatrix} \langle m \rangle \\ u \\ \langle m \rangle \\ v \end{Bmatrix} - K_{22}^{-1} \begin{Bmatrix} \langle m \rangle^{*3} \\ M \end{Bmatrix} \quad (\text{A1-5})$$

ただし、

$$K = K_{11} - K_{12} K_{22}^{-1} K_{21} \quad (\text{A1-6})$$

$$\begin{Bmatrix} {}^{(m)*4} \\ N \\ {}^{(m)*4} \\ V \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} {}^{(m)*3} \\ N \\ {}^{(m)*3} \\ V \end{Bmatrix} - K_{12} K_{22}^{-1} {}^{(m)*3} M \quad (A1-7)$$

全体座標系の変位 ${}_0d$ と、片持梁形式部材座標系の $\{u, v\}^T$ 変位の間には、次の適合条件式が成立する。

$$\frac{d}{dt} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = {}_1T \frac{d}{dt} {}_0d \quad (A1-8)$$

ただし、 ${}_1T$ は x_1 軸が x_0, y_0, z_0 軸となす角をそれぞれ $\theta_{Rx}, \theta_{Ry}, \theta_{Rz}$ として、次式で与えられる。

$${}_1T = \begin{bmatrix} \frac{-\cos \theta_{Rx}}{2} & \frac{-\cos \theta_{Ry}}{2} & \frac{-\cos \theta_{Rz}}{2} & \frac{\cos \theta_{Rx}}{2} & \frac{\cos \theta_{Ry}}{2} & \frac{\cos \theta_{Rz}}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix} \quad \dots\dots (A1-9)$$

さらに、全体座標系の力 ${}_0p$ と、片持梁形式部材座標系の $\{N, V\}^T$ の間には、次の釣合条件式が成立する。

$${}_0p = {}_1T^T \begin{Bmatrix} N \\ V \end{Bmatrix} \quad (A1-10)$$

(A1-4), (A1-8), (A1-10) 式から、§ 2-5 と同様の展開により、次の全体座標系剛性方程式が得られる。

$${}_0p^{(m)} = K^G {}_0d^{(m)} + {}_0p^{(m)*3} \quad (A1-11)$$

ただし、 K^G は次式で表せる行列である。

$$K^G = {}_1T^T K {}_1T + {}_1S \quad (A1-12)$$

上式において、 ${}_1S$ は ij 要素が次式で表せる行列である。

$${}_1S_{ij} = \frac{\partial {}_1T_{1i}}{\partial {}_0d_j} N^{(0)} + \frac{\partial {}_1T_{2i}}{\partial {}_0d_j} V^{(0)} \quad (A1-13)$$

一方、 ${}_0p^{(m)*3}$ の第 i 要素 $({}_0p^{(m)*3})_i$ は次式で表せるベクトルである。

$$({}_0p^{(1)*3})_i = ({}_0p^{(1)*2})_i = 0 \quad (A1-14a)$$

$$\begin{aligned} ({}_0p^{(2)*3})_i &= ({}_0p^{(2)*2})_i + \frac{1}{2!} \sum_{k=1}^7 \sum_{k=2}^7 \frac{\partial^2 {}_1T_{1i}}{\partial {}_0d_{k1} \partial {}_0d_{k2}} N^{(0)} {}_0d_{k1}^{(1)} {}_0d_{k2}^{(1)} \\ &\quad + \frac{1}{2!} \sum_{k=1}^7 \sum_{k=2}^7 \frac{\partial^2 {}_1T_{2i}}{\partial {}_0d_{k1} \partial {}_0d_{k2}} V^{(0)} {}_0d_{k1}^{(1)} {}_0d_{k2}^{(1)} \end{aligned} \quad (A1-14b)$$

$$\begin{aligned}
({}^{(3)*3})_i &= ({}^{(3)*2})_i + \frac{2}{2!} \sum_{k=1}^7 \sum_{l=1}^7 \frac{\partial^2 {}_1T_{li}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2}} N^{(0)} \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(2)} \\
&+ \frac{2}{2!} \sum_{k=1}^7 \sum_{l=1}^7 \frac{\partial^2 {}_1T_{2i}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2}} V^{(0)} \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(2)} \\
&+ \frac{1}{3!} \sum_{k=1}^7 \sum_{l=1}^7 \sum_{m=1}^7 \frac{\partial^3 {}_1T_{li}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2} \partial \sigma_{k3}} N^{(0)} \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(1)} \sigma_{k3}^{(1)} \\
&+ \frac{1}{3!} \sum_{k=1}^7 \sum_{l=1}^7 \sum_{m=1}^7 \frac{\partial^3 {}_2T_{li}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2} \partial \sigma_{k3}} V^{(0)} \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(1)} \sigma_{k3}^{(1)}
\end{aligned} \tag{A1-14c}$$

$$\begin{aligned}
({}^{(4)*3})_i &= ({}^{(4)*2})_i + \frac{1}{2!} \sum_{k=1}^7 \sum_{l=1}^7 \frac{\partial^2 {}_1T_{li}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2}} N^{(0)} (2 \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(3)} + \sigma_{k1}^{(2)} \sigma_{k2}^{(2)}) \\
&+ \frac{1}{2!} \sum_{k=1}^7 \sum_{l=1}^7 \frac{\partial^2 {}_1T_{2i}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2}} V^{(0)} (2 \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(3)} + \sigma_{k1}^{(2)} \sigma_{k2}^{(2)}) \\
&+ \frac{3}{3!} \sum_{k=1}^7 \sum_{l=1}^7 \sum_{m=1}^7 \frac{\partial^3 {}_1T_{li}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2} \partial \sigma_{k3}} N^{(0)} \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(1)} \sigma_{k3}^{(2)} \\
&+ \frac{3}{3!} \sum_{k=1}^7 \sum_{l=1}^7 \sum_{m=1}^7 \frac{\partial^3 {}_1T_{2i}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2} \partial \sigma_{k3}} V^{(0)} \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(1)} \sigma_{k3}^{(2)} \\
&+ \frac{1}{4!} \sum_{k=1}^7 \sum_{l=1}^7 \sum_{m=1}^7 \sum_{n=1}^7 \frac{\partial^4 {}_1T_{li}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2} \partial \sigma_{k3} \partial \sigma_{k4}} N^{(0)} \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(1)} \sigma_{k3}^{(1)} \sigma_{k4}^{(1)} \\
&+ \frac{1}{4!} \sum_{k=1}^7 \sum_{l=1}^7 \sum_{m=1}^7 \sum_{n=1}^7 \frac{\partial^4 {}_2T_{li}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2} \partial \sigma_{k3} \partial \sigma_{k4}} V^{(0)} \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(1)} \sigma_{k3}^{(1)} \sigma_{k4}^{(1)}
\end{aligned} \tag{A1-14d}$$

ここで、 ${}_1T$ の2行目と1行7列目の要素が0ないし1の定数要素であることから、 ${}_1S$ と $({}^{(m)*3})_i$ はさらに次のように表せる。

$${}_1S_{ij} = \frac{\partial {}_1T_{ij}}{\partial \sigma_j} N^{(0)} \tag{A1-15}$$

$$({}^{(1)*3})_i = ({}^{(1)*2})_i = 0 \tag{A1-16a}$$

$$({}^{(2)*3})_i = ({}^{(2)*2})_i + \frac{1}{2!} \sum_{k=1}^6 \sum_{l=1}^6 \frac{\partial^2 {}_1T_{li}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2}} N^{(0)} \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(1)} \tag{A1-16b}$$

$$\begin{aligned}
({}^{(3)*3})_i &= ({}^{(3)*2})_i + \frac{2}{2!} \sum_{k=1}^6 \sum_{l=1}^6 \frac{\partial^2 {}_1T_{li}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2}} N^{(0)} \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(2)} \\
&+ \frac{1}{3!} \sum_{k=1}^6 \sum_{l=1}^6 \sum_{m=1}^6 \frac{\partial^3 {}_1T_{li}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2} \partial \sigma_{k3}} N^{(0)} \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(1)} \sigma_{k3}^{(1)}
\end{aligned} \tag{A1-16c}$$

$$\begin{aligned}
({}^{(4)*3})_i &= ({}^{(4)*2})_i + \frac{1}{2!} \sum_{k=1}^6 \sum_{l=1}^6 \frac{\partial^2 {}_1T_{li}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2}} N^{(0)} (2 \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(3)} + \sigma_{k1}^{(2)} \sigma_{k2}^{(2)}) \\
&+ \frac{3}{3!} \sum_{k=1}^6 \sum_{l=1}^6 \sum_{m=1}^6 \frac{\partial^3 {}_1T_{li}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2} \partial \sigma_{k3}} N^{(0)} \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(1)} \sigma_{k3}^{(2)}
\end{aligned} \tag{A1-16d}$$

$$+ \frac{1}{4!} \sum_{k=1}^6 \sum_{l=1}^6 \sum_{m=1}^6 \sum_{n=1}^6 \frac{\partial^4 {}_1T_{li}}{\partial \sigma_{k1} \partial \sigma_{k2} \partial \sigma_{k3} \partial \sigma_{k4}} N^{(0)} \sigma_{k1}^{(1)} \sigma_{k2}^{(1)} \sigma_{k3}^{(1)} \sigma_{k4}^{(1)}$$

さらに、

$$\langle m \rangle^{*1} {}_0\mathcal{P} = \sum_{n=1}^{m-1} {}_1T^T \left\langle \begin{matrix} (n) \\ N \\ V \end{matrix} \right\rangle \quad (\text{A1-17})$$

$${}_1T^{(1)}_{ii} = \sum_{k=1}^6 \frac{\partial {}_1T_{ii}}{\partial {}_0\mathcal{d}_{k1}} {}_0\mathcal{d}_{k1}^{(1)} \quad (\text{A1-18a})$$

$${}_1T^{(2)}_{ii} = \sum_{k=1}^6 \frac{\partial {}_1T_{ii}}{\partial {}_0\mathcal{d}_{k1}} {}_0\mathcal{d}_{k1}^{(2)} + \frac{1}{2!} \sum_{k=1}^6 \sum_{k=2}^6 \frac{\partial^2 {}_1T_{ii}}{\partial {}_0\mathcal{d}_{k1} \partial {}_0\mathcal{d}_{k2}} {}_0\mathcal{d}_{k1}^{(1)} {}_0\mathcal{d}_{k2}^{(1)} \quad (\text{A1-18b})$$

$$\begin{aligned} {}_1T^{(3)}_{ii} = & \sum_{k=1}^6 \frac{\partial {}_1T_{ii}}{\partial {}_0\mathcal{d}_{k1}} {}_0\mathcal{d}_{k1}^{(3)} + \frac{2}{2!} \sum_{k=1}^6 \sum_{k=2}^6 \frac{\partial^2 {}_1T_{ii}}{\partial {}_0\mathcal{d}_{k1} \partial {}_0\mathcal{d}_{k2}} {}_0\mathcal{d}_{k1}^{(1)} {}_0\mathcal{d}_{k2}^{(2)} \\ & + \frac{1}{3!} \sum_{k=1}^6 \sum_{k=2}^6 \sum_{k=3}^6 \frac{\partial^3 {}_1T_{ii}}{\partial {}_0\mathcal{d}_{k1} \partial {}_0\mathcal{d}_{k2} \partial {}_0\mathcal{d}_{k3}} {}_0\mathcal{d}_{k1}^{(1)} {}_0\mathcal{d}_{k2}^{(1)} {}_0\mathcal{d}_{k3}^{(1)} \end{aligned} \quad (\text{A1-18c})$$

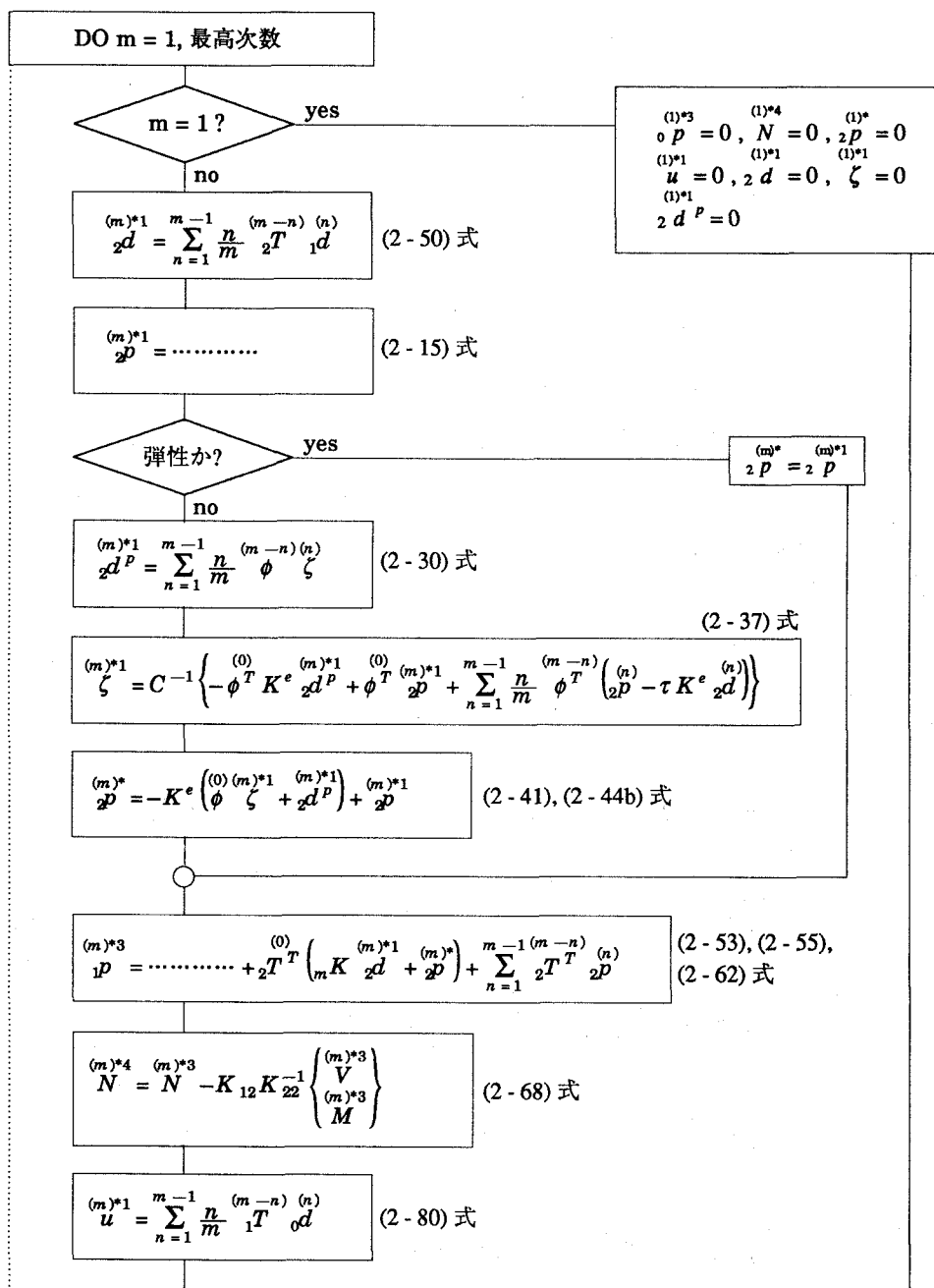
ただし、(A1-18a, b, c) 式以外の ${}_1T^{(\cdot)}$ の各要素はすべて 0 である。

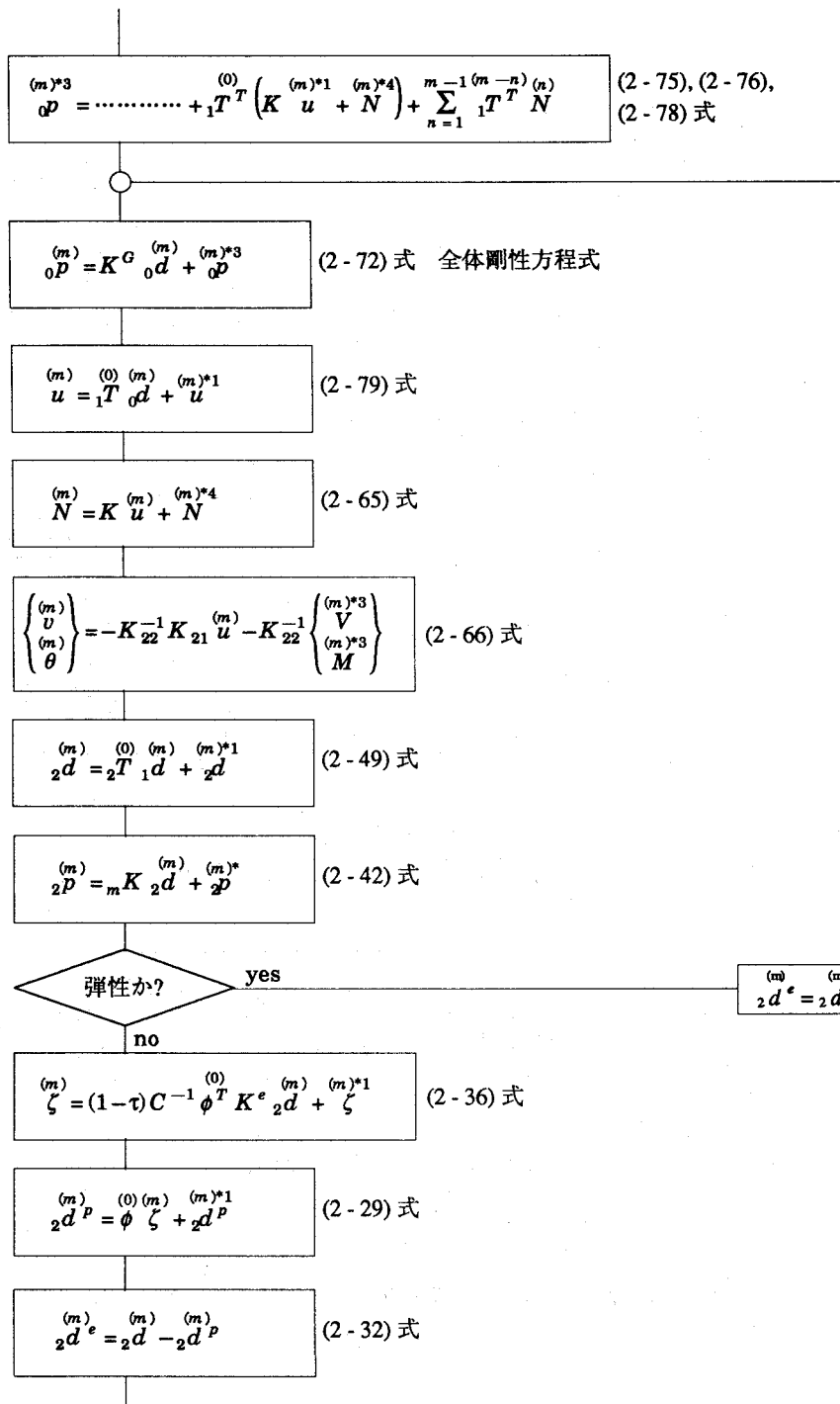
$$\langle m \rangle^{*2} {}_0\mathcal{P} = {}_1T^T \left(K \left\langle \begin{matrix} (m)^{*1} \\ u \\ (m)^{*1} \\ v \end{matrix} \right\rangle + \left\langle \begin{matrix} (m)^{*4} \\ N \\ (m)^{*4} \\ V \end{matrix} \right\rangle \right) + \langle m \rangle^{*1} {}_0\mathcal{P} \quad (\text{A1-19})$$

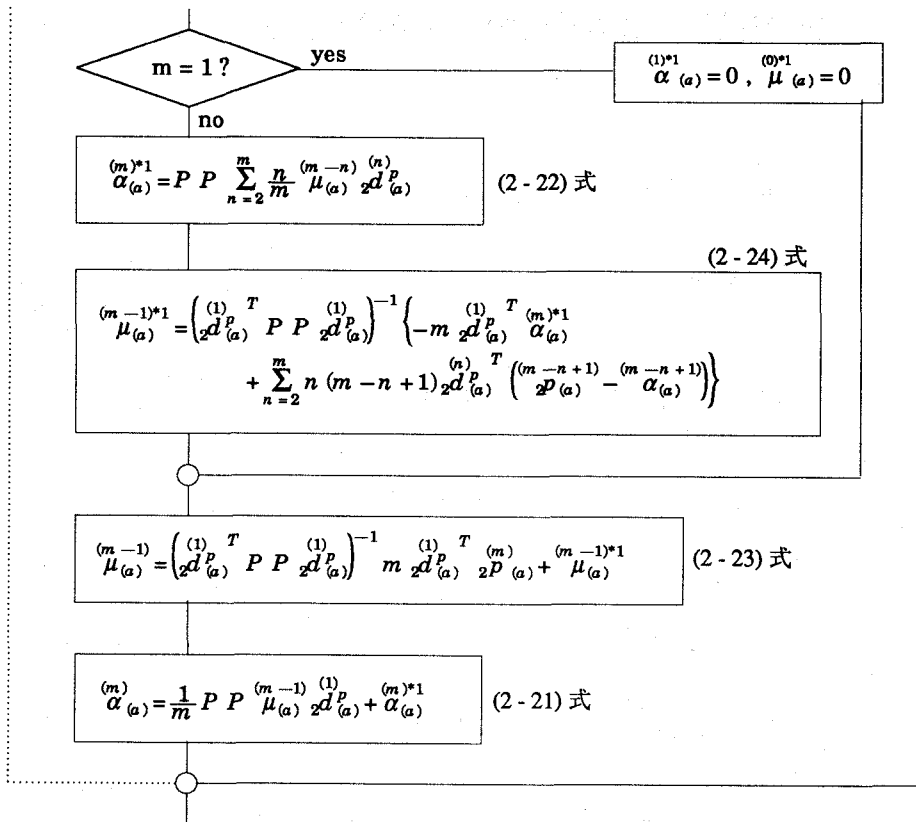
$$\left\langle \begin{matrix} (m) \\ u \\ (m) \\ v \end{matrix} \right\rangle = {}_1T^{(0)} {}_0\mathcal{d} + \left\langle \begin{matrix} (m)^{*1} \\ u \\ (m)^{*1} \\ v \end{matrix} \right\rangle \quad (\text{A1-20})$$

$$\left\langle \begin{matrix} (m)^{*1} \\ u \\ (m)^{*1} \\ v \end{matrix} \right\rangle = \sum_{n=1}^{m-1} \frac{n}{m} {}_1T^{(m-n)} {}_0\mathcal{d} \quad (\text{A1-21})$$

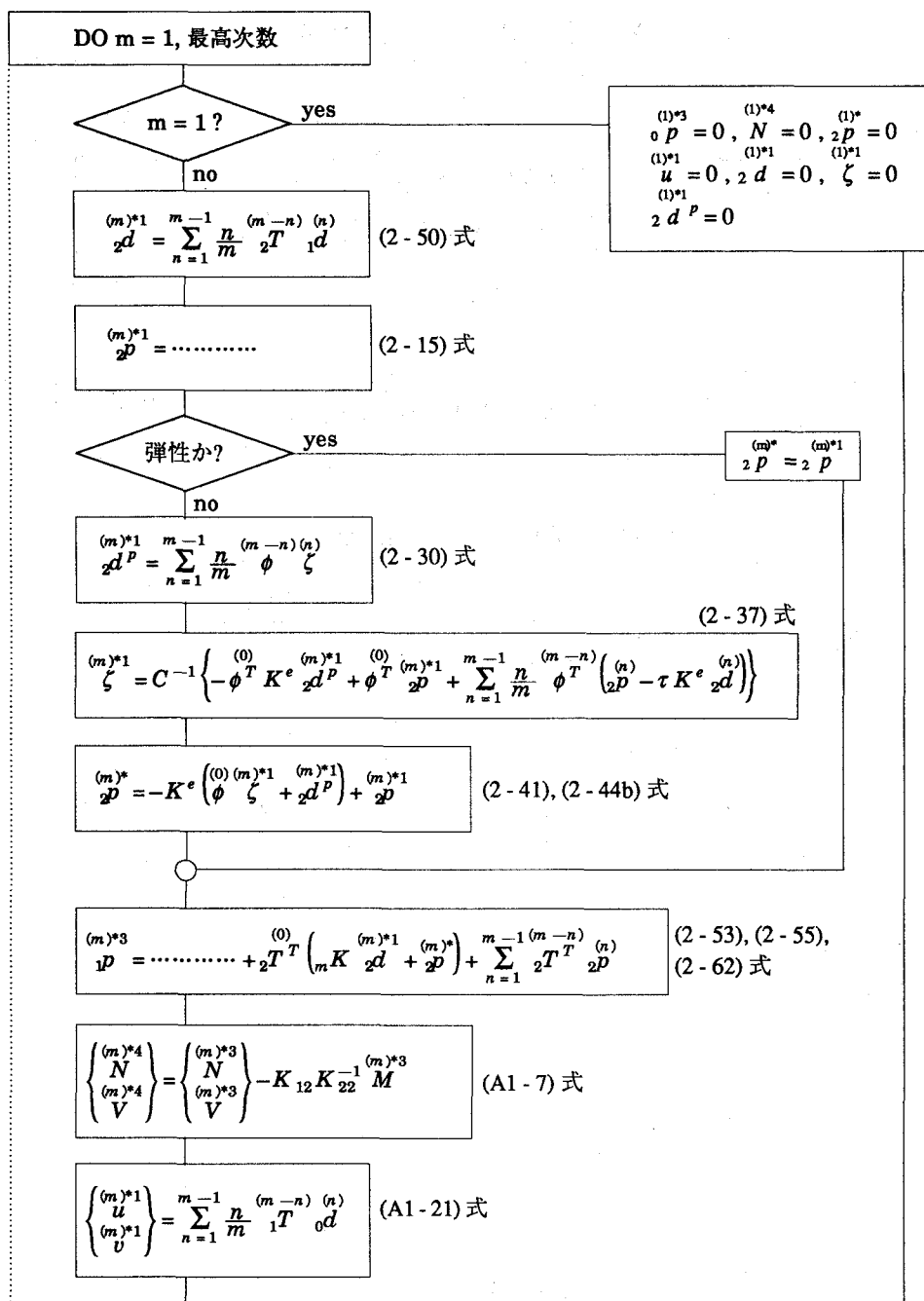
付録2 増分摂動法による静的弾塑性解析のフローチャート

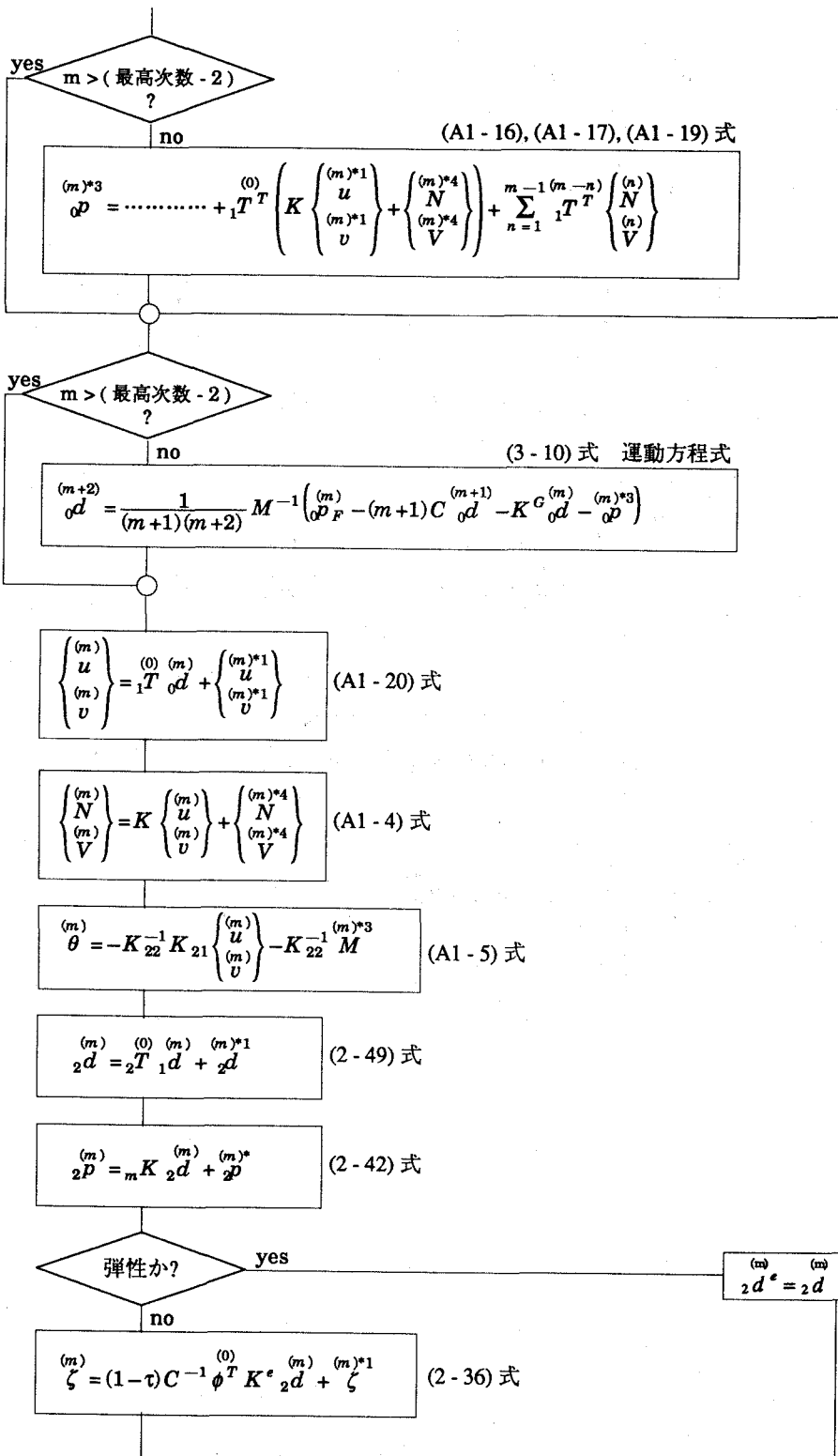






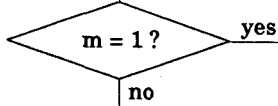
付録3 増分摂動法による動的弾塑性地震応答解析のフローチャート





$${}_2d^{(m)}_p = \phi {}^{(0)}\zeta + {}_2d^{(m)*1}_p \quad (2-29) \text{ 式}$$

$${}_2d^{(m)}_e = {}_2d^{(m)}_p - {}_2d^{(m)}_p \quad (2-32) \text{ 式}$$



$${}^{(1)*1}\alpha_{(a)} = 0, \quad {}^{(0)*1}\mu_{(a)} = 0$$

$${}^{(m)*1}\alpha_{(a)} = P P \sum_{n=2}^m \frac{n}{m} \mu_{(a)}^{(m-n)} {}_2d^{(n)}_{(a)} \quad (2-22) \text{ 式}$$

(2-24) 式

$$\begin{aligned} {}^{(m-1)*1}\mu_{(a)} = & \left({}_2d^{(1)}_{(a)}^T P P {}_2d^{(1)}_{(a)} \right)^{-1} \left\{ -m {}_2d^{(1)}_{(a)}^T {}^{(m)*1}\alpha_{(a)} \right. \\ & \left. + \sum_{n=2}^m n (m-n+1) {}_2d^{(n)}_{(a)}^T \left({}_2d^{(m-n+1)}_{(a)} - {}^{(m-n+1)}\alpha_{(a)} \right) \right\} \end{aligned}$$

$${}^{(m-1)}\mu_{(a)} = \left({}_2d^{(1)}_{(a)}^T P P {}_2d^{(1)}_{(a)} \right)^{-1} m {}_2d^{(1)}_{(a)}^T {}^{(m)}_2p_{(a)} + {}^{(m-1)*1}\mu_{(a)} \quad (2-23) \text{ 式}$$

$${}^{(m)}\alpha_{(a)} = \frac{1}{m} P P {}^{(m-1)}\mu_{(a)} {}_2d^{(1)}_{(a)} + {}^{(m)*1}\alpha_{(a)} \quad (2-21) \text{ 式}$$

付録 4 部材の弾性剛性方程式の偏微分式

以下に、部材の弾性剛性方程式の偏微分式を示す。ただし、記号 $ij, ijk, ijkl$ は次式に示す偏微分値を表す。なお、記入なきものは 0 である。

$$ij = \frac{\partial f_i}{\partial x_j} = \frac{\partial f_j}{\partial x_i} \quad (A4-1)$$

$$ijk = \frac{\partial^2 f_i}{\partial x_j \partial x_k} = \frac{\partial^2 f_j}{\partial x_k \partial x_i} = \frac{\partial^2 f_k}{\partial x_i \partial x_j} \quad (A4-2)$$

$$ijkl = \frac{\partial^3 f_i}{\partial x_j \partial x_k \partial x_l} = \frac{\partial^3 f_j}{\partial x_k \partial x_l \partial x_i} = \frac{\partial^3 f_k}{\partial x_l \partial x_i \partial x_j} = \frac{\partial^3 f_l}{\partial x_i \partial x_j \partial x_k} \quad (A4-3)$$

ij

$$11 \quad \frac{EA}{l_e}$$

$$12 \quad \frac{EA}{30} (4_m \theta_a^e - m \theta_b^e)$$

$$13 \quad \frac{EA}{30} (-m \theta_a^e + 4_m \theta_b^e)$$

$$22 \quad \frac{4EI}{l_e} + \frac{2EA}{15} m u^e + \frac{EA l_e}{300} (8_m \theta_a^{e2} - 4_m \theta_a^e m \theta_b^e + 3_m \theta_b^{e2})$$

$$23 \quad \frac{2EI}{l_e} - \frac{EA}{30} m u^e - \frac{EA l_e}{150} (m \theta_a^{e2} - 3_m \theta_a^e m \theta_b^e + m \theta_b^{e2})$$

$$33 \quad \frac{4EI}{l_e} + \frac{2EA}{15} m u^e + \frac{EA l_e}{300} (3_m \theta_a^{e2} - 4_m \theta_a^e m \theta_b^e + 8_m \theta_b^{e2})$$

ijk

$$122 \quad \frac{2EA}{15}$$

$$123 \quad -\frac{EA}{30}$$

$$133 \quad \frac{2EA}{15}$$

$$222 \quad \frac{EA l_e}{75} (4_m \theta_a^e - m \theta_b^e)$$

$$223 \quad \frac{EA l_e}{150} (-2_m \theta_a^e + 3_m \theta_b^e)$$

$$233 \quad \frac{EA l_e}{150} (3_m \theta_a^e - 2_m \theta_b^e)$$

$$333 \quad \frac{EA l_e}{75} (-m \theta_a^e + 4_m \theta_b^e)$$

$ijkl$

$$2222 \quad \frac{4EA l_e}{75}$$

$$2223 \quad -\frac{EA l_e}{75}$$

$$2233 \quad \frac{EA l_e}{50}$$

$$2333 \quad -\frac{EA l_e}{75}$$

$$3333 \quad \frac{4EA l_e}{75}$$

付録5 座標変換行列 ${}_1T$ の各要素の偏微分式

以下に、座標変換行列 ${}_1T$ の各要素 ($\cos \theta_{Rx}, \cos \theta_{Ry}, \cos \theta_{Rz}$) の偏微分式を示す。ただし、 $c_x = \cos \theta_{Rx}, c_y = \cos \theta_{Ry}, c_z = \cos \theta_{Rz}$ とし、記号 $ij, ijk, ijkl$ は次式に示す偏微分値を示す。

$$i = \frac{\partial}{\partial d_i}, \quad ij = \frac{\partial^2}{\partial d_i \partial d_j}, \quad ijk = \frac{\partial^3}{\partial d_i \partial d_j \partial d_k}, \quad ijkl = \frac{\partial^4}{\partial d_i \partial d_j \partial d_k \partial d_l}$$

..... (A5-1)

さらに、 i, j, k, l が4以上のものについては、以下の要領で算出する。

$$5 = -2, \quad 45 = -42 = +12, \quad 245 = -215 = +212 = +122$$

$ijkl$	$\cos \theta_{Rx}$	$\cos \theta_{Ry}$	$\cos \theta_{Rz}$
1	$-s_x^2 / l$	$c_x c_y / l$	$c_z c_x / l$
2	$c_x c_y / l$	$-s_y^2 / l$	$c_y c_z / l$
3	$c_z c_x / l$	$c_y c_z / l$	$-s_z^2 / l$
11	$-3 c_x s_x^2 / l^2$	$-c_y (1 - 3 c_x^2) / l^2$	$-c_z (1 - 3 c_x^2) / l^2$
12	$-c_y (1 - 3 c_x^2) / l^2$	$-c_x (1 - 3 c_y^2) / l^2$	$3 c_x c_y c_z / l^2$
13	$-c_z (1 - 3 c_x^2) / l^2$	$3 c_x c_y c_z / l^2$	$-c_x (1 - 3 c_z^2) / l^2$
22	$-c_x (1 - 3 c_y^2) / l^2$	$-3 c_y s_y^2 / l^2$	$-c_z (1 - 3 c_y^2) / l^2$
23	$3 c_x c_y c_z / l^2$	$-c_z (1 - 3 c_y^2) / l^2$	$-c_y (1 - 3 c_z^2) / l^2$
33	$-c_x (1 - 3 c_z^2) / l^2$	$-c_y (1 - 3 c_z^2) / l^2$	$-3 c_z s_z^2 / l^2$
111	$3 s_x^2 (1 - 5 c_x^2) / l^3$	$-3 c_x c_y (3 - 5 c_x^2) / l^3$	$-3 c_z c_x (3 - 5 c_x^2) / l^3$
112	$-3 c_x c_y (3 - 5 c_x^2) / l^3$	$(1 - 3 c_x^2 - 3 c_y^2 + 15 c_x^2 c_y^2) / l^3$	$-3 c_y c_z (1 - 5 c_x^2) / l^3$
113	$-3 c_z c_x (3 - 5 c_x^2) / l^3$	$-3 c_y c_z (1 - 5 c_x^2) / l^3$	$(1 - 3 c_z^2 - 3 c_x^2 + 15 c_z^2 c_x^2) / l^3$
122	$(1 - 3 c_x^2 - 3 c_y^2 + 15 c_x^2 c_y^2) / l^3$	$-3 c_x c_y (3 - 5 c_y^2) / l^3$	$-3 c_z c_x (1 - 5 c_y^2) / l^3$
123	$-3 c_y c_z (1 - 5 c_x^2) / l^3$	$-3 c_z c_x (1 - 5 c_y^2) / l^3$	$-3 c_x c_y (1 - 5 c_z^2) / l^3$
133	$(1 - 3 c_z^2 - 3 c_x^2 + 15 c_z^2 c_x^2) / l^3$	$-3 c_x c_y (1 - 5 c_z^2) / l^3$	$-3 c_z c_x (3 - 5 c_z^2) / l^3$
222	$-3 c_x c_y (3 - 5 c_y^2) / l^3$	$3 s_y^2 (1 - 5 c_y^2) / l^3$	$-3 c_y c_z (3 - 5 c_y^2) / l^3$
223	$-3 c_z c_x (1 - 5 c_y^2) / l^3$	$-3 c_y c_z (3 - 5 c_y^2) / l^3$	$(1 - 3 c_y^2 - 3 c_z^2 + 15 c_y^2 c_z^2) / l^3$

233	$-3c_x c_y (1 - 5c_z^2) / l^3$	$(1 - 3c_y^2 - 3c_z^2 + 15c_y^2 c_z^2) / l^3$	$-3c_y c_z (3 - 5c_z^2) / l^3$
333	$-3c_z c_x (3 - 5c_z^2) / l^3$	$-3c_y c_z (3 - 5c_z^2) / l^3$	$3s_z^2 (1 - 5c_z^2) / l^3$
1111	$15c_x (3 - 10c_x^2 + 7c_x^4) / l^4$	$3c_y (3 - 30c_x^2 + 35c_x^4) / l^4$	$3c_z (3 - 30c_x^2 + 35c_x^4) / l^4$
1112	$3c_y (3 - 30c_x^2 + 35c_x^4) / l^4$	$3c_x (3 - 5c_x^2 - 15c_y^2 + 35c_x^2 c_y^2) / l^4$	$15c_x c_y c_z (7c_x^2 - 3) / l^4$
1113	$3c_z (3 - 30c_x^2 + 35c_x^4) / l^4$	$15c_x c_y c_z (7c_x^2 - 3) / l^4$	$3c_x (3 - 5c_x^2 - 15c_z^2 + 35c_x^2 c_z^2) / l^4$
1122	$3c_x (3 - 5c_x^2 - 15c_y^2 + 35c_x^2 c_y^2) / l^4$	$3c_y (3 - 5c_y^2 - 15c_x^2 + 35c_x^2 c_y^2) / l^4$	$3c_z (1 - 5c_x^2 - 5c_y^2 + 35c_x^2 c_y^2) / l^4$
1123	$15c_x c_y c_z (7c_x^2 - 3) / l^4$	$3c_z (1 - 5c_x^2 - 5c_y^2 + 35c_x^2 c_y^2) / l^4$	$3c_y (1 - 5c_x^2 - 5c_z^2 + 35c_x^2 c_z^2) / l^4$
1133	$3c_x (3 - 5c_x^2 - 15c_z^2 + 35c_x^2 c_z^2) / l^4$	$3c_y (1 - 5c_x^2 - 5c_z^2 + 35c_x^2 c_z^2) / l^4$	$3c_z (3 - 5c_z^2 - 15c_x^2 + 35c_z^2 c_x^2) / l^4$
1222	$3c_y (3 - 5c_y^2 - 15c_x^2 + 35c_x^2 c_y^2) / l^4$	$3c_x (3 - 30c_y^2 + 35c_y^4) / l^4$	$15c_x c_y c_z (7c_y^2 - 3) / l^4$
1223	$3c_z (1 - 5c_x^2 - 5c_y^2 + 35c_x^2 c_y^2) / l^4$	$15c_x c_y c_z (7c_y^2 - 3) / l^4$	$3c_x (1 - 5c_y^2 - 5c_z^2 + 35c_y^2 c_z^2) / l^4$
1233	$3c_y (1 - 5c_x^2 - 5c_z^2 + 35c_x^2 c_z^2) / l^4$	$3c_x (1 - 5c_y^2 - 5c_z^2 + 35c_y^2 c_z^2) / l^4$	$15c_x c_y c_z (7c_z^2 - 3) / l^4$
1333	$3c_z (3 - 5c_z^2 - 15c_x^2 + 35c_x^2 c_z^2) / l^4$	$15c_x c_y c_z (7c_z^2 - 3) / l^4$	$3c_x (3 - 30c_z^2 + 35c_z^4) / l^4$
2222	$3c_x (3 - 30c_y^2 + 35c_y^4) / l^4$	$15c_y (3 - 10c_y^2 + 7c_y^4) / l^4$	$3c_z (3 - 30c_y^2 + 35c_y^4) / l^4$
2223	$15c_x c_y c_z (7c_y^2 - 3) / l^4$	$3c_z (3 - 30c_y^2 + 35c_y^4) / l^4$	$3c_y (3 - 5c_y^2 - 15c_z^2 + 35c_y^2 c_z^2) / l^4$
2233	$3c_x (1 - 5c_y^2 - 5c_z^2 + 35c_y^2 c_z^2) / l^4$	$3c_y (3 - 5c_y^2 - 15c_z^2 + 35c_y^2 c_z^2) / l^4$	$3c_z (3 - 5c_z^2 - 15c_y^2 + 35c_z^2 c_y^2) / l^4$
2333	$15c_x c_y c_z (7c_z^2 - 3) / l^4$	$3c_z (3 - 5c_z^2 - 15c_y^2 + 35c_y^2 c_z^2) / l^4$	$3c_y (3 - 30c_z^2 + 35c_z^4) / l^4$
3333	$3c_x (3 - 30c_z^2 + 35c_z^4) / l^4$	$3c_y (3 - 30c_z^2 + 35c_z^4) / l^4$	$15c_z (3 - 10c_z^2 + 7c_z^4) / l^4$

付録6 座標変換行列 ${}_2T$ の各要素の偏微分式

以下に、座標変換行列 ${}_2T$ の各要素 $(\cos \theta_R, \sin \theta_R, \cos \theta_R/l, \sin \theta_R/l)$ の偏微分式を示す。ただし、 $c = \cos \theta_R, s = \sin \theta_R$ とし、記号 $ij, ijk, ijkl$ は次式に示す偏微分値を示す。

$$i = \frac{\partial}{\partial_1 d_i}, \quad ij = \frac{\partial^2}{\partial_1 d_i \partial_1 d_j}, \quad ijk = \frac{\partial^3}{\partial_1 d_i \partial_1 d_j \partial_1 d_k}, \quad ijkl = \frac{\partial^4}{\partial_1 d_i \partial_1 d_j \partial_1 d_k \partial_1 d_l}$$

..... (A6-1)

なお、 i, j, k, l に3を含むものの偏微分値は0である。

$ijkl$	$\cos \theta_R$	$\sin \theta_R$	$\cos \theta_R / l$	$\sin \theta_R / l$
1	s^2 / l	$-cs / l$	$-(c^2 - s^2) / l^2$	$-2cs / l^2$
2	$-cs / l$	c^2 / l	$-2cs / l^2$	$(c^2 - s^2) / l^2$
11	$-3cs^2 / l^2$	$-s(1 - 3c^2) / l^2$	$2c(1 - 4s^2) / l^3$	$-2s(1 - 4c^2) / l^3$
12	$-s(1 - 3c^2) / l^2$	$-c(1 - 3s^2) / l^2$	$-2s(1 - 4c^2) / l^3$	$-2c(1 - 4s^2) / l^3$
22	$-c(1 - 3s^2) / l^2$	$-3c^2s / l^2$	$-2c(1 - 4s^2) / l^3$	$2s(1 - 4c^2) / l^3$
111	$-3s^2(1 - 5c^2) / l^3$	$3cs(3 - 5c^2) / l^3$	$-6(1 - 8c^2s^2) / l^4$	$24cs(1 - 2c^2) / l^4$
112	$3cs(3 - 5c^2) / l^3$	$(2 - 15c^2s^2) / l^3$	$24cs(1 - 2c^2) / l^4$	$6(1 - 8c^2s^2) / l^4$
122	$(2 - 15c^2s^2) / l^3$	$3cs(3 - 5s^2) / l^3$	$6(1 - 8c^2s^2) / l^4$	$-24cs(1 - 2c^2) / l^4$
222	$3cs(3 - 5s^2) / l^3$	$-3c^2(1 - 5s^2) / l^3$	$-24cs(1 - 2c^2) / l^4$	$-6(1 - 8c^2s^2) / l^4$
1111	$3s^2c(15 - 35c^2) / l^4$	$3s(3 + 5c^2 - 35s^2c^2) / l^4$	$24c(1 + 4s^2 - 16s^2c^2) / l^5$	$24s(1 + 4c^2 - 16s^2c^2) / l^5$
1112	$3s(3 + 5c^2 - 35s^2c^2) / l^4$	$-3c(2 + 10s^2 - 35s^2c^2) / l^4$	$24s(1 + 4c^2 - 16s^2c^2) / l^5$	$-24c(1 + 4s^2 - 16s^2c^2) / l^5$
1122	$-3c(2 + 10s^2 - 35s^2c^2) / l^4$	$-3s(2 + 10c^2 - 35s^2c^2) / l^4$	$-24c(1 + 4s^2 - 16s^2c^2) / l^5$	$-24s(1 + 4c^2 - 16s^2c^2) / l^5$
1222	$-3s(2 + 10c^2 - 35s^2c^2) / l^4$	$3c(3 + 5s^2 - 35s^2c^2) / l^4$	$-24s(1 + 4c^2 - 16s^2c^2) / l^5$	$24c(1 + 4s^2 - 16s^2c^2) / l^5$
2222	$3c(3 + 5s^2 - 35s^2c^2) / l^4$	$3s^2c(15 - 35c^2) / l^4$	$24c(1 + 4s^2 - 16s^2c^2) / l^5$	$24s(1 + 4c^2 - 16s^2c^2) / l^5$

付録 7 動的応答解析における諸エネルギーの算定式

動的応答解析において振動展開を 4 次まで行ったときの、諸エネルギーの各ステップでの増分の算定式を以下に示す。

運動エネルギー（慣性力のなす仕事）、減衰エネルギー（減衰力のなす仕事）、内部エネルギー（復元力のなす仕事）の各エネルギーの増分 (ΔE_{IDR}) は、 αP_{IDR} を慣性力、減衰力または復元力として次式で表せる。

$$\begin{aligned}
 \Delta E_{IDR} &= \int_0^{\Delta t} \left(\frac{d\alpha d}{dt} \right)^T \alpha P_{IDR} dt \\
 &= \alpha d^{(1)T} \alpha P_{IDR}^{(0)} \Delta t + \frac{1}{2} \left(2 \alpha d^{(2)T} \alpha P_{IDR}^{(0)} + \alpha d^{(1)T} \alpha P_{IDR}^{(1)} \right) \Delta t^2 \\
 &\quad + \frac{1}{3} \left(3 \alpha d^{(3)T} \alpha P_{IDR}^{(0)} + 2 \alpha d^{(2)T} \alpha P_{IDR}^{(1)} + \alpha d^{(1)T} \alpha P_{IDR}^{(2)} \right) \Delta t^3 \\
 &\quad + \frac{1}{4} \left(4 \alpha d^{(4)T} \alpha P_{IDR}^{(0)} + 3 \alpha d^{(3)T} \alpha P_{IDR}^{(1)} + 2 \alpha d^{(2)T} \alpha P_{IDR}^{(2)} + \alpha d^{(1)T} \alpha P_{IDR}^{(3)} \right) \Delta t^4 \\
 &\quad + \frac{1}{5} \left(4 \alpha d^{(4)T} \alpha P_{IDR}^{(1)} + 3 \alpha d^{(3)T} \alpha P_{IDR}^{(2)} + 2 \alpha d^{(2)T} \alpha P_{IDR}^{(3)} + \alpha d^{(1)T} \alpha P_{IDR}^{(4)} \right) \Delta t^5 \\
 &\quad + \frac{1}{6} \left(4 \alpha d^{(4)T} \alpha P_{IDR}^{(2)} + 3 \alpha d^{(3)T} \alpha P_{IDR}^{(3)} + 2 \alpha d^{(2)T} \alpha P_{IDR}^{(4)} \right) \Delta t^6 \\
 &\quad + \frac{1}{7} \left(4 \alpha d^{(4)T} \alpha P_{IDR}^{(3)} + 3 \alpha d^{(3)T} \alpha P_{IDR}^{(4)} \right) \Delta t^7 + \frac{4}{8} \alpha d^{(4)T} \alpha P_{IDR}^{(4)} \Delta t^8
 \end{aligned} \tag{A7-1}$$

地震によって入力される総エネルギー（地震外力のなす仕事）の増分 (ΔE_F) は次式で与えられる。

$$\begin{aligned}
 \Delta E_F &= \int_0^{\Delta t} \left(\frac{d\alpha d}{dt} \right)^T \alpha P_F dt \\
 &= \alpha d^{(1)T} \alpha P_F^{(0)} \Delta t + \frac{1}{2} \left(2 \alpha d^{(2)T} \alpha P_F^{(0)} + \alpha d^{(1)T} \alpha P_F^{(1)} \right) \Delta t^2 \\
 &\quad + \frac{1}{3} \left(3 \alpha d^{(3)T} \alpha P_F^{(0)} + 2 \alpha d^{(2)T} \alpha P_F^{(1)} \right) \Delta t^3 \\
 &\quad + \frac{1}{4} \left(4 \alpha d^{(4)T} \alpha P_F^{(0)} + 3 \alpha d^{(3)T} \alpha P_F^{(1)} \right) \Delta t^4 \\
 &\quad + \frac{4}{5} \alpha d^{(4)T} \alpha P_F^{(1)} \Delta t^5
 \end{aligned} \tag{A7-2}$$

自重（一定荷重）のなす仕事の増分 (ΔE_G) は次式で与えられる。

$$\begin{aligned}
 \Delta E_G &= \int_0^{\Delta t} \left(\frac{d\alpha d}{dt} \right)^T \alpha P_{con} dt \\
 &= \alpha d^{(1)T} \alpha P_{con} \Delta t + \alpha d^{(2)T} \alpha P_{con} \Delta t^2 + \alpha d^{(3)T} \alpha P_{con} \Delta t^3 + \alpha d^{(4)T} \alpha P_{con} \Delta t^4
 \end{aligned} \tag{A7-3}$$

付録 8 二重鋼管部材の適用部位

二重鋼管部材の軸力－軸変形関係と、総断面積（使用鋼材量）が二重鋼管と同じ単鋼管部材の軸力－軸変形関係の解析結果を図 A8-1 に示す。ただし、圧縮方向が正である。二重鋼管部材の断面構成は第 7 章で扱ったものと同一あり、外管が $76.3\phi\times 2.8$ 、内管が $70.0\phi\times 5.0$ である。総断面積が等しい単鋼管部材は $76.3\phi\times 7.742$ である。端部条件はピン、材長は $1,769\text{mm}$ 、部材の元たわみは材長の $1/1,000$ 、材料特性は降伏応力度が 3.6t/cm^2 、ひずみ硬化係数が 0.01 のバイリニア－型である。解析方法は第 2 章に示した方法による。

図より明らかなように二重鋼管部材の軸力－軸変形特性は、断面積が同じ単鋼管に比べて、耐力は低いが安定した塑性挙動を示し、それに伴うエネルギー吸収能力が大きいことである。したがって、二重鋼管部材は本論で示したようなトラスの *FLD* 部材としての使用の他に、建築物の耐震要素としての軸ブレースへの適用に利点が多いと考えられる。一方、設計基準が強度で与えられる部位（設計外乱が積雪荷重などの静的な荷重の場合など）への適用には利点が少ないといえる。

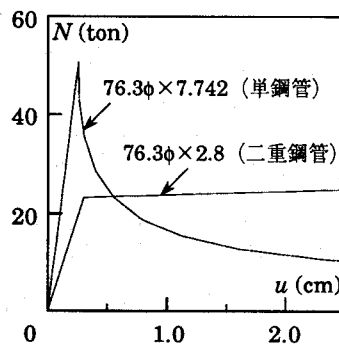


図 A8-1 二重鋼管と単鋼管の比較

付録9 発表論文

[日本建築学会論文報告集、日本建築学会構造系論文報告集]

- 1 五十嵐定義、井上一朗、金 成根、多田元英：正負両曲げを受ける合成ばりの弾塑性履歴性状に関する実験的研究、第333号、p.63-72、1983年11月
- 2 五十嵐定義、井上一朗、金 成根、多田元英：合成ばり架構の弾塑性応答解析法および応答性状に関する研究、第337号、p.39-52、1984年3月
- 3 多田元英：応力制限機構を挿入した2層立体トラスの載荷能力に関する研究、No.433、p.103-112、1992年3月
- 4 桑原 進、多田元英、米山隆也、今井克彦：二重鋼管の補剛性能に関する研究、No.445、p.151-158、1993年3月
- 5 多田元英、水渡 明：トラス部材を含む骨組構造物の動的座屈挙動解析、No.446、p.51-56、1993年4月
- 6 多田元英、米山隆也：建築物の屋上に設置された2層立体トラスの鉛直地震応答性状、No.452、p.77-86、1993年10月
- 7 脇山広三、金 振鐔、多田元英、桑原 進、宇野暢芳：高力ボルトのねじ形状に関する解析的研究（ねじ谷底の応力集中の緩和）、No.452、p.121-127、1993年10月
- 8 多田元英、林真理子：応力制限機構を利用した2層立体トラスの耐鉛直地震設計法、投稿中、1993年7月7日原稿受理

[日本建築学会大会学術講演梗概集]

- 1 五十嵐定義、井上一朗、多田元英：合成梁架構の塑性設計法に関する考察、p.1359-1360、1980年9月
- 2 五十嵐定義、井上一朗、金 成根、多田元英：合成梁部材の弾性剛性に関する研究、p.2165-2166、1981年9月
- 3 五十嵐定義、井上一朗、金 成根、多田元英：合成梁部材の終局耐力に関する一考察、p.2167-2168、1981年9月
- 4 五十嵐定義、井上一朗、平原章次、多田元英：はりブレース降伏型立体骨組の降伏曲面、p.1927-1928、1981年9月
- 5 五十嵐定義、井上一朗、平原章次、多田元英：はりブレース降伏型立体骨組の動的弾塑性応答解析例、p.1929-1930、1981年9月
- 6 五十嵐定義、井上一朗、金 成根、多田元英、金檀 勲：正負両曲げを受ける合成梁の弾塑性履歴性状に関する実験的研究（その1、実験計画及び実験方法）、p.1883-1884、1982年10月
- 7 五十嵐定義、井上一朗、金 成根、多田元英、金檀 勲：正負両曲げを受ける合成梁の弾塑性履歴性状に関する実験的研究（その2、実験結果とその考察）、p.1885-1886、1982年10月
- 8 五十嵐定義、井上一朗、金 成根、多田元英、金子佳生：合成梁の弾性剛性と架構の弾性応力分布に関する考察、p.1889-1890、1982年10月
- 9 五十嵐定義、井上一朗、金 成根、多田元英、金子佳生：合成梁の弾塑性剛性行列に関する考察、p.1887-1888、1982年10月
- 10 五十嵐定義、井上一朗、金 成根、多田元英：コンクリートスラブの曲げ耐力を考慮した合成梁の弾塑性剛性行列に関する考察、p.1271-1272、1983年9月
- 11 寺本隆幸、浅野美次、北村春幸、多田元英：曲げ系弾塑性地震応答解析によるラーメン架構の崩壊性状の検討（その6、（せん断バネ+曲げ棒）によるモデル化）、B、p.647-648、1986年8月
- 12 寺本隆幸、浅野美次、北村春幸、多田元英：曲げ系弾塑性地震応答解析によるラーメン架構の崩壊性状の検討（その7、梁降伏後の柱の挙動）、B、p.645-646、1986年8月
- 13 井上一朗、多田元英：多層山形ラーメンの層モーメント分割法による塑性解析、C、p.1083-1084、1989年10月
- 14 脇山広三、多田元英、桑原 進、金 振鐸、宇野暢芳：高力ボルトのねじ形状に関する研究（その1、ねじ底形状を変化させた場合）、C、p.1545-1546、1990年10月
- 15 脇山広三、多田元英、桑原 進、金 振鐸、宇野暢芳：高力ボルトのねじ形状に関する研究（その2、ねじ底深さを変化させた場合）、C、p.1547-1548、1990年10月
- 16 多田元英、沢泉紳一：建築物の地震荷重下における転倒モーメント応答に関する研究、C、p.1405-1406、1990年10月
- 17 井上一朗、多田元英、松村弘道、中村信行、加村久哉、澤田 実：鋼管コンクリート柱とH形鋼はりのリブ補強エンドプレート接合部の耐力（その1、設計方法）、C、p.1089-1090、1990年10月

- 18 井上一朗、多田元英、松村弘道、中村信行、加村久哉、澤田 実：鋼管コンクリート柱とH形鋼はりのリブ補強エンドプレート接合部の耐力（その2、載荷実験）、C、p.1091-1092、1990年10月
- 19 脇山広三、今井克彦、多田元英、近藤史朗：トラス材の応力制限機構に関する研究（その1、応力制限機構の圧縮実験）、C、p.1287-1288、1990年10月
- 20 脇山広三、今井克彦、多田元英、近藤史朗：トラス材の応力制限機構に関する研究（その2、応力制限機構を持つ部材の圧縮実験）、C、p.1289-1290、1990年10月
- 21 井上一朗、多田元英、久徳敏治、瀬川輝夫、田中利幸、片山丈士：BOX柱に接合される合成梁の梁端部の補強方法について（I型断面の場合）、C、p.1265-1266、1990年10月
- 22 多田元英、林真理子、今井克彦：応力制限機構を組み込んだ2層立体トラスの載荷能力に関する研究（その1、FLDトラス）、C、p.1227-1228、1991年9月
- 23 多田元英、林真理子、今井克彦：応力制限機構を組み込んだ2層立体トラスの載荷能力に関する研究（その2、通常トラス）、C、p.1229-1230、1991年9月
- 24 脇山広三、多田元英、桑原 進、米山隆也、今井克彦：二重鋼管の補剛効果に関する研究（その1、軸方向加力実験方法）、C、p.1281-1282、1991年9月
- 25 脇山広三、多田元英、桑原 進、米山隆也、今井克彦：二重鋼管の補剛効果に関する研究（その2、実験結果と考察）、C、p.1283-1284、1991年9月
- 26 脇山広三、多田元英、桑原 進、米山隆也、今井克彦：二重鋼管の補剛効果に関する研究（その3、一次元FEM解析）、C、p.1285-1286、1991年9月
- 27 脇山広三、多田元英、金 振鎬、小林正樹、宇野暢芳：高力ボルトの頭部形状に関する研究、C、p.1055-1056、1991年9月
- 28 脇山広三、多田元英、金 振鎬、小林正樹、宇野暢芳：新形状超高力ボルトの基本力学的性状に関する実験的研究、C、p.1057-1058、1991年9月
- 29 井上一朗、多田元英、中塚光一：合成面のずれおよびコンクリートの負勾配を考慮した合成柱の弾塑性解析、C、p.1591-1592、1991年9月
- 30 井上一朗、多田元英、竹内一郎、桑村 仁：架構の必要耐力と必要塑性変形性能に関する一考察、C、p.1507-1508、1991年9月
- 31 下野直人、岡本達雄、久徳敏治、岡本晴彦、岡田克也、多田元英、井上一朗：プレストレスト鉄骨梁のたわみ制御に関する実験的研究、C、p.1419-1420、1991年9月
- 32 井上一朗、多田元英、沢泉紳一、下村 郁：アンボンド平鋼ブレース内蔵PCa壁板の補剛設計について（その1、補剛条件）、C、p.1647-1648、1991年9月
- 33 井上一朗、多田元英、沢泉紳一、下村 郁：アンボンド平鋼ブレース内蔵PCa壁板の補剛設計について（その2、補剛力分布）、C、p.1649-1650、1991年9月
- 34 多田元英、水渡 明：座屈部材の動的応答解析に関する研究、C、p.1317-1318、1992年8月
- 35 多田元英：鉛直地震動を受ける2層立体トラスの動的崩壊条件に関する考察、B、p.1703-1704、1992年8月

- 36 多田元英、林真理子：線形計画法による2層立体トラスの塑性解析例、B、p.1619-1620、1992年8月
- 37 多田元英、米山隆也：摩擦型応力制限機構 (FLD) に関する研究、C、p.1237-1238、1992年8月
- 38 脇山広三、多田元英、桑原 進、米山隆也、今井克彦：二重鋼管の補剛効果に関する研究（その4、軸方向加力実験及び弾塑性解析）、C、p.1469-1470、1992年8月
- 39 脇山広三、多田元英、桑原 進、米山隆也、今井克彦：二重鋼管の補剛効果に関する研究（その5、K型ブレース付架構水平加力実験）、C、p.1471-1472、1992年8月
- 40 脇山広三、多田元英、金 振鐸、小林正樹、宇野暢芳：高力ボルトの不完全ねじ部形状に関する研究、C、p.1607-1608、1992年8月
- 41 井上一朗、多田元英、中塚光一：PCa板に修正 Mohr - Coulomb の破壊基準を適用した合成柱の弾塑性解析、C、p.1827-1828、1992年8月
- 42 金 結煥、井上一朗、多田元英、金 成根：Multi-Spring モデルを用いた PCa 板-角形鋼管合成柱の弾塑性解析、C、p.1825-1826、1992年8月
- 43 羅 義、下野直人、岡本達雄、久徳敏治、柴田恭伺、岡本晴彦、多田元英、井上一朗：プレストレスト鉄骨梁の終局耐力及びたわみ自動制御に関する実験的研究（その1 終局耐力）、C、p.1169-1170、1992年8月
- 44 下野直人、岡本達雄、久徳敏治、柴田恭伺、岡本晴彦、多田元英、井上一朗、羅 義：プレストレスト鉄骨梁の終局耐力及びたわみ自動制御に関する実験的研究（その2 たわみ自動制御）、C、p.1171-1172、1992年8月
- 45 多田元英、米山隆也：建築物の屋上に設置された2層立体トラスの鉛直地震入力エネルギーに関する研究、B、p.1351-1352、1993年9月
- 46 多田元英、林真理子：応力制限機構 (FLD) を組み込んだ2層立体トラスの鉛直地震動に対する耐震設計（その1、FLDの適正配置）、B、p.1301-1302、1993年9月
- 47 多田元英、林真理子：応力制限機構 (FLD) を組み込んだ2層立体トラスの鉛直地震動に対する耐震設計（その2、弾塑性入力エネルギーの算定）、B、p.1303-1304、1993年9月
- 48 多田元英、水渡 明、今井克彦、朝山二三男：二重鋼管による応力制限機構 (FLD) を組み込んだ2層立体トラスの静的載荷実験（その1、実験計画）、B、p.1297-1298、1993年9月
- 49 多田元英、水渡 明、今井克彦、朝山二三男：二重鋼管による応力制限機構 (FLD) を組み込んだ2層立体トラスの静的載荷実験（その2、実験結果および考察）、B、p.1299-1300、1993年9月
- 50 多田元英、桑原 進、山下仁崇、今井克彦：二重鋼管のシステムトラス部材への適用に関する実験的研究、C、p.1373-1374、1993年9月
- 51 脇山広三、多田元英、金 振鐸：締付けられた高力ボルトねじ山での荷重分担に関する研究、C、p.1409-1410、1993年9月
- 52 井上一朗、多田元英、桑原 進、柳原秀和：角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の弾性層間変形成分とパネル・柱降伏比、C、p.1559-1560、1993年9月
- 53 井上一朗、多田元英、上村健二、金 結煥：角形鋼管・高強度PCa板合成柱の簡易解析モデルによる弾塑性解析、C、p.1901-1902、1993年9月

[日本建築学会近畿支部研究報告集]

- 1 五十嵐定義、井上一朗、多田元英：合成梁架構の塑性設計に関する一考察（主として既往の文献 Survey） p.213-216、1980年6月
- 2 五十嵐定義、井上一朗、金 成根、多田元英：合成梁部材の弾性剛性及び終局耐力に関する研究、p.393-396、1981年6月
- 3 五十嵐定義、井上一朗、平原章次、多田元英：はりブレース降伏型立体骨組の降伏曲面と動的弾塑性応答、p.397-400、1981年6月
- 4 五十嵐定義、井上一朗、金 成根、多田元英、金子佳生：合成梁部材の弾性剛性と架構の弾性応力分布に関する考察、p.329-332、1982年6月
- 5 五十嵐定義、井上一朗、金 成根、多田元英、金子佳生：合成梁部材の弾塑性剛性行列と架構の動的弾塑性応答に関する考察、p.333-336、1982年6月
- 6 五十嵐定義、井上一朗、金 成根、多田元英、金檀 勲：正負両曲げを受ける合成梁部材の弾塑性履歴性状に関する実験的研究、p.325-328、1982年6月
- 7 五十嵐定義、井上一朗、金 成根、多田元英：コンクリートスラブの曲げ耐力を考慮する場合の合成梁の弾塑性剛性行列に関する考察、p.309-312、1983年6月
- 8 脇山広三、多田元英、桑原 進、金 振鎬、宇野暢芳：高力ボルトのねじ形状に関する研究（その1、FEM 弾性解析） p.181-184、1990年5月
- 9 脇山広三、多田元英、桑原 進、金 振鎬、宇野暢芳：高力ボルトのねじ形状に関する研究（その2、FEM 弾塑性解析） p.185-188、1990年5月
- 10 脇山広三、今井克彦、多田元英、近藤史朗：トラス材の応力制限機構に関する研究（その1、応力制限機構の圧縮実験） p.245-248、1990年5月
- 11 脇山広三、今井克彦、多田元英、近藤史朗：トラス材の応力制限機構に関する研究（その2、応力制限機構を持つ部材の圧縮実験） p.249-252、1990年5月
- 12 多田元英、沢泉紳一：建築物の地震荷重下における転倒モーメント応答に関する研究、p.409-412、1990年5月
- 13 多田元英、林真理子、今井克彦：応力制限機構を組み込んだ2層立体トラスの載荷能力に関する研究、p.257-260、1991年5月
- 14 多田元英、林真理子、今井克彦：不整を含む2層立体トラスの載荷能力に関する研究、p.261-264、1991年5月
- 15 脇山広三、多田元英、桑原 進、米山隆也、今井克彦：二重鋼管の補剛効果に関する研究（その1、軸方向加力実験） p.249-252、1991年5月
- 16 脇山広三、多田元英、桑原 進、米山隆也、今井克彦：二重鋼管の補剛効果に関する研究（その2、一次元FEM 解析） p.253-256、1991年5月
- 17 脇山広三、多田元英、金 振鎬、小林正樹、宇野暢芳：高力ボルトの頭部形状に関する研究（FEM 弾塑性解析） p.349-352、1991年5月

- 18 脇山広三、多田元英、金 振鎬、小林正樹、宇野暢芳：F15T 高力ボルトの基本力学的性状に関する実験的研究、p.345-348、1991年5月
- 19 井上一朗、多田元英、中塚光一：合成面のずれおよびコンクリートの負勾配を考慮した合成柱の弾塑性解析、p.137-140、1991年5月
- 20 井上一朗、多田元英、沢泉紳一、下村 郁：アンボンド平鋼ブレース内蔵 PCa 壁板の補剛力分布、p.93-96、1991年5月
- 21 多田元英、水渡 明：座屈部材の動的応答解析に関する研究、p.201-204、1992年6月
- 22 多田元英：2層立体トラスの鉛直地震応答性状に関する考察、p.185-188、1992年6月
- 23 多田元英、林真理子：線形計画法による2層立体トラスの塑性解析例、p.181-184、1992年6月
- 24 多田元英、米山隆也：摩擦型応力制限機構 (FLD) に関する研究、p.165-168、1992年6月
- 25 脇山広三、多田元英、桑原 進、米山隆也、今井克彦：二重鋼管の補剛効果に関する研究（その3、軸方向加力実験及びK型ブレース付き架構実験）p.169-172、1992年6月
- 26 脇山広三、多田元英、金 振鎬、小林正樹、宇野暢芳：高力ボルトの不完全ねじ部形状に関する研究、p.249-252、1992年6月
- 27 井上一朗、多田元英、中塚光一：PCa 板に修正 Mohr - Coulomb の破壊基準を適用した合成柱の弾塑性解析、p.105-108、1992年6月
- 28 下野直人、岡本達雄、久徳敏治、柴田恭伺、岡本晴彦、多田元英、井上一朗：プレストレスト鉄骨梁のたわみ自動制御及び終局耐力に関する実験的研究、p.173-176、1992年6月
- 29 多田元英、米山隆也：建築物の屋上に設置された2層立体トラスの鉛直地震入力エネルギーに関する研究、p.329-332、1993年6月
- 30 多田元英、林真理子：応力制限機構 (FLD) を組み込んだ2層立体トラスの鉛直地震動に対する耐震設計（その1、FLD の適正配置）p.317-320、1993年6月
- 31 多田元英、林真理子：応力制限機構 (FLD) を組み込んだ2層立体トラスの鉛直地震動に対する耐震設計（その2、弾塑性入力エネルギーの算定と設計方法）p.321-324、1993年6月
- 32 多田元英、水渡 明、今井克彦、朝山二三男：二重鋼管による応力制限機構 (FLD) を組み込んだ2層立体トラスの静的載荷実験、p.313-316、1993年6月
- 33 多田元英、桑原 進、山下仁崇、今井克彦：二重鋼管のシステムトラス部材への適用に関する実験的研究、p.265-268、1993年6月
- 34 脇山広三、多田元英、金 振鎬：高力ボルト接合部ねじ山での荷重分担に関する研究、p.233-236、1993年6月
- 35 井上一朗、多田元英、桑原 進、柳原秀和：角形鋼管柱・H形鋼梁ラーメン構造の弾性層間変形成分とパネル・柱降伏比、p.225-228、1993年6月

[その他の和文論文]

- 1 五十嵐定義、井上一朗、平原章次、多田元英：はり降伏型立体骨組の剛塑性崩壊荷重、第 27 回 構造工学シンポジウム、p.103-110、1981年2月
- 2 多田元英、井上一朗、桑原 進：増分摂動法を適用した一般化硬化塑性ヒンジ法による線材骨組の構造解析、第 13 回 情報・システム・利用・技術シンポジウム、p.73-78、1990年12月
- 3 多田元英、桑原 進、米山隆也、今井克彦：二重鋼管の K 形ブレース材を有する架構の水平加力実験、日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集 第1巻、p.203-208、1993年7月

[その他の英文論文]

- 1 Motohide Tada, Kazuo Inoue and Susumu Kuwahara : Application of perturbation techniques in the analysis of braced frames, *sixth Canadian Conference on Earthquake Engineering*, p.77-84, June 1991
- 2 Motohide Tada and Akira Suito : Dynamic Response Analysis of Buckling Members, *Technology Reports of the Osaka University*, Vol.42, No.2117, p.351-358, October 1992
- 3 Susumu Kuwahara, Motohide Tada, Takaya Yoneyama and Katsuhiko Imai : Stability of Axially Compressed Double-tube Members, *fifth International Symposium on Tubular Structures*, p.183-191, August 1993
- 4 Motohide Tada and Kozo Wakiyama : Load Carrying Capacity of Space Trusses under the Influence of Imperfections, *fourth International Conference on Space Structures*, Vol.1, p.205-212, September 1993
- 5 Naoto Shimono, Tatsuo Okamoto, Toshiharu Hisatoku, Haruhiko Okamoto, Motohide Tada and Kazuo Inoue : Experimental Study on Automatic Deflection Control Method and the Ultimate Strength of Prestressed Steel Beam, *FIP Symposium '93 on Modern Prestressing Techniques and Their Applications*, Vol.1, p.595-602, October 1993

[その他の和文論文]

- 1 五十嵐定義、井上一朗、平原章次、多田元英：はり降伏型立体骨組の剛塑性崩壊荷重、第 27 回 構造工学シンポジウム、p.103-110、1981年2月
- 2 多田元英、井上一朗、桑原 進：増分摂動法を適用した一般化硬化塑性ヒンジ法による線材骨組の構造解析、第 13 回 情報・システム・利用・技術シンポジウム、p.73-78、1990年12月
- 3 多田元英、桑原 進、米山隆也、今井克彦：二重鋼管の K 形ブレース材を有する架構の水平加力実験、日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集 第1巻、p.203-208、1993年7月

[その他の英文論文]

- 1 Motohide Tada, Kazuo Inoue and Susumu Kuwahara : Application of perturbation techniques in the analysis of braced frames, *sixth Canadian Conference on Earthquake Engineering*, p.77-84, June 1991
- 2 Motohide Tada and Akira Suito : Dynamic Response Analysis of Buckling Members, *Technology Reports of the Osaka University*, Vol.42, No.2117, p.351-358, October 1992
- 3 Susumu Kuwahara, Motohide Tada, Takaya Yoneyama and Katsuhiko Imai : Stability of Axially Compressed Double-tube Members, *fifth International Symposium on Tubular Structures*, p.183-191, August 1993
- 4 Motohide Tada and Kozo Wakiyama : Load Carrying Capacity of Space Trusses under the Influence of Imperfections, *fourth International Conference on Space Structures*, Vol.1, p.205-212, September 1993
- 5 Naoto Shimono, Tatsuo Okamoto, Toshiharu Hisatoku, Haruhiko Okamoto, Motohide Tada and Kazuo Inoue : Experimental Study on Automatic Deflection Control Method and the Ultimate Strength of Prestressed Steel Beam, *FIP Symposium '93 on Modern Prestressing Techniques and Their Applications*, Vol.1, p.595-602, October 1993

謝 辞

1989年に本研究を始めて以来、大阪大学教授 脇山広三先生には終始変わらぬ暖かい御指導、御鞭撻を賜りましたことに厚く御礼申し上げます。また、大阪大学名誉教授 五十嵐定義先生には、本研究の初期の段階において、研究の方向付けに結びつく有益な御示唆を頂きました。厚く感謝の意を捧げます。

本論文をまとめるにあたり、大阪大学教授 井上豊先生、同 鈴木計夫先生、同 福本晴士先生には、有益な御指摘を頂戴いたしました。心から感謝いたします。

大阪大学助教授 井上一朗先生には、塑性論の基礎、耐震設計の理論、数値計算プログラミングの手法、実験計画から実施までの技術など、枚挙にいとまのない御指導を懇切丁寧に頂戴し、技術者としての素養を養っていただきました。深甚の謝意を表す次第であります。

川鉄建材工業(株) 今井克彦博士には本研究テーマを紹介して頂き、研究の遂行に惜しみない御協力と御援助を賜りました。また、本論で取り扱いました二重鋼管部材は同博士の発案であります。心から御礼申し上げます。

京都大学教授 上谷宏二先生、京都工芸繊維大学助教授 森迫清貴先生には、増分摂動法の導入に際し、親切なご指導を頂きました。大阪大学助教授 橘英三郎先生、大阪市立大学講師 藤本益美先生、近畿大学講師 立山英二先生からも貴重な御意見を頂きました。これらの先生方に心から感謝の意を表します。

卒業論文あるいは修士論文のテーマとして研究の遂行に御尽力頂いた近藤史朗(現清水建設)、桑原進(現大阪大学助手)、古川晃敏(現東洋信託銀行)、林真理子(現竹中工務店)、米山隆也(現清水建設)、高橋英孝(現川崎製鉄)、水渡明(現大学院生)、三谷光太郎(現大学院生)、山下仁崇(現研究生)の諸氏を始めとする大阪大学脇山研究室の皆様に深く御礼申し上げます。

1982年から1989年に至る7年間に筆者が(株)日建設計で設計業務に携わった経験が、本研究を行う上で随所に糧となりました。浅学非才の筆者を教育し、育ててくださった当時の諸先輩ならびに同僚の皆様にはお礼の言葉もございません。末筆ながら、心より感謝いたします。