

1.4 【テーマ 1-4】 強震時の荷重に対する部材損傷評価に関する研究

1.4.1 はじめに

1998 年の「建築基準法」の改正によって、建築物の設計法がこれまでの仕様規定型から性能規定型へ変更された。鉄筋コンクリート（以下、RC）造建物においても、建物に入力される地震動レベルを明らかにし、その地震動によって建物がどの程度変形しどれくらい損傷を被るのかを設計時点で明確に把握し、その性能を建物のユーザーやオーナーに表示する必要に迫られてきている。しかし、現状の耐震技術において、地震動の入力レベル（強震時の荷重レベル）と RC 造建物の変形・損傷状況の関係を明確に評価しうるまでには至っていない。RC 造部材及び建物に関するこれまでの研究では、終局的な強度と変形性能の把握に重点がおかれていたため、崩壊に至る変形（例えば法令上の安全限界変位）がどの程度であるかといった評価は行われているが、それ以前の変形レベルでの損傷と変形（例えば法令上の損傷限界変位）の関係を知る上での資料が乏しいのが現状である。

本研究では、RC 造各種部材の詳細な加力実験の実施をとおして、また、これまでに実施してきた RC 造部材の実験データの再整理によって変形と損傷の関係を明らかにすることを目的とする。また RC 造建物の設計時及び既存 RC 造建物の改修設計時に、要求性能を建物に実現するための設計資料を得ること、さらに、損傷低減を図るための構造システムの評価法を構築することを目的として、平成 16 年度には以下の研究を実施した。

- ①高層 RC 造建物の下層階におけるト型柱梁接合部の弾塑性挙動の解析
- ②パッシブエネルギー吸収部材の最適配置に関する研究
- ③摩擦ダンパーを設置した 3 層建物の振動台実験の計画
- ④二方向にエネルギー吸収性能を持つ間柱ダンパーの開発
- ⑤コンクリートのひび割れ幅の計測法およびひび割れ発生の予測法
- ⑥超高波非破壊検査法によるコンクリート圧縮強度の推定法

以下に、上記研究課題について、その概要と平成 16 年度内に得られた成果について記述する。

1.4.2 鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部における機械式及び U 字形定着近傍の弾塑性挙動に関する解析的研究

[1-4-1]~[1-4-6]

筆者等は、高層RC造建物の下層部外柱梁接合部を対象とし、動的及び静的載荷実験を実施し、接合部の破壊挙動を詳細に調べてきた^{1-4-1~4)}。また、これらの試験体を解析対象として、有限要素法を用いた2次元非線形解析を行い、解析的に接合部の主要な応力状態を調べた^{1-4-5~6)}。本報では、接合部内の梁主筋の定着部近傍における更に詳細な破壊挙動を解析的に調べた。

a)解析概要

試験体の諸元を表1-4-1に、実験及び解析時の加力方法を図1-4-1に示す。解析対象は、RC造ト形柱梁接合部試験体(試験体名:NUCS, BUCS, NMCS, BMCS)4体である。試験体は、梁曲げ降伏が先行する(N)タイプと、接合部せん断強度と梁曲げ強度が拮抗する(B)タイプの2種類である。更に両タイプの試験体に対し梁主筋定着に機械式定着とU字形定着を用いた。解析は1方向単調載荷とし、荷重制御で柱に一定軸力を加えた後、梁の加力位置に変位制御で水平力を加えた。

ト形柱梁接合部の要素分割の詳細図を図1-4-2示す。コンクリートは4節点平面応力要素、主筋は2節点トラス要素、補強筋は埋め込み鉄筋要素を用いた。また、離散ひび割れ及び付着すべりは界面要素を配した。

材料特性を表1-4-2に、コンクリート圧縮モデルを図1-4-3に示す。コンクリートは弾塑性体と仮定し、破壊基準としてDruker-Pragerの降伏基準を用い、圧縮側の応力-ひずみ関係は、上昇域では圧縮強度の1/3までを弾性体とし2直線でモデル化した。圧縮強度後の下降域では、圧縮破壊エネルギーを考慮し、直線でモデル化している^{1-4-7~8)}。

表 1-4-1 解析対象試験体諸元

試験体名	梁		柱		接合部	せん断 余裕度	梁主筋 定着法
	主筋	補強筋	主筋	補強筋	補強筋		
NMCS	6-D16 (SD490)	2-D10@100 (SD295) 補強筋比 0.55%	12-D18 (SD490)	2-10@75 (SD295) 補強筋比 0.64%	2-D10@75 (SD295) (N type) 補強筋比 0.64%	1.601 (N type)	機械式 (M)
NUCS						1.601 (N type)	U字形 (U)
BMCS	10-D18 (SD345)	2-D6@75 (SD295) 補強筋比 0.33%	12-D16 (SD345)	2-D6@50 (SD295) 補強筋比 0.43%	2-D6@50 (SD295) (B type) 補強筋比 0.43%	0.955 (B type)	機械式 (M)
BUCS						1.011 (B type)	U字形 (U)

表 1-4-2 材料試験結果一覧

試験体	鉄筋			コンクリート	
	鉄筋径	降伏 (MPa)	引張強度 (MPa)	圧縮強度 (MPa)	弾性係数 (GPa)
NMCS	D19	587	803	42.4	29.99
	D10	420	525		
NUCS	D19	587	803	42.4	30.80
	D10	420	525		
BMCS	D16	392	591	25.8	23.66
	D6	333	487		
BUCS	D16	388	599	18.6	20.10
	D6	402	560		

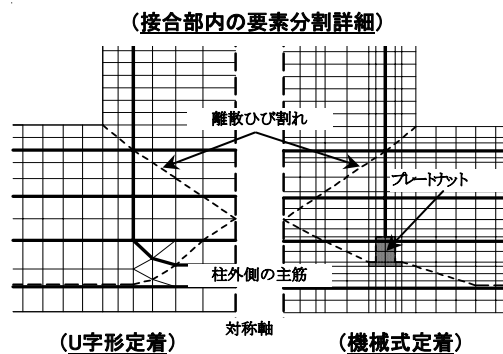


図 1-4-2 試験体要素分割図

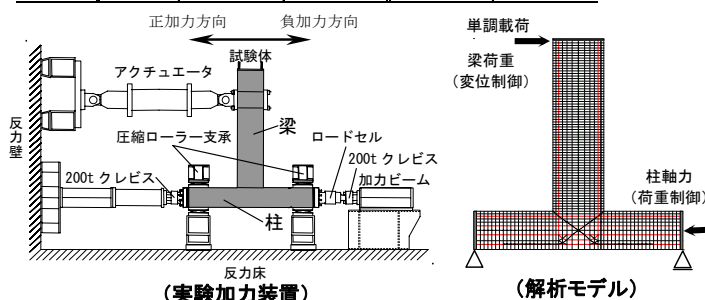


図 1-4-1 加力方法

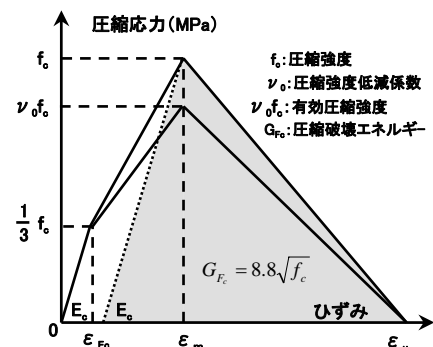


図 1-4-3 コンクリート圧縮モデル

コンクリート引張側モデルを図 1-4-4 に示す。コンクリートのひび割れの判定基準として Tension cut-off 基準を用いた。引張側の上昇域では引張強度までを弾性体とした。また、引張強度後の下降域では 3 直線でモデル化し、軟化域は引張破壊エネルギーを考慮した。

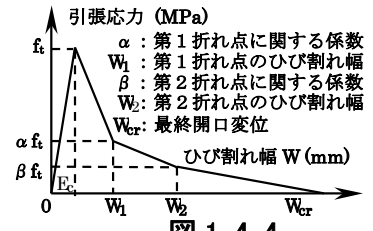


図 1-4-4

コンクリート引張モデル

鉄筋は、Von Mises の降伏基準を用い、応力-ひずみ関係は bi-linear モデルとし、降伏後の 2 次剛性はヤング係数の 1/100 とした。

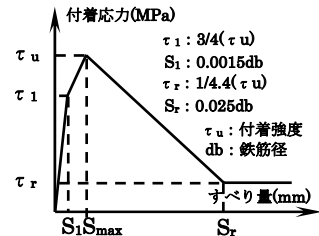


図 1-4-5 付着すべり関係

付着-すべり関係を図 1-4-5 に示す。本解析では、繰返し载荷による付着劣化を考慮するために、接合部内では、付着強度を 1/2 tau_u とした^{1-4-8~10}。

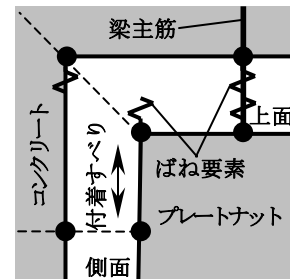


図 1-4-6 機械式定着モデル

機械式定着モデルを図 1-4-6 に、U字型定着モデルを図 1-4-7 に示す。機械式定着は、定着ナット上面では、コンクリートに局所的な圧縮応力が作用するため、コンクリートと定着ナット間にばね要素を用いた。ばね要素は、弾塑性ばねを用いて、降伏値を支圧破壊時の耐力とした。一方、プレートナット側面では、コンクリートとプレートナットの付着は、ほとんど得られないものとし、定着筋と相対的なすべりが表現できるように、小さな剛性にした¹⁻⁴⁻¹¹。U字型定着は、定着直線部の鉄筋軸方向に界面要素を用いて付着-すべりモデルを配した。折り曲げ部の直交方向の作用力は支圧強度を算定し、これを定着鉄筋力として表現した。余長部は、完全定着とした¹⁻⁴⁻¹²。

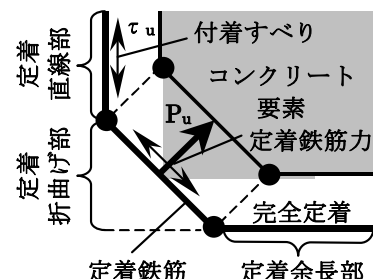


図 1-4-7 U 字形定着モデル

b) 実験結果

1) 荷重-変形関係及び引張梁主筋のひずみ分布

荷重-変形関係を図 1-4-8 に、梁主筋のひずみ分布を図 1-4-9 に示す。荷重-変形関係、主筋のひずみ分布とも概ね実験値と一致している。

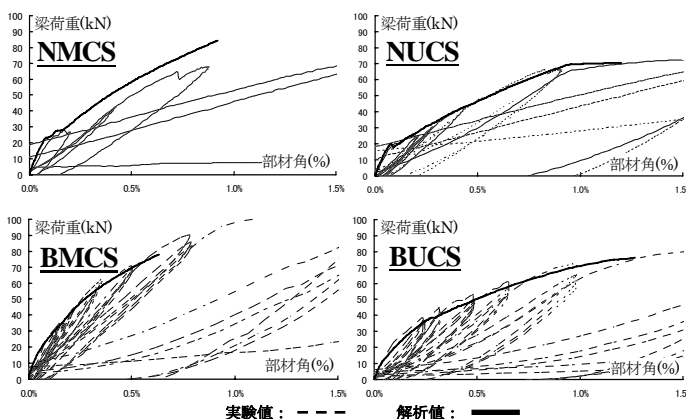


図 1-4-8 荷重-変形関係

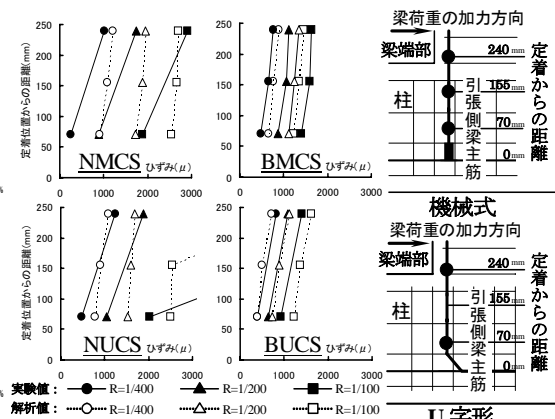


図 1-4-9 引張側梁主筋のひずみ分布

2) 離散ひび割れ界面の破壊挙動

実験結果による最大耐力時のひび割れ状況を図 1-4-10 に示す。実験では、機械式定着で柱主筋に沿う割裂状のひび割れが顕著であり、定着法の違いにより、ひび割れ状況に差異

が見られた。解析による柱主筋に沿う離散ひび割れ面の X 及び Y 成分の変位量を図 1-4-11 に示す。N タイプでは、X 及び Y 成分ともに機械式の方が大きな変位量を示している。B タイプの X 成分の変位量は、U 字形の方が大きく、Y 成分では、機械式の方が大きくなる傾向がある。

3) 定着部近傍の応力状態

定着部近傍の応力状態を図 1-4-12 に示す。機械式及び定着では、N、B タイプともに、圧縮側よりも引張側の定着部近傍に局所的な支圧抵抗力が働いている。また、U 字形でも、圧縮側よりも引張側の定着部近傍の圧縮応力の方が大きな値を示している。しかし、機械式のように局所的ではなく、B (折り曲げ部) 領域で支圧抵抗力は作用している。接合部内の最小主応力分布を図 1-4-13 に示す。分布図は、主応力の方向は図示せず、大きさのみを表示した。全ての試験体で圧縮ストラットが、接合部内の対角方向に作用し、その圧縮束は、機械式の方が広い領域で分布している。このような現状が生じる要因として、プレートナット近傍に働く局所的な支圧応力と、接合部せん断ひび割れ方向に沿った引張側梁主筋の引き抜きによって作用する応力が考えられる。U 字形では、圧縮ストラットは、折り曲げ部に向けて分布し、折り曲げ部では、主筋の引き抜きによって生じる支圧応力に加えてストラットからの圧縮応力を受けている。

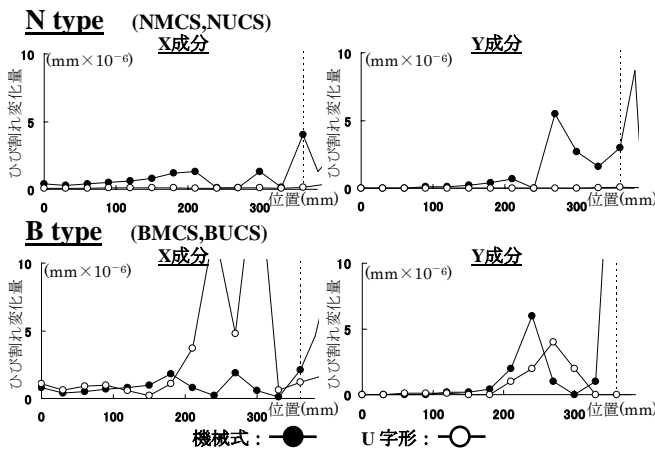


図 1-4-11 部材角 1/100 における離散ひびわれ状況(解析)

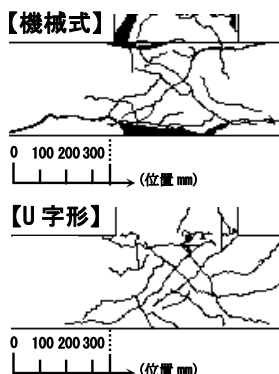


図 1-4-10 最大耐力時ひび割れ状況(実験)

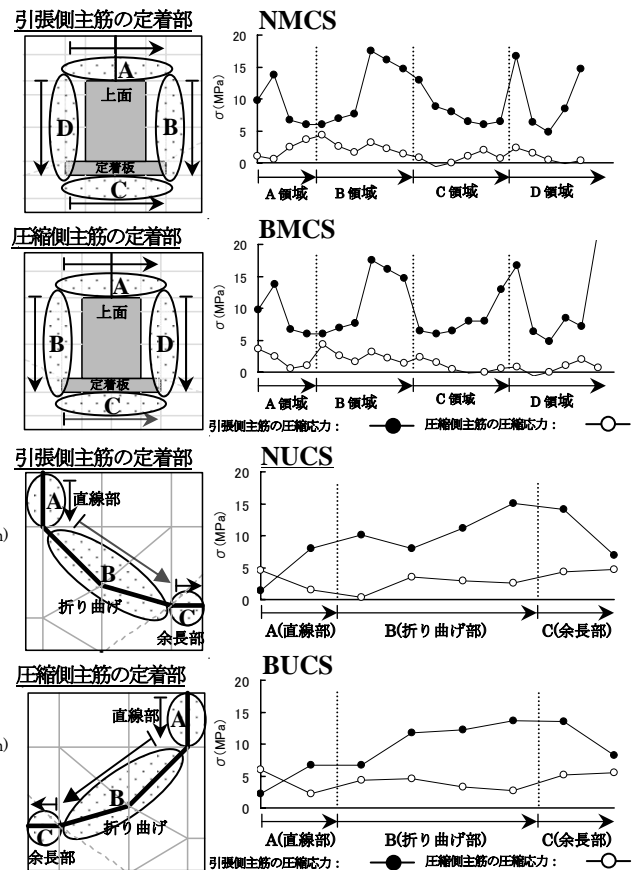


図 1-4-12 定着部近傍の応力状態

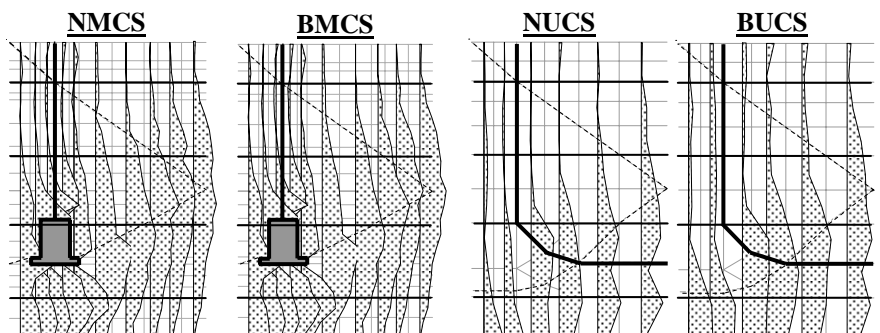


図 1-4-13 接合部内の最小主応力分布

1.4.3 多自由度構造におけるパッシブエネルギー吸収部材の最適配置に関する研究

[1-4-7]~[1-4-8]

パッシブエネルギー吸収部材(以降ダンパーと省略する)は、地震や風の荷重に対し建物の応答を低減させる効果がある。しかしながら、多自由度構造におけるこれら部材の配置に関しては未だ不明な点が多く、ダンパーの最適配置について検討した研究は少ない。本研究は、遺伝的アルゴリズム(Genetic Algorithm: GA)に基づいた、多層骨組構造モデルにおけるダンパーの最適配置の検討を行うことを目的としたものである。

a) 遺伝的アルゴリズム

GAは自然界で行われる、親(現世代)の特徴を子供(次世代)に引き継ぎながら新たな特徴を持った世代を形成していく、という進化過程の模倣による最適化計算手法の一種であり、工学的問題に広く適用されている。基本的な計算手法及びGAの概念は文献¹⁻⁴⁻¹³⁾他、多くの書物に紹介されている。したがって、ここでは、GAのダンパー最適配置問題への適用方法を述べる。

1) GA のダンパー配置問題への適用

図 1-4-14 に層間にダンパーを組み込んだ、せん断質点系モデル及びダンパー性能変数の遺伝子型への変換を示す。各個体のダンパーは、ダンパーの性能である減衰定数、耐力、剛性等(ダンパー性能変数 R_{di})により表現される。一世代目のダンパーの配置は、一個体における全層のダンパー性能変数の和を規定値とし、それらをランダムに割り当てることにより設定する。各層のダンパー性能変数を、

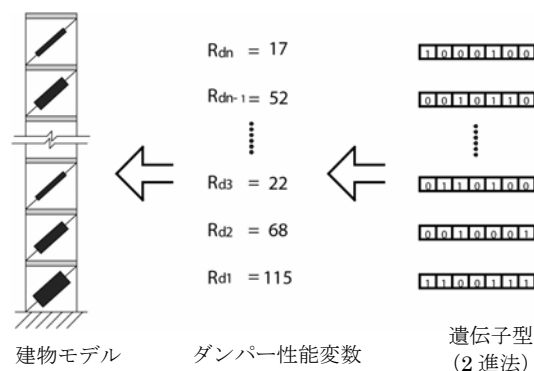


図 1-4-14 ダンパー性能変数の 2 進法からせん断質点系モデルへの変換

2 進法の表記であるビットに変換し、GAにおける遺伝子型から構成される染色体とする。本論文での最適配置問題は、ダンパー性能変数の関数である応答性能指標の最小化として考える。そこで、本論文での最適配置問題は、ダンパー性能変数の関数である応答性能指標の最小化として考えることができる。

$$\delta = f(R) \quad \dots \dots (1-4-1)$$

$$R_{dt} = \sum_{i=1}^n R_{di} \quad \dots \dots (1-4-2)$$

ここで、 δ は応答性能指標、 R はダンパー性能変数のベクトル、 n はダンパー配置位置の合計(層数)とする。また(1-4-2)式のダンパー性能変数 R_{di} の合計である R_{dt} は各個体で一定とする。

2) 選択方法

GAにおける、進化の3つの主な特徴(選択、生成および変異)は、Goldberg DE. の記述と同じ方法を用いた。最適化の過程は、各世代における最良な個体(つまり応答性能指標が最小である個体)が、遺伝子組換えにより頻繁に選択されることで求められる。ここでは、優良な個体を次世代に伝える一般的な選択手法であるルーレット選択を採用した。この選択

方法により、進化の過程でよりよい個体を増殖させ、悪い個体は衰退していく。次に、次世代を生成するために、現世代の個体間で遺伝子組換えを行う。生成方法は三つの方法(交差、複写、突然変異)を用いた。また、各世代における最良な個体を確実に次世代に伝えるために、エリート選択を採用している。

3) 再生成(Regeneration)

実際のダンパーの設置は、実用上利用可能なダンパーのサイズ、および設置に関連したコストによって規定される。非常に小さな性能変数を持つダンパーは、設置および材料コストの負担を考慮に入れると使用価値が低く、非経済的といえる。これらを解決する方法として、またGAの効率化のため、最適化過程において実現不可能なダンパー性能変数を削除することが考えられる¹⁻⁴⁻¹⁴⁾。本論文では、一般のGAとは異なり、個体群が最適化過程の間に数回再生成される。再生成は、すべての個体において、実現不可能なダンパー設置階のダンパーを削除し、個体群を再度初期化(ランダムにダンパーを配置)することにより、ダンパー設置階の模索範囲を縮小することを可能とする。

b) 平面解析

1) 解析概要

GAによるダンパー最適配置の妥当性を確認するため、解析対象は、各層で質量・剛性がすべて均一な20層のせん断質点系モデルに、ダンパーを配置したものとした。各層の質量はすべて各床レベルで $2.0 \times 10^2 \text{ ton}$ とし、主体構造の水平剛性は $3.0 \times 10^3 \text{ kN/cm}$ とする。入力波は、建物の1次と2次の固有振動数を有する2つの正弦波とし、それぞれ変位振幅を10cmに基準化した。建物の1,2次の固有周期はそれぞれ2.12および0.71秒である。通常ダンパーはブレースに設置され、建物に層間変位が生ずると稼動する。更に、層間変位は建物に与えるダメージとの関係が大きいことから、最大応答層間変位を、GAに用いる応答性能指標として選定した。また、GAにおける個体数は200個体からなり、世代は500回以上繰返される。粘性型ダンパー減衰係数の合計は $C_{dT} = 3.0 \times 10^2 \text{ kNsec/cm}$ を用いた。また、履歴型ダンパーの全体の降伏耐力 F_{yT} は、粘性型ダンパーを建物に均一配置した時の最大応答変位と、履歴型ダンパーを均一配置した時の最大応答変位が等しいとした時の耐力を用い、基準化した。ここでの降伏耐力 F_{yT} 、初期剛性 K_I はそれぞれ、1次正弦波入力時で $F_y = 7.0 \times 10^2 \text{ kN}$ 、 $K_I = 1.0 \times 10^3 \text{ kN/cm}$ 、2次正弦波入力時で $F_y = 2.1 \times 10^3 \text{ kN}$ 、 $K_I = 3.0 \times 10^3 \text{ kN/cm}$ とした。降伏時変位は

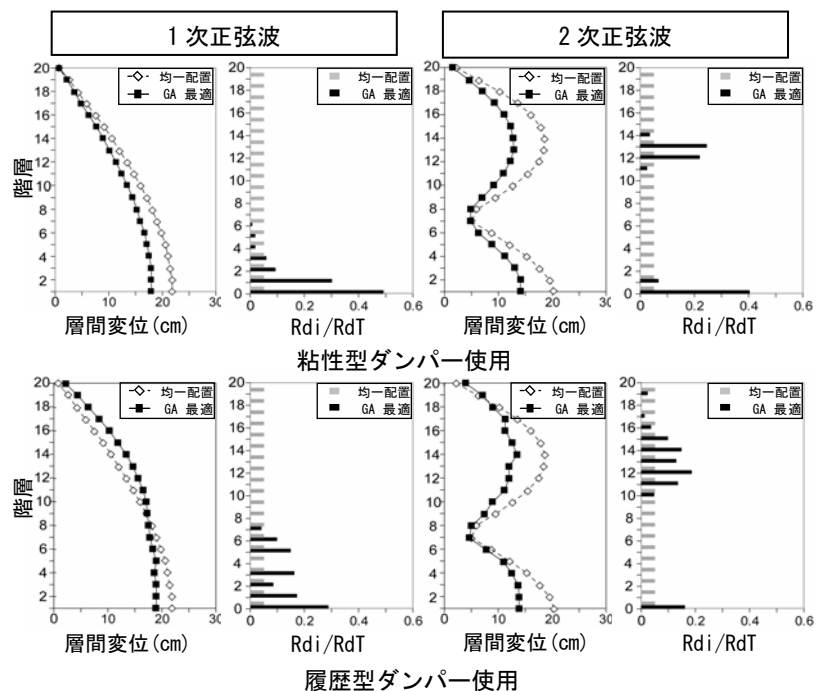


図 1-4-15 層間変位とダンパー配置関係

それぞれ $\delta_y=7\text{mm}$ とした。

2) 解析結果

図 1-4-15 に 1 次と 2 次の正弦波入力時の最大層間変位とダンパーの配置を、粘性型ダンパー使用時と履歴型ダンパー使用時に分けて、それぞれ示す。ここで各層のダンパー性能変数 R_{di} は総ダンパー性能変数 R_{dt} により基準化している。ダンパーのタイプ、入力波にかかわらず、ダンパー均一配置と比較して、GA最適配置の建物の最大応答層間変位は減少している。また、どちらのダンパーも同程度の変位の低減を示している。

c) 立面解析

1) 解析概要

GAの立体解析モデルにおけるダンパー最適配置の適用を検討した。ここでは、粘性型ダンパーを付加した 10 層のモデルを用いて立体せん断質点系解析を行った。床は $10 \times 10 \text{ m}$ のスパンを持ち、各層の質量はすべて各床レベルで $2.0 \times 10^2 \text{ ton}$ とし、各柱の水平せん断剛性は $K_x=K_y=7.5 \times 10^2 \text{ kN/cm}$ とする。また、ダンパー減衰係数の合計は $C_{dt}=3.0 \times 10^2 \text{ kNsec/cm}$ とする。ダンパーの設置による効果をより明確にするため、建物の質量や剛性は対称であり偏心を有していない。解析モデルの固有周期は 1 次～3 次で 1.09 秒、1.09 秒、0.63 秒となった。各床には 3 つの自由度 (x, y, θ) が定義されるが、入力波は 1 方向のみを検討し、高さ方向の 2 次固有周波数を有する正弦波 (振幅 10cm に基準化) とする。GA の第一世代目はダンパーがランダムに配置されるため、ダンパーの偏在により、立体モデルは回転運動を引き起こす。そのため応答性能指標は 3 つ (x, y, θ) の成分を含む必要があり、ここで GA に用いられる応答性能指標は、柱の最大層間変位 (柱位置の最大移動量の絶対値) とする。

2) 解析結果

図 1-4-16 に世代ごとの最良な応答性能指標を有する個体の収束結果を示す。GA の第一世代目のランダム配置であるモンテカルロ法によるダンパー配置は、均一配置に比べると応答性能指標が大幅に増加している。これは、立体解析モデルによるダンパー設置位置の増加に伴う GA の模索範囲の増加と、建物の回転運動の影響によるものである。図 1-4-17 にダンパー減衰係数の均一配置と GA 最適配置の概念図を示す。図中におけるダンパーのサイズはダンパー減衰係数の数値に相当している。ここでは y 方向からのみ正弦波が入力されているため、 x 方向にあるほとんどすべてのダンパーが微小か、あるいは再生成の過程の中で削除されている。GA のアプローチでは入力方向に対し、ダンパーを偏心しないように配置することが、回転の影響を防ぎ、応答を低減させるのに最も効果的であることが確認できた。

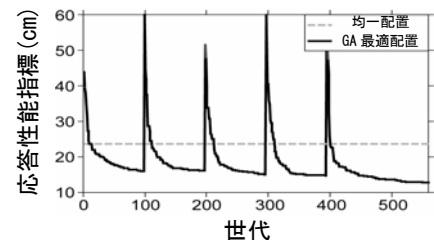


図 1-4-16 応答性能指標の収束

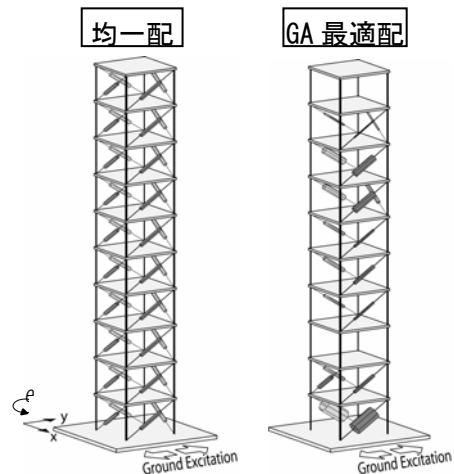


図 1-4-17 ダンパー配置関係

1.4.4 摩擦ダンパーを設置した3層建物の応答性状に関する実験的研究

[1-4-9]~[1-4-10]

本研究では、偏心を有する3層建物を対象に摩擦ダンパーの平面、高さ方向の設置位置の違いによる補強効果と捩れ応答性状を実験的に明らかにすることを目的に一方加振実験の実施を計画している。実験計画と試験体概要を述べ、予備解析を行い、試験体の基本的な挙動を把握する。

a) 実験概要

1) 試験体概要

本実験で使用する試験体として、鋼製床板(2.5kN)と4本の鋼棒を柱とした3層1スパンの立体骨組模型を設計・製作した。図1-4-18に試験体概要を示す。ここで加振方向の2構面をY1、Y2構面、加振方向に直交する2構面をX1、X2構面とする。試験体寸法は、X方向、Y方向共に柱間1000mm、層間高さ700mmとした。表1-4-3に試験体のモデル名、摩擦ダンパーの設置位置、偏心率を一覧として示す。試験体は、無偏心中層RC造建物¹⁻⁴⁻¹⁵⁾の損傷限界時(約0.99sec)と安全限界時(約1.52sec)の固有周期を相似則に従い、時間軸を約1/2に縮約した無偏心試験体M5(約0.50sec)とM8(約0.79sec)、また、剛性偏心試験体H8(約0.70sec)の3種類を設計した。

2) 測定方法

図1-4-18に示すように製床板のY1・Y2構面の水平変位とX1構面の加振方向に対し直交する方向の変位をストローク式変位計により測定した。また、図に製床板に設置した加速度計の配置位置と測定方向を示す。加速度計は各層鋼製床板の重心位置およびY1、X2構面の中央位置に取付け、平面図に示した測定方向加速度を計測する。ダンパーは軸方向荷重をロードセルにより計測する。ダンパーの軸方向荷重をロードセルにより測定した。

b) 予備解析結果

1) 解析諸元

解析は、各部材を線材置換し三次元立体骨組み弾塑性解析プログラム¹⁻⁴⁻¹⁶⁾を使用した。

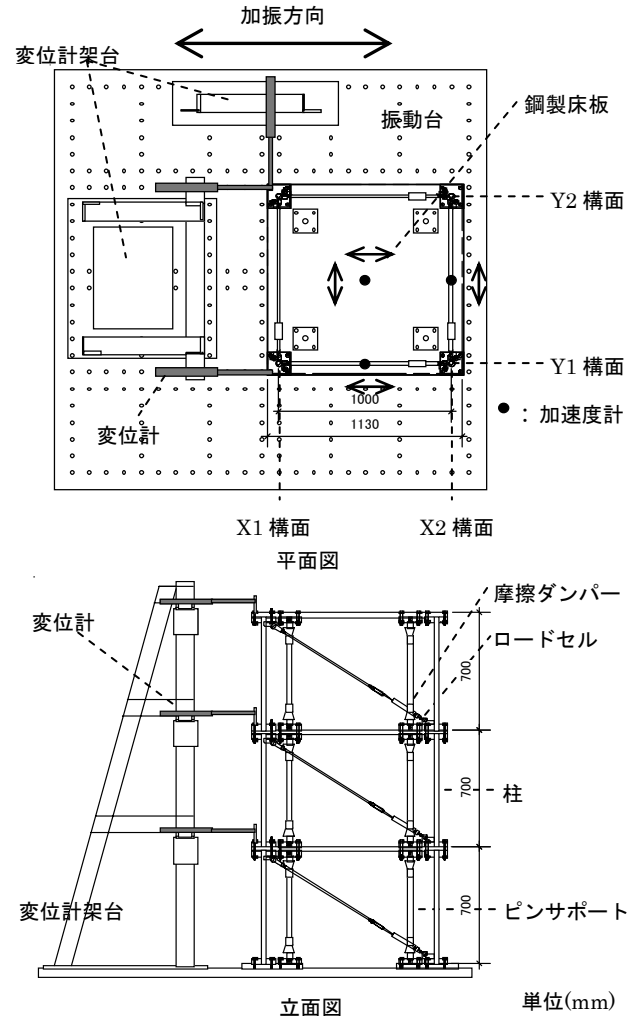


図1-4-18 試験体概要

表1-4-3 試験体一覧及び諸元

model		柱径 (mm)	摩擦ダンパー設置位置	偏心率
無偏心	M5	A	ダンパーなし	0.00
		B	両側配置	0.00
		C	片側配置	0.89
	M8	A	ダンパーなし	0.00
		B	両側配置	0.00
		C	片側配置	1.34
偏心	H8	A	ダンパーなし	0.33
		B	両側配置	0.04
		C	強構面配置	1.19
		D	弱構面配置	0.83
		E	直交配置	0.33
		F	均一配置	0.04

※ 偏心率は偏心距離を弾力半径で除したものである

※ ダンパー配置時の偏心率はダンパーの1次剛性を用いて計算した

2) 最大変位の検討

図 1-4-19 に、無偏心、偏心モデルにおける各階重心位置の各層最大層間変位について示す。M8、H8 モデルともに補強試験体は無補強時に比べ重心位置の最大応答変位は低減していることがわかる。図 1-4-20 に無偏心、偏心モデルの Y1、Y2、重心位置の各階の最大絶対変位を示す。M8C は、ダンパーが配置されている Y2 構面が小さくなっている。また、全体の応答は低減されるものの、ダンパーを偏心配置したことにより構面間の変位の差が大きくなり回転運動が増幅している。H8A、H8C モデルは Y1 構面がもっとも大きくなっていることが確認できる。H8D モデルではダンパーを弱構面に配置しているため Y2 構面の変位が増幅していることがわかる。

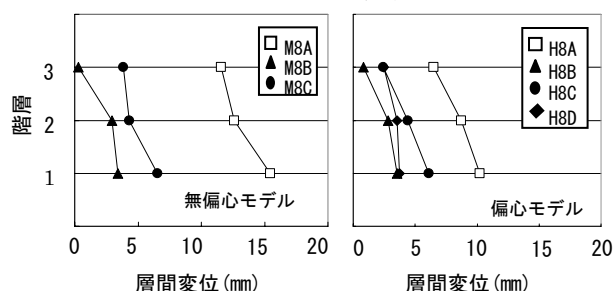


図 1-4-19 最大層間変位

M8C は、ダンパーが配置されている Y2 構面が小さくなっている。また、全体の応答は低減されるものの、ダンパーを偏心配置したことにより構面間の変位の差が大きくなり回転運動が増幅している。H8A、H8C モデルは Y1 構面がもっとも大きくなっていることが確認できる。H8D モデルではダンパーを弱構面に配置しているため Y2 構面の変位が増幅していることがわかる。

3) 高さ方向の配置の影響

図 1-4-21 にダンパーの設置順序の違いが応答結果に及ぼす影響を調べた。図 1-4-21 の横軸は設置の階を表し、(1)は1階から順次設置した場合、(2)は3階から順次設置した場合の応答変位の変化を表している。どちらの図もダンパーの設置箇所数を増やすと応答は低減していることがわかる。(1)では、M8011 と M8B の応答はほぼ同じ値を示している。また、(1)、(2)を比較すると、(1)の方が少ない設置箇所数で応答変位が低減していることがわかる。したがって、応答変位は下からダンパーを設置した方が大きく低減する。図 1-4-22, (1)は、ダンパーを単層配置した場合の、各層応答変位、図 1-4-22, (2)は、二層に配置した場合の各層応答変位を示したものである。両図より、無補強時の層間変位が大きい1層または1+2層にダンパーを組込んだ M8001, M8011 モデルが最も応答が低減している。この結果は、単純にダンパーの設置数を増やすことよりも配置の重要性を示している。

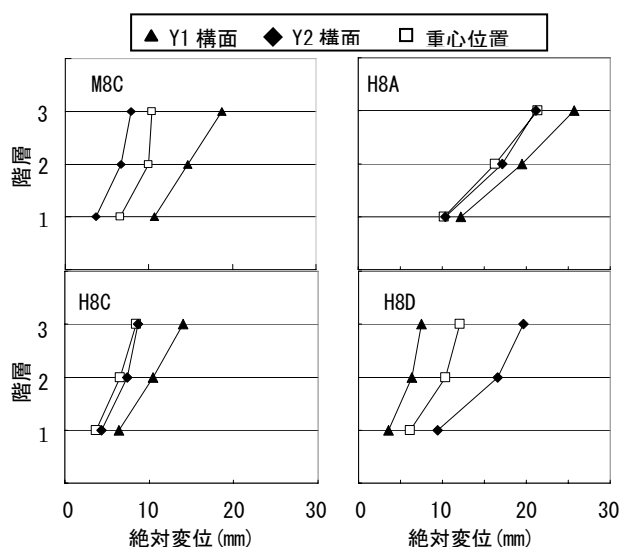


図 1-4-20 Y1 構面、Y2 構面、重心位置の最大絶対変位

図 1-4-21, (1)は、ダンパーを単層配置した場合の、各層応答変位、図 1-4-22, (2)は、二層に配置した場合の各層応答変位を示したものである。両図より、無補強時の層間変位が大きい1層または1+2層にダンパーを組込んだ M8001, M8011 モデルが最も応答が低減している。この結果は、単純にダンパーの設置数を増やすことよりも配置の重要性を示している。

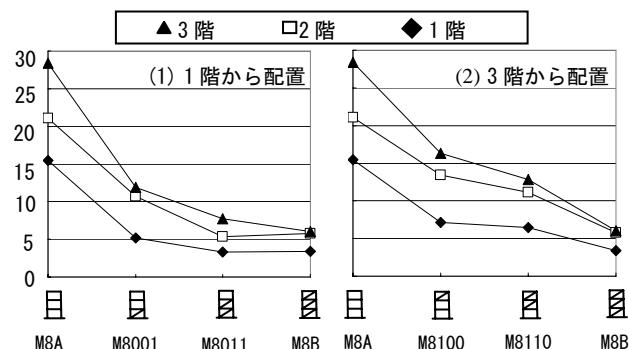


図 1-4-21 頂部変位-配置順序

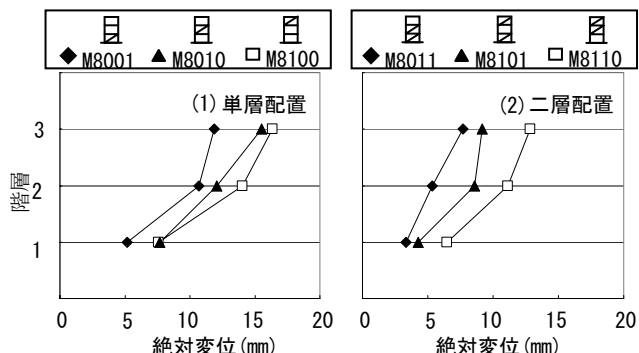


図 1-4-22 絶対変位-配置位置

1.4.5 二方向にエネルギー吸収性能を持つ間柱型ダンパーに関する研究

近年、地震荷重下における建物の応答低減機構として、様々なエネルギー吸収デバイスが研究、開発されている。その1つにダンパー取付け部の開口部を広く取れる間柱型ダンパーが注目されている。本論文は、二方向にエネルギー吸収性能のある簡単な間柱型パネルダンパーの提案及び試験体設計概要について述べ、二方向にエネルギー吸収性能を有する間柱型ダンパーを1質点立体骨組模型(無偏心模型・偏心模型)に取り付けることを想定し、二方向ダンパーを取り付けた試験体の振れ挙動と補強効果を確認するための予備解析を行った。

a) 試験体設計概要

1) 試験体概要

試験体はパネル、接合部端部、接合部中央部により構成された二層構造とする。パネルは交換可能とし、弾塑性体として鋼板(SS400)を使用する。板厚1.5mm、高さ100mm、幅40mmのパネルを4枚並べ、接合部端部、接合部中央部で噛み合わせた形状である(図1-4-23)。パネル同士が接合部中央部でパネルを上下層で交差するように配置することによって、二方向のせん断力をそれぞれ負担する。

2) 試験体の設計

当研究室で行われる予定の振動台実験に供される架構にこの提案ダンパーを組み込んだ実験を行い、摩擦ダンパーの性能と比較することを目標としている。そのため、本提案ダンパーの性能を摩擦ダンパーの耐力300Nと同等となるように設定した。図1-4-6に示した形状寸法の間柱ダンパーで計算上の弾性限界耐力は282Nとなる。ダンパー高さは、ダンパーを設置する主体フレームの層間変位を5mmと想定し、この時のパネルの部材角を1/20程度として設計した。2層構造となる提案ダンパーを弾性解析し、下部パネルの脚部が降伏する時の試験体の曲げモーメント分布を図1-4-24に示す。モーメントの反曲点は間柱ダンパーのほぼ中心にあり、上部パネルは固定剛体として計画することができる。

b) 解析概要

1) 解析概要

図1-4-25に解析対象骨組を示す。柱は無偏心モデルでは $\phi 15\text{mm}$ を4本、偏心モデルではY1構面に $\phi 15\text{mm}$ 、Y2構面に $\phi 19\text{mm}$ を剛性偏心するように配置した。フレーム構造は弾塑性体とし、間柱型ダンパーは間柱中央に独立した二方向(X・Y方向)のせん断バネとして配置され、バイリニア型の履歴特性を持つ。表1-4-4に地震応答解析諸元を示す。解析は線材置換した各部材を部材性能に基づき評価し、3次元弾性解析プログラムを使用して行

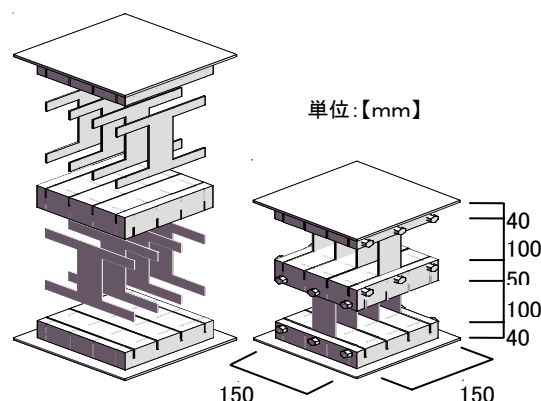


図1-4-23 間柱ダンパー組立図

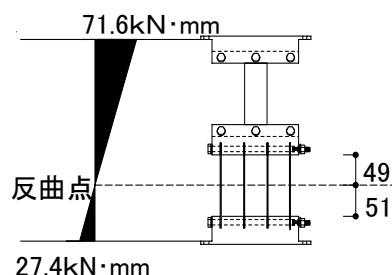


図1-4-24 ダンパーのモーメント

った。表 1-4-5 に解析対象モデル名、図 1-4-26 に解析対象モデルのダンパー設置位置を示す。解析対象モデルとして、無偏心(M)モデル・偏心(H)モデルにダンパーを設置しない無補強モデルとダンパーの設置場所の異なる 6 ケース:MA, MB, HA, HB, HC, HD を設定した。入力波は 0° 、 45° 、 90° の 3 方向から各々方向入力する。

c) 解析結果

各モデルのダンパー設置位置の違いによる補強効果と捩れ挙動について検討する。入力波の入力角度をパラメータとし、各モデルの無補強、一方向ダンパー、及び二方向ダンパー設置時の最大応答変位(重心位置の最大移動量の絶対値)と最大捩れ回転角を比較する。図 1-4-27 に無偏心モデルの最大応答変位を示す。ダンパー補強することによって、無補強モデルよりも応答が低減していることがわかる。二方向ダンパーと一方向ダンパーを比較すると、波の入力方向、ダンパー配置の違いに拘らず二方向ダンパーの応答は同じかもしくは減少している。図 1-4-28 に偏心モデルの最大応答変位を示す。HA, HB, HC モデルの応答変位の傾向は、ほぼ同じような結果となっている。一方、HD モデルでは波入力方向が 0° 、 45° の補強時の応答変位が他のモデルと比べて増大している。これは偏心モデルの強構面側にダンパーを配置したことにより、偏心率が高くなり、回転運動を励起したためだと考えられる。図 1-4-29 に偏心モデルの最大捩れ回転角を示す。HA, HB モデルの回転角の傾向は、ほぼ同じような結果となっている。HC モデルの回転角は二方向ダンパーが一方向ダンパーと比較して増大している。

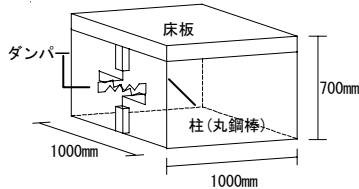


図 1-4-25 解析モデル

表 1-4-4 地震応答解析諸元

入力波	EL-Centro NS (最大加速度232gal)
試験体重量	2.95kN
数値積分	Newmark- β 法($\beta=0.25$)
時間刻み	$\Delta t=0.01$ sec
減衰定数	非減衰
ダンパー耐力	0.3kN
ダンパー軸剛性	0.11kN/mm

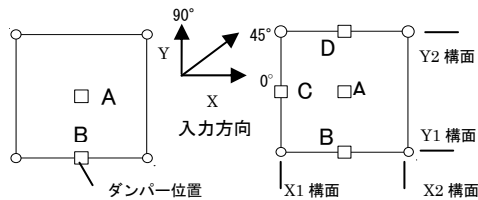


図 1-4-26 ダンパー配置位置

表 1-4-5 解析モデル名

無偏心モデル	柱径(mm)	ダンパー位置
MA	$\phi 15$	A
MB	$\phi 15$	B
偏心モデル	柱径(mm)	ダンパー位置
HA	$\phi 15$	A
HB	$\phi 15$	B
HC	$\phi 19$	C
HD	$\phi 19$	D

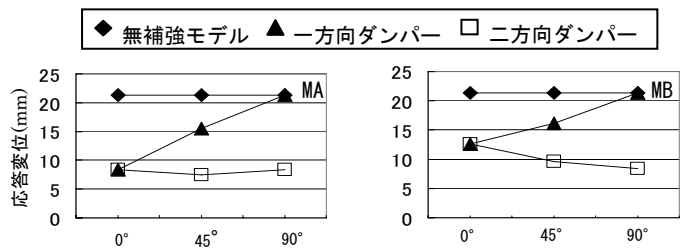


図 1-4-27 無偏心モデルの応答変位

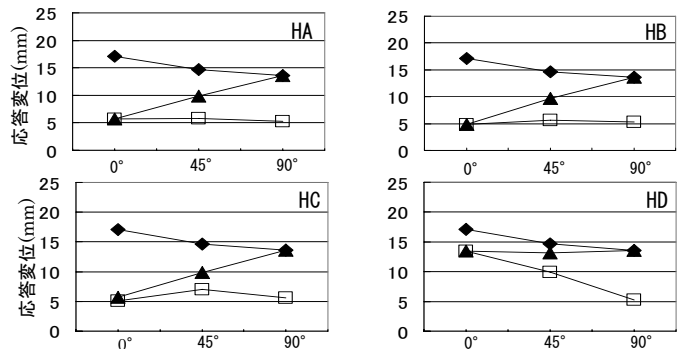


図 1-4-28 偏心モデルの応答変位

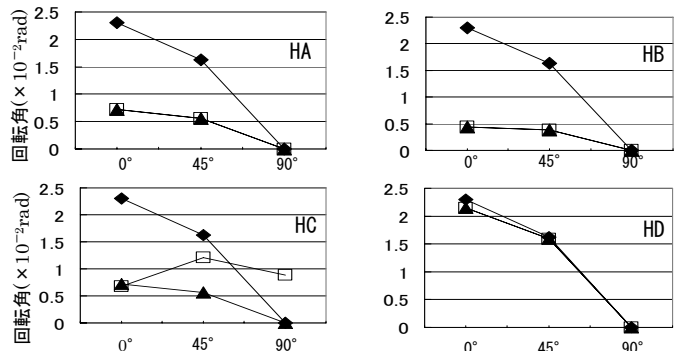


図 1-4-29 偏心モデルの捩れ回転角

1.4.6 コンクリートのひび割れ幅の計測と予測に関する研究

[1-4-11]～[1-4-12]

本研究では、コンクリートに生じるひび割れの定量的評価を目的として、ひび割れ幅の計測方法を開発するとともに、ひび割れ解析によるひび割れ幅の予測を試みた。ひび割れ幅は、コンクリートの破壊エネルギー試験を実施し、スキャナを利用して取得したひび割れ画像に基づいて測定した。一方、ひび割れ幅の予測に際しては、コンクリートをメゾスケールでモデル化する2次元粒子モデルを用いてひび割れ解析を行った。

a) ひび割れ幅の計測実験

1) 実験概要

コンクリートのひび割れ幅を計測するために破壊エネルギー試験¹⁻⁴⁻¹⁷⁾を実施した。図1-4-30に供試体セットアップ状況を示す。供試体梁寸法は100×100×400 mmである。供試体は、打設後1日で脱型し、試験材齢7日まで標準水中養生した。試験直前には、刃厚2 mmのダイヤモンド・カッターを用い、供試体中央に深さ50 mmの切欠きを設けた。載荷には、安定して軟化応答を制御できるインストロン型精密万能試験機（容量100 kN）を用いた。荷重（P）は試験機に固定されたロードセルを用いて検力し、開口変位（CMOD）はクリップゲージ（精度1/1000 mm）により計測した。表1-4-6にコンクリートの調合を示す。

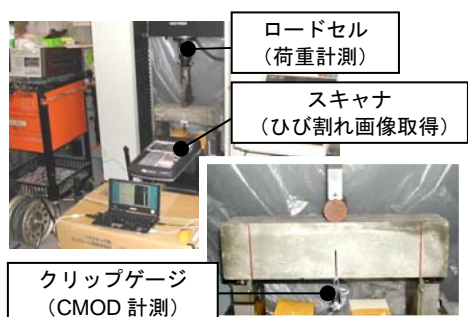


図 1-4-30 供試体セットアップ状況

表 1-4-6 コンクリートの計画調合

※供試体は 各2体	W/C (%)	単位量 (kg/m ³)			
		W	C	S	G
コンクリート	50	202	403	725	1008
モルタル		326	653	1175	0

W：水、C：セメント、S：細骨材、G：粗骨材

2) ひび割れ幅の計測手法

本研究では、スキャナを利用して取得したひび割れ画像に基づいてひび割れ幅を測定する。スキャナを用いてひび割れ画像を取得する場合、読取り解像度の設定が重要である。解像度とは、画像データの単位長さあたりの画素数を示す値であり、その単位は dpi (dot per inch) である。本研究では読取り解像度として 2400 dpi を設定した。解像度が 2400 dpi の場合、画素の寸法はおよそ 0.01 mm となる。図 1-4-31 に取得したひび割れ画像を示す。取得したひび割れ画像を観察すると、ひび割れの境界が不鮮明であり明確に判別できない。ひび割れ幅を正確に評価するためには、ひび割れ画像に2値化処理を施し、ひび割れの境界を明確にする必要がある。2値化とは、画像内の各画素を濃度に応じて「白」か「黒」に変換する処理であり、その境界値を「しきい値」と呼ぶ。しきい値の設定方法はまだ確立されておらず、今後詳細な検討を要するが、本実験ではひび割れ画像の明るさやコントラストを調整した後、ひび割れとともに読み込んだクラックスケールの寸法が適切に識別できる「しきい値」を選択した。

図 1-4-32 にひび割れ幅の評価方法を示す。まず、ひび割れの傾き（直線 A）をひび割れ

画素の中心位置から推定する。次に、ひび割れの傾きに対して直交線（直線 B）を引き、ひび割れの境界に位置する画素との交点（M、N）を選択する。本研究では、線分 M-N の長さをひび割れ幅として定義している。最後に、ひび割れ幅の各方向成分（ ΔX 、 ΔY ）を求めてひび割れ幅を評価する。なお、 ΔX および ΔY は各方向の画素数に画素寸法 0.0105 mm を乗じることによって求めることができる。

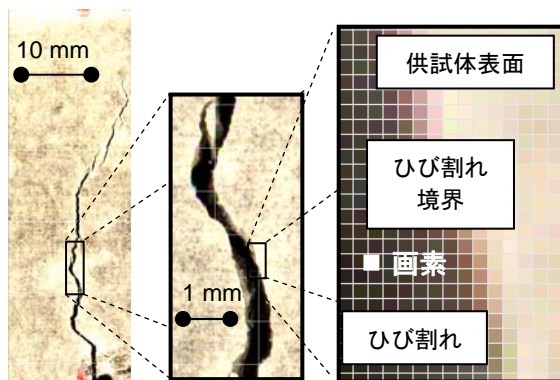


図 1-4-31 取得したひび割れ画像

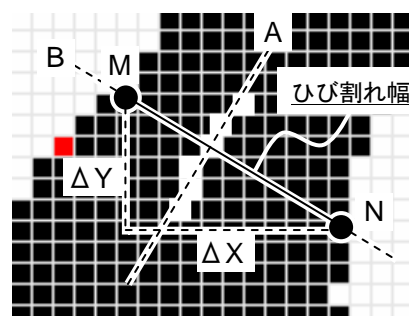


図 1-4-32 ひび割れ幅の評価方法

b) 数値解析によるひび割れ幅の評価

1) 粒子モデル

本研究では、ひび割れ解析モデル「粒子モデル」を用いてひび割れ幅を評価する。粒子モデルは、コンクリート内部の複相構造を模擬するために、図 1-4-33 に示すようなモルタル相、骨材相および界面相の 3 相から成る要素ネットワークをトラス要素で定義するメゾスケールのひび割れ解析モデルである。

図 1-4-34 に各要素に付与する応力（ σ_p ）－ひずみ（ ε_f ）関係を示す。この σ_p － ε_f 関係は、微視材料パラメータである微視ヤング係数（ E_m ）、微視引張強度（ σ_p ）、限界ひずみ（ ε_f ）および微視破壊エネルギー（ G_{FM} ）によって決定される。これら微視材料パラメータは、実験から得られる巨視ヤング係数（ E ）や巨視破壊エネルギー（ G_F ）等の巨視材料パラメータと関連付けることによって同定されている。なお、パラメータ同定の詳細に関しては、既報¹⁻⁴⁻¹⁸⁾を参照されたい。また、要素に関しては 4 つの状態（弾性、軟化、除荷、破断）が考慮され、各状態は σ － ε 関係に対応している。なお、本研究では圧縮挙動は弾性と仮定し、圧縮での破壊は考慮しない。

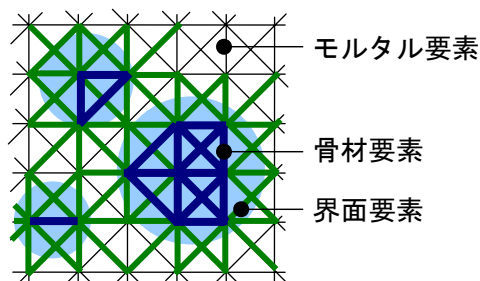


図 1-4-33 要素ネットワーク

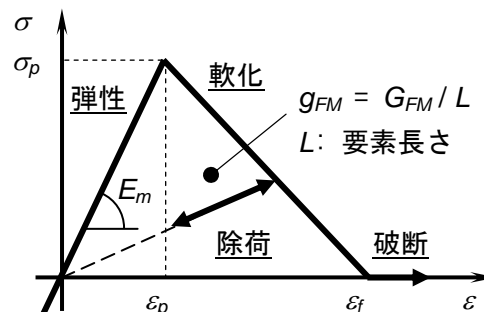


図 1-4-34 応力－ひずみ関係

2) ひび割れ幅の解析結果

図 1-4-35 に CMOD = 1.50 mm 時におけるコンクリート供試体のひび割れ幅の測定結果お

よび解析結果を示す。解析結果は概ね測定結果を模擬しているが、No. 1 供試体の切欠き上部 5 mm の部分において差異が大きい。この位置ではひび割れが迂回しており、部分的にひび割れ幅が細くなっている。ひび割れ幅を予測する上でこのような局所的な変化までも予測対象とするべきかという点については今後議論が必要であるが、RC 構造物の性能評価を目標とする場合、最大ひび割れ幅や許容最大ひび割れ幅として定義される 0.1~0.3 mm 程度のひび割れの予測に最も注意を払うべきであろう。また、解析結果から分かるように、ひび割れの伸展方向は試験結果と異なっている。コンクリート供試体のひび割れ伸展方向は、実験・解析ともに内部に包含する粗骨材の影響を受ける。解析によるひび割れの伸展方向を実験の観察結果に適合させるためには、解析に用いる骨材配置を実供試体と一致させなければならない。しかし、2次元解析では骨材量を優先して粗骨材分布を決定しているため困難である。そこで、骨材配置がひび割れ幅の予測精度に及ぼす影響を把握しておく必要があると思われる。図 1-4-36 に 3 パターンの骨材配置を仮定したひび割れ解析結果を示す。先に示した骨材配置を A として、これら 4 パターンの骨材配置に基づくひび割れ幅の評価結果を図 1-4-37 に示す。4 パターンの粗骨材分布を仮定した解析結果はいずれもひび割れ幅の測定結果を良好に模擬しており、今回の検討の範囲では粗骨材分布の違いがひび割れ幅の評価に及ぼす影響は小さいと考えられる。ただし、解析対象が極めて単純であるとともに、2次元解析による検討であり粗骨材の影響を過小評価していることも考えられるため、今後詳細な検討が必要であろう。

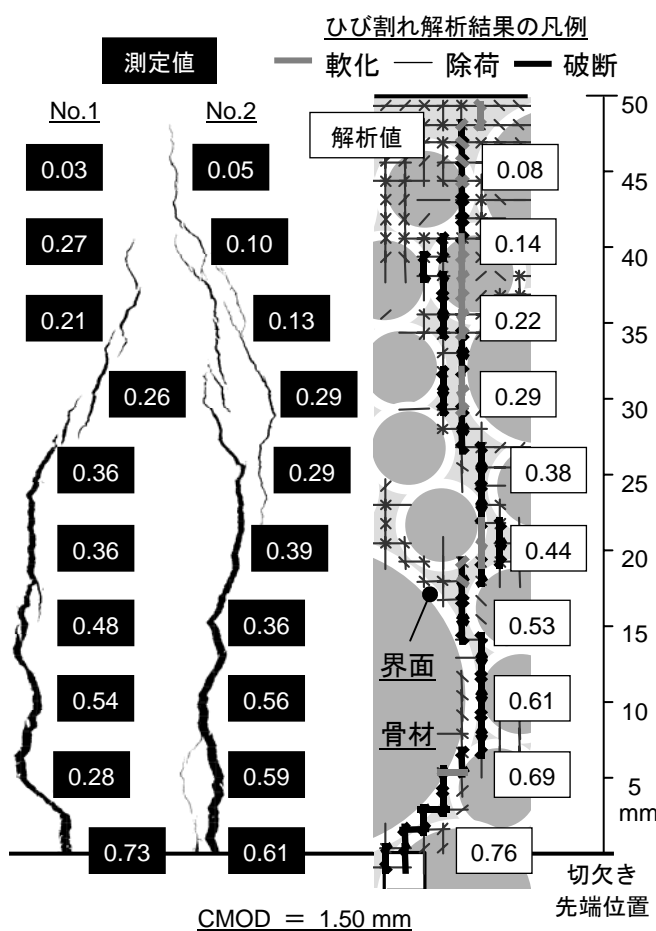


図 1-4-35 ひび割れ幅の解析結果

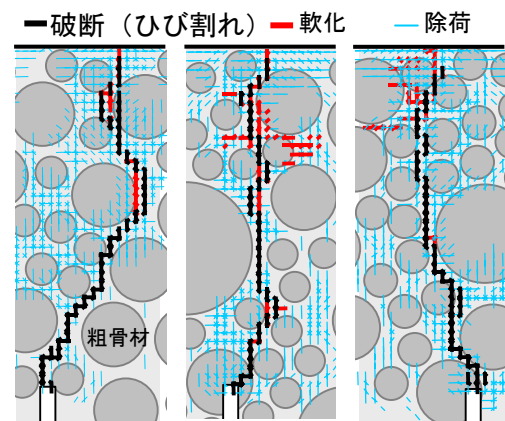


図 1-4-36 ひび割れ解析結果

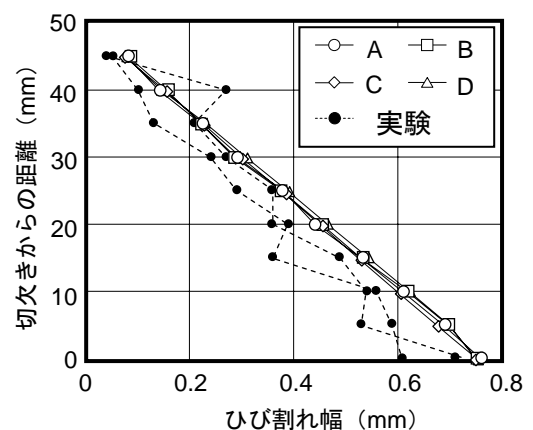


図 1-4-37 ひび割れ幅の評価結果

1.4.7 超音波非破壊試験法によるコンクリート圧縮強度の推定に関する研究

[1-4-13]

本研究は、超音波非破壊検査法を用いた、より精度の高いコンクリート圧縮強度推定法を確立することを目的に、種々の圧縮強度を持つコンクリート円柱試験体と実構造物を模した供試体を用い、透過法による超音波測定とアムスラー試験機による圧縮強度試験を実施し、超音波測定値（音速と周波数）とコンクリート圧縮強度の関係を調べた。

a) 実験概要

1) 試験体および測定方法

円柱試験体

設計基準強度（以下、 F_c ）が10,20,30,40,50,60 (N/mm²) の6種類のコンクリート円柱試験体（ $\Phi 100 \times 200$ ）で、1週から4週に至るまで各3体ずつを対象に超音波測定とアムスラー試験機による圧縮試験を実施した。なお、 F_c が10と20 (N/mm²) の試験体については、若材令での脱型時の破損を考慮して2週目からの測定としている。表1-4-7に各設計基準強度のコンクリート調合表を示した。

表 1-4-7 各設計強度の調合

設計基準強度 (N/mm ²)	水セメント 比 (%)	粗骨材		細骨材率 (%)
		種類	最大寸法(mm)	
10	110.0	碎石	20	55.0
20	73.0			49.1
30	56.0			46.3
40	48.0			45.6
50	39.5			45.5
60	38.0			48.0

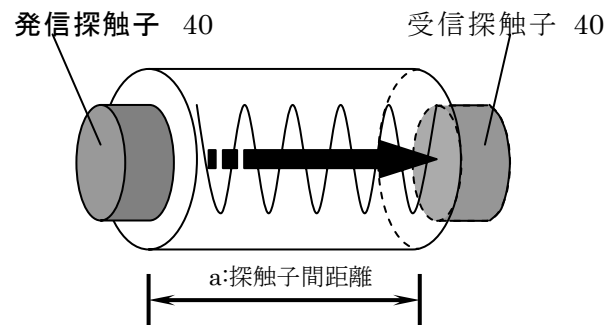
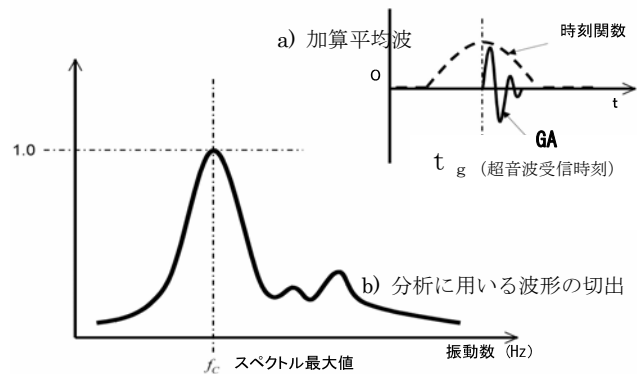
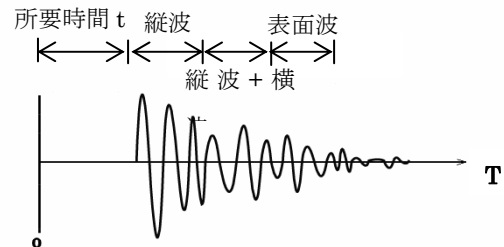


図1-4-38 測定概念図

図1-4-38に透過法による超音波測定の概要図を示した。発信探触子から発信された広帯域超音波を受信探触子で受信した測定値（図1-4-39：概念図）から音速と卓越する周波数を求める。ただし、受信波は電氣的雑音や、外乱などの妨害波を除去するために300回加算平均した波を用いる。音速の測定は、発信探触子からコンクリート内部を透過し、受信探触子に到達するまでの所要時間 t (sec) と探触子間距離 a (m) から $V_p = a/t$ として求める。一方、卓越する周波数は図1-4-39に示すように、加算平均波を、時刻関数を用いて、分析に用いる波（縦波、縦波と横波の混在あるいは表面波等）を必要に応じて切りだし、フーリエ変換しスペクトル極大値 f_c (Hz) として求める。



c) FFT分析によるスペクトル図

実構造物を模した試験体

図 1-4-39 波形分析の概念図

図 1-4-40 に試験体形状寸法を示す。試験体の寸法は幅と高さが 500mm×500mm と共通で、厚さを 200, 350, 500mm と 3 種類に変化させ、それぞれ床あるいは壁、梁、柱部材を想定した。コンクリートシリンダーを対象とした試験は本実験結果との関係も検討することを意図しており、本試験体と同時にコンクリートシリンダーを製作した。本試験の試験体は、設計基準強度 (F_c)、10,20,30,40,50,60 N/mm² の 6 種類に対して、試験体形状の異なる各 3 体、計 18 体で、シリンダー試験と同様、1 週から 4 週まで各週において以下に示す測定を行った。

実際の構造部材では、探触子を利用した測定に種々の制約があることが想定される。従って、本実験では、図 1-4-41 に示す a) 透過法、b) 反射法、c) 反射波法、d) 表面配置法、e) 斜面透過法の 5 種類の計測を行っているが、ここでは a) の透過法による測定結果のみを対象に、圧縮強度との関連を報告する。なお、電氣的雑音や外乱などの妨害波を除去するために受信波を 300 回加算平均した波を用いて分析したことは円柱試験体と同様である。

b) .実験結果

1) 円柱試験体

すべてのデータに対する圧縮強度と音速 (V_p)、縦波における周波数および縦波+横波における周波数との関係を図 1-4-42 示した。同図中には、回帰分析によって求めた圧縮強度と各測定値の関係式と相関係数を示し、関係式の適合性を検討した。圧縮強度と音速および縦波周波数の関係は相関係数が 0.9 と非常に高い値を示したのに対し、縦波+横波周波数に関してはばらつきの大きい結果となった。材齢による影響を検討するために、2 週目と 4 週目の試験体に対する、圧縮強度と各測定値との関係を図 1-4-43 に示した。比較的相関性の高かった音速と縦波周波数については、より高い相関係数が得られた。

2) 実構造物を模した試験体

図 1-4-44-a)~d) に 1 週目~4 週目の圧縮強度とすべての音速測定値の関係、図 1-4-44-e)~h) には縦波測定から得られた卓越周波数との関係を示した。同図には、コンクリート圧縮強度と測定値の関係を線形回帰式 $y = \alpha x + \beta$ で表し、相関係数 r を併せて示して

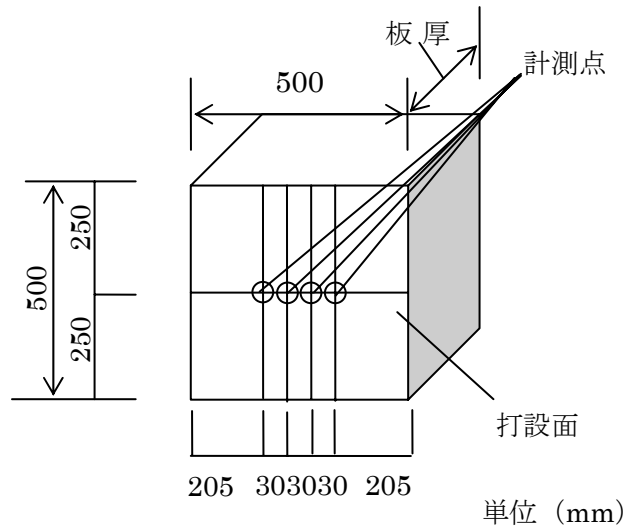


図 1-4-40 試験体形状寸法

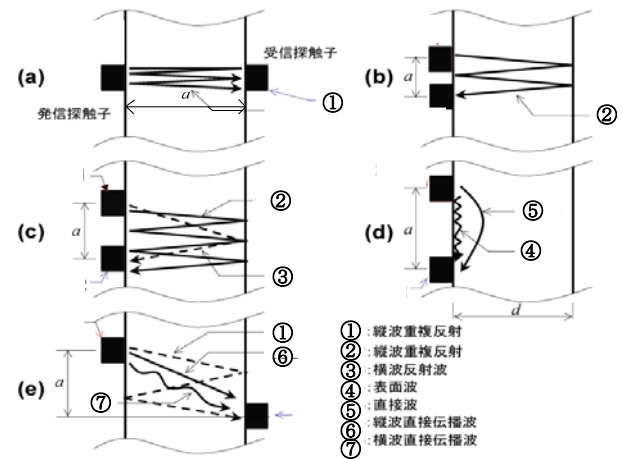


図 1-4-41 測定法の種類

いる。a) および e) 図はすべての板厚に対する関係を示し、他の図は板厚ごとの関係を示している。音速 a) と周波数 e) だけの比較では、周波数測定値にはかなりばらつきがあることがわかる。しかし、板厚ごとの関係で調べるといずれの測定値ともかなり高い相関性を持つことがわかる。また、板厚の違いで相関性を比較すると板厚が厚いほどばらつきの少ない結果となっていることがわかる。

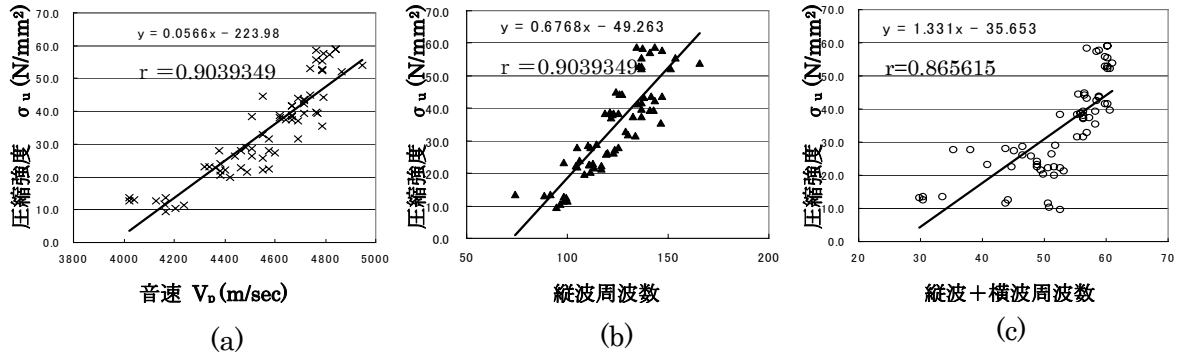


図 1-4-42 圧縮強度－測定値の関係

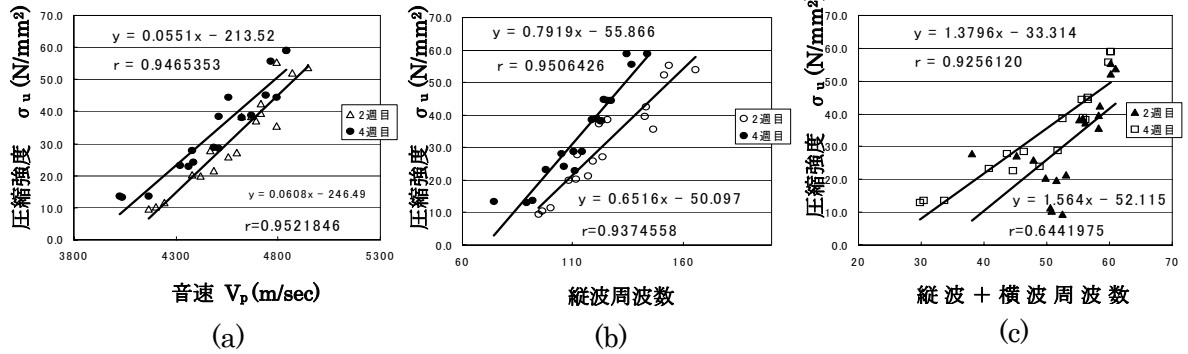


図 1-4-43 圧縮強度－測定値の関係(2週と4週の比較)

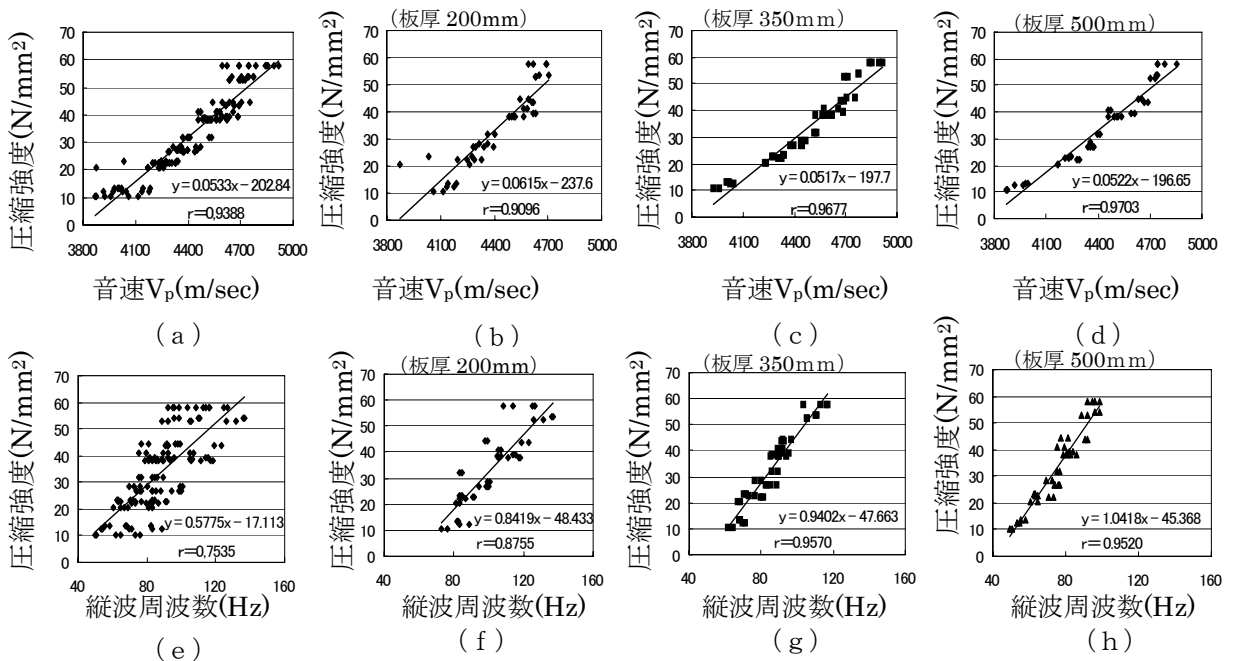


図 1-4-44 圧縮強度－測定値の関係

1.4.8 まとめ

a) 鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部における機械式及びU字形定着近傍の弾塑性挙動に関する解析的研究

- 1) 解析による荷重-変形及び主筋のひずみ分布は、概ね実験結果とよく一致している。
- 2) 柱外側主筋に沿う離散ひびわれ界面の挙動は、U字形では、主筋に沿うすべりの方向に生じ、機械式では、鉄筋に直角な割裂方向に生ずる。
- 3) 定着部近傍では、機械式は、プレートナットの定着板と上面付近に、局所的に支圧抵抗力が作用し、U字形定着では、鉄筋に直角な割裂方向に生ずる。
- 4) 接合部の応力分布より、機械式U字形ともに圧縮ストラットは形成されるが、定着部近傍に作用する応力状態が異なるため、接合部の応力分布に違いが現れる。

b) 多自由度構造におけるパッシブエネルギー吸収部材の最適配置に関する研究

- 1) GA を用いたダンパーの最適配置は均一配置と比較して応答低減が認められた。
- 2) GA 最適配置におけるダンパーの配置形状は、粘性型や履歴型のダンパーのタイプに依存しないことがわかった。
- 3) 立体解析モデルにおいて、GA 最適配置は振れを回避するためダンパーを対称に置くことを可能とし、GA が振れを伴う構造物に適用可能であることを確認した。
- 4) 一般の GA とは異なり、最適化過程において、個体群の遺伝情報が数回再生成された。解析対象として取り扱ったモデルの自由度が小規模なため、再生成は応答性能指標にさほどの影響を与えていないことがわかった。

c) 摩擦ダンパーを設置した3層建物の応答性状に関する実験的研究

- 1) 振動台実験の計画、3層試験体の概要及び摩擦ダンパーの性能について述べた。
- 2) 3層建物の立体骨組弾塑性地震応答解析を行い、試験体の基本的な挙動を把握した。また、ダンパーの平面的、立面的配置の違いによる効果を確認した。

d) 二方向にエネルギー吸収性能を持つ間柱型ダンパーに関する研究

- 1) 二方向にエネルギー吸収性能を持つ間柱ダンパーの提案を行った。
- 2) 入力波の方向に拘らず、一方向ダンパーと比較して二方向ダンパーでは応答が低減しているが、ダンパーの設置位置によっては偏心建物となり変形が増幅することもあることがわかった。

e) コンクリートのひび割れ幅の計測と予測に関する研究

- 1) スキャナを用いてひび割れ幅を計測する場合、スキャナの読取り解像度が計測結果の精度を左右するため、解像度の選択が重要である。
- 2) コンクリートのひび割れ幅の解析結果は、測定結果を良好に模擬することができた。しかし、粗骨材の影響による局所的なひび割れ幅の変化を模擬することは困難であると思われる。

- 3) 今回の検討の範囲では、ひび割れ解析における粗骨材配置の影響がひび割れ幅に及ぼす影響は小さいと考えられる。ただし、今後詳細な検討が必要である。

f) 超音波非破壊試験法によるコンクリート圧縮強度の推定に関する研究

- 1) 音速と縦波周波数の測定値とコンクリート強度には高い相関性が得られた。
- 2) 材齢別のコンクリート圧縮強度と音速、縦波周波数の関係式は、より高い相関性を示した。
- 3) 材齢により音速及び卓越周波数（縦波）は大きくなる傾向にある。これは、材齢による圧縮強度の上昇にほぼ比例している。
- 4) コンクリート圧縮強度と音速の関係式は、板厚に関係なく相関係数が高い値を示した。一方、卓越周波数（縦波）との関係式は、板厚ごとの関係で調べると高い相関性が得られることがわかった。

参考文献

- [1-4-1] 安達洋, 奥田明久ほか:「機械式定着法を用いた鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の動的な定着性状に関する研究」コンクリート工学年次論文報告集 Vol.18,No.2,1996,pp971～976
- [1-4-2] 安達洋, 増島克己ほか:「鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の力学的性状に及ぼす載荷速度の影響に関する実験的研究」コンクリート工学年次論文報告集 Vol.20,No.3,1998,pp553～558
- [1-4-3] 安達洋, 山田高史ほか:「変動軸力を受ける鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の力学的性状に関する実験的研究」コンクリート工学年次論文報告集 Vol.32,No.3,1999,pp637～642
- [1-4-4] 安達洋, 小島陽一ほか:「変動軸力を受ける機械式定着法を用いた鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の挙動に関する実験的研究」コンクリート工学年次論文報告集 Vol.24,No.2,2002,pp445～450
- [1-4-5] 安達洋, 小川勤ほか:「有限要素法による鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の 2次元非線形解析」コンクリート工学年次論文報告 Vol.26,No.2,2004,pp445～450
- [1-4-6] DIANA Foundation Expertise Center for Computational Mechanics: DIANA Finite Element Analysis User's Manual, TNO Building and Construction Research.1999
- [1-4-7] Hikaru nakamura and Takeshi higai:「COMPRESSIV FRACTUREENERGY AND FRACTURE ZONE LENGTH OF CONCRETE,MODELING OF IN ELASTIC BEHAVIOR OF RC STRUCTUES UNDER SEISMIC LOADS」ASCE, pp471～487,1990.10
- [1-4-8] 「靱性保証型耐震設計指針」: 日本建築学会
- [1-4-9] 藤井栄:「鉄筋コンクリートにおける付着定着特性とその部材に及ぼす影響に関する研究」: 京都大学学位論文 1992.1
- [1-4-10] 白井伸明, 森泉和人ほか:「RC 造柱・梁接合部の破壊モードに関する 2-D 及び 3-D 解析 (その 1～3)」日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造IV, pp447～448,2003.9
- [1-4-11] 「プレートナット工法の設計施工指針」: 東京鉄鋼株式会社

- [1-4-12] 藤井栄:「90°折り曲げ鉄筋の定着耐力の再評価」:日本建築学会構造系論文報告集 NO.429,Nov,1991
- [1-4-13] Goldberg DE. “Genetic algorithms in search, optimization and machine learning.” Addison-Wesley Publishing Co., Inc., Reading, Mass, 1989.
- [1-4-14] Bolander JE, Kobashi Y, and Kintzel J. “Structural optimization through genetic adaptation and regeneration.” OPTI 95 – The Fourth International Conference on Computer Aided Optimum Design of Structures, Computational Mechanics Publications, 1995: 85–92.
- [1-4-15] 鉄筋コンクリート造建物の性能評価ガイドライン(第Ⅱ編 性能評価指針の RC 構造への適用例),建築研究振興協会編,2000.8
- [1-4-16] 構造システム:任意形状立体フレーム弾塑性解析プログラム「SNAP」テクニカルマニュアル.1997.7
- [1-4-17] 日本コンクリート工学協会:コンクリートの破壊特性の試験方法に関する調査研究委員会報告書, 2001.5
- [1-4-18] 田嶋和樹, 白井伸明:2次元粒子モデルを用いたコンクリートの破壊解析に関する基礎的研究, 日本建築学会構造系論文集, No.571, pp.7–14, 2003.9
- [1-4-19] 今井敦、広瀬正行、中西三和、安達洋:超音波非破壊試験法によるコンクリート圧縮強度の推定に関する研究:日本建築学会大会学術講演(北海道)2004年8月
- [1-4-20] 広瀬正行他:超音波によるコンクリートの内部探知①～④:検査技術, 1999年5～8号
- [1-4-21] 小阪義夫:超音波速度によるコンクリート強度の推定 その1:日本建築学会大会学術講演梗概集 昭和53年9月

発表論文リスト

- * [1-4-1] 小川勤、澤田智史、安達洋、中西三和:有限要素法による鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の2次元非線形解析;日本コンクリート工学年次論文集、第26巻、第2号、2004年、pp445–450
- [1-4-2] T. OGAWA, M. NAKANISHI, H. ADACHI: Study on Mechanical Properties of Reinforced Concrete Exterior Beam–Column Joint Under Dynamic Loading; 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C, Canada August 1–6, 2004 Paper No. 1108.
- [1-4-3] 澤田智史、小川勤、安達洋、中西三和:U字形及び機械式定着による鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の弾塑性挙動に関する解析的研究(その1)解析概要;日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)構造IV,2004.9,pp829–830
- [1-4-4] 小川勤、澤田智史、安達洋、中西三和:U字形及び機械式定着による鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の弾塑性挙動に関する解析的研究(その1)解析結果;日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)構造IV,2004.9,pp831–832
- [1-4-5] 山中邦元、澤田智史、小川勤、安達洋、中西三和:U字形及び機械式定着による鉄筋コンクリート造ト形柱梁接合部の弾塑性挙動に関する解析的研究(その1)解析概要;第48回理工学部学術講演会(構造・強度),2004.11,pp156–157
- [1-4-6] 小川勤、山中邦元、澤田智史、安達洋、中西三和:U字形及び機械式定着による鉄筋コン

クリート造ト形柱梁接合部の弾塑性挙動に関する解析的研究 (その1)解析結果;第48回
理工学部学術講演会(構造・強度),2004.11,pp158-159

- [1-4-7] 仁平瑛士、朝比奈大輔、北嶋圭二、John E. BOLANDER、中西三和、安達洋:多自由度構造におけるパッシブエネルギー吸収部材の最適配置に関する研究(その1 解析概要);平成16年度日本大学理工学部学術講演会論文集 pp.54-55
- [1-4-8] 朝比奈大輔、仁平瑛士、北嶋圭二、John E. BOLANDER、中西三和、安達洋:多自由度構造におけるパッシブエネルギー吸収部材の最適配置に関する研究(その2 解析結果);平成16年度日本大学理工学部学術講演会論文集 pp.56-57
- * [1-4-9] 北嶋圭二、横内基、片岡哲夫、朝比奈大輔、中西三和、安達洋: 摩擦ダンパーを偏心配置した建物の補強効果と振れ応答性状に関する研究(その5 3層RC造建物の立体骨組地震応答解析による検討);日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)2004年8月C-2 構造IVpp695-696
- [1-4-10] 北嶋圭二、横内基、片岡哲夫、朝比奈大輔、中西三和、安達洋、: 摩擦ダンパー補強した偏心建物の振れ挙動に関する振動台実験-その5 3層RC造建物の立体骨組地震応答解析による検討-;平成16年度日本大学理工学部学術講演会論文集 pp.52-53
- [1-4-11] 田嶋和樹、白井伸明、渡部憲: コンクリートのひび割れ幅の計測と予測;日本コンクリート工学年次論文集、第26巻,第2号,2004年、pp145-150
- * [1-4-12] K. Tajima, N. Shirai: Prediction of Crack Width in Concrete by Cracking Analysis with Particle Model;Proceedings of the Fourth International Conference on Concrete Under Sever Conditions, Seoul, Korea, Vol.2, June. 2004, pp.1927-1934
- * [1-4-13] 今井敦、広瀬正行、中西三和、安達洋:超音波非破壊試験法によるコンクリート圧縮強度の推定に関する研究;日本建築学会大会学術講演梗概集(北海道)2004年8月C-2 構造IVpp621-622