

半剛接合部をエネルギー吸収要素  
とした高層鉄骨架構の強震時損傷予測

2016年1月

千葉大学大学院工学研究科  
建築・都市科学専攻 建築学コース  
瀧本 哲也

(千葉大学審査学位論文)

半剛接合部をエネルギー吸収要素  
とした高層鉄骨架構の強震時損傷予測

2016年1月

千葉大学大学院工学研究科  
建築・都市科学専攻 建築学コース  
瀧本 哲也

# 半剛接合部をエネルギー吸収要素とした高層鉄骨架構の強震時損傷予測

## 目次

### 第1章 序論

1. 1	研究背景	1- 1
1. 2	既往の研究	
1. 2. 1	ノンダイアフラム形式柱梁接合部の力学的挙動に関する既往の研究	1- 6
1. 2. 2	半剛接合部を有する架構の応答性状に関する既往の研究	1- 25
1. 2. 3	制振構造の応答評価手法に関する既往の研究	1- 28
1. 3	研究の目的と方法、論文の構成	1- 32

### 第2章 半剛接合骨組のモデル化とエネルギーの釣合に基づく応答評価式

2. 1	本章の目的	2- 1
2. 2	半剛接合部のモデル化	2- 2
2. 3	応答評価のための荷重－変形関係の定式化	
2. 3. 1	骨組のモデル化	2- 4
2. 3. 2	部分架構の荷重－変形関係の定義	2- 6
2. 3. 3	仮想的な剛要素及び柔要素の定義	2- 12
2. 4	エネルギーの釣合の基本式	
2. 4. 1	エネルギーの釣合式	2- 13
2. 4. 2	制振構造における弾性振動エネルギーの評価	2- 15
2. 4. 3	損傷分布則	2- 17
2. 4. 4	半剛接合部の累積塑性変形倍率	2- 21
2. 4. 5	制振構造の場合における応答予測式	2- 25
2. 4. 6	最大平均応答層間変形の評価	2- 29
2. 5	本章のまとめ	2- 36

### 第3章 半剛接合骨組の応答予測

3. 1	本章の目的	3- 1
3. 2	基準骨組の応答評価	
3. 2. 1	基準骨組の設定	3- 2
3. 2. 2	解析方法と解析パラメータ	3- 4
3. 2. 3	制振構造の場合における損傷分布の評価結果	3- 10
3. 2. 4	耐震構造の場合における損傷分布の評価結果	3- 15
3. 2. 5	半剛接合部の累積塑性変形倍率の評価結果	3- 24
3. 2. 6	制振構造の場合における応答予測結果	3- 31
3. 2. 7	単位地震動における等価繰返し回数 $esN_i$ の評価	3- 34
3. 2. 8	最大平均応答層間変位の評価結果	3- 37
3. 3	半剛接合特性を考慮した骨組の応答評価	3- 41
3. 3. 1	ND形式接合部の力学的挙動の簡易評価	3- 41
3. 3. 2	半剛接合骨組の設定及び解析概要	3- 45

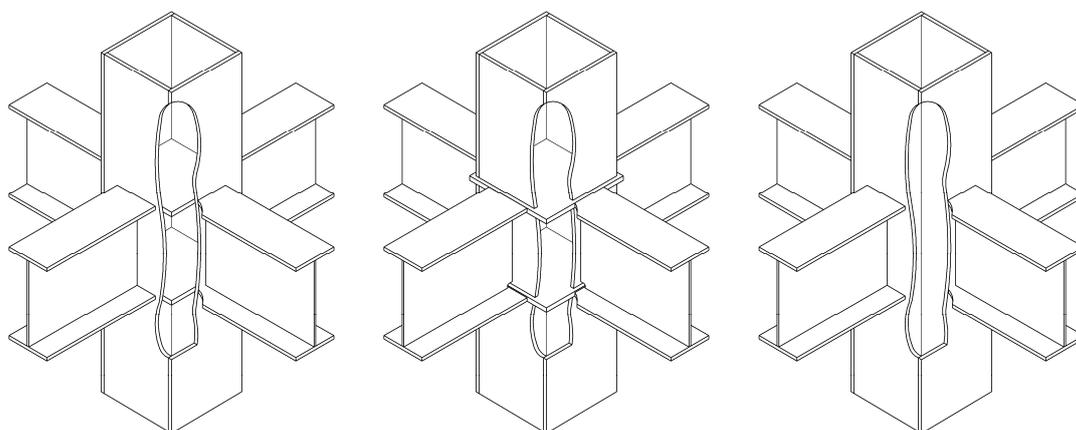
3. 3. 3	設定した半剛接合骨組の損傷分布の評価結果	3- 49
3. 3. 4	設定した半剛接合骨組の半剛接合部の 累積塑性変形倍率の評価結果	3- 54
3. 3. 5	設定した半剛接合骨組の最大平均応答層間変位の評価結果	3- 59
3. 3. 6	設定した半剛接合骨組の応答予測結果	3- 64
3. 4	本章のまとめ	3- 68
4章 多層多スパン半剛接合骨組に対する応答予測		
4. 1	本章の目的	4- 1
4. 2	試設計を行う骨組条件	
4. 2. 1	対象骨組の形状	4- 2
4. 2. 2	半剛接合骨組の設計方法	4- 3
4. 2. 3	骨組の諸元	4- 5
4. 3	試設計した骨組の解析概要	
4. 3. 1	骨組の解析モデル	4- 8
4. 3. 2	部材の履歴特性	4- 10
4. 3. 3	静的増分解析概要	4- 10
4. 3. 4	時刻歴応答解析概要	4- 11
4. 4	試設計した骨組の解析結果	
4. 4. 1	一次設計用水平力の静的弾性解析結果	4- 12
4. 4. 2	静的荷重増分解析結果と保有水平耐力の確認	4- 14
4. 4. 3	時刻歴応答解析結果	4- 22
4. 5	試設計のまとめ	4- 26
4. 6	応答予測	
4. 6. 1	応答予測式の拡張	4- 27
4. 6. 2	応答予測結果	4- 32
4. 7	本章のまとめ	4- 36
5章 まとめ		
論文要旨 (和文・英文)		6- 1
参考文献		7- 1
付録		
付録A	$f_i$ 分布の全解析結果及び予測値	付- 1
付録B	半剛接合部の累積塑性変形倍率 $\eta_i$ の全解析結果及び予測値	付- 16
付録C	単位地震動における等価繰り返し回数 $esN_i$ の解析結果	付- 43
付録D	最大平均応答層間変位の全解析結果及び予測値	付- 46
付録E	最下層反曲点高さ比 $\xi$ を考慮した 無限均等ラーメンモデル応答解析結果の応答予測	付- 75

# 第1章 序論

## 1.1 研究背景

我が国において、鋼構造建築物は柱に角形鋼管、梁にH形鋼を用いた2方向共ラーメン構造とする事が一般的である。その理由として、角形鋼管などの閉断面材は、断面性能に方向性がなく、構造計画上扱い易いこと、或いはラーメン構造とする事で、骨組により大きな靱性能を付与する崩壊形の選択を可能にすることが挙げられる。また、室内空間の設計自由度を確保する上で、ブレース構造に比べ有利であることも一因にある。なお、例えば同じ地震多発地域を持つ米国では、柱、梁共にH形鋼を用い、建物外周部のみをラーメン構造、内部の柱・梁はピン接合とする構造形式が一般的であり<sup>1-1)</sup>、前述の構造形式は本国の特徴であると言える。

角形鋼管柱とH形断面梁の一般的な接合形式を図1.1a)、b)に示す。同図a)は内ダイアフラム形式、b)通しダイアフラム形式と呼ばれ<sup>1-2)</sup>、いずれの接合形式も梁フランジ位置に水平補剛材(ダイアフラム)を設ける。これは梁フランジ接合位置における柱スキンプレートの局所的な変形を抑制し、梁からの曲げ応力を柱梁接合部パネル、柱へ、円滑に伝達するためである。この様に剛強な接合形式を採用することは、骨組の靱性能に富んだ梁崩壊型の全体崩壊形を形成させる上で、梁端部塑性化後の応力上昇に耐えうる仕口部の耐力確保を可能とする。また、居住性に対する骨組の弾性剛性確保と経済性の観点からも、仕口部の局所的な変形を無視し得る状態、即ち剛接合と見なせることは優位に働く。



a)内ダイアフラム形式

b)通しダイアフラム形式

c)ノンダイアフラム形式<sup>1-2)</sup>

【図1.1<sup>注1)</sup> 一般的な柱梁接合部形式及びノンダイアフラム形式柱梁接合部形式】

注1 図は、文献1-3に掲載の図を一部修正、及び構図を参考に作成した。

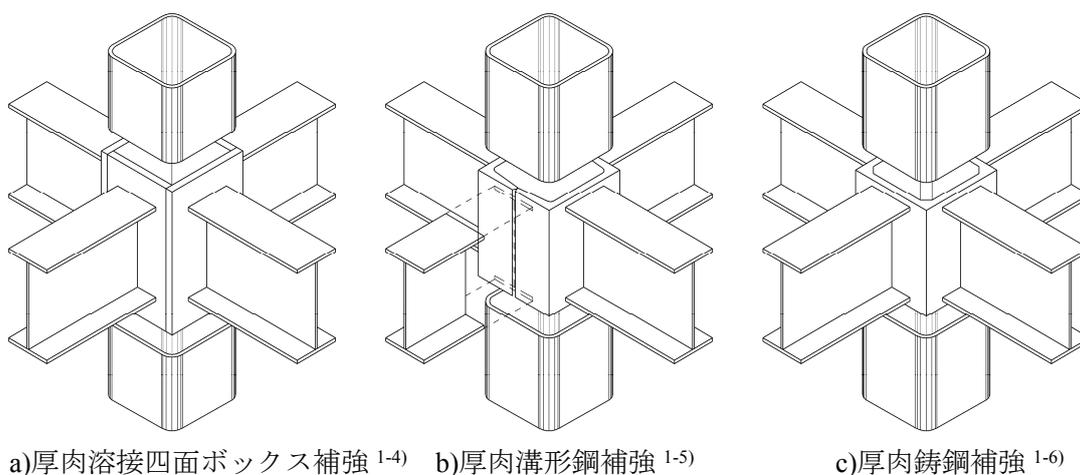
内ダイアフラム形式や通しダイアフラム形式の柱梁接合部は、その製作において終始鋼板同士の溶接接合が用いられる。特にダイアフラム周りの取付け加工に際しては、以下の特徴<sup>1-2)</sup>が挙げられる。

- ・溶接線同士が近接する。
- ・応力集中点に溶接部がくる。
- ・エレクトロスラグ溶接等の特殊な溶接方法を使用する。(内ダイアフラム形式のみ)

上記の他、柱梁接合部に取合う梁の段差により必要となるダイアフラムの数に比例し、鉄骨製作工程や品質管理上の検査回数等が増加するなど、当該接合部形式は多くの製作上の手間を要する。

内ダイアフラム形式や通しダイアフラム形式の接合部形式に対し、鉄骨製作における省力を目的に図 1.1c)に示すダイアフラムを省略したノンダイアフラム形式中空断面柱梁接合部<sup>1-2)</sup>(以降、ND 形式接合部)が提案されている。当該接合部形式を用いれば、多くの溶接が省略、梁段差の対応も容易となり、上記の問題点を回避できる。また、当該接合部形式を高層鋼構造建築物に採用すれば、鉄骨製作の大幅な省力化が可能となる。

当該接合部形式は、梁フランジと溶接接合される柱スキンプレーートを水平補剛するダイアフラムがなく、梁からの曲げ応力は柱スキンプレーートの面外抵抗により各部に伝達することとなる。この場合、特別な補強を行わない限り、梁フランジとの接合面に生じる局所的な面外変形が無視し得なくなり、耐力・剛性共に低下する。当該接合部形式は、特別手を加えなければ、所謂半剛接合部に分類される。これらの問題に対処するため、種々の補強方法が提案されている。例えば、図 1.2a)、b)に示す柱梁接合部の柱材に厚肉溶接四面ボックス柱、或いは 2 つの溝形鋼のつま先部を完全溶け込み溶接して厚肉の箱形断面を形成し補強する方法<sup>1-4,1-5)</sup>、図 1.2c)に示す同部分に箱形の肉厚な鋳鋼製の柱梁接合部金物を用いて補強する方法<sup>1-6)</sup>がある。上下階の柱材はこれらの補強部材に、溶接接合することとなる。この他に高周波誘導加熱を利用して、1本の溶接四面ボックス柱を部分的に増厚し、当該部分を柱梁接合部とする方法<sup>1-7)</sup>も考案されており、この方法では柱材と柱梁接合部が一体的に製作される。



【図 1.2 ノンダイアフラム形式柱梁接合部の種々の補強方法】

これらの研究成果を基に実用化に至った工法は、各メーカー<sup>例えば 1-8~11)</sup>より商品化されている。それらの工法における柱材の適用範囲は、最大で 700mm 角程度であり、高さ 60m までの高層建築物への適用が想定されるものと考えられる。なお、これらの補強を行う事で、当該接合部形式は、剛接合とほぼ同程度の力学性能が得られる。即ち、仕口部は増厚補強等を行う事で十分な面外剛性及び耐力を確保し、接合部の塑性化を抑制する接合部の設計が行われている。

一方、塑性化を伴う ND 形式接合部の力学的挙動は、既往の研究<sup>例えば 1-2,1-12~17)</sup>より、以下の特長が明らかにされている。

- ・大きな塑性変形性能を有する。
- ・繰り返し加力下において、安定した履歴性状を示す。
- ・柱軸力下、及び 2 方向曲げを受けた場合でも、安定した弾塑性挙動を示す。

また、半剛接合部を有する骨組の研究は、当該接合部を含む多くの接合形式に対し、低～高層骨組を対象に国内外で幅広く行われている<sup>1-37~41,1-45~47)</sup>。それらの多くは、半剛接合部の優れた塑性変形能力に着目し、同接合部をエネルギー吸収要素として活用することを目的としている。それらの研究成果から、半剛接合部を有する骨組の応答性状の特長は以下の様に要約される。

- ・半剛接合部の履歴特性による減衰効果がある。
- ・半剛接合部の非線形化に伴う骨組の周期変動による応答低減効果がある。
- ・特定層への損傷集中を緩和する効果がある。

以上より、ND 形式接合部は、高層建築へ適用する際に懸念される柱軸力下の力学的挙動は安定しており、また優れた塑性変形性能を有する。さらに半剛接合部を有する骨組の特長を活用すれば、特別な補強を施さない半剛接合部としての ND 形式接合部を用いた高層鋼構造骨組が実現できる可能性がある。このことは、増厚補強等の特別な技術を用いずに、従来の技術のみで製作できる ND 形式接合部を高層鋼構造骨組に適用できる可能性があることを示唆している。なお、現段階において無補強の ND 形式接合部を適用した高層鋼構造骨組の実績は、著者が調査した範囲で確認できておらず、このような半剛接合部を用いた骨組の合理的な設計法の確立には、至っていないものと考えられる。

半剛接合部ではないが、梁端部にエネルギー吸収要素を有する骨組に関する研究事例として、地震後の補修性に配慮し、梁端下フランジの接合要素に損傷を集中させエネルギー吸収を行えるディテール<sup>1-18)</sup>を用いた骨組の応答予測に関する研究が、竹内ら<sup>1-19)</sup>により行われている。それによれば、梁端部の接合要素が履歴型ダンパーとして働き、等価線形化法<sup>1-20)</sup>に基づく応答評価手法を応用することで、制振構造と同様に当該接合部を持つ骨組の応答予測が可能であり、同接合部の応答低減に対する有効性が示されている。

履歴によるエネルギー吸収を行う半剛接合部は、上記梁端部の弾塑性ダンパーと同様に、梁端部に設けた履歴型ダンパーと捉えることができる。即ち同接合部を有する架構も、履歴型ダンパーを有する制振構造の一種と言える。このことから、上記の半剛接合部を有す

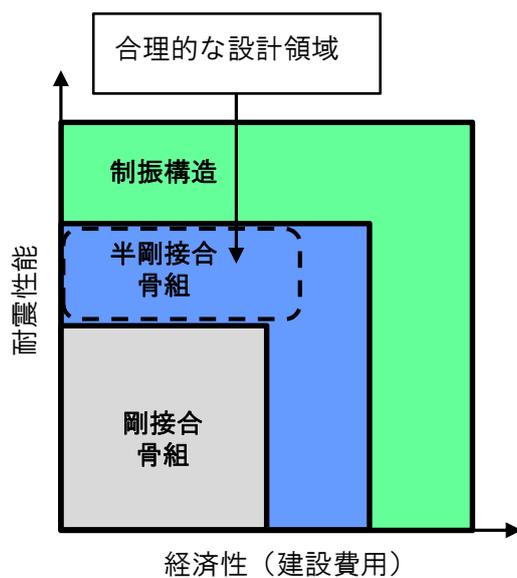
る骨組の応答特性と、履歴型ダンパーを有する制振構造の応答性状の特長<sup>例えば 1-48,1-50,1-51</sup>が類似することが説明できる。よって、半剛接合部を有する骨組の合理的な設計法とは、半剛接合部が効率的にエネルギー吸収を行える架構を設計することに帰着するものと考えられる。よって、地震動により骨組へ入力されるエネルギーと半剛接合部が吸収するエネルギー量の関係を明らかにすることが重要となる。

無補強の ND 形式接合部をダンパーとして用いる場合、繰り返し受ける柱管壁における板曲げの塑性変形によってエネルギー吸収を行う。よって、地震時に当該接合部に蓄積される損傷の程度を評価する必要がある。累積のエネルギー吸収量を評価するのは、エネルギーの釣り合いに基づく応答評価手法を用いるのが有効であると考えられる。履歴型ダンパーを付加した制振構造に対するエネルギーの釣り合いに基づく手法に関する研究<sup>1-48,50,51</sup>は、既に多く行われており、それらを元に骨組の応答性状が明らかにされている。

そこで、本論では、45～60m 程度の高層鋼構造骨組を対象とした半剛接合部を有する骨組の合理的な設計法の開発に向けた基礎的な研究として、エネルギーの釣り合いに基づく手法からのアプローチにより、半剛接合部をエネルギー吸収要素とした骨組の応答性状を明らかにすることを試みる。また、半剛接合部の必要塑性変形性能の評価に必要となる、半剛接合部をエネルギー吸収要素とした骨組の損傷予測を行う方法を提案する。

以上で述べたとおり、本研究では、鉄骨製作上の利点を持つノンダイアフラム形式柱梁接合部をエネルギー吸収要素として活用することで、制振効果を骨組に付与できることに着目している。この発想の前提には、同接合部が塑性変形能力に富み、高軸力下においても安定した挙動を示す耐震性能が実験的に明らかとされていることがある。本研究の意図することは、ノンダイアフラム形式柱梁接合部の新たな利用法の提案、さらには慣用的に行われている高層鉄骨架構を剛接合骨組とする選択への「対案」を示すことにある。

本論で対象とする半剛接合骨組と従来の耐震構造（剛接合骨組）、制振構造との位置付けの概念図を図 1.3 に示す。同図に示すように半剛接合骨組は、接合部の特性を生かすことで制振効果を獲得し、剛接合骨組よりも高い耐震性を得ることができる可能性を持つ。しかし、接合部の柔性により建物の使用性に関連する弾性剛性を得るのに、部材剛性確保に伴う鉄骨使用量の増加が避けられないものと考えられる。半剛接合骨組を制振構造からの視点から見れば、通常の梁崩壊形の耐震構造と同様に躯体（接合部）の損傷を許容する半剛接合骨組に対し、減衰性能の高い制振デバイスや地震襲来後の修繕性を兼ね備えた制振構造が総合的に優位であることは自明である。このことを踏まえると、半剛接合骨組の「合理的な設計法」は、同図の破線で囲まれる領域にあると考えられる。半剛接合部を活用することで、制振構造と剛接合骨組の間にある耐震性能を持ち、かつ経済性への配慮（必要最小限の部材断面の選択）をした合理的な半剛接合骨組の設計法を探索することが、本研究の最終目的である。この領域の設計法を提案できれば、上記の「対案」となりうると考えている。



【図 1.3 本論で対象とする半剛接合骨組の位置付けの概念図】

## 1. 2 既往の研究

### 1. 2. 1 ノンダイアフラム形式柱梁接合部の力学的挙動に関する既往の研究

#### a) 接合部の履歴性状と塑性変形性能

ノンダイアフラム形式柱梁接合部を持つ骨組の部分架構実験は、今まで数多く行われている。それらの内、主に無補強のノンダイアフラム形式柱梁接合部を持つ部分架構の実験結果より得られた当該接合部の履歴性状を以下に紹介する。

溶接箱形断面柱を対象とした無補強ノンダイアフラム形式柱梁接合部の十字形部分架構の繰り返し載荷実験<sup>1-13)</sup>では、柱梁接合部の局所的な面外変形が部分架構の変形に支配的となる試験体において、局部回転角が 1/66 程度で柱管壁と梁フランジ両脇の溶接部に亀裂が生じ、その後荷重の増加に伴い亀裂が梁フランジ溶接部全周にわたって進展するも、局部回転角 1/20 まで、耐力低下は生じず安定した紡錘形の履歴曲線を示している。なお、この時の部分架構の層間変形角は 1/10 程度となっている。

冷間成形角形鋼管及び溶接箱形断面柱を用いた無補強ノンダイアフラム形式柱梁接合部の十字形部分架構の繰り返し加力実験<sup>1-12)</sup>では、文献 1-13 と同傾向の結果が得られている。ここでは、当該文献とは異なる傾向が観察された内容について紹介する。まず、溶接箱形断面柱の 2 試験体の接合部の履歴性状において、概ね局部回転角 1/10 を経験した後期のサイクル以降で、梁フランジと柱管壁の溶接部に生じた亀裂が開き、元に戻るまで耐力増加があまり見られない現象が生じた。続いて、冷間成形角形鋼管を用いた試験体では、最大荷重に至った瞬間、梁フランジ溶接部止端部の柱管壁に、柱材の R 部の塑性加工による延性低下及び降伏比上昇に起因すると思われる脆性亀裂が生じ、急激な耐力低下が生じた。

また、履歴性状についての定量的な検討がなされており、繰り返し加力試験結果の履歴性状より、降伏後の局部回転剛性と面外曲げ耐力の関係から、移動硬化型のバイリニア型として履歴性状をモデル化できることが示されている。

梁偏心を想定した既往の実験<sup>1-17)</sup>では、柱梁接合部に柱の板厚に対し 1.8 程度増厚した溶接箱形断面を用い、柱幅の 16%程度偏心して梁が取り合う十字形部分架構の繰り返し加力試験を行い、柱管壁に崩壊メカニズムが形成されるまで、梁偏心の影響は履歴性状に殆ど現れない事が報告されている。

当該接合部の塑性変形性能は、既往の実験<sup>1-12,13,21)</sup>により確認されている。表 1.1 に無補強とした仕口部を部分架構の実験結果より得られた最大塑性率  $\mu$  を示す。表中の  $cN/cN_Y$  は柱の降伏軸力比である。 $\mu$  は、実験結果より読み取った局部回転角の値を用いて算出している。合成梁が取り付く試験体の  $\mu$  は、梁の下フランジが引張となる正曲げ時の結果を用いている。なお、 $\mu$  は次式で定義した。

$${}_J\mu = \frac{{}_J\theta_{\max} - {}_J\theta_Y}{{}_J\theta_Y} \quad (1.1)$$

ここで、 $J\theta_{\max}$  : 実験より得られた柱梁接合部の最大耐力時における局部回転角 (表 1.1 凡例図参照)

$J\theta_Y$  : 実験結果より得られた柱梁接合部の曲げモーメント-局部回転角関係より定義した全塑性耐力時の回転角

同表より、柱の幅厚比  $cB/ct$  が大きい場合や柱に冷間成形角形鋼管を用いたものを除けば、概ね  $\mu$  は 6 程度以上の塑性変形性能があることがわかる。この値は、「鋼構造限界状態設計指針・同解説<sup>1-22)</sup>」の曲げ材の細長比区分 L-I の曲げ材の値に相当する。

本研究では、当該接合部をエネルギー吸収要素として用いることを念頭に置いている。しかし、当該接合部の累積の塑性ひずみエネルギー吸収量を対象とした知見は殆ど見られず、最大吸収エネルギー量の定量評価は今後の課題である。なお、「高力ボルト接合による靱性型鉄骨架構の構造設計マニュアル<sup>1-23)</sup>」によれば、高力ボルトにより接合金物（アングルなど）を介して柱と梁を接合する半剛接合部の累積塑性変形倍率は、接合金物の板要素の曲げ降伏によりエネルギー吸収をする場合、16 程度を仮定している。本論で対象とする接合部と同一の崩壊機構ではないが、板要素の曲げ降伏の点で類似するものと考えられ、当該値は参考にできる。この値を 3.2 節の  $V_D=165\text{cm/s}$  における解析結果の接合部の累積塑性変形倍率と比較すれば、9 層モデルにおける中間階、15 層モデルにおける上層階の損傷集中をする層と降伏強度を下げた骨組の結果を除き、概ね下回っている。このことから、当該接合部をエネルギー吸収要素として活用することに期待が出来ると考えられる。

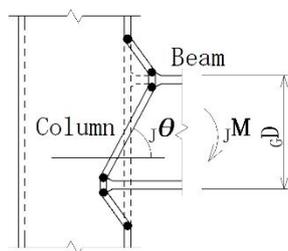
【表 1.1 既往の実験結果】

実験	試験体				試験体 名称	$cB/c_t$	$cB/cB$	$cD/cB$	$cN/cN_y$	$J\mu$			
	+	ト											
森田ら <sup>A-20</sup> (1994)	+	WB-CH	C	逆	ICC	22.22	0.60	2.08	0.15	6.6			
					ICB	14.29				以上			
	ト				ECB	14.29							
秋山ら <sup>A-2</sup> (1996)	+	WB-H	C	対	No.1	29.17	0.57	1.50	0.00	4.2			
					No.2	21.88				6.2			
					No.3	18.42				6.2			
					No.4					6.8			
					No.5	15.91				6.4			
					No.6	10.94				7.3			
					No.7	18.42				0.71	1.20	9.4	
					No.8					0.43	2.00	5.3	
					No.9	18.42				0.57	1.50	0.50	8.2
					No.10							0.80	8.1
					No.11	10.94				0.57	1.50	0.00	7.7
					No.12								5.4
					No.13	19.44				0.57	1.50	0.53	2.8
					No.14								7.1
					No.15	19.44				0.57	1.50	0.84	5.4
					No.16								7.6
森田ら <sup>A-11</sup> (1998)	+	WB-H	M	逆	NU	15.00	0.50	2.67	0.00	5.7			

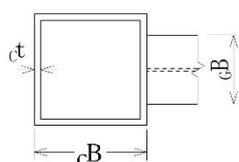
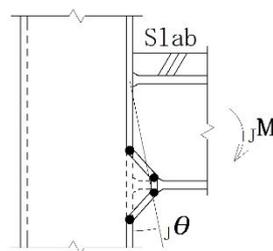
表中の記号凡例

十：十字形部分架構、ト：ト字形部分架構、WB-CH：溶接箱形断面柱－合成梁、WB- H：溶接箱形断面柱－H形鋼梁、RB- H：冷間成形角形鋼管柱－H形鋼梁、C：繰り返し載荷、M：単調載荷

鉄骨部材のみの場合



合成梁の場合



## b) 接合部の軸力下における挙動

当該接合部の軸力下における挙動は、無補強柱梁接合部及び増厚等の補強を施した柱梁接合部に対し、実験及び数値解析によって検証されている。

秋山ら<sup>1-12)</sup>は、溶接箱形断面柱及び冷間成形角形鋼管を用いた無補強十字形部分架構に対し、柱の降伏軸力比  $cN/cN_Y=0.5, 0.8$  の圧縮軸力を与えた対称曲げ状態となる単調載荷試験を行っている。実験の結果、柱の成形法によらず、軸力の増加に伴う耐力低下の様相は同程度となることが報告されている。また、 $cN/cN_Y=0.5$  の試験体は、柱梁接合部の面外変形による最大梁端部回転角 1/10 程度までの塑性変形性能を示している。

また、柱軸力を受ける場合の柱梁接合部面外耐力に対し、定量的な評価が行われている。評価方法は、柱管壁に崩壊メカニズムに想定し、降伏線理論に基づき行われている。柱軸力の影響は、降伏線に板曲げと軸力の相関関係を考慮することで評価している。その結果、柱梁接合部面外曲げ耐力と軸力の関係は、以下の近似式で評価できることが示されている。

$$\left( \frac{{}_J M_{PY}}{{}_J M_{OY}} \right)^2 + \left( \frac{{}_c N}{{}_c N_Y} \right)^2 = 1 \quad (1.2)$$

ここで、 ${}_J M_{PY}$  : 柱軸力を考慮した場合の柱梁接合部面外曲げ耐力

${}_J M_{OY}$  : 柱軸力を受けない場合の柱梁接合部面外曲げ耐力

${}_c N$  : 柱軸力

${}_c N_Y$  : 柱の降伏軸力

当該研究では、梁端部曲げモーメントと柱梁接合部の局部回転角関係をバイリニア型でモデル化できることが示されており、柱軸力による柱梁接合部面外耐力以降の剛性の影響を定量的に評価することが行われている。その結果、以下の評価式が提案されている。

$$\frac{{}_J K_{P2}}{{}_J K_{O2}} + \left( \frac{{}_c N}{{}_c N_Y} \right)^4 = 1 \quad (1.3)$$

ここで、 ${}_J K_{P2}$  : 柱軸力を考慮した場合の降伏後の柱梁接合部面外曲げ剛性

${}_J K_{O2}$  : 柱軸力を受けない場合の降伏後の柱梁接合部面外曲げ剛性

原田ら<sup>1-15)</sup>は、溶接箱形断面柱を対象とした無補強部分架構の数値実験により、柱軸力が柱梁接合部の局所的な変形による弾塑性挙動への影響を検証している。

解析結果より得られた梁端部曲げモーメントと柱梁接合部の局部回転角関係によれば、取り合う梁幅が大きい程、軸力の増加に伴う耐力低下の割合が大きくなる傾向にあることが指摘されている。但し、 $cN/cN_Y=0.4$  以下であれば、耐力及び塑性域における剛性の低下は大きくないことから、柱軸力の影響はないと判断できることが述べられている。なお、実験又は解析結果から得られる復元力からの耐力、剛性の定義、及び復元力特性のモデル化は異なるが、参考までに(1.2)式及び(1.3)式を用いて、 $cN/cN_Y=0.4$  の場合の耐力、降伏後の剛性低下率を求めると、それぞれ 0.917 及び 0.974 程度となる。これより、当該軸  $cN/cN_Y$  の範囲における、特に柱軸力による降伏後の剛性への影響が小さいことが確認できる。

吉田ら<sup>1-16)</sup>は、柱梁接合部に高周波誘導加熱により増厚補強をした鋼管を用いた部分十字形架構を対象とした FEM 解析モデルを作成し、数値実験により柱軸力と柱梁接合部面外曲げ耐力及び柱梁接合部パネル耐力の影響を検証している。

解析の結果、柱梁接合部の増厚部箱形断面に対する降伏軸力比が 0.3 以下であれば、両耐力の軸力が作用しない場合に対する低下率は 5%程度であることが報告されている。

### c) 立体架構内の接合部の挙動

当該接合部を持つ骨組の立体的挙動に関しては、当該接合部において高周波誘導加熱により増厚補強をした鋼管を用いた立体部分架構の実験及び数値解析を用いた研究<sup>1-14)</sup>で、力学的挙動が詳細に検討されている。

実験は、立体部分架構に対し、柱の降伏軸力比  $cN/cN_Y=0.56$ （柱梁接合部の増厚部箱形断面においては降伏軸力比 0.30 程度）の圧縮軸力下において斜め  $45^\circ$  方向から正負繰り返し水平力を受ける場合を想定した加力を行っている。また、柱梁接合部の管厚は、柱板厚の 1.5 倍、2.0 倍とし、各梁端部には水平ハンチを設ける補強を施した試験体となっている。

実験結果によれば、部分架構の層間変形角が  $1/10\sim 1/15$  程度に達した実験終了時まで、途中のサイクルで梁フランジ端部の柱管壁の亀裂などが生じたが、安定した紡錘形の履歴曲線を示している。同様に柱梁接合部の履歴挙動も実験終了時まで安定した紡錘形を描いている。最大の局部回転角は、 $1/18\sim 1/25$  であり、十分な塑性変形性能を示しめしている。

柱梁接合部の面外抵抗に対する耐力は、柱管壁の崩壊メカニズムを想定し、降伏線理論に基づき評価している。実験結果より、斜め  $45^\circ$  方向加力による管壁の面外変形性状により、柱梁接合部箱形断面の角部に大きな塑性変形を受ける箇所と緩和される箇所が生じ、一方向加力を受けた場合と柱管壁に生じる崩壊メカニズムが異なることが指摘されている。それらの影響を考慮した耐力評価を行い、実験結果と良好な対応を示すことが報告されている。なお、柱梁接合部の増厚部箱形断面の軸力比は概ね 0.30 以下であるが、前記程度の軸力比であれば、柱軸力の影響は考慮しなくても、耐力評価が可能であることが述べられている。

#### d) 合成梁とした場合の当該接合部の挙動

合成梁が取り合う当該接合部を持つ架構の十字形及びト字形部分架構の繰り返し載荷を行った実験的研究<sup>1-21)</sup>が行われている。同実験研究での柱梁接合部が先行して塑性化する試験体の当該接合部の挙動を見ると、コンクリートスラブが取り付け側の梁フランジと柱管壁の接合部分の面外変形量は、スラブの拘束効果により僅かであることが確かめられている。スラブが取り付けかない側は、引張側及び圧縮側に問わず面外変形が顕著となる。

柱管壁と下フランジ接合位置の面外変形と梁端せん断力関係の履歴性状は、安定した紡錘形の履歴曲線を描くことが報告されている。当該面外変形を梁フランジ中心間距離で除して得た局部回転角は、最大 1/65 以上の変形性能がある。また、この時の部分架構の層間変形角は 1/37 以上であることから、十分な塑性変形能力がある架構形式であることが報告されている。

コンクリートスラブの取り付けかない側の柱管壁と梁フランジ部分に崩壊メカニズムを想定し、降伏線理論に基づく面外耐力の評価を行い、スラブ側は応力状態を考慮しコンクリートの支圧強さ、又は鉄筋の引張耐力により評価し、これらを組み合わせることで、接合部の全塑性曲げ耐力の評価を行っている。全塑性曲げ耐力の評価値は、実験結果と良く対応している。また、降伏線理論を拡張して得た最大曲げ耐力は、梁正曲げ時は概ね良好な対応を示し、梁負曲げ時の場合は過小評価となる傾向があり、さらなる検証が必要であることに言及している。なお、ト字形と十字形の接合部形状の違いによる挙動の違いは、殆ど無いことが述べられている。

合成梁の弾性剛性は、実験結果より梁ウェブに殆どひずみが生じないことから、ウェブを無効として評価することで、概ね実験結果と良好な対応が得られる。

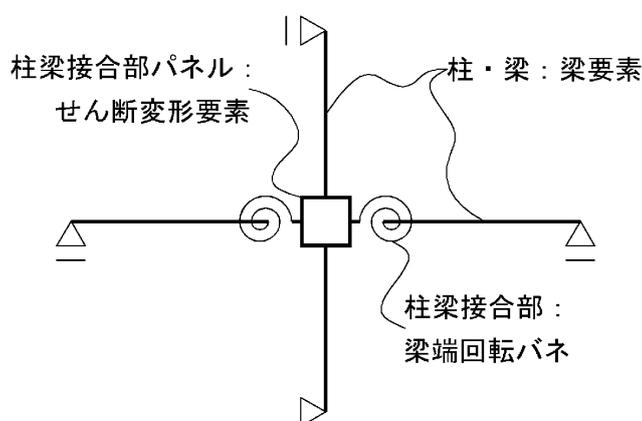
また、合成梁と取り合うノンダイアフラム形式柱梁接合部を持つ 2 層 2 スパン骨組の繰り返し加力試験の実験結果<sup>1-23)</sup>を、図 1.4 に示す骨組のモデル化を行い、同骨組モデルを用いた弾塑性挙動の予測が試みられている。その結果、各部の塑性化順序と対応が良くない部分もあるが、骨組の層せん断力-層間変形関係は実験結果と良く対応することが示されている。なお、接合部の復元力特性は、実験結果からトリリニア型の復元力にモデル化を行っている。

以上の結果より、合成梁を持つノンダイアフラム形式柱梁接合部を持つ架構は十分な塑性変形能力を有することから、エネルギー吸収要素としての利用にも期待ができる。

#### d) 当該接合部を持つ架構の力学モデル

当該接合部を持つ骨組は、梁端接合位置において局所的に鋼管の面外変形が生じることから、柱及び梁、柱梁接合部パネル、柱梁接合部の局所的な変形をどのような力学モデルで評価し、骨組として構築するかを考えることは重要である。

既往の文献 1-5、1-25、1-26 においては、図 1.4 に示す柱、梁は線材置換した梁要素、柱梁接合部パネルはせん断変形のみが生じる要素（文献 1-5 では、パネルアスペクト比が大きいことから曲げ変形も考慮している）、梁端部の局所的な変形は回転バネで評価することで行われている。



【図 1.4 ノンダイアフラム形式柱梁接合部を持つ骨組のモデル化】

以下に既往の研究より明らかにされている各部材の挙動を述べる。

当該柱梁接合部に高周波誘導加熱により増厚補強をした鋼管を用いた部分十字形架構に関する既往の研究<sup>1-25</sup>は、柱及び梁の弾塑性挙動を面内解析法<sup>1-26</sup>により評価できることが示されており、柱梁接合部の局所的な面外変形の影響は、柱及び梁の挙動に与える影響は小さいと考えられる。但し、柱の降伏軸力比が 0.66 となる高圧縮軸力を受ける部分架構で、柱が曲げ降伏する様な場合には、柱の弾塑性挙動において柱梁接合部の局所的な変形による影響が表れることが指摘されている。

また、図 1.4 に示すモデル化を行い、各部の弾性剛性を評価し実験結果との比較を行った結果、梁は良好な対応を示し、柱は最大で 10% 程度の過大ないしは過小評価となっている。接合部の回転バネ剛性は実験と併せて行われた FEM 解析結果を用いて評価している。パネルは通しダイアフラム形式接合部パネルと同様に弾性剛性を評価しているが、実験及び FEM 解析結果より直接的に比較できる結果が得られなかったことから、個別の対応関係の検証は行われていない。但し、骨組の全体変形の弾性剛性は、これらを組み合わせた結果、概ね良好な対応が示されている。なお、柱梁接合部に同様の補強を行った斜め 45° 方向水平力を想定した加力を行った立体部分架構の実験に関する研究<sup>A-1</sup>においても、前記と同様

の評価を行い、梁の剛性がやや過大評価するものの、全体変形の弾性剛性は良好な対応を示すことが報告されている。

なお、当該実験に用いられた部分架構の概要として、架構全体の変形量における各部位の変形量の寄与率は、実験に用いられた 4 試験体の平均値で表すと、弾性状態において柱で 17%、梁で 32%、パネルで 9%、接合部で 32%である。架構の塑性化が進んだ実験終了時においては、高圧縮軸力下の試験体を除いた平均値として、それぞれ柱で 4%、梁で 28%、パネルで 2%、接合部で 66%である。高圧縮軸力下の試験体では、それぞれ 19%、20%、2%、59%である。各部位が全塑性耐力に達する順序は、接合部、梁（高圧縮軸力下では接合部、柱、梁の順）の順であり、パネルは全塑性耐力に達していない。よって、接合部が先行して塑性化し、主に接合部の変形が支配的な架構であると言える。

当該柱梁接合部に肉厚箱形断面部材を用いることで補強を行った部分十字形架構に関する既往の研究<sup>1-5)</sup>では、梁崩壊型及び柱崩壊型を想定した部材断面構成の試験体に対する実験が行われている。肉厚箱形断面は、柱及び梁を同断面とした通しダイアフラム形式の架構と同程度の架構の弾性剛性を得られるような板厚となっている。

柱及び梁を梁要素として評価した弾性剛性と実験結果の対応は良好であった。梁の全断面有効とした全塑性モーメントと実験値の対応は、7%程度計算値が過小評価する結果が得られている。同様に柱においては軸力を考慮した全塑性モーメントと実験結果との対応は、17%程度計算値が過小評価する結果が得られている。なお、柱が全塑性モーメントに達することで、梁端接合部の局所的な面外変形が大きく進展し始めることが指摘されている。

柱梁接合部パネルにおいては、試験体のパネルアスペクト比が大きいことから、せん断及び曲げ変形を考慮した通しダイアフラム形式柱梁接合部と同様に弾性剛性を算出し、実験結果と比較した結果、50%程度過小評価する傾向にあることが示されている。また、全塑性モーメントにおいては、計算値に対し早期に塑性化が進むことで 50%程度計算値が過大評価する傾向にあった。これらの要因として、実験と併せて行われた FEM 解析による詳細な検討より、パネル高さ方向においてせん断応力度が通しダイアフラム形式においては概ね均等に分布するのに対し、ノンダイアフラム形式においては高さ方向にパラボラ上に分布し、高さ方向中央にせん断応力度が集中する傾向があることが示されている。このことにより、ノンダイアフラム形式の場合は、当該部分が先行して塑性化することでパネルの耐力が低下したと述べられている。また、弾性剛性については、前述のせん断応力度の不均一の影響で、一様にせん断変形すると仮定した計算値より高い弾性剛性を示したことが述べられている。

ノンダイアフラム形式接合部の面外変形が柱の曲げ耐力に与える影響について、FEM 解析を用いた詳細な検証がなされている。それによれば、接合部の面外変形の影響で、柱フランジの面外曲げ引張側は柱の曲げ応力度が組み合わさり大きくなる。しかし、面外曲げ圧縮側においては、柱フランジ曲げ応力度と相殺することで垂直応力度が低下する。それらの結果として、接合部の面外曲げによる影響が柱の耐力に与える影響が小さかったこと

が述べられている。

なお、当該実験に用いられた部分架構の概要として、架構全体の変形量における各部位の変形量の寄与率は、梁崩壊型の試験体では、各加力時で大きな変動はなく柱で 15%、梁で 65%、パネルで 3%、接合部で 17%程度である。柱崩壊型では、実験終了時において、柱の寄与率が増加する傾向にあるが概ね柱で 60%、梁で 15%、パネルで 10%、接合部で 15%程度である。文献 A-5 と比べると、柱梁接合部の全体の変形量に対する寄与率が低い試験体の断面構成であり、接合部の面外耐力、剛性とも確保された架構であると言える。

上記の他、柱及び柱梁接合部に熱間圧延鋼管を用い、接合部を増厚補強した部分十字形架構に関する既往の研究<sup>1-25)</sup>が行われており、図 1.4 のようなモデル化した場合の各部の弾性剛性は、概ね良好に実験結果と対応することが報告されている。なお、ノンダイアフラム形式の部分架構の増厚補強断面は、柱及び梁を同断面とした通しダイアフラム形式の架構と同程度の弾性剛性が得られるよう板厚を定めている。なお、当該試験体は、梁が取付く直交構面に、柱ウェブの面外変形を補剛する意味で、梁フランジレベルにプレートを取り付けている。

なお、柱梁接合部のパネル耐力に関する研究として、柱梁接合部を高周波誘導加熱により増厚補強をしたノンダイアフラム形式柱梁接合部のパネルの耐力評価を対象とした吉田<sup>1-27)</sup>の研究によれば、柱梁接合部を無補強（柱と同断面）から増厚補強した計 132 体の FEM モデルを用いた数値実験結果より、鋼構造接合部指針<sup>1-2)</sup>で示されている通しダイアフラム形式柱梁接合部パネルの耐力評価式より求まるパネル耐力と接合部耐力が線形関係にあることから、パネルの有効体積に同関係から得た補正係数を乗じることで、精度良く同接合部形式のパネル耐力を評価できることが示されている。

以上の研究事例から、柱梁接合部が先行し塑性化する骨組、ないしは接合部と梁の塑性化と連成する骨組においては、図 1.4 に示すモデル化により、骨組の弾塑性挙動を評価できるものと考えられる。柱の塑性化ないしはそれに近い応力状態に達することが予期される骨組においては、骨組のモデル化に際し、さらなる検証が必要と考えられる。

紹介した研究事例は、柱梁接合部を剛強とするような補強が施された架構を対象としており、無補強接合部を対象としたモデル化の検証事例は少ない。今後、繰返し塑性変形を受ける当該接合部をエネルギー吸収要素とするような無補強接合部を持つ骨組の挙動、及びモデル化については、より詳細な検証が必要であるものと考えられる。

### e) 接合部の弾塑性挙動の評価

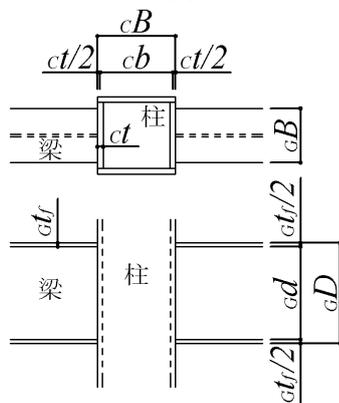
当該接合部の弾塑性挙動の評価には、種々の評価式<sup>1-12,1-15,1-28)</sup>が提案されており、何れも実験結果ないしは数値実験結果を用いた回帰式で評価している。また、最近の研究<sup>1-29,30)</sup>では、当該接合部面外変形挙動を理論的に評価する試みが行われている。

以下に当該接合部の復元力特性を一体的に評価した代表的な 3 つの評価式の概要を述べる。各評価式の導出にあたっての変数等のまとめ、及び変数中の部材形状の凡例を表 1.2 に示す。

【表 1.2 既往の評価式の変数等】

文献の著者名	対象の柱材製造方法	試験体形状 加力方法	(数値) 実験変数 <sup>※1</sup>	復元力特性のモデル
秋山ら	冷間成形 溶接組立	十字形 単調・繰り返し载荷 (対象・逆対称曲げ)	$cB/ct=10.94\sim 29.17$ $gD/gB=1.20\sim 3.00$ ( $gd/gB=1.12\sim 2.91$ ) $gB/cB=0.43\sim 0.71$ ( $gB/cb=0.45\sim 0.76$ ) $jM_P/gM_P=-$ $YR=-$ $cN/cN_Y=0.00\sim 0.80$	バイリニア
山成ら	冷間成形	ト字形 単調载荷	$cB/ct=10.00\sim 50.00$ $gD/gB=1.00\sim 3.33$ ( $gd/gB=0.91\sim 3.18$ ) $gB/cB=0.33\sim 0.85$ ( $gB/cb=0.31\sim 0.88$ ) $jM_P/gM_P=-$ $YR=-$ $cN/cN_Y=0.00$	バイリニア
原田ら	溶接組立	ト字形 単調载荷  十字形 単調载荷 (対象・逆対称曲げ)	$cB/ct=8.39\sim 24.42$ $gD/gB=0.71\sim 6.00$ ( $gd/gB=0.66\sim 5.84$ ) $gB/cB=0.31\sim 0.96$ ( $gB/cb=0.36\sim 1.00$ ) $jM_P/gM_P=0.26\sim 2.83$ $YR=0.60\sim 0.80$ $cN/cN_Y=0.00\sim 0.60$	マルチリニア (四折れ線)

※1 記号は本論で再度割り当てている。



変数の説明

#### 凡例

- $cB$  : 柱幅
- $ct$  : 柱板厚
- $gB$  : 梁せい
- $gt$  : 梁フランジ厚
- $YR$  : 鋼材の降伏比
- $cN$  : 柱軸力
- $cN_Y$  : 柱の降伏軸力比
- $jM_P$  : 局部全塑性耐力<sup>2-4)</sup>
- $gM_P$  : 梁の全塑性モーメント

秋山ら<sup>1-12)</sup>は無補強 ND 形式接合部に対し、柱と梁の組合せに加え、柱軸力の有無及び柱材の成形方法（溶接四面ボックス柱、冷間成形角形鋼管）、加力方法（柱に対し対象曲げ応力または逆対称曲げ応力が生じる加力方法）を変数とした 16 体の十字形部分架構の単調載荷及び繰返し載荷実験結果を元に、梁端モーメントと回転角をバイリニア型の復元力特性として評価している。降伏後の剛性及び降伏耐力は、骨格曲線から得られた初期剛性の 1/2.5 倍の勾配を持つ原点からの直線と骨格曲線との交点の接線勾配を降伏後の剛性とし、原点から初期剛性と前記交点から降伏後の剛性で表される直線の交点を降伏耐力として定義している。これらの定義より求めた結果を元に、降伏耐力は柱鋼管に形成される降伏メカニズムから降伏線理論により評価した理論式を補正する形で評価式を提案している。各剛性は柱、梁の形状から設定した変数を元に回帰式を求め、評価式として提案している。また、降伏耐力及び降伏後の剛性に対し、柱軸力との相関関係式を提案している。なお、柱材の成形方法及び加力方法による影響は小さく、前記の違いによらず提案式は適用できる。以下に提案されている当該接合部の初期剛性  $A_J K_e$ 、及び 2 次剛性  $A_J K_P$ 、全塑性モーメント  $A_J M_P$  の評価式をそれぞれ示す。

$$A_J K_e = 73EI^* \left( \frac{G B}{c b} \right)^{3.5} \left( \frac{G d}{G B} \right)^{1.7} \left( \frac{c b}{c t} \right)^{0.5} \quad (1.4)$$

$$A_J K_P = 0.08EI^* \left( \frac{G B}{c b} \right)^{3.6} \left( \frac{G d}{G B} \right)^{2.2} \left( \frac{c b}{c t} \right)^{2.0} \quad (1.5)$$

$$A_J M_P = 1.38 c \sigma_y c t^2 \left( 2 \sqrt{\frac{c b}{c b - G B}} + \frac{G t_r}{c b - G B} \right) \cdot G d \quad (1.6)$$

ここで、  $E$  : ヤング係数

$$I^* = \frac{c t^3}{12}$$

$c \sigma_y$  : 柱フランジの降伏強度

$G t_r$  : 梁フランジの溶接寸法

山成ら<sup>1-28)</sup>は特別な補強を行わない無補強 ND 形式接合部に対し、17～34 個のト字形部分架構の有限要素解析モデルを作成及び梁端荷重を単調載荷による数値実験を行い、柱管壁の局所的な面外変形と面外方向力の関係をバイリニア型の復元力特性として評価している。

降伏耐力は初期剛性が 1/3 に低下した時点とし、降伏後の剛性は降伏耐力～管厚以下の面外変形間の荷重－変形曲線を最小二乗近似により求めた降伏耐力点を通る直線の勾配により定義している。これらの定義より求めた結果を元に、重回帰分析により得られた評価式を提案している。以下に提案されている当該接合部の初期剛性  ${}_{YJ}K_e$ 、及び 2 次剛性  ${}_{YJ}K_P$ 、全塑性モーメント  ${}_{YJ}M_P$  の評価式をそれぞれ示す。

$${}_{YJ}K_e = 2062.72EI^* \frac{G D^2}{c B^3} \left( \frac{c B}{c t} \right)^{0.5931} \left( \frac{G B}{c B} \right)^{1.3961} \left( \frac{G B}{G D} \right)^{0.4539} \quad (1.7)$$

$${}_{YJ}K_P = 9.652EI^* \frac{G D^2}{c B^3} \left( \frac{c B}{c t} \right)^{1.491} \left( \frac{G B}{c B} \right)^{1.811} \left( \frac{G B}{G D} \right)^{0.216} \quad (1.8)$$

$${}_{YJ}M_P = 3.676 c \sigma_{y c} B^2 G D \left( \frac{c t}{c B} \right)^{1.763} \left( \frac{G B}{c B} \right)^{1.331} \left( \frac{G D}{G B} \right)^{0.216} \quad (1.9)$$

原田ら<sup>1-15)</sup>は、ND 形式接合部を持つ T 字形及び十字形部分架構の有限要素解析モデルを作成、数値実験を行っている。変数は、柱と梁の組合せ及び柱軸力、加力方法、さらに水平ハンチ及または柱梁接合部の鋼管を増厚した補強を行った場合とし、評価内容に応じて 24～300 体の結果を元に梁端モーメントと回転角を 4 折れ線の復元力特性として回帰式を得ている。初期剛性の評価においては、接合部の応力状態を考慮し、柱を中心に対象及び逆対称曲げ、側柱の場合の計 3 種類の評価式を提案している。各折れ点位置の耐力は、回転角が小さい方から局部全塑性耐力の 2/3、局部全塑性耐力、局部最大耐力としている。ここで、局部全塑性耐力<sup>1-14)</sup>及び局部最大耐力<sup>1-15)</sup>は、森田らにより提案された柱鋼管に形成される降伏メカニズムから降伏線理論により評価した理論式及び同理論を拡張して得られた評価式に基づいて定義されている。第一折れ点の耐力及び同点以降の剛性は、柱と梁の組み合わせ及び鋼材の降伏比を変数として得られた 24 ケースの接合部の梁端モーメント－回転角の考察から定義している。それによると変数によらず各ケース共概ね第一折れ点と第二折れ点の割線剛性は同一であることから、初期剛性の 1/10 と定義している。第二折れ点（局部全塑性耐力）以降の剛性は、降伏比に依存する傾向にあることから、降伏比に応じた係数を初期剛性に考慮することで定義している。第三折れ点（局部最大耐力）以降は、耐力上昇せずに回転角が進んでいくことから、剛性は 0 としている。その他、各種補強による剛性の補正係数を提案している。なお、柱軸力を考慮した場合の数値実験結果より、柱の降伏軸力に対する柱軸力の比が 0.4 以下であれば、同接合部の挙動に大きな影響を与えないとしている。以下に提案されている当該接合部の初期剛性  ${}_{HJ}K_e$ 、及び 2 次剛性  ${}_{HJ}K_P$ 、降伏モーメント  ${}_{HJ}M_Y$ 、全塑性モーメント  ${}_{HJ}M_P$  の評価式をそれぞれ示す。

$${}_{YJ}K_e = g({}_GB/{}_cb) \cdot f({}_{YJ}M_P/{}_GM_P) \cdot E_G D^2 {}_G t_f \quad (1.10)$$

$${}_{YJ}K_P = \frac{1}{10} {}_{YJ}K_e \quad (1.11)$$

$${}_{YJ}M_Y = \frac{2}{3} {}_{YJ}M_P \quad (1.12)$$

$${}_{YJ}M_P = M_0 \cdot {}_G d \left[ {}_C b \left\{ \frac{4x + {}_G d + {}_G t_r}{x^2} + \frac{2}{{}_G d - {}_G t_r} \right\} + 2 \left\{ x - \frac{{}_G m {}_C b}{2x} \right\}^2 \frac{{}_G t_f {}_G \sigma_y}{M_0 {}_C b} \right] \quad (1.13)$$

ここで、 逆対称曲げを受ける接合部の場合

$$g({}_GB/{}_cb) = 0.73({}_GB/{}_cb)^2 - 0.36({}_GB/{}_cb) + 0.11$$

対称曲げを受ける接合部の場合

$$g({}_GB/{}_cb) = 0.58({}_GB/{}_cb)^2 - 0.31({}_GB/{}_cb) + 0.094$$

側柱（ト字形）柱梁接合部の場合

$$g({}_GB/{}_cb) = 0.64({}_GB/{}_cb)^2 - 0.33({}_GB/{}_cb) + 0.099$$

$$f({}_{YJ}M_P/{}_GM_P) = \left( \frac{{}_{YJ}M_P}{{}_GM_P} \right)^{-1.8({}_GB/{}_cb)^2 + 1.6({}_GB/{}_cb) + 1.1}$$

$$M_0 = {}_C t_f^2 {}_C \sigma_y / 4, \quad {}_G t_r = {}_G t_f + {}_G t_f / 4, \quad m = \frac{{}_C b - {}_G B}{2}$$

$x$  : 柱フランジの降伏範囲の広さで、次式の解として得られる

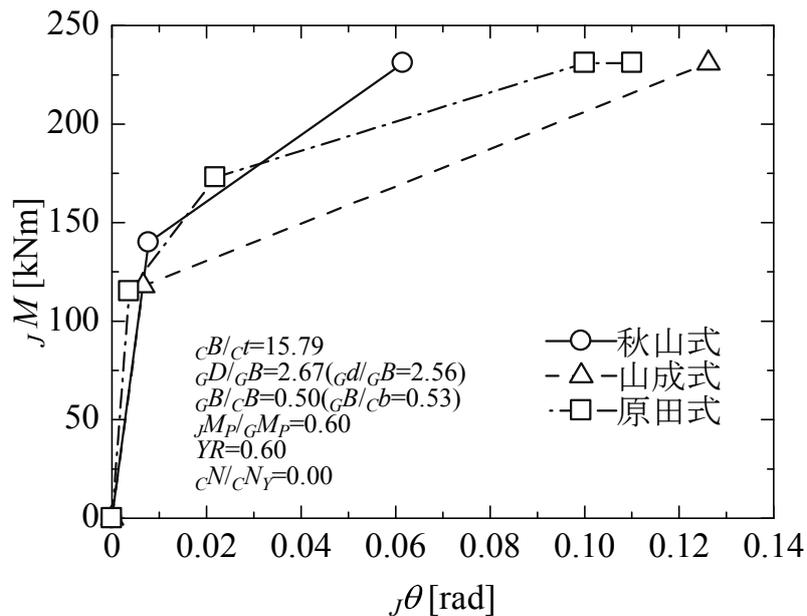
$$4{}_G t_f {}_G \sigma_y x^4 - 4M_0 {}_C b^2 x - {}_C b^2 \{ 2M_0 ({}_G d + {}_G t_r) + m^2 {}_G t_f {}_G \sigma_y \} = 0$$

但し、 $x \leq {}_C b / 2$

各評価式の復元力特性の形状を図 1.5 に示す。なお、各評価式の復元力特性の形状は、各変数の中央値付近の値を用いて算出した梁端曲げモーメント  ${}_j M$ —回転角関係  ${}_j \theta$  で示す。図 1.5 より、秋山ら及び山成らの評価式の初期剛性 ( ${}_{AJ}K_e$ 、 ${}_{YJ}K_e$ 、 ${}_{HJ}K_e$ ) は概ね同程度であり、原田らの場合は前述の値より 1.8 倍程度大きい。復元力特性の第一折れ点の耐力 ( ${}_{AJ}M_P$ 、 ${}_{YJ}M_P$ 、

$HJM_Y$ )は、山成ら及び原田らが同程度で、秋山らの値は 1.2 倍程度大きい。その後弾塑性挙動は、復元力特性のモデル化が相互に異なることから、単純に比較はできないが、バイリニア型の秋山及び山成らの 2 次剛性は、秋山らの方が山成らより 1.8 倍程度大きく、原田らの結果は概ね両者の中間的な復元力特性を示している。これらを総括すると、秋山及び山成の提案するバイリニア型の復元力特性の場合、降伏後の耐力上昇により梁の塑性化が連成すること、原田の提案するを 4 折れ線の復元力特性の全塑性耐力以降の剛性が全体に比して小さいことを考慮すれば、当該接合部の挙動は概ねトリリニア型の復元力特性で代表できる。

なお、ND 形式接合部の塑性変形能力は、特別な補強を用いない冷間成形角形鋼管を柱材とした部分架構の実験<sup>1-12)</sup>及び、同じく補強を用いない溶接四面ボックス柱を対象とした部分架構の実験<sup>1-13)</sup>において、大変形時においても安定した履歴を描き、十分な塑性変形能力があることが確認されている。また、仕口部にある程度の柔性を持たすことは、梁フランジ溶接部の局所的な応力集中を緩和する効果<sup>1-31)</sup>があることも報告されている。



【図 1.5 各評価式の復元力特性の形状例】

## f) 実用化されている補強を用いたノンダイアフラム形式接合部の設計方法

ここでは、60m 以下の高層建物までを対象としている増厚補強を用いたノンダイアフラム形式柱梁接合部の構法・工法の概要について紹介する。

### ・ナカジマ鋼管株式会社のノンダイアフラム柱梁接合部を用いた構法<sup>1-8)</sup>

柱・梁接合部に極厚熱間成形角形鋼管を用いたノンダイアフラム構法は、図 1.6 に示すように、仕口部に極厚の熱間成形角形鋼管を用いた補強を行い、仕口部管壁の面外抵抗を高めている。当該構法を用いた場合の設計法は、適用できる部材寸法及び鋼種が仕様規定により定まり、部材の設計から骨組の保有水平耐力の評価までを一体的に規定している。骨組の崩壊形は、エネルギー吸収に優れた梁崩壊型又はパネル崩壊型とし、仕口部の面外抵抗による崩壊形は生じないように、鋼材に応じて梁フランジの板厚が規定される。

柱の適用範囲は、最大の柱幅は 700mm の熱間成形角形鋼管 (SHC490B かつ FA ランク)、梁の適用範囲は、梁幅に対する梁せいの比は 1~3 の範囲で、梁幅は増厚部板厚の 6 倍、ウェブ厚は FA ランク、フランジ厚は仕口の局部耐力との関連で定まる。

増厚部の幅厚比は、10.0 一定としている。なお、文献 1-8 の設計例では、仕口部を増厚していることから、パネル耐力が高く、梁崩壊型となるケースのみが示されている。

接合部の耐力は、崩壊機構を想定した降伏線理論に基づく方法により評価される。なお、接合部の耐力は、梁フランジの引張降伏耐力以上を確保する事とし、著しい塑性化が生じないようにしている。

### ・株式会社駒井ハルテックのノンダイアフラム柱梁接合部を用いた工法<sup>1-9,1-10)</sup>

KH-コラムジョイント工法は、図 1.7 に示すように、仕口部に極厚の溶接箱形断面を用いた補強を行い、仕口部管壁の面外抵抗を高めている。当該構法を用いることで、ダイアフラムが省略でき、溶接量・溶接工数の省力化、及び梁段差の際に追加のダイアフラムを必要としない簡素な柱梁接合部のディテールとなる。

柱の適用範囲は、最大の柱幅は 550mm の冷間成形角形断面、梁の適用範囲は、梁せいが 900mm 以下かつ柱幅の 2 倍以下で梁幅は 300mm 以下の圧延或いは溶接組立の H 形鋼としている。

増厚部の幅厚比は、最大 9.27 としており、現行基準の FA ランクの幅厚比の 3 倍以上の値である。このような増厚を行う事で、柱梁接合部は剛接合と扱え、またパネル部分の耐力もかなり上昇することから、パネル崩壊型の崩壊形は生じない。

接合部の耐力は、崩壊機構を想定した降伏線理論に基づく方法により評価される。耐力に関する適用条件として、以下の条件式を満足することとしている。

$${}_J M_P \geq {}_G M_P \quad (1.14)$$

$${}_J M_U \geq \alpha {}_G M_P \quad (1.15)$$

ここで、 ${}_J M_P$  : 接合部の全塑性曲げ耐力

${}_J M_U$  : 接合部の最大曲げ耐力

${}_G M_P$  : 梁の全塑性曲げモーメント

$\alpha$  : 接合部係数 (梁の鋼種等により 1.30~1.50)

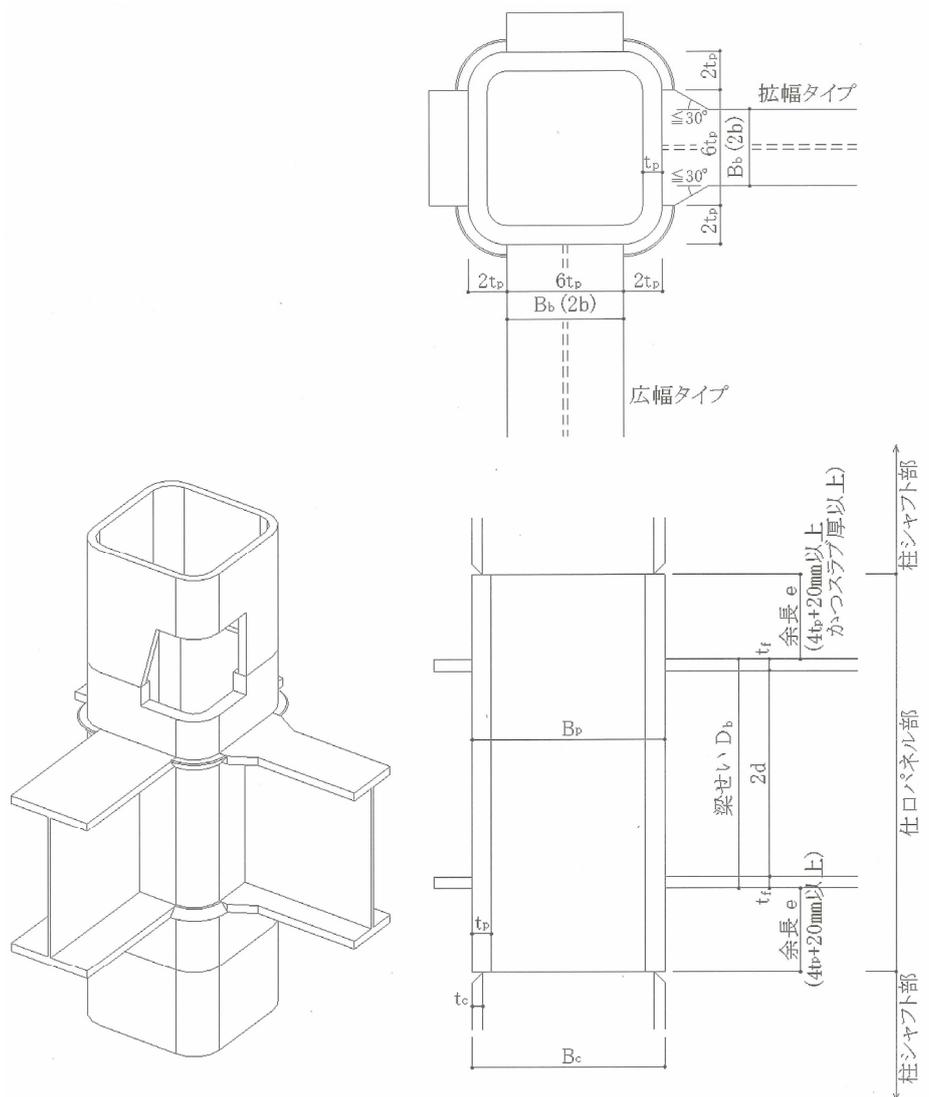
(1.14)式は、接合部に過度な塑性化が生じないようにする条件式と言える。(1.15)式は、いわゆる保有耐力接合の条件式である。

また、梁端部の短期許容曲げモーメント  ${}_G M_a$  は次式で評価される。

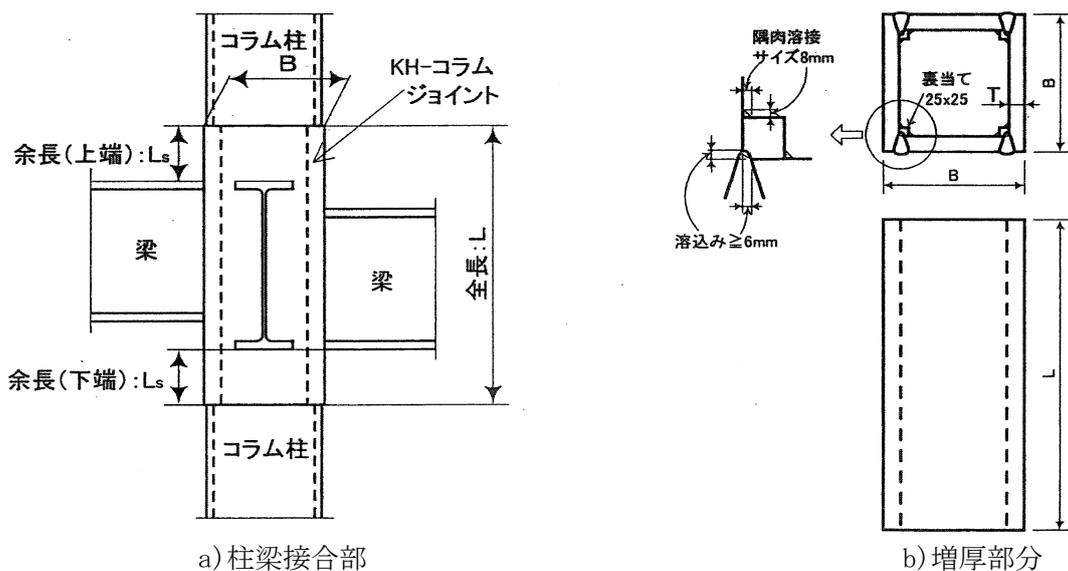
$${}_G M_a = \min({}_G M_Y, 0.85 {}_J M_P) \quad (1.16)$$

ここで、 ${}_G M_Y$  : 梁の降伏曲げモーメント

当該設計指針の付録に示される適用条件を満足する当該接合部と梁断面の組合せ表によれば、(1.16)式の  ${}_G M_a = {}_G M_Y$  となるように設定されている。このことから、当該構法の基本的な考え方として、接合部の塑性化は回避することとしていると考えられる。



【図 1.6 柱・梁接合部に極厚熱間成形角形鋼管を用いたノンダイアフラム構法<sup>1-8)</sup>】



【図 1.7 KH-コラムジョイント工法<sup>1-10)</sup>】

#### g) CFT 構造におけるノンダイアフラム形式柱梁接合部の挙動

ノンダイアフラム形式柱梁接合部に関する類似の研究例として、コンクリート充填角形鋼管柱と H 形断面梁の柱梁接合部において、内ダイアフラムを省略した接合部の力学的挙動に関する研究が行われている<sup>1-32~36)</sup>。当該接合部の利点は、鉄骨製作の省力化に加え、コンクリートの充填性の向上、エレクトロスラグ溶接が不要となることから柱管壁への入熱量の軽減が可能となることである。なお、参照した文献では、柱梁接合部における柱の角溶接は部分溶込み溶接としている。十字形部分架構実験では、架構の復元力が柱管壁の面外変形挙動による影響を受けるものの、仕口部の変形の影響が靱性に富む安定した履歴性状を示すことが報告されている。但し、変形性能は柱角溶接の破断が生じる場合は、梁の破断する場合に比べ、劣ることが指摘されている。また、復元力の定量的な評価の試み、及び FEM 解析による弾塑性挙動の予測が可能であることが報告されている。

#### h) ノンダイアフラム形式柱梁接合部のディテールと幅厚比について

既往の研究では、ノンダイアフラム形式柱梁接合部の仕口部角溶接は完全溶け込み溶接としており、また多くが仕口部の増厚補強を念頭に置いた実験であり、幅厚比は FA ランクもの試験体が殆どである。

45 度加力を受けた場合の当該接合部の挙動では柱角部に大きなひずみが生じることが報告されていること、及び管壁の面外変形に伴う反力を受ける部分であることを踏まえれば、角溶接は完全溶け込み溶接とすることが妥当であると考えられる。なお、幅厚比に関しては、幅厚比の規定の背景にある局部座屈と本研究で扱う面外変形は、必ずしも同等の扱いとなる訳ではないと考えていることから、幅厚比との関係に着目した扱いは、本論では行っていない。

## 1. 2. 2 半剛接合部を有する架構の応答性状に関する既往の研究

本節では、半剛接合部を有する架構の応答性状に関する既往の研究をまとめる。前半は半剛接合部の挙動が骨組の応答性状に与える影響に関する研究、後半は半剛接合部を活用した事案に関する研究を紹介する。

松本ら<sup>1-37)</sup>は、6層建物を対象に、柱と梁の接合方法を Seat & Web Cleats などの6種類の高力ボルト接合とした半剛接合部を有する骨組に弾塑性応答解析を行っている。ここで、半剛接合部は曲げモーメントと接合部の回転角関係をバイリニア型の復元力特性にモデル化している。この結果、剛性及び耐力が低い接合部程、応答せん断力及び第1層の柱脚曲げ応力の低下、最大変位の増加が認められることが報告されている。

小室ら<sup>1-38)</sup>は、アングル材などの接合金物を介し高力ボルトで柱、梁を接合する半剛接合部を対象に、1層の門型架構が正弦波加振を受ける場合の動的応答特性を詳細に検討している。ここで、半剛接合部は、曲げモーメントと接合部の回転角関係を実状の非線形性に即した曲線で復元力特性をモデル化している。この結果、接合部の非線形化に伴う共振振動数低下、及び接合部の履歴エネルギー吸収による減衰効果あること、またその減衰効果には限界があることが定量的に示されている。さらに前述の接合部特性を3層1スパン及び4層3スパンの骨組を対象に適用し、正弦波加振に加え実地震動を入力した研究<sup>1-39)</sup>では、1層の結果と同様に接合部の非線形化に伴う応答低減効果が認められている。但し、最下層の柱脚に塑性ヒンジが形成されるような振動性状に至ると、その低減効果は弱まることが指摘されている。

藤田、山成ら<sup>1-40)</sup>は、外ダイアフラム形式の接合部を対象に、半剛接合部をエネルギー吸収要素と捉え、同接合部を有する5層の無限均等ラーメンを対象に、仕口部の特性を変数として時刻歴応答解析を実施し、応答性状に及ぼす影響を検証している。接合部のモデル化は、回転バネとし、バイリニア型の復元力としている。検証における変数は、梁の曲げ剛性に対する仕口部の弾性剛性及び2次剛性の比、梁の全塑性曲げ耐力に対する仕口部の降伏耐力の比としている。検討結果より、ある剛性比と耐力比において最大応答変位が最小値を持つことが示されている。また、仕口部の降伏後の耐力上昇を利用し、梁の降伏と連成させることで、仕口部への過度な損傷集中を避け、バランス良くエネルギー吸収を行うことができることが述べられている。

呉、秋山ら<sup>1-41)</sup>は、ノンダイアフラム形式接合部を有する無限均等ラーメンの5～20層の骨組を対象に、柱に対する仕口部の耐力比及び剛性比をパラメーターに動的応答解析を実施している。接合部のモデル化は、回転バネとし、バイリニア型の復元力としている。その結果、柱に対する仕口部の剛性比が高く（仕口部の剛性が高い）、柱に対する仕口部の耐力比が低い（仕口部の耐力が低い）場合、特定層への損傷集中が緩和される傾向が認められた。また、第1層の損傷集中に着目した場合、ある程度の剛性比が確保されると、損傷集中の緩和に対する剛性比の影響は小さくなる。各層の最大層間変形角についても同様に、剛性比、耐力比が共に高い場合は、特定層への変形集中が緩和される傾向が認められた。

さらに、高層の骨組になるほど1階柱脚部への損傷集中が緩和される傾向が確認された。

著者らが行った無補強のノンダイアフラム形式柱梁接合部を対象とした60m程度の高層半剛接合骨組に関する基礎的研究<sup>1-42)</sup>では、具体的な規模を想定した高層建物に対し現実的な部材断面で設計できる可能性を示した。

中村ら<sup>1-43)</sup>は、高強度鋼を主架構に用い、エネルギー吸収要素を併用することで、主架構を弾性に保つ損傷制御架構を対象に、柱梁接合部を通しダイアフラム形式及びND形式とした座屈拘束ブレースを取り付けた十字形部分架構の実験及び数値解析による検証を行っている。その結果、ND形式接合部を適用した場合、大変形時においても接合部の柔性により梁端部の応力上昇が緩和され、柱を弾性に保つことが出来ることが報告されている。但し、この場合、架構の剛性及び耐力は、通しダイアフラム形式と比べ低下する結果となっている。

有間ら<sup>1-44)</sup>は、大型物流施設の制振構造化に関する研究で、最上層及び最下層を除くダンパー設置構面以外の柱梁接合部を半剛接合とすることで、ダンパー構面の架構に応力が集中し、ダンパーのエネルギー吸収効率を高め、主架構の損傷を低減する効果が得られることを示した。但し、半剛接合部の剛性を低くしすぎると主架構に損傷が及ぶ傾向がある。

以上の他、半剛接合部に関する研究は、欧米でも盛んに行われており、半剛接合部を有する鉄骨架構の地震応答性状に関する研究も数多く存在する。その中で近年の研究から代表的なもののみ三点を紹介する。

Graciaら<sup>1-45)</sup>は、「Reinforced concrete partially encased column」形式のH形断面柱とコンクリートスラブと合成梁の柱梁接合部にエンドプレート接合の半剛接合部を用いた2～6層の骨組の試設計を行っている。同骨組に対し静的及び動的解析の両面から検討を行い、2層の骨組では全体崩壊形を形成し高い塑性変形性能を発揮したが、4層以上の場合は第1層の柱脚に損傷が集中することで柱補強コンクリートの圧縮限界ひずみに達し、全体崩壊形を形成されない結果が得られている。但し、いずれの骨組においても、Eurocode 8で規定される高い塑性変形性能における指標を満足する骨組が設計可能であることが示されている。

Abolmaali、Razaviら<sup>1-46,1-47)</sup>は、柱梁接合部を剛接合と塑性変形性能に富んだ半剛接合を組み合わせた「Hybrid Steel Frame」構造に関する応答性状と有効な半剛接合部の配置の研究を行っている。

Abolmaaliら<sup>1-46)</sup>は、剛接合架構として設計された9層及び20層の鋼構造骨組に、中間層(3～5層)に集中的に半剛接合部を配置することで、効率的にエネルギー吸収が行われ、建物頂部の応答変位が剛接合骨組より低減することが報告されている。また、剛接合架構との対比より、半剛接合部を設けることで部材に生じる応力の発生が抑制されることが定量的に示されている。但し、半剛接合部を設けた層の梁において、当該層の耐荷機構が変わることから、剛接合架構に対し大きな軸力が生じることにも言及している。

Razaviら<sup>1-47)</sup>は、剛接合架構として設計された20層の鋼構造骨組に対し、部分的に塑性変形性能に優れた半剛接合部(トップシートアングル・ダブルウェブアングル形式)を組

み込んだ「Hybrid Steel Frame」構造を提案し、当該構造形式の応答性状の改善に対する有効性を述べている。同文献によれば、剛接架構の一部に半剛接合部を組み込むことで、架構内の柱、梁の発生応力が抑制されることが定量的に示されている。また、その特性を活かし、層崩壊を防ぐために層内の何れか 1 本の柱の発生応力を抑制することを目的に、同柱と隣接した梁との接合に半剛接合部を採用した最小量の半剛接合部配置を提案している。同配置を採用することで、地震時の応答性状は、元の剛接合架構に対し応答変位は概ね同程度であり、倒壊に関する指標は 20～30%程度改善することが定量的に示されている。

### 1. 2. 3 制振構造の応答評価手法に関する既往の研究

鋼構造を対象にしたエネルギーの釣合に基づく方法による制振構造の応答評価手法に関する研究は数多く行われている。ここでは、履歴型ダンパーを対象にエネルギーの釣合に基づく方法に関する研究について紹介する。

まず、秋山により提唱されたエネルギーの釣合に基づく耐震設計法<sup>1-48)</sup>の概要を述べる。以下に地震時における1質点振動系の力の釣合式を示す。

$$M\ddot{y} + C\dot{y} + F(y) = -M\ddot{z}_0 \quad (1.17)$$

ここで、 $M$  : 質点の質量

$C\dot{y}$  : 減衰力

$F(y)$  : 復元力

$-M\ddot{z}_0$  : 地震力

$z_0$  : 水平地動

$y$  : 質点の地面に対する相対変位

(1.17)式の両辺に相対変位増分  $dy$  を乗じて、地震動の継続時間内で積分すると次式が得られる。

$$M \int_0^{t_0} \ddot{y} dy + C \int_0^{t_0} \dot{y}^2 dt + \int_0^{t_0} F(y) dy = -M \int_0^{t_0} \ddot{z}_0 dy \quad (1.18)$$

ここで、 $dy = \dot{y} dt$  : 質点の質量

$t_0$  : 地震動の継続時間

(1.18)式を次式のように表現する。

$$W_e(t_0) + W_h(t_0) + W_p(t_0) = E(t_0) \quad (1.19)$$

ここで、 $E(t_0) = -M \int_0^{t_0} \ddot{z}_0 dy$

$$W_e(t_0) + W_p(t_0) = M \int_0^{t_0} \ddot{y} dy + \int_0^{t_0} F(y) dy$$

$$W_h(t_0) = C \int_0^{t_0} \dot{y}^2 dt$$

(1.19)式は地震動終了時のエネルギーの釣合式で、式中の  $W_e(t_0)$ 、 $W_h(t_0)$ 、 $W_p(t_0)$ 、 $E(t_0)$ はそれぞれ弾性振動エネルギー、減衰による吸収エネルギー、累積塑性ひずみエネルギー、総エネルギー入力であり、エネルギーの釣合の基本式となる。上式の導出は1質点振動系が元であるが、マトリクス表示で表せば多質点振動系も同様に得られる。

(1.19)式中の  $E(t_0)$ は、主に建物の総重量  $M$  と一次固有周期  $T$  にのみ依存する安定した量であることが明らかにされている。 $E(t_0)$ は、次式に示すように総エネルギー入力の速度換算値  $V_E$  として表現することが出来る。

$$V_E = \sqrt{\frac{2E(t_0)}{M}} \quad (1.20)$$

塑性化を伴う骨組の  $T$  と  $V_E$  の関係は、地震動によらず短周期領域では  $T$  に比例して上昇し、ある周期を境に一定となる形態を示す。よって、(短周期領域における多少の補正や長周期領域での  $V_E$  の減少する問題はあるが) 総重量  $M$  と一次固有周期  $T$  の2つの量で、地震動によらず骨組に入力されるエネルギー量が評価できる。

(1.19)式を次式の様に変換する。

$$W_e(t_0) + W_p(t_0) = E(t_0) - W_h(t_0) = E_D(t_0) \quad (1.21)$$

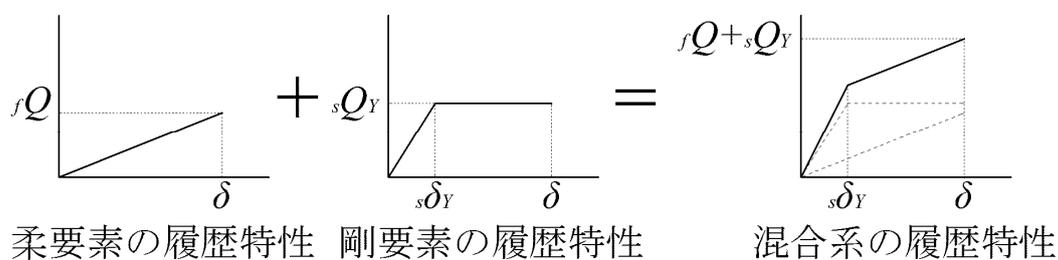
右辺の  $E_D(t_0)$ は、骨組の歪により消費されるエネルギー量を示し、損傷に寄与するエネルギー入力と呼ばれる量である。 $E_D(t_0)$ が既知である場合、地震終了時を考えれば、 $W_e(t_0)$ は内部粘性減衰により消費され、残るは  $W_p(t_0)$ だけとなる。 $W_p(t_0)$ は、骨組の塑性化に伴う履歴により吸収されたエネルギー量、即ち損傷の程度を表す。この量の骨組内の分布を評価することが耐震設計上重要となる。この分布は、各層の累積塑性変形量を一定にするような最適降伏せん断力係数分布と骨組の耐力分布の隔たりにより評価され、隔たりが大きく相対的に耐力の低い層に損傷が集中することが明らかにされている。

続いて、エネルギーの釣合に基づく制振構造の応答評価手法に関する文献について述べる。

秋山<sup>1-48)</sup>は、エネルギーの釣合に基づく手法において、理想的なエネルギー吸収を実現する構造形式である柔剛混合構造の考え方を示している。柔剛混合構造とは、図1.8に示す層内に柔要素なる剛性の低い弾性要素、及び剛性が高くエネルギー吸収を行う剛要素を並列配置させる構造形式であり、剛性の高い剛要素に応力が集中することから、剛要素が主体的にエネルギー吸収を行う。その際、柔要素は弾性を保つことで、原点への指向性が生まれ応答変位や塑性化に伴う残留変形を抑制し、弾性要素が介在することで剛要素のエネルギー吸収を制御、即ち他の層に分散する役割も担う。また、剛要素が塑性化した状態の骨

組の応答性状は、剛性の低い柔要素のみの剛性となり、骨組の長周期化による応答加速度の低減が図れる。さらに、応答せん断力を最小とする剛要素の降伏せん断力が存在することを示している。また、柔剛混合構造の応答特性を表す値として、両要素の負担するせん断力比  $r_q$  を次式で定義しており、当該値が大きい程応答変形を抑制する効果高いことを意味する。なお、柔要素は柱、梁から成る主架構であり、剛要素は履歴型ダンパーに該当する。

$$r_q = \frac{fQ}{sQ_Y} \quad (1.22)$$



【図 1.8 柔剛混合構造の概念図】

長谷川ら<sup>1-49)</sup>は、エネルギーの釣合に基づく手法を元に、柔剛混合構造における主架構が塑性化する場合を考慮した評価方法を提案している。なお、ダンパーに吸収する累積塑性ひずみエネルギーの評価において、剛要素の最大変位振幅を片振幅とし、地震動中のダンパーの累積塑性変形が、その 1 振幅の何回分に相当するかを複数の地震動の結果をもって定量化し、当該回数を安全側の評価となるよう設定し、履歴型ダンパー付架構の設計法の提案を行っている。

北村ら<sup>1-50)</sup>は、秋山が提案する柔剛混合構造において、超大地震時における主架構の塑性化を考慮し、既往のエネルギーの釣合に基づく手法を拡張した応答評価手法を提案している。同方法では、地震動中の最大入力エネルギー発生時におけるエネルギーの釣合式を元に、最大応答変形の評価方法を提案している。

井上ら<sup>1-51)</sup>は、履歴型ダンパーを含む多質点振動系を等価な 1 質点振動系に置換、応答解析により、履歴型ダンパー付架構の応答性状の定量的な評価を試みている。その結果、最大応答せん断力係数とダンパーの降伏耐力の関係には極小値が存在し、定常応答における履歴ダンパー付架構の履歴による等価粘性減衰定数を最大にする適正耐力分担率<sup>1-52)</sup>が示すダンパーの降伏耐力が、その極小値から上昇に転じる上限と対応している。また、主架構の剛性に対するダンパーの剛性の比が大きいほど、上記極小値に近い値をとる範囲が広

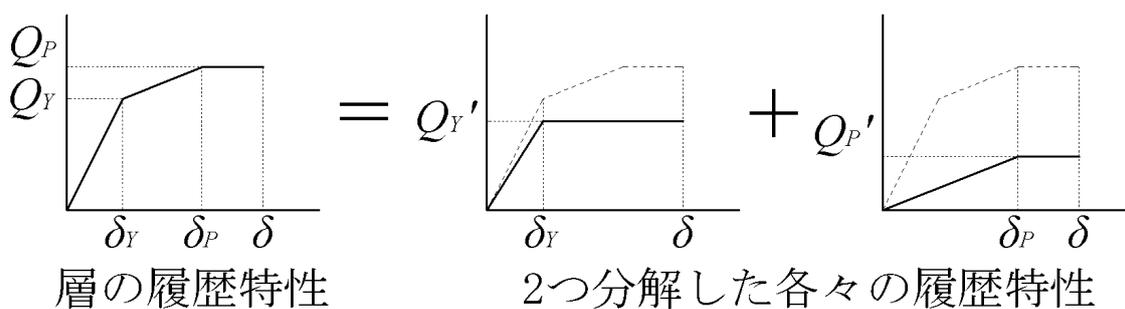
がる傾向にある。さらに同極小値において、ダンパーのエネルギー吸収が最大となり、主架構の弾性ひずみエネルギーが最小となる。即ち最も効率的にダンパーがエネルギー吸収を行っていることを示している。なお、多質点振動系と等価 1 質点振動系の応答値は、良く対応した結果が得られている。

### 1. 3 研究の目的と方法、論文の構成

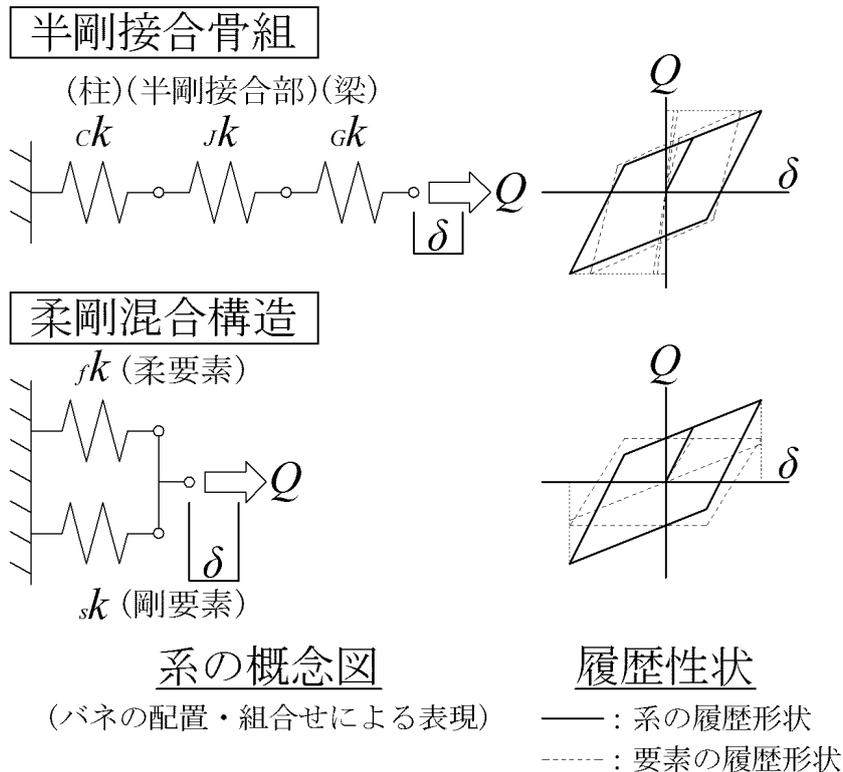
本論の目的は、半剛接合部をエネルギー吸収要素とした骨組（以降、半剛接合骨組）の応答性状を、エネルギーの釣り合いに基づく手法により明らかにし、半剛接合部を活用した高層鉄骨架構の損傷予測を行う方法を提案することである。

本論では以下の仮定の下に、半剛接合骨組の挙動を履歴型ダンパー付骨組（以降、制振構造）とみなし、エネルギーの釣り合いに基づく手法を適用することを試みる。

1. 2. 1節で紹介したように、半剛接合部の弾塑性挙動は概ねトリリニア型の復元力特性を示す。半剛接合部をエネルギー吸収要素とすれば、同接合部を持つ架構の層における復元力は、最も単純な場合として、トリリニア型で表せるだろう。ここで、図 1.9 に示すように、その復元力を幾何学的に 2 つのバイリニア型の復元力を持つ仮定の並列要素に分解する。その内、降伏変位が小さく剛性の高い要素で制振構造におけるダンパーに相当する仮定の要素を「仮想剛要素」、他方を制振構造における主架構に相当する仮定の要素として「仮想柔要素」と位置付け、半剛接合骨組は仮想的な 2 つの要素を介すことで柔剛混合構造（制振構造）と見なす。これは、図 1.10 に示すように、直列の系、並列の系に関わらず、両者の全体系におけるエネルギー吸収量が等価となる場合を仮定することで行われる。なお、質点系振動モデルのように層単位で独立した復元力特性を定義できれば、この仮定は成立する。但し、現実には半剛接合骨組は直列結合の系であり、半剛接合部の耐力は柱梁接合部を構成する柱と梁の形状に依存する。よって、履歴ダンパー付骨組の様に、ダンパー量を弾性要素である主架構と独立して調整することが出来ないため、半剛接合部の履歴特性による応答低減効果には、骨組全体の所要剛性、耐力と部材断面形状による制約を受ける。この点については、3. 3節で言及する。



【図 1.9 層の履歴特性の分解概念図】



【図 1.10 地震力  $Q$  に抵抗する系の概念図とその履歴性状】

以上の方法により、本論では仮想的な要素を介して、半剛接合骨組と制振構造を結び付け、エネルギーの釣合に基づく応答評価手法を用い応答予測を行うことで、本論で提案する手法の妥当性を検証する。

本論文は、本章と以降の第 2～5 章で構成される。以下に以降の各章の概要を述べる。

2 章では、本論で半剛接合部を有する骨組の層における復元力特性を定式化する。続いて、前記の方法により分解した仮想的な要素を用いたエネルギーの釣合に基づく応答評価式を導出する。

3 章では、高層を対象とした半剛接合骨組を設定し、時刻歴応答解析を行う。同骨組に対し、2 章で定式化した応答評価式による応答予測を行い、予測精度を検証する。

4 章では、文献 1-42 で行われた高層の半剛接合骨組の試設計を行った結果を示し、本論で提案する応答評価手法を適用し、より現実的な多層多スパンの骨組への適用性を検証する。

5 章では、本論文の総括及び今後の課題について述べる。

## 第2章 半剛接合骨組のモデル化と

### エネルギーの釣合に基づく応答評価式

#### 2. 1 本章の目的

本章では、始めに2. 2節で半剛接合部のモデル化を既往の研究を参考に定義する。

2. 3節で半剛接合部をエネルギー吸収要素とする骨組の応答評価を行うための力学モデルを設定し、層の復元力特性の定式化を行う。さらに、定式化した層の復元力を分解して得られる仮想的な剛要素と柔要素を定義する。

2. 4節で定義した仮想的な柔・剛要素を対象に、既往のエネルギーの釣合に基づく制振構造の応答評価式を適用して、骨組の損傷分布及び累積塑性変形倍率、最大平均層間変位、仮想的な剛要素の降伏耐力と系全体の最大応答の関係の予測式を導出する。

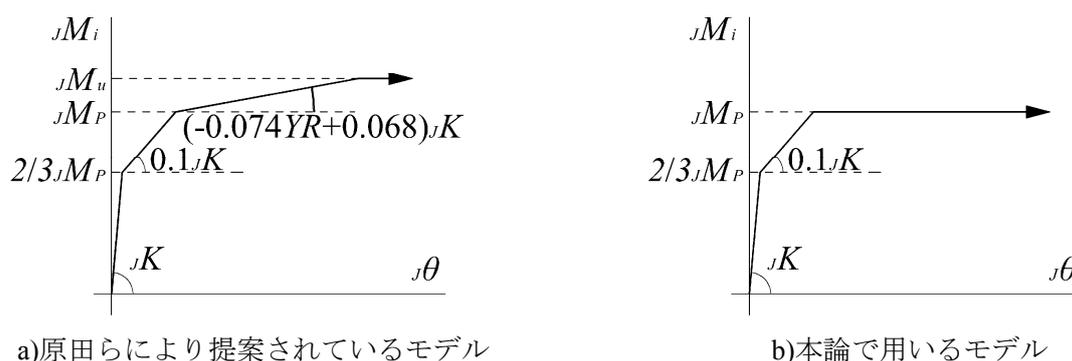
2. 5節で本章のまとめを述べる。

## 2. 2 半剛接合部のモデル化

本節では、本研究における半剛接合部のモデル化について述べる。

当該接合部の接合部曲げモーメントー局部回転角関係の弾塑性挙動は、既往の研究成果<sup>2-1)</sup>より、移動硬化型の履歴特性としてモデル化できると考えられる。また、復元力のモデル化は、多くの FEM 解析ケースより得られた復元力特性を元に定めた原田らにより提案されたモデル<sup>2-2)</sup>を採用することが、現段階において妥当であると考えられる。原田らの復元力のモデルは、図 2.1a) に示す 4 折線で表され、第 2 剛性は初期剛性の 1/10、第 3 剛性は初期剛性と鋼材の降伏比  $YR$  の関数として評価され、最大耐力  $JM_u$  以降は耐力上昇をせずに回転角だけ増加する。なお、現段階において、冷間成形角形鋼管を用いた場合、脆性的な破壊が生じる可能性があることから、本論で想定するエネルギー吸収要素として採用することを念頭に置くと、柱の成形方法は溶接箱形断面とすることが妥当であると考えられる。その場合、本論で対象とする柱、梁材の降伏比  $YR$  は、鋼種は SN 材を用いることを考えれば、近年の鋼材の降伏比  $YR$  の調査結果<sup>2-3)</sup>より、 $YR=0.7$  程度であることから、原田らのモデルにおける初期剛性と第 3 剛性の比は 0.0162 となり、第 2 剛性と比較しても 1/6 程度と小さな値となる。

本論で用いる半剛接合部の復元力のモデル化は、応答評価上の取り扱いを容易にするため、上記の研究成果を元に、その挙動の本質を損なわないであろう範囲で単純化を行う。単純化した復元力は、原田らのモデルに対し、図 2.1b) に示す接合部の全塑性耐力  $JM_P$  以降の耐力上昇を無視したトリリニア型とする。本論の範囲では、第 3 剛性は小さい値であり、無視した場合においても、当該接合部の挙動と実際の挙動に大きな隔たりは生じないものと考えられる。また、当該復元力のモデル化とすることで、接合部の塑性変形量の評価においては、当該耐力上昇を無視した場合の方が安全側の評価を与えるものと考えられる。

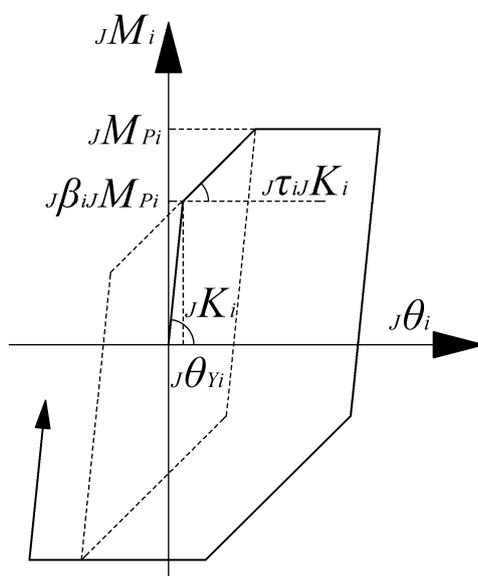


【図 2.1 ノンダイアフラム形式柱梁接合部の復元力特性のモデル化】

また、現実の建物では、梁と床スラブがスタッドにより接合され合成梁とすることが一般的であり、合成効果による梁の曲げ剛性の向上により経済的な断面選定が可能となる。ノンダイアフラム形式柱梁接合部を持つ骨組も例外ではなく、合成梁が取り合うノンダイ

アフラム形式柱梁接合部の挙動を把握することは重要となる。当該接合部の場合、コンクリートスラブの存在により、梁の上フランジ部分の面外変形は拘束され、梁の下フランジと柱管壁部分の面外変形が顕著となることから、スラブがない場合とは耐荷機構のメカニズムが異なる。但し、床スラブの仕様による部分もあるが、梁端部の局部回転角は、スラブ拘束の無い下フランジ部分の柱管壁における面外変形挙動が支配的となることを考えると、スラブの無い接合部と柱管壁の崩壊メカニズムは異なるものの、基本的な非線形挙動は同傾向にあるものと考えられる。よって、合成梁を持つ架構においても、当該接合部の復元力のモデル化を用いた応答評価手法の適用が可能であると考えられる。なお、現段階において柱梁接合部の局部回転バネの復元力特性の定式化には至っていないが、既往の研究<sup>2-2)</sup>において梁フランジと柱管壁の弾塑性挙動の定式化が行われていることから、それらの成果を用いて当該接合部挙動の評価が行うことが可能であると考えられる。

以上より、応答評価式の導出に際し用いる半剛接合部のモデル化は、接合部曲げモーメント  ${}_jM_i$  と局部回転角  ${}_j\theta_i$  を梁端部の回転バネに集約した図 2.2 に示すようにトリリニア型の復元力特性で評価し、履歴特性は移動硬化型とする。ここで、復元力の変数は、同図より半剛接合部の初期回転剛性  ${}_jK_i$  及び、2次剛性比  ${}_j\tau_i$ 、全塑性耐力  ${}_jM_{Pi}$ 、降伏モーメント比  ${}_j\beta_i$  とする。 $i$  は後述する層番号を示す。



【図 2.2 半剛接合部の復元力特性】

## 2. 3 応答評価のための荷重－変形関係の定式化

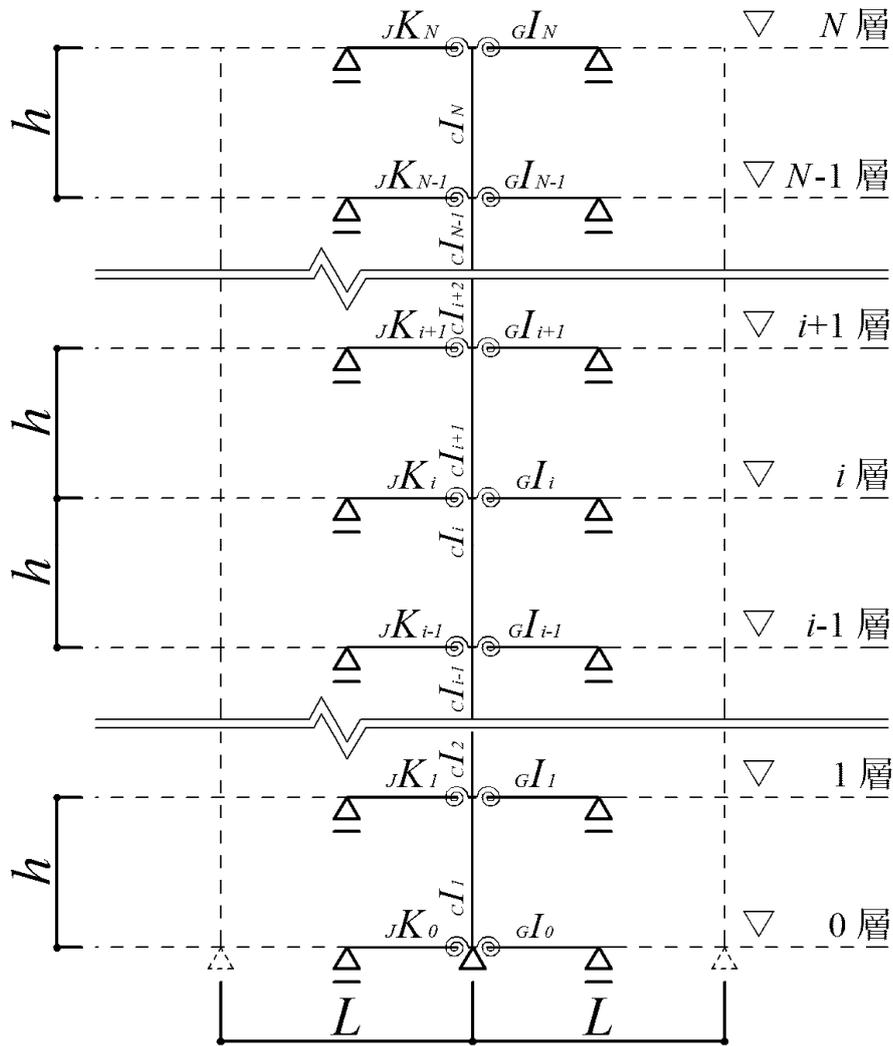
### 2. 3. 1 骨組のモデル化

1. 2. 1 節 d) で紹介した既往の研究より、当該接合部を持つ架構は、図 1.4 に示すようにモデル化が行える。また、本論で対象とする骨組は、柱梁接合部のみが塑性化する場合を対象としている。このような骨組は、文献 2-4 の実験に用いられた部分架構と類似の弾塑性挙動を示すと想定され、柱梁接合部の面外変形の挙動が骨組の変形性状において支配的となり、特にパネルの挙動による骨組全体への影響は小さくなる。そこで本論では、応答評価のモデルを、影響因子を抽象化し単純にするため、柱梁接合部パネルのモデル化を省略した骨組モデルを扱う。

骨組モデルは、図 2.3 に示すように、半剛接合骨組の代表的な応答性状の把握、及び半剛接合部の特性と応答評価を直接的に関連付けるため、柱及び梁、柱梁接合部側の梁端部に配される半剛接合部の回転バネから構成される魚骨形の部材レベルモデルを設定する。当該モデル化により、柱には地震時の変動軸力は生じない。なお、既往の研究<sup>2-5)</sup>では、梁及び柱梁接合部パネル崩壊形の剛接合骨組を対象とし、本論と類似した考え方のモデルを用いた応答予測が行われている。

部材のモデル化は、曲げ変形のみを考慮する。部材番号は、図 2.3 に示すように基礎梁に相当する 0 層の梁及び半剛接合部の回転バネと、それらと取り合う 1 層の柱から順に最上層の  $N$  層まで番号が付けられる。本論では、接合部をエネルギー吸収要素とすることから、塑性化する部分は半剛接合部のみとなる。ここで、 $L$  はスパン、 $h$  は階高で各層一定とする。 $d_i$  及び  $d_i$ 、 $K_i$  はそれぞれ  $i$  層の柱及び梁の断面 2 次モーメント、半剛接合部の初期回転剛性を示す。各層の左右の梁及び接合部の特性値は同じとする。

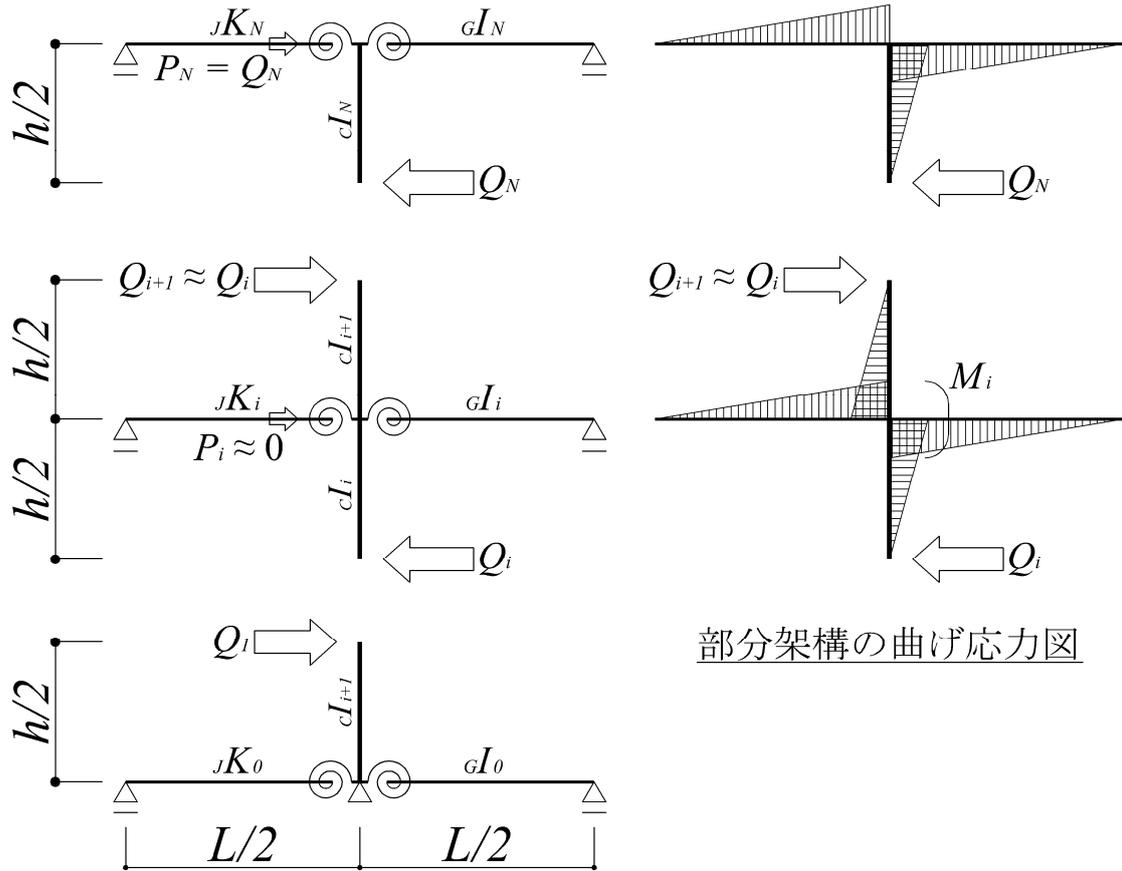
一般的に、本論で対象とするような接合部は、基礎梁と柱の接合部には用いないが、連続的に評価を行うため、ここでは 0 層を上層階と同様にモデル化を行う。また、対象とする接合部の耐力は、特別補強を行わない限り相対的に周囲の柱、及び梁より低くなる。一方、 $N$  層や 1 層で柱の柱頭・柱脚に塑性ヒンジが形成されることが予想される。それらの影響は、別途検証を行うこととし、前述の理由と同様に上層階と合わせた接合部に塑性ヒンジを計画するモデル化を行う。



【図 2.3 応答評価に用いる全体骨組のモデル】

### 2. 3. 2 部分架構の荷重－変形関係の定義

各部材のエネルギー入力の評価を行うために、図 2.4 に示す骨組全体から地震時の柱の反曲点を階高の中間と仮定し、抜き出した部分架構を用いて各層の復元力を定式化する。部分架構の形状は、中間層で十字形、0 層及び  $N$  層で T 字形となる。各層の部分架構の剛性及び耐力を評価し、これらを組み合わせることで骨組全体の応答評価を行う。



【図 2.4 各部材のエネルギー入力の評価用モデル】

弾性状態の荷重－変形関係は、 $i$  層の柱と梁・半剛接合部の取り合う節点曲げモーメント  $M_i$  と、上下層の柱反曲点間の回転角  $\theta_i$ 、及び部分架構の弾性回転剛性  $K_i$  を用いて(2.1)～(2.3)式で定義する（図 2.4 参照）。なお、荷重－変形関係の定式化を単純化するため、質量分布が均一な多層の骨組であることを前提に  $Q_{i+1} \doteq Q_i$  と仮定する。

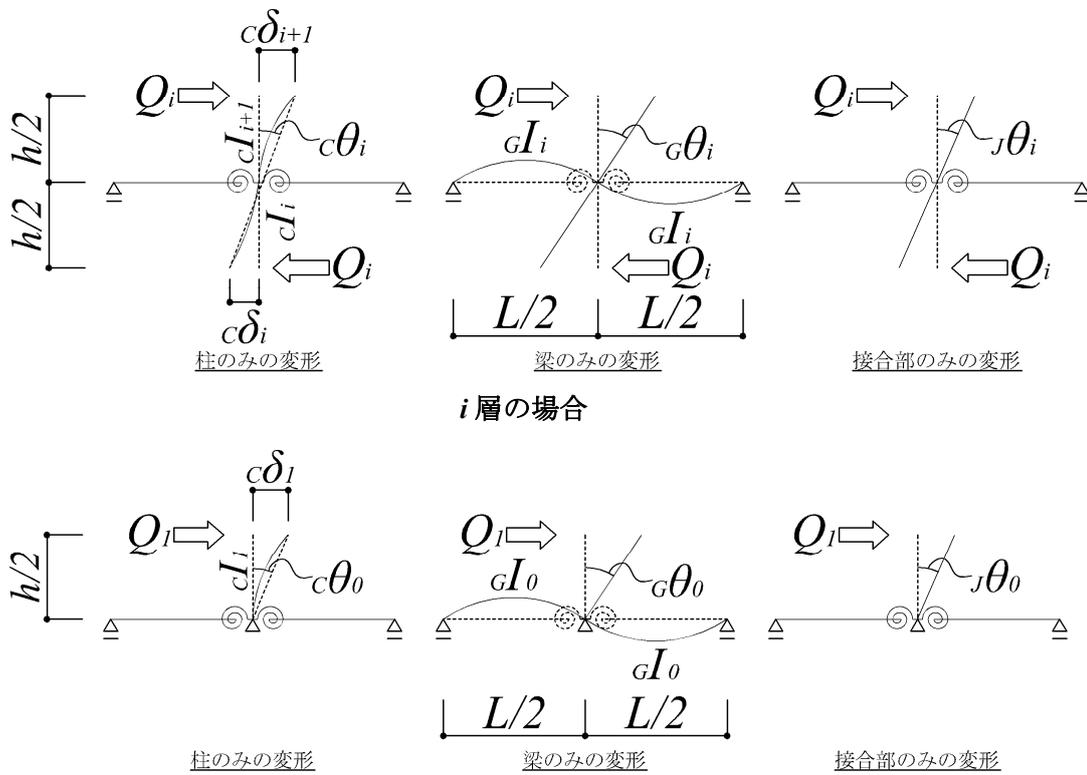
$$M_i = K_i \theta_i \quad (2.1)$$

ここで、  $M_i = Q_i h$  (2.2a)

$$M_{0,N} = \frac{Q_{0,N}h}{2} \quad (2.2b)$$

$$\theta_i = {}_c\theta_i + {}_g\theta_i + {}_j\theta_i \quad (2.3)$$

(2.3)式中の  ${}_c\theta_i$  及び  ${}_g\theta_i$ 、 ${}_j\theta_i$  は、図 2.5 に示すように、それぞれ層せん断力  $Q_i$  により柱のみが変形した場合の柱反曲点間の平均回転角、梁のみ又は半剛接合部のみが変形した場合の柱反曲点間の回転角である。



【図 2.5 各部材の回転角の定義】

各変形角は、部材の諸元を用いて以下の(2.4)～(2.8)式より得られる。

$${}_c\theta_i = \frac{{}_c\delta_{i+1} + {}_c\delta_i}{h} = \left\{ \frac{Q_i \left(\frac{h}{2}\right)^3}{3E_c I_{i+1}} + \frac{Q_i \left(\frac{h}{2}\right)^3}{3E_c I_i} \right\} / h \quad (2.4a)$$

$$= M_i \cdot \left( \frac{1}{4_c K_{i+1}} + \frac{1}{4_c K_i} \right)$$

$${}_c\theta_{0,N} = \frac{{}_c\delta_{1,N}}{h/2} = \frac{Q_{1,N} \left(\frac{h}{2}\right)^3}{3E_c I_{1,N}} \cdot \frac{1}{h/2} = M_{0,N} \cdot \frac{1}{{}_c K_{1,N}} \quad (2.4b)$$

$${}_g\theta_i = \frac{M_i}{2} \cdot \frac{L/2}{3E_G I_i} = M_i \cdot \frac{1}{2_G K_i} \quad (2.5a)$$

$${}_g\theta_{0,N} = \frac{M_{0,N}}{2} \cdot \frac{L/2}{3E_G I_{0,N}} = M_{0,N} \cdot \frac{1}{2_G K_{0,N}} \quad (2.5b)$$

$${}_j\theta_i = \frac{M_i}{2} \cdot \frac{1}{{}_j K_i} = M_i \cdot \frac{1}{2_j K_i} \quad (2.6a)$$

$${}_j\theta_{0,N} = \frac{M_{0,N}}{2} \cdot \frac{1}{{}_j K_{0,N}} = M_{0,N} \cdot \frac{1}{2_j K_{0,N}} \quad (2.6b)$$

ここで、 ${}_c K_i = \frac{6E_c I_i}{h} \quad (2.7)$

$${}_g K_i = \frac{6E_G I_i}{L} \quad (2.8)$$

$E$  : ヤング係数

部分架構の弾性回転剛性  $K_i$  は、(2.3)式に(2.4)～(2.6)式を代入し、それらを(2.1)式に代入し、整理すれば、十字形の場合は(2.9a)式で、T字形の場合は(2.9b)式で得られる。

$$\begin{aligned}
K_i &= \left( \frac{1}{4_C K_{i+1}} + \frac{1}{4_C K_i} + \frac{1}{2_G K_i} + \frac{1}{2_J K_i} \right)^{-1} \\
&= \left( \frac{1}{4_{CJ} R_{i+1}} + \frac{1}{4_{CJ} R_i} + \frac{1}{2_{GJ} R_i} + \frac{1}{2} \right)^{-1} \cdot_J K_i
\end{aligned}
\tag{2.9a}$$

$$\begin{aligned}
K_{0,N} &= \left( \frac{1}{_C K_{1,N}} + \frac{1}{2_G K_{0,N}} + \frac{1}{2_J K_{0,N}} \right)^{-1} \\
&= \left( \frac{1}{_{CJ} R_{1,N}} + \frac{1}{2_{GJ} R_{0,N}} + \frac{1}{2} \right)^{-1} \cdot_J K_{0,N}
\end{aligned}
\tag{2.9b}$$

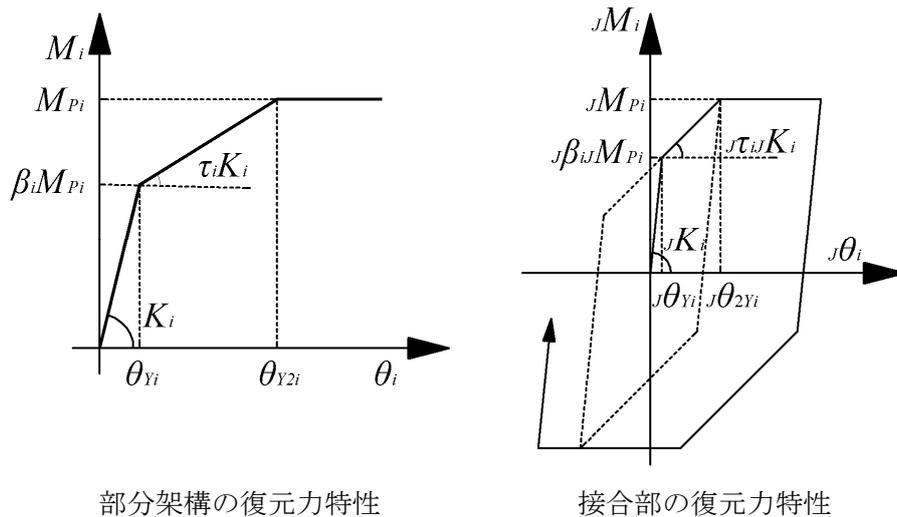
ここで、

$$_{CJ} R_i = \frac{{}_C K_i}{_J K_i}
\tag{2.10}$$

$$_{CJ} R_{i+1} = \frac{{}_C K_{i+1}}{_J K_i}
\tag{2.11}$$

$$_{GJ} R_i = \frac{{}_G K_i}{_J K_i}
\tag{2.12}$$

次に部分架構の復元力特性を定義する。2.2節より、接合部の復元力特性はトリリニア型で評価することから、部分架構の復元力特性も同様に、半剛接合部の ${}_J \beta_{ij} M_{Pi}$ 、及び ${}_J M_{Pi}$ に達した時点に分岐とした、図2.6に示すトリリニア型の性状となる。参考までに接合部の復元力特性を同図に再掲する。



【図 2.6 部分架構及び接合部の復元力特性】

部分架構の2次剛性比 $\tau_i$ 及び節点降伏モーメント $M_{Yi}$ 、節点全塑性モーメント $M_{Pi}$ 、降伏

モーメント比  $\beta_i$  は、接合部のみが塑性化することを考慮すれば、(2.9a)、(2.9b)式と同様に考えて次式で得られる。

$$K_{2i} = \left( \frac{1}{4_{CJ}R_{i+1}} + \frac{1}{4_{CJ}R_i} + \frac{1}{2_{GJ}R_i} + \frac{1}{2_J\tau_i} \right)^{-1} \cdot_J K_i \quad (2.13a)$$

$$K_{20,2N} = \left( \frac{1}{_{CJ}R_{1,N}} + \frac{1}{2_{GJ}R_{0,N}} + \frac{1}{2_J\tau_{0,N}} \right)^{-1} \cdot_J K_{0,N} \quad (2.13b)$$

$$\tau_i = \frac{K_{2i}}{K_i} = \frac{_J\tau_i(_{CJ}R_{i+1}^{-1} + _{CJ}R_i^{-1} + 2_{GJ}R_i^{-1} + 2)}{_J\tau_i(_{CJ}R_{i+1}^{-1} + _{CJ}R_i^{-1} + 2_{GJ}R_i^{-1}) + 2} \quad (2.14a)$$

$$\tau_{0,N} = \frac{K_{20,2N}}{K_{0,N}} = \frac{_J\tau_{0,N}(2_{CJ}R_{1,N}^{-1} + _{GJ}R_{0,N}^{-1} + 1)}{_J\tau_{0,N}(2_{CJ}R_{1,N}^{-1} + _{GJ}R_{0,N}^{-1}) + 1} \quad (2.14b)$$

$$M_{Pi} = 2_J M_{Pi} \quad (2.15)$$

$$M_{Yi} = \beta_i M_{Pi} = 2_J \beta_i M_{Pi} \quad \therefore \beta_i = _J \beta_i \quad (2.16)$$

ここで、  $K_{2i}, K_{20,2N}$  : 部分架構の 2 次回転剛性

$i$  層の層せん断力係数  $\alpha_i$  と  $i$  層の節点モーメント係数  $\alpha_{Mi}$  は、文献 2-6 で示される方法と同様に次式で関連付ける。

$$\alpha_{Mi} = \frac{2M_i}{\sum_{j=i}^N m_j gh} = \left( \sum_{j=i}^N m_j \cdot \alpha_i + \sum_{j=i+1}^N m_j \cdot \alpha_{i+1} \right) / \sum_{j=i}^N m_j \quad (2.17a)$$

$$\alpha_{MN} = \frac{2M_N}{m_N gh} = \alpha_N \quad (2.17b)$$

$$\alpha_{M0} = \frac{2M_0}{Mgh} = \alpha_1 \quad (2.17c)$$

ここで、  $g$  : 重力加速度  
 $m_i$  :  $i$  層の質量  
 $M$  : 建物の総質量

$$\alpha_i = \frac{Q_i}{\sum_{j=i}^N m_j g}$$

層せん断力係数分布  $\bar{\alpha}_i$  と節点モーメント係数分布  $\bar{\alpha}_{Mi}$  は、次式の関係となる。

$$\bar{\alpha}_{Mi} = \frac{\alpha_{Mi}}{\alpha_{M0}} = \left( \sum_{j=i}^N m_j \cdot \bar{\alpha}_j + \sum_{j=i+1}^N m_j \cdot \bar{\alpha}_j \right) / \sum_{j=i}^N m_j \quad (2.18a)$$

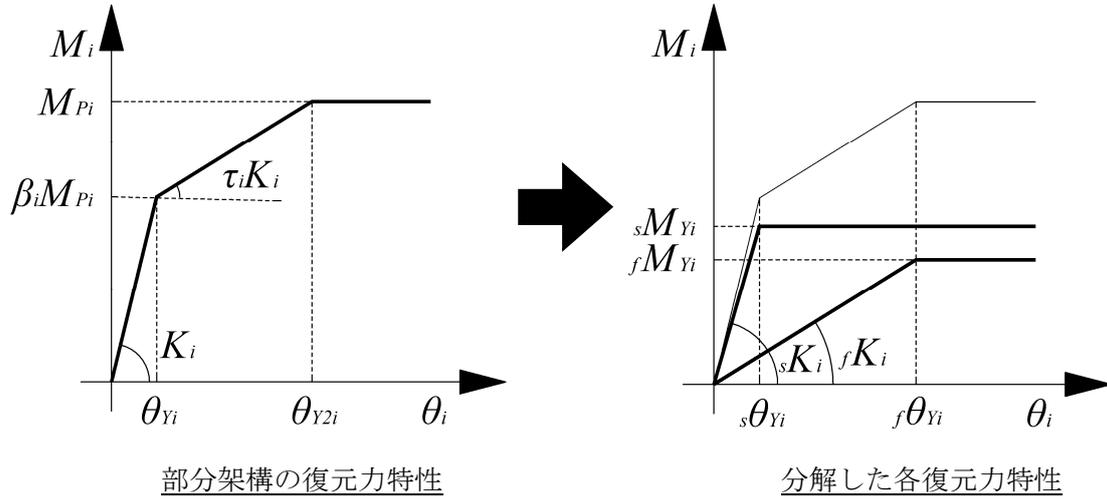
$$\bar{\alpha}_{MN} = \frac{\alpha_{MN}}{\alpha_{M0}} = \bar{\alpha}_N \quad (2.18b)$$

$$\bar{\alpha}_{M0} = \bar{\alpha}_1 = 1 \quad (2.18c)$$

ここで、  $\bar{\alpha}_i = \frac{\alpha_i}{\alpha_1}$

### 2. 3. 3 仮想的な剛要素及び柔要素の定義

本節では、前節で定式化した部分架構の復元力特性を、2つのバイリニア型の復元力特性に分解し、仮想的な剛要素及び柔要素を定義する。図 2.7 にその模式図を示す。



【図 2.7 部分架構の復元力の分解】

部分架構の復元力特性の幾何学的関係から、分解した各々の復元力特性の諸元は次式で与えられる。ここで、分解された復元力特性の降伏変形角が小さい方を仮想的な剛要素、他方を仮想的な柔要素と定義する。なお、それら要素の諸元にはそれぞれ添え字の  $s$ 、 $f$  を付記する。また、特別な場合を除き、それぞれの要素は剛要素及び柔要素と呼ぶこととする。

$${}_s\theta_{Yi} = \theta_{Yi} \quad (2.19)$$

$${}_f\theta_{Yi} = \theta_{Y2i} \quad (2.20)$$

$${}_sK_i = K_i - \tau_i K_i = (1 - \tau_i) K_i \quad (2.21)$$

$${}_fK_i = \tau_i K_i \quad (2.22)$$

$${}_sM_{Yi} = \beta_i M_{Pi} - {}_fK_i \cdot {}_s\theta_{Yi} = \beta_i M_{Pi} - \tau_i K_i \cdot \theta_{Yi} = (1 - \tau_i) \beta_i M_{Pi} \quad (2.23)$$

$${}_fM_{Yi} = M_{Pi} - {}_sM_{Yi} = \{1 - (1 - \tau_i) \beta_i\} M_{Pi} \quad (2.24)$$

## 2. 4 エネルギーの釣合の基本式

### 2. 4. 1 エネルギーの釣合式

本論では、2. 3節で定義した仮想的な柔要素と剛要素を、柔剛混合構造における剛要素及び柔要素と見なし応答評価式を導出する。表 2.1 に半剛接合骨組の応答性状と柔要素及び剛要素の状態の対応をまとめる。表 2.1 に示すように、地震動中に柔要素が弾性状態を維持し、剛要素がエネルギー吸収を行う状態を制振構造（柔剛混合構造）の場合、両要素が塑性化した状態を耐震構造の場合と称し、各々の状態についてエネルギーの釣合式を定義する。

【表 2.1 半剛接合骨組の応答性状と仮想的な柔・剛要素との対応】

状態の名称	半剛接合骨組の 応答性状	柔要素の状態	剛要素の状態
制振構造 (柔剛混合構造)	半剛接合部が降伏モーメント ${}_jM_Y$ に達する状態	弾性	塑性化
耐震構造	半剛接合部が全塑性モーメント ${}_jM_P$ に達する状態	塑性化	塑性化

#### a) 制振構造の場合のエネルギーの釣合式

制振構造の場合のエネルギーの釣合式は、地震動終了時の総エネルギー入力  $E(t_0)$  に対するエネルギーの釣合式として、次式で表される<sup>2-7,2-8</sup>。

$${}_fW_e(t_0) + {}_sW_e(t_0) + {}_sW_p(t_0) + W_h(t_0) = E(t_0) \quad (2.25)$$

ここで、  
 ${}_fW_e$ 、 ${}_sW_e$  : 柔要素及び剛要素の全弾性振動エネルギー  
 ${}_sW_p$  : 剛要素の全累積塑性ひずみエネルギー  
 $W_h$  : 柔要素及び剛要素の減衰による全吸収エネルギー量  
 $t_0$  : 地動継続時間

建物の損傷に寄与するエネルギー  $E_D(t_0)$ <sup>2-7</sup> は、総エネルギー入力  $E$  から減衰による吸収エネルギー量  ${}_fW_h$  を差し引いた量として、次式で定義される。

$$E_D(t_0) = E(t_0) - W_h(t_0) = {}_fW_e(t_0) + {}_sW_e(t_0) + {}_sW_p(t_0) \quad (2.26)$$

また、地震動終了時の弾性振動エネルギーは、時間の経過とともに、内部粘性減衰機構により消費されると考えれば、次式のエネルギーの釣合式が成り立つ。

$$E_D({}_e t_0) \approx {}_s W_p({}_e t_0) = {}_s W_p(t_0) \quad (2.27)$$

$${}_e t_0 \gg t_0 \quad (2.28)$$

なお、制振構造における残留変形のある系では、地震動終了後も弾性ひずみエネルギーが残存する。しかし、制振構造においては、残留変形はほとんど生じず<sup>2-7)</sup>、また塑性化の程度の大きい骨組においては、前記弾性ひずみエネルギーの  $E_D({}_e t_0)$  に対する割合は十分に小さいと考えられることから、(2.27)式は近似的に成り立つものと考えられる。

本論では、建物の損傷に寄与するエネルギー  $E_D({}_e t_0)$  が既知であるとし、(2.27)式より、制振構造の場合における応答予測式を導く。

#### b) 耐震構造の場合のエネルギーの釣合式

耐震構造の状態のエネルギーの釣合式は、地震動終了時の総エネルギー入力  $E(t_0)$  に対するエネルギーの釣合式は、次式で定義される<sup>2-8)</sup>。

$${}_f W_e(t_0) + {}_f W_p(t_0) + {}_s W_e(t_0) + {}_s W_p(t_0) + W_h(t_0) = E(t_0) \quad (2.29)$$

ここで、 ${}_f W_p$  : 柔要素の全累積塑性ひずみエネルギー

建物の損傷に寄与するエネルギー  $E_D(t_0)$ 、及び地震動終了後十分に時間が経過した場合の建物の損傷に寄与するエネルギー  $E_D({}_e t_0)$  は、制振構造と同様に次式で定義される。

$$E_D(t_0) = E(t_0) - W_h(t_0) = {}_f W_e(t_0) + {}_f W_p(t_0) + {}_s W_e(t_0) + {}_s W_p(t_0) \quad (2.30)$$

$$E_D({}_e t_0) \approx {}_f W_p({}_e t_0) + {}_s W_p({}_e t_0) = {}_f W_p(t_0) + {}_s W_p(t_0) \quad (2.31)$$

耐震構造の場合は、残留変形が生じる可能性があり、地震動終了後十分に時間が経過した場合においても弾性ひずみエネルギーが残像する。よって、(2.31)式は誤差を含むが、柔要素が塑性化する状態では、骨組に吸収されるエネルギー量も大きく、その誤差は無視し得るものと考えられる。

以上より、(2.31)式から半剛接合部の累積塑性変形量を評価する。

## 2. 4. 2 制振構造における弾性振動エネルギーの評価

地震動終了時の制振構造の弾性振動エネルギーは、剛要素の弾性振動エネルギーを無視し、柔要素のみ弾性振動エネルギーを対象とした次式<sup>2-7)</sup>で評価する。

$${}_sW_e(t_0) = 0 \quad (2.32)$$

$${}_fW_e(t_0) = \frac{Mg^2 {}_fT^2}{4\pi^2} \cdot \frac{{}_f\alpha_1^2}{2} \quad (2.33)$$

ここで、 ${}_fT$  : 柔要素のみから成る骨組の一次固有周期[s]

${}_f\alpha_1$  : 第1層の柔要素が負担する最大層せん断力係数

(2.33)式は、剛要素が塑性化し、柔要素のみで構成される周期 ${}_fT$ の振動系モデルが、地震動中に蓄える弾性振動エネルギーを示している。そのエネルギー量に対し、剛性が高く、降伏変位の小さい剛要素の弾性振動エネルギーは僅かであるとし、無視している。なお、地震動終了時においては、柔要素に最大層せん断力が生じることはなく、(2.33)式は弾性振動エネルギーを過大に評価する可能性がある。しかし、塑性化の程度が大きい骨組においては、全吸収エネルギー量における上記で仮定した弾性振動エネルギーの割合は低く、その誤差は許容しうる範囲にあると考える。

${}_fT$ は、近似的に次式で与える。

$${}_fT = \frac{T}{\sqrt{\tau_{mean}}} \quad (2.37)$$

ここで、 $T$  : 骨組の一次固有周期[s]

$\tau_{mean}$  : 各層の2次剛性比 $\tau_i$ の平均値

なお、3. 2. 3節で用いた半剛接合骨組のモデルの固有値解析より得られた ${}_fT$ と(2.37)式より評価した ${}_fT$ との比較を図2.8に示す。同図より、(2.37)式が精度良く ${}_fT$ を近似できていることがわかる。

なお、層せん断力係数分布 $\bar{\alpha}_i$ と節点モーメント係数分布 $\bar{\alpha}_{Mi}$ の関係は、(2.18)式で定義しているが、近似的に次式の関係が成り立つことが報告されている<sup>2-6)</sup>。

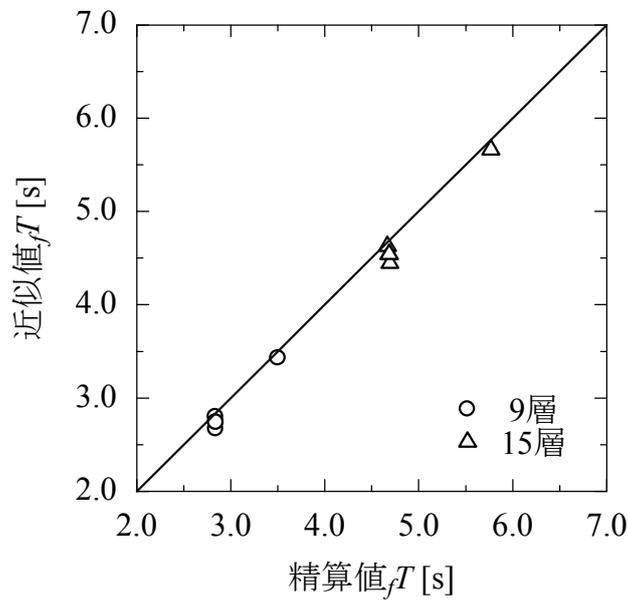
$$\left. \begin{aligned} \bar{\alpha}_{Mi} &= 2\bar{\alpha}_i \\ \bar{\alpha}_{MN} &= \bar{\alpha}_N \\ \bar{\alpha}_{M0} &= \bar{\alpha}_1 = 1 \end{aligned} \right\} \quad (2.34)$$

よって、(2.17a)、(2.18a)式と(2.34)式の関係を用いると、第1層の柔要素の最大節点モーメントは次式で表される。

$${}_fM_1 = \frac{Mgh}{2} \cdot 2{}_f\alpha_1 = {}_f\alpha_1 Mgh \quad (2.35)$$

よって、 ${}_f\alpha_1$  は次式で得られる。

$${}_f\alpha_1 = \frac{{}_fM_1}{Mgh} = \frac{{}_fK_1 \cdot \theta_{\max 1}}{h} \cdot \frac{1}{Mg} \quad (2.36)$$



【図 2.8  $T_f$  の精算値と近似値の比較】

### 2. 4. 3 損傷分布則

地震動中に蓄積される骨組の各層の塑性ひずみエネルギーは、各層の累積塑性変形を一定にする最適層せん断力係数分布と層の耐力との隔たり、及び層の最大弾性ひずみエネルギーの分布により評価される<sup>2-7,2-8)</sup>。部材レベルモデルにおいても同様の考えのもと、損傷分布を評価できることが報告されている<sup>2-6)</sup>。また、層内に降伏変位が異なる並列配置の要素を持つ質点系を対象とした多層骨組の損傷分布則が既往の研究<sup>2-9)</sup>で提案されており、その損傷分布則は、「耐震構造」の場合の損傷分布則に対応する。

本論では、以上の評価式を一部拡張して部材レベルモデルの損傷分布則へ適用し、「制振構造」及び「耐震構造」の場合の塑性ひずみエネルギーの各要素への配分を評価する。

#### a) 制振構造の場合の損傷分布則

制振構造の場合の損傷分布則は、エネルギー吸収要素である剛要素の節点降伏モーメントと最適節点降伏モーメント係数分布との隔たり  ${}_s p_i$ 、及び剛要素の損傷の集中度合を表現する  ${}_s n$ 、弾性振動エネルギーの評価における仮定に準じて柔要素の最大弾性ひずみエネルギーの高さ方向の分布  ${}_s i$  より、次式で評価する。

$$\frac{{}_s W_{pk}(t_0)}{{}_s W_P(t_0)} = \frac{1}{{}_s \gamma_k} = \frac{{}_s s_k \cdot {}_s p_k^{-s, n}}{\sum_{i=0}^N {}_s s_i \cdot {}_s p_i^{-s, n}} \quad (2.38)$$

$${}_s p_i = \frac{{}_s \alpha_{MYi}}{{}_s \alpha_{MY0} \cdot \bar{\alpha}_{Mi}} \quad (2.39)$$

$${}_s s_i = \left( \frac{\sum_{j=i}^N m_j}{M} \right)^2 \cdot \bar{\alpha}_{Mi}^2 \cdot \left( \frac{{}_f K_0}{{}_f K_i} \right) = \frac{{}_f M_{\max i} \cdot {}_f \theta_{\max i}}{{}_f M_{\max 0} \cdot {}_f \theta_{\max 0}} = \frac{{}_f W_{e\max i}}{{}_f W_{e\max 0}} \quad (2.40)$$

ここで、  
 ${}_s W_{pk}(t_0)$  :  $k$  層の剛要素の地震終了時の塑性ひずみエネルギー  
 ${}_s \gamma_k$  :  $k$  層の剛要素の損傷分散係数  
 ${}_s n$  : 剛要素の損傷集中指数  
 $\bar{\alpha}_{Mi}$  : 最適節点降伏モーメント係数分布

ここで、最適節点降伏モーメント係数分布とは、文献 2-6 で定義された基準材端モーメント係数分布を本論において別な呼称で定義したものであり、梁降伏型の骨組における各層の梁の累積塑性変形倍率が一定となるような節点降伏モーメント係数分布で、(2.18)式中の

層せん断力係数分布  $\bar{\alpha}_i$  を最適降伏せん断力係数分布<sup>2-2)</sup>に置き換えた場合の層の節点モーメント係数分布である。

なお、最適降伏せん断力係数分布は、多質点振動系モデルを対象に、各層の累積塑性変形倍率が一定となるような耐力分布であり、次式で与えられる<sup>2-2)</sup>。

$$\begin{aligned} & x' > 0.2 \text{ の場合} \\ & \bar{a} = 1 + 1.5927x' - 11.8519x'^2 + 42.5833x'^3 \\ & \quad \quad \quad - 59.487x'^4 + 30.1586x'^5 \end{aligned} \quad (2.40a)$$

$$\begin{aligned} & x' < 0.2 \text{ の場合} \\ & \bar{a} = 1 + 0.5x' \end{aligned} \quad (2.40b)$$

ここで、
$$x' = \frac{i-1}{N}$$

#### b) 耐震構造の場合の損傷分布則

耐震構造の応答性状は、 $i$  層の降伏回転角の異なる 2 つの要素（柔要素及び剛要素）が共に塑性化し、エネルギー吸収を行っている状態である。この状態における  $i$  層の吸収したエネルギーに対する降伏回転角が大きい要素（柔要素）が吸収したエネルギーの比率  $r_i$  は、次式で評価できることが報告されている<sup>2-9)</sup>。なお、既往の評価式中の降伏変位は、本論における降伏回転角に読み替えている。

$$r_i = \frac{{}_f W_{Pi}(t_0)}{W_{Pi}(t_0)} = \frac{1}{1 + \frac{{}_s \beta_i \left( \frac{{}_f \theta_{Yi}}{{}_s \theta_{Yi}} \right)^{\frac{5b({}_p \alpha_1)}{\sqrt{T}({}_e \alpha_1)}}}{1 - {}_s \beta_i \left( \frac{{}_f \theta_{Yi}}{{}_s \theta_{Yi}} \right)}}$$
 (2.41)

$$W_{Pi}(t_0) = {}_f W_{Pi}(t_0) + {}_s W_{Pi}(t_0)$$
 (2.42)

ここで、  
 ${}_f W_{Pi}(t_0)$  :  $i$  層の地震終了時の柔要素の塑性ひずみエネルギー  
 $b$  : 節点降伏モーメント係数により定まる定数  
 ${}_p \alpha_1$  : 最適降伏せん断力係数分布形に従った場合の 0 層が節点全塑性モーメントに達した時の第 1 層の層せん断力係数

$${}_s \beta_i = \frac{{}_s M_{Yi}}{M_{Pi}}$$
 (2.43)

$$\begin{aligned}
{}_e\alpha_1 &= \frac{2\sqrt{2E_D({}_e t_0)}}{hg} \\
&\times \left\{ \frac{(m_N \bar{\alpha}_N)^2}{K_N} + \sum_{i=1}^{N-1} \frac{\sum_{j=i+1}^N (m_j \bar{\alpha}_j)^2 + \sum_{j=i}^N (m_j \bar{\alpha}_j)^2}{K_i} + \frac{M^2}{K_0} \right\}^{\frac{1}{2}} \quad (2.44)
\end{aligned}$$

${}_e\alpha_1$  は、骨組が吸収する全塑性ひずみエネルギー  $E_D({}_e t_0)$  を弾性振動エネルギーとして受けた場合に対応する第 1 層の層せん断力係数である。 $b$  は、各層の等価累積塑性変形倍率  ${}_e\eta_i$  の分布形が一定とした場合と、実状の  ${}_e\eta_i$  の分布形に対する隔たりを補正する係数である。なお、等価累積塑性変形倍率  ${}_e\eta_i$  は次式で定義される。

$${}_e\eta_i = \frac{W_{pi}(t_0)}{M_{Pi} \cdot \theta'_{Yi}} \quad (2.45)$$

$$\theta'_{Yi} = \frac{M_{Pi}}{K_i} \quad (2.46)$$

層内の降伏変位の異なる 2 つの要素が塑性化する場合、降伏変位が小さい方に損傷が集中することが分かっている<sup>2-6)</sup>。任意の耐力分布形を持つ振動系で、 $k$  層のみに降伏回転角が異なる並列要素がある場合の損傷分布則は、次式で得られている<sup>2-10)</sup>。ここで、 ${}_e p_i$  及び  $x_{di}$  は、それぞれ節点全塑性モーメント  $M_{Pi}$  の最適降伏層せん断力係数分布に対する節点モーメント係数分布からの隔たりによる  $i$  層の損傷集中係数、及び並列要素の降伏回転角の差による  $i$  層の損傷集中の度合いを表す損傷集中係数である。なお、既往の評価式中の降伏変位及び  $s_i$  は、本論における降伏回転角及び等価弾性ひずみエネルギーの高さ方向の分布に読み替えている。

$$\frac{W_{Pk}(t_0)}{W_P(t_0)} = \frac{{}_e s_k \cdot {}_e p_k^{-12} \cdot x_{dk}}{\sum_{i \neq k} {}_e s_i \cdot s \cdot x_{di} + {}_e s_k \cdot {}_e p_k^{-12} \cdot x_{dk}} \quad (2.47)$$

$${}_e p_i = \frac{\alpha_{MPi}}{\alpha_{MP0} \cdot \bar{\alpha}_{Mi}} \quad (2.48)$$

$$x_{di} = \frac{1 + {}_s\beta_i \left\{ \left( \frac{{}_f\theta_{Yi}}{{}_s\theta_{Yi}} \right)^{\frac{5b \left( \frac{{}_p\alpha_1}{{}_e\alpha_1} \right)^{-1}}{\sqrt{T}}} \right\}}{1 + {}_s\beta_i^{13} \left\{ \left( \frac{{}_f\theta_{Yi}}{{}_s\theta_{Yi}} \right)^{\frac{5b \left( \frac{{}_p\alpha_1}{{}_e\alpha_1} \right)^{-1}}{\sqrt{T}}} \right\}} \quad (2.49)$$

$${}_eS_i = \frac{M_{Pi} \cdot \theta'_{Yi}}{M_{P0} \cdot \theta'_0} = \frac{M_{Pi}^2 \cdot K_i}{M_{P0}^2 \cdot K_0} = \left( \frac{\sum_{j=i}^N m_j}{M} \right)^2 \cdot \bar{\alpha}_{Mi}^2 \cdot \left( \frac{K_0}{K_i} \right) \quad (2.50)$$

(2.47)式は、特定層のみが並列要素の降伏変位の違いによる損傷集中要因を持つものとして提案されている。本論では当該評価式を拡張し、各層において上記の損傷集中要因を持つ場合の損傷分布則  ${}_e\gamma_i$  を、次式で評価する。

$$\frac{W_{pk}(t_0)}{W_p(t_0)} = \frac{1}{{}_e\gamma_k} = \frac{{}_eS_k \cdot {}_eP_k^{-12} \cdot x_{dk}}{\sum_{i=0}^N {}_eS_i \cdot {}_eP_i^{-12} \cdot x_{di}} \quad (2.51)$$

なお、(2.41)～(2.50)式は、多質点振動系モデルを対象に提案されている。既往の文献<sup>2-6)</sup>により、部材レベルモデルにおける損傷分配が同せん断型の骨組と同様の考え方で評価できることを踏まえれば、(2.51)式も同様に適用できるものと考えられる。

#### 2. 4. 4 半剛接合部の累積塑性変形倍率

本論で対象とする半剛接合骨組は、前述の通り半剛接合部のみでエネルギー吸収を行う。よって、本節では、系が吸収する塑性ひずみエネルギーと半剛接合部の損傷評価の関連を整理する。

##### a) 制振構造の場合の半剛接合部の累積塑性変形倍率

制振構造の場合は、剛要素のみで系はエネルギー吸収を行う。よって、地震動により  $i$  層の剛要素が吸収する塑性ひずみエネルギー  ${}_s W_{pi}(t_0)$  と、部分架構の片側の半剛接合部が吸収する塑性ひずみエネルギー  ${}_j W_{Pi}(t_0)$  の関係は次式で示される。

$${}_s W_{Pi}(t_0) = 2 {}_j W_{Pi}(t_0) \quad (2.52)$$

地震動により骨組が吸収するエネルギー量と  $i$  層の半剛接合部が吸収するエネルギーとの関係は、(2.27)、(2.38)式を(2.52)式に代入し、次式で得られる。

$$E_D(e, t_0) = {}_s \gamma_{is} W_{pi}(t_0) = 2 {}_s \gamma_{ij} W_{Pi}(t_0) \quad (2.53)$$

$i$  層の半剛接合部が吸収するエネルギーは次式で得られる。

$${}_j W_{Pi}(t_0) = {}_j \beta_{ij} M_{Pi} \cdot {}_j \theta_{Yi} \cdot \eta_i \quad (2.54)$$

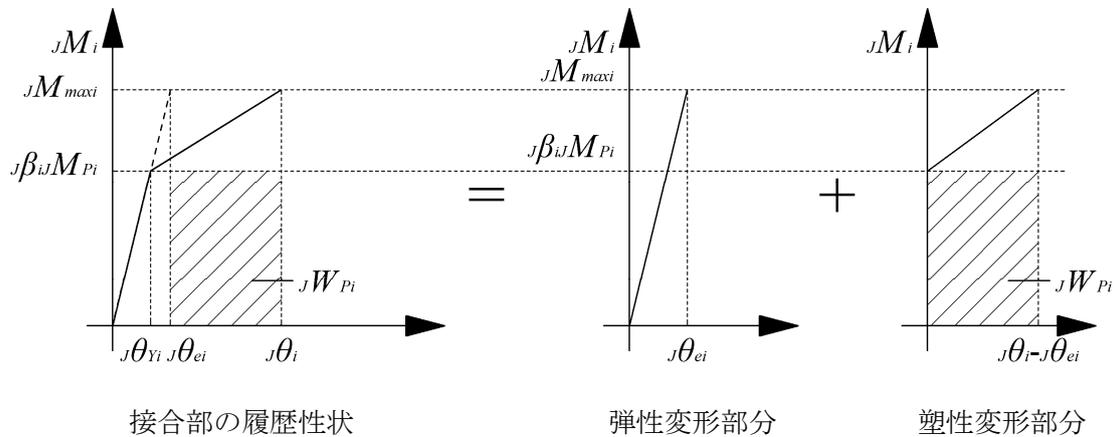
$${}_j \eta_i = \frac{{}_j \theta_{Pi}}{{}_j \theta_{Yi}} \quad (2.55)$$

ここで、  ${}_j \eta_i$  :  $i$  層の半剛接合部の累積塑性変形倍率

${}_j \theta_{Pi}$  :  $i$  層の半剛接合部の累積塑性回転角

累積塑性変形角  ${}_j \theta_{Pi}$  は、図 2.9 の半剛接合部の地震動中の履歴性状より、次式で示す半剛接合部の応答回転角  ${}_j \theta_i$  から弾性変形  ${}_j \theta_{ei}$  を差し引いた回転角の累積値として得られる。

$${}_j \theta_{Pi} = \sum ({}_j \theta_i - {}_j \theta_{ei}) \quad (2.56)$$



【図 2.9 半剛接合部の地震動中の履歴性状】

(2.53)、(2.54)式より、 $i$ 層の半剛接合部の累積塑性変形倍率  $\eta_i$  は、次式で与えられる。

$$\eta_i = \frac{JW_{Pi}(t_0)}{j\beta_{ij}M_{Pi} \cdot J\theta_{Yi}} = \frac{E_D(e t_0)}{2_s \gamma_i \cdot j\beta_{ij}M_{Pi} \cdot J\theta_{Yi}} \quad (2.57)$$

#### b) 耐震構造の場合の半剛接合部の累積塑性変形倍率

耐震構造の場合は、剛要素及び柔要素で系はエネルギー吸収を行う。よって、地震動により  $i$ 層の剛要素及び柔要素が吸収する塑性ひずみエネルギーと、部分架構の片側の半剛接合部が吸収する塑性ひずみエネルギー  $JW_{Pi}(t_0)$  の関係は次式で示される。

$${}_fW_{Pi}(t_0) + {}_sW_{Pi}(t_0) = 2JW_{Pi}(t_0) \quad (2.58)$$

地震動により骨組が吸収するエネルギー量と  $i$ 層の半剛接合部が吸収するエネルギーとの関係は、(2.31)、(2.51)式を(2.58)式に代入し、次式で得られる。

$$E_D(e t_0) = {}_e\gamma_i JW_{Pi}(t_0) = {}_e\gamma_i ({}_fW_{Pi}(t_0) + {}_sW_{Pi}(t_0)) = 2{}_e\gamma_i JW_{Pi}(t_0) \quad (2.59)$$

(2.59)式は、形式的に分割した2つの要素がエネルギー吸収を行うこととして導かれている。実状はすべて半剛接合部のみでエネルギー吸収を行う事から、各要素が吸収したエネルギーと半剛接合部の履歴特性から定まるエネルギー吸収量を関連付ける。

図 2.10 に地震動中の部分架構の履歴特性と半剛接合部の履歴特性、及び吸収したエネルギー量の模式図を示す。図中の  ${}_sW_{1Pi}$  は剛要素が  ${}_s\theta_{Yi}$  から  ${}_f\theta_{Yi}$  の間に吸収した塑性ひずみエネ

ルギー、 ${}_sW_{2Pi}$  は柔要素と共同してエネルギー吸収しているときの塑性ひずみエネルギー、 ${}_JW_{1Pi}$  は  ${}_J\theta_{Yi}$  から  ${}_J\theta_{Y2i}$  の間で吸収した塑性ひずみエネルギー、 ${}_JW_{2Pi}$  は  ${}_J\theta_{Y2i}$  を超えた以降吸収した塑性ひずみエネルギーである。

${}_JW_{1Pi}$  と  ${}_sW_{1Pi}$ 、及び  ${}_JW_{2Pi}$  と  ${}_sW_{2Pi}$  及び  ${}_fW_{Pi}$  はそれぞれ次式の関係がある。

$$2{}_JW_{1Pi} = {}_sW_{1Pi} \quad (2.60)$$

$$2{}_JW_{2Pi} = {}_sW_{2Pi} + {}_fW_{Pi} \quad (2.61)$$

${}_sW_{2Pi}$  は図 2.10 及び(2.23)、(2.24)、(2.41)式より次式で与えられる。

$${}_sW_{2Pi} = {}_f r_i W_{Pi} \times \frac{{}_s M_{Yi}}{{}_f M_{Yi}} = \frac{{}_f r_i W_{Pi} (1 - \tau_i) \beta_i}{1 - (1 - \tau_i) \beta_i} \quad (2.62)$$

${}_sW_{1Pi}$  は図 2.10 及び(2.41)、(2.42)、(2.62)式より次式で与えられる。

$${}_sW_{1Pi} = {}_sW_{Pi} - {}_sW_{2Pi} = W_{Pi} \left\{ 1 - \frac{{}_f r_i}{1 - (1 - \tau_i) \beta_i} \right\} \quad (2.63)$$

半剛接合部の累積塑性変形倍率算定用の塑性ひずみエネルギー部分  ${}_JW_{\theta Pi}$  (図 2.10(f)参照) を次式で定義する。

$${}_JW_{\theta Pi} = {}_JW_{1Pi} + {}_J\beta_i {}_JW_{2Pi} \quad (2.64)$$

(2.64)式に(2.60)~(2.63)式を代入すると、次式が得られる。

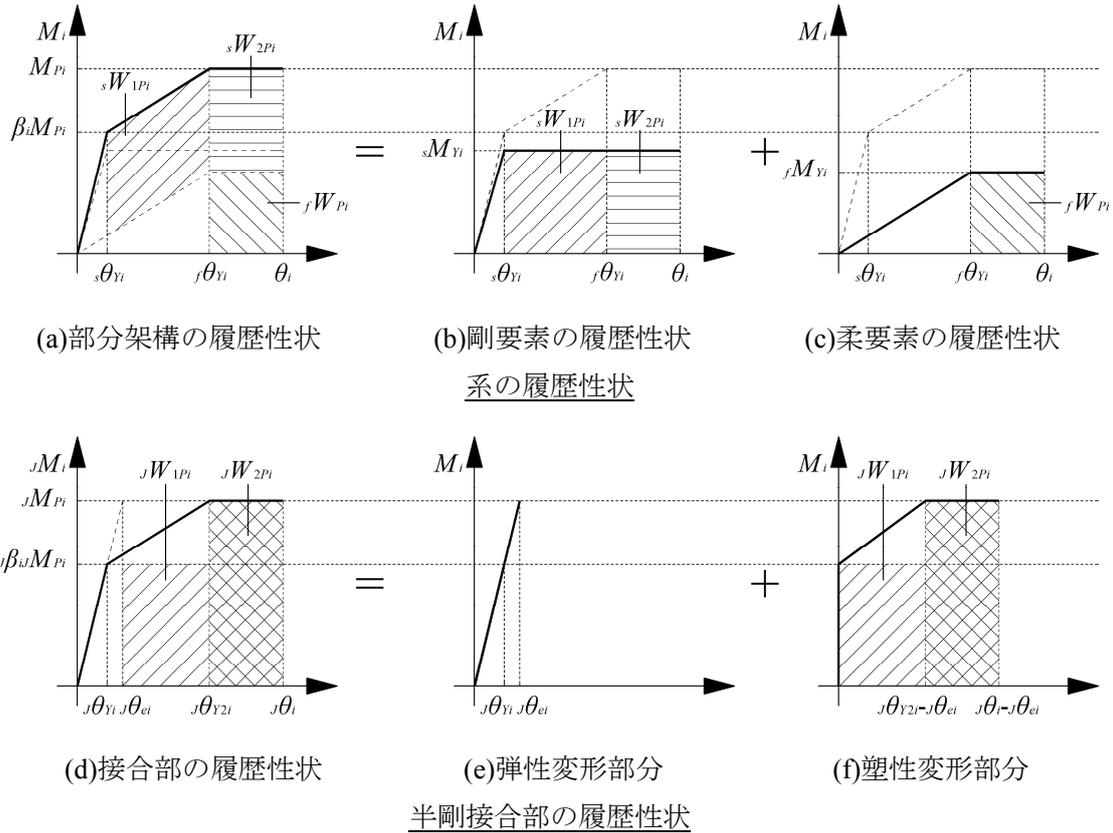
$${}_JW_{\theta Pi} = \frac{W_{Pi}}{2} \left\{ 1 + \frac{{}_f r_i (\beta_i - 1)}{1 - (1 - \tau_i) \beta_i} \right\} \quad (2.65)$$

また、 ${}_JW_{\theta Pi}$  は次式で表すことができる。

$${}_JW_{\theta Pi} = {}_J\beta_i {}_J M_{Pi} \cdot {}_J\theta_{Yi} \cdot {}_J\eta_i \quad (2.66)$$

(2.66)式に(2.65)を代入し、(2.51)、(2.31)式の関係を用いて整理すると、 $i$  層の半剛接合部の累積塑性変形倍率  ${}_j\eta_i$  は、次式で与えられる。

$${}_j\eta_i = \frac{E_D(e t_0)}{2_e \gamma_k \cdot {}_j\beta_i \cdot {}_jM_{Pi} \cdot {}_j\theta_{Yi}} \left\{ 1 + \frac{{}_f r_i (\beta_i - 1)}{1 - (1 - \tau_i) \beta_i} \right\} \quad (2.67)$$



【図 2.10 部分架構及び半剛接合部の地震動中の履歴性状】

## 2. 4. 5 制振構造の場合における応答予測式

本節では、制振構造の状態におけるエネルギーの釣合式(2.62)式より、応答予測式を導く。

(2.26)式に、剛要素及び柔要素の弾性振動エネルギーを評価した(2.32)、(2.33)式、剛要素の塑性ひずみエネルギーとして(2.38)式を代入すると次式が得られる。

$$\frac{Mg^2_f T^2}{4\pi^2} \cdot \frac{f\alpha_1^2}{2} + {}_s\gamma_i {}_sW_{Pi}(t_0) = E_D(t_0) \quad (2.68)$$

$i$  層の剛要素の塑性ひずみエネルギー  ${}_sW_{Pi}(t_0)$  は、次式で得られる。

$${}_sW_{Pi}(t_0) = {}_sM_{Yi} \cdot {}_s\theta_{Yi} \cdot {}_s\eta_i \quad (2.69)$$

$${}_s\eta_i = \frac{{}_s\theta_{Pi}}{{}_s\theta_{Yi}} \quad (2.70)$$

ここで、  
 ${}_s\eta_i$  :  $i$  層の剛要素の累積塑性変形倍率  
 ${}_s\theta_{Pi}$  :  $i$  層の剛要素の累積塑性回転角

(2.27)式より、 $i$  層の剛要素の累積塑性変形倍率  ${}_s\eta_i$  は次式で得られる。

$${}_s\eta_i = \frac{{}_sW_{Pi}(t_0)}{{}_sM_{Yi} \cdot {}_s\theta_{Yi}} = \frac{E_D(e, t_0)}{{}_s\gamma_i \cdot {}_sM_{Yi} \cdot {}_s\theta_{Yi}} \quad (2.71)$$

また、柔要素のみからなる多層骨組を、固有周期  $fT$  の 1 質点振動系と置き換えた場合の無減衰時に入力される層せん断力係数  ${}_e\alpha_e$  を次式で定義する<sup>2-7)</sup>。

$${}_e\alpha = \frac{2\pi V_D}{fTg} \quad (2.72)$$

ここで、 $V_D$  :  $E_D(e, t_0)$  の速度換算値  $(= \sqrt{2E_D(t_0)/M})$

(2.68)式に(2.69)、(2.72)式を代入すると、次式が得られる。

$$\frac{Mg^2_f T^2}{4\pi^2} \cdot \frac{f\alpha_1^2}{2} + {}_s\gamma_i \cdot {}_sM_{Yi} \cdot {}_s\theta_{Yi} \cdot {}_s\eta_i = \frac{Mg^2_f T^2}{4\pi^2} \cdot \frac{{}_e\alpha^2}{2} \quad (2.73)$$

(2.73)式を第1層の応答性状に代表させることとする。第1層の剛要素の正負最大応答値の平均塑性率  ${}_s\mu_1$  を次式で定義する。なお、 ${}_s\mu_1$  の定義において、正負最大応答値の平均としたのは、局所的に起きるような最大値に着目してしまうと、地震応答の本質的な傾向が把握できなくなる可能性があると考えたためである。

$${}_s\mu_1 = \frac{\theta_{\max 1}}{\theta_{Y1}} - 1 \quad (2.74)$$

(2.74)式中の第1層の正負最大平均回転角  $\theta_{\max 1}$  は、剛要素の降伏回転角  $\theta_{Y1}$  に対し、十分大きく、最大変形の正負の偏りが小さいとすれば、次式で近似できる。

$$\theta_{\max 1} = (1 + {}_s\mu_1) \theta_{Y1} \approx {}_s\mu_1 \cdot \theta_{Y1} \quad (2.75)$$

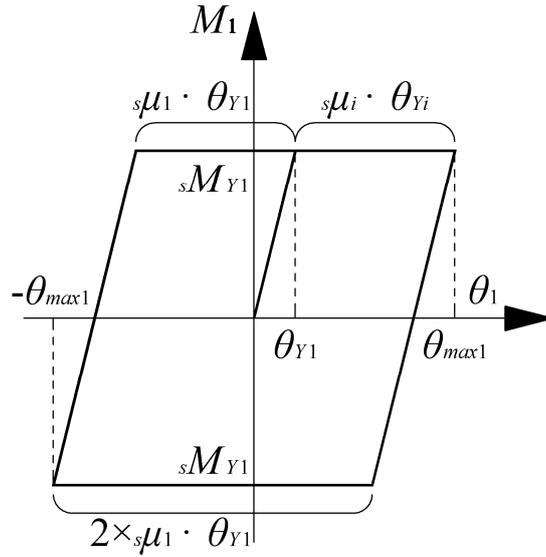
ここで、 ${}_s\mu_1$  : 第1層の剛要素の正負最大応答値の平均塑性率

(2.75)式を剛要素の降伏回転角  $\theta_{Y1}$  について解き、(2.36)式を代入すると次式が得られる。

$${}_s\theta_{Y1} = \frac{\theta_{\max 1}}{{}_s\mu_1} = \frac{Mgh}{{}_fK_1 \cdot {}_s\mu_1} \alpha_1 \quad (2.76)$$

第1層の剛要素の正負最大応答値の平均塑性率  ${}_s\mu_1$  と剛要素の累積塑性変形倍率  ${}_s\eta_1$  は、図 2.11 に示すように片側の振幅  ${}_s\mu_1$  の完全弾塑性型の履歴ループの等価繰り返し回数  ${}_s n_1^{2-7}$  として次式で関連付ける。

$${}_s n_1 = \frac{{}_s\eta_1}{4 \cdot {}_s\mu_1} \quad (2.77)$$



【図 2.11 片側の振幅  $s\mu_1$  の完全弾塑性型の履歴ループ】

第 1 層の剛要素の降伏節点曲げモーメント  $sM_{Y1}$  は、(2.34)式より、次式で表す。

$$sM_{Y1} = s\alpha_{Y1}Mgh \quad (2.78)$$

また、固有周期  $fT$  の 1 質点振動系と置き換えた場合の等価水平剛性  $efK$  を次式で定義する。

$$efK = \frac{4\pi^2 M}{fT^2} \quad (2.79)$$

(2.73)式の第 2 項に(2.76)～(2.78)式を代入すると次式が得られる。

$$\frac{Mg^2 fT^2}{4\pi^2} \cdot \frac{f\alpha_1^2}{2} + 4s\gamma_{1s}n_1 \frac{M^2 g^2 h^2}{fK_1} f\alpha_{1s}\alpha_{Y1} = \frac{Mg^2 fT^2}{4\pi^2} \cdot \frac{ef\alpha^2}{2} \quad (2.80)$$

(2.80)式に(2.79)式を建物の総質量  $M$  について解いて代入し、整理すると次式が得られる。

$$\left( \frac{f\alpha_1}{ef\alpha} \right)^2 + \frac{8s\gamma_{1s}n_1 efK}{fK_1/h^2} \left( \frac{s\alpha_{Y1}}{ef\alpha} \right) \left( \frac{f\alpha_1}{ef\alpha} \right) = 1 \quad (2.81)$$

(2.81)式を  $f\alpha_1/ef\alpha$  について解くと次式が得られる。

$$\left(\frac{f\alpha_1}{ef\alpha}\right) = -C\left(\frac{s\alpha_{y1}}{ef\alpha}\right) + \sqrt{C^2\left(\frac{s\alpha_{y1}}{ef\alpha}\right)^2 + 1} \quad (2.82)$$

ここで、
$$C = \frac{4_s\gamma_{1s}n_{1ef}K}{fK_1/h^2}$$

第1層の最大応答層せん断力係数  $\alpha_1$  は次式で表せる。

$$\alpha_1 = f\alpha_1 + s\alpha_{y1} \quad (2.83)$$

よって、(2.82)式の両辺に  $s\alpha_1$  は加えると、次式に示す第1層の最大応答層せん断力係数  $\alpha_1$  に関する応答評価式が得られる。

$$\left(\frac{\alpha_1}{ef\alpha}\right) = -(C-1)\left(\frac{s\alpha_{y1}}{ef\alpha}\right) + \sqrt{C^2\left(\frac{s\alpha_{y1}}{ef\alpha}\right)^2 + 1} \quad (2.84)$$

なお、(2.84)式は、文献2-8に示される質点系を対象とした制振構造の応答予測式と同形の応答評価式となる。

上式より第1層の最大応答層せん断力が得られれば、各層の  $s n_i$  を仮定することで各層の応答せん断力が得られる。その結果と各層の部分架構の  $M_{pi}$  とを比較すれば、骨組の応答性状が制振構造の状態にあるか、耐震構造であるかを判定できる。

## 2. 4. 5 最大平均応答層間変位の評価

最大応答層間変位を把握することは、外装材の損傷の程度や  $P-\delta$  効果による建物への影響の程度を知る上で重要となる。本節では、前節の(2.77)式で定義される等価繰返し回数  $s n_i$  を、柔剛混合構造の特性を表す柔要素と剛要素の負担せん断力比  $r_q^{2-7}$  で定式化し、 $s n_i$  と剛要素の累積塑性変形倍率  $s \eta_i$  の関係を用いて最大応答変位を評価する。また、地震動の特性を反映させるため、単位地震動の反復回数  $f^{2-11}$  を導入する。

なお、応答の本質的な傾向を捉えるため、評価の対象は正負最大応答値の平均値とする。

### a) $r_q$ と柔要素と剛要素の負担モーメント比 $M r_q$

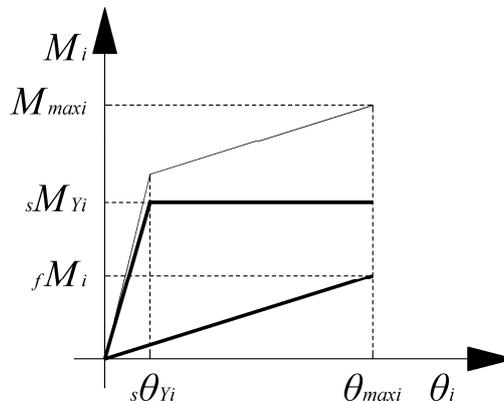
$r_q$  は等価せん断型質点系の振動モデルを対象とした値であることから、本章で対象とする部材レベルモデルより評価する場合には、その関係性を明らかに必要がある。そこで類似の諸元として柔要素と剛要素の負担節点モーメント比  $M r_q$  を定義し、 $r_q$  との関係を導く。

制振構造の場合の負担節点モーメント比  $M r_q$  は、図 2.12 に示す系が受ける正負の最大節点モーメントの平均値  $M_{maxi}$  に対する柔要素及び剛要素の負担するモーメント比として、次式で定義する。

$$M r_q = \frac{f M_i}{s M_{Yi}} = \frac{M_{maxi} - s M_{Yi}}{s M_{Yi}} = \frac{M_{maxi}}{(1 - \tau_i) \beta_i M_{Pi}} - 1 \quad (2.85)$$

なお、耐震構造の場合は柔要素が降伏することから、負担節点モーメント比  $M r_q$  は次式で定義する。

$$M r_q = \frac{f M_{Yi}}{s M_{Yi}} = \frac{1}{(1 - \tau_i) \beta_i} - 1 \quad (2.86)$$



【図 2.12 系の履歴形状】

近似的に  $Q_i \doteq Q_{i+1}$  が成り立つ場合、制振構造の場合は  $r_q$  と  $Mr_q$  の関係は次式で表される。

$$r_q = \frac{{}_f Q_i}{{}_s Q_{Yi}} \approx \frac{{}_f M_i h/2}{{}_s M_{Yi} h/2} = \frac{{}_f M_i}{{}_s M_{Yi}} = {}_M r_q \quad (2.87)$$

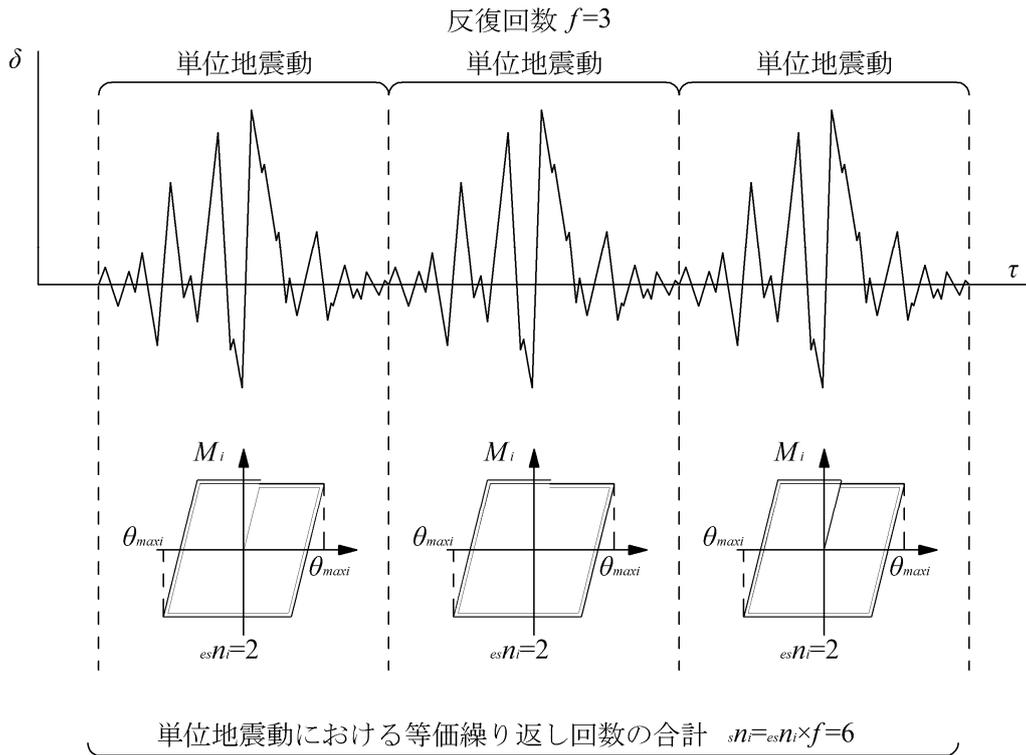
同様に耐震構造の場合の  $r_q$  と  $Mr_q$  も、(2.87)式の関係が成り立つ。

(2.87)式より求まる  $r_q$  と等価繰り返し回数  ${}_s n_i$  の関係は、**3. 1. 7**節で解析応答結果を元に行われる。

**b) 反復回数  $f$**

(2.77)式で表される等価繰り返し回数  $s n_i$  は、地震動によりばらつく値である。既往の研究より、(2.87)式で示す  $r_q$  が 1 以上であれば、概ね 2.0 が下限値となることが示されている<sup>2-7)</sup>。しかし、繰り返し回数  $s n_i$  は、継続時間の長い地震動において増加する傾向がある事が報告されている<sup>2-12)</sup>。最大応答変位の予測においては、繰り返し回数の評価が重要となり、地震動の特性に即した値を用いる必要がある。

秋山ら<sup>2-11)</sup>は、図 2.13 に示すように、地震動が単位地震動の繰り返しによる現象であると仮定し、最大応答変位は単位地震動中に生じ、累積塑性変形は単位地震動の反復回数  $f$  に比例するとして、反復回数  $f$  と地震動の実効地震動継続時間  $t_e$  の関係を定式化している。なお、反復回数においても、ばらつきが大きい値である事が報告されている。また、既往<sup>2-11)</sup>によれば、単位地震動は、実行地震動継続時間が概ね 50 秒以下で、大きなエネルギー入力をもたらす地震動としている。例として、エルセントロ記録や神戸記録、八戸記録などが挙げられる。



【図 2.13 反復回数  $f=3$  の場合の単位地震動と等価繰り返し回数  $s n_i$  の対応】

反復回数  $f$  と地震動の実効地震継続時間  $t_e$  の関係は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} t_e < 50s, f &= 1.0 \\ t_e \geq 50s, f &= 1 + 0.017(t_e - 50) \end{aligned} \right\} \quad (2.88)$$

$t_e$  は次式で与えられる加速度パワーの無次元化時刻歴  $a(t)$  が 0.05～0.95 の範囲にある時間である。

$$a = \frac{\int_0^t \ddot{z}_0^2(\tau) d\tau}{\int_0^{t_0} \ddot{z}_0^2(\tau) d\tau} \quad (2.89)$$

ここで、 $\ddot{z}_0(\tau)$  : 地震動の時刻  $t$  における加速度

$t_0$  : 地震動の継続時間(s)

文献 2-11 では、1 質点系の振動モデルにおいて検証されている。本論では、(2.88)式を拡張し、骨組を柔要素のみからなる多層骨組を固有周期  $fT$  の 1 質点振動系と置換し反復回数  $f$  を求め、各層同一の  $f$  を適用し剛要素の繰り返し回数を評価する。

### c) 制振構造の場合の最大平均応答層間変形

$i$  層の最大平均回転角  $\theta_{maxi}$  は、(2.74)式及び反復回数  $f$  を考慮し次式で得られる。

$$\theta_{maxi} = \left( \frac{{}_s n_i}{4_{es} n_i f} + 1 \right) \theta_{Yi} \quad (2.90)$$

ここで、 ${}_{es} n_i f = {}_s n_i = \frac{{}_s \eta_i}{4 {}_s \mu_i}$  (2.91)

${}_s \mu_i$  :  $i$  層の正負最大応答値の平均塑性率

${}_s n_i$  は  $i$  層の剛要素の等価繰り返し回数であり、定式化は応答解析結果をもって行う。但し、その際得られる  ${}_s n_i$  には、すでに地震動の特性の影響を受けた値となる。それらの結果で定式化した  ${}_s n_i$  を用いて(2.90)式を適用すると、結果として  $f$  による地震動の特性を 2 重に考慮することとなり、正しくない。よって、 ${}_s n_i$  は単位地震動若しくは単位地震動と見なせる地

震動の結果をもって定式化した  ${}_{es}\eta_i$  を用いる必要がある。定式化は、3. 1. 7節で行われる。

$i$  層の最大平均層間変形  $\delta_{\max i}$  は、半剛接合部の塑性変形が支配的であるとし、次式で評価する。

$$\delta_{\max i} = (\theta_{\max i-1} + \theta_{\max i}) \cdot \frac{h}{2} \quad (2.92)$$

ここで、累積塑性変形倍率  ${}_s\eta_i$  と半剛接合部の累積塑性変形倍率  ${}_J\eta_i$ 、剛要素の累積塑性変形倍率  ${}_s\eta_i$  と半剛接合部の正負最大応答値の平均塑性率  ${}_J\mu_i$  の関係を導く。

第  $i$  層の剛要素の累積塑性変形倍率  ${}_s\eta_i$  と半剛接合部の累積塑性変形倍率  ${}_J\eta_i$  の関係は、(2.71)式に(2.19)、(2.23)、(2.52)を代入し、(2.16)、(2.57)式の関係を用いて次式で表せる。

$${}_s\eta_i = \frac{{}_J\theta_{Yi}}{(1-\tau_i)\theta_{Yi}} {}_J\eta_i = \frac{K_i}{2(1-\tau_i){}_JK_i} {}_J\eta_i \quad (2.93)$$

第  $i$  層の剛要素の正負最大応答値の平均塑性率  ${}_s\mu_i$  は、次式のように表せる。

$${}_s\mu_i = \frac{\theta_{\max i} - 1}{{}_s\theta_{Yi}} \quad (2.94)$$

$i$  層の最大平均回転角  $\theta_{\max i}$  は、次式の様に表すことができる。

$$\theta_{\max i} = {}_C\theta_i + {}_G\theta_i + {}_J\theta_{ei} + {}_J\theta_{P\max i} = \frac{M_{\max i}}{K_i} + {}_J\mu_{iJ}\theta_{Yi} \quad (2.95)$$

ここで、第  $i$  層の半剛接合部の正負最大応答値の平均塑性率  ${}_J\mu_i$  は、次式で定義する。

$${}_J\mu_i = \frac{{}_J\theta_{P\max i}}{{}_J\theta_{Yi}} = \frac{{}_J\theta_{\max i} - {}_J\theta_{ei}}{{}_J\theta_{Yi}} \quad (2.96)$$

よって、第  $i$  層の剛要素の正負最大応答値の平均塑性率  ${}_s\mu_i$  と半剛接合部の正負最大応答値の平均塑性率  ${}_J\mu_i$  の関係は、(2.94)式を(2.95)式に代入することで、次式で与えられる。

$${}_s\mu_i = \frac{K_i}{2{}_JK_i} {}_J\mu_i + \frac{M_{\max i}}{\beta_i M_{Pi}} - 1 \quad (2.97)$$

#### d) 耐震構造の場合の最大平均応答層間変形

耐震構造の場合の  $i$  層の最大平均回転角  $\theta_{maxi}$  は、剛要素の塑性変形を基準に制振構造の場合と同様に(2.93)式及び反復回数  $f$  を考慮し次式で評価する。

$$\theta_{maxi} = \left( \frac{{}_s\eta_i}{4_{es}n_i f} + 1 \right) \theta_{Yi} \quad (2.98)$$

$i$  層の最大平均層間変形  $\delta_{maxi}$  は、制振構造の場合と同様に、次式で評価する。

$$\delta_{maxi} = (\theta_{maxi-1} + \theta_{maxi}) \cdot \frac{h}{2} \quad (2.99)$$

ここで、制振構造の場合と同様に、累積塑性変形倍率  ${}_s\eta_i$  と半剛接合部の累積塑性変形倍率  ${}_m\eta_i$ 、剛要素の累積塑性変形倍率  ${}_r\eta_i$  と半剛接合部の正負最大応答値の平均塑性率  ${}_s\mu_i$  の関係を導く。

第  $i$  層の剛要素の累積塑性変形倍率  ${}_s\eta_i$  は、(2.71)式に(2.19)、(2.23)、(2.31)、(2.41)、(2.42)式の関係を用いて次式で表せる。

$${}_s\eta_i = \frac{{}_sW_{Pi}(t_0)}{{}_sM_{Yi} \cdot {}_s\theta_{Yi}} = \frac{(1-f r_i)W_{Pi}(t_0)}{(1-\tau_i)\beta_i M_{Pi} \cdot \theta_{Yi}} = \frac{(1-f r_i)E_D(e t_0)}{e \gamma_i (1-\tau_i)\beta_i M_{Pi} \cdot \theta_{Yi}} \quad (2.100)$$

(2.100)式に(2.51)、(2.67)式の関係を用いて整理することで、剛要素の累積塑性変形倍率  ${}_s\eta_i$  と半剛接合部の累積塑性変形倍率  ${}_m\eta_i$  の関係は次式で示される。なお、 $r_i=0$  の場合は、(2.93)式と対応する。

$${}_s\eta_i = \frac{(1-f r_i)K_i}{2(1-\tau_i)_J K_i} \left\{ 1 + \frac{f r_i (\beta_i - 1)}{1 - (1-\tau_i)\beta_i} \right\}^{-1} {}_J\eta_i \quad (2.101)$$

第  $i$  層の剛要素の正負最大応答値の平均塑性率  ${}_s\mu_i$  は、制振構造の場合と同様に(2.94)式で表せる。 $i$  層の最大回転角  $\theta_{maxi}$  は、(2.95)式の  $M_{maxi}$  を  $M_{Pi}$  に置き換えた次式で得られる。

$$\theta_{maxi} = {}_C\theta_i + {}_G\theta_i + {}_J\theta_{ei} + {}_J\theta_{Pi} = \frac{M_{Pi}}{K_i} + {}_J\mu_{iJ}\theta_{Yi} = \frac{\theta_{Yi}}{\beta_i} + {}_J\mu_{iJ}\theta_{Yi} \quad (2.102)$$

(2.92)式に(2.102)式を代入し整理すると、第  $i$  層の剛要素の正負最大応答値の平均塑性率  ${}_s\mu_i$  と半剛接合部の正負最大応答値の平均塑性率  ${}_J\mu_i$  は、次式の関係となる。

$${}_s\mu_i = \frac{1}{\beta_i} + \frac{{}_J\theta_{Y_i}}{\theta_{Y_i}} {}_J\mu_i - 1 = \frac{K_i}{2{}_J K_i} {}_J\mu_i + \frac{1}{\beta_i} - 1 \quad (2.103)$$

## 2. 5 本章のまとめ

本章では、部材レベルモデルを対象に、柱中央に反曲点を仮定し抜き出した柱及び梁、半剛接合を含む部分架構を1つの層として復元力特性を定式化した。また、その復元力を幾何学的に分解し、エネルギーの釣合に基づく応答評価手法に適用するための仮想的な剛要素及び柔要素を定義した。

続いて、多質点振動系モデルを対象とした既往の応答予測式を拡張し、仮想的な剛要素及び柔要素と対応付けることで、本論で対象とする半剛接合部を有する骨組の応答予測式を導出した。

## 第3章 半剛接合骨組の応答予測

### 3.1 本章の目的

本章では、高層の半剛接合骨組を用いた時刻歴応答解析を行い、第2章で定式化した応答評価式を用いた応答予測を行うことで、本論で提案する手法の妥当性を検証する。

3.2節では、第2章で定義した損傷分布則において、損傷集中要因のない理想的な耐力分布を持つ骨組（以降、基準骨組）をいくつかのパラメーターを元に設定し、時刻歴応答解析を行い、応答予測を行う。

3.3節では、ND形式接合部を対象とした現実的な部材断面構成の半剛接合骨組を設定し、第2章で定式化した応答評価式を用いて、応答予測を行う。

3.4節では、以上の結果を踏まえ、本章のまとめを述べる。

### 3. 2 基準骨組の応答評価

#### 3. 2. 1 基準骨組の設定

本節では、損傷集中要因が存在しない基準骨組を設定する。損傷集中要因が存在しない状態とは、(2.39)、(2.48)式で表される最適節点降伏モーメント係数分布との隔たりがない状態 ( $p_i = q_i = 1$ ) と定義する。以下に、前記の以外の基準骨組の設定条件を示す。

各層の部分架構の 2 次剛性比  $\tau_i$  及び降伏モーメント比  $\beta_i$  は、全層一定とする。よって、接合部の降伏耐力比  $\beta_i$  も同様に全層一定となる。

$$\tau_i = \tau \quad (3.1)$$

$$\beta_i = \beta \quad (3.2)$$

節点モーメント係数分布は、最適節点降伏モーメント係数分布と一致するものとする。よって、部分架構の  $\beta M_{Pi}$  及び  $M_{Pi}$ 、剛要素及び柔要素の節点降伏モーメント  $sM_{Pi}$ 、 $fM_{Pi}$  の分布形は(3.1)、(3.2)式の関係より、最適節点降伏モーメント係数分布と一致する。

$$\frac{M_{Pi}}{M_{P0}} = \frac{\beta M_{Pi}}{\beta M_{P0}} = \bar{\alpha}_{MYi} \quad (3.3)$$

$$\frac{sM_{Yi}}{sM_{Y0}} = \frac{(1-\tau)\beta M_{Pi}}{(1-\tau)\beta M_{P0}} = \bar{\alpha}_{MYi} \quad (3.4)$$

$$\frac{fM_{Yi}}{fM_{Y0}} = \frac{\{1-(1-\tau)\beta\}M_{Pi}}{\{1-(1-\tau)\beta\}M_{P0}} = \bar{\alpha}_{MYi} \quad (3.5)$$

ここで、 $\bar{\alpha}_{MYi}$  : 最適節点降伏モーメント分布

各層の降伏回転角は全層一定とする。よって、(3.3)式の関係より各層の部分架構の弾性回転剛性分布は、最適節点降伏モーメント係数分布となる。

$$\frac{\theta_{Yi}}{\theta_{Y0}} = 1 = \frac{\beta M_{Pi}}{K_i} \cdot \frac{K_0}{\beta M_{P0}} \quad \therefore \frac{K_i}{K_0} = \frac{\beta M_{Pi}}{\beta M_{P0}} = \bar{\alpha}_{MYi} \quad (3.6)$$

同様に、(3.1)式の関係より、柔・剛要素の弾性回転剛性分布は、最適節点降伏モーメント係数分布となる。なお、柔要素の弾性回転剛性  $fK_i$  は、全体形の 2 次剛性  $K_{2i}$  と一致することから、部分架構の 2 次剛性分布も最適節点降伏モーメント係数分布となる。

$$\frac{{}_s K_i}{{}_s K_0} = \frac{(1-\tau)K_i}{(1-\tau)K_0} = \bar{\alpha}_{MYi} \quad (3.7)$$

$$\frac{{}_f K_i}{{}_f K_0} = \frac{\tau K_i}{\tau K_0} = \bar{\alpha}_{MYi} \quad (3.8)$$

上記の仮定より、制振構造及び耐震構造の場合の損傷分散係数  ${}_s \gamma_k$  及び  ${}_e \gamma_k$  は、(2.38)、(2.39)、(2.44)～(2.51)式より、それぞれ次式で表される。なお、(2.49)式で表される両要素の降伏回転角の比により定まる  $x_{di}$  中の  $b$  の値は、全体系耐力分布が最適節点降伏モーメント分布形に従うことから、1<sup>3-1)</sup>とする。

$$\frac{{}_s W_{Pk}(t_0)}{{}_s W_P(t_0)} = \frac{1}{{}_s \gamma_k} = \frac{s_k}{\sum_{i=0}^N s_i} \quad (3.9)$$

$$\frac{W_{pk}(t_0)}{W_p(t_0)} = \frac{1}{{}_e \gamma_k} = \frac{{}_e s_k \cdot x_{dk}}{\sum_{i=0}^N {}_e s_i \cdot x_{di}} \quad (3.10)$$

ここで、

$$x_{di} = \frac{1 + {}_s \beta_i \left\{ \left( \frac{{}_f \theta_{Yi}}{{}_s \theta_{Yi}} \right)^{\frac{5}{\sqrt{T}} \left( \frac{p}{e} \alpha_1 \right)^{-1}} \right\}}{1 + {}_s \beta_i^{13} \left\{ \left( \frac{{}_f \theta_{Yi}}{{}_s \theta_{Yi}} \right)^{\frac{5}{\sqrt{T}} \left( \frac{p}{e} \alpha_1 \right)^{-1}} \right\}}$$

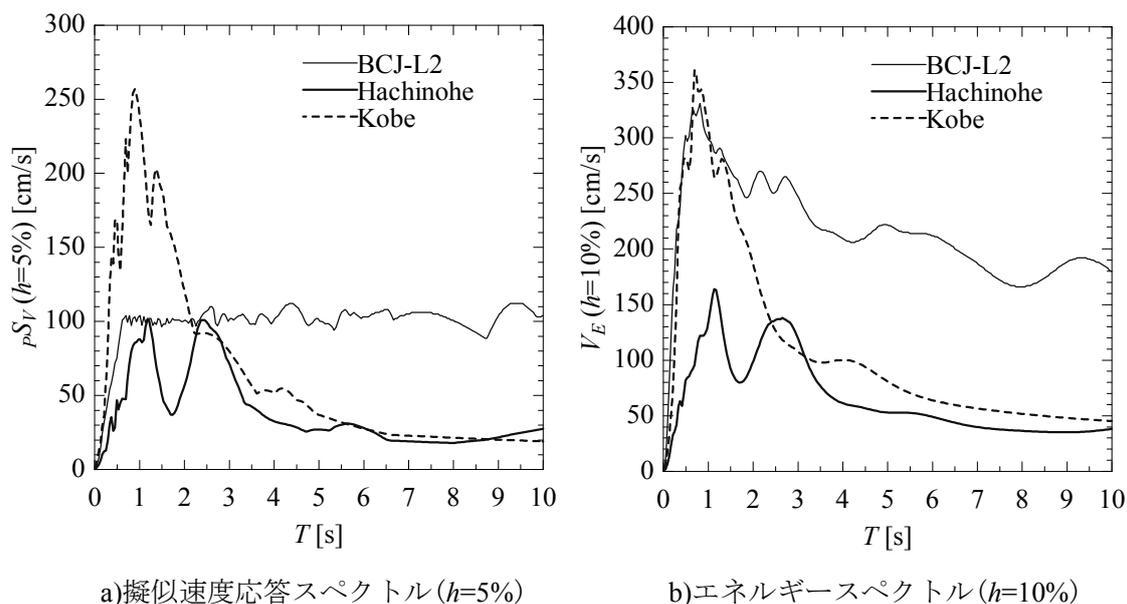
### 3. 2. 2 解析方法と解析パラメーター

時刻歴応答解析は、任意形平面骨組の非線形解析プログラム *club.f*(Version K-3.3)<sup>3-2)</sup>を用いて行う。骨組のモデル化は、2. 3. 1節で定義した部材レベルモデルにより行う(図 2.3 参照)。半剛接合部の復元力特性は、2. 2節に示すトリリニア型でモデル化する(図 2.2 参照)。

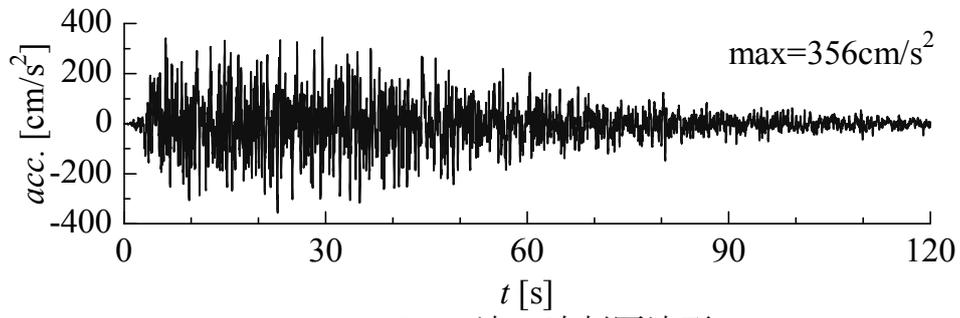
図 3.1 に時刻歴応答解析に用いる 3 種類の地震波形の擬似速度応答スペクトル(減衰定数  $h=5\%$ )及びエネルギースペクトル(減衰定数  $h=10\%$ )を示す。また、図 3.2 に地震動の時刻歴波形を示す。地震波形は、周期 0.63 秒以降の速度応答スペクトルが概ね一定の目標スペクトルに対し作成されたレベル 2 地震動を想定した模擬地震波(以降 BCJ-L2)、観測波である海溝型地震の八戸 1968 観測波 EW 成分(以降 Hachinohe)、直下型地震の神戸気象台観測波 NS 成分(以降 Kobe)である。

時刻歴応答解析の時間増分は、観測記録のデータ間隔の 1/100 とし、BCJ-L2 では 1/10000 秒、Hachinohe、Kobe では、1/5000 秒とする。

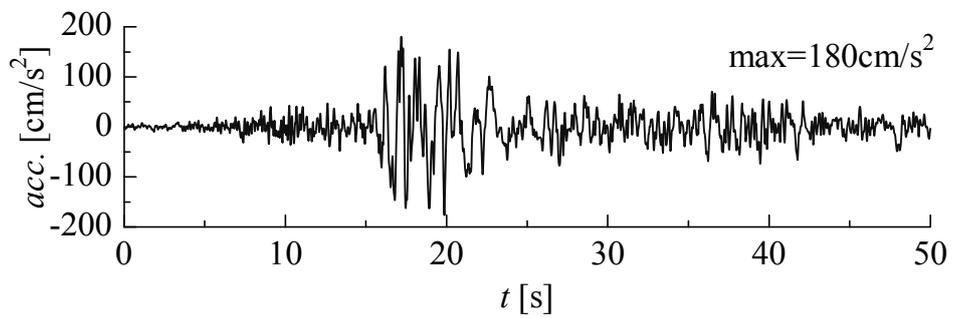
時刻歴応答解析では、建物損傷に寄与するエネルギーを一体的に評価するため、内部粘性減衰は考慮しない。



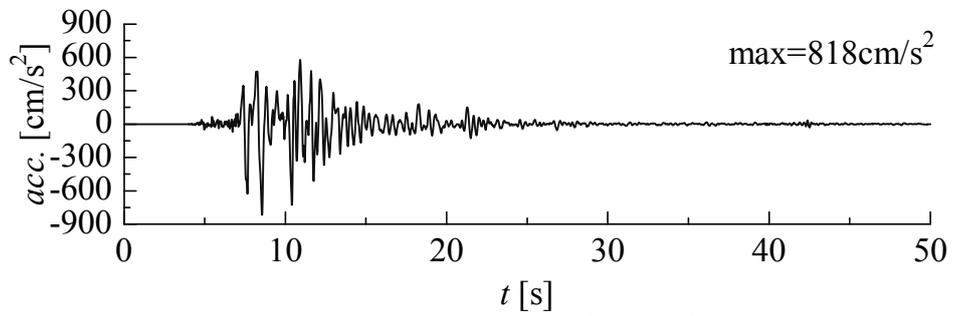
【図 3.1 採用地震動の擬似速度応答スペクトル及びエネルギースペクトル】



a)BCJ-L2波 時刻歴波形



b)Hachinohe波 時刻歴波形



c)Kobe波 時刻歴波形

【図 3.2 解析に用いる地震動の時刻歴波形】

解析モデルの変数設定は、基準となる変数を与えた「基準」モデルを軸に各種変数を変化させる。以下の a)～h) に本節の各解析モデルにおける解析パラメーターの設定状況を述べる。

#### a) 全解析モデル共通の設定

全解析モデル共通の事項として、骨組の層数  $N$  は、高層建築物を想定して 9 層及び 15 層の 2 種類とする。建物の階高  $h$  及びスパン  $L$  は、前記設定と同程度の規模の骨組の設計例が示されている文献 3-3 を参考に、それぞれ  $h=4.0\text{m}$ 、 $L=7.0\text{m}$  とする。重量  $mg_i=500\text{kN}$  で全層一定とし、柱と梁・接合部の交点位置における節点に集中して付加する。

骨組に入力されるエネルギー量は、次式で定義する損傷に寄与するエネルギーの速度換算値  $V_D$  で与える。

$$V_D = \sqrt{\frac{2E_D(e t_0)}{M}} \quad (3.11)$$

応答解析では、設定した  $V_D$  に対応する  $E_D(e t_0)$  を目標値とし、地震動終了時の半剛接合部の全塑性ひずみエネルギーが、 $E_D(e t_0)$  との誤差 1% 以内となるよう各地震動の加速度を調整する。また、 $V_D$  の設定は、制振構造の場合の応答評価式の検証及び耐震構造の場合と分けて設定する。制振構造の場合の  $V_D$  は、現行基準<sup>3,4)</sup>のエネルギー法における安全限界を検証するための値である  $165\text{cm/s}$  とする。なお、地盤種別は第 2 種地盤とした。また、損傷の程度の変化による応答評価の傾向を把握するため、さらに 2 倍の  $330\text{cm/s}(V_D \times 2.0)$  についての応答解析を実施する。耐震構造の場合は、制振構造に比べさらに大きい地震動を想定した  $412.5\text{cm/s}(V_D \times 2.5)$ 、 $495\text{cm/s}(V_D \times 3.0)$  の 2 種類について応答解析を実施する。

#### b) 「基準」モデルの設定

「基準」モデルは、より一般的かつ平均的なパラメーターを取るよう設定する。

一次固有周期  $T$  は現行基準<sup>3,4)</sup>の略算式である  $0.03H$  で求めた周期に合うように骨組剛性を定める。ここで、 $H$  は骨組全体の高さであり、 $N \times h$  で得られる。よって、一次固有周期  $T$  は、9 層の場合は 1.08 秒、15 層で 1.80 秒となる。

骨組の部分架構における耐力分布は最適降伏モーメント係数分布により定まる。よって、耐力の絶対値は第 1 層の層せん断力係数  $\alpha_1$  により決まる。当該モデルの第 1 層の層せん断力係数  $\alpha_1$  は、現行基準の標準ベースシア係数  $C_0$  を 0.20 に、振動特性係数  $R_i$ <sup>3,4)</sup> を乗じた値として、9 層で 0.18、15 層で 0.12 とする。

部分架構の 2 次剛性比  $\tau$  は、ノンダイアフラム形式の柱梁接合部を採用した本節と同程度の規模を想定した試設計例<sup>3,5)</sup>を参考に、9 層及び 15 層共に 0.15 とする。

$\beta$  は、文献 3-6 の  $\beta=2/3$  を採用する。

柱接合部剛性比  $c_j R_i$  及び梁接合部剛性比  $g_j R_i$  は、半剛接合部を有する骨組における特別な比率であり、その実績も少なく、設計条件等でも大きく異なると考えられ、一般的な値を得るのは困難である。そこで、本質的には同様の構造形式である柱梁接合部を剛接合とする骨組（以降、剛接合骨組）の設計例<sup>3-3)</sup>における柱と梁の剛性比を参考に、前記比率を定めることを試みる。まず、梁と接合部の曲げ剛性を直列結合で評価した等価な梁剛性  ${}_{GE}K_i$  を次式で定義する。

$${}_{GE}K_i = \frac{{}_G K_i \cdot {}_J K_i}{{}_G K_i + {}_J K_i} \quad (3.12)$$

また、等価梁柱剛性比  ${}_{GEC}R_i$  を次式で定義する。

$${}_{GEC}R_i = \frac{{}_{GE}K_i}{{}_C K_i} \quad (3.13)$$

${}_{GEC}R_i$  を剛接合骨組の梁柱剛性比と読み替え、文献 3-3 の 10 層及び 15 層のスパン方向骨組の同比率を求めると、階及び規模により異なるが概ね 0.4～1.0 の間に分布し、平均値は 0.5 程度である。なお、当該設計例の梁剛性には、スラブの合成効果が考慮されている。比較的ばらつきのある値であることから、当該分布の平均値を採用し「基準」モデルでは  ${}_{GEC}R_i$  を全層一定で 0.50 とする。また、 $g_j R_i$  は、当該比率を半剛接合骨組の試設計例<sup>3-5)</sup>のスパン方向の骨組より求めると、概ね 1.4～2.8 程度の値となることから、「基準」モデルにおいては概ね平均値である 2.00 を全層一定で採用とする。 ${}_{GEC}R_i$  及び  $g_j R_i$  が定まれば、自動的に柱接合部剛性比  $c_j R_i$  は与えられる。

#### c) 「1.2T」、「0.8T」モデル

周期  $T$  を「基準」モデルの 1.2 倍又は 0.8 倍とした、周期の違い与える影響を確認するためのモデルを設定する。モデルはそれぞれ「1.2T」、「0.8T」と称す。なお、周期を変えることで影響を受けるパラメーターは、各剛性及び降伏回転角の絶対値である。

なお、当該変数は、骨組の一次固有周期を現行基準の略算式で定めた値に対し、実際の設計で目標とされる周期が当該周期を中心に±20%の範囲で変動することを考慮し定めている。前記の変動幅±20%は、高さ 40～60m の鉄骨造純ラーメン架構における実建物の固有値解析により得た一次固有周期のアンケート調査結果が文献 3-3 で報告されており、その結果を元に定めている。

#### d) 「0.7CB」、「1.5CB」モデル

第 1 層の層せん断力係数  $\alpha_1$  を「基準」モデルの 0.7 倍又は 1.5 倍とした、骨組の耐力の絶

対値が変動することによる影響を確認するためのモデルを設定する。モデルはそれぞれ「0.7CB」、「1.5CB」と称す。なお、耐力レベルの変動は、入力レベルを表す  $V_D$  の変動と等価であり、両者の変化による影響は同傾向にあると推測される。

#### e) 「2.0 $\tau$ 」、「3.0 $\tau$ 」、「0.1 $\tau$ 」モデル

部分架構の2次剛性比  $\tau$  を「基準」モデルの2倍、3倍、0.1倍とした、骨組の2次剛性の変動が与える影響を確認するためのモデルを設定する。モデルはそれぞれ「2.0 $\tau$ 」、「3.0 $\tau$ 」、「0.1 $\tau$ 」と称す。部分架構の2次剛性比  $\tau$  を変えることは、柔要素の弾性回転剛性  $\mu K_i$  及び降伏回転角  $\theta_{Yi}$  に影響する。図3.3に当該パラメーターを変化させた場合の部分架構の復元力特性の概念図を示す。なお、同図より、「0.1 $\tau$ 」の場合は、部分架構の2次剛性がかなり低くなり、部分架構の降伏モーメント  $\beta M_{Pi}$  を最大耐力とする完全弾塑性型の復元力に近づく傾向になることから、柔剛混合構造としての特徴が表れにくくなることが予想される。

#### f) 「1.2 $\beta$ 」、「1.4 $\beta$ 」モデル

部分架構の降伏モーメント比  $\beta$  を「基準」モデルの1.2倍又は1.4倍とした、柔要素と剛要素の降伏回転角の値が近づくことによる影響を確認するためのモデルを設定する。図3.3に当該パラメーターを変化させた場合の部分架構の復元力特性の概念図を示す。同図より、「1.2 $\beta$ 」、「1.4 $\beta$ 」の順に部分架構の復元力特性は完全弾塑性型に近似していくことがわかる。なお、当該設定が影響するのは耐震構造の場合の応答性状のみであり、制振構造の場合の検証には当該変数の変化は用いない。

#### g) 「0.2GEC」、「2.0GEC」モデル

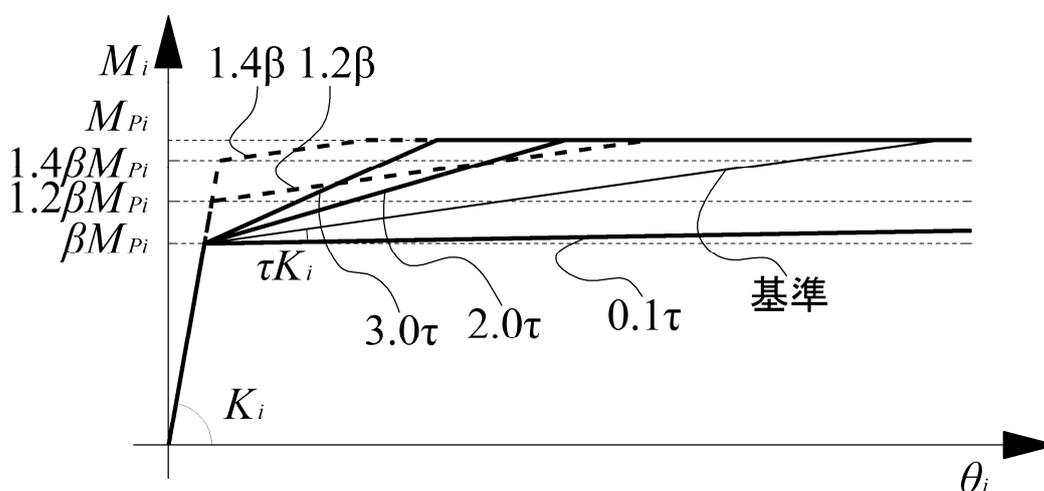
部分架構の等価梁柱剛性比  $_{GEC}R_i$  を「基準」モデルの0.2倍又は2.0倍とした、各部材剛性の相互間の関係が与える影響を確認するためのモデルを設定する。なお、当該倍率は、「基準」モデルの  $_{GEC}R_i$  を設定する際に求めた数値の概ね上下限值を目標とし設定した。 $_{GEC}R_i$  が小さくなるほど、部分架構の回転剛性における柱剛性の依存度が上がることを意味し、実応答では接合部が全塑性モーメントに達した以降も柱は弾性を保って連続しており、当該剛性比の程度が応答性状影響を与えるものと考えられる。なお、本論で提案する応答評価方法では、柱中間に半曲点を想定していることから、前記の影響は考慮されていない。

#### h) 「0.5GJ」、「2.0GJ」モデル

梁接合部剛性比  $_{GJ}R_i$  を「基準」モデルの0.5倍又は2.0倍とした、梁と接合部の剛性の相互間の関係が与える影響を確認するためのモデルを設定する。なお、 $_{GEC}R_i$  が同一であれば、梁と接合部からなる等価な梁剛性  $_{GE}K_i$  は、 $_{GJ}R_i$  を変化させても一定であり、骨組としての応答に影響は与えないと考えられる。但し、半剛接合部の耐力及び入力エネルギー量が一定ならば、接合部の剛性が大きいほど、接合部の降伏回転角が小さくなり、必要塑性変形能

力は大きくなる。よって、当該比率の変動が与える影響は、半剛接合部の塑性変形の評価の部分であると考えられる。

表 3.1 に以上の解析パラメーターをまとめる。なお、このパラメーター設定は、各変数を単独で変化させているため、例えば周期と部分架構の 2 次剛性を変化させた場合の解析結果と予測値の対応は、検証されないこととなる。しかし、後述する解析結果より、いずれのモデルにおいても、 $V_D$  が大きい場合の応答解析結果（損傷分布）は、概ね同様な性状を示していることから、「基準骨組」として設定したモデルにおいては、本節で設定した範囲で各変数が複合して変化させた場合でも、概ね予測可能であると考えられる。



【図 3.3  $\tau$  及び  $\beta$  を変動させた場合の部分架構の復元力特性概念図】

【表 3.1 解析パラメーター】

記号	層数	$T$ $s$		$\alpha_1$		$\tau$	$\beta$	$GECR$	$GJR$	$V_D$	
										制振構造	耐震構造
基準	9,15	1.080	(1.800)	0.180	(0.120)	0.200	0.667	0.500	2.000	×1.0,×2.0	×2.5,×3.0
1.2T	9,15	1.296	(2.160)	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓	↓
0.8T	9,15	0.900	(1.500)	0.180	(0.120)	↓	↓	↓	↓	↓	↓
0.7CB	9,15	1.080	(1.800)	0.120	(0.080)	↓	↓	↓	↓	↓	↓
1.5CB	9,15	↓	↓	0.270	(0.180)	0.200	↓	↓	↓	↓	↓
2.0 $\tau$	9,15	↓	↓	0.180	(0.120)	0.400	↓	↓	↓	↓	↓
3.0 $\tau$	9,15	↓	↓	↓	↓	0.600	↓	↓	↓	↓	↓
0.1 $\tau$	9,15	↓	↓	↓	↓	0.020	0.667	↓	↓	×1.0,×2.0	↓
1.2 $\beta$	9,15	↓	↓	↓	↓	0.200	0.800	↓	↓	-	↓
1.4 $\beta$	9,15	↓	↓	↓	↓	↓	0.900	0.500	↓	-	↓
0.2GEC	9,15	↓	↓	↓	↓	↓	0.667	0.100	↓	×1.0,×2.0	↓
2.0GEC	9,15	↓	↓	↓	↓	↓	↓	1.000	2.000	↓	↓
0.5GJ	9,15	↓	↓	↓	↓	↓	↓	0.500	1.000	↓	↓
2.0GJ	9,15	1.080	(1.800)	0.180	(0.120)	0.200	0.667	0.500	4.000	×1.0,×2.0	×2.5,×3.0

※( )内は層数が15の場合

### 3. 2. 3 制振構造の場合における損傷分布の評価結果

本節では、制振構造の場合における剛要素の損傷分布  $1/\gamma_i$  の予測値と応答解析結果の比較を行う。

図 3.4～3.9 に、縦軸を層、横軸に各モデルの地震動 3 波における  $V_D=165\text{cm/s}$  ( $V_D \times 1.0$ )、 $330\text{cm/s}$  ( $V_D \times 2.0$ ) の場合の応答解析結果を示す。また、実線で(3.9)式による予測値、破線で予測値の $\pm 20\%$ の境界を示す。なお、基準骨組における予測値は、各モデル同一となる。また、図 3.10～3.11 に  $V_D$  毎の縦軸に層、横軸に予測値と解析結果の比、及び平均値、変動係数を示す。

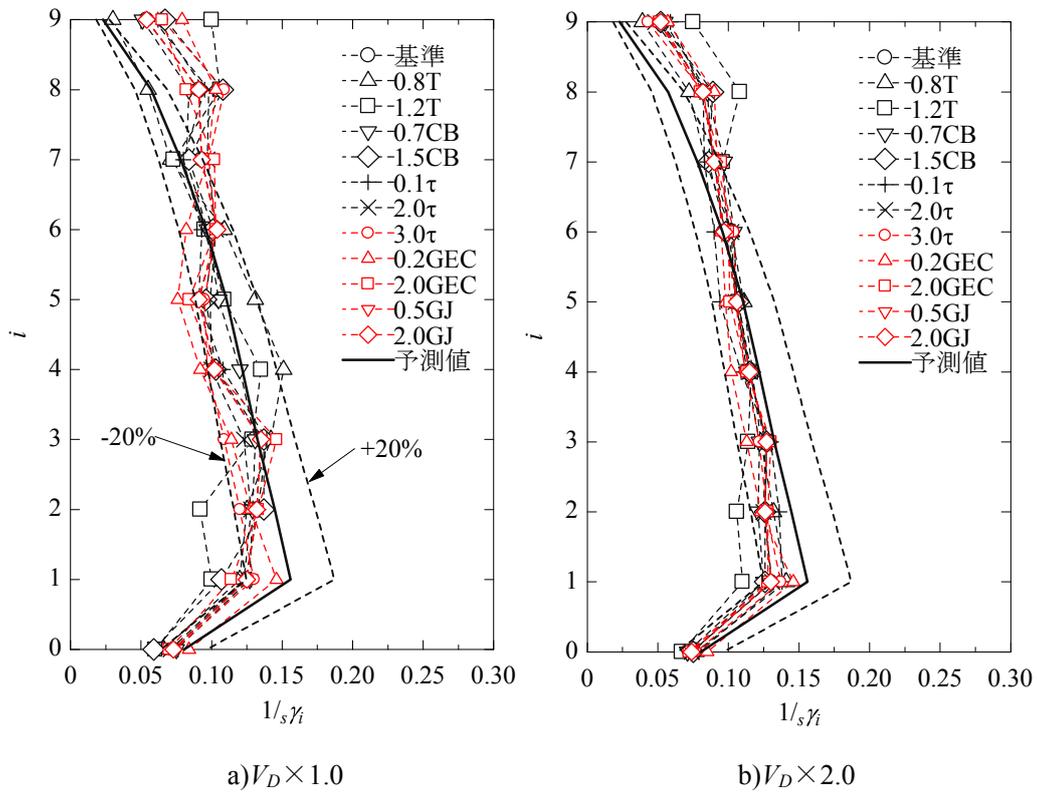
図 3.4～3.9 より、全体的な傾向として、 $V_D$  が大きい場合、即ち損傷の程度が大きくなるにつれて、応答結果のバラつきが小さくなる傾向にある。図 3.10～3.11 より、予測値と解析結果の比は、 $V_D$  が大きくなることにより、9 層及び 15 層のそれぞれの平均値は 1.12、1.14 から 0.99、変動係数では 0.53、0.55 から 0.25、0.33 に推移していることが確認できる。予測値の傾向は、損傷の程度に依存する傾向にあるが、概ね応答性状を捉えている。

BCJ-L2 及び Kobe の結果において、上層階が予測値を上回る傾向にあり、15 層のモデルで顕著に表れている。これは、損傷分布予測の基準となる最適節点降伏モーメント係数分布を地震動によらず単一化曲線として評価していることが影響していると考えられる。文献 3-8 の解析結果よれば、各層の梁の累積塑性変形倍率を一定とするような最適節点降伏モーメント係数分布は、地震動により異なる。そのことから、本解析で設定した耐力分布が、実状の地震動に対応する最適耐力分布と異なることが要因にあると考えられる。但し、建物全体の耐震性を論じる場面においては、上層階に比べ下層階の評価の方が重要となる。下層階の予測結果は、概ね解析結果の上限値を捉えていることから、本予測結果は総合的に安全側の評価につながるものと考えられる。

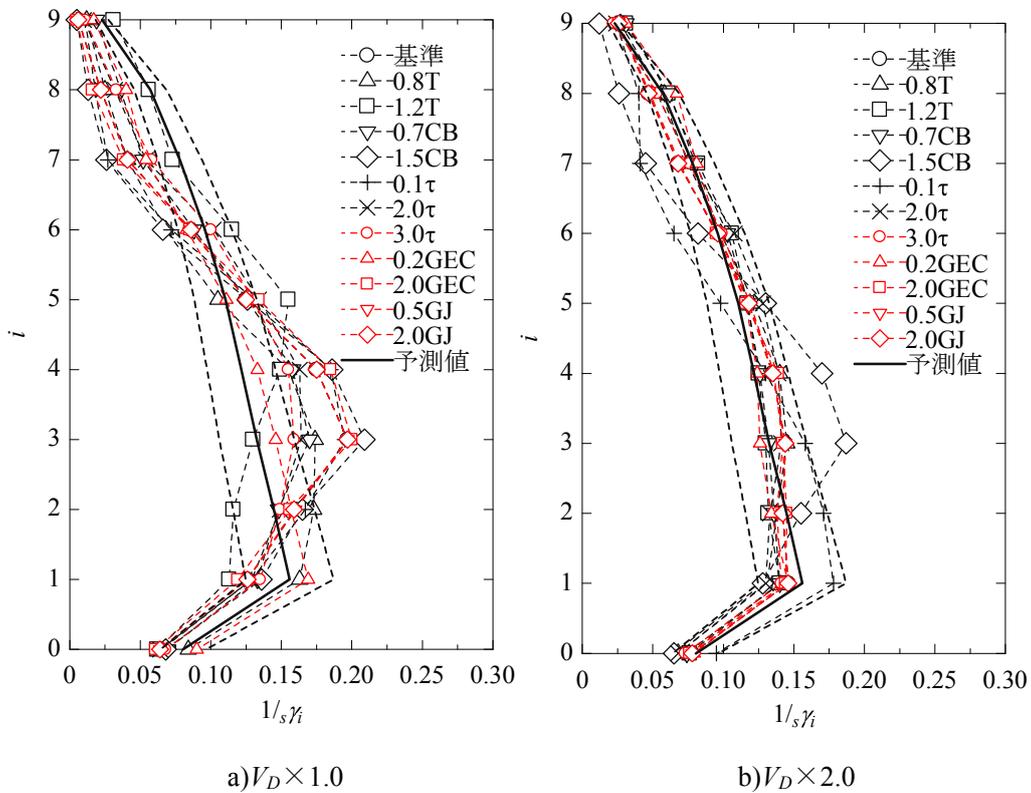
9 層モデルでは図 3.4～3.6 の  $V_D=165\text{cm/s}$  の場合における「1.2T」モデルの解析結果、15 層モデルでは図 3.6～3.85 の  $V_D=165\text{cm/s}$  の場合における「1.5CB」モデルの解析結果が、やや特異な傾向を示している。但し、損傷の程度が大きくなれば、その特異な傾向も弱まる。また、9 層、15 層それぞれの  $V_D=330\text{cm/s}$  の場合における「0.1 $\tau$ 」モデルの解析結果は、1 層付近において、損傷の割合が他の変数モデルの結果より大きい傾向にある。これは、損傷の程度が大きい場合、部分架構の 2 次剛性が低いと下層階に損傷集中が起きやすくなることを意味している。この傾向は Kobe 波のように急激なエネルギー入力が生じる場合に、顕著に表れている (図 3.9b))。

なお、2. 5. 2 h) で述べ得たように、「基準」と「0.5GJ」及び「2.0GJ」の応答結果は一致している。

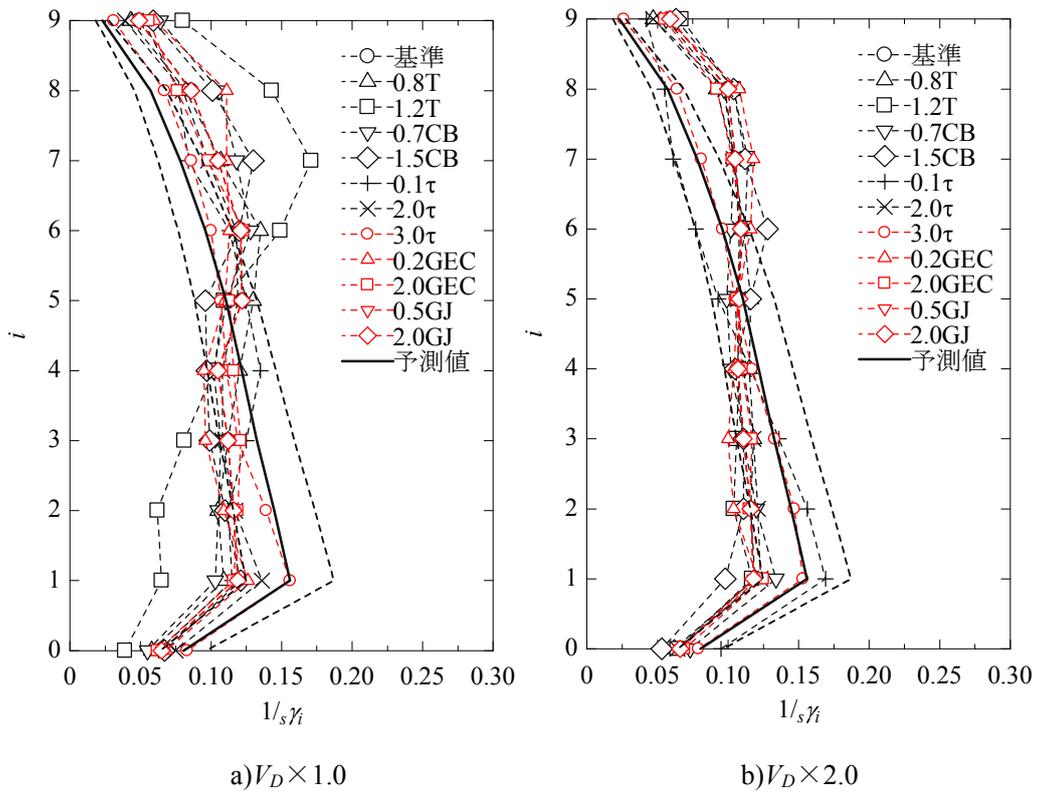
以上より、制振構造の場合における損傷分布の予測式は、損傷の程度が大きくなる程、予測精度が向上する傾向にある。その精度は概ね $\pm 20\%$ の範囲のバラつきを持っている。損傷の程度が小さい場合でも、下層階においては損傷の上限値を捉えていることから、総合的に安全側の予測結果を与えると考えられる。



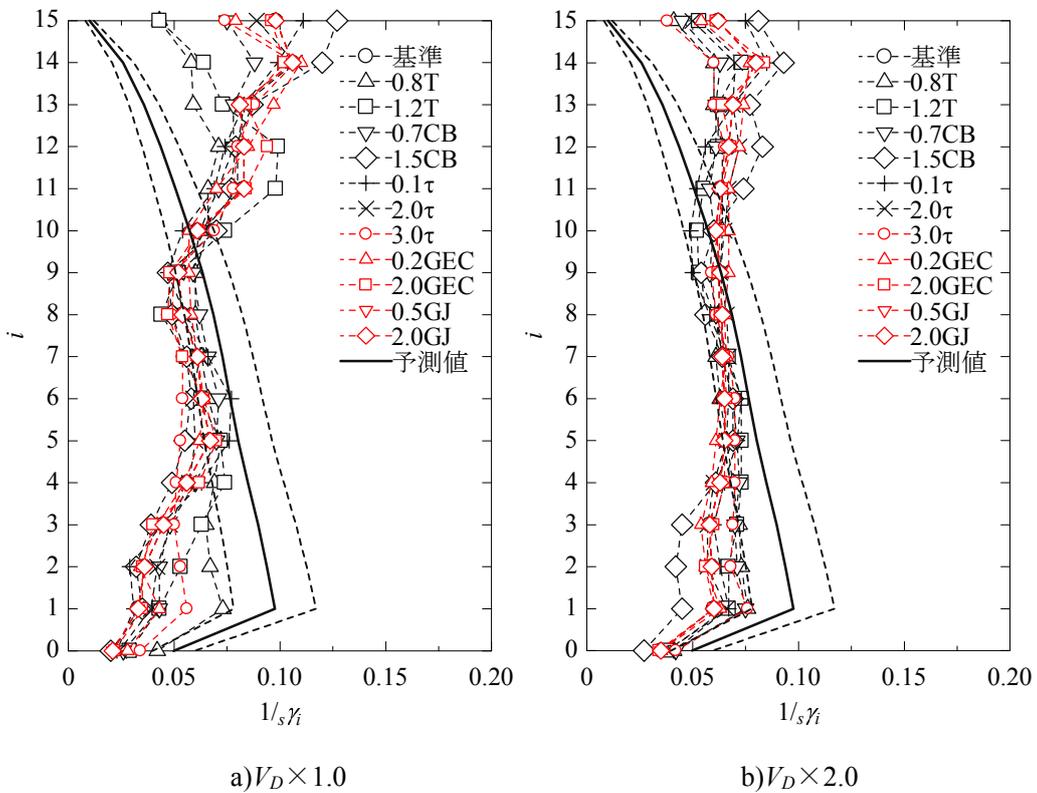
【図 3.4 9層モデルの BCJ-L2 波解析結果の剛要素の損傷分布  $1/s\gamma_i$  と予測値】



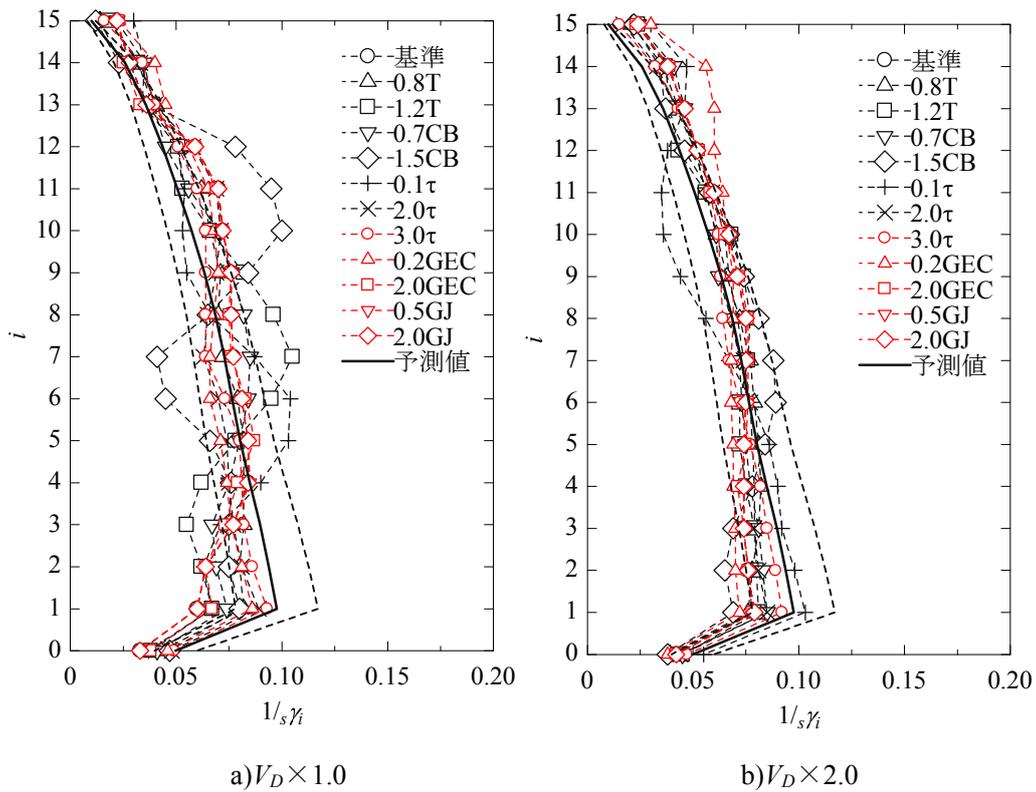
【図 3.5 9層モデルの Hachinohe 波解析結果の剛要素の損傷分布  $1/s\gamma_i$  と予測値】



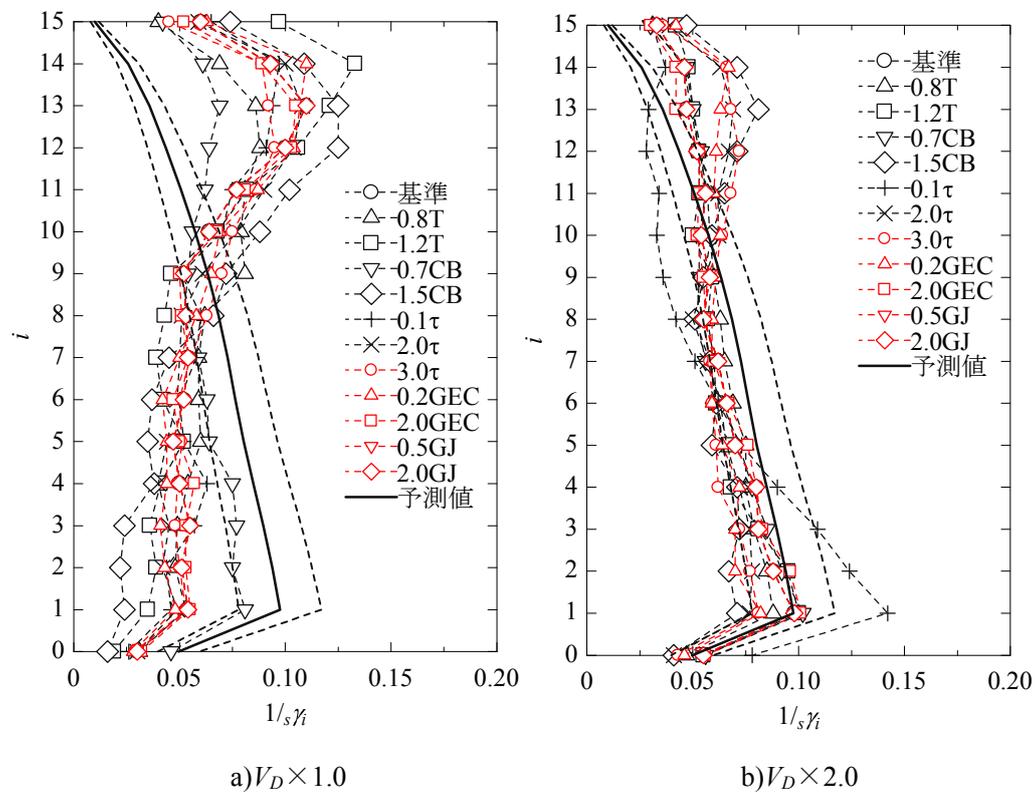
【図 3.6 9層モデルの Kobe 波解析結果の剛要素の損傷分布  $1/s\gamma_i$  と予測値】



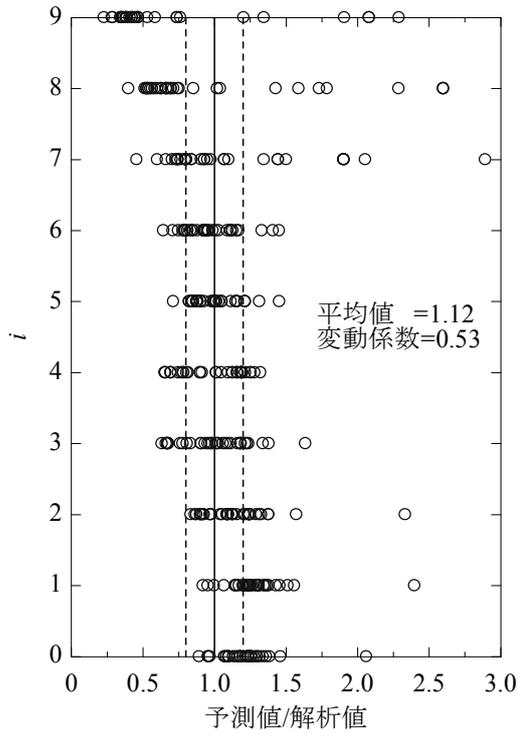
【図 3.7 15層モデルの BCJ-L2 波解析結果の剛要素の損傷分布  $1/s\gamma_i$  と予測値】



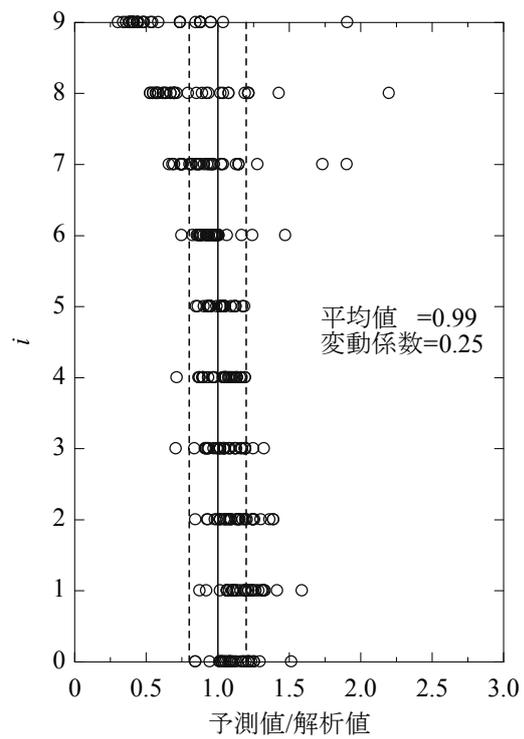
【図 3.8 15 層モデルの Hachinohe 波解析結果の剛要素の損傷分布  $1/s\gamma_i$  と予測値】



【図 3.9 15 層モデルの Kobe 波解析結果の剛要素の損傷分布  $1/s\gamma_i$  と予測値】

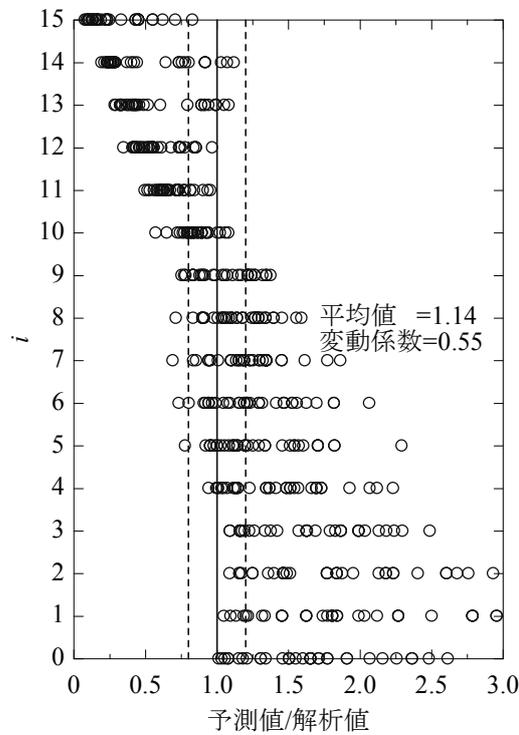


a)  $V_D \times 1.0$

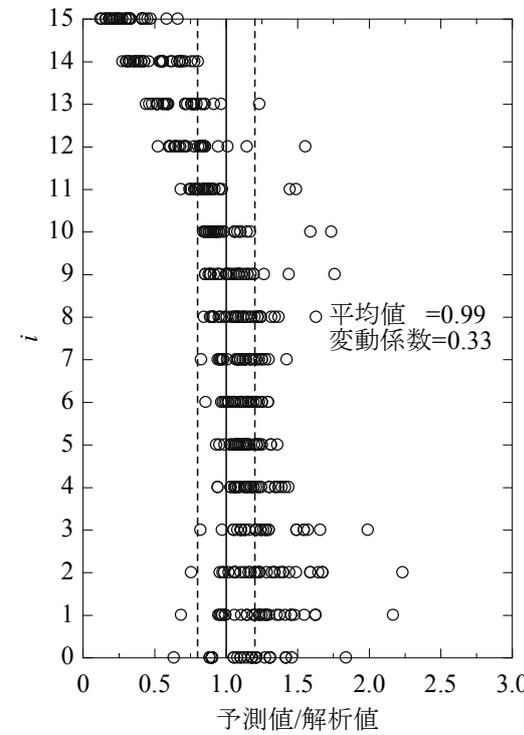


b)  $V_D \times 2.0$

【図 3.10 9層モデルの予測値と解析結果  $1/sy_i$  の比及び平均値、変動係数】



a)  $V_D \times 1.0$



b)  $V_D \times 2.0$

【図 3.11 15層モデルの予測値と解析結果  $1/sy_i$  の比及び平均値、変動係数】

### 3. 2. 4 耐震構造の場合における損傷分布の評価結果

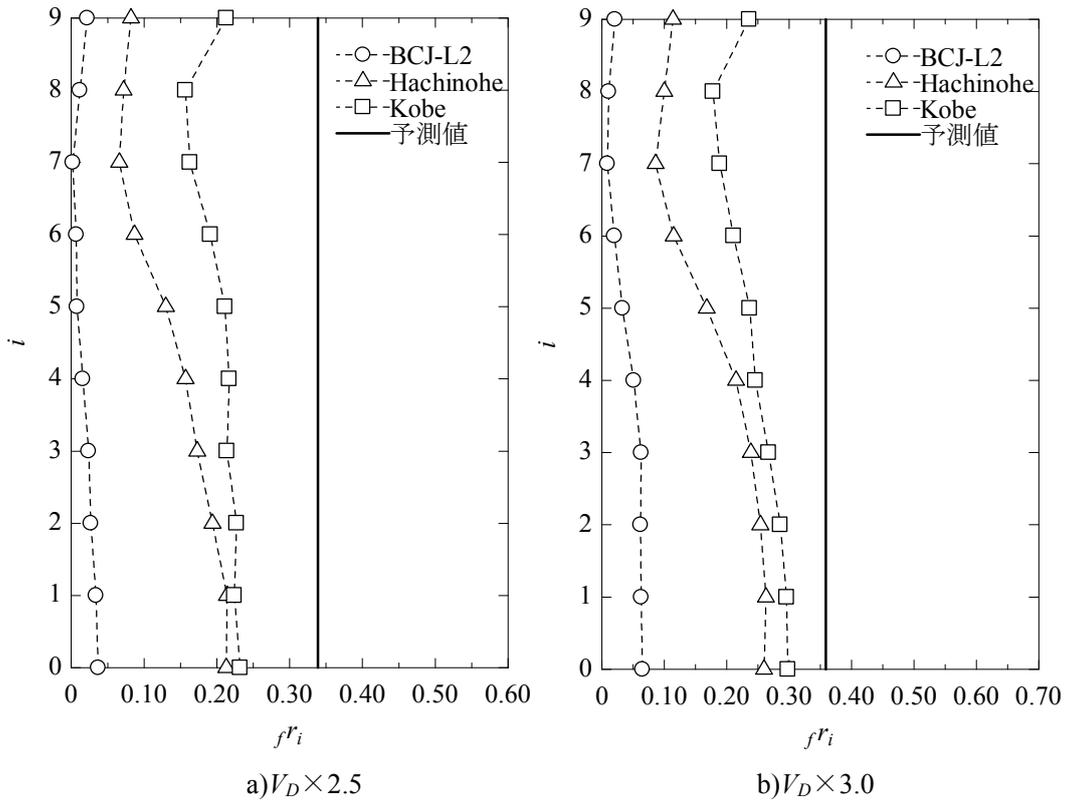
本節では、耐震構造の場合における層の吸収エネルギーの内、柔要素が吸収したエネルギー量の割合を示す  $f_i$ 、及び剛要素・柔要素の合わせた層の損傷分布  $1/e_i$  の予測値と応答解析結果の比較を行う。

図 3.12～15 に縦軸を層、横軸を各地震動の解析結果より得られる  $f_i$  分布とした 9 層及び 15 層の代表的な結果を示す。また、実線で(2.41)式による予測値を示す。図 3.16～3.17 に  $f_i$  分布における  $V_D$  毎の縦軸に層、横軸に予測値と解析結果の比を示す。なお、 $f_i$  分布の全解析結果は、付録 A に示す。

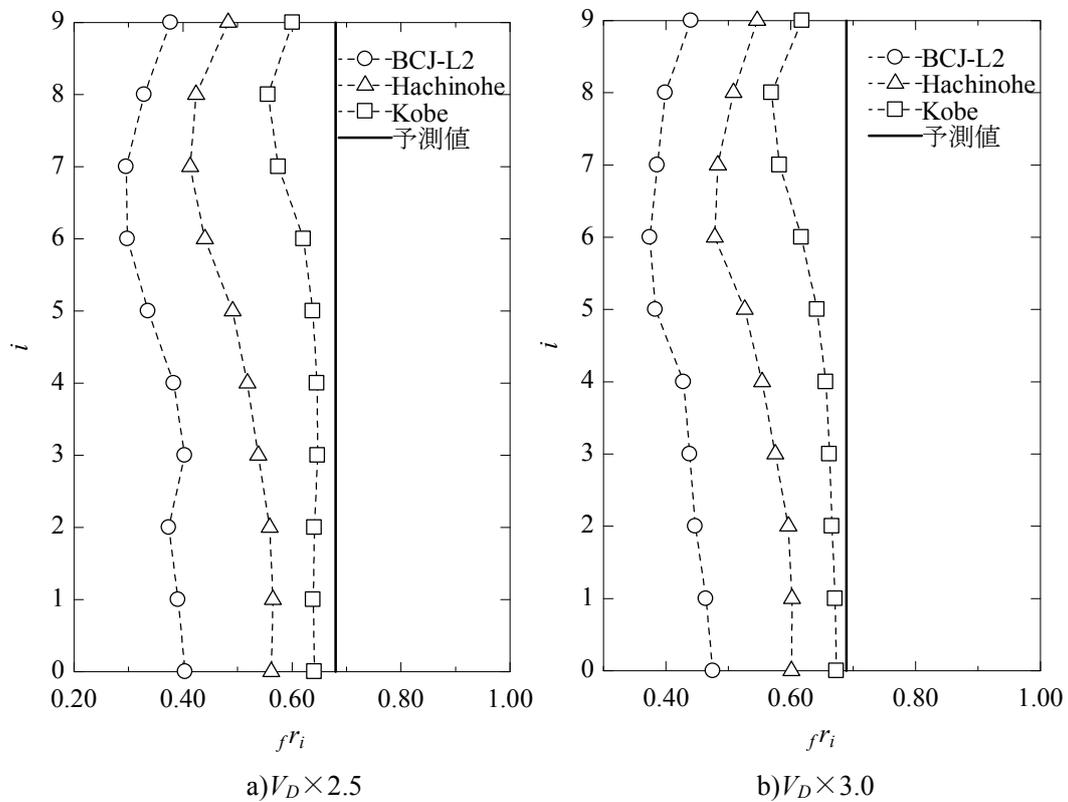
図 3.12～15 より、全体的な傾向として、BCJ-L2 波の結果が最も  $f_i$  が小さく、Hachinohe 波及び Kobe 波の  $f_i$  の値が概ね同程度か、Kobe 波が上回る結果となっている。BCJ-L2 波の結果の  $f_i$  が小さい要因として、BCJ-L2 波は他の地震動に比べ継続時間が長いことから、同じエネルギー量を骨組に吸収させるのに、他の地震動に比べ大きな加速度振幅を必要とせず、柔要素が塑性化させるような状加速度入力を少なかったことが考えられる。

また、図 3.13 及び 3.15 の「3.0 $\tau$ 」モデルの結果は、予測値に比較的近い性状となっている。同様の傾向が「2.0 $\tau$ 」、「1.2 $\beta$ 」、「1.4 $\beta$ 」モデルにも表れている（付録 A 参照）。これらのモデルは共通して、「基準」に対し、部分架構の節点全塑性モーメント  $M_p$  に達するときの回転角  $\theta_{r2}$  が小さくなるモデルとなっている（図 2.6、3.2 参照）。即ち、柔要素と剛要素の降伏回転角が相対的に近づいたモデルとなり、このことが解析結果に影響したと考えられる。なお、「0.1 $\tau$ 」の応答解析結果は、いずれも 0 を示しており、柔要素の塑性化には至っていない。

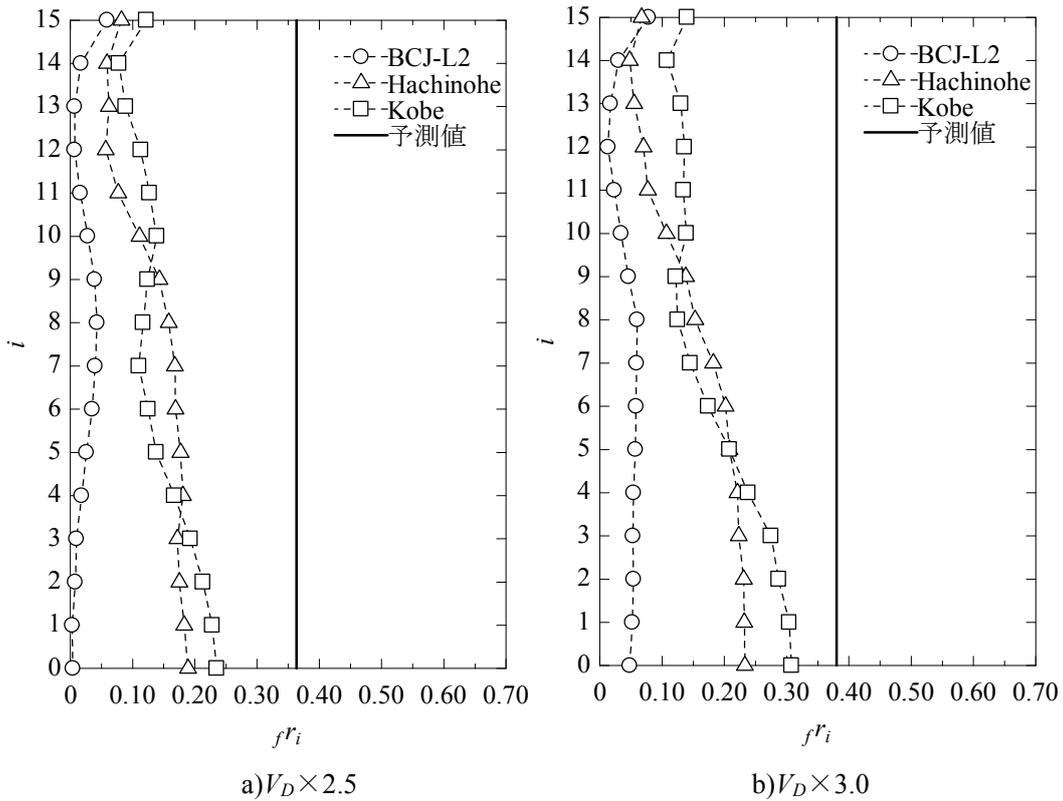
図 3.16～3.17 より、予測値は、解析結果の上限値を捉える傾向にある。



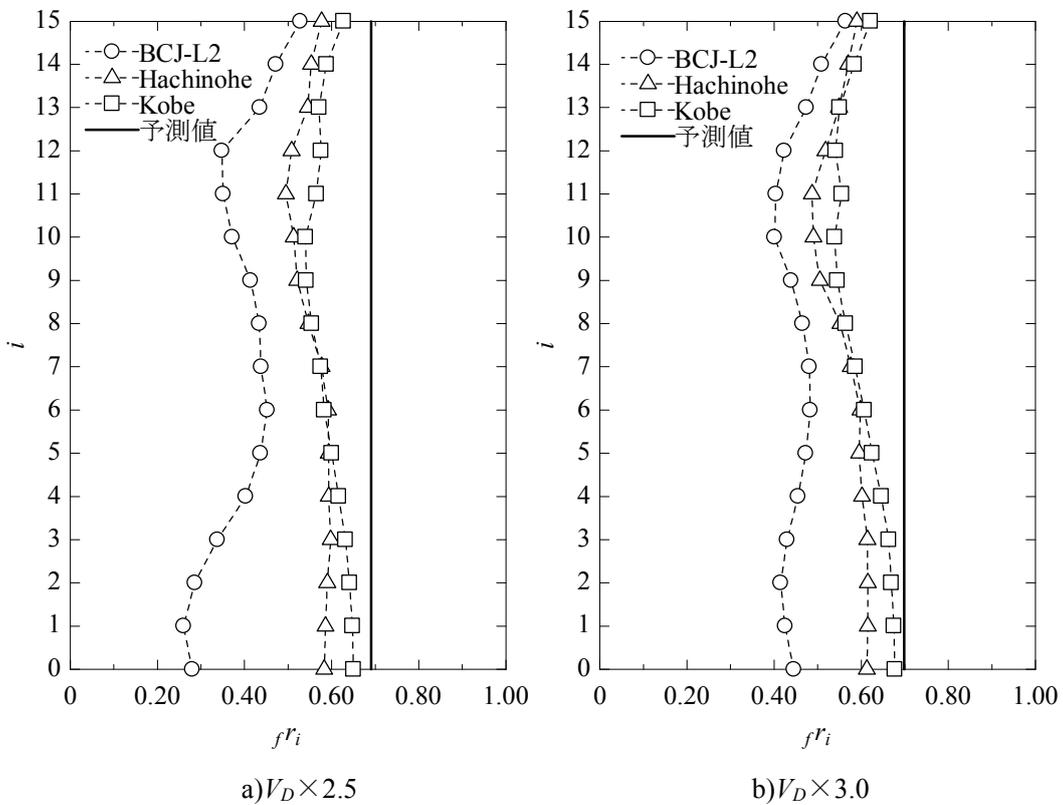
【図 3.12 9層「基準」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



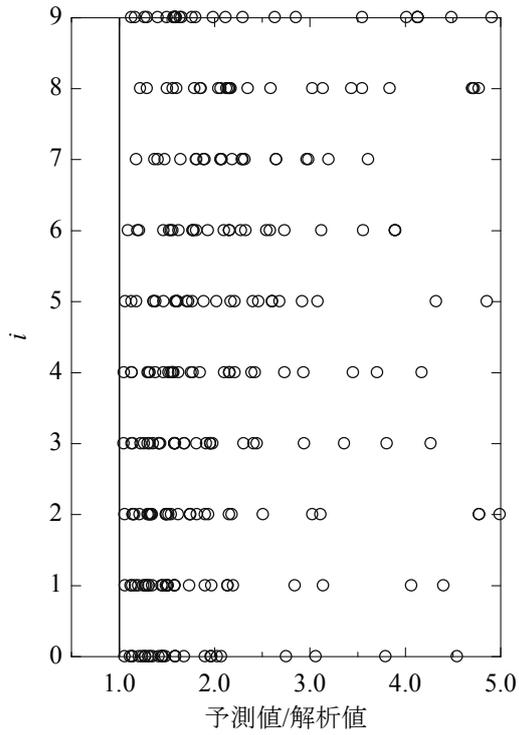
【図 3.13 9層「3.0 $\tau$ 」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



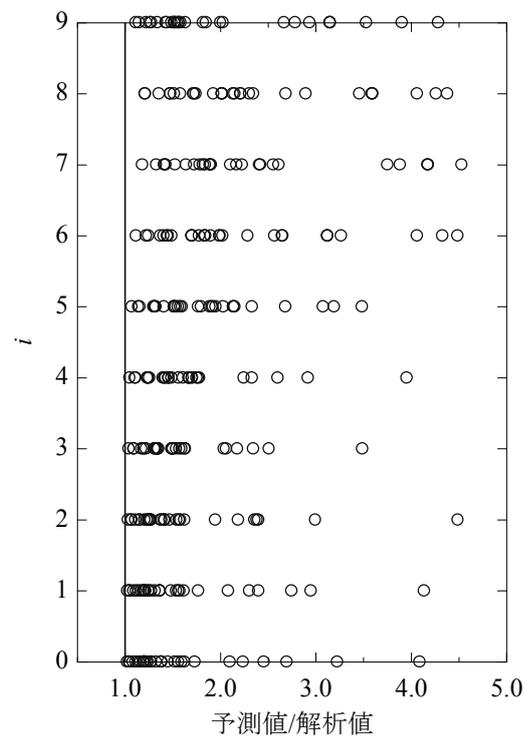
【図 3.14 15層「基準」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



【図 3.15 15層「3.0 $\tau$ 」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】

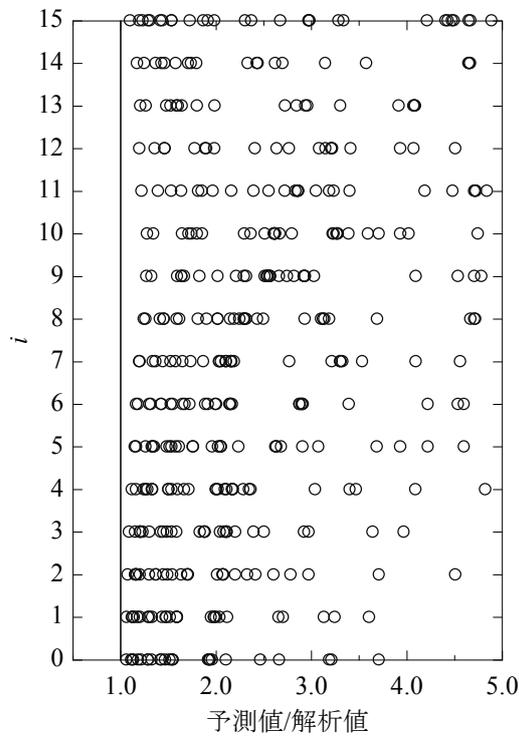


a)  $V_D \times 2.5$

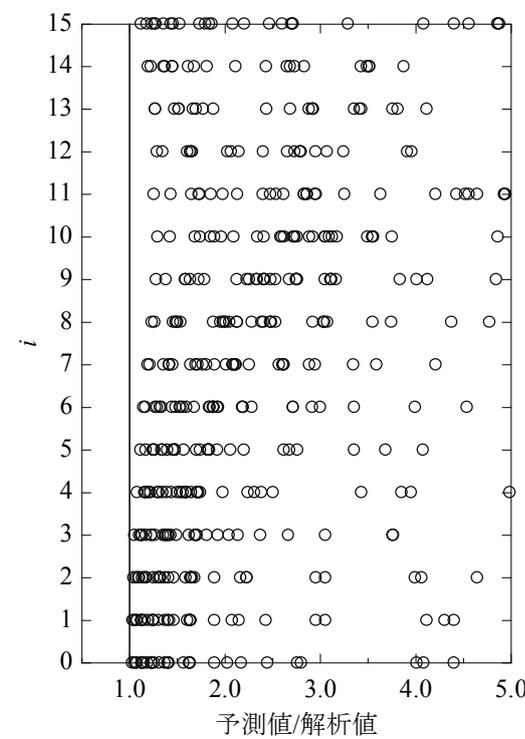


b)  $V_D \times 3.0$

【図 3.16 9層モデルの予測値と解析結果  $f_i$  分布の比】



a)  $V_D \times 2.5$



b)  $V_D \times 3.0$

【図 3.17 15層モデルの予測値と解析結果  $f_i$  分布の比】

次に、図 3.18～3.23 に、縦軸を層、横軸に各モデルの地震動 3 波における  $V_D=412.5\text{cm/s}$  ( $V_D \times 2.5$ )、 $495\text{cm/s}$  ( $V_D \times 3.0$ ) の場合の応答解析結果の損傷分布  $1/e\gamma_i$  を示す。また、実線で(3.10)式による予測値、破線で予測値の $\pm 20\%$ の境界を示している。なお、基準骨組における予測値は、各モデル及び制振構造の場合と同一となる。また、図 3.24～3.25 に損傷分布  $1/e\gamma_i$  の  $V_D$  毎の縦軸に層、横軸に予測値と解析結果の比、及び平均値、変動係数を示す。

図 3.18～3.23 より、制振構造の場合の結果と比べると、応答結果のバラつきは  $V_D$  の値によらず小さい傾向にある。図 3.24～3.25 より、9 層及び 15 層のそれぞれの平均値及び変動係数は、 $1.01 \sim 1.06$ 、 $0.23 \sim 0.35$  と制振構造の  $V_D=330\text{cm/s}$  の場合と同程度である。これは、制振構造の場合において、剛要素の損傷の程度が大きい程、予測値の精度が向上する傾向があることを踏まえると、2つの要素が混在する形において、降伏回転角の小さい要素（ここでは剛要素）に損傷が集中することが知られており<sup>3-10</sup>、かつ本解析における  $V_D$  は制振構造の場合より大きいことから、より剛要素の損傷の程度が大きくなり、予測値の精度が向上したと考えられる。

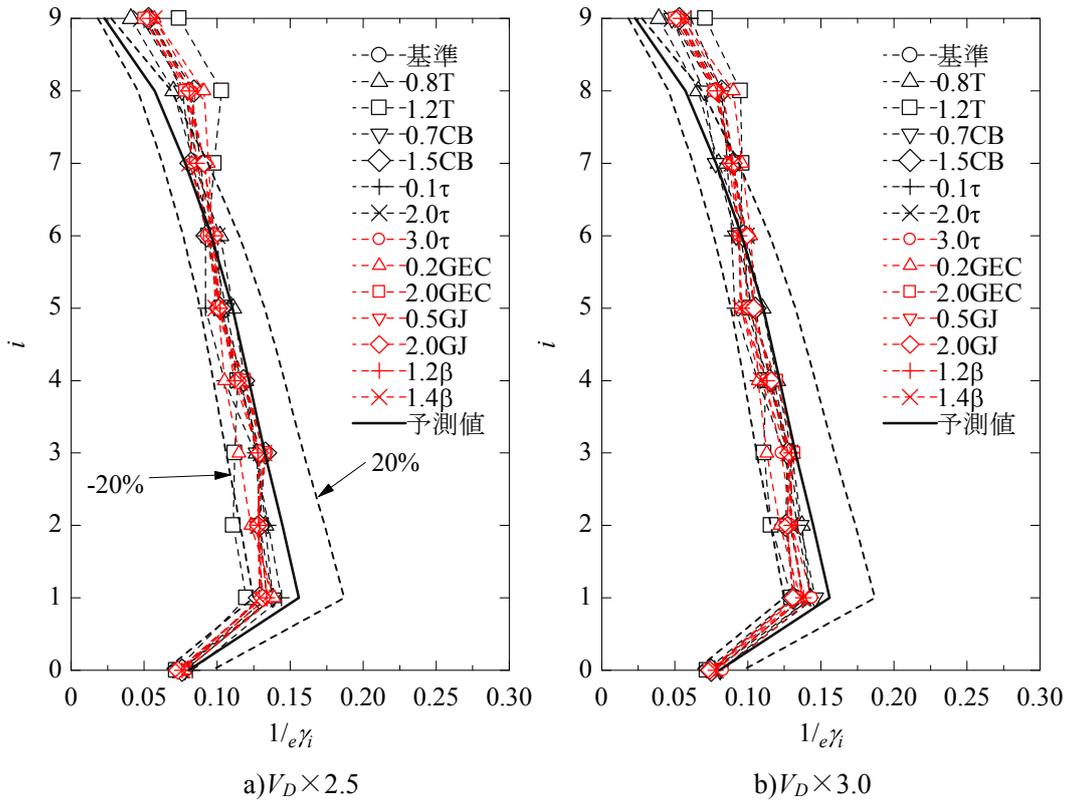
9 層モデルの解析結果である図 3.18～3.20 より、 $V_D$  によらず概ね予測値 $\pm 20\%$ の範囲に応答結果が収まっている。但し、上層階においては、BCJ-L2 波及び Kobe 波ではやや過小に、Hachinohe 波では過大に評価する傾向にある。

15 層モデルの解析結果である図 3.21～3.23 より、Hachinohe 波の結果は  $V_D$  によらず概ね予測値 $\pm 20\%$ の範囲内である。BCJ-L2 波は概ね各層一定の損傷分布、Kobe 波は第 1 層に損傷が集中する傾向にある。なお、いずれの地震動の結果においても、「0.7CB」、「0.1 $\tau$ 」モデルの解析結果が、下層部の損傷集中の最大値となる傾向にある。なお、「0.1 $\tau$ 」モデルにおいては、柔要素が塑性化していないため、参考値とする。この傾向は、制振構造の場合の「0.1 $\tau$ 」モデルの Kobe 波の結果（図 3.9b）参照）と同様であり、損傷の程度が大きく、部分架構が  $M_p$  に達した場合、即ち変形の増加に伴う耐力上昇が生じない場合に、下層階に損傷集中が起きやすくなることを意味している。また、この傾向は Kobe 波のような地震動に対し生じやすいことが、制振構造の場合の応答結果も踏まえて確認された。

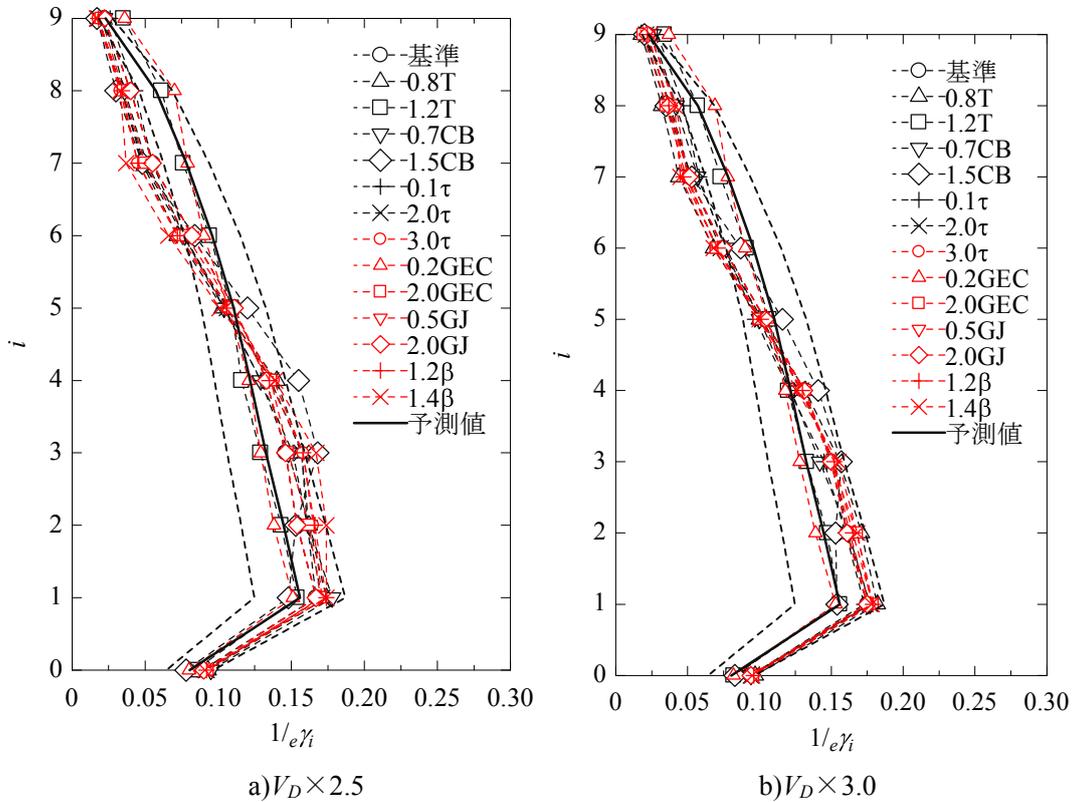
なお、比較的  $\mu_f$  分布の予測値と対応していた 15 層の「3.0 $\tau$ 」モデルの結果においても、地震動により損傷分布  $1/e\gamma_i$  の予測値と解析結果の対応はバラつきがあり、両者の精度は必ずしも対応していない。

なお、2. 5. 2 h) で述べ得た通り、「基準」と「0.5GJ」及び「2.0GJ」の応答結果は一致している。

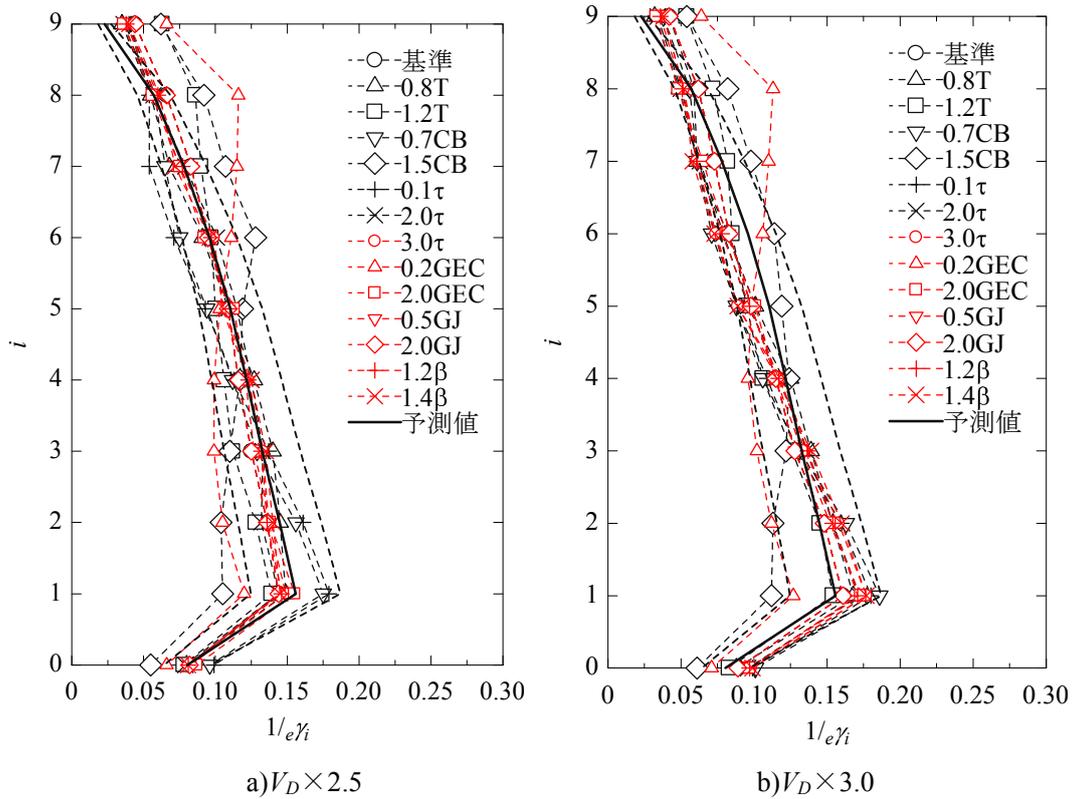
以上より、耐震構造の場合における損傷分布  $1/e\gamma_i$  の予測式は、損傷の程度によらず、概ね予測値の $\pm 20\%$ の範囲に収まる精度を有している。但し、高層になるにつれて、精度が低下する傾向にあり、特に Kobe 波のような急激に大きなエネルギー入力が生じる地震動に対する予測には注意を要する。なお、 $\mu_f$  分布と損傷分布  $1/e\gamma_i$  の予測精度の対応は、必ずしも対応しておらず、損傷分布の評価においては、 $\mu_f$  分布の評価はそれ程影響しないと考えられる。



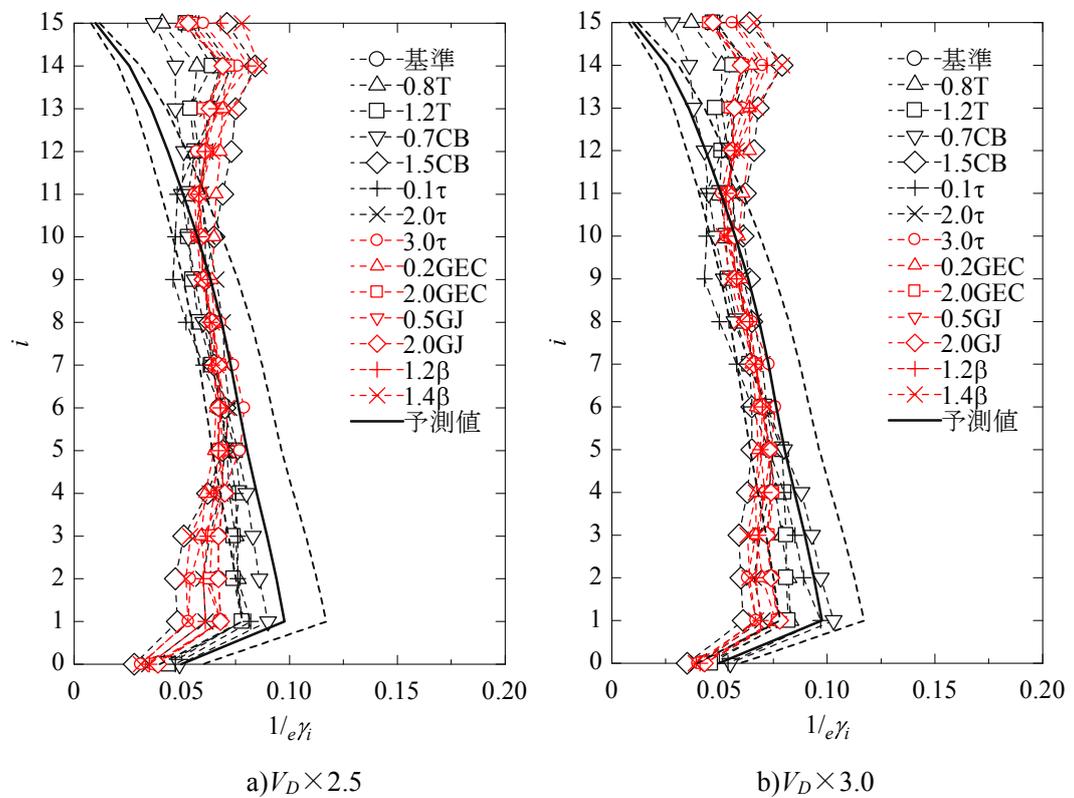
【図 3.18 9層モデルの BCJ-L2 波解析結果の層の損傷分布  $1/e\gamma_i$  と予測値】



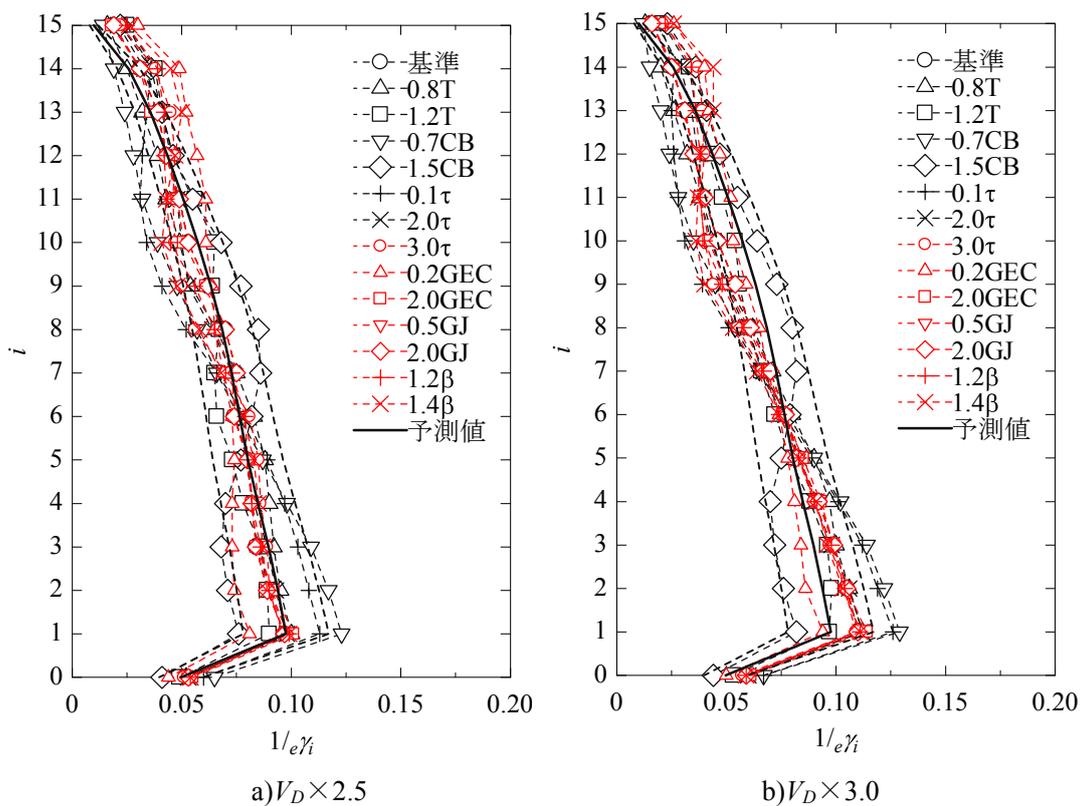
【図 3.19 9層モデルの Hachinohe 波解析結果の層の損傷分  $1/e\gamma_i$  布と予測値】



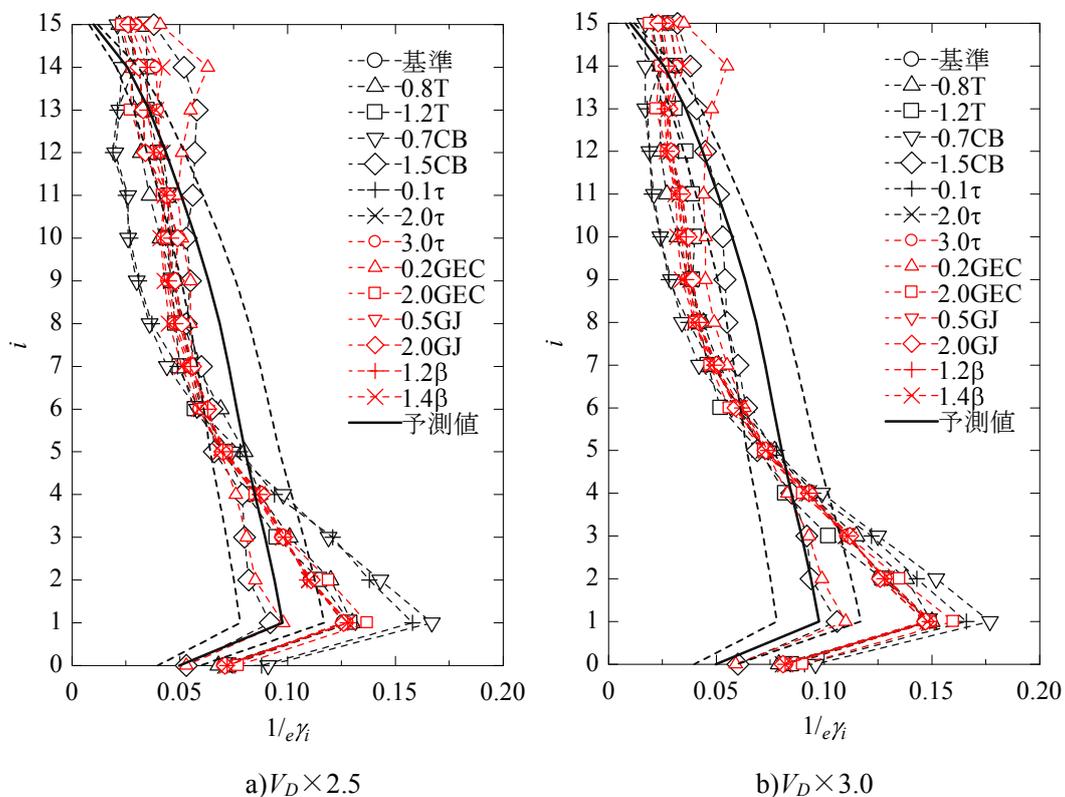
【図 3.20 9層モデルの Kobe 波解析結果の層の損傷分布  $1/e\gamma_i$  と予測値】



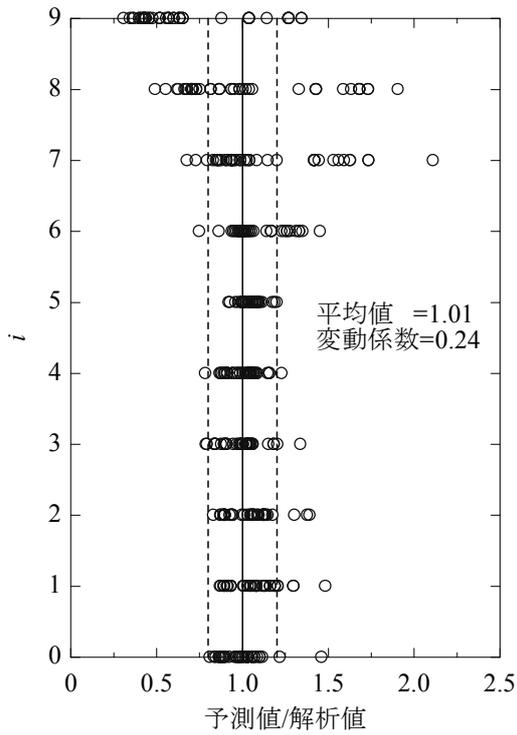
【図 3.21 15層モデルの BCJ-L2 波解析結果の層の損傷分布  $1/e\gamma_i$  と予測値】



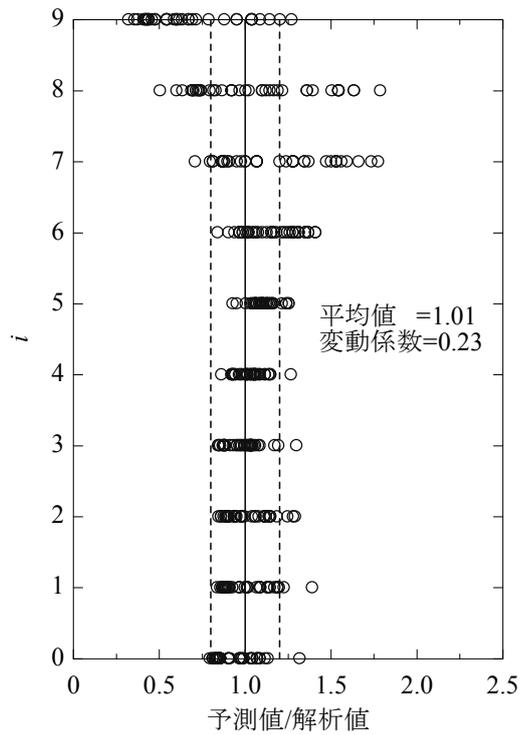
【図 3.22 15 層モデルの Hachinohe 波解析結果の層の損傷分布  $1/\epsilon\gamma_i$  と予測値】



【図 3.23 15 層モデルの Kobe 波解析結果の層の損傷分布  $1/\epsilon\gamma_i$  と予測値】

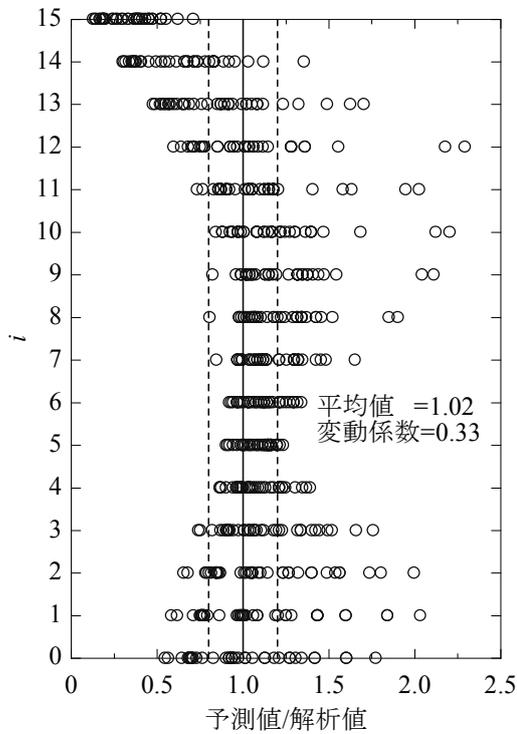


a)  $V_D \times 2.5$

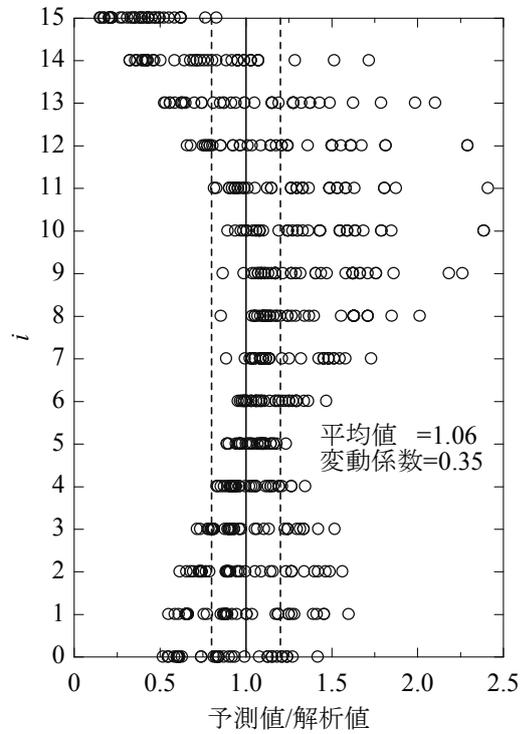


b)  $V_D \times 3.0$

【図 3.24 9層モデルの予測値と解析結果  $1/\epsilon_i$  の比及び平均値、変動係数】



a)  $V_D \times 2.5$



b)  $V_D \times 3.0$

【図 3.25 15層モデルの予測値と解析結果  $1/\epsilon_i$  の比及び平均値、変動係数】

### 3. 2. 5 半剛接合部の累積塑性変形倍率の評価結果

本節では、半剛接合部の必要塑性変形能力の指標となる累積塑性変形倍率  $m_i$  の予測値と応答解析結果の比較を行う。

半剛接合部の累積塑性変形倍率  $m_i$  は、(2.57)、(2.67)式より、損傷分布  $1/s\gamma_i$  及び  $1/e\gamma_i$  と比例関係にあり、それらの予測精度に依存する。また、耐震構造の場合の累積塑性変形倍率  $m_i$  の予測式は、 $f_i$  分布の関数でもある。

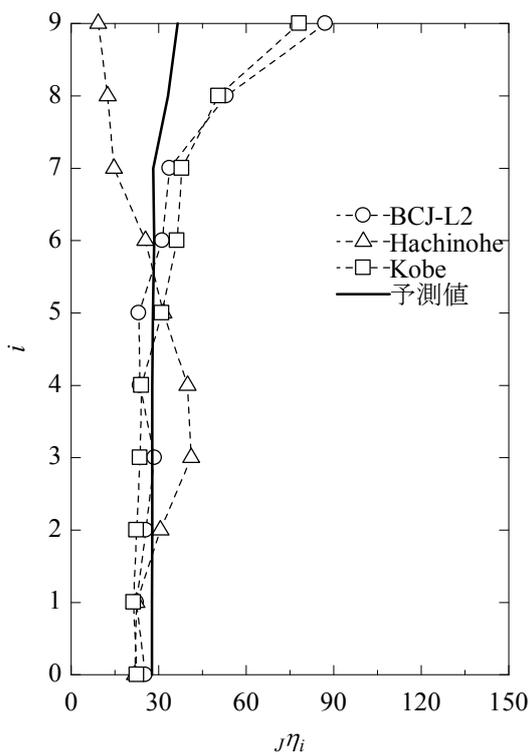
図 3.27 に、縦軸を層、横軸を半剛接合部の累積塑性変形倍率  $m_i$  とした 9 層の制振構造 ( $V_D=165, 330\text{cm/s}$ ) 及び耐震構造 ( $V_D=412.5, 495\text{cm/s}$ ) の場合の代表的な解析結果を示す。また、実線で予測値を示す。他のモデルについても同様な傾向の解析結果が得られており、全解析結果は付録 B に示す。同図より予測値は、制振構造の場合 (同図 a) ~b)) においては、概ね解析結果の中央値を与えている。耐震構造の場合 (同図 c) ~d)) では、解析結果の下限值を与える傾向にある。耐震構造の結果における予測値が下限を与える要因として、 $f_i$  分布の予測結果が解析結果の上限値を与えていたことから、(2.67)式より  $m_i$  を実際の値より過小に評価することになり、前記の結果となったと考えられる。いずれの場合も、上層階については過小評価となっている。

図 3.28~3.29 に、9 層と同様に 15 層の代表的な解析結果を示す。また、実線で予測値を示す。全解析結果は付録 B に示す。同図より予測値は、制振構造の場合 (同図 a) ~b)) においては、概ね下層から中層位置の解析結果の上限値を与えている。これは、制振構造の場合の損傷分布  $1/s\gamma_i$  の予測結果において、下層階の予測が上限値を与えていることに対応して、 $m_i$  の予測結果も同様の傾向になったと考えられる。耐震構造の場合 (同図 c) ~d)) は、解析結果の中央値又は下限値を与える傾向にある。但し、「0.7CB」モデルの結果である図 3.29 の c) ~d)) では、下層階に予測値が過小評価となっている。これは、下層階で大きな損傷集中を起こす解析結果に対し、耐震構造における損傷分布  $1/e\gamma_i$  の予測精度が低い結果が、 $m_i$  の予測値にも反映したものと考えられる。なお、上層階の予測値は、制振構造と同様に過小評価となっている。

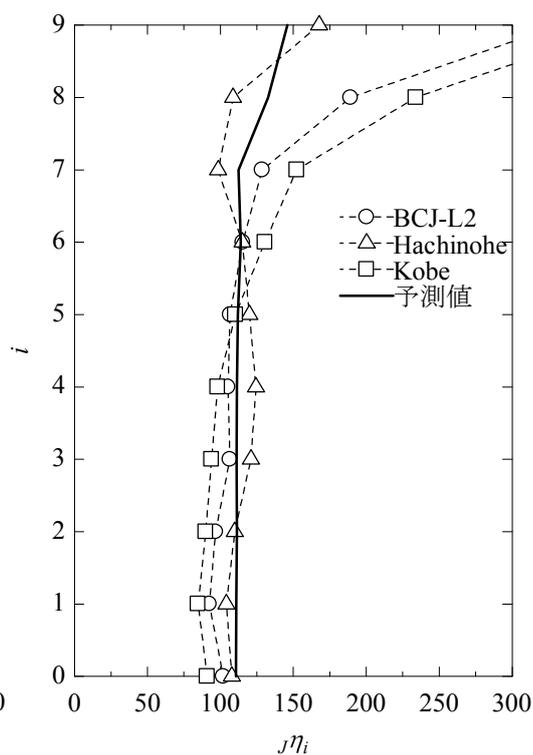
図 3.30 及び 3.31 に半剛接合部の累積塑性変形倍率  $m_i$  の  $V_D$  毎の縦軸に層、横軸に予測値と解析結果の比、及び平均値、変動係数を示す。9 層の結果である図 3.30 より、制振構造の場合である a)、b) では、下層階でやや過大評価となり、耐震構造の場合である c)、d) では、予測値は過小評価となるが、概ね予測値の  $\pm 20\%$  程度の範囲の結果となる。但し、上層階については過小評価となる。15 層の結果である図 3.31 より、制振構造の場合である a)、b) では、下層階で過大評価となるが、概ね上限値を捉えており、安全側の評価となる。耐震構造の場合である c)、d) では、予測値はやや過小評価となるが、概ね予測値の  $\pm 20\%$  程度の範囲の結果となる。なお、9 層と同様に上層階については過小評価となる。

以上より、累積塑性変形倍率  $m_i$  の予測結果は、概ね解析結果の傾向を捉えることが出来ていることを確認した。しかし、上層階や耐震構造の場合の予測において、危険側の予測結果を与える可能性がある。耐震構造の場合の予測に対する対応策として、 $f_i=0$  と置けば

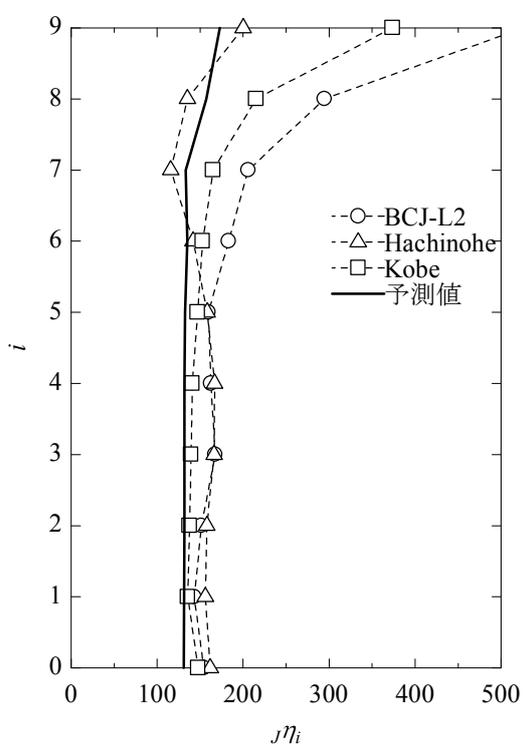
基本的に安全側の評価が得られるものと考えられる。但し、この設定により過剰な塑性変形能力を要求する結果となる可能性があることに留意する必要がある。これら予測精度に関しては改善の余地があるものの、概略検討における適用を考えれば、十分に耐えうる精度を確保できているものと考えられる。



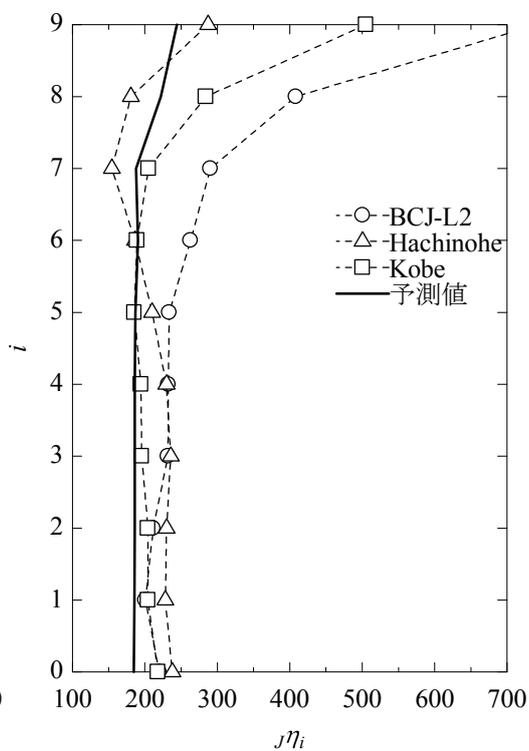
a)  $V_D \times 1.0$



b)  $V_D \times 2.0$

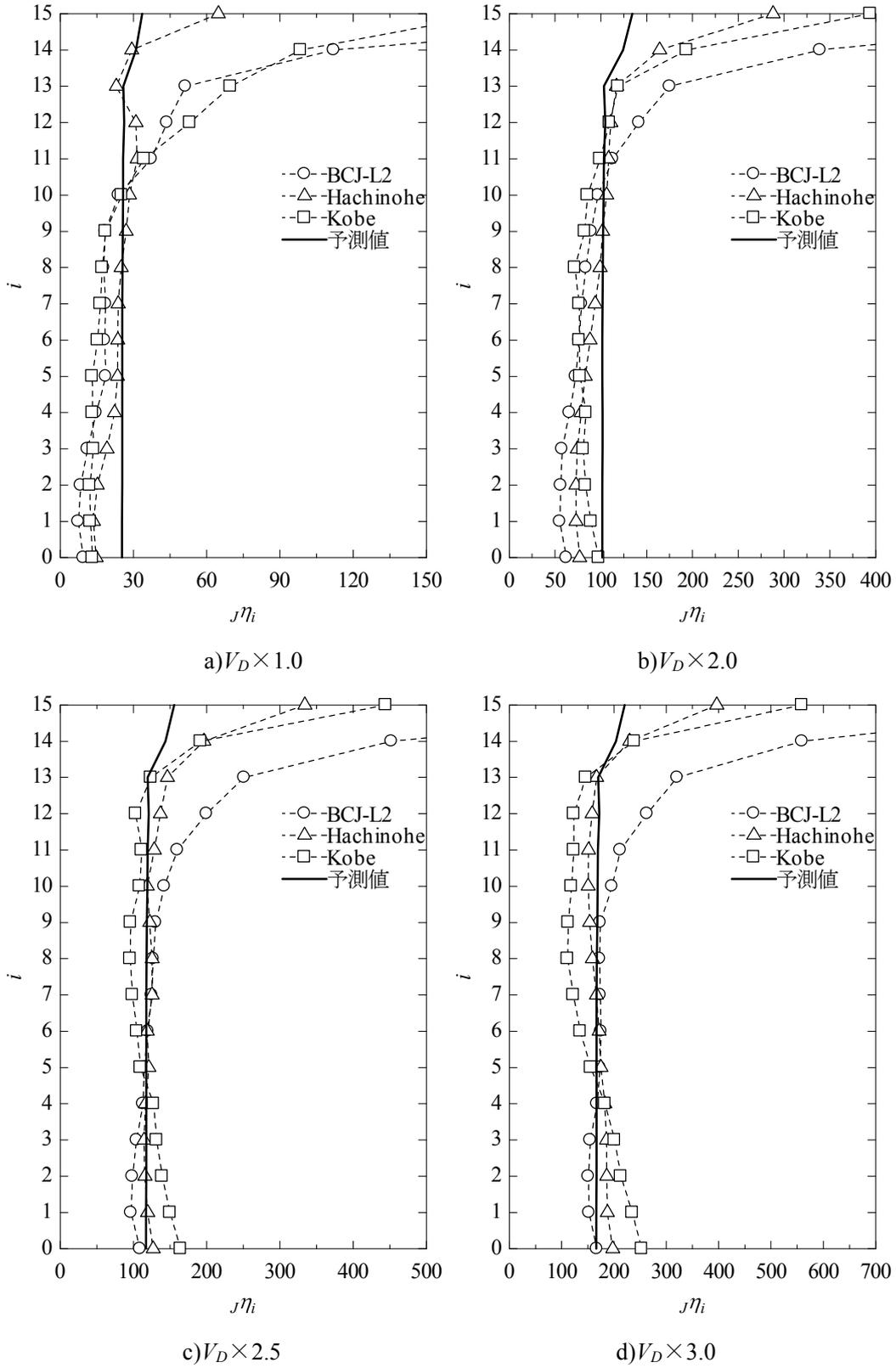


c)  $V_D \times 2.5$

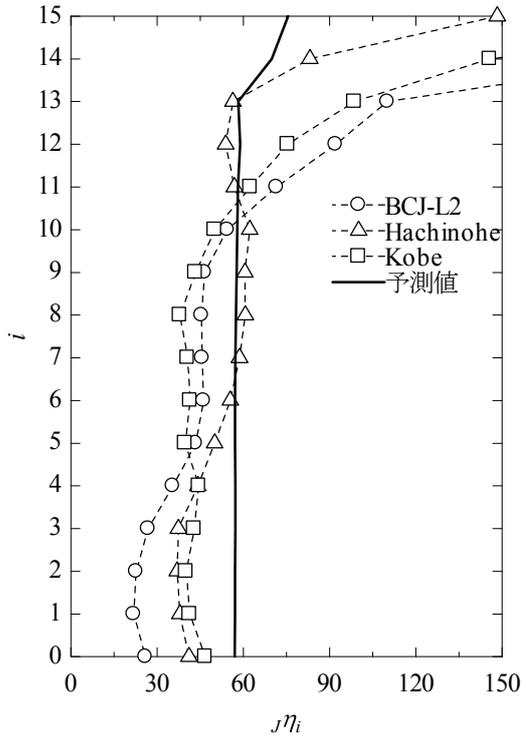


d)  $V_D \times 3.0$

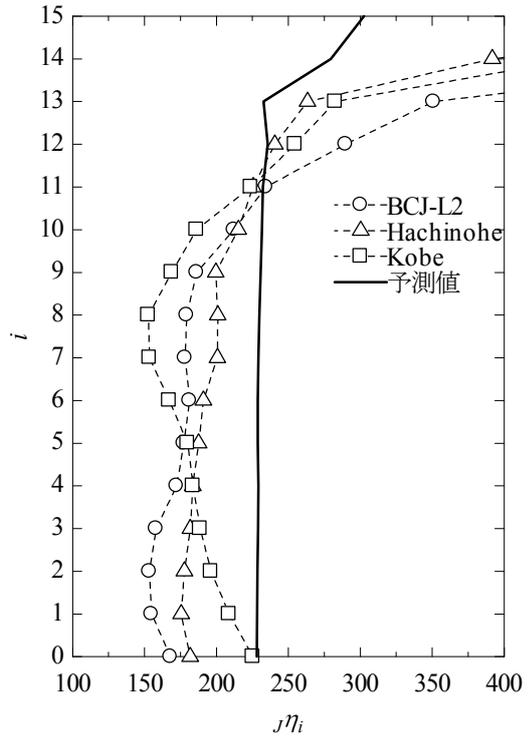
【図 3.27 9層「基準」モデルの解析結果の  $m_i$  と予測値】



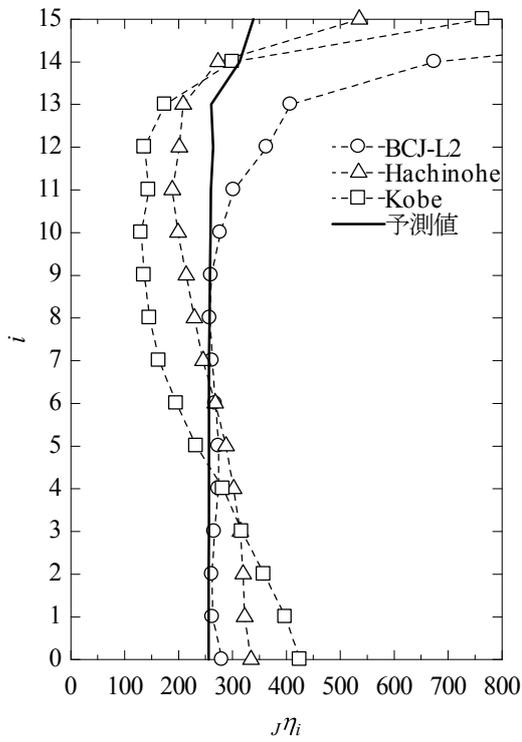
【図 3.28 15層「基準」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】



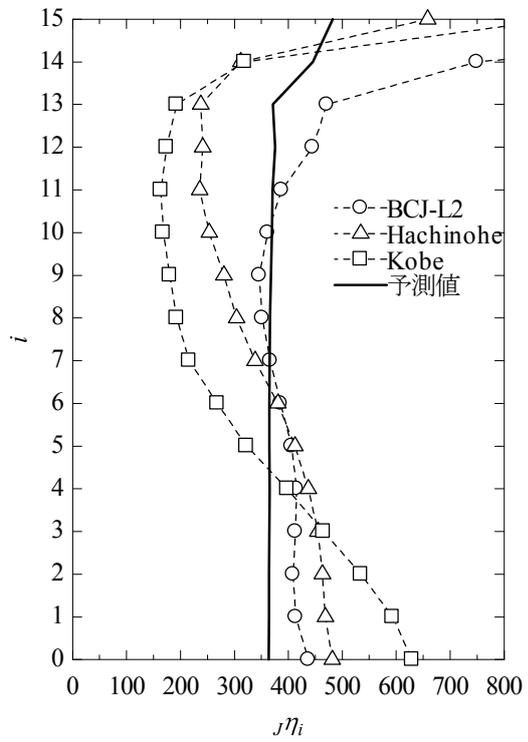
a)  $V_D \times 1.0$



b)  $V_D \times 2.0$

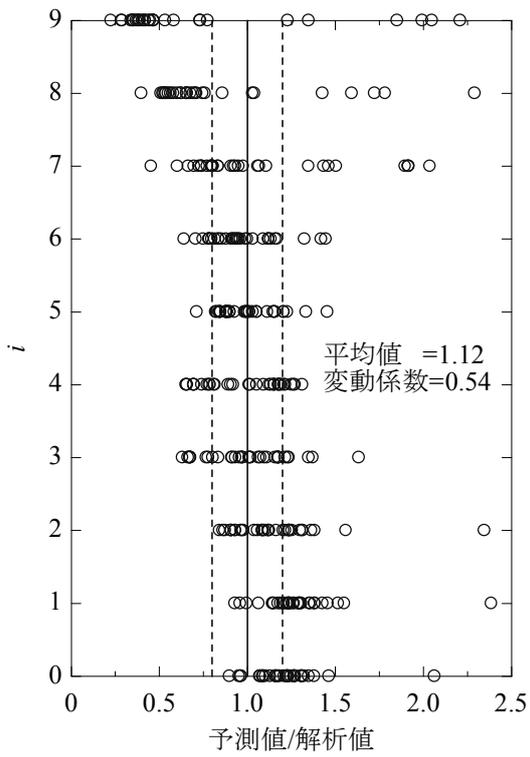


c)  $V_D \times 2.5$

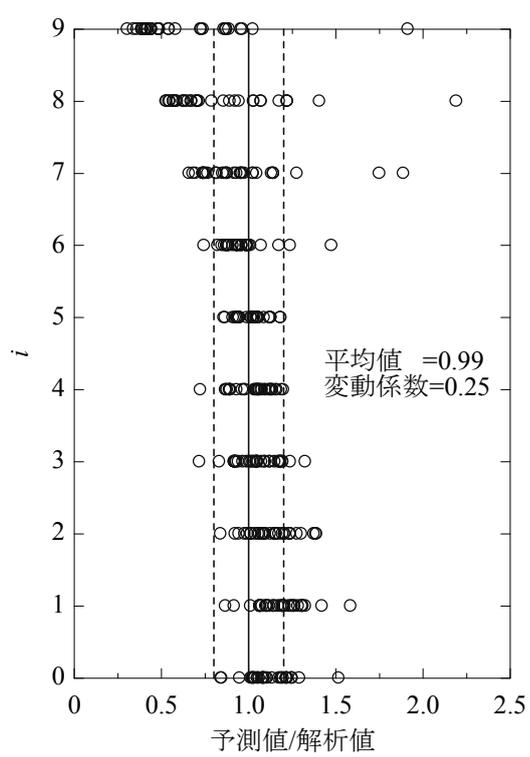


d)  $V_D \times 3.0$

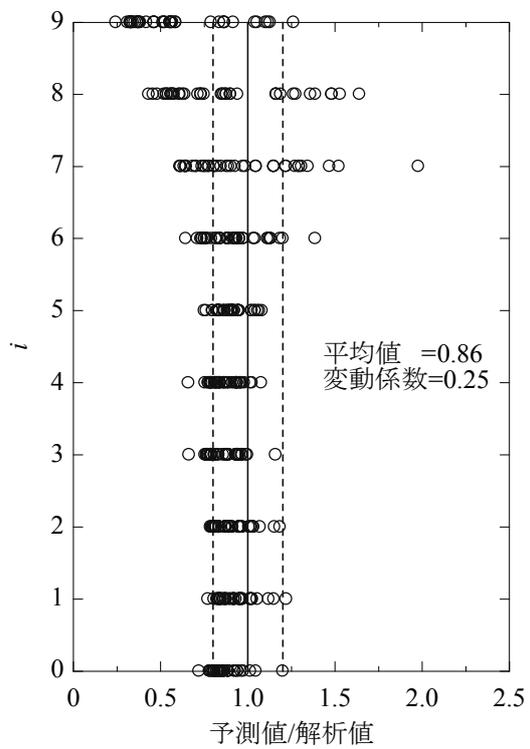
【図 3.29 15 層「0.7CB」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】



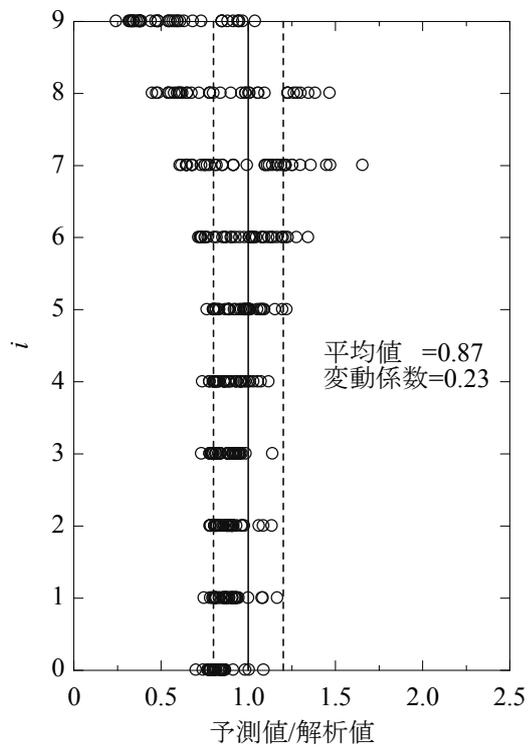
a)  $V_D \times 1.0$



b)  $V_D \times 2.0$

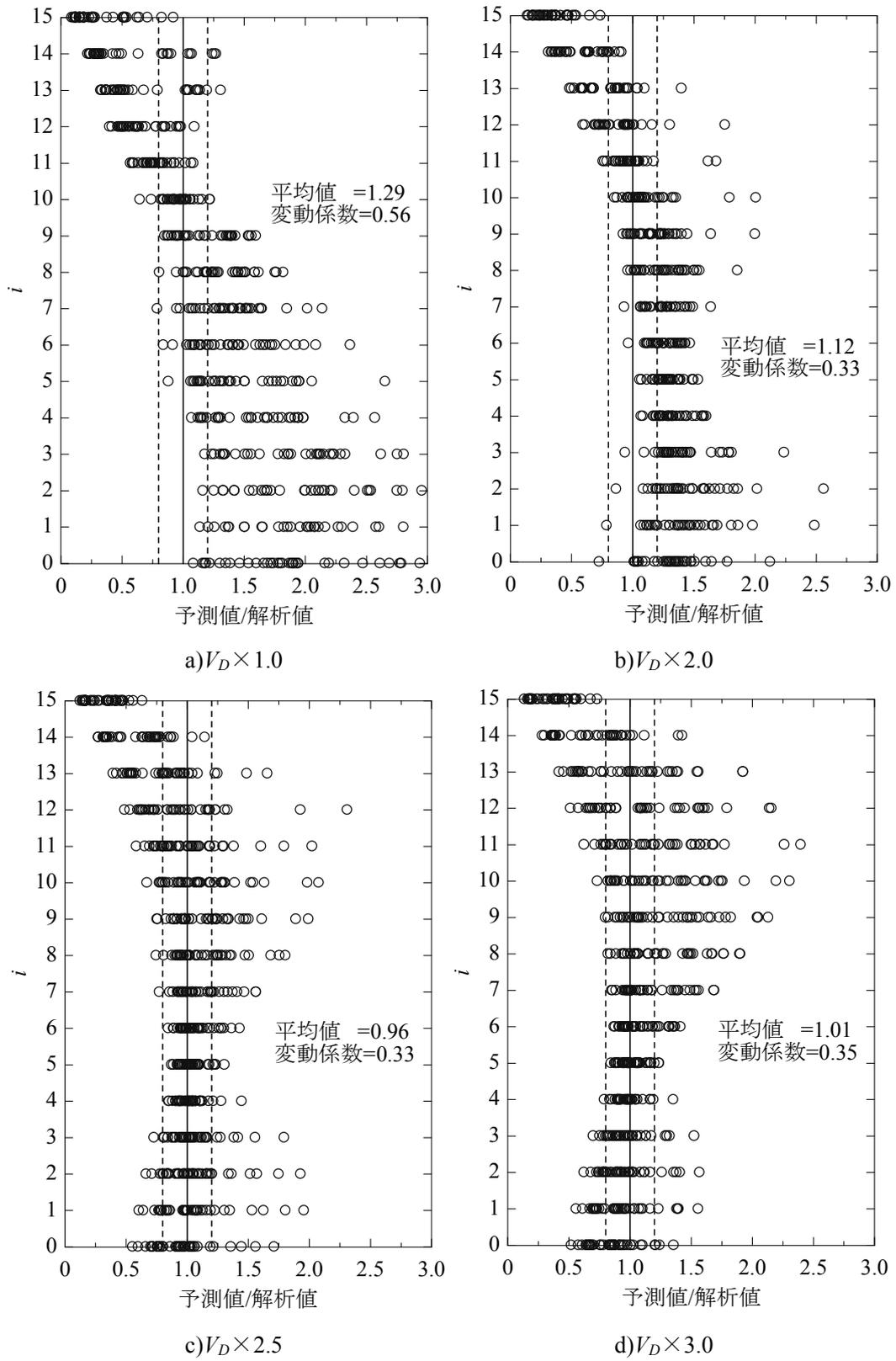


c)  $V_D \times 2.5$



d)  $V_D \times 3.0$

【図 3.30 9層モデルの予測値と解析結果  $\eta_i$  の比及び平均値、変動係数】



【図 3.31 15 層モデルの予測値と解析結果  $m_i$  の比及び平均値、変動係数】

### 3. 2. 6 制振構造の場合における応答予測結果

本節では、2. 4. 5節で定式化した応答予測式と応答解析結果の比較を行う。

図 3.32 及び 3.33 に、9 層及び 15 層の各地震動の応答解析結果から得られた第 1 層の最大応答層せん断力係数  $\alpha_1$  と、剛要素の降伏せん断力係数  ${}_s\alpha_{Y1}$  を  ${}_{ef}\alpha$  で基準化した相関関係を示す。また、同図に(2.84)式より得られる予測値を示す。

ここで、同図中に柔要素が存在しない場合の応答値を表す  ${}_s\alpha_1/{}_{ef}\alpha$ 、及び柔要素のせん断力負担を表す  ${}_f\alpha_1/{}_{ef}\alpha$  も併せて示す。また、予測値の算出に際し用いた第 1 層の等価繰り返し回数  ${}_sn_1$  は、地震波毎に全モデルの平均値及び最小、最大値とした。

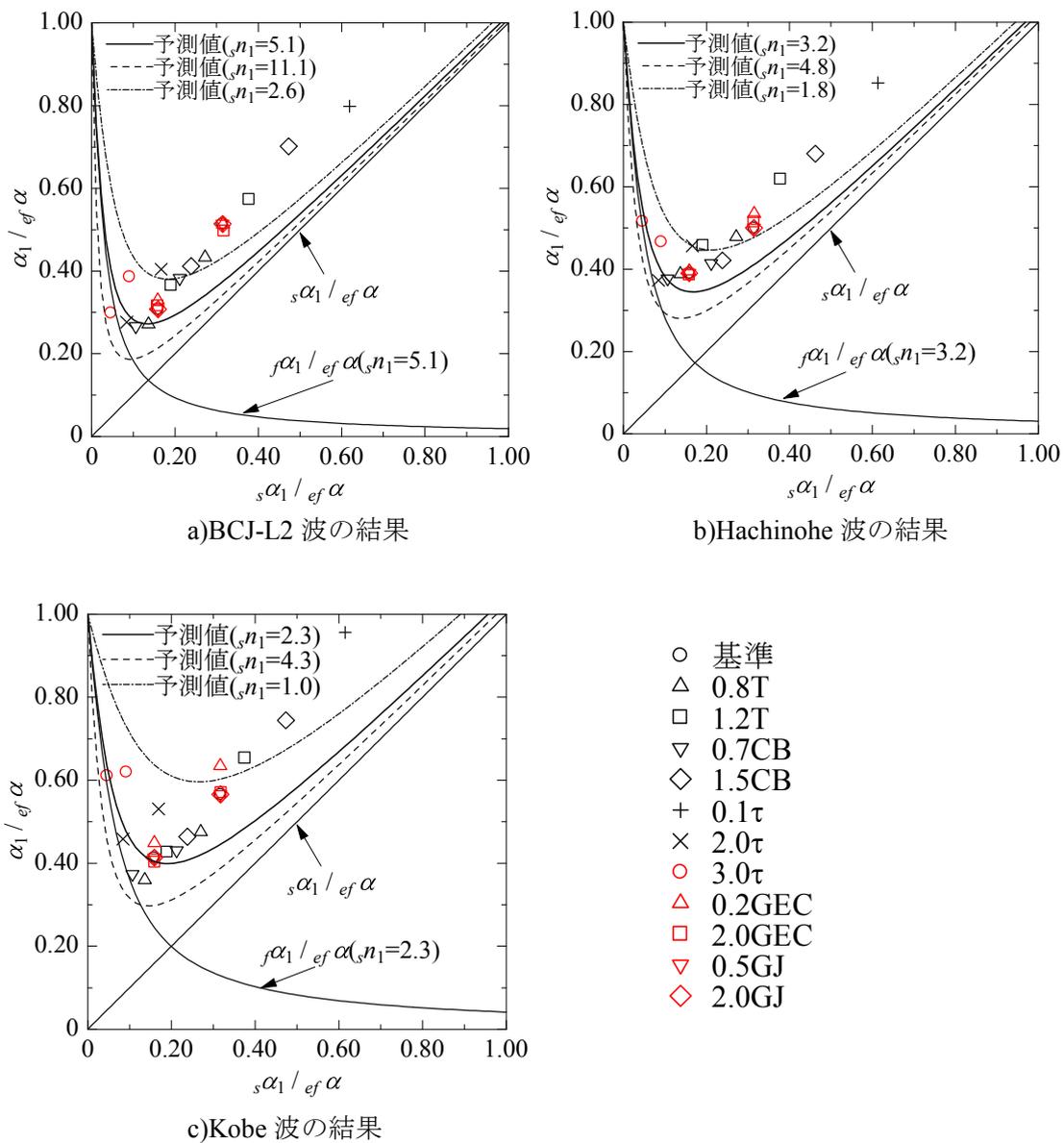
同図より、解析結果のプロットは、予測値が示す極小値を境に、 $\alpha_1/{}_{ef}\alpha$  が増加する傾向を示していることがわかる。また、地震動によらず、予測値と解析結果は、概ね対応している。なお、 $\alpha_1/{}_{ef}\alpha$  の予測値は、応答解析結果を過小評価する傾向にある。これは、剛要素の弾性振動エネルギーを無視したことにより、予測上過小に  $\alpha_1$  を評価していることによるものと考えられる。

以上の事から、本論で提案する手法により定義した仮想的な剛要素、及び柔要素を介すことで、半剛接合骨組は、履歴型ダンパー付きの制震構造と同様に評価できることが分かった。この事は、既往の研究で示されている半剛接合骨組の特長と、制振構造のそれとが類似する事の裏付けとなる。

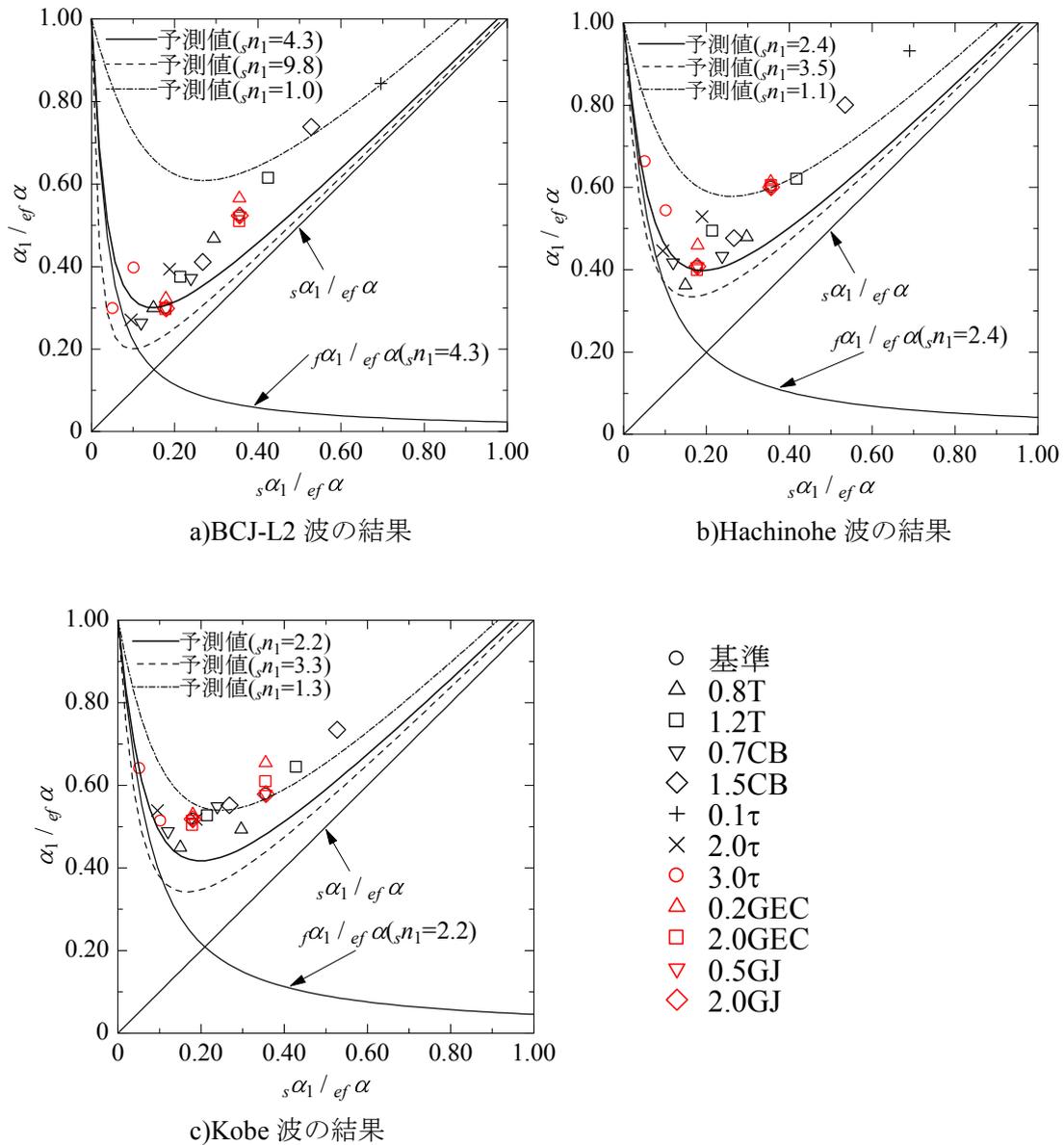
即ち、エネルギーの釣り合いの下で、半剛接合部の塑性化に伴うエネルギー吸収機構は、仮想的な剛要素に置き換えられ、履歴型ダンパーと同様に履歴エネルギー吸収による減衰効果を生む事が説明できる。また、最大応答層せん断力を最小とする剛要素の耐力が存在する事が、半剛接合部の履歴エネルギー吸収による減衰効果に、限界がある事を説明する。

制震構造におけるダンパー降伏時の応答性状は、剛性の低い主架構からなる弾性要素、即ち柔要素のみで構成される事から、骨組の長周期化による応答低減効果が生じる。半剛接合骨組においても、半剛接合部降伏時は、接合部の耐力上昇部分と柱、梁の弾性剛性による仮想的な柔要素のみで構成され、制振構造と同様に低減効果が説明される。

また、以上の結果より、制振構造（柔剛混合構造）のエネルギーの釣合に基づく応答評価手法は、骨組の耐荷機構の系が、並列結合か直列結合の系であるかによらず、予測が可能であることがわかった。これは、1. 3節で述べたように本論で提案する仮定は質点系振動モデルのように層単位で復元力特性を独立して定義することが可能であれば成立することから、本節の解析モデルの応答性状と応答評価式の仮定（柱の反曲点位置を階高中央と仮定し、分解した部分架構により層の復元力を定義したこと）が一致していることを意味する。なお、当該評価手法の適用に際しては、仮想的な剛要素及び柔要素の存在が不可欠である。よって、仮想的な柔要素、即ち半剛接合部の 2 次剛性の有無が、当該評価手法の適用条件となる。



【図 3.32 9層モデルの制振構造の場合における第1層の応答解析結果と予測値】



【図 3.33 15 層モデルの制振構造の場合における第 1 層の応答解析結果と予測値】

### 3. 2. 7 単位地震動における等価繰り返し回数 $_{es}n_i$ の評価

本節では、最大応答層間変位を求めるための単位地震動における剛要素の等価繰り返し回数  $_{es}n_i$  を、応答解析結果から評価する。

$_{es}n_i$  は、(2.91)式の関係より、応答解析結果より求まる  $_{s}n_i$  を反復回数  $f$  で除して求める。表 3.2 に各地震動の実効地震継続時間  $_{e}t$  及び反復回数  $f$  を示す。なお、Hachinohe 波及び Kobe 波の  $_{e}t$  は、文献 3-11 を参照した。

【表 3.2 各モデル、地震動の反復回数  $f$ 】

地震動名	実効地震継続時間 $_{e}t$ (s)	反復回数 $f$
BCJ-L2	65.3	1.26
Hachinohe	50.4	1.01
Kobe	9.54	1.00

図 3.34～3.36 に 9 層の制振構造の場合の地震動及び  $V_D$  毎の  $_{es}n_i-r_q$  関係を示す。また、参考として、既往の文献で提案されている等価繰り返し回数  $n-r_q$  関係の下限值<sup>3-7)</sup>、及び設計値<sup>3-9)</sup>も併せて示す。ここで、 $r_q$  は解析結果から(2.87)式により求めている。

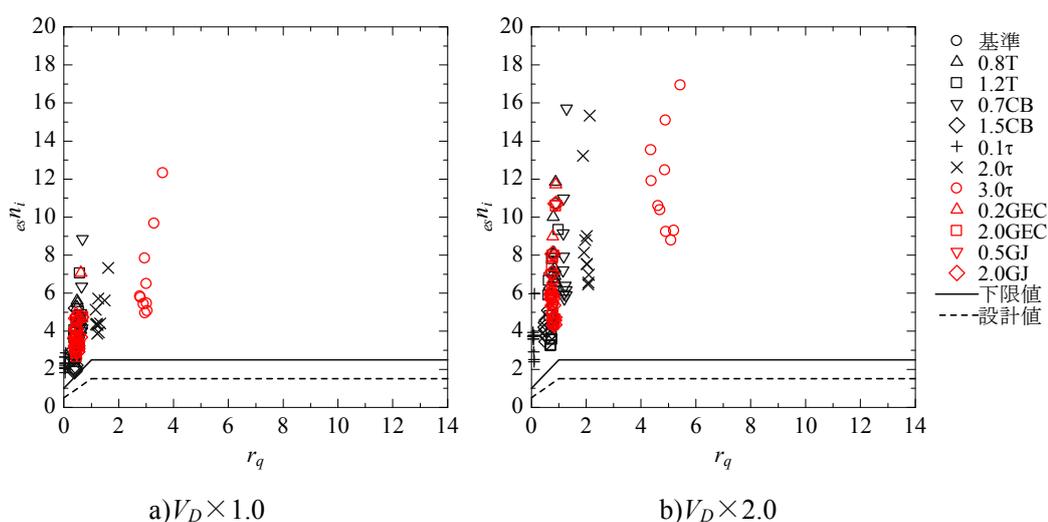
同図より、他のモデルに対し相対的に 2 次剛性が大きい「2.0 $\tau$ 」、「3.0 $\tau$ 」の結果が、いずれの地震動の結果においても、 $r_q$  が大きい傾向にある。これは、柔要素の剛性が大きくなることで、蓄えられる弾性振動エネルギー量が増加することが影響したと考えられる。この反対に、相対的に 2 次剛性が小さい「0.1 $\tau$ 」モデルは、 $r_q$  が 0 に近い値となっている。なお、 $V_D$  の上昇により、いずれのモデルも  $r_q$  及び  $_{es}n_i$  が増加する傾向にある。これは、地震力の増加による柔要素が受ける弾性振動エネルギー量の増加、及び吸収エネルギー量の増加に伴うものと考えられる。なお、 $_{e}t$  が最も長い BCJ-L2 波の結果は、 $_{es}n_i$  の値も最も大きい結果となっている。 $_{es}n_i$  の値は 1～18 程度とバラつきは大きいものの、概ね提案されている下限値以上であり、設計値の傾向と対応している。なお、15 層の結果も 9 層と同様であることから、解析結果は付録 C に示すこととする。

$_{es}n_i$  の設定において、下限値を採用することは、応答層間変位を過剰に安全側の評価を与えることとなる。よって、制振構造における  $_{es}n_i$  は、 $V_D \times 1.0$  の場合で概ね中央値、 $V_D \times 2.0$  の場合で概ね下限値の値となる 2.5 を採用する。

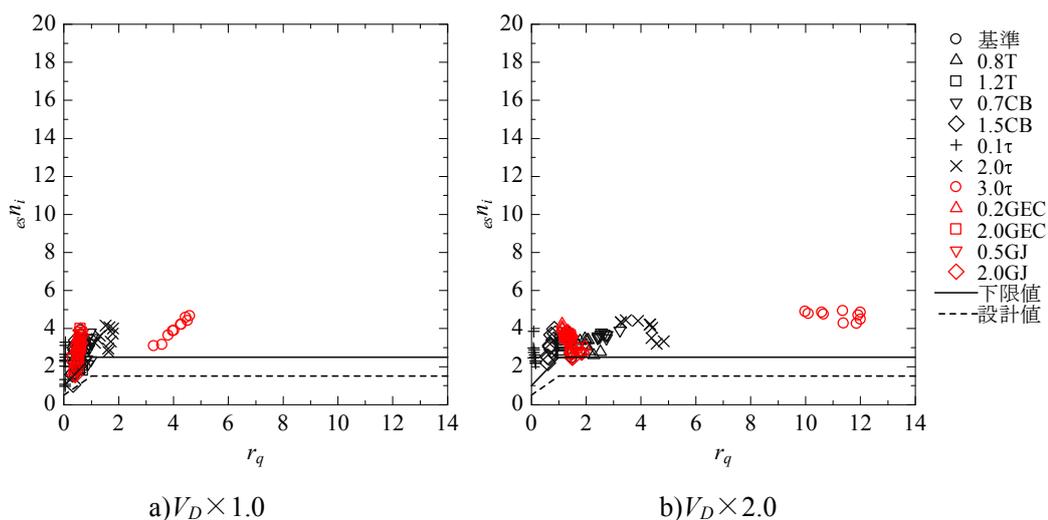
図 3.37 に 9 層の耐震構造の場合の  $V_D \times 2.5$  における各地震動の  $_{es}n_i-r_q$  関係を示す。また、参考として、制振構造の場合と同様に、耐震構造における既往の文献で提案されている  $n-r_q$  関係の下限值<sup>3-7)</sup>、及び設計値<sup>3-9)</sup>も併せて示す。同図より、制振構造の場合と同様に 2 次剛性が大きいモデルでは、 $r_q$  も大きい傾向にある。耐震構造における  $_{es}n_i$  の値は 1.5～15 程度とバラつきは大きいものの、提案されている下限値及び設計値以上の値となっている。下限値以上となった要因について考える。既往の文献と本論の異なる点として、前者は評価

において質点系振動モデルを用い、後者では部材レベルモデルを用いている。このことから、本論においては、評価上、柔・剛要素共に塑性化し弾性要素は失われるが、実状は柱が弾性体で全層に渡っており、変形の増加を抑制し、繰り返し回数を増加させたものと考えられる。なお、9層の  $V_D \times 3.0$  及び 15層の結果は、当該結果と同様の傾向にあることから、解析結果は付録 C に示すこととする。

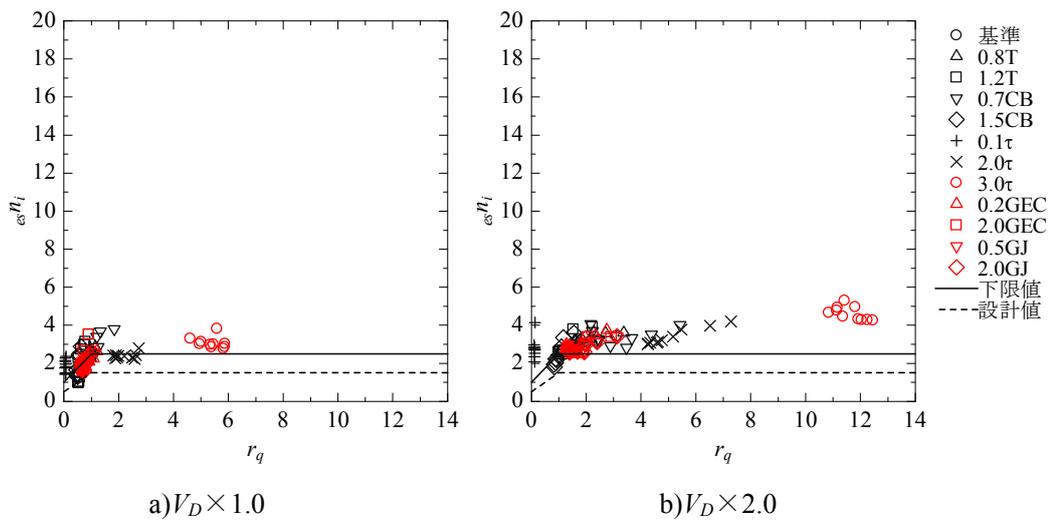
以上の結果より、既往の提案値を採用することは過剰に安全側の評価となること、及び本論では部材レベルモデルを用いた評価に限定していることから、解析結果の概ねの下限值である 2.0 を耐震構造の場合の  $esn_i$  とする。



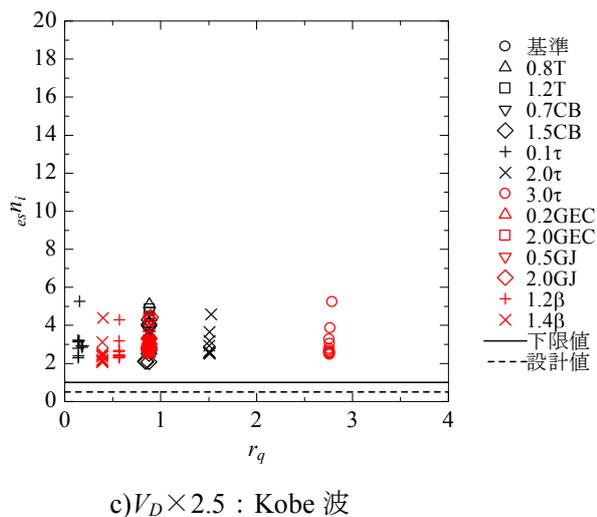
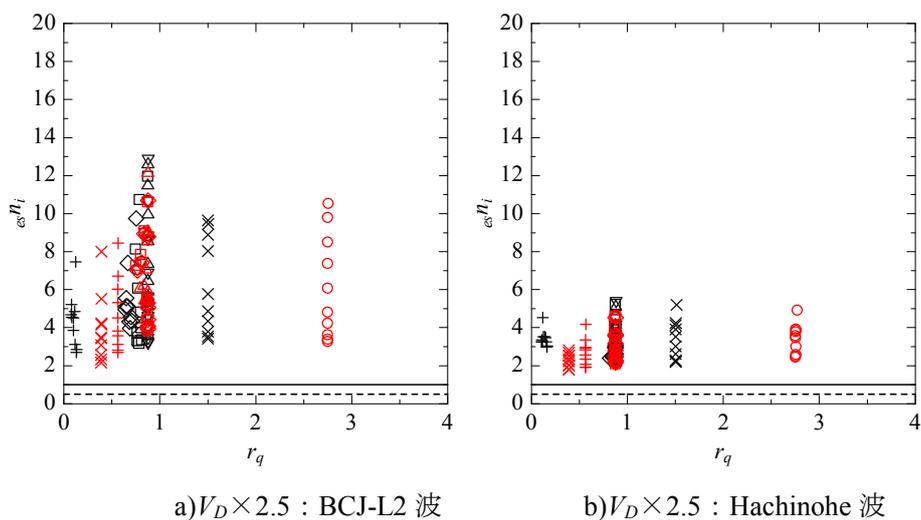
【図 3.34 制振構造の場合の 9 層モデルの BCJ-L2 波解析結果  $esn_i - r_q$  関係】



【図 3.35 制振構造の場合の 9 層モデルの Hachinohe 波解析結果  $esn_i - r_q$  関係】



【図 3.36 制振構造の場合の 9 層モデルの Kobe 波解析結果  $esn_i - r_q$  関係】



【図 3.37 耐震構造の場合の 9 層モデル解析結果  $esn_i - r_q$  関係】

### 3. 2. 8 最大平均応答層間変位の評価結果

本節では、応答解析結果より得られる最大平均応答層間変位と予測値の比較を行う。

制振構造及び耐震構造の場合の最大平均応答層間変位の予測は、(2.90)式と(2.92)式、及び(2.98)式及び(2.99)式を用いて行う。その際に用いる単位地震動における剛要素の等価繰り返し回数  $esn_i$  は、前節よりそれぞれ 2.5、2.0 とし、全層同一の値を与える。

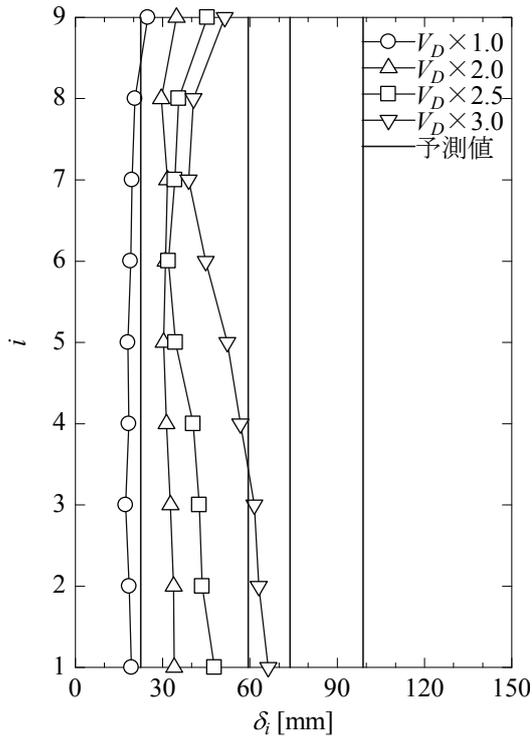
図 3.38 及び 3.39 に代表的な応答解析結果と予測値の比較として、9 層及び 15 層の「基準」モデルにおける  $V_D \times 1.0 \sim 3.0$  の BCJ-L2 波、Kobe 波の結果を示す。また、同図に、変位が小さい方から順に  $V_D \times 1.0 \sim 3.0$  の予測値を実線で示している。なお、予測値は、骨組の耐力分布が最適節点降伏モーメント係数分布に従うことから、全層一定の層間変位を与えている。

同図より、 $V_D \times 1.0$  の応答解析結果と予測値は概ね対応している。 $V_D \times 2.0 \sim 3.0$  における予測値は、応答解析の上限か過大評価を与える傾向にある。但し、耐震構造の場合である  $V_D \times 2.5 \sim 3.0$  の結果において、下層階の予測値が過小評価となる部分が確認できる。なお、この他にも概ね同傾向の結果となっており、全解析結果は付録 D に示すこととする。

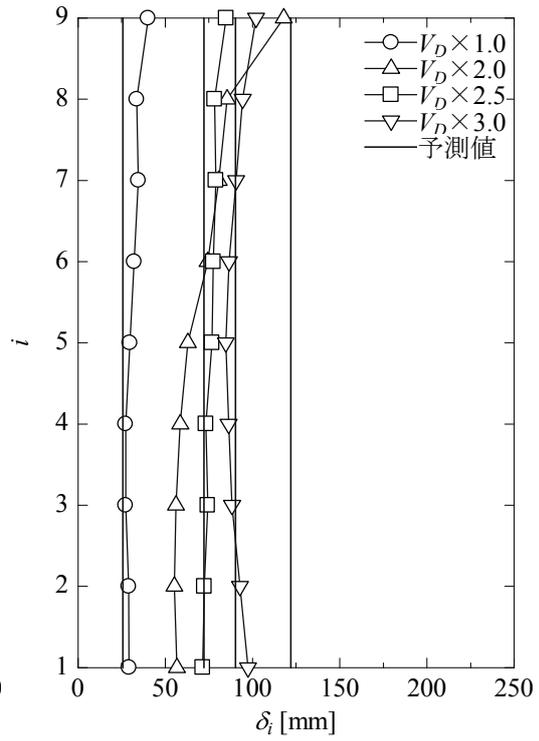
図 3.40～3.41 に 9 層及び 15 層の  $V_D$  毎にまとめた予測値と全応答解析結果の比を示す。また、同図に比率の平均値及び標準偏差、変動係数を併せて示す。

同図より、 $V_D \times 1.0$  の平均値は、9 層及び 15 層のそれぞれで 1.11、1.00 であり、標準偏差も 0.25 程度であることから、予測結果は概ね  $\pm 30\%$  の範囲に収まる。なお、同図中に破線で  $\pm 30\%$  の境界を示す。当該変位を予測するための  $esn_i$  は、前節より解析結果の中央値を目標として設定したことから、想定した予測結果が得られている。

また、 $V_D \times 2.0 \sim 3.0$  の結果の平均値は、1.34～1.50 で、標準偏差は 0.37～0.50 であることから、予測値は応答解析結果の上限値を捉える傾向にある。該変位を予測するための  $esn_i$  は、前節より解析結果の下限値、即ち応答変位を安全側に評価することを目標として設定したことから、想定した予測結果が得られている。但し、前述の通り、 $V_D \times 2.5 \sim 3.0$  の場合においては、予測値は過小評価する傾向にある。また、15 層の上層階においても、 $V_D \times 1.0$  の結果を含め、過小評価する結果となった。

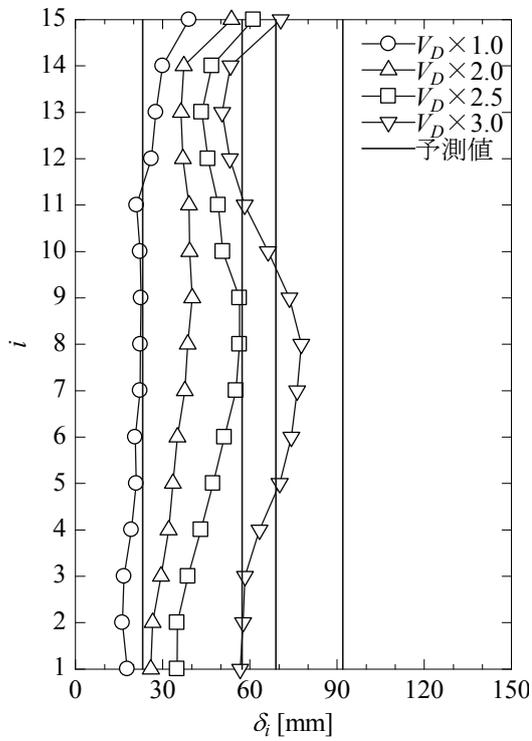


a)BCJ-L2 波の結果

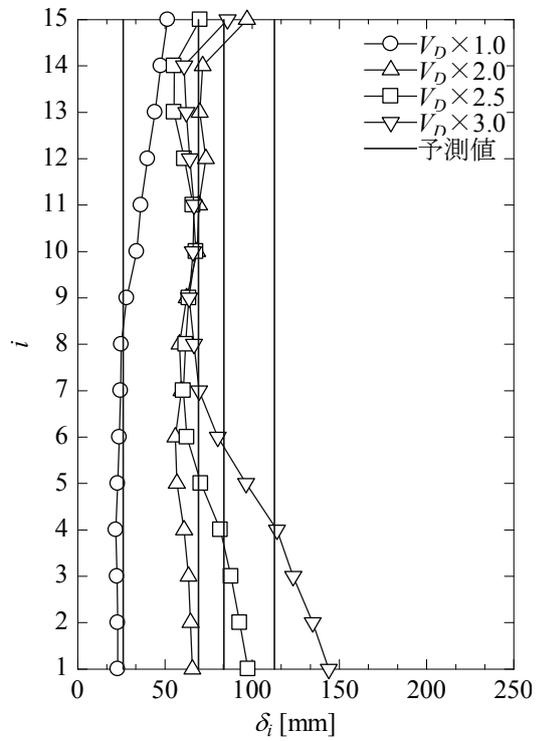


b)Kobe 波の結果

【図 3.38 9層「基準」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】

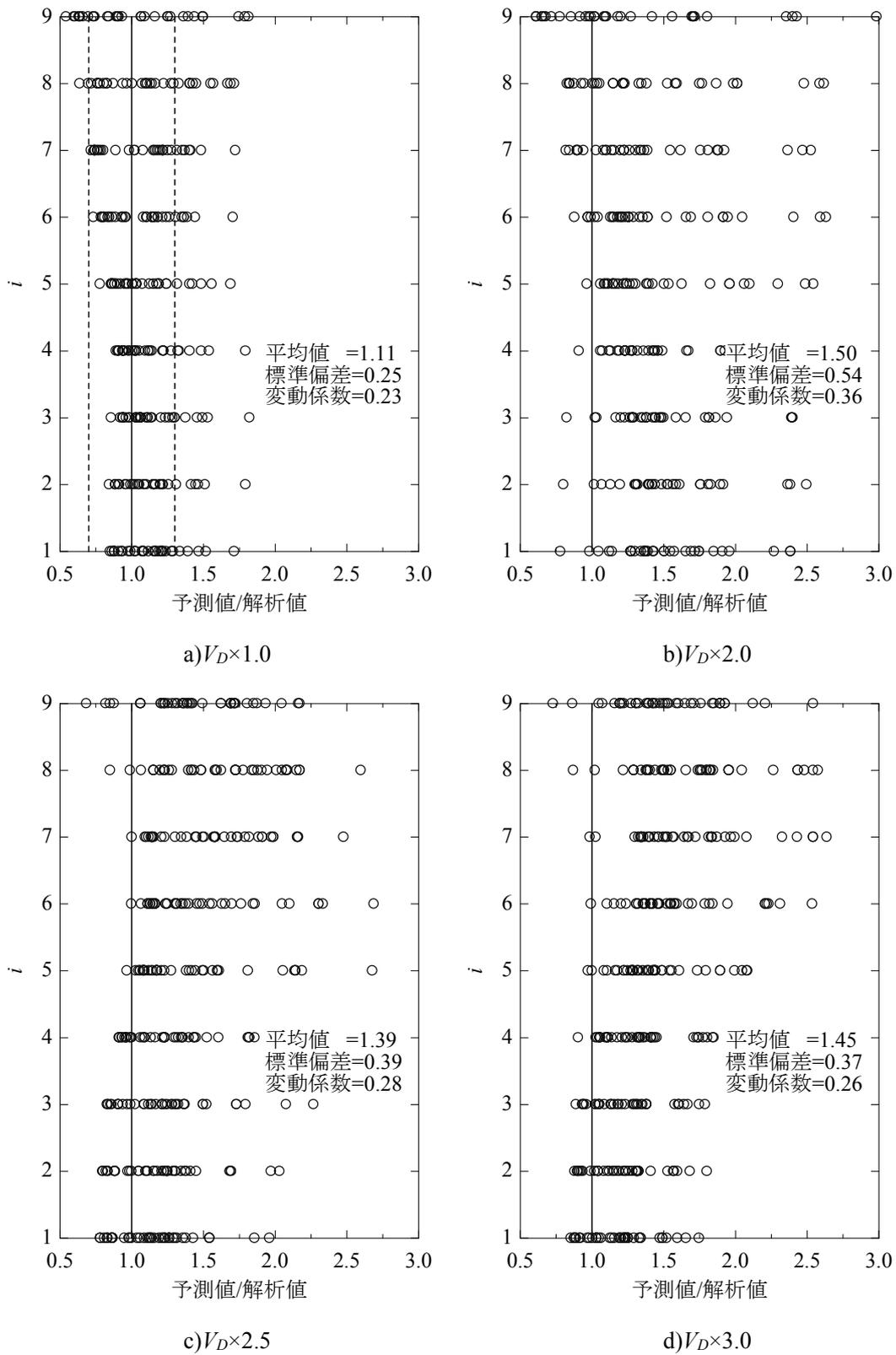


a)BCJ-L2 波の結果

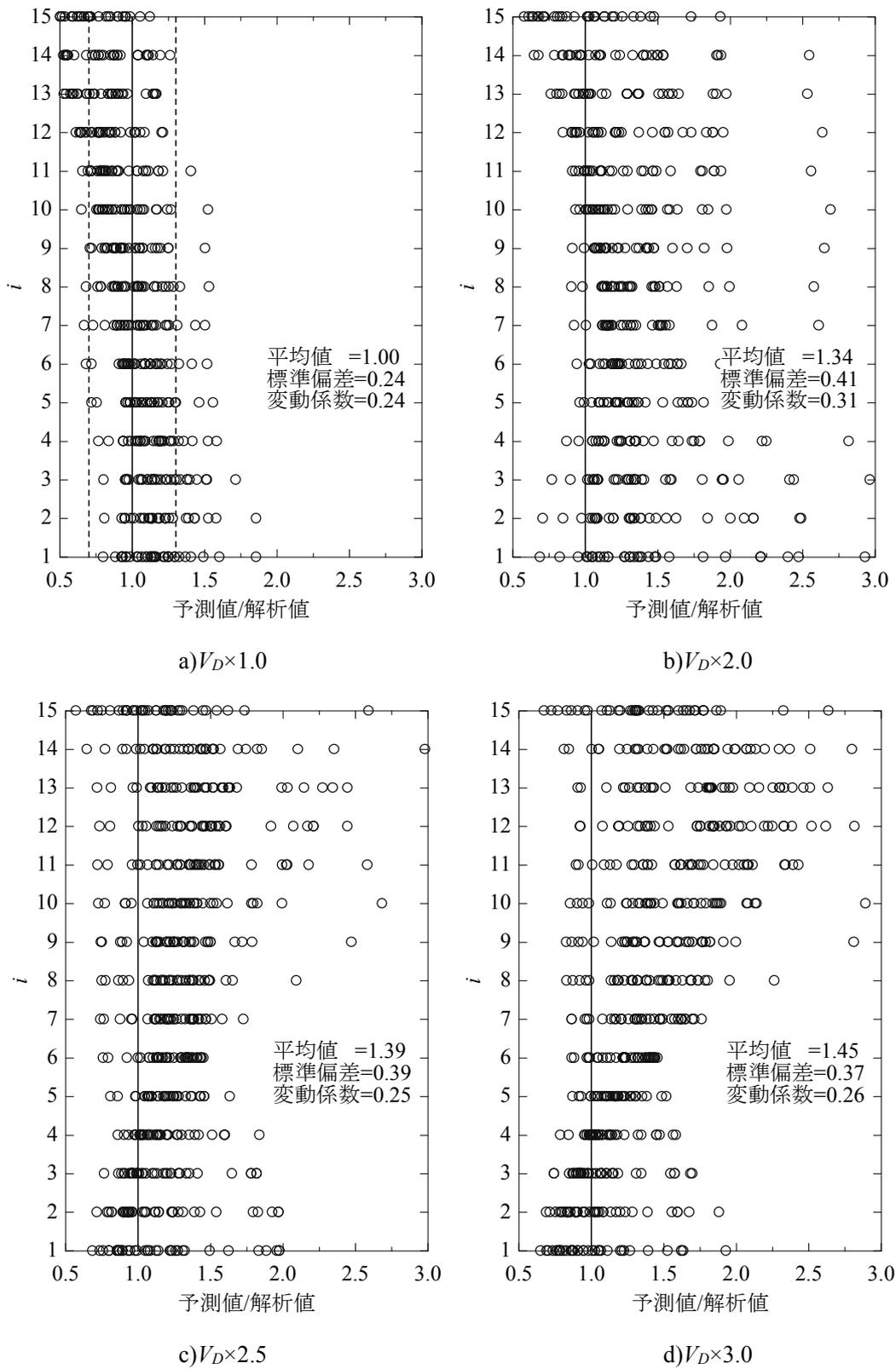


b)Kobe 波の結果

【図 3.39 15層「基準」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



【図 3.40 9層モデルの予測値と解析結果  $\delta_i$  の比及び平均値、標準偏差、変動係数】



【図 3.41 15 層モデルの予測値と解析結果  $\delta_i$  の比及び平均值、標準偏差、変動係数】

### 3. 3 半剛接合部特性を考慮した骨組の応答評価

3. 2節では、最適な強度分布を持ち損傷集中要因を有さない骨組に対し、接合部特性を含む各種変数をパラメトリックに変化させ、各モデルに対し応答予測を行った。しかし、本論で対象とする ND 形式接合部では、周辺の柱、梁の断面形状により接合部の性能が定まり、前節のような自由に各部の剛性・耐力を独立して調整することはできない。そこで本節では、現実的な範囲における周辺部材断面と ND 形式接合部の関係を考慮した半剛接合骨組を設定し、当該骨組の応答予測を第 2 章で導出した応答評価式を用いて行う。

#### 3. 3. 1 ND 形式接合部の力学的挙動の簡易評価

ND 形式接合部の力学的挙動は、文献 3-6 で提案される評価式を元に評価する。但し、柱と梁の組み合わせは無数に存在する。本節では、現実的な範囲である程度の部材形状の制限を設けることで、部材断面性能及び接合部の力学的挙動の評価を簡略化する定式化を行い、骨組のモデル化を連続的に行えるようにする。

##### a) 柱及び梁の断面形状の範囲、鋼材の降伏強度

柱及び梁の断面形状の範囲は、既往の評価式の適用範囲（形状変数<sup>3-6</sup>）内で定める。以下に範囲設定を示す。

- 1.適用範囲より、柱の幅厚比は 24（現行基準の FA ランクと同等以上）、梁フランジの幅厚比は現行基準の FA ランク、梁ウェブの幅厚比は FB ランクとする。

$$\frac{c B_i}{c t_i} = 24 \quad (3.14)$$

$$\frac{g B_i}{2 g t_{fi}} = 9 \sqrt{235 / \sigma_y} = g R_F \quad (3.15)$$

$$\frac{g D_i - 2 g t_{fi}}{g t_{wi}} = 65 \sqrt{235 / \sigma_y} \quad (3.16)$$

ここで、 $\sigma_y$  : 鋼材の降伏強度(N/mm<sup>2</sup>)

- 2.梁柱幅比  $gB/cB$  は、梁端部の溶接等の実状の鉄骨製作を考え 0.7~0.8 の範囲とする。
  - 3.梁せい幅比  $gD/gB$  は、現実的な梁の断面形状を考慮し、広幅から中幅程度の断面想定した 1.00~2.50 とする。
- また、鋼材の降伏強度の設定条件として以下を設ける。
- 4.柱と梁の鋼材の降伏強度  $\sigma_y$  は同一とする。

**b) 半剛接合部の剛性及び耐力、弾塑性挙動**

3. 3. 1 a) の設定より、 $G_D/G_B=1.00\sim 2.50$  の範囲における  $J M_P/G M_P$  の推移を既往の評価式より算出した結果を図 3.42 に示す。ここで、 $G M_P$  は梁の全塑性モーメントである。

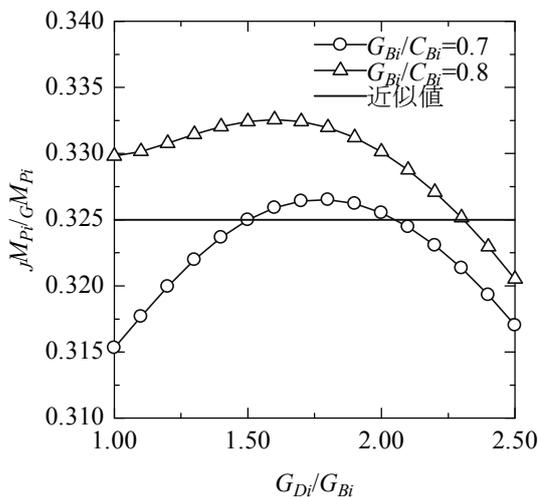
図 3.42 より、 $J M_P/G M_P$  は  $G_B/cB$  及び  $G_D/G_B$  の値において変動するものの、その差は小さく、近似的に次式が成り立つ。

$$J M_{Pi} \cong 0.325 G M_{Pi} \tag{3.17}$$

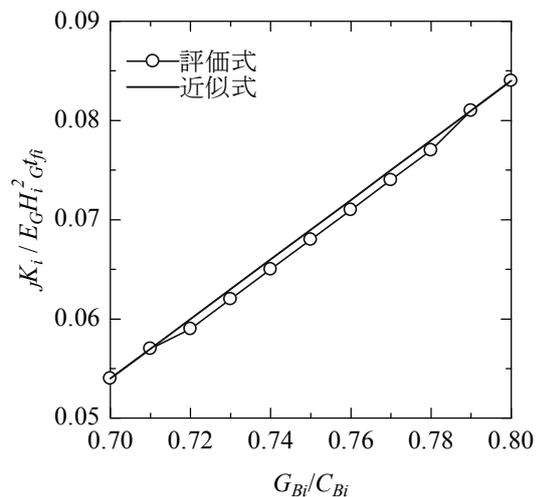
半剛接合部の回転剛性の評価式において、回転剛性  $J K$  を  $E$  及び  $G H^2$ 、 $G t_f$  で除した無次元量と  $G_B/cB$  の関係を図 3.43 に示す。ここで、 $E$  は鋼材のヤング係数、 $G H$  は梁せい、 $G t_f$  は梁フランジ厚、 $J M_P/G M_P$  は(3.17)式の関係を用いる。また、評価式の変数である  $G_B/cb$  と  $G_B/cB$  の関係は、柱の幅厚比  $cB/c_t=24$  の設定を用いて関連付ける。

図 3.43 より、当該範囲内においては、(3.17)式の関係を用いた回転剛性  $J K$  の無次元量と  $G_B/cB$  の関係は概ね線形関係にあることから、半剛接合部の回転剛性  $J K$  を次式で近似する。

$$J K_i \cong \left( 0.3 \frac{G B_i}{c B_i} - 0.156 \right) \cdot E \cdot G D_i^2 \cdot G t_{fi} \tag{3.18}$$



【図 3.42  $J M_P/G M_P - G_D/G_B$  関係】



【図 3.43  $J K$  の無次元量 -  $G_B/cB$  関係】

半剛接合部の 2 次剛性比  $\tau_i$  及び降伏耐力比  $\beta_i$  は、本論で対象とする半剛接合部がノンダイアフラム形式柱梁接合部であることから、既往<sup>3-6)</sup>の文献を参照しそれぞれ 1/10、2/3 とす

る。以上の条件を次式にまとめる。なお、復元力特性は 3. 1 節と同様にトリリニア型とする。

$${}_J\tau_i = \frac{1}{10} \quad (3.19)$$

$${}_J\beta_i = \beta_i = \frac{2}{3} \quad (3.20)$$

### c) 柱及び梁の断面性能及び剛性

3. 3. 1 a) の柱及び梁の幅厚比の設定より、柱及び梁のそれぞれ断面 2 次モーメント  ${}_cI$ 、 ${}_gI$  及び塑性断面係数  ${}_cZ_{Pi}$ 、 ${}_gZ_{Pi}$  を求める。なお、評価に一般性を持たせるため、鋼鉄の一般的に製造される板厚などは考慮せず、断面形状の特定はしないこととする。

柱の  ${}_cI$ 、 ${}_cZ_{Pi}$  は、幅厚比  ${}_cB_i/{}_c t_i=24$  の関係より次式で得られる。

$${}_cI_i = 0.024 {}_cB_i^4 \quad (3.21)$$

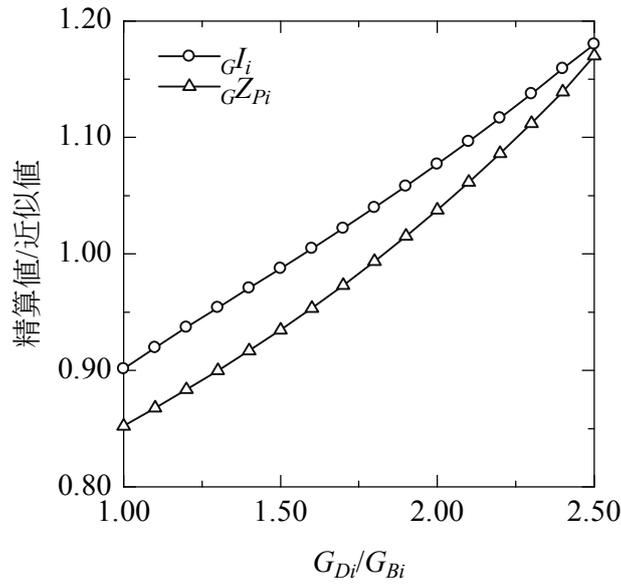
$${}_cZ_{Pi} = 0.057 {}_cB_i^3 \quad (3.22)$$

梁の  ${}_gI_i$ 、 ${}_gZ_{Pi}$  は、梁ウェブを無視し、薄肉断面であると仮定し、次式で近似する。なお、 ${}_gZ_P$  については、補正係数として 1.15 を乗じている。

$${}_gI_i \cong {}_gB_i \cdot {}_g t_{fi} \cdot {}_g D_i^2 / 2 \quad (3.23)$$

$${}_gZ_P \cong 1.15 {}_gB_i \cdot {}_g t_{fi} \cdot {}_g D_i \quad (3.24)$$

図 3.44 に(3.23)、(3.24)式の  ${}_gD/{}_gB=1.00\sim 2.50$  の範囲における近似精度を示す。図 3.43 より、 ${}_gI$ 、 ${}_gZ_P$  共に精算値に対し-15%~+15%程度の誤差を持っていることがわかる。なお、 ${}_gI_i$ 、 ${}_gZ_{Pi}$  の近似精度の傾向は概ね同傾向にある。



【図 3.44  $G_{I_i}$ 、 $G_{Z_{Pi}}$  の近似精度】

$i$  階の柱及び梁の曲げ剛性  $cK_i$ 、 $gK_i$  は、(2.7)、(2.8)に(3.22)、(3.24)を代入することで、次式で与えられる。

$$cK_i = \frac{6E_c I_i}{h} = \frac{0.144 E_c B_i^4}{h} \quad (3.25)$$

$$gK_i = \frac{6E_g I_i}{L} = \frac{3E_g B_i \cdot G_{fi} \cdot G_{Di}^2}{L} \quad (3.26)$$

ここで、柱断面が切り替わる部分架構を対象に  $i$  階及び  $i+1$  階の柱幅  $cB_i$ 、 $cB_{i+1}$  を次式の係数をもって関連付ける。

$$\frac{cB_{i+1}}{cB_i} = c R_{Bi} \quad (3.27)$$

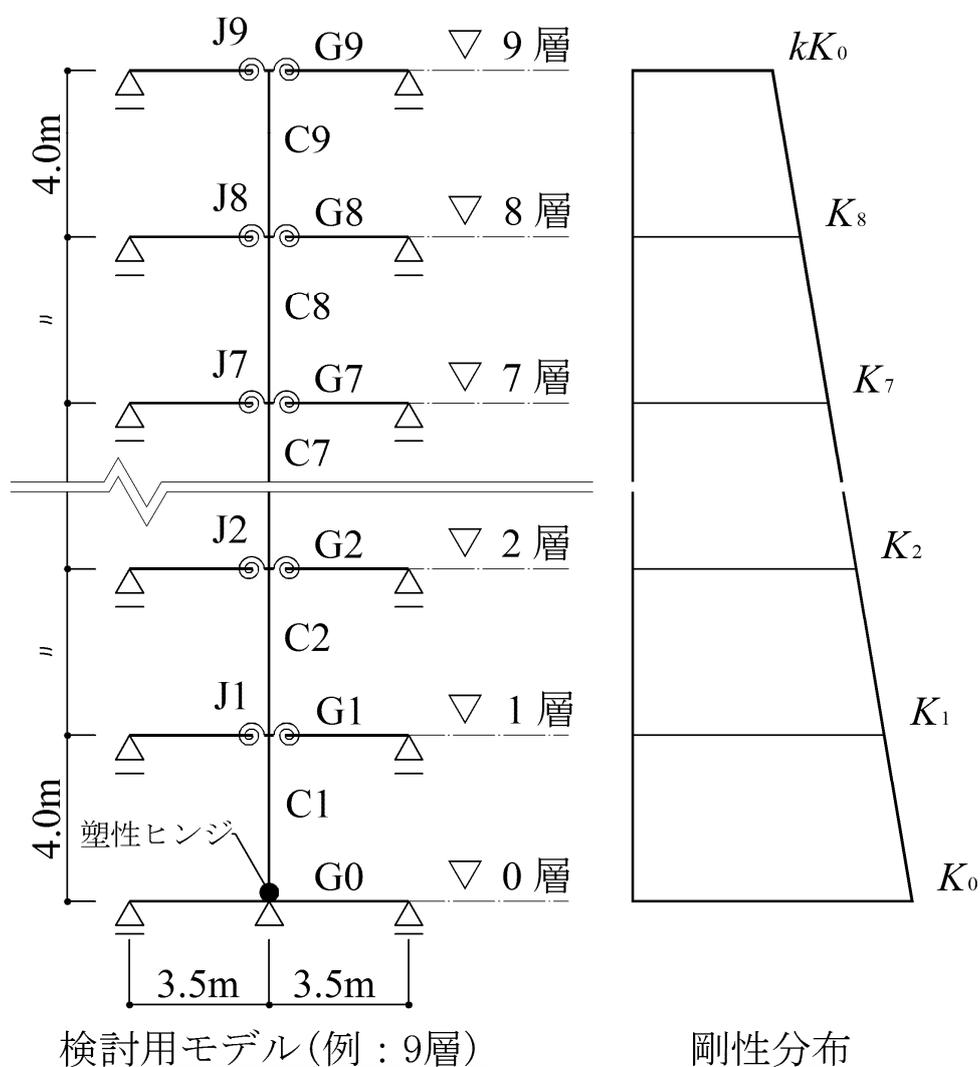
(3.27)式を用いれば、柱の曲げ剛性  $cK_i$  が、(3.25)式より柱幅  $cB$  の 4 乗に比例することを踏まえ、(2.10)及び(2.11)式で示される柱接合部剛性比  $cJ R_i$  と  $cJ R_{i+1}$  の関係は、次式の様に表される。

$$cJ R_{i+1} = c R_{Bi}^4 \cdot cJ R_i \quad (3.28)$$

### 3. 3. 2 半剛接合骨組の設定及び解析概要

本節では、一般的な設計条件で想定される骨組の一次固有周期、及び剛性分布、耐力分布を持つ半剛接合骨組を設定する。

骨組形状及び剛性分布を、図 3.45 に示す。骨組形状は、第 3 章で用いたものと同様な魚骨型の部材レベルモデルである。想定する骨組高さも同様に 9 層、15 層とする。剛性分布は、設計例<sup>3-3)</sup>の骨組のせん断剛性分布が概ね上層階に向かって減少する台形の分布を示していることから、部分架構の高さ方向の剛性分布も一般的な分布として単純化した台形分布とする。剛性分布の解析変数として、最下層の部分架構の弾性回転剛性  $K_0$  に対する最下層の剛性の比率  $k$  を用いる。なお、より一般的な骨組を対象とするため、0 層の柱と梁の接合は剛接合とし、柱脚に塑性ヒンジを想定する。



【図 3.45 検討用モデル及び剛性分布  $k$ 】

表 3.3 に本節の検討に用いる骨組の変数を示す。解析モデル数は全部で 10 モデルとし、剛性分布  $k$  を主体に、骨組の一次固有周期  $T$  及び鋼材の降伏強度  $\sigma_y$  を変数とした。各階の重量  $m$  は、3. 2 節と同様とし、全層一定で 500kN とする。骨組の一次固有周期  $T$  は、現行基準の一次固有周期の略算式より定めた。また、前記周期の 1.2 倍したモデルの設定も行う。降伏応力度  $\sigma_y$  は、基本を 490 級鋼とし、9 層及び 15 層の 1 モデルを 235N/mm<sup>2</sup> とした。各階の柱幅  $cB_i$  は、現実的な配置を考え、3 層を同一断面とし、文献 3-3 の 10~15 層の純ラーメン構造の設計例を参考に、半剛接合であることを踏まえて定めた。梁柱幅比  $gB_i/cB_i$  は、0.8 とする。当該比率を一定にしたのは、 $gB_i/cB_i$  を 0.8 未満とすると骨組の目標周期や剛性分布により、所定の剛性を得るのに梁せい幅比  $gB_i/cB_i$  が過大となり、現実的でない部材断面を設定することになるからである。以上の変数及び 3. 3. 1 節の設定を行えば、梁の断面形状及び骨組の耐力分布は自動的に定まる。なお、 $gB_i/cB_i$  については、各層で必要な部分架構の剛性を得るため、高さ方向に連続的に変化させている。

設計例<sup>3-3)</sup>によると、骨組の高さ方向のせん断剛性分布を台形分布に単純化すれば、 $k$  は概ね 0.30~0.50 の範囲をとる値となる。よって、本節の設定範囲である 0.25~0.75 であれば、一般的な設計条件下の骨組が予測対象の範囲にあると考えられる。なお、特定層の剛性が他の層に比べ隔たりがあるような、台形分布から逸脱するような剛性分布を持つ骨組については、予測の対象外と考えられる。

剛接合とした最下層柱脚の柱脚の曲げ耐力は、簡単のため軸力の影響を考慮しない柱の全塑性モーメントとし、塑性化後の 2 次剛性比  $c\tau_0$  は、0.01 とする。基礎梁は弾性部材部材とし、周期及び剛性分布より定まる部分架構の剛性を満足する断面を設定する。

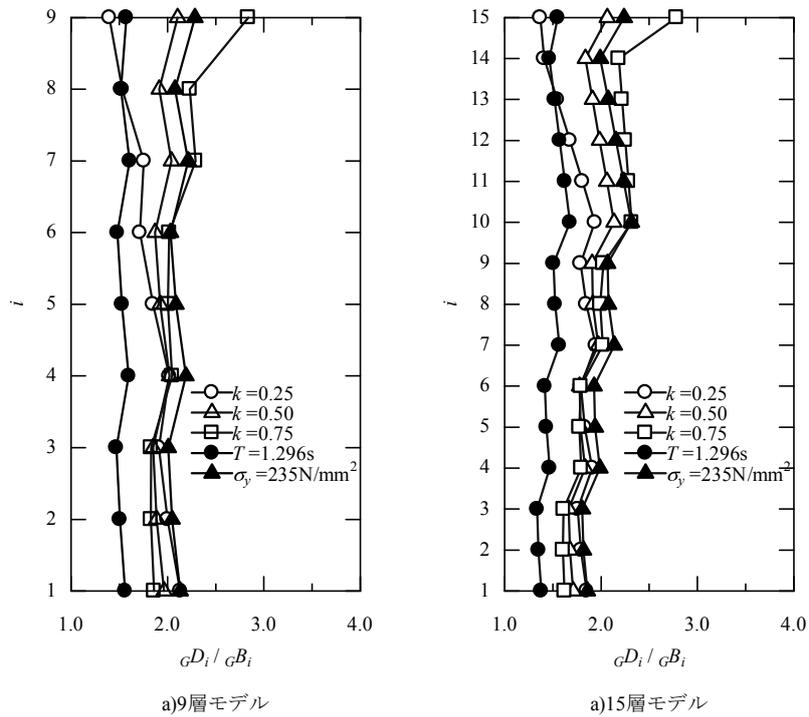
図 3.46 に各モデルの梁せい幅比  $gD_i/gB_i$  分布を示す。同図より、 $k$  の変化による梁断面への影響は、上層階に大きく現れることがわかる。 $gD_i/gB_i$  の建物頂部における  $k=0.25$  と  $k=0.75$  のモデル間の差は、2 倍程度である。一次固有周期を 1.2 倍にした場合の  $gD_i/gB_i$  の変動は、 $k=0.50$  のモデルに対し 25%程度である。

図 3.47 に各モデルの剛要素の降伏モーメント  $M_{yi}/M_{y1}$  分布を示す。また、同図に最適節点降伏モーメント係数分布（図中の太実線）を示す。なお、設定したモデルの最下層における柱脚耐力が他の層に比べ大きいため、最下層を基準に耐力分布を基準化すると、最適耐力分布との比較が困難になることから、便宜的に第 1 層を基準として分布形を求めた。同図より、分布形における  $k$  の影響は、上層階に限定されている。なお、最下層と全体高さの 2/3 以上では最適耐力分布より、耐力が大きく、損傷集中が起きにくいことが推測される。

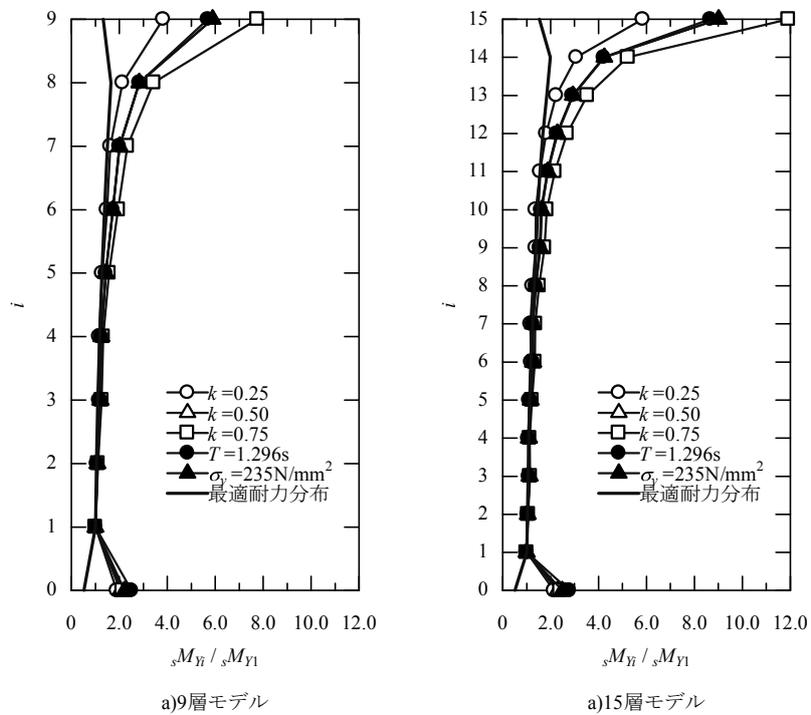
本節で行う解析は、3. 2 節と同様の地震波 3 波に対し、時刻歴応答解析を行う。解析条件も同様である。但し、骨組に入力する損傷に寄与するエネルギーの速度換算値  $V_D$  は、制振構造の場合として 165cm/s、耐震構造の場合として 495cm/s とする。

【表 3.3 骨組の解析変数】

層数	重量 $m$ (kN)	一次固有周期 $T$ (s)	剛性分布 $k$	降伏応力度 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	柱幅 $cB_i$ (mm)	梁柱幅比 $G B_i / c B_i$
9	500	1.080	0.25	325	7～9層 : 650 4～6層 : 700 1～3層 : 750	0.8
			0.50			
			0.75			
		1.296	0.50			
		1.080	0.50	235		
15	500	1.800	0.25	325	13～15層 : 650 10～12層 : 650 7～9層 : 700 4～6層 : 750 1～3層 : 800	0.8
			0.50			
			0.75			
		2.160	0.50			
		1.800	0.50	235		



【図 3.46 梁せい幅比  $gD_i/gB_i$  分布】



【図 3.47 剛要素の降伏モーメント  $M_{Yi}/M_{Y1}$  分布】

### 3. 3. 3 設定した半剛接合骨組の損傷分布の評価結果

本節では、制振構造の場合における剛要素の損傷分布  $1/\gamma_i$  の予測値、及び耐震構造の場合の剛要素・柔要素の合わせた層の損傷分布  $1/e\gamma_i$  の予測値と応答解析結果の比較を行う。

図 3.48～3.49 に、制振構造の場合の縦軸を層、横軸に各モデルの地震動 3 波における応答解析結果を示す。また、実線で(2.38)式による予測値を示す。ここで、損傷集中の度合いを表す  $n$  は、梁崩壊型の骨組の値である  $6^{3-7,8)}$ を採用する。

同図より、応答解析結果は、9 層モデルにおいては 2～4 層に、15 層モデルにおいては 11 層付近に損傷集中が生じている。予測値は、第 1 層が最も損傷集中を起こすものとして評価しており、解析結果における損傷集中を過小評価する結果となっている。その程度は、9 層モデルの 4 層位置で図 3.47b)における Hachinohe 波で 2 倍程度である。15 層モデルの 11 層位置で図 3.48b)で局部的に応答値に対し予測値が 1/10 程度となっている。なお、損傷の程度の評価においては、評価にばらつきが大きいものの、損傷集中の傾向は概ね捉えている。

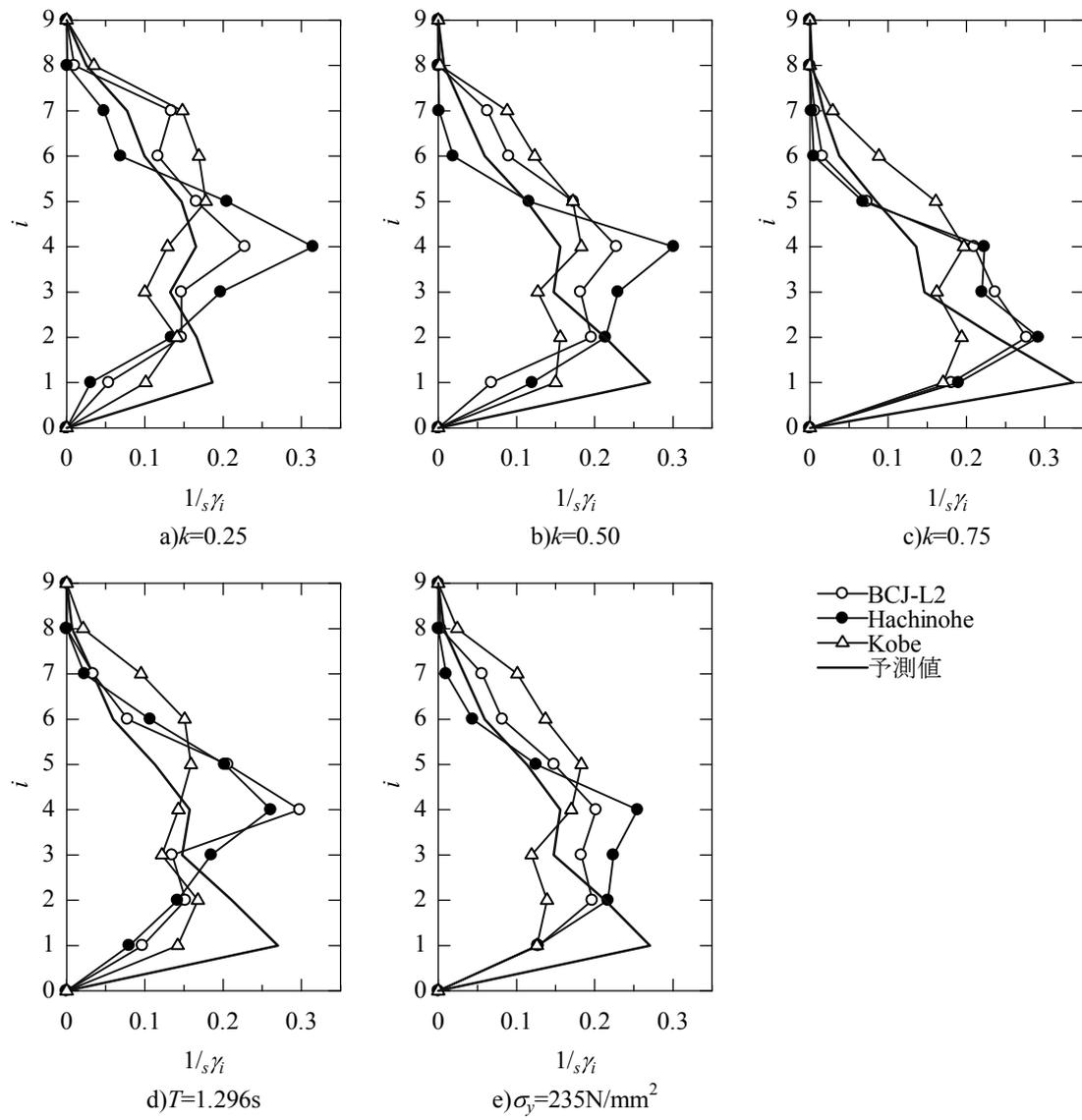
図 3.50～3.51 に、耐震構造の場合の縦軸を層、横軸に各モデルの地震動 3 波における応答解析結果を示す。また、実線及び破線で(2.47)式による予測値を示す。ここで、損傷集中の度合いを表す値は、(2.47)式において 12 としているが、実状は、当該骨組が耐震構造の場合の崩壊形は梁崩壊型と同様であり、破線で 12 の場合、実線で 6 の場合の予測結果を示している。また、最下層の柱脚の復元力特性は、バイリニア型で定義しているので、(2.49)式に示す 2 要素間の降伏回転角の違いによる損傷集中要因はないものとし、 $x_{d0}=1$  とした。

同図より、制振構造の場合と同様に解析結果における上層階の損傷評価が過小評価とし、下層階を過大評価する傾向はあるものの、地震動間の応答解析結果自体のバラつきが小さくなり、予測値との隔たりも小さくなっている。これは、3. 2 節でも述べたように骨組の損傷の程度が影響したものと考えられる。また、損傷集中の度合いを表す値を 6 とすることで、解析結果の傾向に近づくことがわかる。なお、損傷を過小評価する部分における程度は、損傷集中の度合いを表す値を 6 とした予測値において、9 層モデルの 7 層位置で図 3.50c)の Kobe 波で応答値に対し予測値が 1/5 程度である。15 層モデルの 11 層位置で図 3.51b)の BCJ-L2 波で応答値に対し予測値が 1/5 程度となっている。

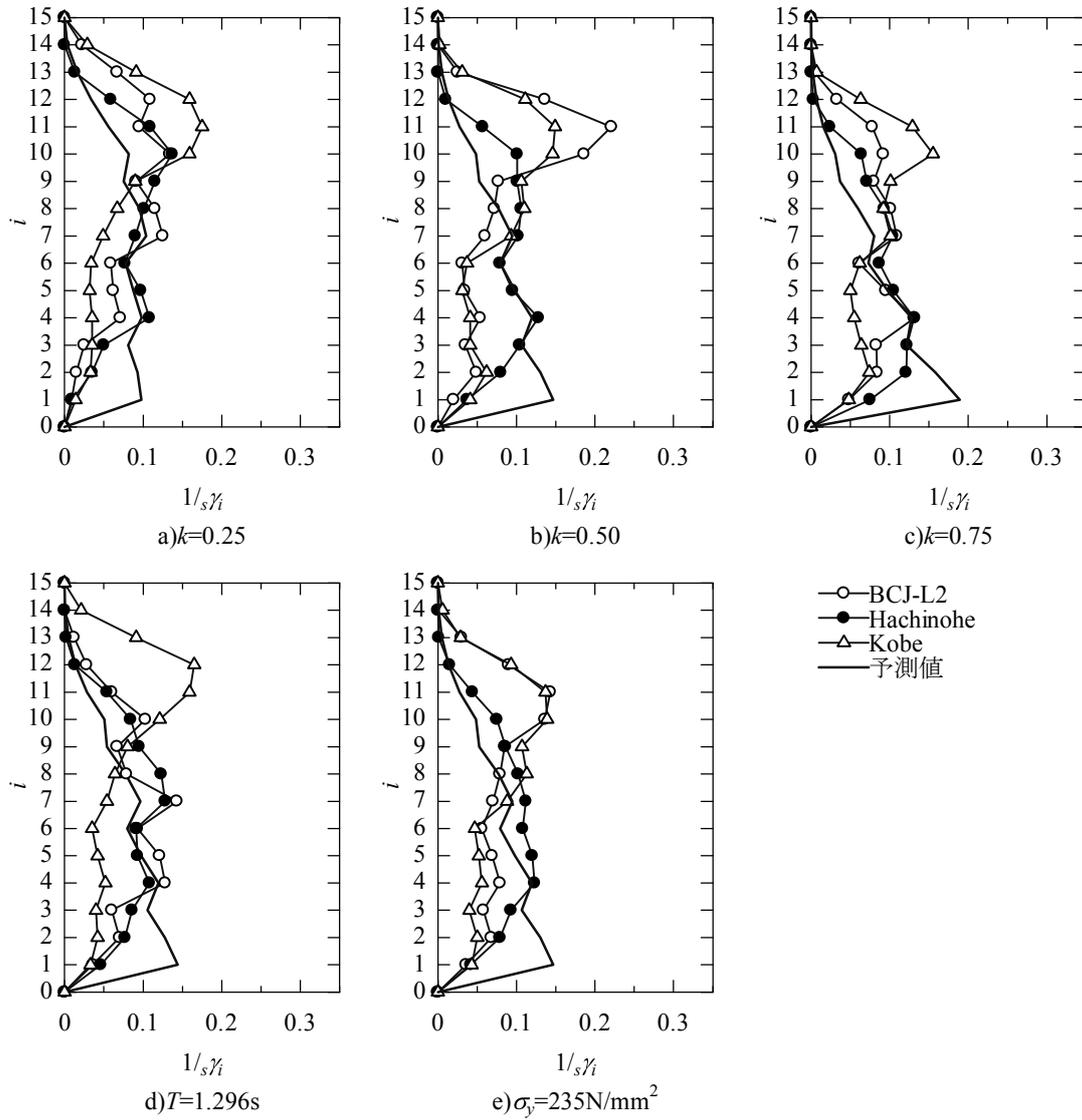
いずれの結果においても、下層階においては、安全側の評価を与えている。

なお、付録 E では、第 4 章で提案される拡張した応答予測式を用いて、本節の応答予測を行い、予測精度が改善できることを確認している。

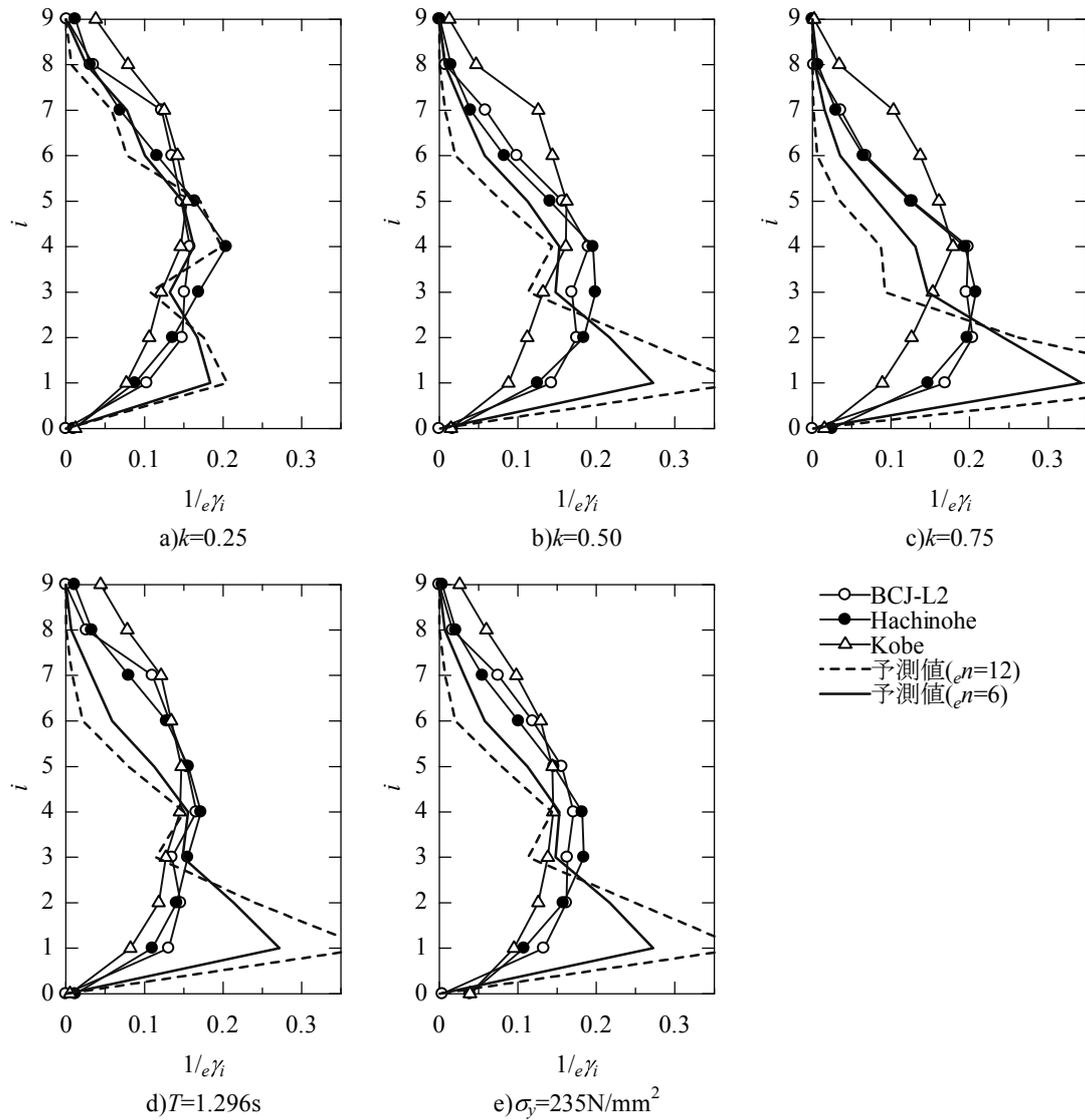
以上、予測精度には検討の余地があるものの、損傷分布の大略的に把握することは可能であることが確認できた。また、下層階については安全側の評価が得られることがわかった。



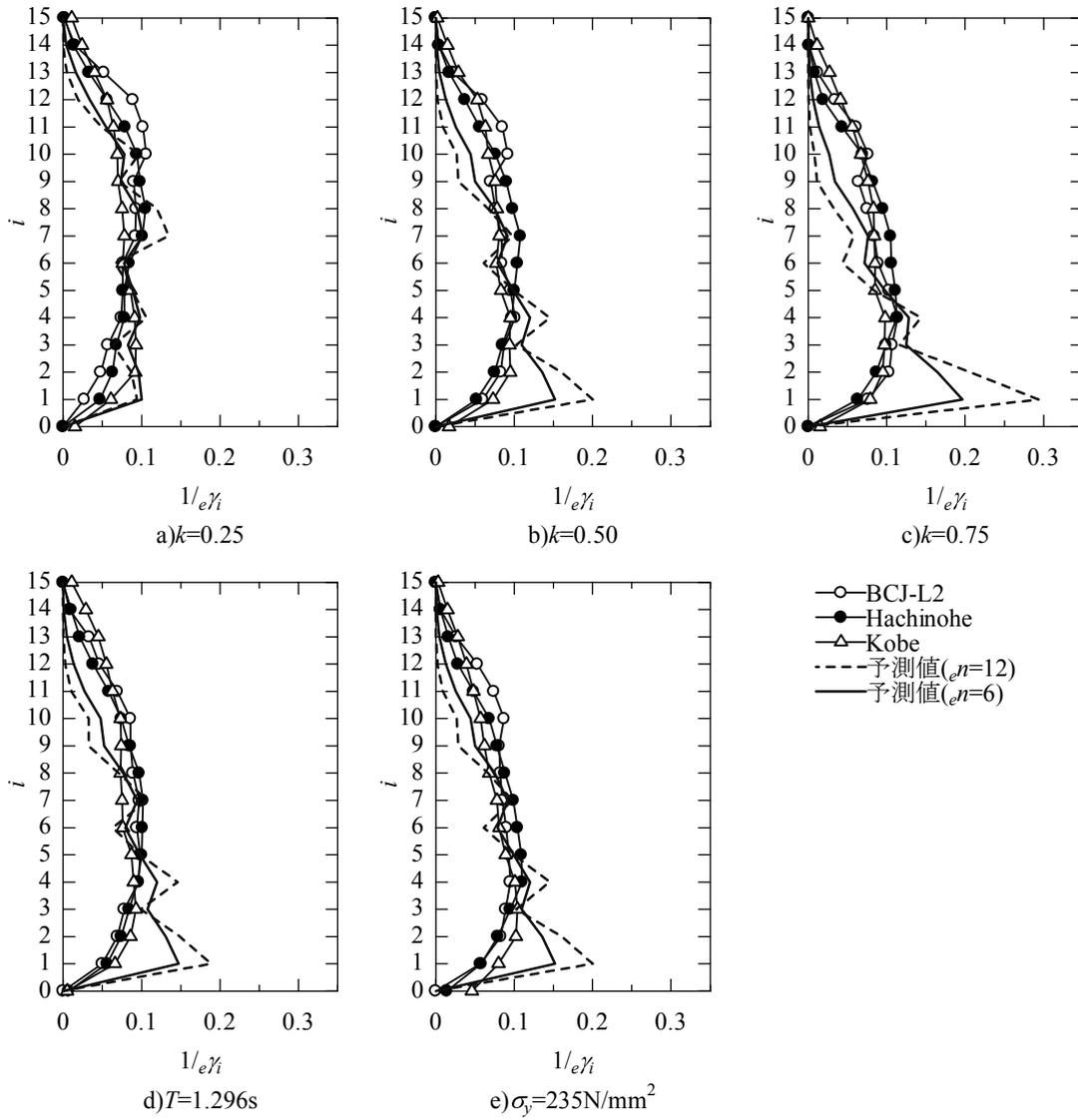
【図 3.48 9層モデルの制振構造の場合の損傷分布  $1/s\gamma_i$  の解析結果と予測値】



【図 3.49 15 層モデルの制振構造の場合の損傷分布  $1/s\gamma_i$  の解析結果と予測値】



【図 3.50 9層モデルの耐震構造の場合の損傷分布  $1/e\gamma_i$  の解析結果と予測値】



【図 3.51 15 層モデルの耐震構造の場合の損傷分布  $1/\epsilon\gamma_i$  の解析結果と予測値】

### 3. 3. 4 設定した半剛接合骨組の半剛接合部の累積塑性変形倍率の評価結果

本節では、制振構造及び耐震構造の場合における半剛接合部の累積塑性変形倍率  $m_i$  の予測値と応答解析結果の比較を行う。

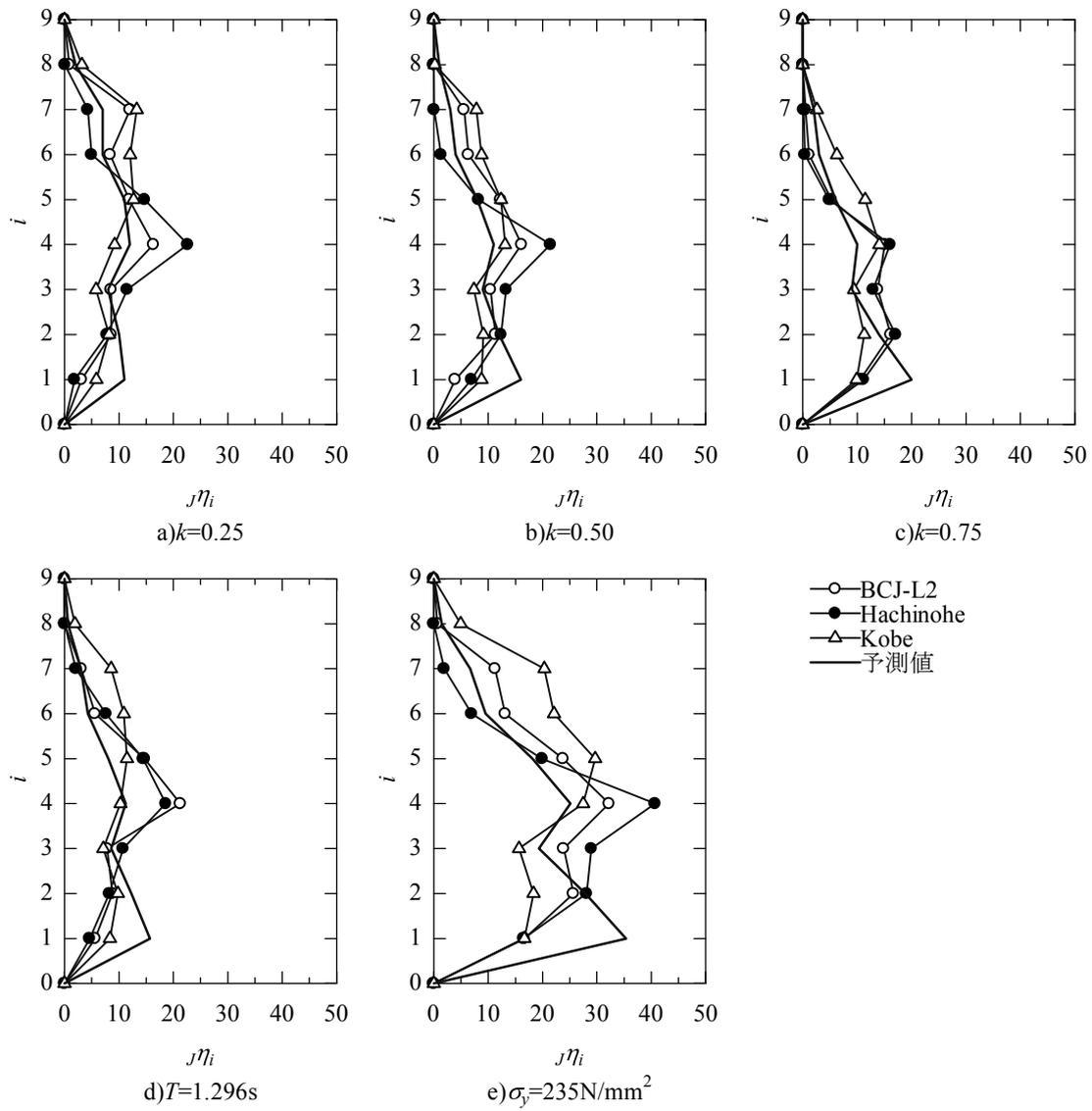
図 3.52～3.53 に、制振構造の場合の縦軸を層、横軸に各モデルの地震動 3 波における応答解析結果を示す。また、実線で(2.57)式による予測値を示す。

同図より、制振構造の場合の  $m_i$  は、 $1/\gamma_i$  と比例関係にあるため、損傷分布と同様の予測結果の傾向を示している。

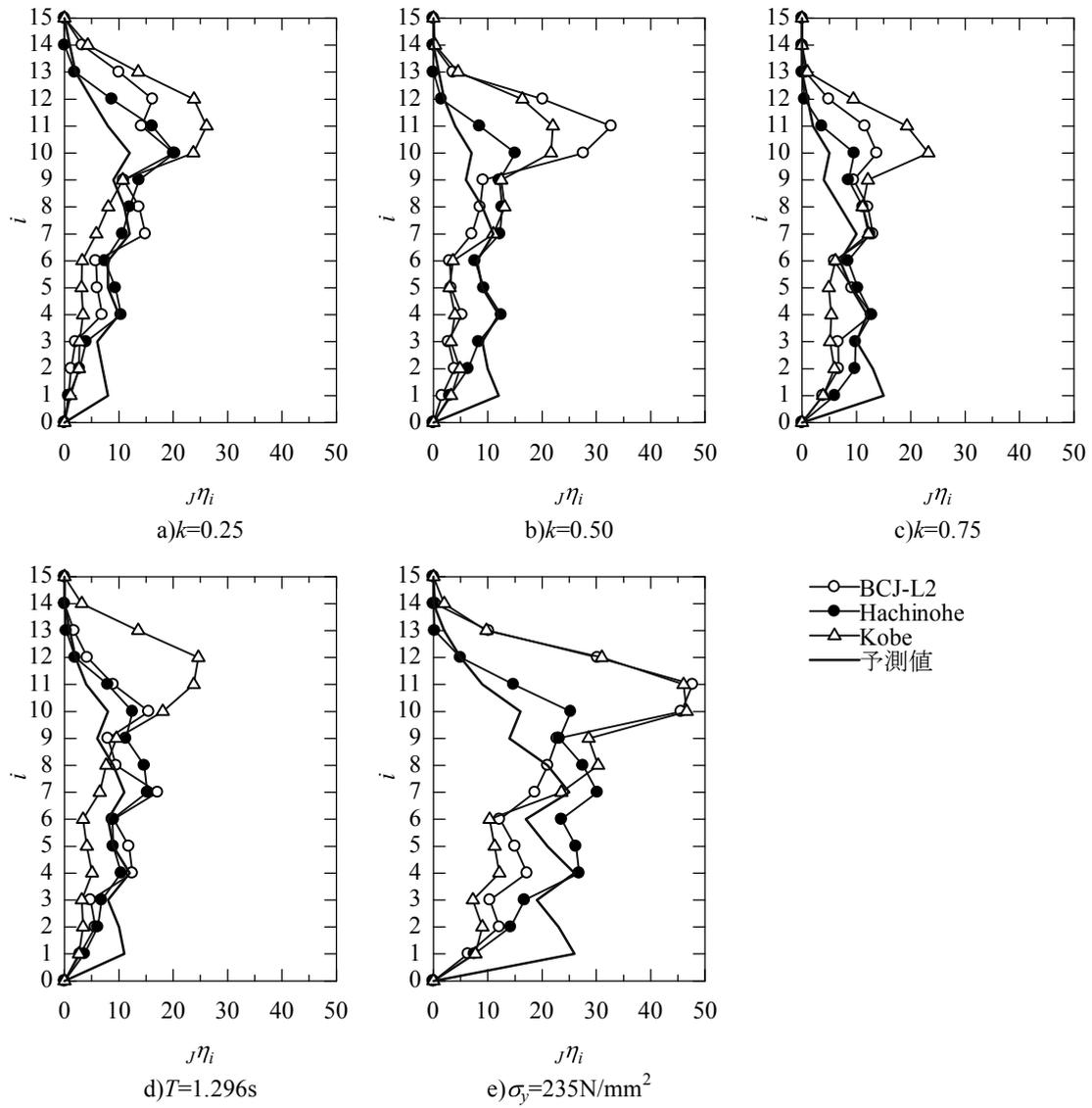
図 3.54～3.55 に、耐震構造の場合の縦軸を層、横軸に各モデルの地震動 3 波における応答解析結果を示す。また、実線及び破線で(2.67)式による予測値を示す。

なお、付録 E では、第 4 章で提案される拡張した応答予測式を用いて、本節の応答予測を行い、予測精度が改善できることを確認している。

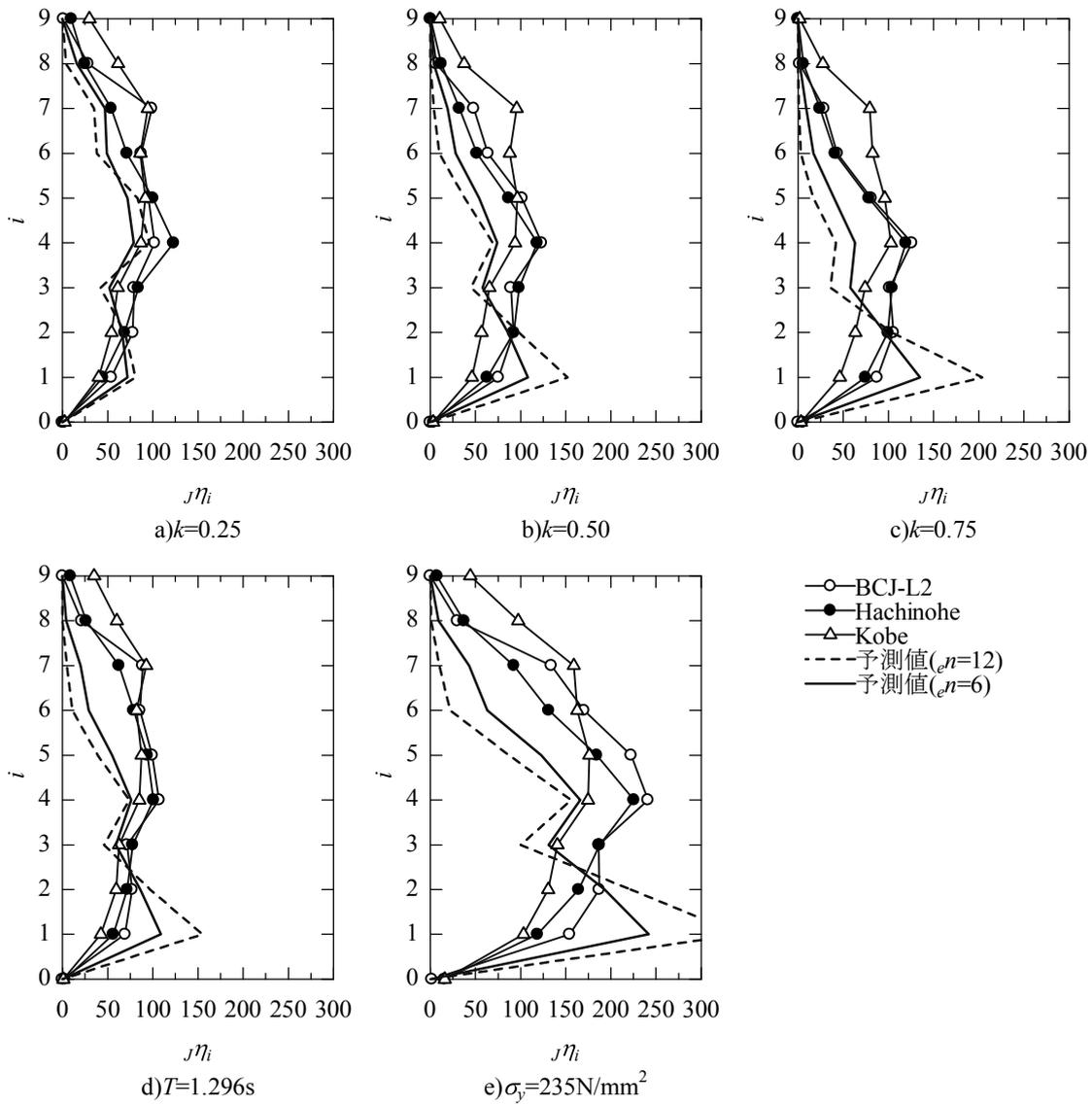
同図より、大略的な傾向は捉えているものの、損傷分布の予測結果と同様に上層階の損傷集中を過小評価し、下層階は安全側の予測結果を与えている。



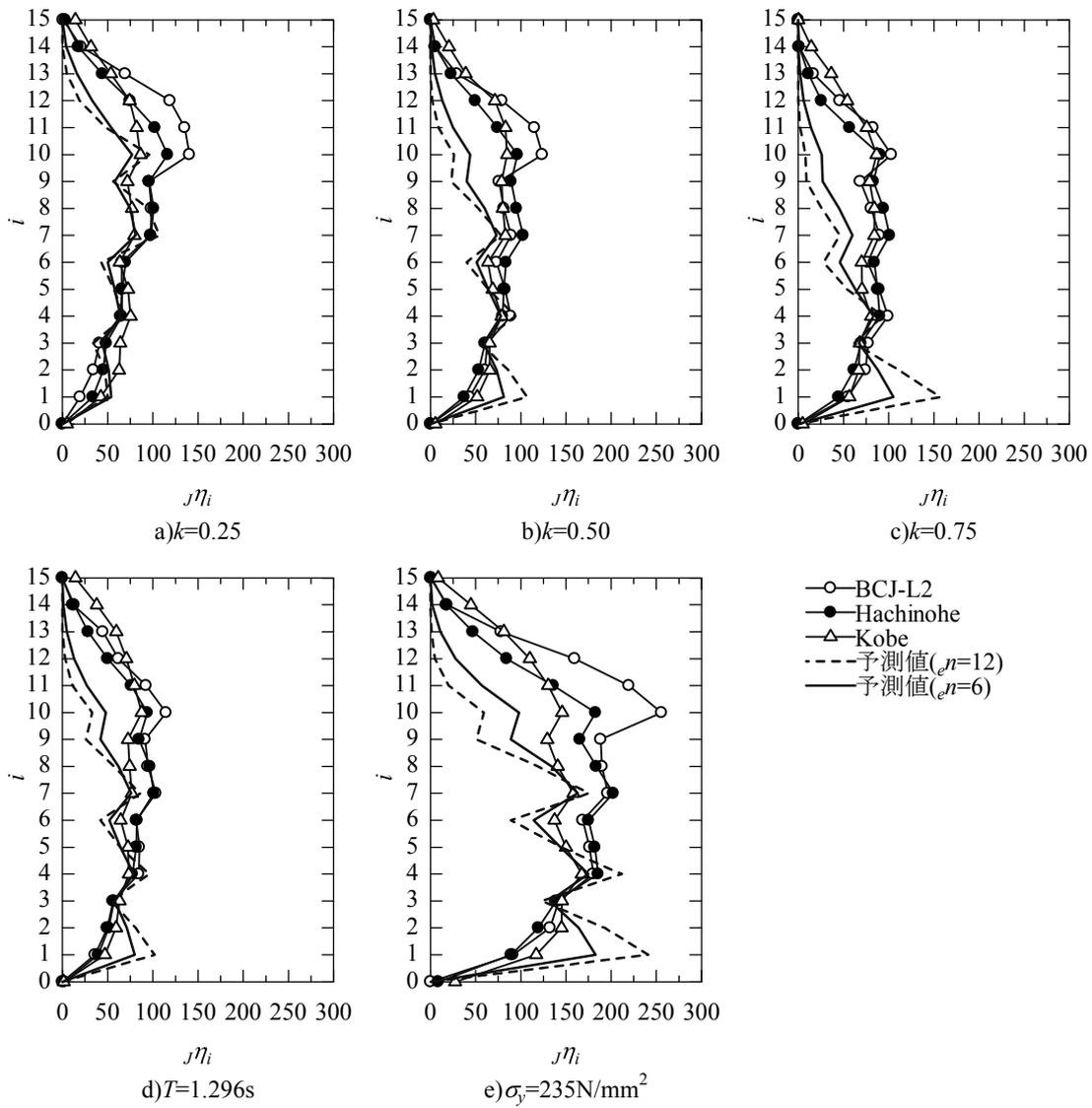
【図 3.52 9層モデルの制振構造の場合の累積塑性変形倍率  $\eta_i$  の解析結果と予測値】



【図 3.53 15 層モデルの制振構造の場合の累積塑性変形倍率  $j\eta_i$  の解析結果と予測値】



【図 3.54 9層モデルの耐震構造の場合の累積塑性変形倍率  $j\eta_i$  の解析結果と予測値】



【図 3.55 15 層モデルの耐震構造の場合の累積塑性変形倍率  $j\eta_i$  の解析結果と予測値】

### 3. 3. 5 設定した半剛接合骨組の最大平均応答層間変位の評価結果

本節では、制振構造及び耐震構造の場合における半剛接合部の最大平均応答層間変位の予測値と応答解析結果の比較を行う。

図 3.56～3.57 に、制振構造の場合の縦軸を層、横軸に各モデルの地震動 3 波における応答解析結果を示す。また、同図中に(2.90)式による予測値を示す。なお、Hachinohe 波と Kobe 波の予測値はほぼ等しいことから、代表して Hachinohe 波の予測結果を示している。

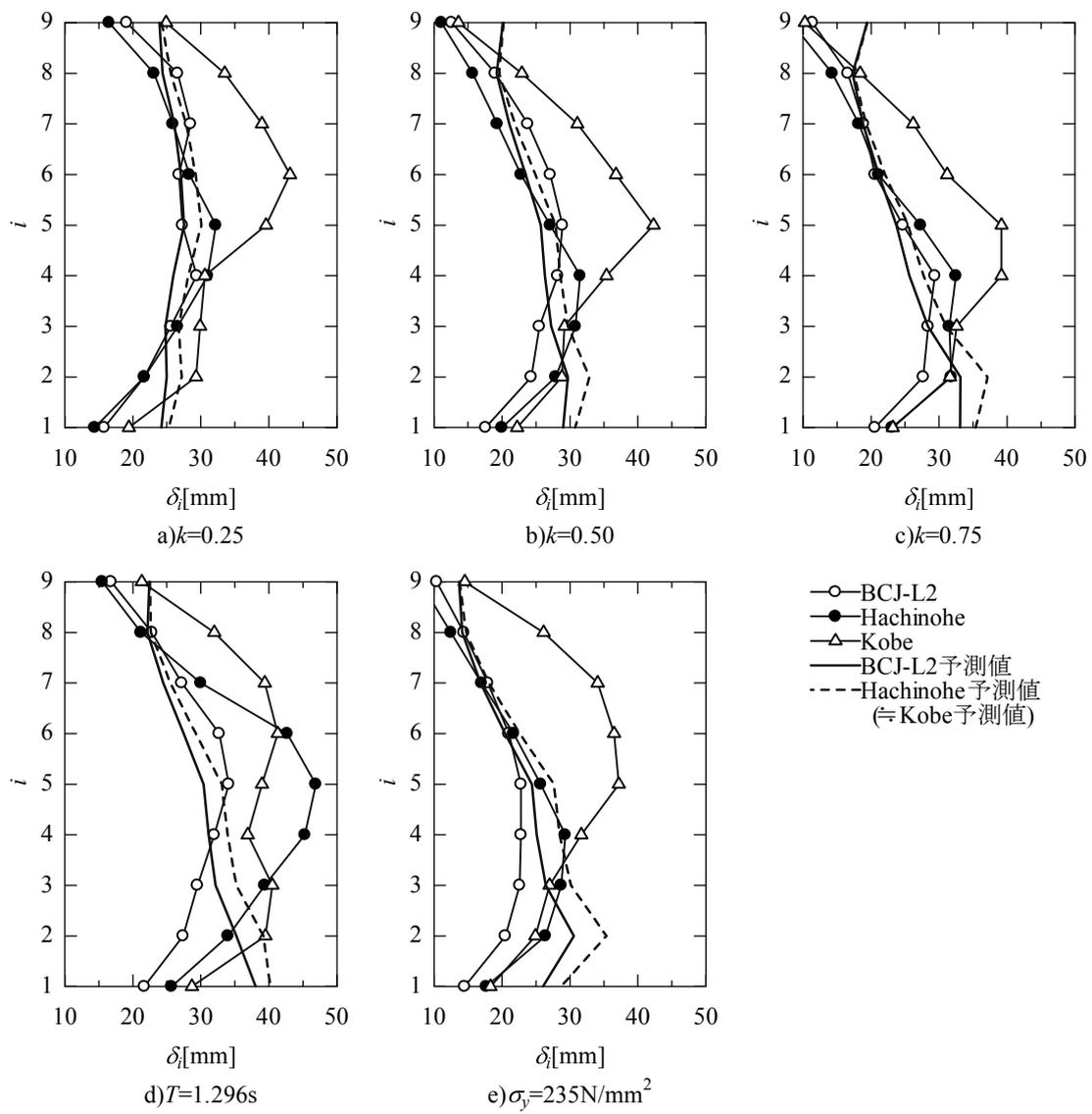
同図より、応答解析結果は、9 層モデルにおいては損傷分布の結果と同様に 5 層付近の変位が大きい。また、15 層モデルにおいては 12 層付近の応答が大きい。予測値は、9 層モデルにおいては、上層階に顕著に変形の大きい Kobe 波を除けば、比較的に変形性状を捉えている。なお、Kobe 波との解析結果に対する予測値は、最大で 2 倍程下層評価している。15 層モデルの結果においては、解析結果における上層階の変形を予測値は捉えられていない。この要因としては、損傷分布の予測精度が大きく影響したものと考えられる。上層階における解析結果に対する予測値は、9 層と同様に最大で 2 倍程下層評価している。

図 3.58～3.59 に耐震構造の場合の縦軸を層、横軸に各モデルの地震動 3 波における応答解析結果を示す。また、同図中に(2.98)式による予測値を示す。なお、Hachinohe 波と Kobe 波の予測値はほぼ等しいことから、代表して Hachinohe 波の予測結果を示している。

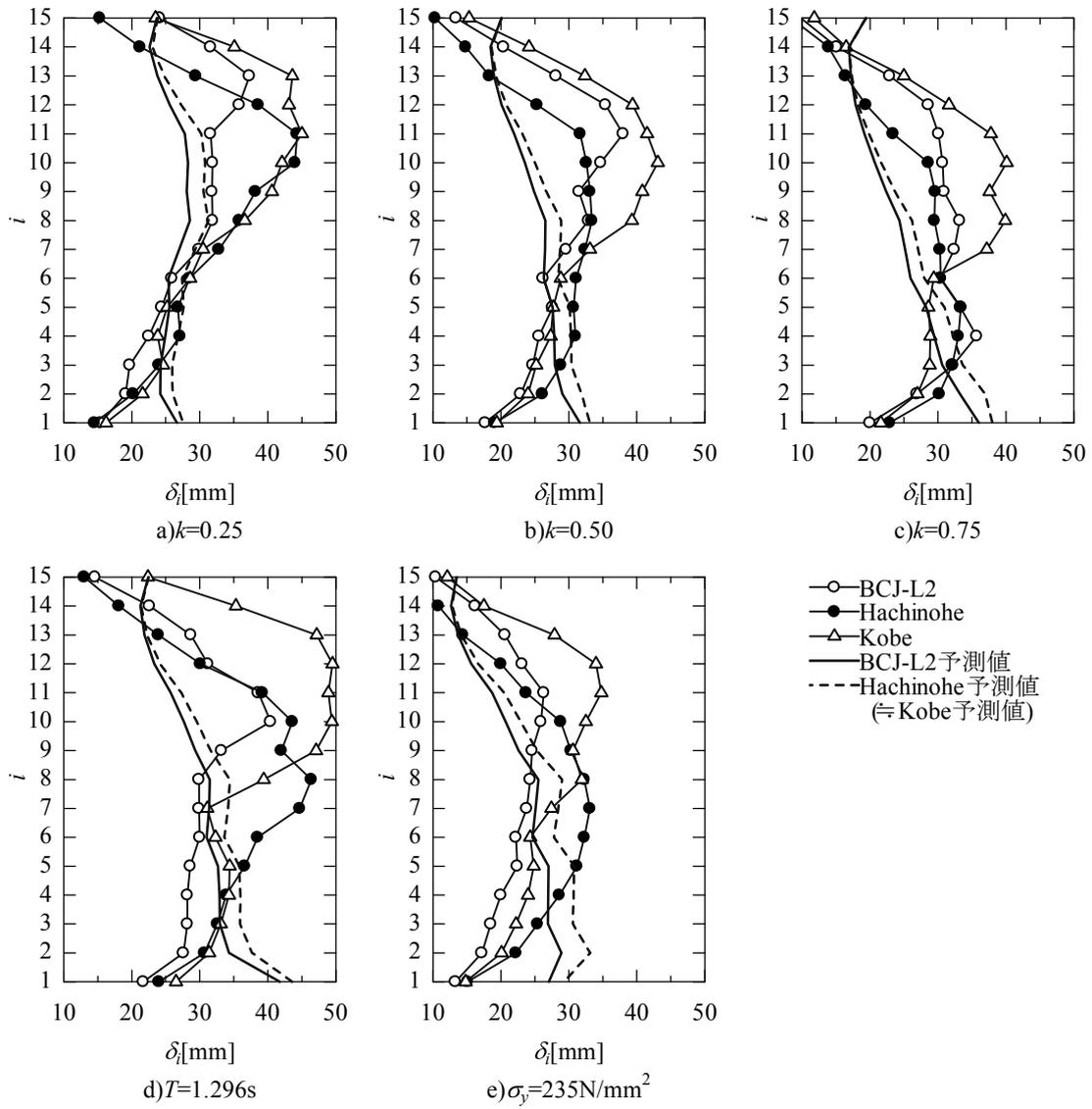
同図より、制振構造の場合と同様に上層階の予測値が解析結果を過小評価している。その程度は、解析値に対し 60～70%である。

なお、付録 E では、第 4 章で提案される拡張した応答予測式を用いて、本節の応答予測を行い、予測精度がある程度改善できることを確認している。

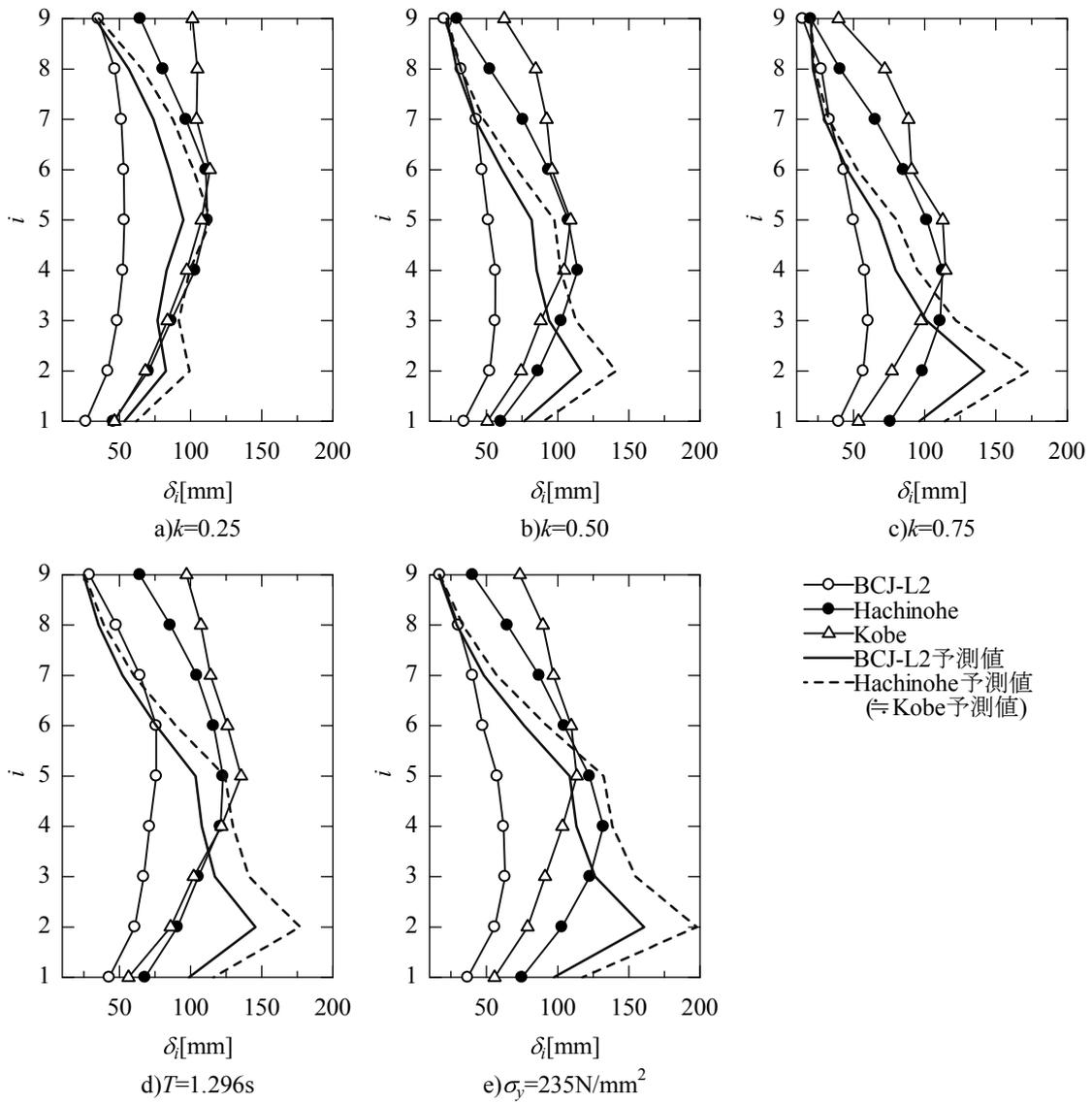
全体傾向としては、上層階の変形性状の予測結果に課題はあるものの、変形性状の大略的にとらえることが出来ていると考えられる。



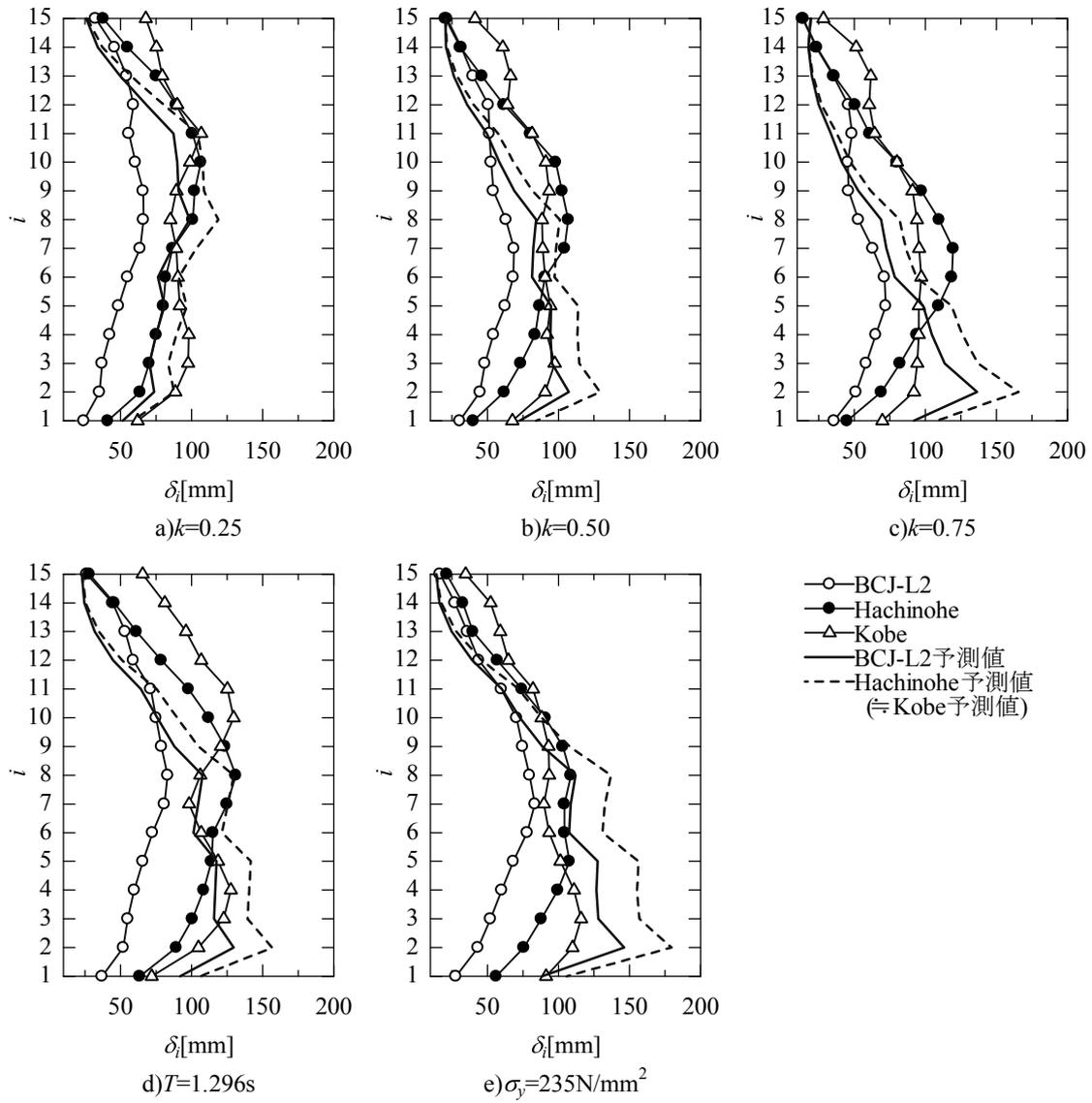
【図 3.56 9層モデルの制振構造の場合の最大平均応答層間変位の解析結果と予測値】



【図 3.57 15 層モデルの制振構造の場合の最大平均応答層間変位の解析結果と予測値】



【図 3.58 9層モデルの耐震構造の場合の最大平均応答層間変位の解析結果と予測値】



【図 3.59 15 層モデルの耐震構造の場合の最大平均応答層間変位の解析結果と予測値】

### 3. 3. 6 設定した半剛接合骨組の応答予測結果

本節では、制振構造の場合における半剛接合部の応答解析結果と 2. 4. 5 節で定式化した応答予測式の比較を行う。

9 層及び 15 層モデルの制振構造の場合における第 1 層の応答解析結果と予測値を、地震波毎に図 3.60～3.61 に示す。同図より、9 層で周期  $T=1.08s$ 、15 層で周期  $T=1.80s$ 、及び降伏応力度  $\sigma_y=325N/mm^2$  を一定とし、剛性分布  $k$  を 0.25～0.75 の範囲で変化させたモデルの応答解析結果（図中○、△、□）を見ると、剛性分布が大きいモデルでは応答層せん断力が小さくなる傾向にある。 $k=0.50$  のモデルの降伏応力度  $\sigma_y$  を  $235N/mm^2$  としたモデルの結果（図中+）が、最も応答層せん断力が低い結果となっている。 $k=0.50$  のモデルの周期  $T$  を 1.2 倍（9 層：1.269s、15 層：2.160s）としたモデルの結果（図中▽）は、 $k=0.50$  のモデル（図中○）より応答値が大きくなる傾向にある。

最大応答層せん断力を低減させる骨組の特性値について考える。骨組の剛性分布  $k$  において、 $k=0.25$  から 0.75 に変化させた場合を応答値の低減効果は、3～10%程度と小さい。周期  $T$  の変化による応答値の変動は、15 層の Kobe 波の結果を除き小さい。よって、骨組の耐力を直接的に下げる降伏応力度  $\sigma_y$  の調整が、最も応答低減の効果が得られる。

予測値と応答結果の対応は、傾向は概ね対応するが、予測値が過小評価する結果となっている。この要因として、剛要素の降伏せん断力係数  $\alpha_1$  の評価方法が挙げられる。当該値は、柱の反曲点位置を仮定し算出している。しかし、柱周辺部材の塑性化の状況により、必ずしも応答中一定値とはならない。今後の課題として、本応答評価式は層せん断力係数の関係で整理しているが、より直接的な部材レベルモデルの応答値（部分架構の節点モーメントなど）と関連付けた応答評価式を導出し、応答予測の検証を行う必要がある。

同図より、検討ケースが少ないが基準骨組の場合と同様に、一般的な耐力分布形を持つ半剛接合骨組も、制振構造と同様の応答性状を示す傾向があると思われる。なお、付録 E では、 $V_D$  を連続的に変化させ、解析結果と応答予測値の対応を連続的に確認している（図 E.16～E.17）。その結果、地震波により部分もあるが、応答値を最小とする仮想剛要素の降伏せん断力係数の存在が確認できる。

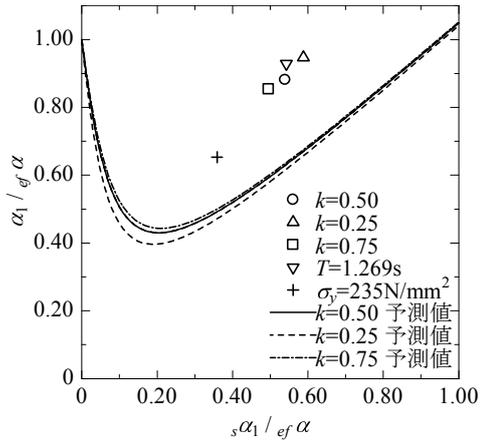
以上の結果から、現実的な範囲で設定した骨組の応答値は、応答値を最小とする剛要素の耐力、即ち半剛接合部の耐力レベルより右側に存在する。また、骨組の剛性分布を調整するだけでは、大きな応答低減、或は最適な耐力レベルを得るのは困難であると考えられる。なお、降伏応力度  $\sigma_y$  を小さくしたモデルが最も応答値が低い結果となっている。

ここで、降伏応力度  $\sigma_y$  のみが異なるモデルの制振構造の場合における最大平均応答層間変位を比較してみる。図 3.56～3.57 の降伏応力度がそれぞれ  $325N/mm^2$ 、 $235N/mm^2$  としたモデルの結果である b) と e) を見ると、Hachinohe 波の結果は、両者殆ど最大値は変わらず、変形状も同様である。BCJ-L2 波の結果を比較すると、 $\sigma_y$  が低いモデル（図 e)）の方が応答の最大値が 2～3 割程度低下している。入力エネルギー量は両者同一であることから、効率的に半剛接合部がエネルギー吸収を行った結果、応答変位も低下したものと考えられる。

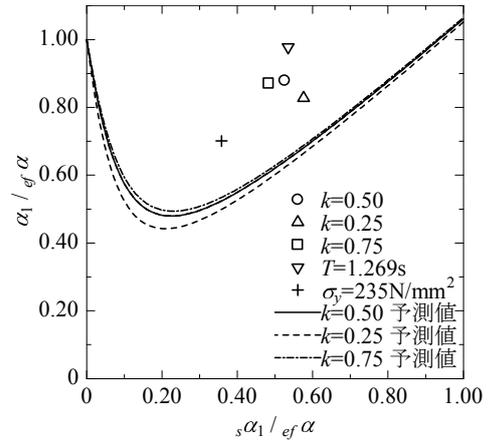
また、当該地震波は、比較的長い時間継続時間を有する地震動であり、繰り返し骨組に塑性化を生じさせる地震動に対して有効に応答低減効果が生じるものと考えられる。短時間で大きな入力エネルギー入力が行われる Kobe 波の結果を見ると、 $235\text{N/mm}^2$  のモデルの応答変位は最大で  $37\text{mm}$  程度に対し、 $325\text{N/mm}^2$  のモデルは  $40\text{mm}$  以上となることから、応答低減効果の影響が表れている。以上の結果より、ダンパーの効果に相当する仮想剛要素の降伏せん断耐力を、最適値（予測式の極小値）に近づけることで応答変位に対しても低減効果が確認できる。但し、限られた地震動による検討であることから、地震動による低減効果の程度を明らかにするには、今後さらなる検証が必要と考えられる。

なお、履歴ダンパー付の制振構造とは異なり、半剛接合部は常時の荷重を支持することにも応力を負担し、大地震時以外での損傷は避けるべき部位である。よって、中地震動に対し損傷しないような耐力を確保する必要がある。

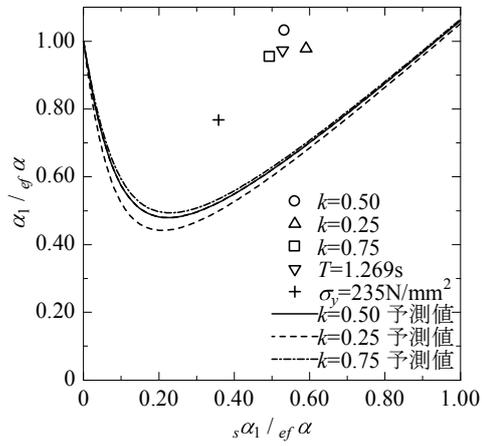
以上より、現実的な耐力分布を持つ半剛接合骨組の応答予測を行い、半剛接合の応答低減効果を、エネルギーの釣合に基づく手法により、定量的に把握することが出来た。



a)BCJ-L2 波の結果

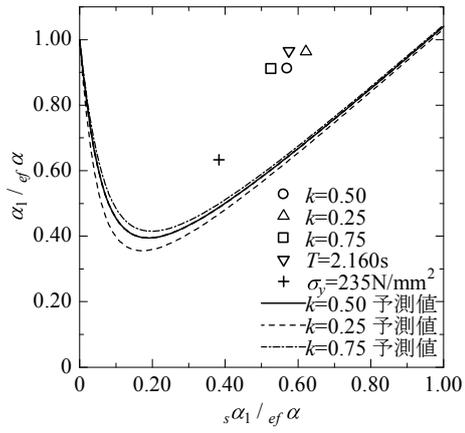


b)Hachinohe 波の結果

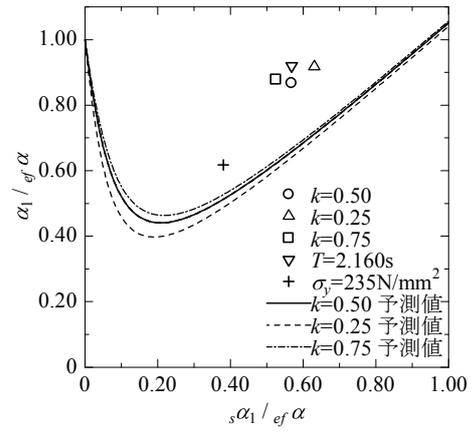


c)Kobe 波の結果

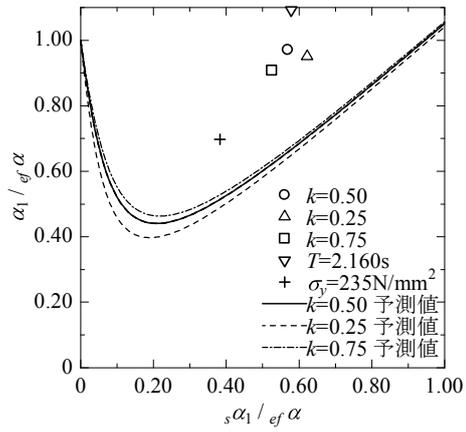
【図 3.60 9層モデルの制振構造の場合における第1層の応答解析結果と予測値】



a)BCJ-L2 波の結果



b)Hachinohe 波の結果



c)Kobe 波の結果

【図 3.61 15 層モデルの制振構造の場合における第 1 層の応答解析結果と予測値】

### 3. 4 本章のまとめ

本章では、本論で提案する直列結合の系である半剛接合骨組の復元力特性を形式的に 2 つの要素に分解し、各々を仮想的な剛要素と柔要素とした並列結合の系である制振構造と見なし、エネルギーの釣合に基づく応答評価手法を適用し、応答予測を試みた。

3. 2 節では、損傷集中要因が存在しない基準骨組を対象とした時刻歴応答解析によるパラメトリックスタディを実施し、各パラメーターのモデルに対し概ね応答性状を捉えることができることを確認した。また、制振構造と同様に骨組の応答せん断力を最小とする剛要素の最適な降伏耐力、即ち半剛接合部の最適な耐力が存在することが明らかとなった。

3. 3 節では、現実的な範囲における周辺部材断面と ND 形式接合部の関係を考慮した半剛接合骨組を設定し、当該骨組の応答予測を行った。損傷分布及び累積塑性変形倍率、最大平均応答層間変位の予測結果は、その精度に改善の余地はあるものの、応答解析結果の大略を把握することが可能であることを確認した。なお、第 4 章で提案される拡張した予測式を用いることで、予測精度は比較的に改善する。また、制振構造における応答予測式による応答予測を行い、仮想剛要素の耐力変動に伴う応答低減効果を確認した。

## 第4章 多層多スパン半剛接合骨組に対する応答予測

### 4.1 本章の目的

本章では、ND形式接合部を持つ高層鉄骨架構が、現実的な設計条件下において、実現可能であるかを検証する。続いて、本論で提案した半剛接合骨組の応答予測手法を、より現実的な多層多スパン半剛接合骨組に適用することで、応答予測手法の有効性を検証する。

本章の前半では、ND形式接合部を持つ高層鉄骨架構の試設計を実施することで、その実現可能性を検証する。なお、試設計に際しては、本論で提案する評価予測手法は適用しない。続いて、試設計により得られた骨組に対し、本論で提案する応答評価手法を用いて応答予測を行う。

試設計に関する節は4.2～4.5にまとめる。当該骨組の試設計に関する内容は、文献4-1で既に報告している。以下に試設計に関わる節の概要を述べる。

4.2節では、試設計の対象となる骨組の規模及び設計方針、部材断面の選定結果について述べる。

4.3節では、試設計を行った骨組に対し行う荷重増分解析及び時刻歴応答解析の概要を述べる。

4.4節では、試設計を行った骨組の荷重増分解析結果及び時刻歴応答解析結果について述べる。

4.5節では、試設計の結果をまとめる。

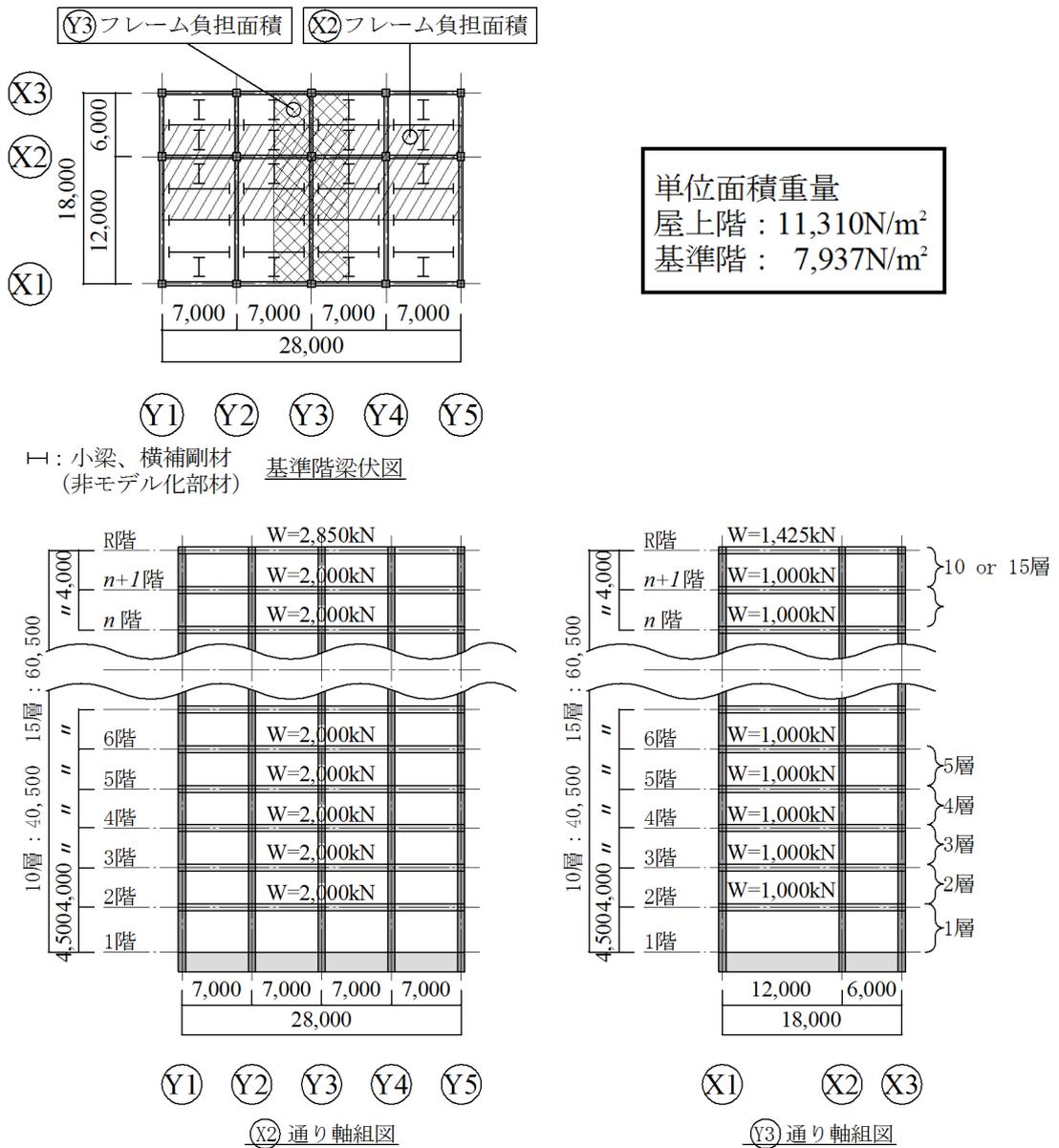
続いて、4.6節では、本論で提案する応答予測手法を用いて、試設計を行った骨組の応答予測を行い、同骨組の応答解析結果との比較、検証を行う。

4.7節では、本章のまとめを述べる。

## 4. 2 試設計を行う骨組条件

### 4. 2. 1 対象骨組の形状

想定した骨組の基準階伏図、軸組図及び各階重量を図 4.1 に示す。当該骨組は、事務所ビルを想定した X 方向 4 スパン、Y 方向 2 スパンで 10 層(約 40m)と 15 層(約 60m)の 2 パターンである。本論では X2 及び Y3 フレームを抜き出した平面骨組で検討を行う。各平面骨組の各階重量は、床組の負担面積に応じた重量とする。部材断面は、梁を H 形鋼、柱を溶接四面ボックス柱とする。鋼材の材質は SN490 材とする。



【図 4.1 骨組の基準階伏図、軸組図及び各階重量】

#### 4. 2. 2 半剛接合骨組の設計方法

既往の研究では、主に骨組の非線形挙動に着目して部材断面を設定している。しかし、実際の建物では居住性等を考えると、一定の弾性剛性を確保する必要がある。そこで本章ではそれらを踏まえ、現行基準<sup>4-2)</sup>の一次設計時層間変形角制限 1/200 を満足する骨組となるような部材断面及び半剛接合部を設計する。設計手順を以下に示す。

- a) 現行基準の許容応力度設計及び一次設計時層間変形角制限を満足し、かつ後述するレベル 2 地震動に対し最大応答層間変形角が 1/75 以内となる耐震性能を有する梁崩壊型の基準となる柱梁接合部を剛接合とした骨組（以降、剛接合骨組と称す）を設計する。
- b) 基準となる剛接合骨組と柱断面は同一とし、剛接合骨組の梁剛性  ${}_rGK$  と等価となる梁断面と半剛接合部の組合せを模索する。

よって、剛接合骨組と上記方法で設計した半剛接合骨組の弾性剛性は同一のものとなる。

半剛接合骨組の梁断面と半剛接合部の組合せは、図 4.2 に示す力学モデルを想定し、(4.1) 式を満足するよう求めた。 ${}_jK$  の評価は、文献 4-3 の十字形接合部の地震時応力状態を想定した「逆対称モデル」の剛性評価式を、骨組の柱梁接合部の形状及び応力状態によらず採用した。

$$\frac{1}{{}_rGK} \approx \frac{1}{{}_GEK} \left( = \frac{1}{{}_GK} + \frac{1}{{}_jK} \right) \quad (4.1)$$

ここで、 ${}_GEK$ ：等価な梁剛性

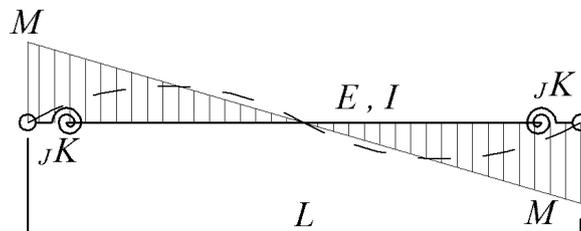
$${}_rGK = \frac{6E_r I}{L}, \quad {}_GK = \frac{6EI}{L}$$

$L$ ：(梁の) スパン

$E$ ：ヤング係数

${}_rI, I$ ：それぞれ剛接合骨組及び半剛接合骨組における梁の断面 2 次モーメント

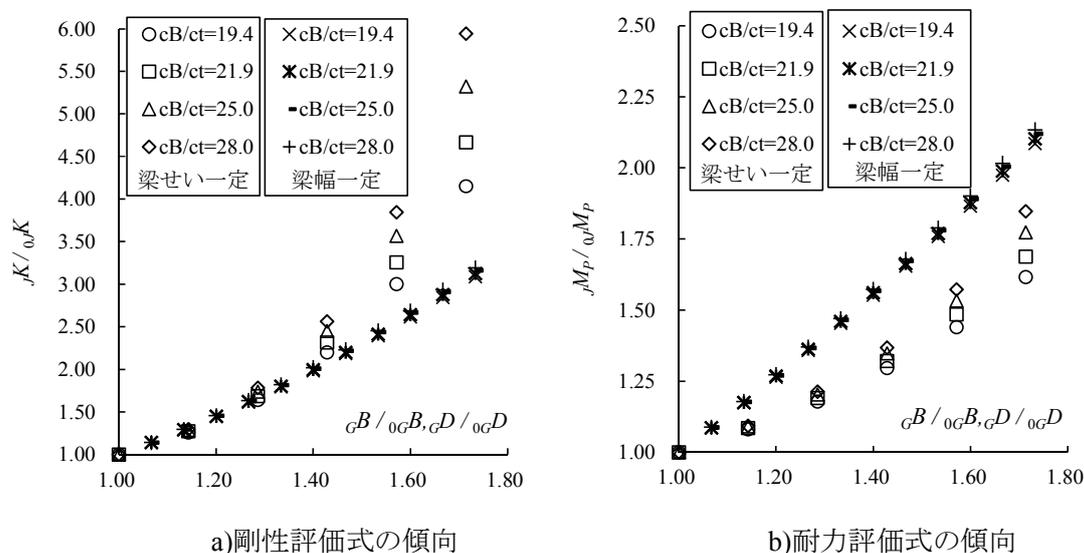
${}_jK$ ：半剛接合部の回転剛性



【図 4.2 半剛接合骨組の梁・接合部の力学モデル】

剛性評価式の傾向を確認するため、梁を H-750x350x16x32、柱を BX-700x700 (幅厚比  $cB/t$  は 19.4~28.0 まで変化) として求めた  ${}_jK$  を基準として、梁幅  ${}_G B$  及び梁せい  ${}_G D$  を変化させた場合の  ${}_jK$  の変動を図 4.3a) に示す。ここで、 ${}_{0G}B=350$ 、 ${}_{0G}D=750$  である。図 4.3a) より、梁幅を大きくする方が有効に接合部剛性を確保できることがわかる。この傾向は梁幅を広げることで、柱フランジの面外変形する区間が狭まることによるものと考えられる。また、文献 4-4 によれば梁フランジ厚及びウェブ厚が  ${}_jK$  に与える影響は小さいことが述べられている。よって、半剛接合骨組の梁断面の選定は、仕口部の鉄骨制作上、無理のない範囲で梁幅を確保した上で、梁せいの調整により行う事とする。また、各階梁の各部板厚は剛接合骨組と同一とする。なお、各モデル上層階において、剛性評価式における柱の幅厚比  $cB/t$  の適用範囲を超える部分 ( $cB/t=26.7\sim 30.0$ ) がある。但し、上記変数は剛性評価式において直接的な影響因子ではない。よって、本論では当該評価式で接合部剛性を近似的に評価できると判断し適用することとした。

参考に、柱スキンプレートに崩壊機構を想定し、降伏線理論より求めた接合部の全塑性耐力も剛性と同様に比較を図 4.3b) に示す。同図より、剛性評価の場合と比べ、 ${}_G D/{}_{0G}D$ 、 ${}_G B/{}_{0G}B$  が 1.0 に近い時から両者の傾向の違いが表れるものの、 ${}_G D/{}_{0G}D$ 、 ${}_G B/{}_{0G}B$  が 1.70 付近の両者の差は小さい。



【図 4.3 剛性評価式及び耐力評価式の傾向】

### 4. 2. 3 骨組の諸元

次項に示す表 4.1 に各骨組の部材断面、剛接合骨組に対する半剛接合骨組の鉄骨重量比を示す。表 4.1 より、4. 2. 2 節の手順で設計した半剛接合骨組の鉄骨重量は、剛接合骨組に比べ約 20%の増加している。これは、目標の剛性を得るため、簡便的な設計方法として基準となる剛接合骨組と柱断面は同一とし、梁幅・梁せいを大きくすることで半剛接合部の剛性を確保したことによる。なお、文献 4-3 では、当該接合部の梁端部に水平ハンチを設けた場合の剛性評価方法も示されており、その方法を活用することで、より経済的な部材断面の選定が行える可能性がある。

表 4.2 に接合部梁耐力比 ( $JM_{P/rGM_P}$ 、 $JM_{P/GM_P}$ )、接合部柱耐力比 ( $\Sigma JM_P/\Sigma cM_P$ )、接合部パネル耐力比 ( $\Sigma JM_P/pM_P$ ) を示す。なお、各々の符号の意味は、表 4.2 の欄外凡例による。 $cM_P$  及び  $pM_P$  は、柱の降伏軸力比  $n$  を最上階は 0.1、その他の階は 0.4 として、それぞれ文献 4-5、4-3 に示される軸力を考慮した全塑性モーメントの評価式より算出した。なお、当該接合部形式におけるパネルの全塑性モーメントの評価に対する十分な知見がないため、本論では文献 4-3 の評価式により  $pM_P$  を求めることとした。表 4.2 より、上記の方法により設計した半剛接合骨組における各部耐力の関係は、以下の様に推察される。

- a) 半剛接合骨組の接合部梁全塑性耐力比 ( $JM_{P/GM_P}$ ) 及び接合部柱耐力比 ( $\Sigma JM_P/\Sigma cM_P$ )、接合部パネル耐力比 ( $\Sigma JM_P/pM_P$ ) は、いずれも 1.00 以下であり、半剛接合部が先行して損傷する柱梁接合部崩壊型となる。
- b) 剛接合骨組梁の全塑性モーメントに対する接合部全塑性耐力比 ( $JM_{P/rGM_P}$ ) は 0.68~1.05 である。よって、梁崩壊型の剛接合骨組に対する柱梁接合部崩壊型の半剛接合骨組の保有水平耐力は、静的な荷重条件下においては概ね同等以下となる。

なお、本章で設計した半剛接合骨組の特徴を考察するため、4. 4 節の解析結果には、基準となる剛接合骨組の結果も併せて示すこととする。

【表 4.1 各骨組の部材断面及び鉄骨重量比】

【X2通りフレーム】

モデル	剛接合骨組		半剛接合骨組		鉄骨重量比 $\frac{semiWs}{rigidWs}$
	層	柱断面・種別	梁断面・種別	梁断面・種別	
10層	10-8	BX-700x700x25 FB	H-700x300x16x22 FA	BH-945x600x16x22 FC	梁合計： 1.587 柱合計： 1.000 全体： 1.192
	7-5	BX-700x700x32 FA	H-700x350x16x28 FA	BH-890x600x16x28 FC	
	4-1	BX-700x700x36 FA	H-750x350x16x32 FA	BH-915x600x16x32 FC	
15層	15-13	BX-750x750x25 FB	H-700x350x16x25 FA	BH-1010x650x16x25 FC	梁合計： 1.676 柱合計： 1.000 全体： 1.234
	12-9	BX-750x750x28 FA	H-700x350x16x32 FA	BH-970x650x16x32 FC	
	8-5	BX-750x750x32 FA	H-800x350x16x32 FA	BH-1035x650x16x32 FD	
	4-1	BX-750x750x36 FA	H-800x350x16x36 FA	BH-980x650x16x36 FC	

【Y3通りフレーム】

モデル	剛接合骨組		半剛接合骨組		鉄骨重量比 $\frac{semiWs}{rigidWs}$
	層	柱断面・種別	梁断面・種別	梁断面・種別	
10層	10-8	BX-700x700x25 FB	H-850x300x16x25 FA	H-700x300x16x22 FA	梁合計： 1.563 柱合計： 1.000 全体： 1.186
	7-5	BX-700x700x32 FA	H-850x350x16x28 FA	H-700x350x16x28 FA	
	4-1	BX-700x700x36 FA	H-900x300x19x32 FA	H-750x350x16x32 FA	
15層	15-13	BX-750x750x25 FB	H-850x300x16x25 FA	H-700x350x16x25 FA	梁合計： 1.664 柱合計： 1.000 全体： 1.244
	12-9	BX-750x750x28 FA	H-850x350x16x32 FA	H-700x350x16x32 FA	
	8-5	BX-750x750x32 FA	H-950x300x19x32 FA	H-800x350x16x32 FA	
	4-1	BX-750x750x36 FA	H-950x300x19x36 FA	H-800x350x16x36 FA	

【表 4.2 各骨組の各部耐力比】

モデル		$JM_P/GM_P$	$\Sigma JM_P/\Sigma CM_P$	$\Sigma JM_P/PM_P$	$JM_P/rGM_P$
10層	X2	0.36 ~ 0.50	0.24 ~ 0.87	0.31 ~ 0.82	0.85 ~ 1.00
	Y3	0.34 ~ 0.50	0.25 ~ 0.82	0.31 ~ 0.83	0.69 ~ 1.05
15層	X2	0.32 ~ 0.45	0.23 ~ 0.83	0.31 ~ 0.82	0.83 ~ 0.97
	Y3	0.32 ~ 0.45	0.23 ~ 0.79	0.30 ~ 0.82	0.68 ~ 1.03

$rGM_P, GM_P$ : 剛接合及び半剛接合骨組の梁の全塑性モーメント

$\Sigma JM_P$ : 柱梁接合部における半剛接合部全塑性耐力の総和

$\Sigma CM_P$ : 柱梁接合部における柱の全塑性モーメントの総和

$PM_P$ : 柱梁接合部パネルの全塑性耐力

## 4. 3 試設計した骨組の解析概要

### 4. 3. 1 骨組の解析モデル

応力解析及び時刻歴応答解析は、汎用構造解析プログラム midas igen<sup>4,6)</sup>を用いて行う。骨組のモデル化の概念図を図 4.4 に示す。

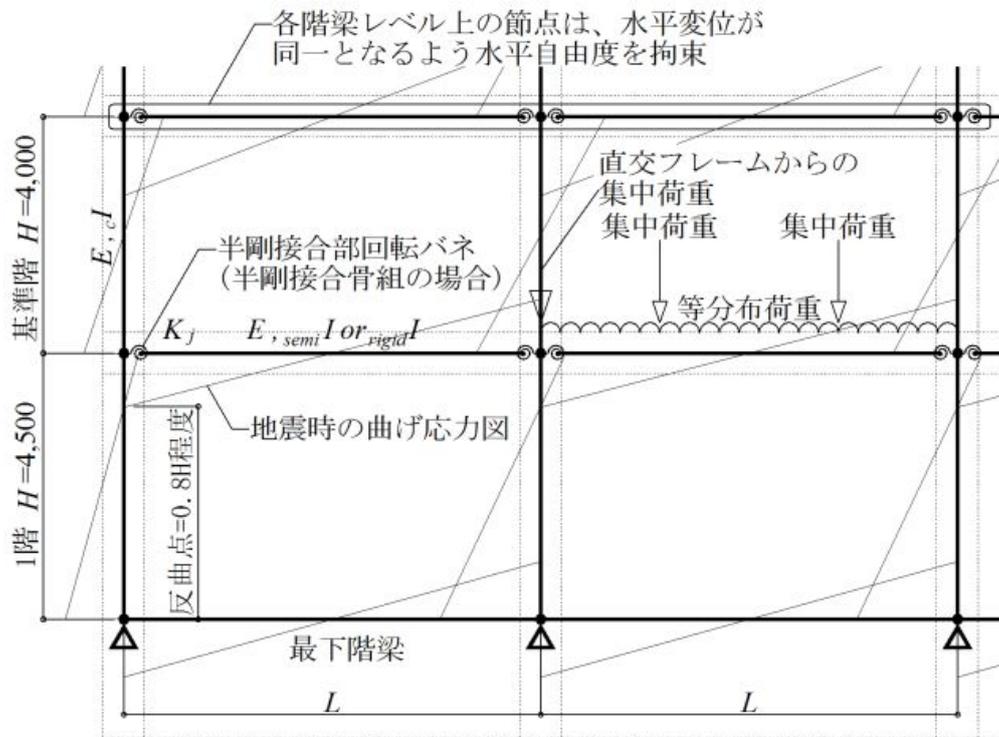
骨組の解析モデルは、X2 及び Y3 フレームを抜き出した平面架構モデルとし、地上階の柱、梁をティモシェンコ梁理論に基づき定式化された一次元有限要素法で線材置換しモデル化を行う。半剛接合部回転バネは、梁端部曲げモーメントと回転角の関係を汎用リンク要素<sup>4,6)</sup>を用いてモデル化を行う。柱、梁部材の塑性化は、部材端部に弾塑性回転バネをモデル化することで評価する。最下階の梁は、剛強な地下階構造躯体があるものと仮定し、文献4-7に示されている設計例の1階柱の応力状態を参考に水平加力時の柱の半曲点位置を柱脚から柱長の80%程度の位置になるような剛性の部材断面とする。部材モデルは、曲げ、せん断及び軸変形を考慮する。

境界条件は最下階柱脚の節点をピン支持とする。各階梁レベルで剛床仮定が成立するものとし、当該レベルの節点水平変位が同一となるよう水平自由度の拘束条件を設定する。

接合部パネルのモデル化は、本章では行わないこととした。小～大規模の実在建物に対し接合部パネルのモデル化の有無における静的及び動的挙動の比較を行った中川ら<sup>4,8,4,9)</sup>の研究では、接合部パネルをモデル化することにより骨組の弾性剛性が上昇し、パネル耐力と周辺部材の耐力の関係により骨組の崩壊形に影響を与えることが述べられている。4. 2. 3より、半剛接合骨組は柱梁接合部崩壊型であり、骨組の弾性剛性の上昇における影響は、静的な荷重条件下では安全側の評価が得られる。動的挙動においては、地震動のスペクトル性状により、骨組の固有周期の変動による影響はあるが、当該接合部のパネル挙動の評価は現状では困難であり、パネルのモデル化は今後の課題とする。なお、剛接合骨組との比較の観点から、剛接合骨組も同様にパネルのモデル化は行っていない。

鉛直荷重は、部材の負担面積に応じて梁に等分布また集中荷重として考慮する。静的解析における地震時の水平力は、各階梁レベルにおける剛芯位置に作用させる。動的解析における質量は、各節点の負担範囲内の荷重を質量に変換して節点に集約して考慮する。なお、骨組の変形に伴う  $P-\Delta$  効果による付加応力は考慮していない。

本論の解析モデルは平面骨組としているが、対象フレームの直交フレーム梁から伝わる応力は通常考慮すべきである。しかし、本論で対象としている柱梁接合部の立体部分骨組の実験、解析的検証<sup>4,10)</sup>が行われているものの、当該接合部の立体的挙動についての定量評価には至っていない。本論では当該接合部の立体的挙動の評価については今後の課題とし、直交フレームからの曲げ応力は考慮しないこととした。但し、柱の降伏軸力比の変動を考察するため、直交フレーム梁からの鉛直荷重によるせん断力は考慮している。



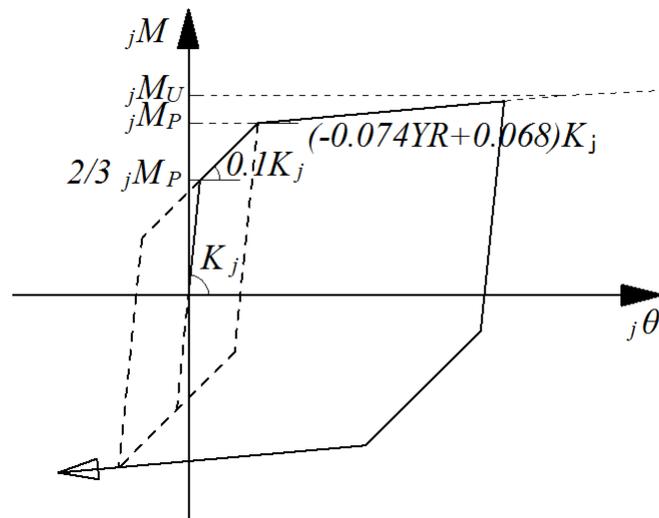
【図 4.4 骨組の解析モデル概念図】

### 4. 3. 2 部材の履歴特性

部材の弾塑性挙動は、部材端部に弾塑性ヒンジをモデル化することにより表現する。梁部材の弾塑性ヒンジは、全塑性モーメント  ${}_G M_P$  を第一折れ点とし、歪硬化係数は 1/100 とした  $M-\theta$  関係のバイリニア型で移動硬化型の履歴特性を持つものとしてモデル化する。柱部材は、梁部材と同様にモデル化する。但し、鋼構造塑性設計指針<sup>4.5)</sup>を参考に柱部材の弾塑性ヒンジには、 $M-N$  相関を考慮する。柱部材の座屈長さ係数の算出は、上記文献 4-5 の近似算定法を用いる。

半剛接合骨組における座屈長さ係数の算出に際しては、(4.1)式内の半剛接合部と梁部材の等価な梁剛性  ${}_G E K$  を持つ梁部材が柱に取り付くものとして評価する。最下階の梁は、弾性部材としてモデル化を行う。

半剛接合部の回転バネの履歴特性は、文献 4-4 では 4 折れ線で評価している(図 4.5 参照)。本論で用いるプログラムの制約上、4 折れ線型の履歴特性をモデル化できないため、接合部の最大耐力以降の挙動を無視したトリリニア型で移動硬化型の特性を持つものとしてモデル化する。当該履歴特性の特性値である鋼材の降伏比  $YR^{4.4)}$  は 0.8 とする。



【図 4.5 半剛接合部の履歴特性】

### 4. 3. 3 静的増分解析概要

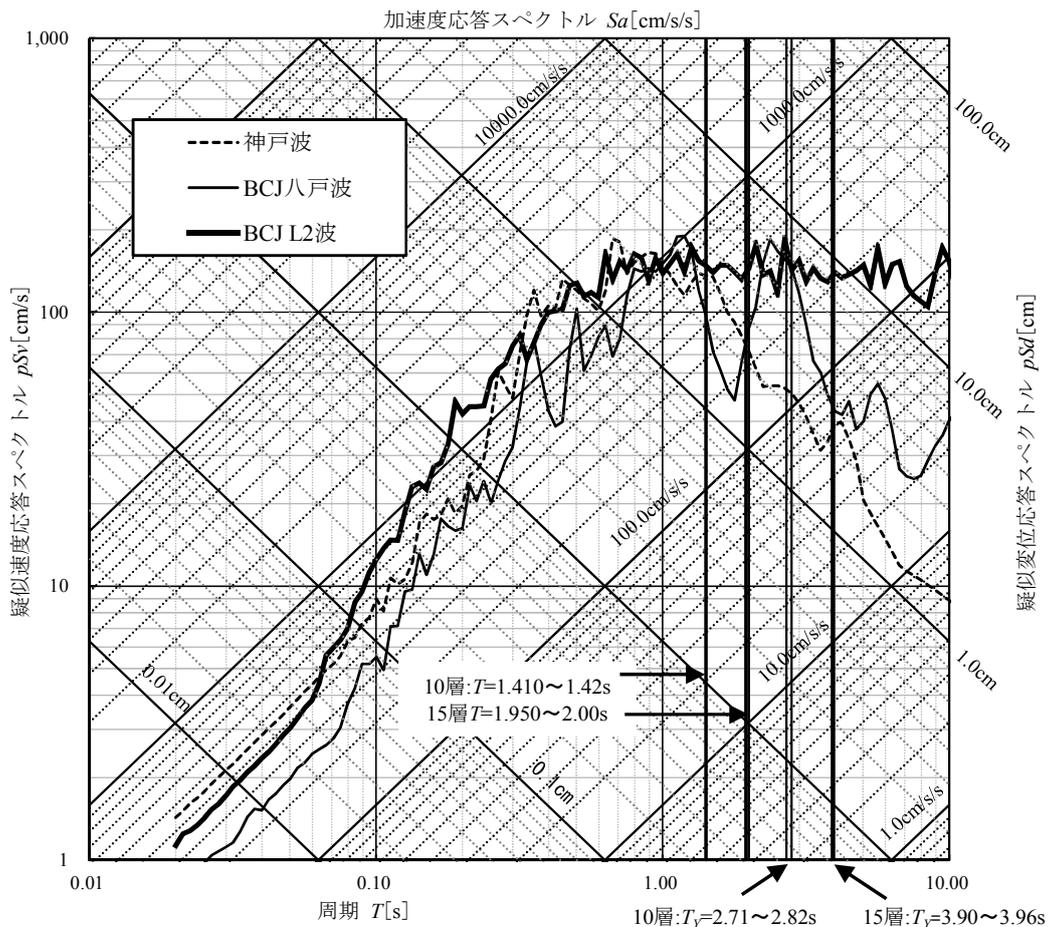
静的増分解析の水平力分布形は、 $A_i$  分布<sup>4.2)</sup>に基づくものとし、段階的に水平力を徐々に増加させ、部材の塑性化に伴い生じる不平衡力を収斂計算により解消していく荷重増分法で行う。

#### 4. 3. 4 時刻歴応答解析概要

時刻歴応答解析は、Newmark- $\beta$ 法による直接積分法により行う。 $\beta$ は1/4とする。時間増分 $\Delta t$ は、0.005秒とする。架構の減衰は、瞬間剛性比例型とし、一次の減衰定数 $h$ は0.02とする。解析に用いる地震波の概要を表4.3、地震波の応答スペクトルを図4.6に示す。A、Bの地震波は、レベル2の地震動に相当するよう、原波形を最大速度50cm/sに基準化している。

【表 4.3 時刻歴応答解析に用いる地震波の概要】

地震波	継続時間 s	最大加速度 cm/s/s	最大速度 cm/s
A 神戸海洋気象台1995 NS 50kine基準化	60	449.80	50.0
B BCJ八戸 1968 EW 50kine基準化 <sup>3-11)</sup>	60	238.40	50.0
C BCJ L2 基盤波 <sup>3-12)</sup>	120	355.66	56.3



【図 4.6 地震波の応答スペクトル】

## 4. 4 試設計した骨組の解析結果

### 4. 4. 1 一次設計用水平力に対する静的弾性解析結果

表 4.4 に各階の接合部の曲げ応力比 ( $jM/(2/3_jM_p)$ ) の分布を示す。ここで、 $jM$  は一次設計時に半剛接合骨組の接合部に生じる曲げ応力である。半剛接合部の短期許容耐力を履歴特性の非線形化が始まる位置  $2/3_jM_p$  とすれば、表 4.4 より X2 フレームでは許容耐力以下であることが確認できる。Y3 フレームでは、12m スパンの梁端部接合部において上層階の一部で許容耐力を超える部分が表れる。当該部分は長スパンで梁端部長期曲げ応力が大きい部分である。

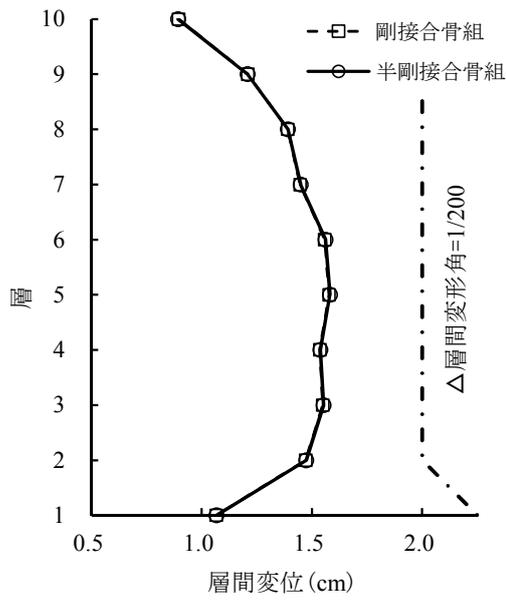
表 4.5 に固有値解析結果及び図 4.7 に各フレームの一次設計時の各層層間変位を示す。表 4.5 より、半剛接合骨組の一次固有周期は、剛接合骨組とほぼ同値である。表 4.4 より一部の層で接合部が非線形化しているが、図 4.7 より各骨組の層間変位は一致している。なお、15 層モデル Y3 フレームの 9 層あたりで変形の大きい部分は、部材断面の切り替え層である。上記より、半剛接合骨組は、設計方針の通りに部材選定が行われた事が確認できる。

【表 4.4 曲げ応力比 ( $jM/(2/3_jM_p)$ ) の分布】

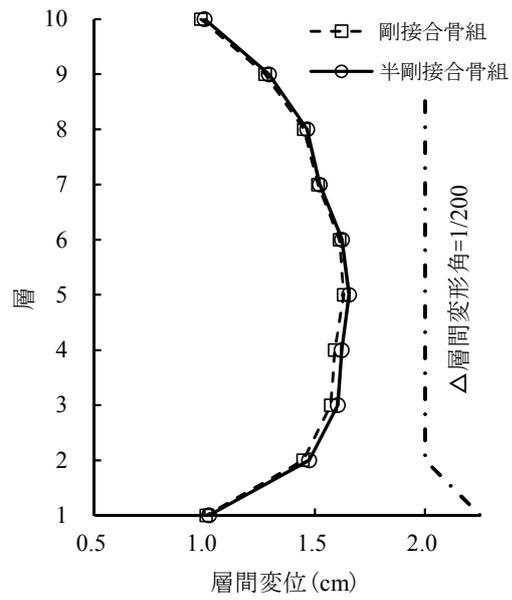
モデル		$jM/(2/3_jM_p)$	備考
10層	X2	0.46 ~ 0.84	
	Y3・12mスパン部分	0.77 ~ 1.01	6階:1.00,9階:1.01
	Y3・6mスパン部分	0.41 ~ 0.80	
15層	X2	0.60 ~ 0.81	
	Y3・12mスパン部分	0.68 ~ 1.02	10階:1.02,11階:1.01,12階:1.00
	Y3・6mスパン部分	0.57 ~ 0.73	

【表 4.5 各モデル固有値解析結果】

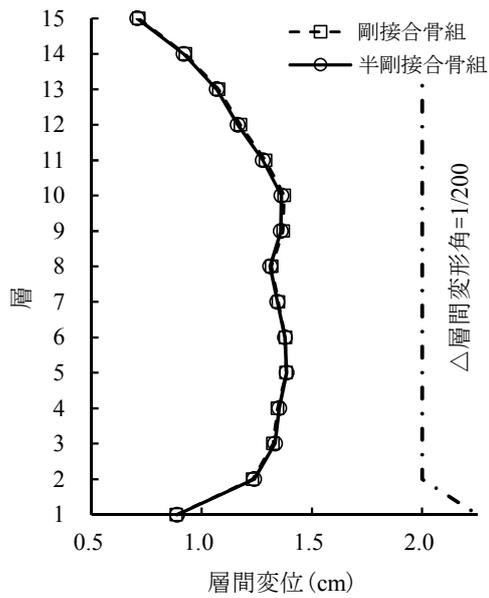
モデル	一次固有周期 $T[s]$		全半剛接合部降伏時 一次固有周期 $T_Y[s]$	
	剛接合骨組	半剛接合骨組	半剛接合骨組	
	10層	X2	1.42	1.42
	Y3	1.41	1.42	2.71
15層	X2	1.95	1.95	3.96
	Y3	2.00	2.00	3.90



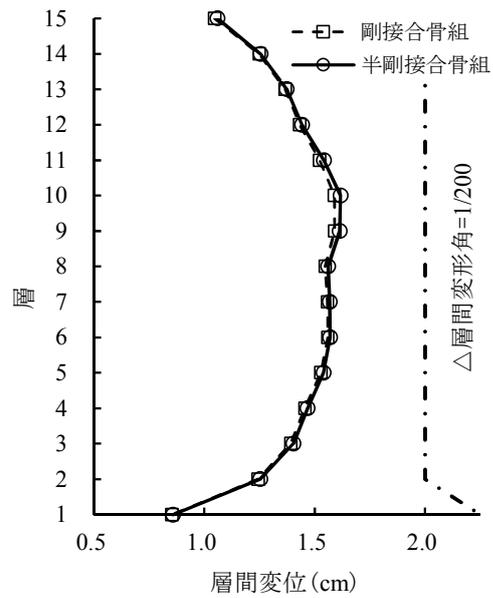
a)10層モデル X2 フレーム



b)10層モデル Y3 フレーム



c)15層モデル X2 フレーム



d)15層モデル Y3 フレーム

【図 4.7 各骨組の一次設計時層間変位】

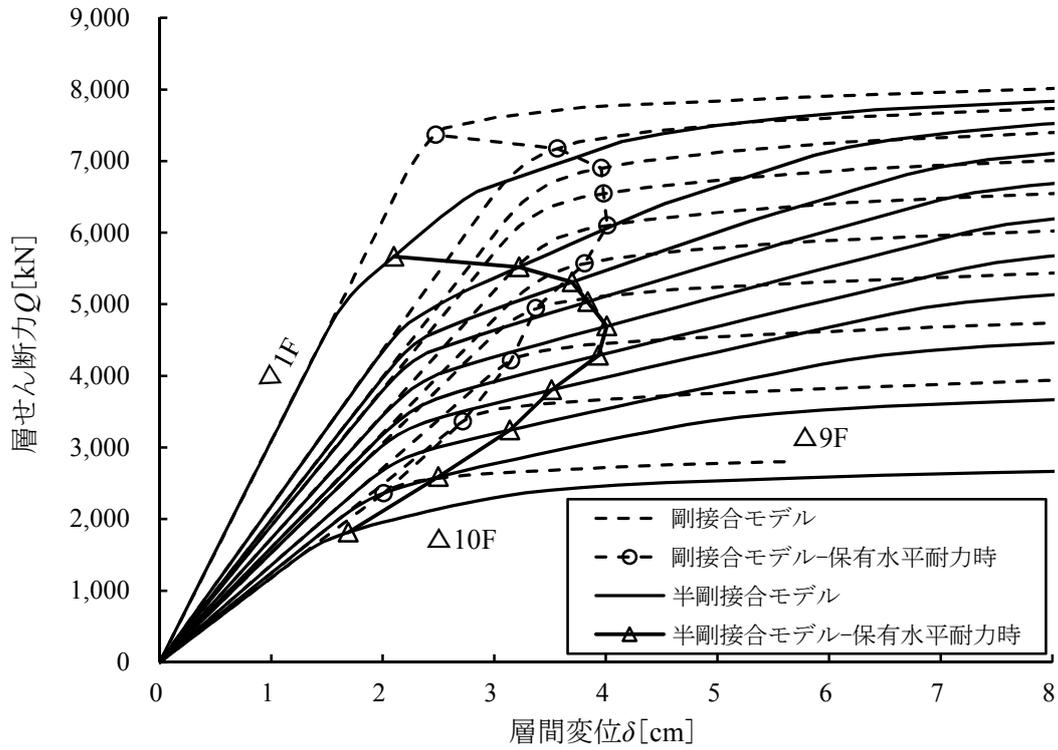
#### 4. 4. 2 静的荷重増分解析結果と保有水平耐力の確認

図 4.8～11 に各骨組の静的荷重増分解析結果の層せん断力  $Q$ —層間変位  $\delta$  関係、及び骨組の保有水平耐力時の塑性ヒンジ図を示す。なお、Y3 フレームは非対称の骨組形状であることから、加力方向により結果が異なる。よって、塑性化の程度の大きい加力方向（同図 b）の矢印の方向）の結果を示すこととした。ここで、骨組の保有水平耐力はいずれかの層の層間変形角が 1/100 に達した時とした。また、図 4.12～15 に、層における塑性化の程度を把握するため、保有水平耐力時までの  $i$  層の静的な塑性吸収エネルギー  ${}_{stat}W_{Pi}$  と各層の  ${}_{stat}W_{Pi}$  の総和  $\sum {}_{stat}W_P$  の比及びその部材毎の割合を示す。 $i$  層の静的な塑性吸収エネルギー  ${}_{stat}W_{Pi}$  は、 $i$  階柱の柱頭柱脚及び  $i+1$  階梁端部の塑性ヒンジのエネルギー吸収量とした。

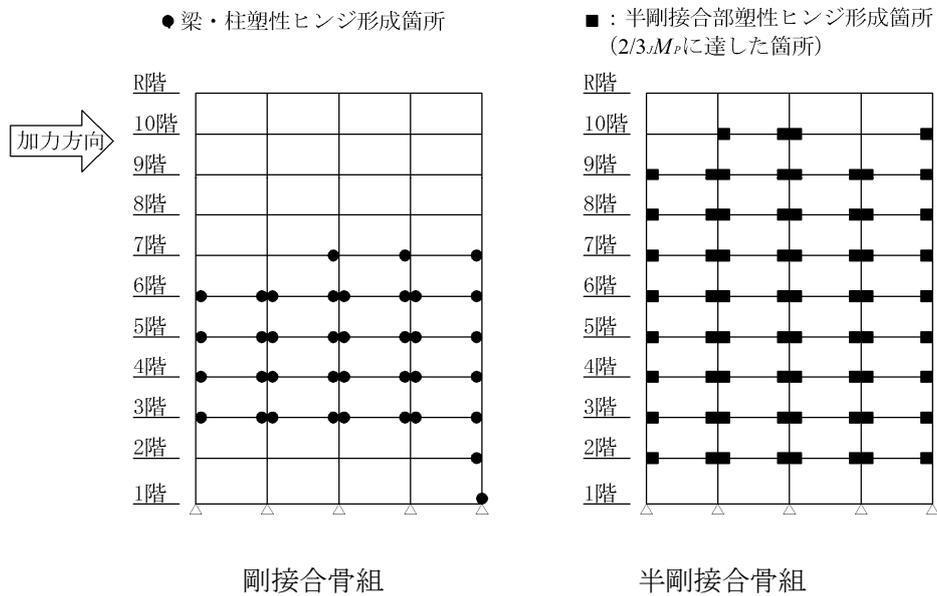
図 4.8～11a)より、半剛接合骨組は接合部の曲げ応力が  $2/3_jM_P$  に達し、剛接合骨組より早期に層の耐力低下が生じ、変形が進行している。その結果、保有耐力時における 1 層の層せん断力は剛接合骨組の 75～80%程度となっている。保有水平耐力時の塑性ヒンジは、剛接合骨組では中層までの梁端部及び 1 層柱脚に分布している。なお、上階に比べ 2 階梁に塑性ヒンジの形成箇所数が少ないのは、1 階梁剛性が相対的に高いことにより柱の曲げ応力の半曲点位置が上昇し、2 階梁端部曲げ応力が上層階梁端部に比べ低くなり、ヒンジ形成が遅れたことによるものである。また、1 階柱脚のヒンジ形成状況は、引き抜き力が生じる側の柱には生じず、押し込み側の柱に生じている。Y3 フレームのヒンジ図では、長スパン梁において、長期鉛直荷重の影響により梁端部の塑性ヒンジ形成状況が X 方向フレームと比較して、偏っている。半剛接合骨組では、ほぼ全層にわたって接合部に塑性ヒンジが分布しているが、1 階柱脚に塑性ヒンジは生じていない。また、半剛接合部の曲げ応力は  $jM_P$  に達していない。

図 4.12～15 から、半剛接合骨組では建物全体でエネルギー吸収をしている様子がわかる。上記の事から、静的な半剛接合骨組の挙動は、同等の弾性剛性を持つ剛接合骨組比べ早期に耐力低下が生じるものの、骨組全体の接合部に分散してエネルギー吸収を行い、1 階柱脚部への損傷の集中を免れている傾向が確認でき、文献 4-13 の動的挙動における結果と対応する。

表 4.6 に各骨組の構造特性係数  $D_s$ 、骨組の保有水平耐力  $Q_u$  に対する必要保有水平耐力  $Q_{un}$  の比 ( $Q_u/Q_{un}$ ) を示す。 $Q_u$  は、いずれかの層の層間変形角が 1/100 に達した時の各層層せん断力である。 $Q_{un}$  は現行基準に従い、 $C_\theta=1.0$ 、 $Fes=1.0$  として求めた。 $D_s$  は、剛接合骨組においては現行基準に従い求めた。半剛接合骨組では、接合部に变形能力を期待した場合の  $D_s$  について現行基準で定められていないことから、ラーメン架構の  $D_s$  値 0.25～0.40 の範囲で示す。表 4.6 より、半剛接合骨組の  $Q_u$  が  $Q_{un}$  以上を確保できる場合は、 $D_s$  の評価により結果がわかる。接合部に塑性変形を期待する半剛接合骨組に対し、現行基準の  $D_s$  評価を適用するには、接合部の塑性変形能力を定量的に評価する必要がある、今後の検討課題である。

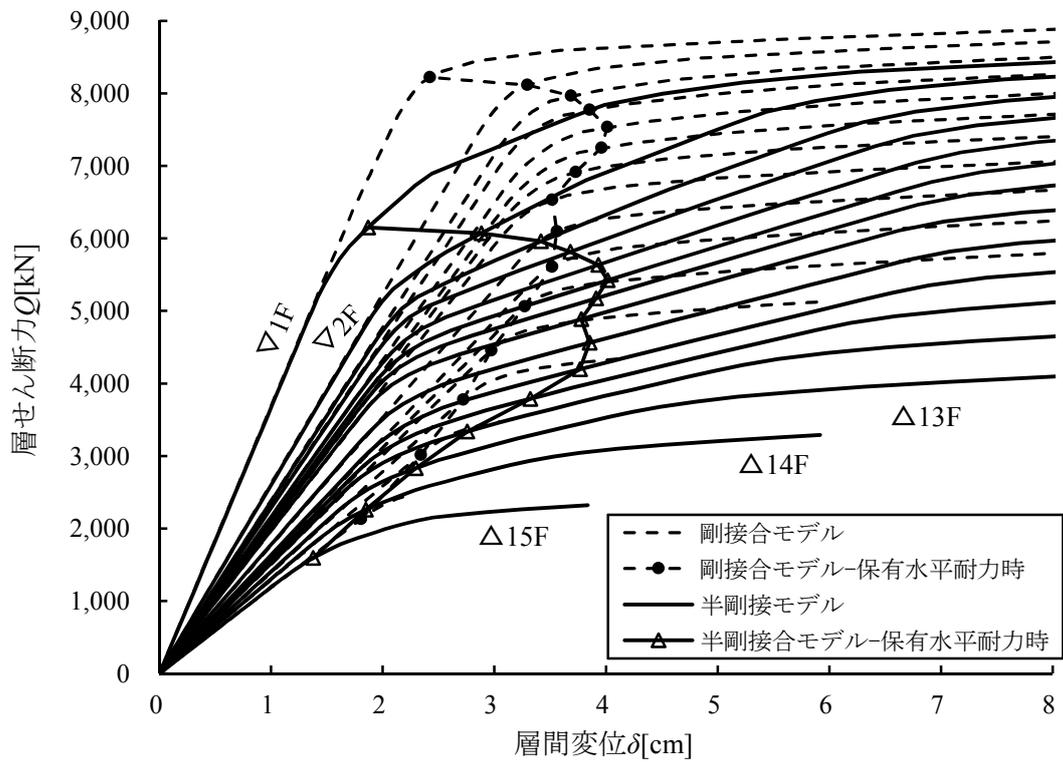


a) 層せん断力  $Q$ -層間変位  $\delta$

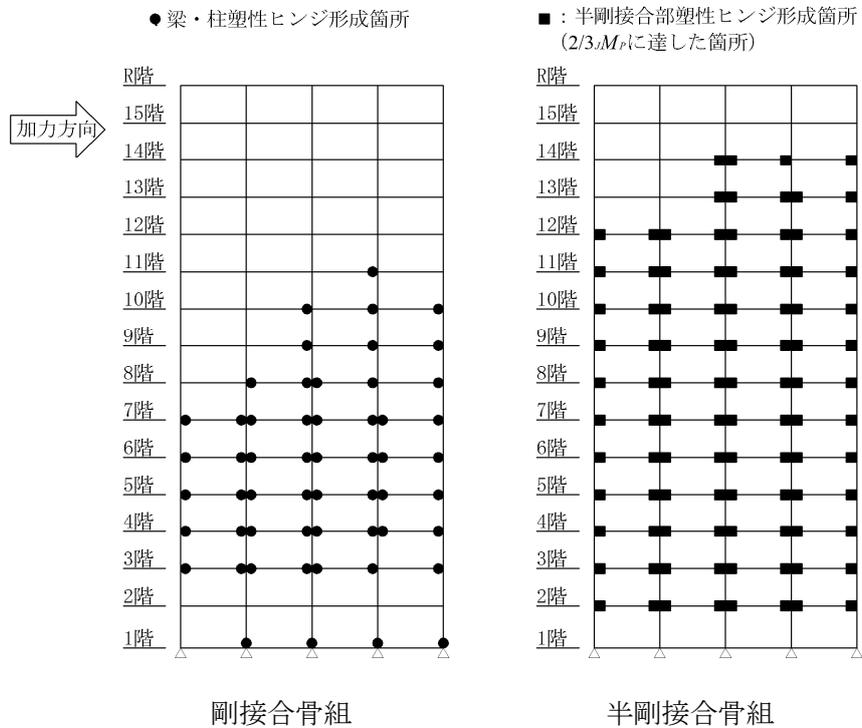


b) 塑性ヒンジ図

【図 4.8 10 層 X2 フレーム静的荷重増分解析結果】

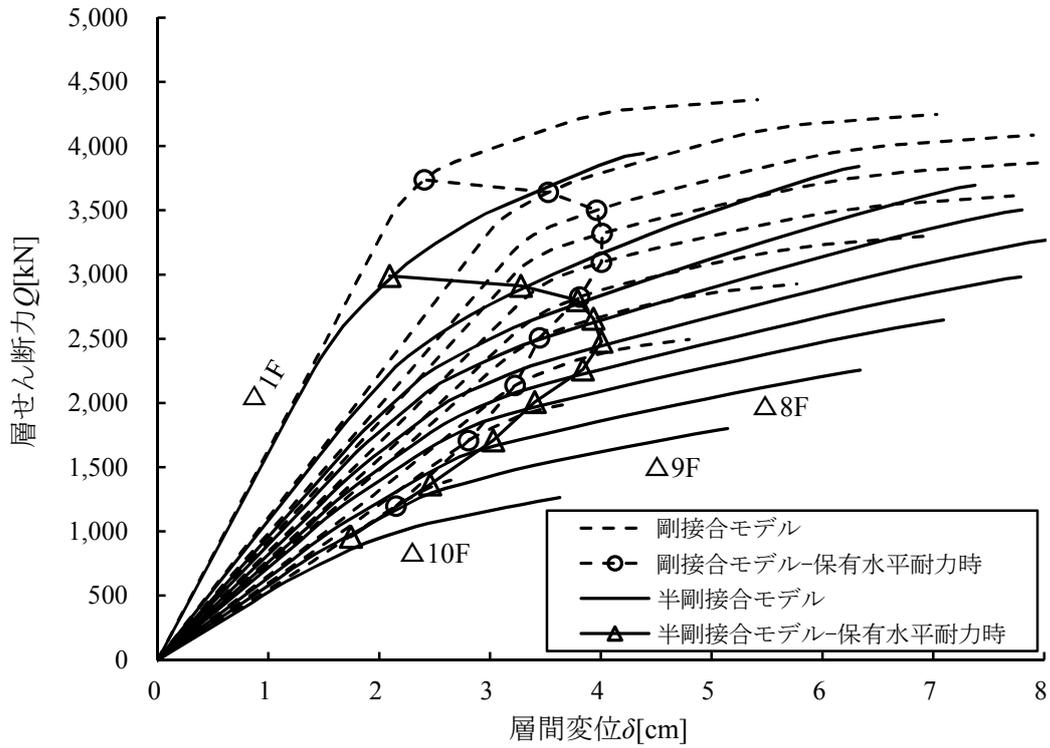


a) 層せん断力  $Q$ -層間変位  $\delta$

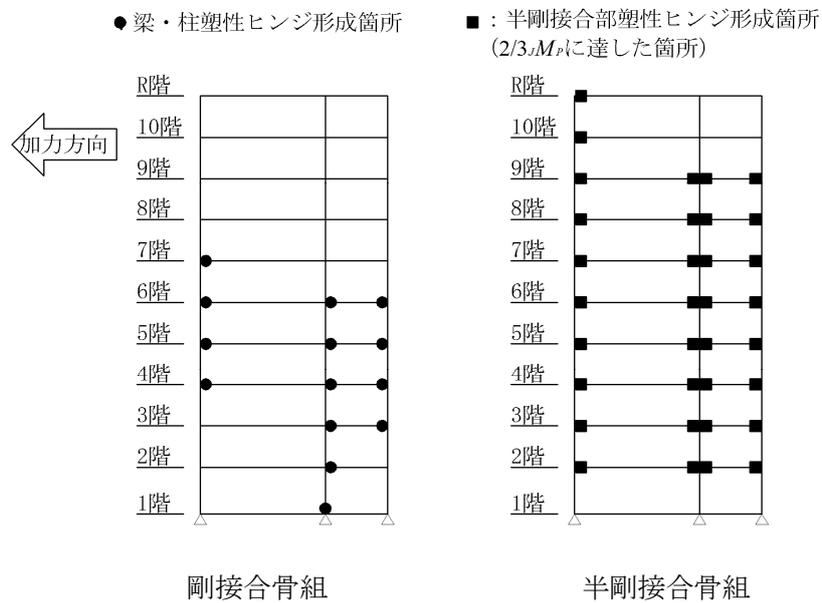


b) 塑性ヒンジ図

【図 4.9 15 層 X2 フレーム静的荷重増分解析結果】

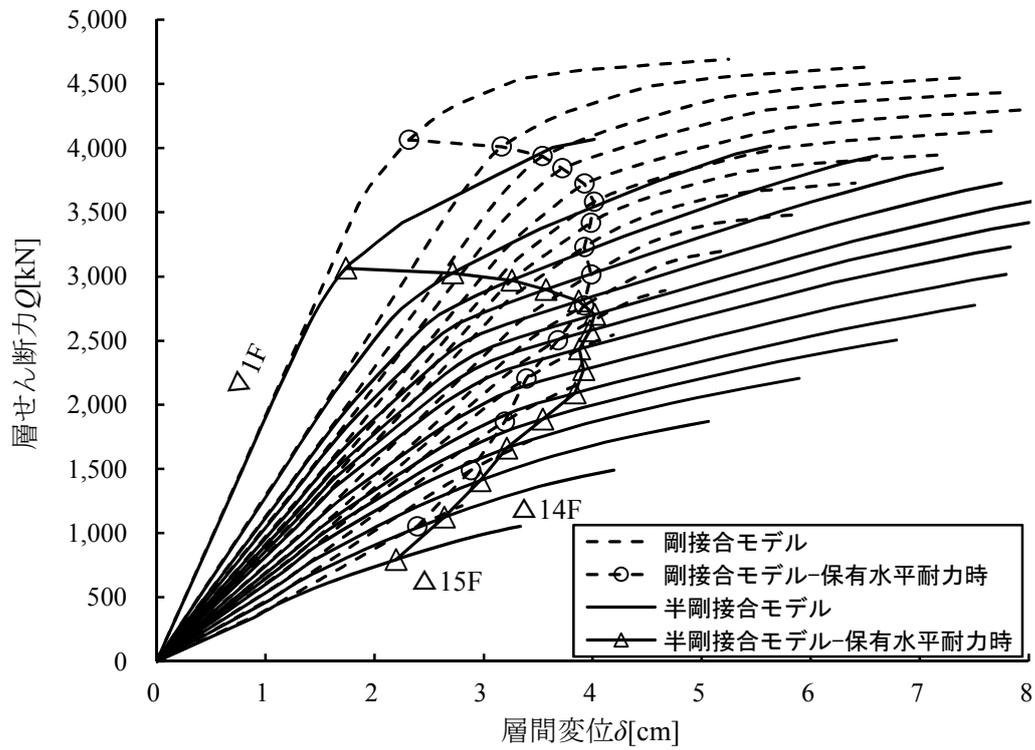


a) 層せん断力  $Q$ -層間変位  $\delta$

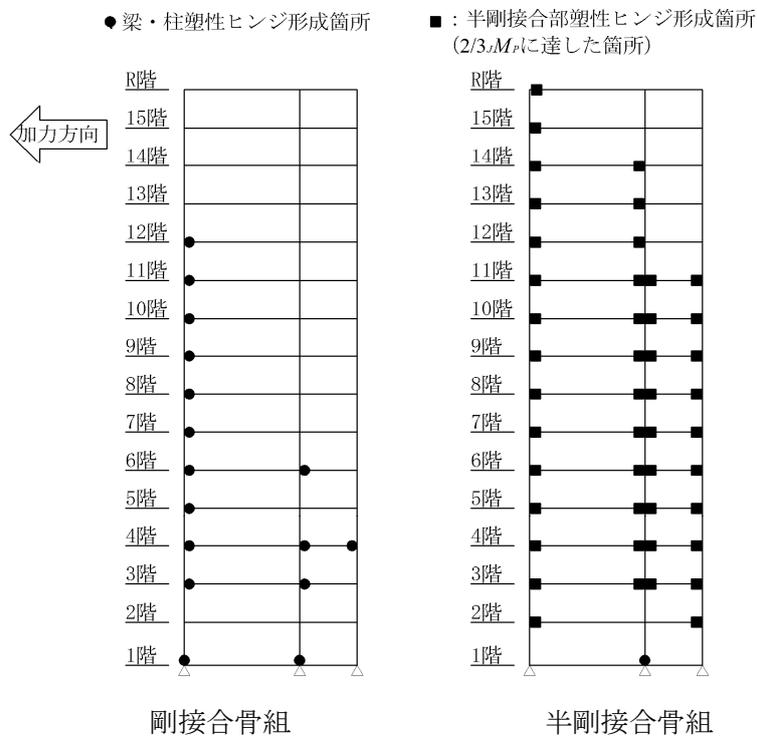


b) 塑性ヒンジ図

【図 4.10 10 層 Y3 フレーム静的荷重増分解析結果】

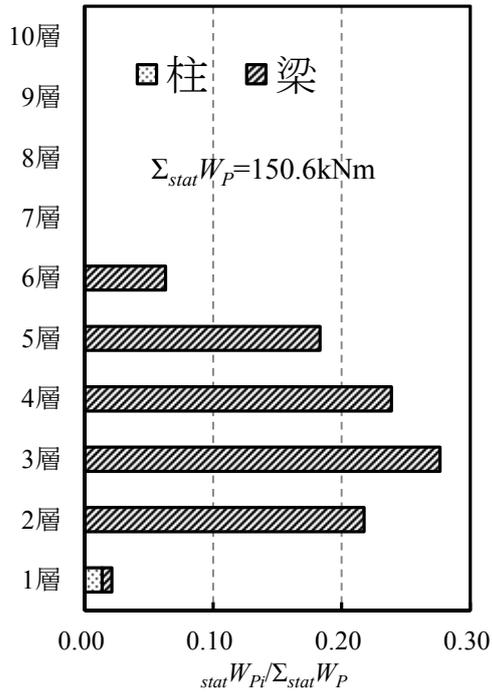


a) 層せん断力  $Q$ -層間変位  $\delta$

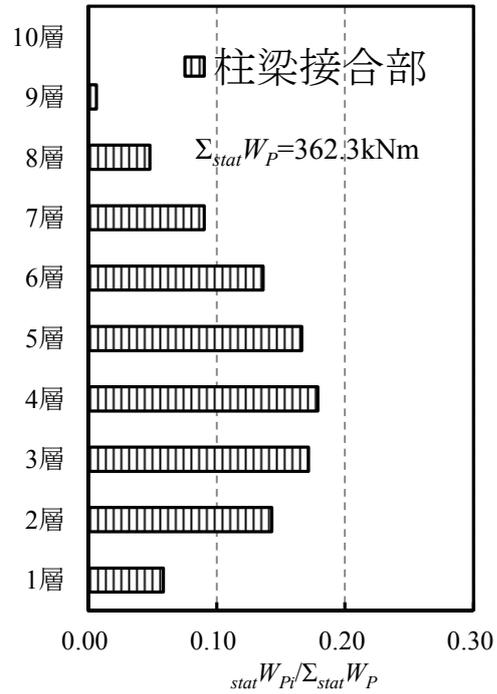


b) 塑性ヒンジ図

【図 4.11 15 層 Y3 フレーム静的荷重増分解析結果】

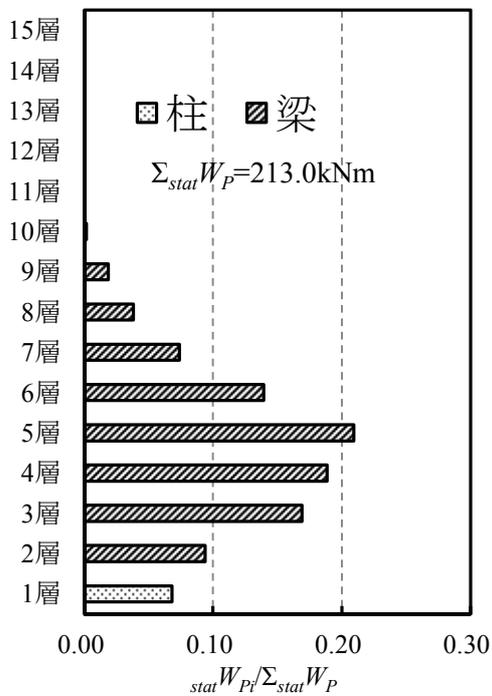


剛接合骨組

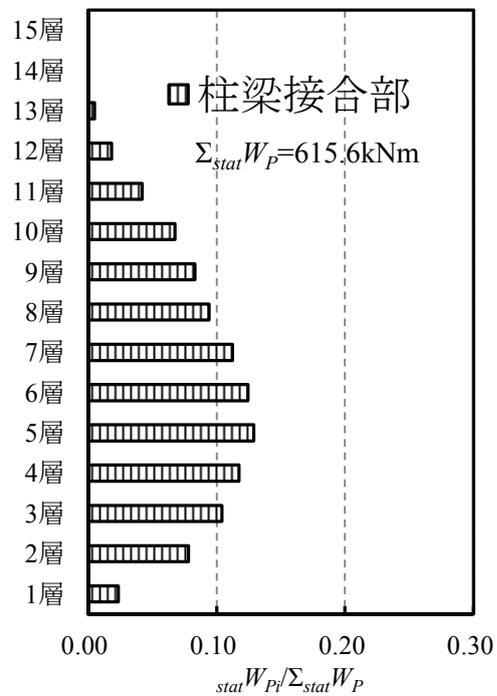


半剛接合骨組

【図 4.12 10 層 X2 フレームの各層  $stat W_{Pi} / \Sigma_{stat} W_P$ 】

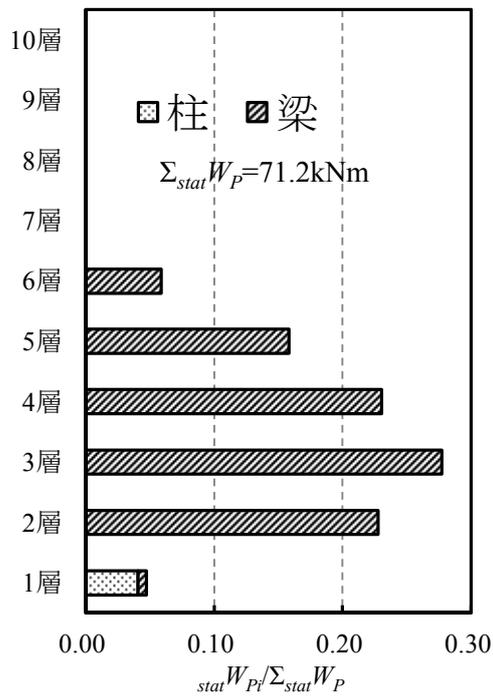


剛接合骨組

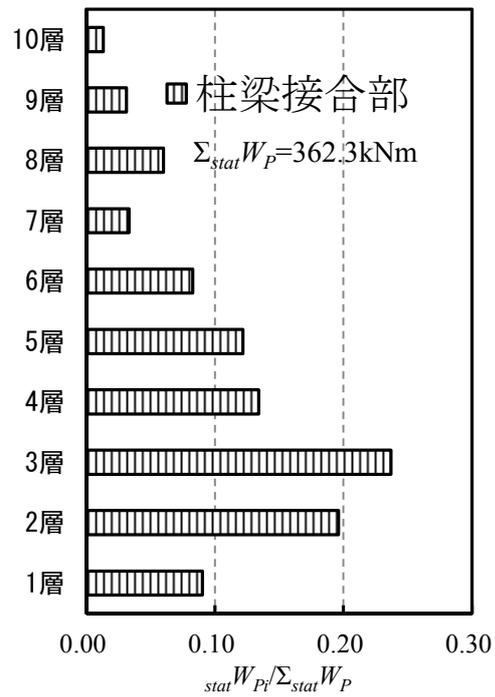


半剛接合骨組

【図 4.13 15 層 X2 フレームの各層  $stat W_{Pi} / \Sigma_{stat} W_P$ 】

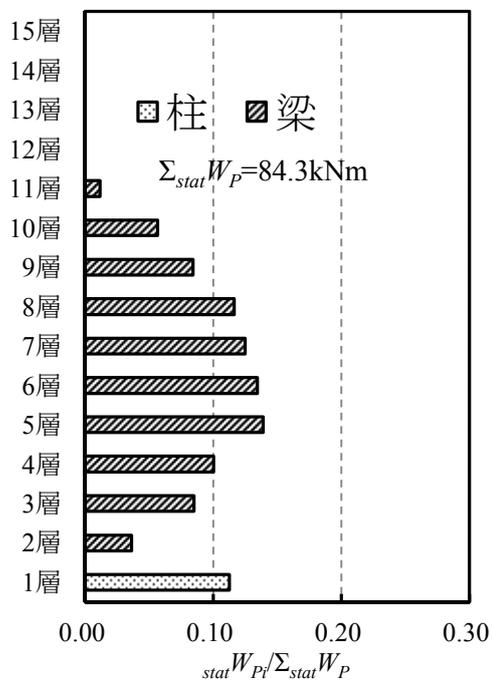


剛接合骨組

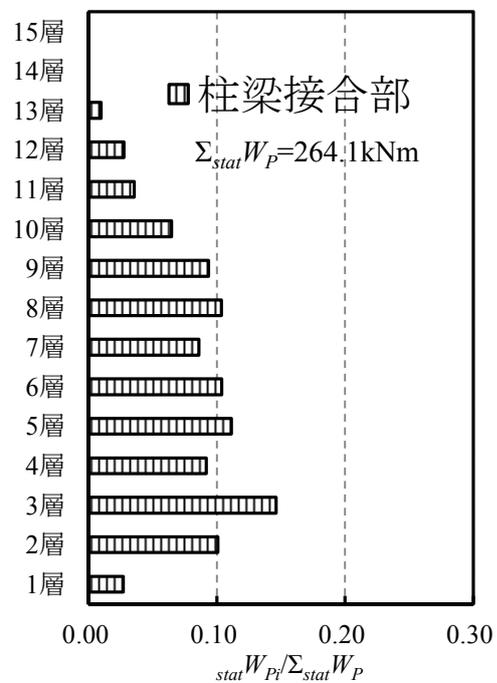


半剛接合骨組

【図 4.14 10 層 Y3 フレームの各層  $stat W_{Pi} / \Sigma_{stat} W_P$ 】



剛接合骨組



半剛接合骨組

【図 4.15 15 層 Y3 フレームの各層  $stat W_{Pi} / \Sigma_{stat} W_P$ 】

【表 4.6 各骨組の  $D_s$  及び  $Q_u/Q_{un}$ 】

モデル		剛接合骨組				半剛接合骨組			
		層		$D_s$	$Q_u/Q_{un}$	層		$D_s$	$Q_u/Q_{un}$
10 層	X2	8 ~ 10	0.30	1.49	1	0.25	1.38		
		1 ~ 7	0.25	1.79	~ 10	~ 0.40	~ 0.86		
	Y3	8 ~ 10	0.30	1.51	1	0.25	1.43		
		1 ~ 7	0.25	1.81	~ 10	~ 0.40	~ 0.90		
15 層	X2	13 ~ 15	0.30	1.68	1	0.25	1.51		
		1 ~ 12	0.25	2.02	~ 15	~ 0.40	~ 0.94		
	Y3	13 ~ 15	0.30	1.66	1	0.25	1.50		
		1 ~ 12	0.25	1.99	~ 15	~ 0.40	~ 0.94		

#### 4. 4. 3 時刻歴応答解析結果

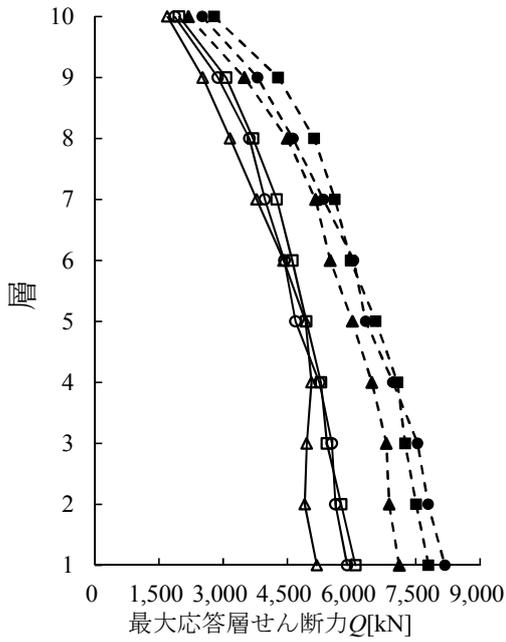
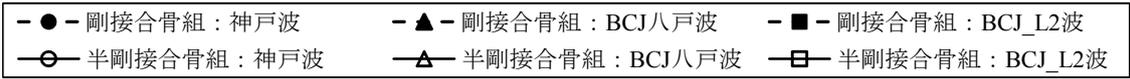
図 4.16、及び図 4.17、図 4.18 に各モデルの最大応答層せん断力  $Q$ 、最大応答層間変位  $\delta$  及び柱の最大軸力比 ( $N/N_y$ ) を示す。

図 4.16 より、剛接合骨組に対し半剛接合骨組の方が、各層の応答せん断力が小さくなっている。これは剛接合骨組に対し、半剛接合骨組の層の復元力特性が非線形化に至る耐力が低いこと、応答解析結果より半剛接合骨組は強震時に凡そ全層にわたって接合部が一次降伏しており、建物の周期帯が長周期側に移動したことにより、応答層せん断力の増大が抑えられたと考えられる。検証のため、表 4.5 に半剛接合骨組の全接合部が一次降伏 ( $2/3J_M P$ ) に達した時の接合部剛性とした場合の一次固有周期  $T_Y$  を、図 4.6 に弾性一次固有周期  $T$  と合わせて示している。これより、接合部が一次降伏することにより、地震動の加速度応答スペクトルが低下する部分に建物の一次固有周期が移動することがわかる。

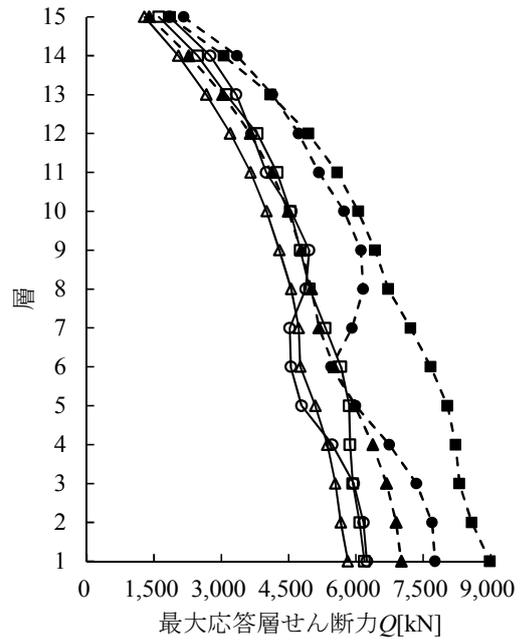
図 4.17 より、半剛接合骨組の最大応答層間変位は、剛接合骨組より低減されていることがわかる。また、剛接合骨組では層間変形が集中する層があるのに対し、半剛接合骨組は目立って変形が集中する層はない。この要因としては、解析終了時まで各モデルの半剛接合部は接合部剛性が大きく低下する全塑性耐力  $J_M P$  に達していないこと、接合部の一次降伏耐力及び一次降伏後の剛性が影響したと考えられるが、今後詳細な検討により影響因子を明らかにする必要がある。なお、15 層モデルの 10 層あたりでは、剛接合骨組と同等ないしはやや大きい応答値を示している。両骨組の 15 層モデルの神戸波における応答結果では、5 から 10 層付近でその様相が特徴的に変化しているが、現状ではその原因は明らかでない。半剛接合骨組の最大応答層間変形角は、15 層モデルの Y 方向フレームで 1/89、その他は概ね 1/100 となっている。

図 4.18 より、半剛接合骨組の柱の最大軸力比は、当該半剛接合部の挙動に影響を与える軸力比  $0.40^{4-1)}$  以下であることが確認できる。

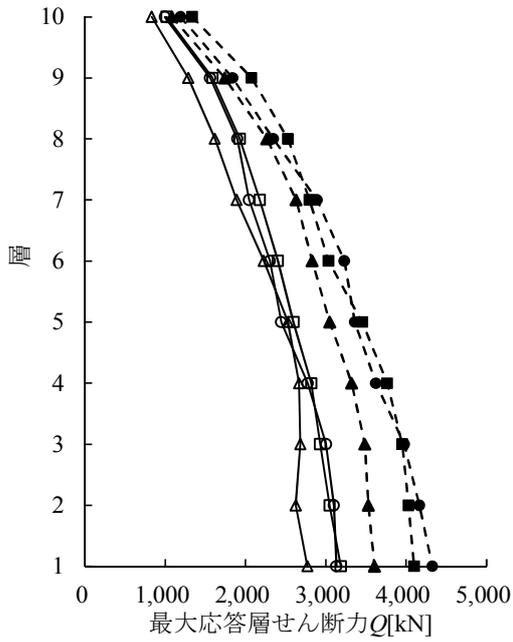
上記の結果より、本論で用いた 3 波形による動的な解析結果では、接合部及び立体的挙動に対し簡略化したモデル化を行っているが、概ね最大応答層間変形角 1/100 以下となる高層半剛接合骨組が設計できる可能性があると言える。



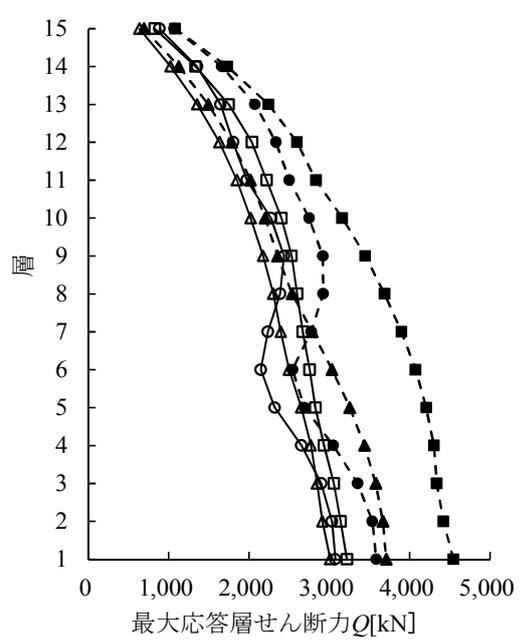
a)10 層モデル X2 フレーム



b)15 層モデル X2 フレーム

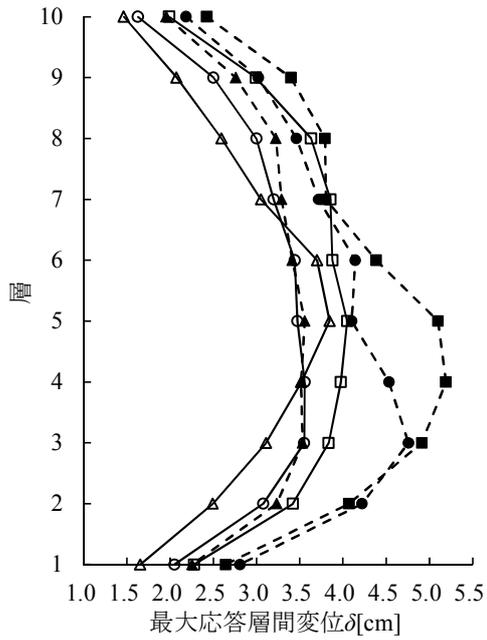
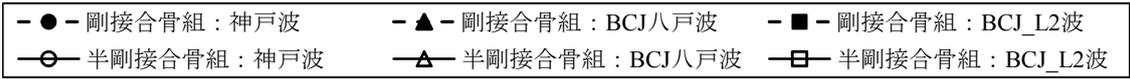


c)10 層モデル Y3 フレーム

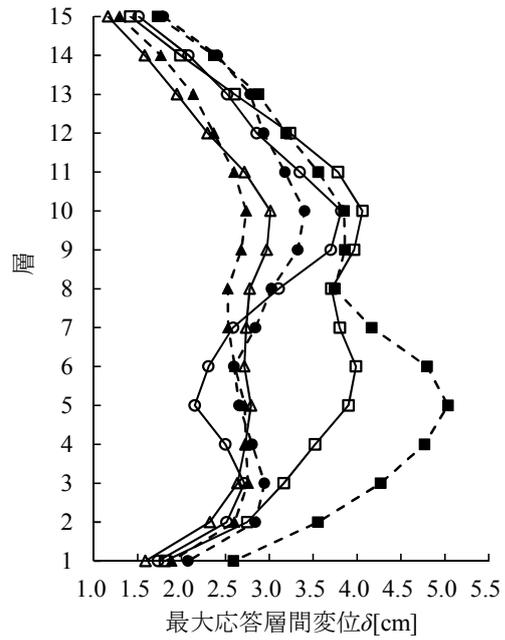


d)15 層モデル Y3 フレーム

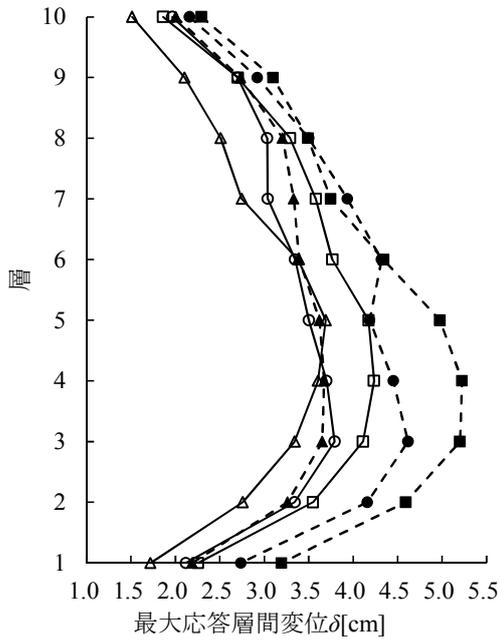
【図 4.16 各モデルの最大応答層せん断力】



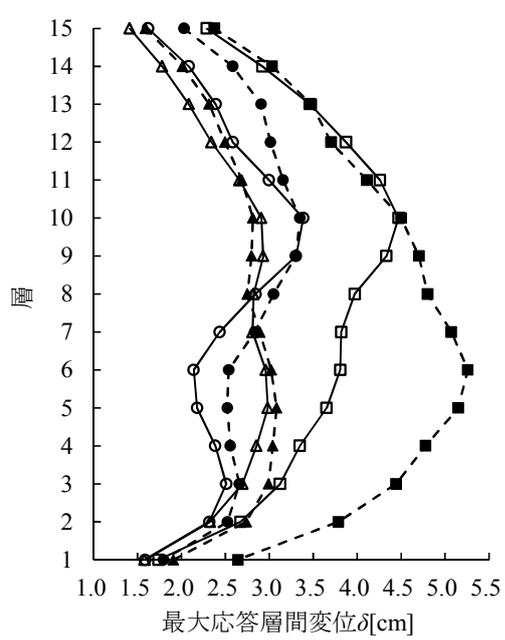
a)10層モデル X2 フレーム



b)15層モデル X2 フレーム

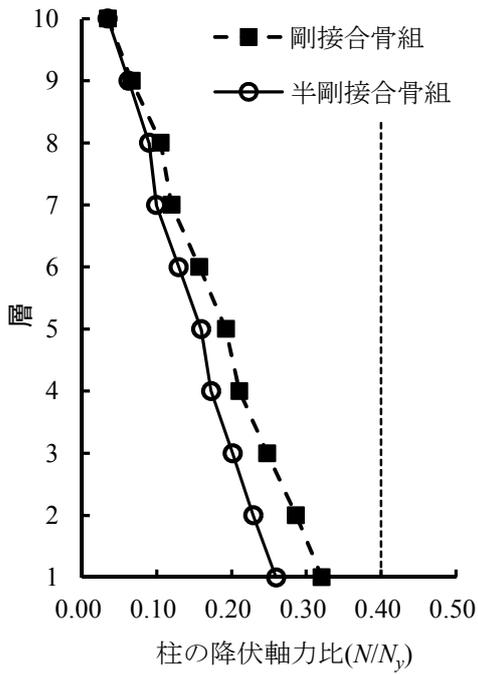
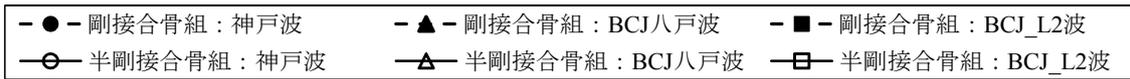


c)10層モデル Y3 フレーム

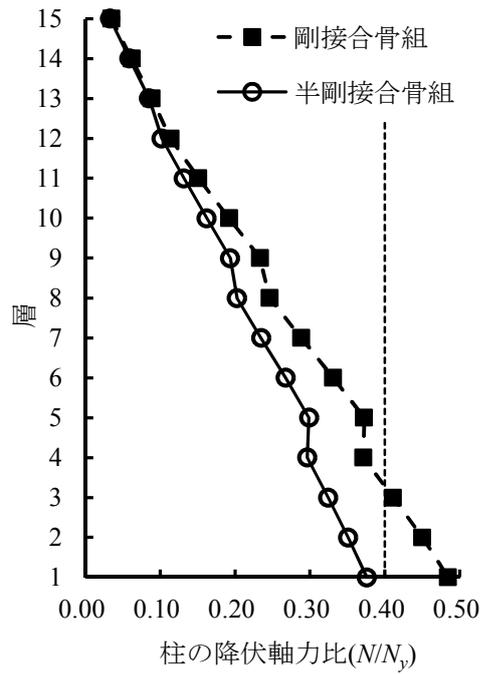


d)15層モデル Y3 フレーム

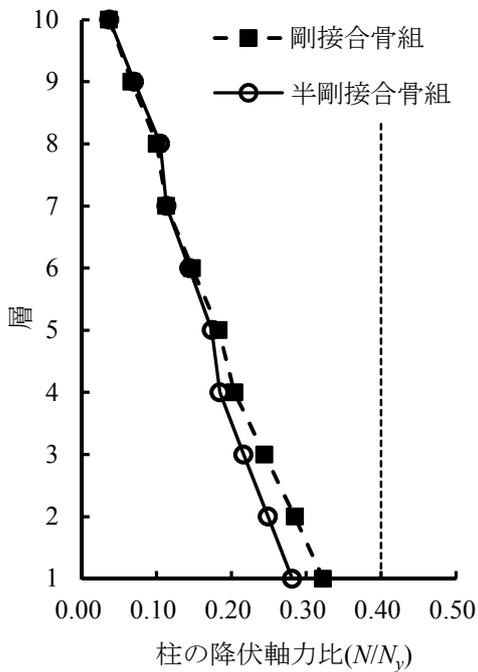
【図 4.17 各モデルの最大応答層間変位】



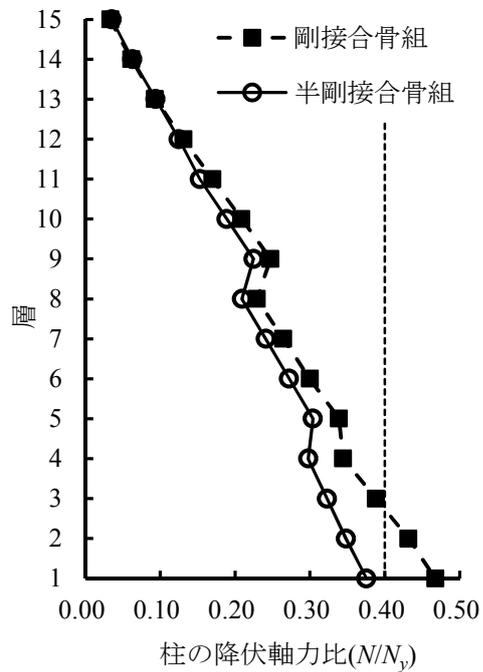
a)10層モデル X2 フレーム



b)15層モデル X2 フレーム



c)10層モデル Y3 フレーム



d)15層モデル Y3 フレーム

【図 4.18 各モデルの最大柱軸力比】

#### 4. 5 試設計のまとめ

試設計を行った結果のまとめを以下に示す。

- 所定の耐震性能を持つ高層剛接合骨組を基に、平面骨組を対象とした骨組剛性を基準とした簡便な方法で、現行基準の一次設計時の層間変形角制限  $1/200$  を満足できる現実的な部材断面で構成されるノンダイアフラム形式中空断面柱梁接合部を持つ高層半剛接合骨組を設計した。
- 試設計を行った半剛接合骨組は、レベル 2 地震動を想定した観測波 2 波及び模擬地震動 1 波の地震動に対し、概ね最大応答層間変形角  $1/100$  以下となる耐震性能を持つ結果が得られた。

以下に当該試設計を行った結果に伴う今後の課題をまとめる。

- 半剛接合部となる柱梁接合部パネルの耐力評価とモデル化、及びそれらが半剛接合骨組に与える影響を把握する必要がある。
- 立体骨組における半剛接合部の力学的挙動を評価した場合の骨組の性能を検証する必要がある。
- 保有水平耐力計算における柱梁接合部崩壊型骨組の  $D_s$  評価、及び  $D_s$  評価を行うために当該接合部の塑性変形能力を定量的に評価する必要がある。

## 4. 6 応答予測

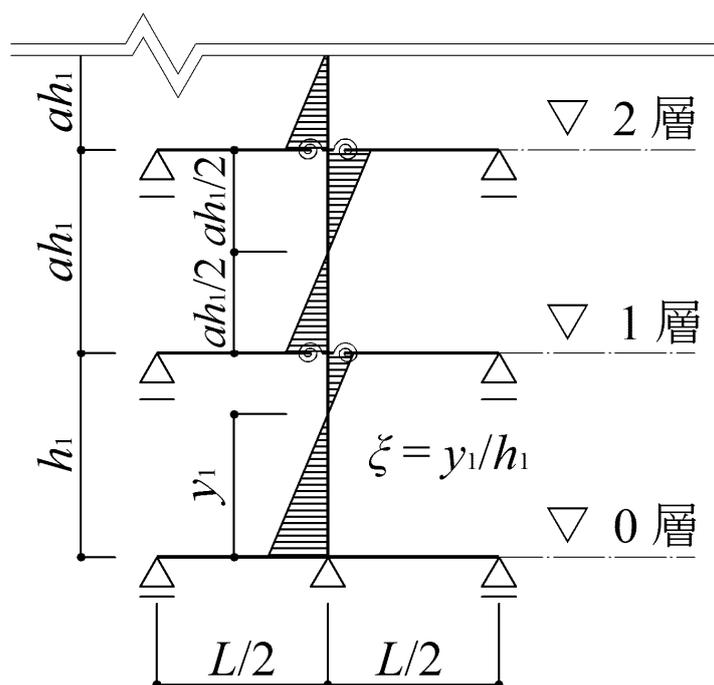
### 4. 6. 1 応答予測式の拡張

本節では、前節までに試設計を行った骨組の応答予測を、本論で提案する手法により行う。

応答予測を行う骨組は、本論で提案する手法の設定と、比較的条件に近い 10 層及び 15 層の X2 フレームとする。また、当該骨組の応答を代表する部材配置として、地震時の変動軸力を受けない Y3 通りの柱及び梁を抜き出した魚骨形骨組を応答予測に用いる。表 4.7 に応答予測に用いる諸元を示す。

なお、対象骨組は一般的な事務所ビルを想定しているため、第 1 層階高  $h_1$  が他の層より高い。よって、本節では、より一般的な骨組にも適用できるように、第 2 章で示した応答予測式を拡張した評価式を導出する。

図 4.19 に一般的な建物形状を想定した最下層部分の部材配置例を示す。本節では、基準の階高  $h$  が、第 1 層の階高  $h_1$  の  $a$  倍となる場合を想定する。また、第 1 層柱を対象とした反曲点高さ比  $\xi$  を導入する。他の層については第 2 章と同様に、柱中央に反曲点を仮定する。



【図 4.19 最下層の部材配置例と地震時応力図】

【表 4.7 各骨組の応答評価に用いる諸元】

階	i	各階の重量 $m_i$ [kN]	スパン $L$ [m]	階高 $H$ [m]	$c_i K_0 / c_i K_1$	弾性回転剛性 $K_i$ [kNm/rad]		最適節点 降伏モーメント係数分布		$V_D$ [cm/s]	
						$\xi=0.5$	$\xi=0.7$	$\xi=0.5$	$\xi=0.7$	BCJ-I.2	HACHINOHE KOBE
R階	10	570	7.00	4.00	-	472,189	472,189	2.658	1.477	197	119
10階	9	400	7.00	4.00	-	555,245	555,245	3.572	1.984		
9階	8	400	7.00	4.00	-	555,245	555,245	3.124	1.735		
8階	7	400	7.00	4.00	-	722,061	722,061	2.839	1.577		
7階	6	400	7.00	4.00	-	738,504	738,504	2.623	1.457		
6階	5	400	7.00	4.00	-	738,504	738,504	2.633	1.463		
5階	4	400	7.00	4.00	-	919,132	919,132	2.210	1.228		
4階	3	400	7.00	4.00	-	929,543	929,543	2.097	1.165		
3階	2	400	7.00	4.00	-	929,543	929,543	2.019	1.122		
2階	1	400	7.00	4.50	-	926,782	943,283	1.834	0.771		
1階	0	-	7.00	-	7.4	1,516,305	1,153,177	1.000	1.000		

階	i	各階の重量 $m_i$ [kN]	スパン $L$ [m]	階高 $H$ [m]	$c_i K_0 / c_i K_1$	弾性回転剛性 $K_i$ [kNm/rad]		最適節点 降伏モーメント係数分布		$V_D$ [cm/s]	
						$\xi=0.5$	$\xi=0.7$	$\xi=0.5$	$\xi=0.7$	BCJ-I.2	HACHINOHE KOBE
R階	15	570	7.00	4.00	-	585,947	585,947	3.006	2.147	188	74
15階	14	400	7.00	4.00	-	689,213	689,213	4.153	2.966		
14階	13	400	7.00	4.00	-	689,213	689,213	3.699	2.642		
13階	12	400	7.00	4.00	-	812,377	812,377	3.337	2.384		
12階	11	400	7.00	4.00	-	820,580	820,580	3.086	2.205		
11階	10	400	7.00	4.00	-	820,580	820,580	2.902	2.073		
10階	9	400	7.00	4.00	-	820,580	820,580	2.745	1.961		
9階	8	400	7.00	4.00	-	1,052,219	1,052,219	2.594	1.853		
8階	7	400	7.00	4.00	-	901,613	901,613	2.447	1.748		
7階	6	400	7.00	4.00	-	901,613	901,613	2.313	1.652		
6階	5	400	7.00	4.00	-	901,613	901,613	2.207	1.576		
5階	4	400	7.00	4.00	-	1,148,739	1,148,739	2.138	1.527		
4階	3	400	7.00	4.00	-	1,161,987	1,161,987	2.084	1.489		
3階	2	400	7.00	4.00	-	1,161,987	1,161,987	2.026	1.447		
2階	1	400	7.00	4.50	-	1,158,515	1,179,264	1.859	1.042		
1階	0	-	7.00	-	6.0	1,795,405	1,381,081	1.000	1.000		

$a$  と  $\xi$  を考慮すれば、(2.4a)、(2.4b)式より、第 0 層及び第 1 層の柱の平均回転角  ${}_c\theta_0$ 、 ${}_c\theta_1$  は次式で表されえる。

$$\begin{aligned}
 {}_c\theta_1 &= \frac{{}_c\delta_2 + {}_c\delta_1}{h_2/2 + (1-\xi)h_1} = \frac{{}_c\delta_2 + {}_c\delta_1}{h_1} \cdot \frac{1}{a/2 + (1-\xi)} \\
 &= \left\{ \frac{Q_1 \left( \frac{ah_1}{2} \right)^3}{3E_c I_2 h_1} + \frac{Q_1 (1-\xi)^3 h_1^3}{3E_c I_1 h_1} \right\} / \{a/2 + (1-\xi)\} \\
 &= \frac{Q_1 \left( \frac{h_1}{2} \right)^2}{3E_c I_1} \cdot \frac{a^3 + 8(1-\xi)^3}{a + 2(1-\xi)} \\
 &= M_1' \cdot \left( \frac{1}{2{}_cK_1} \cdot \frac{2a^3 + 16(1-\xi)^3}{\{a + 2(1-\xi)\}^2} \right)
 \end{aligned} \tag{4.2}$$

$${}_c\theta_0 = \frac{{}_c\delta_1}{\xi h_1} = \frac{Q_1 \xi^3 h_1^3}{3E_c I_1} \cdot \frac{1}{\xi h_1} = M_0' \cdot \frac{2\xi}{{}_cK_1} \tag{4.3}$$

ここで、

$$a = h_2/h_1$$

$\xi$  : 第 1 層の柱における  $h_1$  に対する地震時曲げ応力の第 0 層からの反曲点高さの比

$${}_cI_2 = {}_cI_1$$

$${}_cK_1 = \frac{6E_c I_1}{h_1}$$

$$M_1' = Q_1 h_1 \{a/2 + (1-\xi)\}$$

$$M_0' = Q_1 \xi h_1$$

(4.2)及び(4.3)式を用いれば、(2.1)、(2.3)、(2.9a)、(2.9b)式の関係より、第 0 層及び第 1 層の部分架構の弾性回転剛性  $K_0$ 、 $K_1$ 、2 次回転剛性  $K_{20}$ 、 $K_{21}$  は次式で与えられる。

$$K_1 = \left( \frac{1}{2_c K_1} \cdot \frac{2a^3 + 16(1-\xi)^3}{\{a + 2(1-\xi)\}^2} + \frac{1}{2_G K_1} + \frac{1}{2_J K_1} \right)^{-1} \quad (4.4)$$

$$K_0 = \left( \frac{2\xi}{c K_1} + \frac{1}{2_G K_0} + \frac{1}{2_J K_0} \right)^{-1} \quad (4.5)$$

$$K_{21} = \left( \frac{1}{2_c K_1} \cdot \frac{2a^3 + 16(1-\xi)^3}{\{a + 2(1-\xi)\}^2} + \frac{1}{2_G K_1} + \frac{1}{2_J K_{1J} \tau_1} \right)^{-1} \quad (4.6)$$

$$K_{20} = \left( \frac{2\xi}{c \tau_{1c} K_1} + \frac{1}{2_G K_0} \right)^{-1} \quad (4.7)$$

また、最適降伏層せん断力係数分布に従った場合の第 0 層及び第 1 層の最適節点降伏モーメント  $M_0$ 、 $M_1$  及びモーメント係数  $\alpha_{M0}$ 、 $\alpha_{M1}$  は(2.17a)、(2.17c)式の関係から次式で得られる。

$$\begin{aligned} M_1 &= \sum_{j=2}^N m_j g \bar{\alpha}_2 \alpha_1 \cdot \frac{h_2}{2} + Mg \bar{\alpha}_1 \alpha_1 (1-\xi) h_1 \\ &= \frac{h_1}{2} \left\{ \sum_{j=2}^N m_j \bar{\alpha}_2 a + 2M(1-\xi) \right\} \alpha_1 g \end{aligned} \quad (4.8)$$

$$M_0 = Mg \bar{\alpha}_1 \alpha_1 \xi h_1 = Mg \alpha_1 \xi h_1 \quad (4.9)$$

$$\alpha_{M1} = \frac{2M_1}{Mgh_1} = \left\{ \sum_{j=2}^N m_j \bar{\alpha}_2 a + 2M(1-\xi) \right\} \alpha_1 / M \quad (4.10)$$

$$\alpha_{M0} = \frac{2M_0}{Mgh_1} = 2\xi \alpha_1 \quad (4.11)$$

ここで、 $\bar{\alpha}_i$  : 最適降伏層せん断力係数分布

$\alpha_1$  : ベースシア係数

(4.10)、(4.11)式より、最適降伏層せん断力係数分布に従った各層の最適節点降伏モーメント係数分布は次式で得られる。

$i \neq 0, 1, N$  の場合

$$\bar{\alpha}_{Mi} = \frac{\alpha_{Mi}}{\alpha_{M0}} = \left( \sum_{j=i}^N m_j \cdot \bar{\alpha}_j + \sum_{j=i+1}^N m_j \cdot \bar{\alpha}_j \right) / \left( 2\xi \sum_{j=i}^N m_j \right) \quad (4.12)$$

$i = 1$  の場合

$$\bar{\alpha}_{M1} = \frac{\alpha_{M1}}{\alpha_{M0}} = \left\{ \sum_{j=2}^N m_j \bar{\alpha}_2 a + 2M(1-\xi) \right\} / \{2\xi M\} \quad (4.13)$$

$i = N$  の場合

$$\bar{\alpha}_{MN} = \frac{\alpha_{MN}}{\alpha_{M0}} = \frac{\bar{\alpha}_N}{2\xi} \quad (4.14)$$

$i = 0$  の場合

$$\bar{\alpha}_{M0} = \bar{\alpha}_1 = 1 \quad (4.15)$$

第 1 層の最大平均層間変位  $\delta_{\max 1}$  は、次式で得られる。

$$\delta_{\max 1} = \{ \xi \theta_{\max 0} + (1-\xi) \theta_{\max 1} \} h_1 \quad (4.16)$$

反曲点高さ比  $\xi$  は、部材の剛比及び階高、層数を用いた略算法<sup>4-14)</sup>により求める。10 層程度以上の高層骨組を対象とし、最下層柱脚を固定とすれば、想定する外力分布形により多少の変動はあるものの、概ね 0.70~0.75 あたりの値となる。ここで、算定に用いた諸元は 10 層及び 15 層共通で以下となる。下記係数を用いて、文献 4-14 に示されている算定表から  $\xi$  を得た。

$$\bar{k} = \frac{2_{GE} K_1}{c K_1} = 0.60$$

$$\alpha_2 = a = 4.0/4.5 = 0.89$$

以上より、反曲点高さ比  $\xi$  は、0.70 とする。

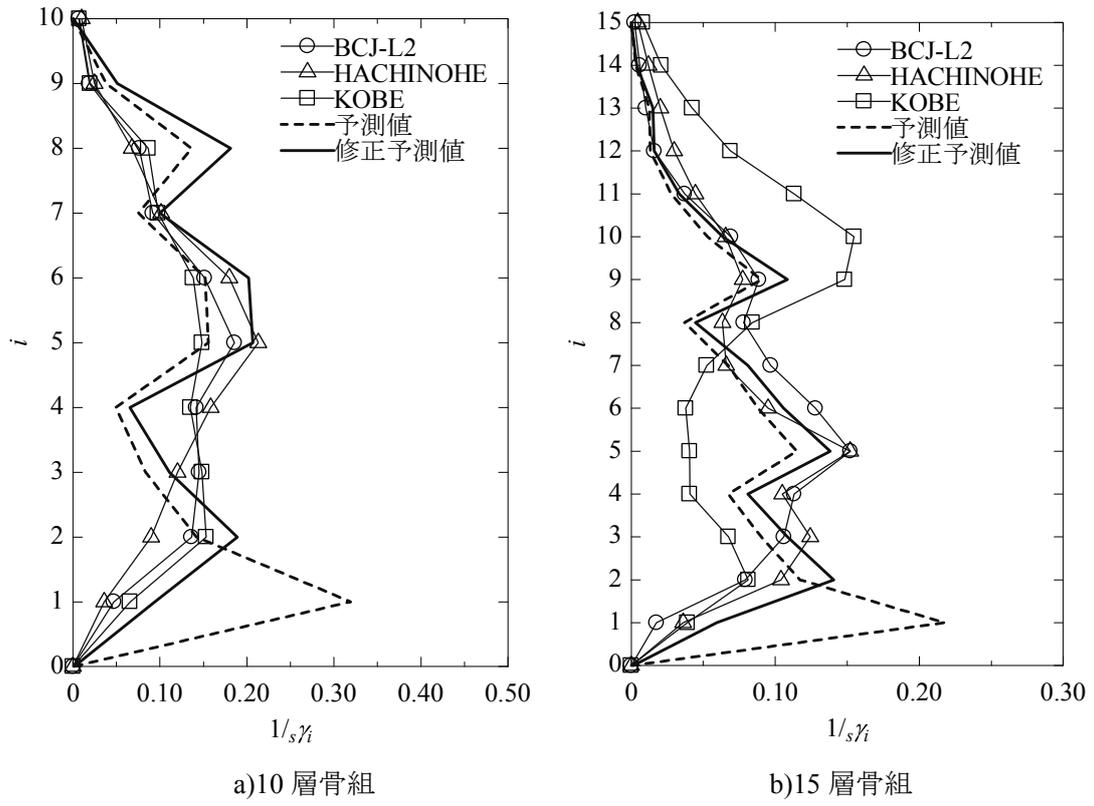
#### 4. 6. 2 応答予測結果

試設計した骨組の応答解析結果から得られた各地震動の  $V_D$  を表 4.7、図 4.20 に仮想的な剛要素の損傷分布  $1/sy_i$ 、図 4.21、4.22 に 10 層、15 層骨組の最大平均応答層間変位  $\delta_{maxi}$ 、またそれぞれの予測値を示す。ここで、 $V_D$  は、試設計を行った骨組の全塑性ひずみエネルギーの速度換算値とした。なお、表 4.7 には、 $\zeta$  を 0.50、0.70 とした場合の各層の弾性回転剛性  $K_i$ 、最適降伏モーメント係数分布を示している。同表より、 $K_i$  は第 0 層及び第 1 層のみ変化し、最適降伏モーメント分布係数は全体的に変動している。図 4.20 及び 4.21 内の予測値については、 $\zeta$  を 0.50 とした場合の予測値と 0.70 とした修正予測値の結果を示している。

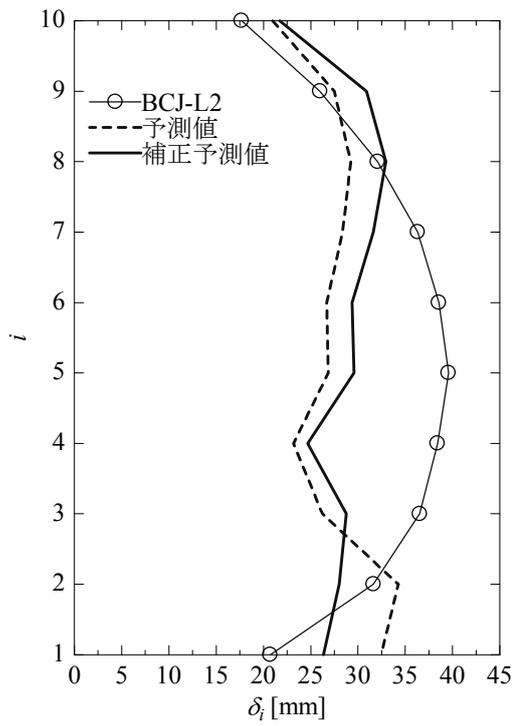
図 4.20 より、損傷分布の予測は、 $\zeta$  を導入することで大きく改善し、骨組の応答結果を良く捉えている。但し、15 層骨組における KOBE 波の応答結果は、他の 2 波と様相が異なり、予測結果も対応していない。この要因として、KOBE 波の結果では、3.2 節、3.3 節の制振構造の場合のモデルにおいても 10 階以上の階において、損傷集中が生じる傾向を示しています。15 層モデルの 2 次周期は概ね 0.6s 程度であり、図 4.6 に示す KOBE 波の擬似速度応答スペクトルのピーク周期 0.85s 付近であることから、地震動のスペクトル性状と高次モードの関係と短時間で大きなエネルギー入力を与える当該地震動の特性により、上記の様な結果になったと考えられる。

図 4.21、4.22 より、第 1 層の  $\delta_{maxi}$  の予測値は概ね安全側の評価となっているが、中間層部分の変形性状は捉えられていない。10 層骨組においては、中間層部分で概ね 30~50% 程度予測値が過小評価している。15 層骨組においては、図 4.22c) の Kobe 波において、10 層で 50% 程度予測値が応答値を過小評価している。損傷分布の予測精度が比較的良好なことを考慮すると、単位地震動における剛要素の等価繰り返し回数  $esn$  の値設定が要因と考えられる。当該値は、3.2 節の検証より  $V_D=165\text{cm/s}$  の場合は、平均値に対応する値として設定しているが、 $V_D$  が小さい場合にはばらつきの大きい値となっている。なお、予測値における  $\zeta$  の影響は、 $V_D$  が小さい場合には、第 1 層及び第 2 層の結果にのみ限定的に影響する。

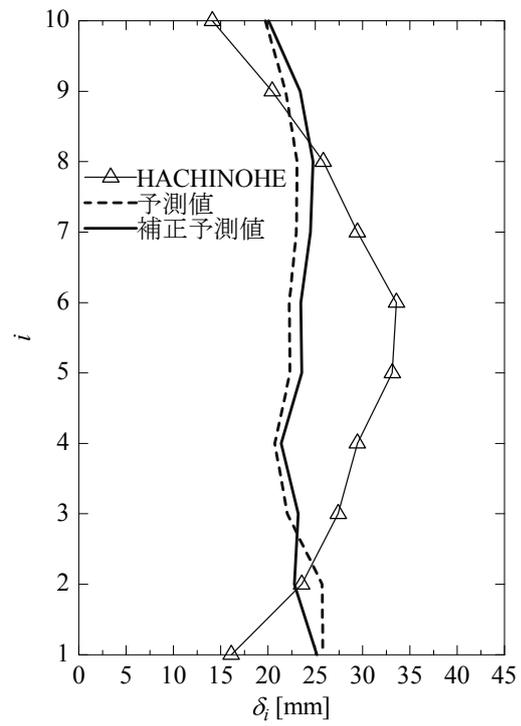
以上より、より一般的な半剛接合骨組に対し応答予測を行い、損傷分布については概ね良好な予測結果を得られた。最大平均層間変位の予測結果は、精度が低く、改善が必要と思われる。



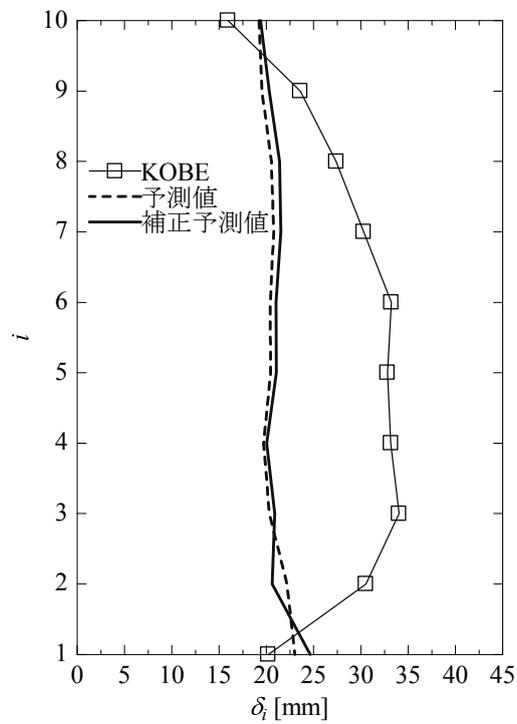
【図 4.20 各層の損傷分布  $1/s\gamma_i$ 】



a)BCJ-L2 波

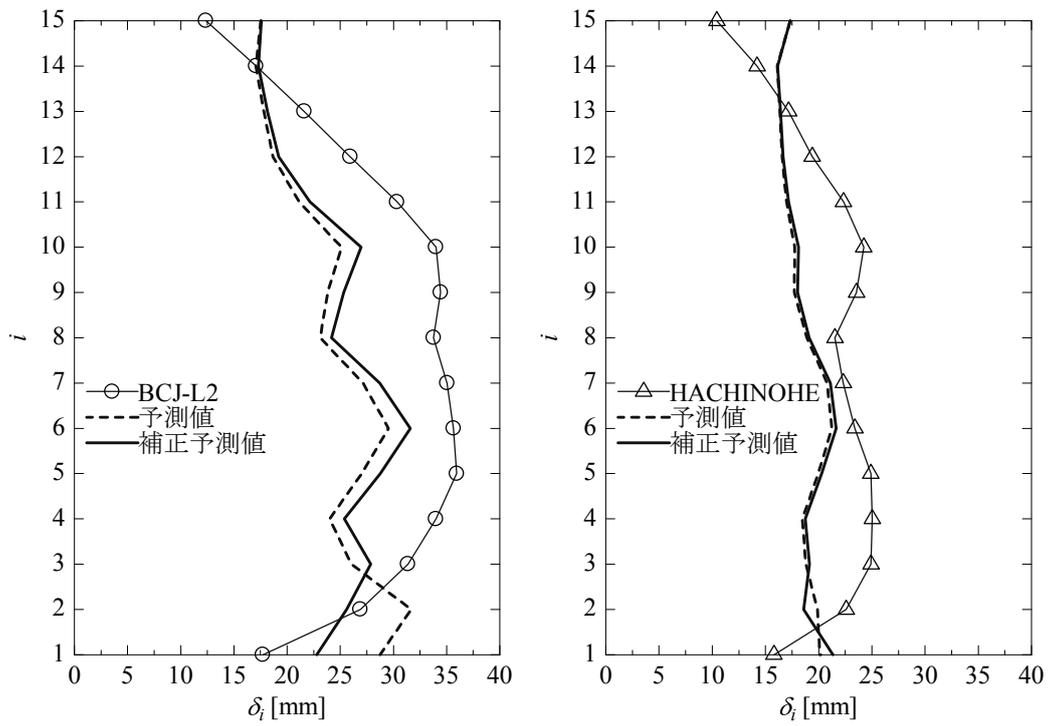


b)HACHINOHE 波



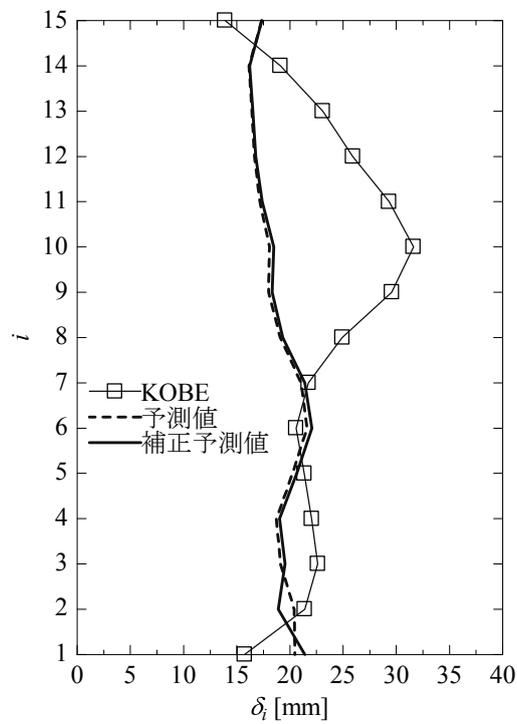
c)KOBE 波

【図 4.21 10 層骨組の最大平均層間変位  $\delta_{maxi}$ 】



a)BCJ-L2 波

b)HACHINOHE 波



c)KOBE 波

【図 4.22 15 層骨組の最大平均層間変位  $\delta_{maxi}$ 】

#### 4. 7 本章のまとめ

本章では、一般的な事務所ビルを想定したノンダイアフラム形式の柱梁接合部を持つ高層半剛接合骨組の試設計を行った。また、同骨組に対し、本論で提案する応答評価手法を、拡張し適用することで応答予測を行った。さらに、当該接合部形式を持つ半剛接合骨組の概略部材断面選定法を示し、時刻歴応答解析結果との比較によりその妥当性を検証した。以下に本章で得られた知見をまとめる。

- ・一般的な事務所ビルを想定したノンダイアフラム形式の柱梁接合部を持つ高層半剛接合骨組の試設計を行い、現実的な部材断面での設計が可能であることを確認した。また、耐震性能においても、レベル2地震動を想定した地震動に対し1/100程度の最大応答層間変位に抑える性能を付与することが可能であることを示した。
- ・前章で提案した応答評価手法を、より一般的な建築物を対象に第1層の階高が他の層に比べ高い骨組にも適用できるよう、評価式を拡張し、試設計した骨組の応答予測を行った。その結果、損傷分布の予測に関しては概ね良好な予測結果を得た。最大平均層間変位の予測については、変形性状を十分に捉えられず、予測値が過小評価となる結果であった。損傷分布の予測が良好であったことを踏まえると、最大平均塑性率と累積塑性変形倍率を関係付ける等価繰返し回数 $e_s n$ の評価を見直すことで、予測精度の改善ができると考えられる。

以上の結果より、拡張した評価式を用いれば、本評価式の仮定条件に近い4スパンの骨組においては、応答変位を除き概略設計を行うに十分な予測精度を有していることが確認された。また、半剛接合骨組を設計する上での概略的な断面選定を示した。

以下に試設計を行うことで得られた今後の課題をまとめる。

- ・半剛接合部となる柱梁接合部パネルの耐力評価とモデル化、及びそれらが半剛接合骨組に与える影響を把握する必要がある。
- ・立体骨組における半剛接合部の力学的挙動を評価した場合の骨組の性能を検証する必要がある。
- ・保有水平耐力計算における柱梁接合部崩壊型骨組の $D_s$ 評価、及び $D_s$ 評価を行うために当該接合部の塑性変形能力を定量的に評価する必要がある。
- ・床スラブが取り付く場合の当該接合部挙動の評価を行い、骨組の性能への影響を検証する必要がある。
- ・当該接合部の挙動は接合部に生じる応力状態により異なる。本論では地震時を対象に逆対称モーメントを受ける場合の評価式を用いており、側柱や長期応力による挙動で評価した場合の影響を検証する必要がある。

以下に応答評価を行うことで得られた今後の課題をまとめる。

- 最大平均層間変位の予測において、十分な精度が得られなかった。損傷分布の予測精度は良好であることから、等価繰り返し回数  $esn$  の再評価を行う必要がある。
- 本論では均一な骨組を対象に応答評価を行っている。しかし、実状の建物では、不均等スパン及び層内の部材断面が異なる場合が考えられる。より汎用的な予測法の確立のため、それらの骨組に対しても、本論で提案する応答評価手法が適用できるか検証することが重要であると考えられる。

## 第5章 まとめ

本論文では、半剛接合部を有する骨組が良好な応答性状を示すことに着目し、鉄骨製作上の利点があるノンダイアフラム形式柱梁接合部を、従来の技術で製作可能な無補強の半剛接合部として利用した高層鉄骨架構の実現可能性の検証を行っている。また、半剛接合部をエネルギー吸収要素として活用した場合の骨組の損傷予測手法を、既往の制振構造に対するエネルギーの釣合に基づく応答評価手法を応用することにより提案している。以下に各章のまとめを示す。

第2章では、半剛接合部をエネルギー吸収要素とする骨組の応答評価を行うための力学モデルを設定し、層の復元力特性の定式化を行う。定式化した層の復元力を幾何学的に2つの要素に分解し、それぞれ仮想的な剛要素と柔要素と定義した。続いて、それらの要素を用いて、既往のエネルギーの釣合に基づく応答評価手法を一部拡張することで適用し、骨組の損傷分布及び累積塑性変形倍率、最大平均応答層間変位、仮想的な剛要素の降伏耐力と系全体の最大応答の関係の評価式を導出した。

第3章では、第2章で得た評価式を用いて、高層建物を対象とし9,15層の平面骨組の応答予測を試みた。まずは、損傷集中要因が存在しない基準骨組を設定し、時刻歴応答解析を用いたパラメトリックスタディを実施した結果、各モデルに対し概ね応答性状を捉えることができることを確認した。また、制振構造と同様に骨組の応答せん断力を最小とする剛要素の最適な降伏耐力、即ち半剛接合部の最適な耐力が存在することが明らかとなった。続いて、ノンダイアフラム形式柱梁接合部の特性を考慮し、現実的な部材断面構成による半剛接合骨組を設定し、応答予測を行った。その結果、予測精度に改善の余地はあるものの、大略的に応答性状を予測できる結果を得た。さらに、応答予測式を用いて、半剛接合部の耐力変化による応答低減効果を確認した。なお、本論で対象とする全接合部を半剛接合部とするような骨組において、剛性分布等の調整により、最適な接合部耐力を目指す設計は難しいという結論を得た。

第4章では、一般的な事務所ビルを想定したノンダイアフラム形式柱梁接合部を持つ高層半剛接合骨組の試設計を行い、その実現可能性を示した。また、同骨組に対し、本論で提案する応答評価手法を、拡張し適用することで応答予測を行った結果、損傷分布の予測に関しては概ね良好な予測結果を得ることができ、本論文で提案する手法の適用性を示すことができた。

以上の検証結果より、本研究で提案した損傷予測式を用いることで、骨組のパラメータと要求される耐震性能に応じた吸収エネルギー量が与えられれば、半剛接合部が吸収すべきエネルギー量を把握することができる。即ち、応答解析によらずとも、半剛接合部の制振効果を考慮した、半剛接合部の性能を定めるのに必要な吸収エネルギー量を得ることができる。現段階では、骨組形状などの適用可能な範囲は限定的ではあるが、今後のデー

タの蓄積により、半剛接合部をエネルギー吸収要素とした骨組に対する現行基準におけるエネルギー法の適用や、実務で多用される保有水平耐力計算の適用を視野に入れた同骨組の構造特性係数  $D_s$  の評価に、本手法が活用できるものと考えられる。

また、以上の結果を踏まえると、本論文で提案する手法における仮定、即ち直列結合の系を形式的に分解し、仮想的な要素を介することで等価な並列結合の系と見なすことが可能であることが、限られたパラメーターの範囲ではあるが実証できたと言える。これにより、エネルギーの釣合式からのアプローチによっても、半剛接合部をエネルギー吸収要素とする骨組も履歴型ダンパー付架構と同様に、一種の制振構造であると見なせると説明できる。このことは、半剛接合部を有する架構の設計における可能性を広げる一助を、本研究が担えたと考えられる。

一般的な設計条件下の全接合部を本論で対象とする半剛接合部とした骨組では、骨組が持つ潜在的な応答低減効果を最大限に得るための耐力バランスを骨組に備えさせることは、困難であると考えられる。しかし、既往の研究より明らかにされている優れたエネルギー吸収性能が発揮できる剛接合と半剛接合を組み合わせた骨組の考え方をを用いることにより、当該耐力バランスを骨組に与えられる可能性がある。即ち、層単位で剛接合部分と半剛接合部分を組み合わせることにより、耐力レベルと仮想的な柔要素に相当する層の 2 次剛性を調節することにより、層の最適な耐力を得る、或は近づけることが可能になるのではと推察される。以上のことから、今後の展望として、剛接合と半剛接合を組み合わせた骨組に対し、本論で提案する手法を応用することで、半剛接合部を活用した骨組の合理的な設計法の提案ができる可能性があることが挙げられる。

半剛接合部を有する骨組の合理的な設計法の確立において、今後考えられる研究課題を以下に述べる。

- ・立体骨組や合成梁となる場合などの、より実情に即した骨組を対象とした場合の半剛接合部を有する骨組の耐震性能を明らかにする必要がある。また、本論では応答評価式導出のため、影響が小さいと考えられる範囲で単純化した力学モデルを扱っており、既往の研究で提案されているパネルゾーンをモデル化した骨組に対する検証はなされていない。当該モデル化が予測精度に与える影響についても、今後の検討する必要がある。
- ・ノンダイアフラム形式柱梁接合部をエネルギー吸収要素とする場合、柱の面外抵抗に期待することとなる。しかし、柱は常時の鉛直荷重を支持する重要な部材であり、圧縮軸力下にある柱管壁の局所的な変形を許容することには慎重になるべきである。高層建築物では尚のことである。著者らは圧縮軸力下の柱管壁が局部変形を受ける場合の力学的挙動に関する研究<sup>5)</sup>を行っており、それらの研究成果を活かすことで、本論で提案する半剛接合骨組が、より安全かつ信頼ある構造方法と発展させられる可能性がある。
- ・当該接合部をエネルギー吸収要素として活用するために、塑性変形能力を定量的に評価

する必要がある。

- 最大平均層間変位の予測において、十分な精度が得られなかった。予測値の改善のため、影響因子の特定をより詳細な検討を行い、明らかにする必要がある。
- 本論では均一な骨組を対象に応答評価を行っている。しかし、実状の建物では、不均等スパン及び層内の部材断面が異なる場合が考えられる。より汎用的な予測法の確立のため、それらの骨組に対しても、本論で提案する応答評価手法が適用できるか検証することが重要であると考えられる。
- 本研究では、限られた地震動に対する検討しか行っていない。よって、本研究における検討結果のみで、地震動の特性と予測精度の関係を議論することは困難である。但し、本研究で行った損傷予測は、地震動によらず大方の性状は予測できており、建物の損傷性状の第一次近似としての役割は果たせると考えている。今後の課題として、地震動の特性にも焦点を置いた検証が必要と考えられる。

## 論文要旨

本論文では、無補強のノンダイアフラム形式柱梁接合部を高層鉄骨架構へ適用することを目標とし、その基礎的研究として、エネルギーの釣合に基づく既往の応答評価手法を応用することで、半剛接合部をエネルギー吸収要素とした骨組の強震時における損傷予測手法を提案している。本論文は 5 つの章で構成されている。各章は以下に示すように要約される。

第 1 章では、本研究における背景と提案する損傷予測手法の概要が述べられている。

研究背景は、以下の様にまとめられる。現状の高層鉄骨架構は、柱に角形鋼管を用いることが一般的であり、その柱梁接合部は通しダイアフラム形式などの剛強なディテールが採用される。このような接合部形式を採用した骨組は、柱と梁を剛接合となるラーメン構造と見なされる。また、梁、柱梁接合部パネルの大きな塑性変形性能を活用し地震の入力エネルギー吸収をさせることで、骨組全体の靱性能が高まり、高い耐震性が付与される。しかし、このような接合部形式は、鉄骨製作する上で多くの工程を要する。この課題に対し、鉄骨製作の省力化を目的に、ダイアフラムを省略した「ノンダイアフラム形式柱梁接合部」が提案されている。当該接合部は、ダイアフラムが無いいため、梁端部の曲げ応力を柱管壁の面外抵抗により伝達する。故に、従来のダイアフラムを用いた接合部に対し、耐力・剛性共に低下する半剛接合部に分類される。現状では、当該接合部は、剛接合と同等の性能になるような仕口部の補強を行う事で実用化に至っている。しかし、既往の研究では、半剛接合部を有する骨組が良好な応答性状を示すことが明らかとされている。この事は、半剛接合部となる無補強の当該接合部を高層鉄骨架構に適用できる可能性を示唆している。なお、当該接合部は、十分な塑性変形性能を有し、圧縮軸力下においても安定した履歴性状を示すことが知られており、本研究ではエネルギー吸収要素として活用することを試みている。

本研究は、半剛接合部をエネルギー吸収要素とした高層鉄骨架構の合理的な設計法の開発に向けた基礎的研究として、同骨組の強震時における損傷予測手法を、エネルギーの釣合に基づく応答評価手法を応用することで提案している。本章では、半剛接合部を有する骨組に対し、既往のエネルギーの釣合に基づく応答評価手法の適用する方法の概要が述べられている。

第 2 章では、応答評価式導出のための力学モデルの定義と応答評価式の導出過程について述べられている。

力学モデルの概要は以下の通りである。骨組のモデル化は、無限均等ラーメンを対象とした魚骨形の部材レベルとしている。半剛接合部は、梁端部の回転バネとしてモデル化している。なお、当該モデルの内、エネルギー吸収を行うのは半剛接合部の回転バネのみで

ある。回転バネの復元力特性は、トリリニア型でモデル化している。応答評価手法の適用するために必要となる層の復元力特性は、節点曲げモーメントー回転角関係で定義している。ここで、節点曲げモーメントは、同一レベルの梁端部に生じる曲げモーメントの和である。回転角は、柱の反曲点を階高中央と仮定した位置で分解した梁、接合部及び上下階の分割された柱を含む十字形部分架構の上下階柱端部間の相対変位とその間の高さで除した角度で定義される。

本研究で導かれる半剛接合部を持つ骨組に対する応答評価式は、既往の履歴型ダンパー付き架構に対するエネルギーの釣合に基づく応答評価手法を応用することで得られている。前記の手法を適用するために、上記で定義した層の復元力特性を、2つの仮想的な並列要素に分解することを試みている。分解した内の1つの要素は、制振構造におけるダンパーの役割を担う仮想剛要素、他方は主架構の役割を担う仮想柔要素である。本章では、損傷分布及び最大応答層せん断力、最大応答層間変位の予測式を導出している。

第3章では、大別して2種類の骨組に対し応答解析を実施し、前章で導出した応答評価式を用いて応答予測を行っている。それらの比較により、本論で提案する応答予測手法の妥当性の検証を行っている。

応答解析に用いた骨組は、評価上において損傷集中要因を持たない最適降伏せん断力分布に一致する耐力分布を有する「基準骨組」とノンダイアフラム形式柱梁接合部の特性を反映した現実的な骨組のパラメーターを与えた「半剛接合骨組」の2種類である。両モデルは共に魚骨形部材レベルモデルで、層数は9層及び15層としている。解析に用いた地震動は、JMA神戸波、八戸波、BCJ-L2波の3波である。解析変数は、地震動の入力エネルギー量及び骨組の一次固有周期、半剛接合部の非線形特性などである。

解析結果と予測値の比較より、損傷分布の予測結果は良い対応を示した。最大応答せん断力の予測結果は、解析結果の傾向を概ね捉えることが出来た。最大応答層間変位については、上層階において予測値が過小評価する傾向にあった。

第4章では、現実的な設計条件下におけるノンダイアフラム形式柱梁接合部を持つ高層鉄骨架構の試設計を行っている。試設計では、荷重増分解析及び応答解析を実施することで、同骨組の実現可能性の検証を行っている。また、本論で提案する予測手法を同骨組に適用し、解析結果と予測値の比較により、一般的な骨組に対する適用性の検証が行われている。さらに、より一般的な骨組への適用のため、同予測手法の拡張を行っている。

試設計を行った結果、限られた範囲であるが現実的な設計条件下において、同骨組の設計が可能であることを示した。

同骨組に対し実施された応答解析結果と予測値の比較より、損傷分布の予測結果は良い対応を示した。最大応答層間変位の予測結果と解析結果の対応は良くなく、予測式の改善を今後の検討課題としている。

第5章では、本論文のまとめが述べられている。概要を以下に示す。

- (1)半剛接合部をエネルギー吸収要素とした骨組に対する応答評価式を提案した。
- (2)応答評価式による損傷分布の予測結果は、解析結果に対し良好な対応を示した。
- (3)ノンダイアフラム形式柱梁接合部を持つ高層鉄骨架構の実現可能性があることを示した。

また、本研究における主な今後の課題を以下に示す。

- (1)ノンダイアフラム形式柱梁接合部をエネルギー吸収要素として用いるために、当該接合部の累積塑性変形性能を明らかにする必要がある。
- (2)最大応答層間変位の良く方法についての改善が必要である。

## Synopsis

The objective of this thesis is to predict the damage distribution based on the energy balance-based seismic response prediction method for high-rise steel buildings with a semi-rigid joint, which is utilized as a means of dissipating energy. This thesis is composed of five chapters. Each chapter is summarized as follows.

In chapter 1, the background of this study and the proposed method to predict the damage distribution are described. The beam-to-RHS column connection, conventionally reinforced by the diaphragm, was adopted for a beam-to-column connection for high-rise steel buildings in Japan. A steel moment frame employing the connection is considered as a rigid moment frame, and is used to absorb the energy by beam or panels of beam-to-column when undergoing elastic-plastic deformations; this frame has a high seismic performance. However, this connection involves a detailed fabrication process. In order to ameliorate the fabricating efficiency, a beam-to-RHS column connection without a diaphragm has been proposed. In the case of this connection, column flange undergo out-of-plane deformation because of the bending moment at the beam-end. Therefore, both the local rotational stiffness and the moment resistance of this connection decrease relative to the conventional connection. In general, such a joint is classified as the semi-rigid joint. In the present stage, this connection was reinforced by a variety of methods that correspond to the seismic performance for a rigid joint. Only the previous studies have demonstrated that a semi-rigid moment frame is a frame with superior energy dissipation capability. This suggests that the connection has a potential for application to a non-reinforced non-diaphragm-type beam-to-column connection to high-rise steel buildings. This joint has high ductility and shows that the moment-rotation curve exhibits stable hysteretic cycles under a compressive axial force. In this study, the semi-rigid joint is considered as a hysteresis damper.

The end object of this study is to propose a seismic design method for high-rise steel buildings with a semi-rigid joint, which is utilized as a means of dissipating energy. As the foundation study, the object of this thesis is to propose a prediction method for the damage distribution based on the energy balance-based seismic response prediction method for the frame. This chapter introduces the concept behind the application of the frame to the aforementioned method.

In chapter 2, an analytical model to derive the prediction expression is defined, and the prediction expression based on the energy balance-based seismic response for the

semi-rigid frame is developed. Configurations of the analytical model are as follows: The applied analytical model is a fishbone-shaped frame. The analytical model of the semi-rigid connection is defined as a rotational spring, and the rotational spring is modeled such that it connects the beam end to the column. In this frame model, only the semi-rigid connection absorbs seismic energy by undergoing elastic-plastic deformations. The moment-rotation hysteresis loop of the rotational spring is defined as a trilinear curve. A skeleton curve for application to the prediction expression is defined as the nodal moment-average inter-story rotation curve. Here, the nodal moment is the sum of two bending moments that occur at the beam end. The average inter-story rotation is the rotation of the cruciform sub-assembly composed of two beams, two joints, and two columns; the columns are divided based on the assumption that point of contrary flexure occurs at the middle part of the column during ground motion.

The prediction expression in this thesis was derived according to the previous energy balance-based seismic response prediction method for steel frames by applying hysteretic dampers for response prediction of the semi-rigid frames. In order to apply the above method, the skeleton curve was divided into two virtual parallel elements. One is a virtual stiff element that functions as a hysteretic damper. The other is a virtual flexible element that functions as a moment resistance frame. The prediction expressions of the damage distribution and the response column shear and the maximum story drift are proposed in this chapter.

Chapter 3 describes the inelastic dynamic analyses performed for two types of analysis models to evaluate the validity of the proposed prediction expressions. The analyses and prediction results are compared. The summary of the inelastic dynamic analyses is as follows: “the simple model” is modeled for evaluating the response of the analysis model, and it does not consider the factor of the damage concentration. The damage concentration is governed by the difference between the optimum strength distribution and the actual strength distribution. Therefore, the strength of the joints in this model is consistent with the distribution of the optimum strength. The other model is a “realistic model,” and it considers the realistic design requirements for semi-rigid connection buildings. Both models are modeled with the abovementioned fishbone-shaped frames and with 9- and 15-story frames. Three ground motions were considered in the inelastic dynamic analyses: JMA Kobe wave, 1968 Hachinohe wave, and simulated earthquake motion proposed by BCJ. The analysis variables were input energy and configurations of the analysis models, a first-degree natural period of vibration, the non-linear characteristics of the joints, etc.

A comparison of the results of the prediction and the analysis showed that the damage distribution results are in good agreement. The prediction results of the response column shear captured the trend of the analysis results only approximately; the results for the maximum story drift are not in good agreement.

Chapter 4 elaborates the design of the 10 and 15-story frames with semi-rigid connections; these frames were designed such that they satisfied the realistic design requirements and were subjected to pushover and inelastic dynamic analyses. The damage distribution and the maximum story drift were predicted to apply the prediction expression presented in chapter 2 for the analysis results of two frames. The prediction expression was extended for the case of a more general frame.

By designing two frames with semi-rigid connections that satisfy realistic design requirements, it was shown that a high-rise steel frame with semi-rigid connections that satisfy the general design requirements can be designed.

A comparison of the prediction and analyses results showed that the results for the damage distribution were in good agreement. However, the results for the maximum story drift were not in good agreement; its prediction expression needs to be studied further.

Chapter 5 summarizes the conclusion of this thesis: (1) The prediction expression was developed based on the energy balance-based seismic response for a semi-rigid frame. (2) The damage distribution results obtained from the analyses and using the proposed prediction expression are in good agreement. (3) A high-rise steel frame with semi-rigid connections satisfying the general design requirement can be designed. Further study is required: (1) In order to use the non-diaphragm type beam-to-column connection as the hysteresis damper, it is necessary to examine the limit of the cumulative deformation capacity for the connection. (2) The prediction expression for the maximum story drift needs to be improved.

## 【参考文献】

### 第1章

- 1-1) 長谷川隆, 高橋賢司, 関光雄, 長尾直治, 向井裕貴, 福田浩司: 日米の鉄骨造建物の耐震性能の比較 (その1 建物の概要と力学特性), 日本建築学会学術講演梗概集 (九州), pp.903-904, 1998.9
- 1-2) 日本建築学会: 鋼構造接合部設計指針, 2012.3
- 1-3) 日本建築学会: 構造用教材, 2014.3
- 1-4) 古谷鉄也, 林隆史, 横山幸夫, 立花正彦, 森田耕次, 中村武史: ノンダイアフラム形式の鉄骨柱梁接合部の力学的性状に関する実験的研究 その1 実験計画と破壊状況, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (北陸), pp.753-754, 2010.9
- 1-5) 椎葉弘明, 聲高裕治, 佐藤由悟: 厚肉箱形断面材を用いたノンダイアフラム形式柱梁接合部の弾塑性挙動, 鋼構造論文集, 第20巻第80号, pp.57-72, 2013.2
- 1-6) 武田成悟, 中村真洋, 菅野哲也, 萩野毅, 植枝丈史, 橋本篤秀: ノンダイアフラム形式の鋳鋼製柱梁接合部に関する研究 (その1) 実験計画, 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp.817-818, 2005.9
- 1-7) 藤田謙一, 森田耕次, 古沢恵三, 横井圭司, 濱野公男, 松原洋一, 古海賢二: 増厚補強箱形断面柱-梁フランジ接合部の引張挙動に関する研究, 鋼構造論文集, 第5巻第20号, pp.53-64, 1998.2
- 1-8) ナカジマ鋼管: 柱・梁接合部に極厚熱間成形角形鋼管を用いたノンダイアフラム構法 設計ガイド, 2010.8
- 1-9) 株式会社駒井ハルテック: KH-コラムジョイント工法, <http://www.komaihaltec.co.jp/contents/steel/product2.html>, 閲覧日 2015.3
- 1-10) 駒井ハルテック: KH-コラムジョイント工法的设计・施工指針, 2014.9
- 1-11) 旭化成建材株式会社: Fablux(ファブラックス)-G 柱はり接合工法, <http://www.asahikasei-kenzai.com/akk/fabluxe/index.html>, 閲覧日 2015.3
- 1-12) 秋山宏, 呉相勲, 大竹章夫, 福田浩司, 山田哲: 無補強角形鋼管柱・梁接合部のモーメント-回転角関係の一般化, 日本建築学会構造系論文集, 第484号, pp.131-140, 1996.6
- 1-13) 森田耕次, 藤田謙一, 横井圭司, 古沢恵三: 増厚補強箱形断面柱-H形断面梁接合部の構造性能に関する研究, 鋼構造論文集, 第5巻第19号, pp.39-53, 1998.9
- 1-14) 藤田謙一, 森田耕次, 横井圭司, 古沢恵三, 濱野公男, 松原洋一, 古海賢二: 増厚補強箱形断面柱-H形断面梁立体部分骨組架構の構造性能, 鋼構造論文集, 第7巻第25号, pp.89-103, 2000.3
- 1-15) 原田幸博, 森田耕次, 横井圭司, 藤田謙一: ノンダイアフラム形式箱形断面柱-H形断面梁接合部の弾塑性挙動の評価, 鋼構造論文集, 第7巻第26号, pp.59~72, 2000.6

- 1-16) 吉田文久, 福田章, 森田隆司, 古海賢二, 松原洋一: 増厚補強した角形鋼管を用いたノンダイアフラム柱梁接合部の力学的挙動 その3: 柱軸力の影響について, 日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸), pp.715-716, 2002.8
- 1-17) 吉村鉄也, 横山幸夫, 中村武史: ノンダイアフラム形式柱梁接合の力学性状, 駒井ハルテック技報, Vol.1, 2011.10
- 1-18) 吉敷祥一, 山田哲, 竹内徹, 鈴木一弁, 岡田健, 和田章: 損傷を梁端下フランジの接合要素に限定した新しい鋼構造骨組 その1 ウェブ塑性化スプリットティを用いた柱梁接合部の実験, 日本建築学会構造系論文集, 第575号, pp.113-120, 2004.1
- 1-19) 竹内徹, 津曲敬, 鈴木一弁, 佐伯英一郎, 山田哲, 和田章: 梁端部に弾塑性ダンパーを有する制振構造の設計及び性能, 日本建築学会技術報告集, 第20号, pp.125-130, 2014.12
- 1-20) 日本建築学会: 建築物の耐震性能評価手法の現状と課題ー限界耐力計算・エネルギー法・時刻歴応答解析ー, 2009.2
- 1-21) 森田耕次, 江波戸和正, 関根誠司, 土居和雅, 杉山武彦: 箱形断面柱ー合成梁無補強接合部の力学的挙動に関する研究ー鋼構造半剛接合部の耐震性能に関する研究ー, 日本建築学会構造系論文集, 第463号, pp.115-124, 1994.9
- 1-22) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計指針・同解説, 2章, pp.129-131, 2010.2
- 1-23) 日本鉄鋼連盟: 高力ボルト接合による靱性型鉄骨架構の構造設計マニュアル, 第1章, pp.1-30-31, 2003.3
- 1-23) 森田耕次, 江波戸和正, 土居和雅, 樋口厚: 半剛接合された2層2スパン鋼骨組架構の力学的挙動に関する実験的研究ー鋼構造半剛接合部の耐震性能に関する研究ー, 日本建築学会構造系論文集, 第473号, pp.197-205, 1995.7
- 1-24) 藤田謙一, 森田耕次, 横井圭司, 古沢恵三, 濱野公男, 松原洋一, 古海賢二: 増圧補強箱形断面柱ーH形断面梁部分骨組架構の構造性能, 鋼構造論文集, 第6巻第24号, pp.39-54, 1999.12
- 1-25) 加藤勉, 谷口元, 小野善信, 中島拓: ダイアフラムの無い柱・梁接合部の対水平力挙動, 鋼構造論文集, 第9巻第34号, pp.17-25, 2002.6
- 1-26) 加藤勉, 秋山宏, 内田直樹: 鋼構造部材の耐力(その1), 日本建築学会論文報告集, 第119号, pp.22-30, 1966.1
- 1-27) 吉田文久: 増厚補強した角形鋼管を用いたノンダイアフラム柱梁接合部の力学的挙動 その6: 接合部パネル耐力, 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp.815-816, 2005.9
- 1-28) 川上和之, 山成實: 半剛接合された角形鋼管柱・H形鋼梁骨組の実験的研究(その8 無補剛仕口の初期剛性の再評価), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.373-374, 1997.9

- 1-29) 椎葉弘明, 聲高裕治, 佐藤由悟: ノンダイアフラム形式柱梁接合部の局部引張面外剛性, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.425-428, 2013.6
- 1-30) 椎葉弘明, 聲高裕治: ノンダイアフラム形式柱梁接合部の局部引張面外剛性と降伏耐力, 日本建築学会近畿支部研究報告集, pp.429-432, 2014.6
- 1-31) 木村祥裕, 篠崎真一, 石原直: 高強度鋼ダイフラムレス型柱梁部分架構の損傷過程の解明と力学的性能評価, 日本建築学会構造系論文集, 第 75 巻, 第 658 号, pp.2221-2230, 2010.2
- 1-32) 寺岡勝, 森田耕次, 藤原敏夫, 佐々木聡: ノンダイアフラム形式コンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁接合部の力学的挙動に関する実験的研究(その1 実験計画及び実験結果の概要), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.1803-1804, 1993.9
- 1-33) 寺岡勝, 森田耕次, 藤原敏夫, 佐々木聡: ノンダイアフラム形式コンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁接合部の力学的挙動に関する実験的研究(その2 実験結果の検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.1805-1806, 1993.9
- 1-34) 佐々木聡, 森田耕次, 寺岡勝, 田中清, 岡田忠義: ノンダイアフラム形式コンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁構造の柱・梁仕口部接合剛性に関する研究(その1 柱・梁仕口部の荷重-局部変形関係のモデル化), 日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿), pp.977-978, 1996.9
- 1-35) 佐々木聡, 森田耕次, 田中清, 寺岡勝, 岡田忠義, 藤原敏夫: ノンダイアフラム形式コンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁構造の柱・梁仕口部接合剛性に関する研究(その2. 有限要素解析による検討), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.943-944, 1997.9
- 1-36) 佐々木聡, 森田耕次, 田中清, 寺岡勝, 岡田忠義: ノンダイアフラム形式コンクリート充填角形鋼管柱・鉄骨梁構造の柱・梁仕口部接合剛性に関する研究(その3) 接合部パネルおよび柱の力学的挙動の検討, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州), pp.1175-1176, 1998.9
- 1-37) 松本慎也, 藤井大地, 藤谷義信: 半剛接合部を有する骨組の弾塑性地震応答特性, 日本建築学会中国史部研究報告集, 第 20 巻, pp.101-104, 1997.3
- 1-38) 小室雅人, 岸徳光, 矢吹信善, Chen W.F.: 正弦波加振を受ける半剛結門型骨組の動的応答特性, 土木学会, 応用力学論文集, Vol.4, pp.203-210, 2001.8
- 1-39) 小室雅人, 岸徳光, 松岡健一, 菅野昌生: 接合部の非線形な剛性特性を考慮した半剛接鋼骨組の地震応答解析, 日本建築学会, 構造工学論文集, Vol.49B, pp.549-560, 2003.3
- 1-40) 藤田芳治, 山成實, 小川厚治, 黒羽啓明: 半剛接合骨組の地震応答に関する研究(その3 柱梁仕口の耐力と剛性が動的応答に与える影響), 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.1547-1548, 1993.9

- 1-41) 呉相勲, 水谷浩之, 山田哲, 秋山宏: 地震時における半剛多層骨組の損傷分布 (その2 解析結果), 日本建築学会大会学術講演梗概集 (近畿), pp.575-576, 1996.9
- 1-42) 瀧本哲也, 原田幸博: 半剛接合部を有する高層鋼構造骨組の耐震性能に関する基礎的研究, 鋼構造年次論文報告集, 第22巻, pp.376-383, 2014.11
- 1-43) 制振ダンパーを付加した高強度鋼架構の耐震性能—その1 制振ダンパーを付加した高強度鋼架構の繰返し変形性能—, 日本建築学会大会学術講演会梗概集 (北陸), pp.1139-1140, 2010.9
- 1-44) 有間雄太, 脇田直弥, 山口路夫, 綿貫雄太, 佐藤利昭, 佐藤大輔, 渋谷政斗, 北村春幸: 半剛接合架構における建物性能と制振効果の検証, 日本建築学会関東支部研究報告集 I, pp.325-328, 2014.2
- 1-45) Javier Gracia, Eduardo Bayoa, Fabio Ferrario, Oreste Bursi: Seismic performance of semi-rigid composite joints with a double-sided extended end-plate. Part II: Seismic simulations, Engineering Structures, Vol. 32, pp.397-408, 2009.11
- 1-46) Ali Abolmaali, Mohammad Razavi, Dobrinka Radulova: On the concept of earthquake resistant hybrid steel frames, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 68, pp.34-42, 2011.8
- 1-47) Mohammad Razavi, Ali Abolmaali: Earthquake resistance frames with combination of rigid and semi-rigid connections, Journal of Constructional Steel Research, Vol.98, pp.1-11, 2014.3
- 1-48) 秋山宏: エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計, 技法堂出版, 2012.4
- 1-49) 長谷川隆, 西山功, 向井昭義, 石原直, 加村久哉: エネルギーの釣合に基づく履歴型ダンパー付鉄骨造骨組の地震応答予測, 日本建築学会構造系論文集, 第528号, pp.147-154, 2004.8
- 1-50) 北村春幸, 財津和廉, 馬谷原伴恵: 主架構の塑性化を考慮した制振構造物のエネルギーの釣合に基づく応答評価法, 日本建築学会構造系論文集, 第599号, pp.71-78, 2006.1
- 1-51) 井上一朗, 桑原進, 多田元英, 中島正愛: 履歴型ダンパーを用いた架構の地震応答と設計耐力, 鋼構造論文集, 第3巻第11号, pp.65-77, 1996.9
- 1-52) 井上一朗, 小野聡子: 履歴ダンパーの適正耐力分担率と架構の設計耐力, 日本建築学会, 構造工学論文集, Vol.41B, 1995.3

## 第2章

- 2-1) 秋山宏, 呉相勲, 大竹章夫, 福田浩司, 山田哲: 無補強角形鋼管柱・梁接合部のモーメント-回転角関係の一般化, 日本建築学会構造系論文集, 第484号, pp.131-140, 1996.6
- 2-2) 原田幸博, 森田耕次, 横井圭司, 藤田謙一: ノンダイアフラム形式箱形断面柱-H形断面梁接合部の弾塑性挙動の評価, 鋼構造論文集, 第7巻第26号, pp.59~

- 72, 2000.6
- 2-3) 日本建築学会：建築構造用鋼材特性の現況とその活用，パネルディスカッション資料，2013.9
  - 2-4) 藤田謙一，森田耕次，横井圭司，古沢恵三，濱野公男，松原洋一，古海賢二：増厚補強箱形断面柱－H形断面梁部分骨組架構の構造性能，鋼構造論文集，第6巻第24号，pp.39～54，1999.12
  - 2-5) 向出静司，桑原進：鋼構造ラーメン骨組の梁と接合部パネルに要求される変形性能，日本建築学会構造系論文集，第555号，pp.163-170，2002.5
  - 2-6) 小久保彰，半貫敏夫，秋山宏：鋼構造梁降伏型魚骨多層骨組の損傷分布則，日本建築学会構造系論文集，第614号，pp.29-34，2007.4
  - 2-7) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計，第1版，技報堂出版，1999.11
  - 2-8) 北村春幸，財津和廉，馬谷原伴恵：主架構の塑性化を考慮した制振構造物のエネルギーの釣合に基づく応答評価法，日本建築学会構造系論文集，第599号，pp.71-78，2006.1
  - 2-9) 秋山宏，中島秀雄：耐震壁を有する鋼構造骨組の損傷集中特性，日本建築学会論文報告集，第324号，pp.28-35，1983.2
  - 2-10) 秋山宏，大井謙一：混合型の復元力特性をもつせん断型多層骨組の損傷集中特性，日本建築学会論文報告集，第303号，pp.31-39，1981.5
  - 2-11) 秋山宏，北村春幸：エネルギースペクトルと速度応答スペクトルの対応，日本建築学会構造系論文集，第608号，pp.37-43，2006.10
  - 2-12) 北村春幸，東野さやか，竹中康雄，田村和夫：長周期地震動による既存免震建物の耐震性能評価，日本建築学会技術報告集，第22号，pp.127-132，2005.12

### 第3章

- 3-1) 秋山宏，中島秀雄：耐震壁を有する鋼構造骨組の損傷集中特性，日本建築学会論文報告集，第324号，pp.28-35，1983.2
- 3-2) 小川厚治：任意形平面骨組の非線形解析プログラム解析方法説明書，2007.1
- 3-3) 日本建築防災協会：構造設計・部材断面事例集，2007.6
- 3-4) 国土交通省住宅局建築指導課他監修：2015年度版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- 3-5) 瀧本哲也，原田幸博：半剛接合部を有する高層鋼構造骨組の耐震性能に関する基礎的研究，鋼構造年次論文報告集，第22巻，pp.376-383，2014.11
- 3-6) 原田幸博，森田耕次，横井圭司，藤田謙一：ノンダイアフラム形式箱形断面柱－H形断面梁接合部の弾塑性挙動の評価，鋼構造論文集，第7巻第26号，pp.59～72，2000.6
- 3-7) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計，第1版，技報堂出版，1999.11
- 3-8) 小久保彰，半貫敏夫，秋山宏：鋼構造梁降伏型魚骨多層骨組の損傷分布則，日本

建築学会構造系論文集，第 614 号，pp.29-34，2007.4

- 3-9) 北村春幸，財津和廉，馬谷原伴恵：主架構の塑性化を考慮した制振構造物のエネルギーの釣合に基づく応答評価法，日本建築学会構造系論文集，第 599 号，pp.71-78，2006.1
- 3-10) 秋山宏，大井謙一：混合型の復元力特性をもつせん断型多層骨組の損傷集中特性，日本建築学会論文報告集，第 303 号，pp.31-39，1981.5
- 3-11) 秋山宏，北村春幸：エネルギースペクトルと速度応答スペクトルの対応，日本建築学会構造系論文集，第 608 号，pp.37-43，2006.10

#### 第 4 章

- 4-1) 瀧本哲也，原田幸博：半剛接合部を有する高層鋼構造骨組の耐震性能に関する基礎的研究，鋼構造年次論文報告集，第 22 巻，pp.376-383，2014.11
- 4-2) 国土交通省住宅局建築指導課他監修：2015 年度版建築物の構造関係技術基準解説書，2015.6
- 4-3) 日本建築学会：鋼構造接合部設計指針，第 4 章 4.2.6 節 第 5 章，2012.3
- 4-4) 原田幸博，森田耕次，横井圭司，藤田謙一：ノンダイアフラム形式箱形断面柱-H 形断面梁接合部の弾塑性挙動の評価，鋼構造論文集，第 7 巻第 26 号，pp.59～72，2000.6
- 4-5) 日本建築学会：鋼構造塑性設計指針，第 6 章，2010.2
- 4-6) MIDAS Information Technology Co., Ltd：midas iGen 理論マニュアル，1989
- 4-7) 日本建築防災協会：構造設計・部材断面事例集，2007.6
- 4-8) 中川佳久，野村好男，細野久幸：鉄骨造柱梁接合部パネルを考慮した構造計算の検討（その 1 静的増分解析），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.557-558，1999.9
- 4-9) 野村好男，中川佳久，細野久幸：鉄骨造柱梁接合部パネルを考慮した構造計算の検討（その 2 地震応答解析），日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），pp.559-560，1999.9
- 4-10) 藤田謙一，森田耕次，横井圭司，古沢恵三，濱野公男，松原洋一，古海賢二：増厚補強箱形断面柱-H 形断面梁立体部分骨組架構の構造性能，鋼構造論文集，第 7 巻第 25 号，pp.89～103，2000.3
- 4-11) 建築性能基準推進協会：代表的な観測地震波（加速度データ），<https://www.seinokyo.jp/jsh/top/>，閲覧日 2013.12
- 4-12) 建設省建築研究所，日本建築センター：設計用入力地震動作成手法技術指針(案)，1992.3
- 4-13) 呉相勲，水谷浩之，山田哲，秋山宏：地震時における半剛多層骨組の損傷分布（その 2 解析結果），日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿），pp.575-576，1996.9
- 4-14) 建築学体系編集委員会：建築学体系 14 構造設計法，新訂第 1 版，1979.6

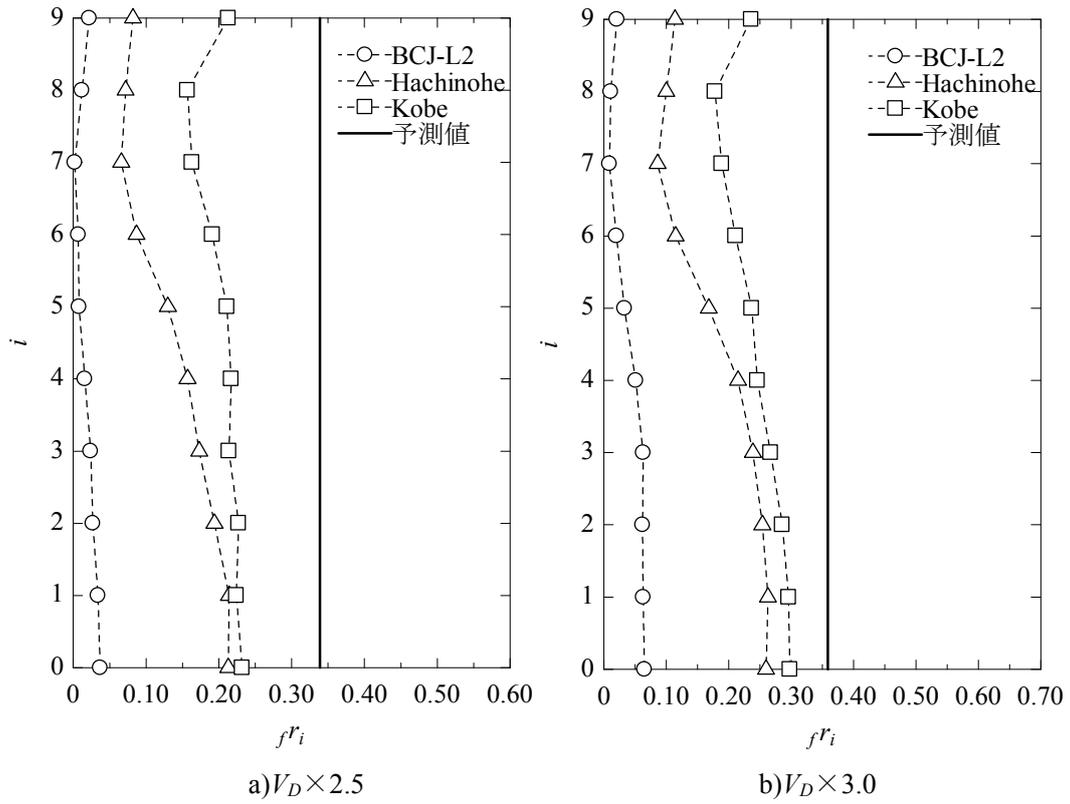
## 第 5 章

- 5-1) Tetsuya TAKIMOTO, Kazumasa EBATO, Yukihiro HARADA: Local Behavior of Compressive Unstiffened Column-to-Split-tee Connection, Pacific Structural Steel Conference 2010, Beijing, China, Vol. 1, pp. 489-497,2010

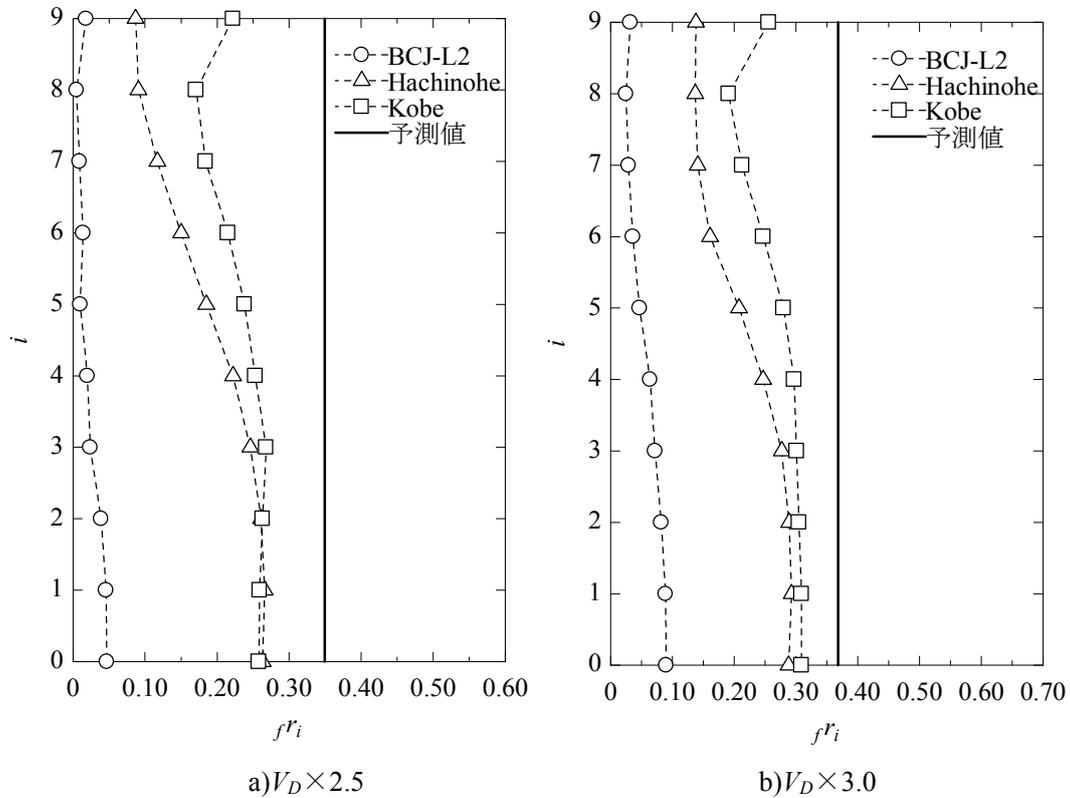
## 付録

### 付録A $f_i$ 分布の全解析結果及び予測値

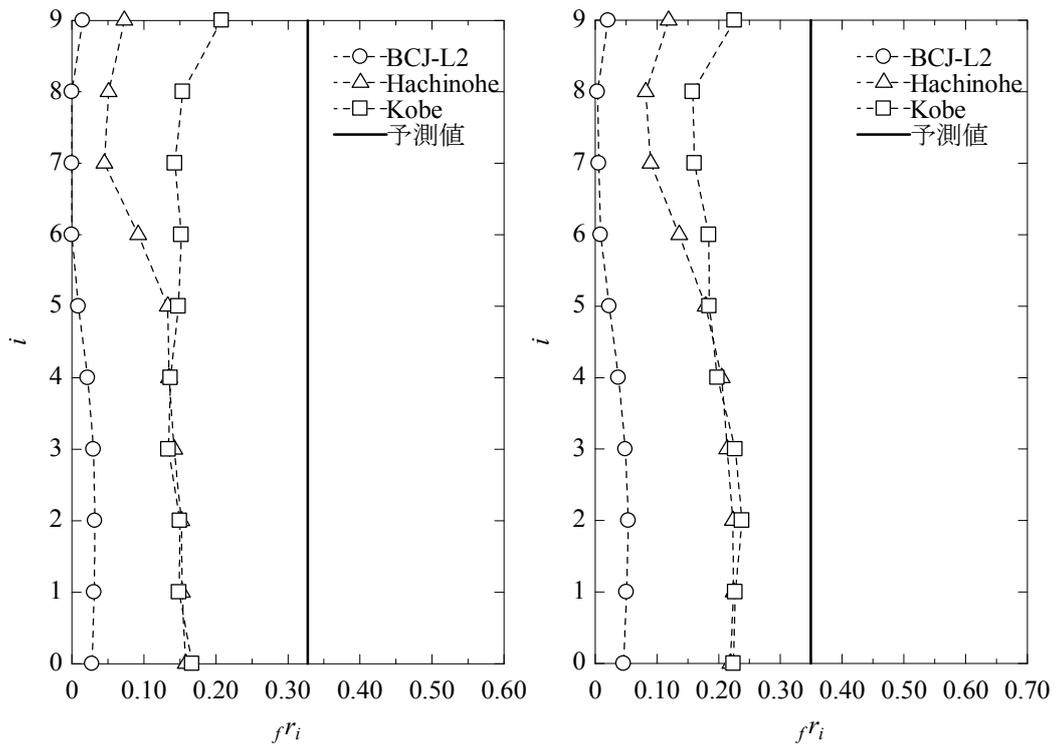
図 A.1～A.28 に縦軸を層、横軸を  $f_i$  分布とした 9 層及び 15 層の解析結果を示す。また、実線で(2.41)式による予測値を示す。



【図 A.1 9層「標準」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



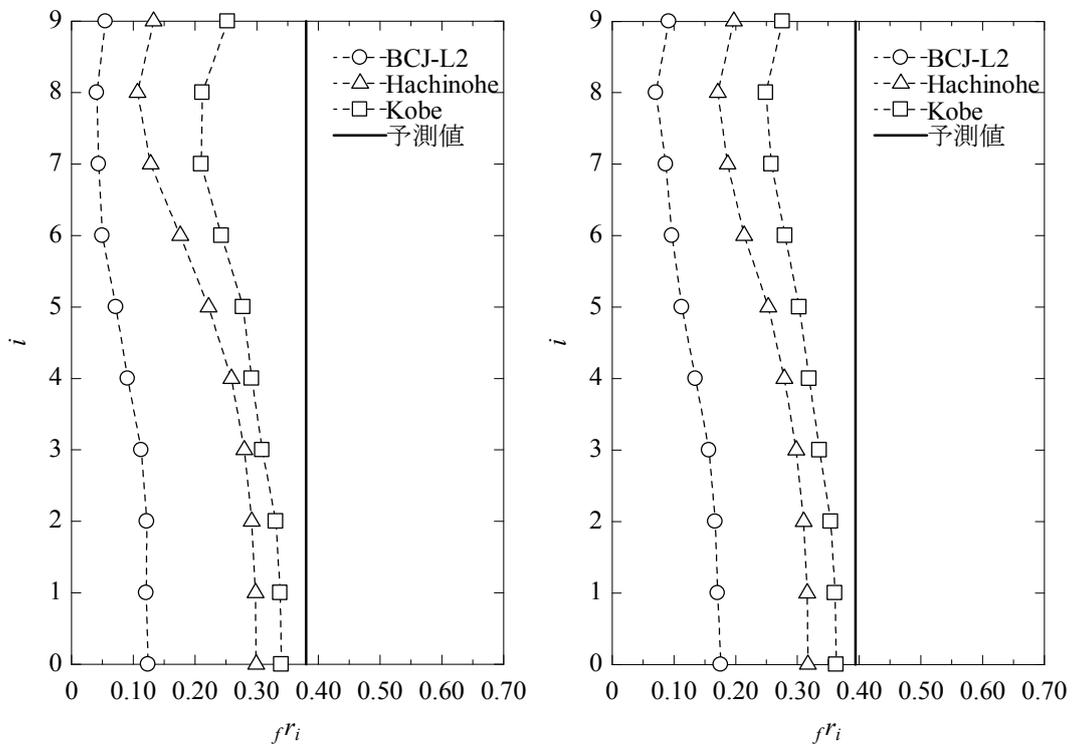
【図 A.2 9層「0.8T」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



a)  $V_D \times 2.5$

b)  $V_D \times 3.0$

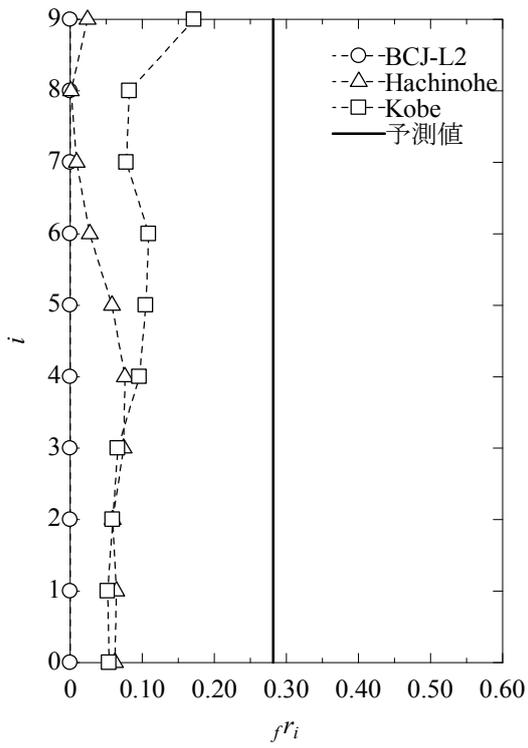
【図 A.3 9層「1.2T」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



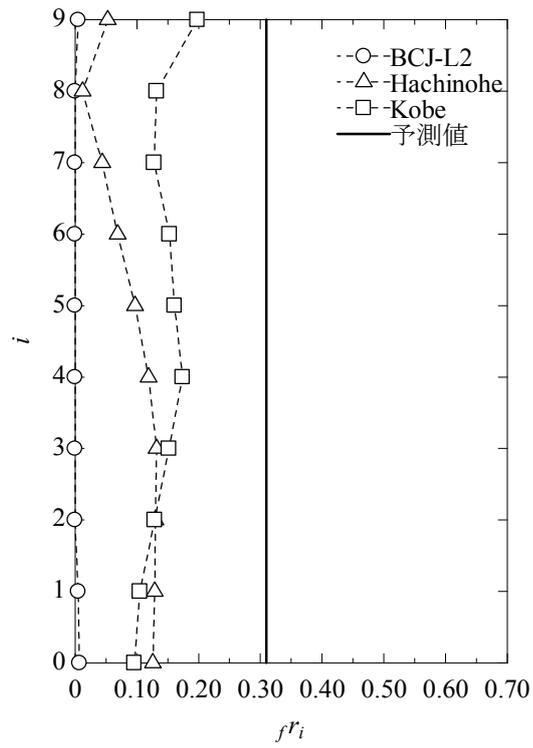
a)  $V_D \times 2.5$

b)  $V_D \times 3.0$

【図 A.4 9層「0.7CB」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】

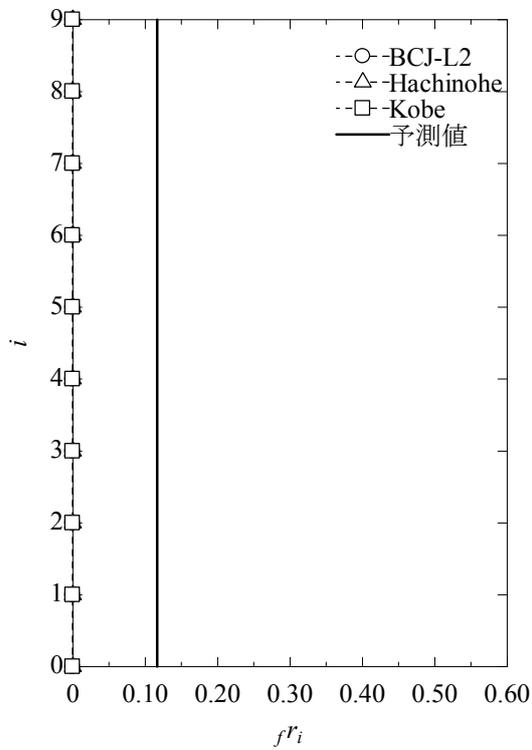


a)  $V_D \times 2.5$

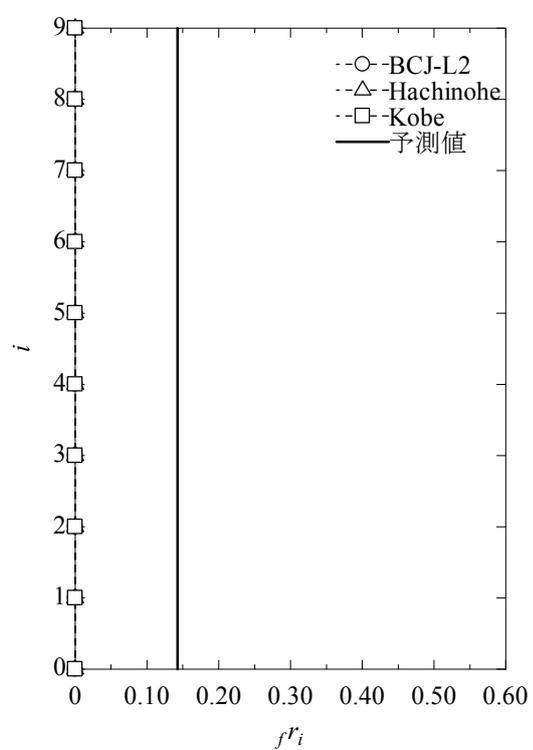


b)  $V_D \times 3.0$

【図 A.5 9層「1.5CB」モデルの解析結果の  $f^r_i$  分布と予測値】

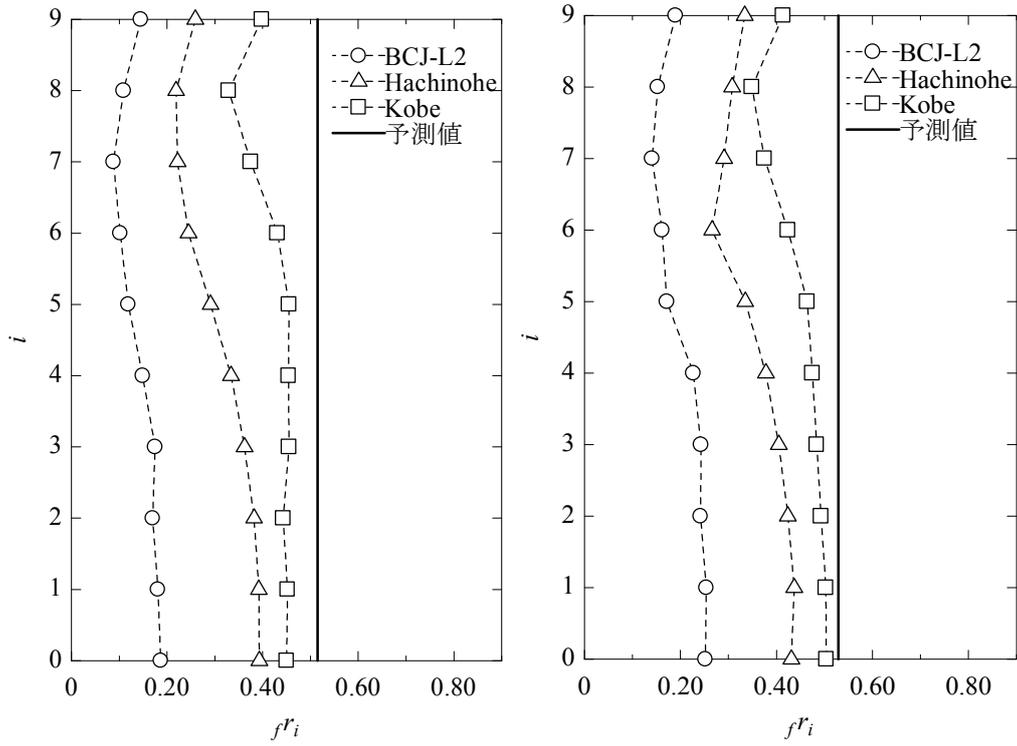


a)  $V_D \times 2.5$



b)  $V_D \times 3.0$

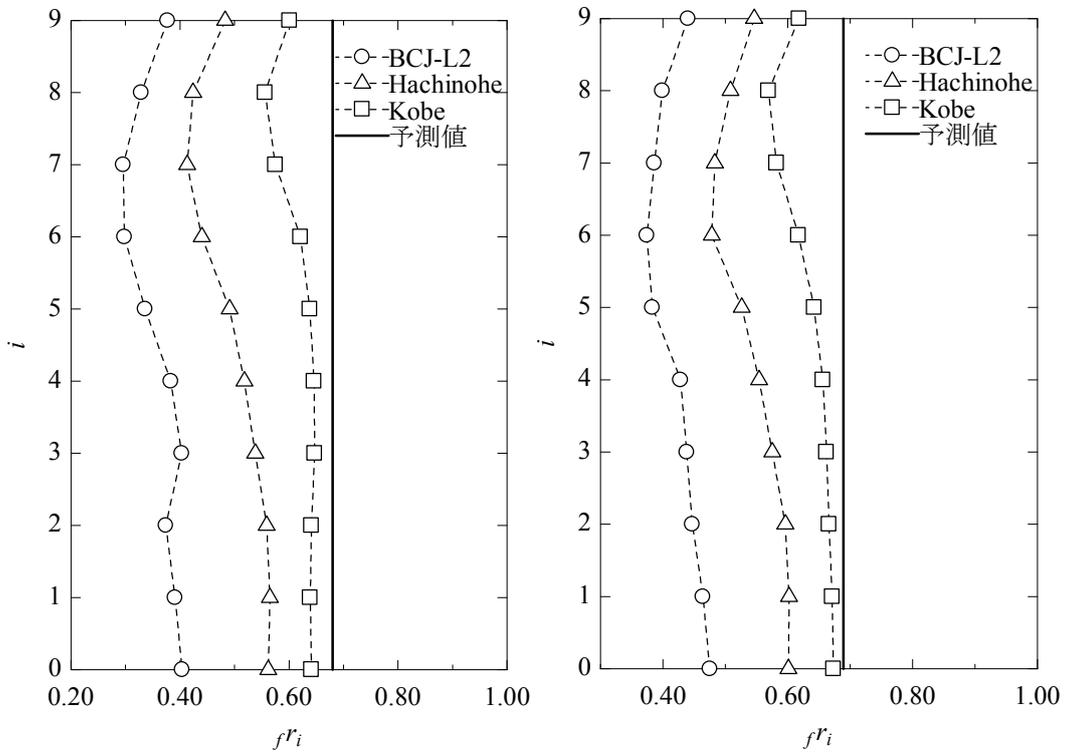
【図 A.6 9層「0.1 $\tau$ 」モデルの解析結果の  $f^r_i$  分布と予測値】



a)  $V_D \times 2.5$

b)  $V_D \times 3.0$

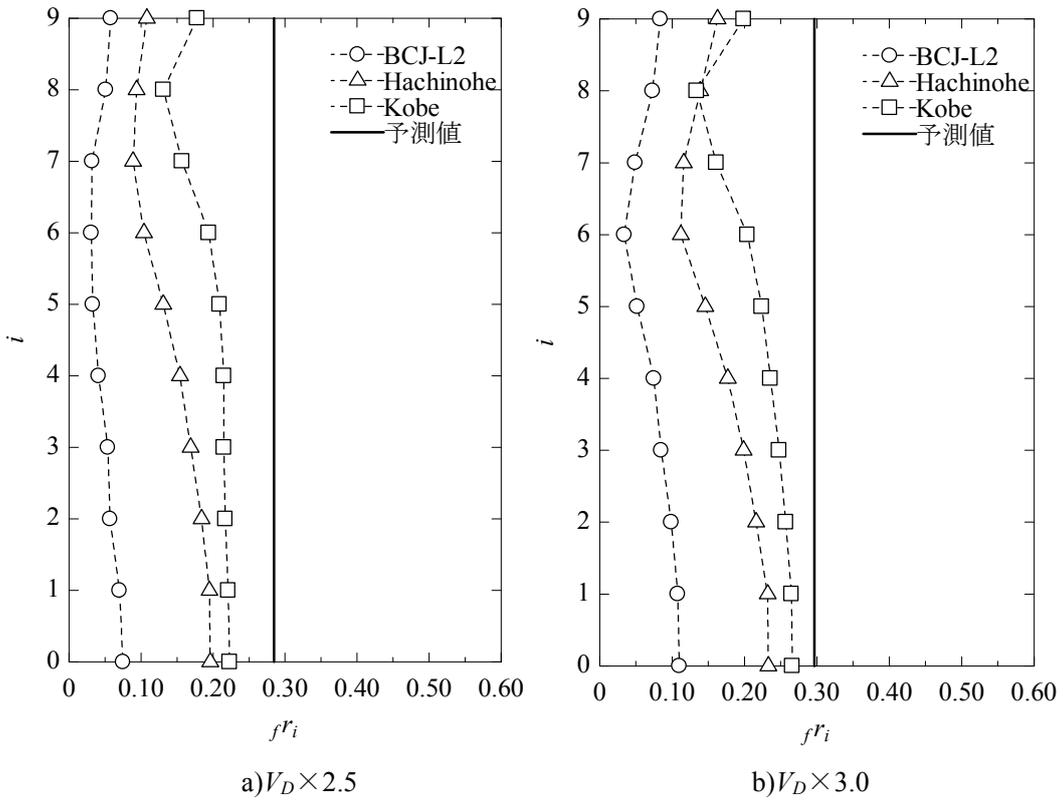
【図 A.7 9層「 $2.0\tau$ 」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



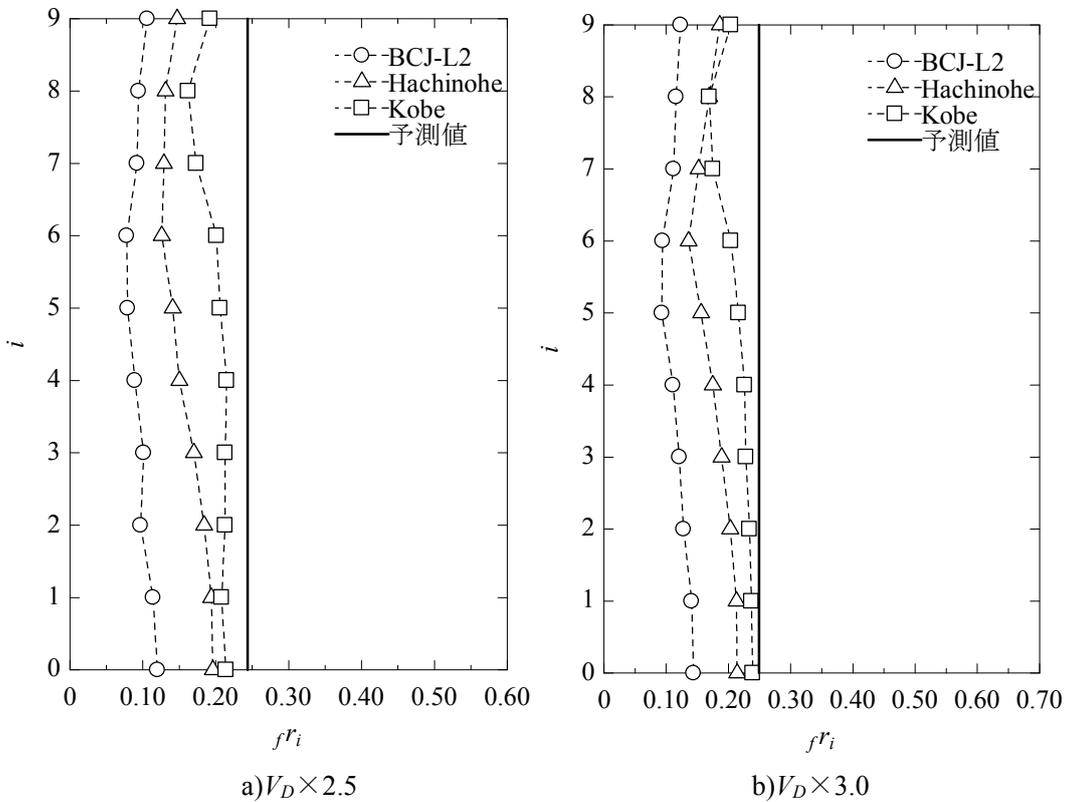
a)  $V_D \times 2.5$

b)  $V_D \times 3.0$

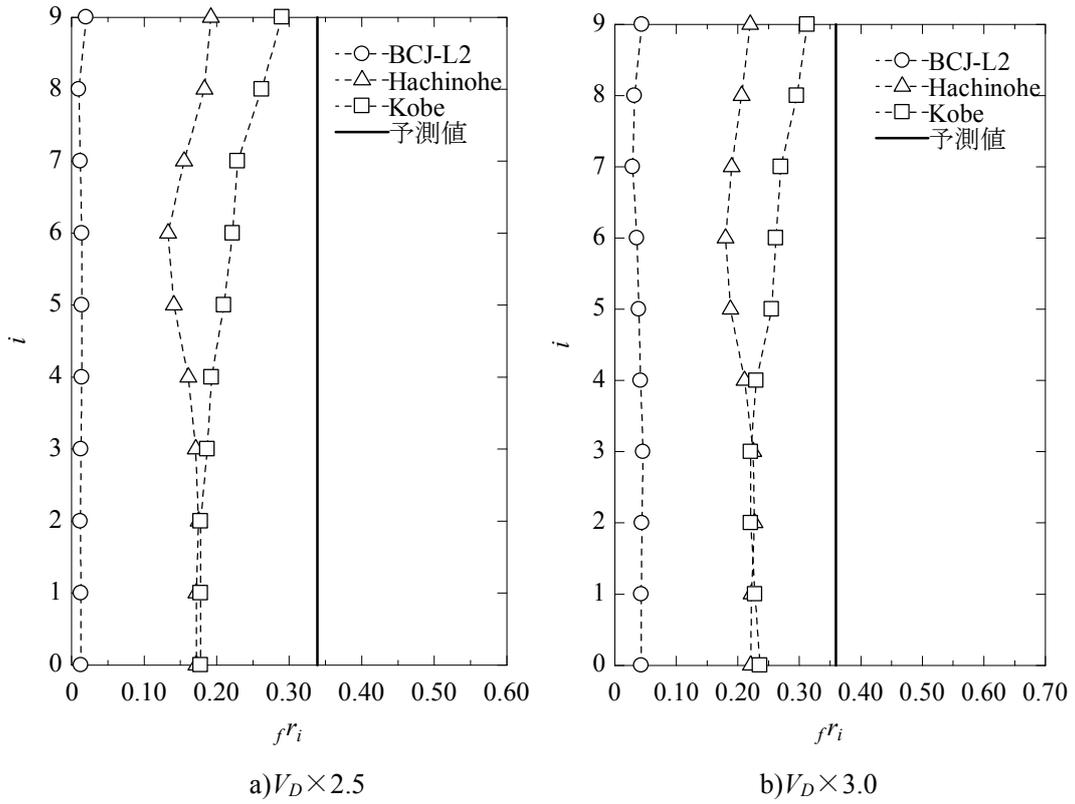
【図 A.8 9層「 $3.0\tau$ 」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



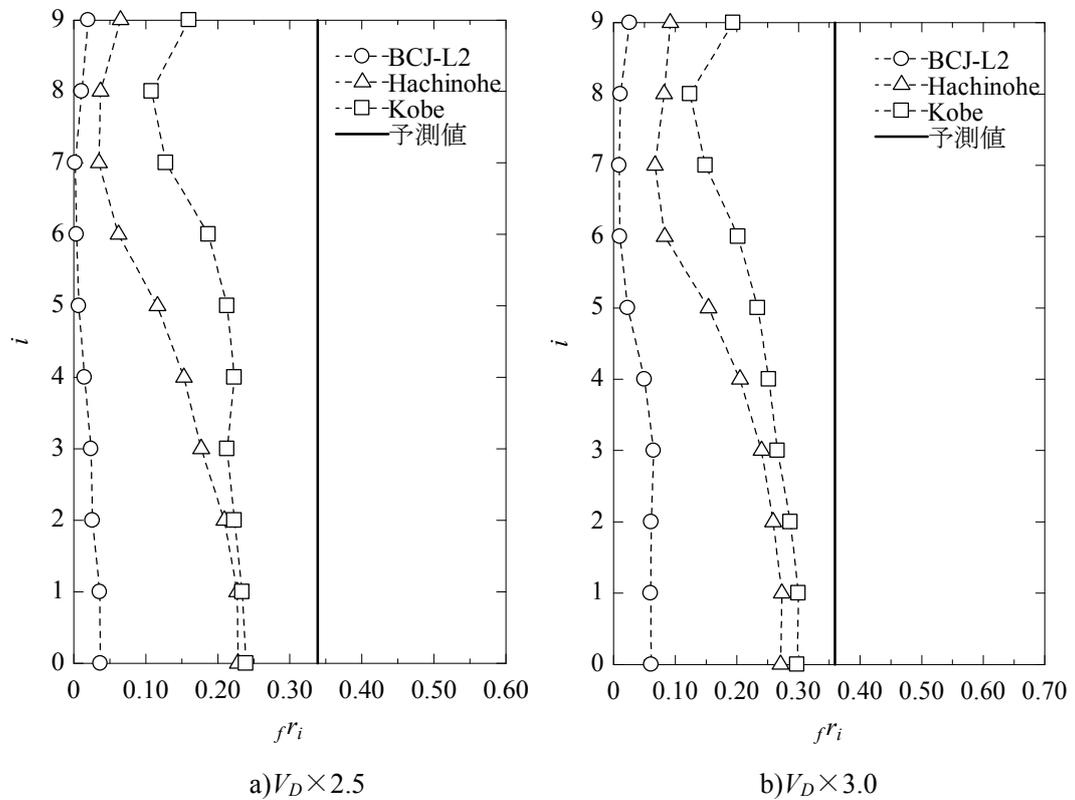
【図 A.9 9層「1.2 $\beta$ 」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



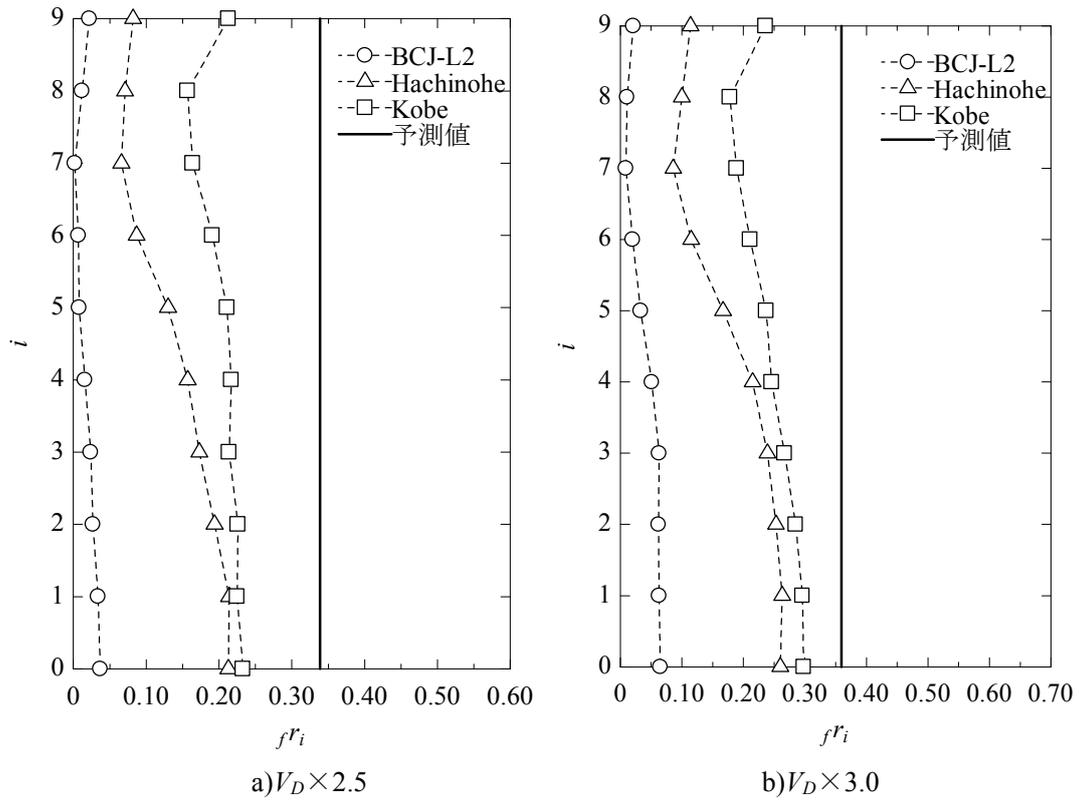
【図 A.10 9層「1.4 $\beta$ 」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



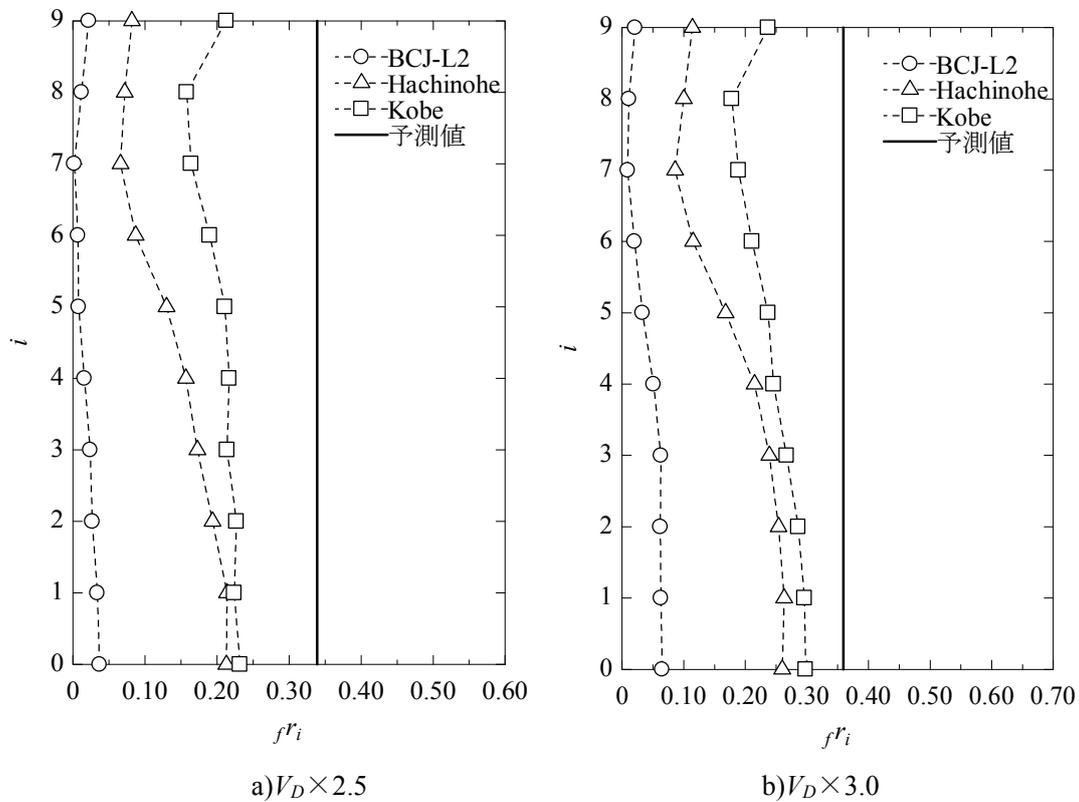
【図 A.11 9層「2.0GEC」モデルの解析結果の  $f_i^r$  分布と予測値】



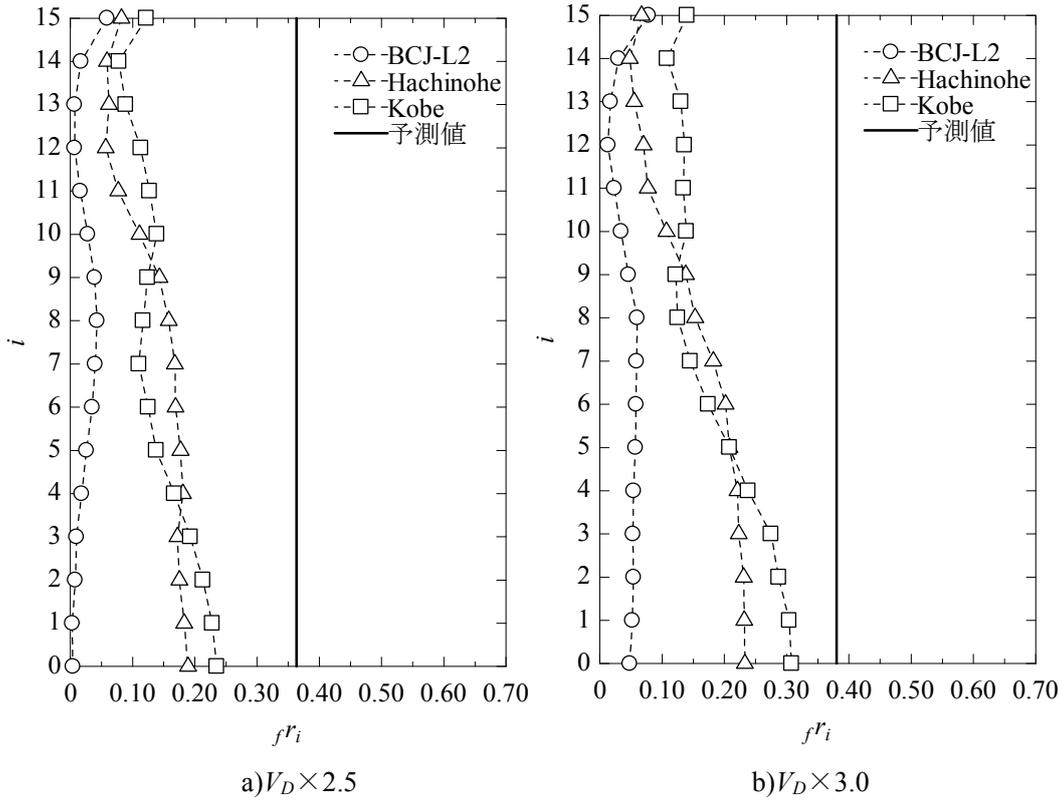
【図 A.12 9層「0.5GEC」モデルの解析結果の  $f_i^r$  分布と予測値】



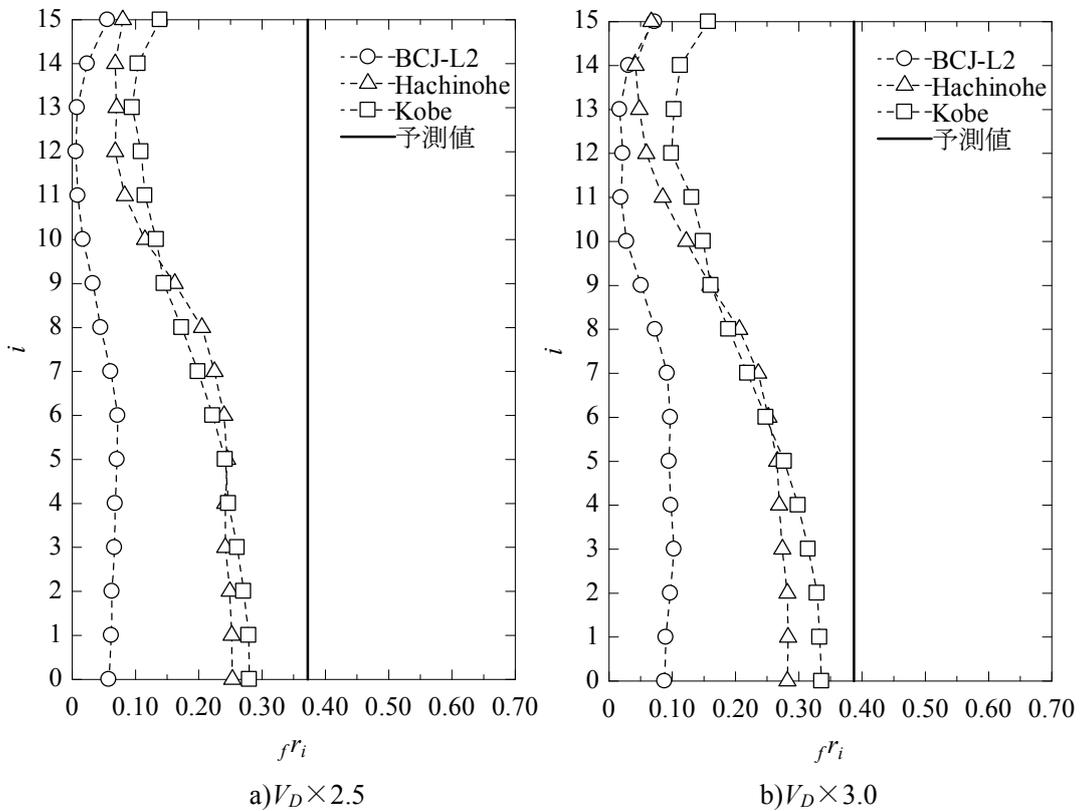
【図 A.13 9層「0.5GJ」モデルの解析結果の  $f^r_i$  分布と予測値】



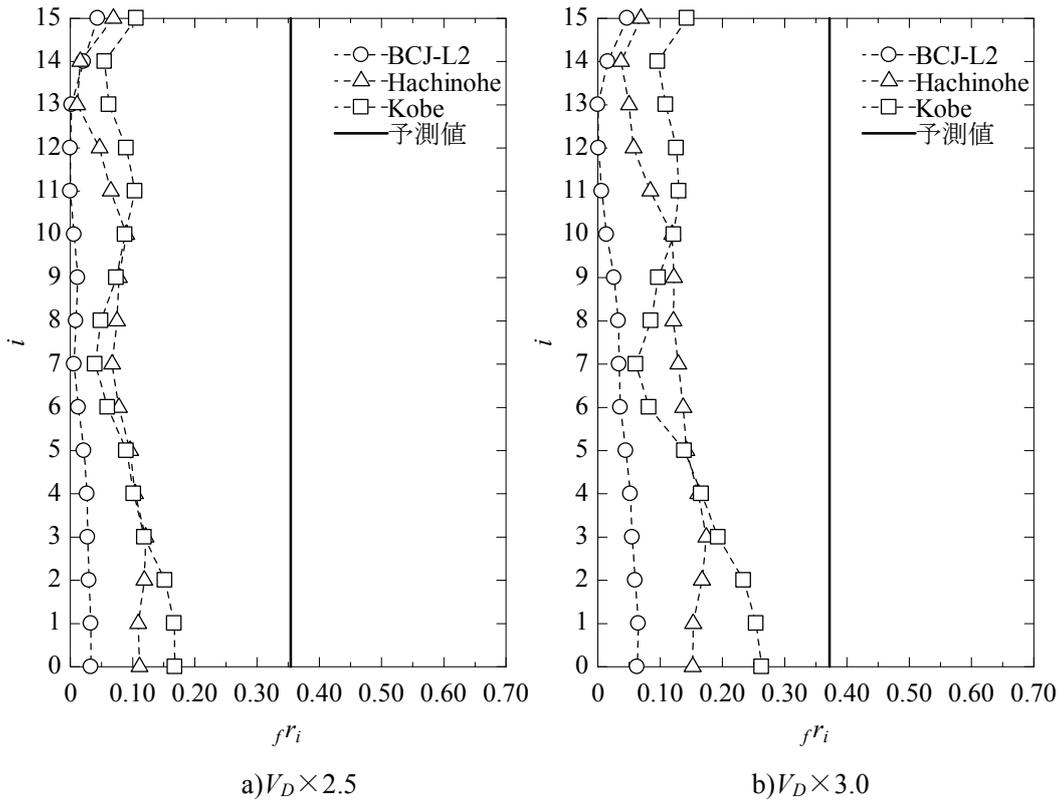
【図 A.14 9層「2.0GJ」モデルの解析結果の  $f^r_i$  分布と予測値】



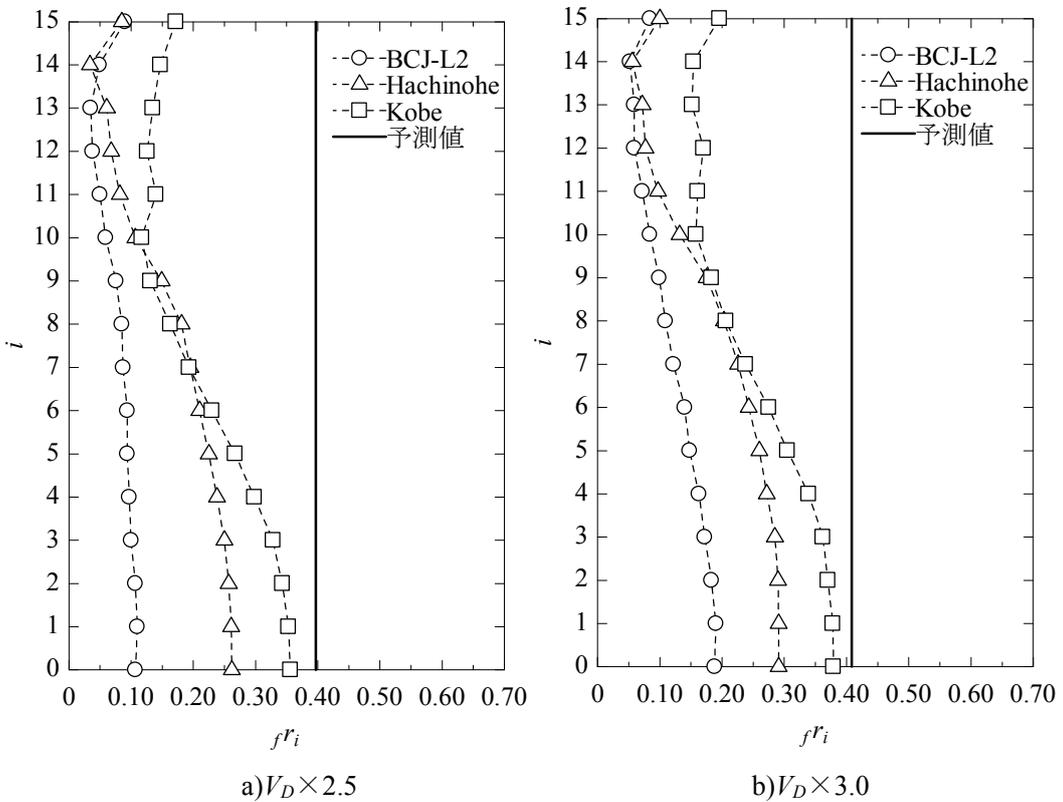
【図 A.15 15層「基準」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



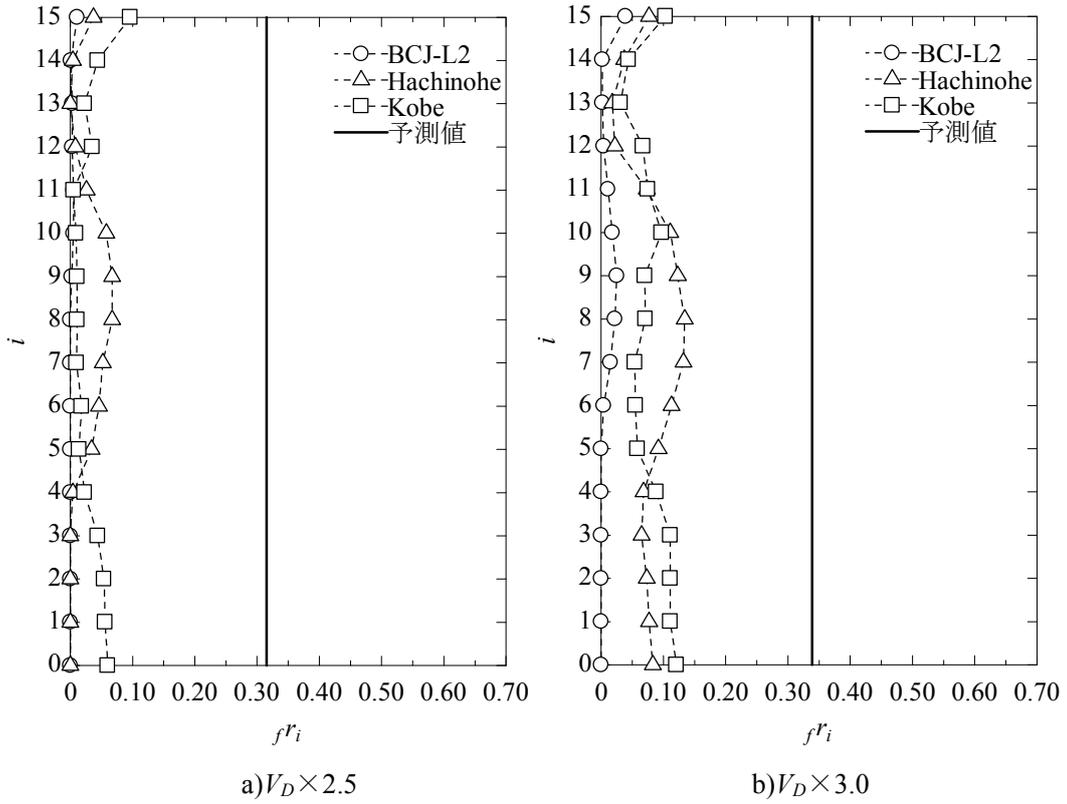
【図 A.16 15層「0.8T」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



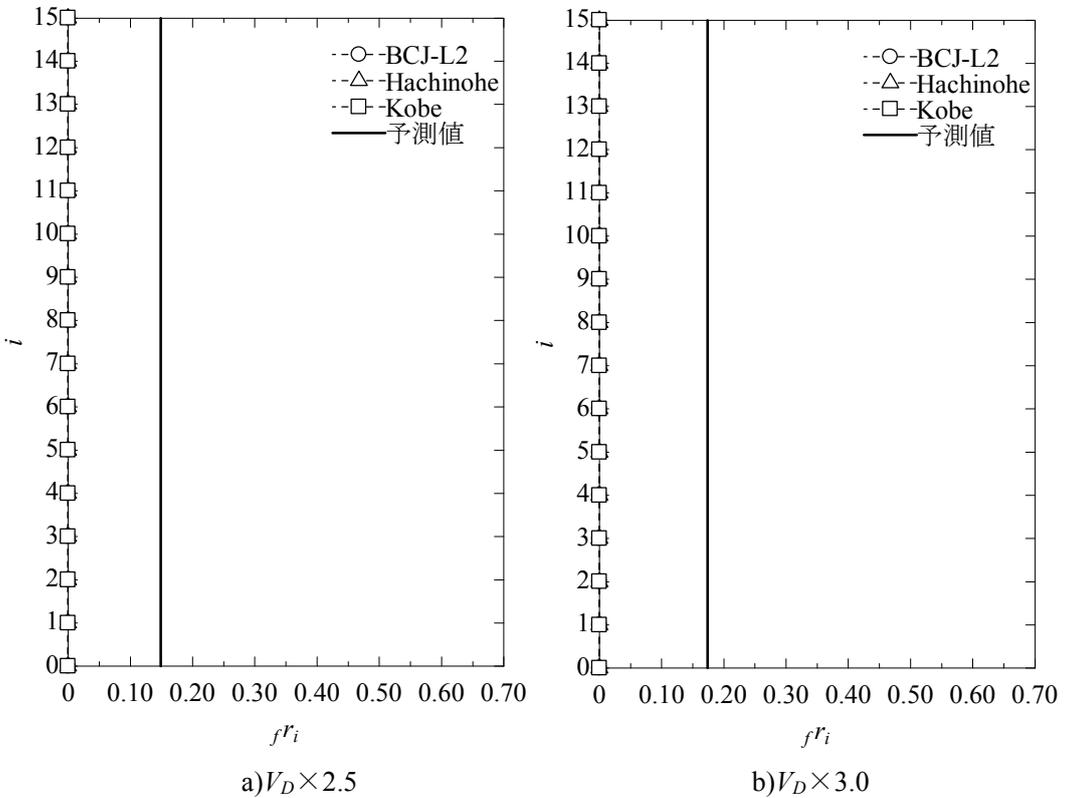
【図 A.17 15層「1.2T」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



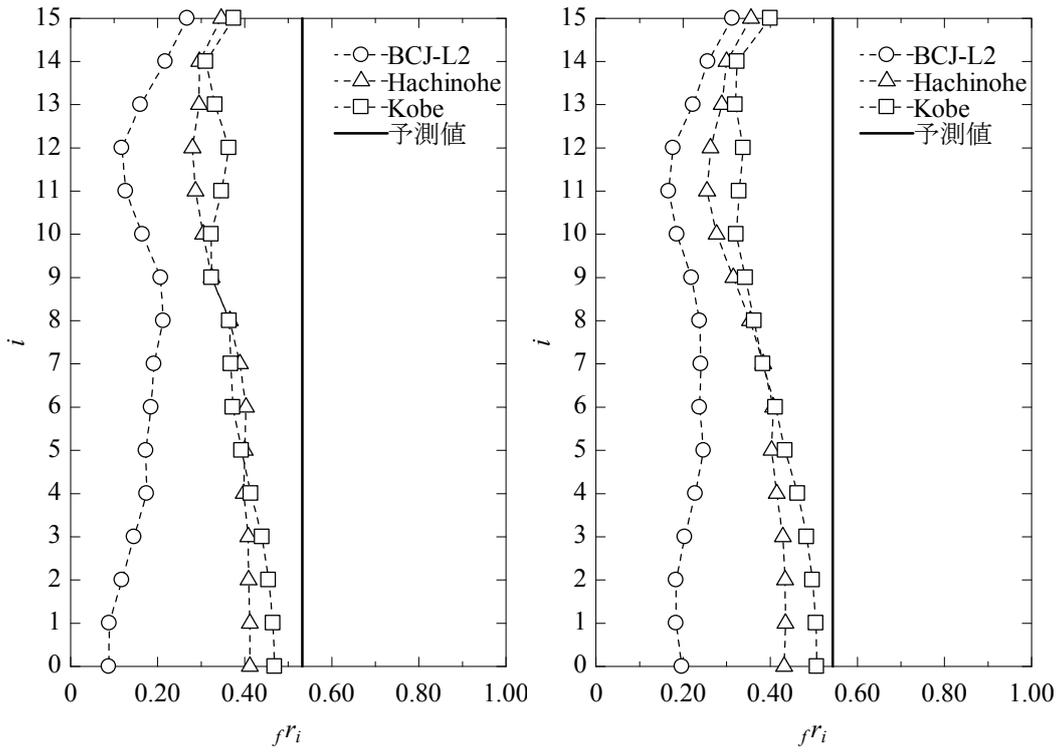
【図 A.18 15層「0.7CB」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



【図 A.19 15層「1.5CB」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



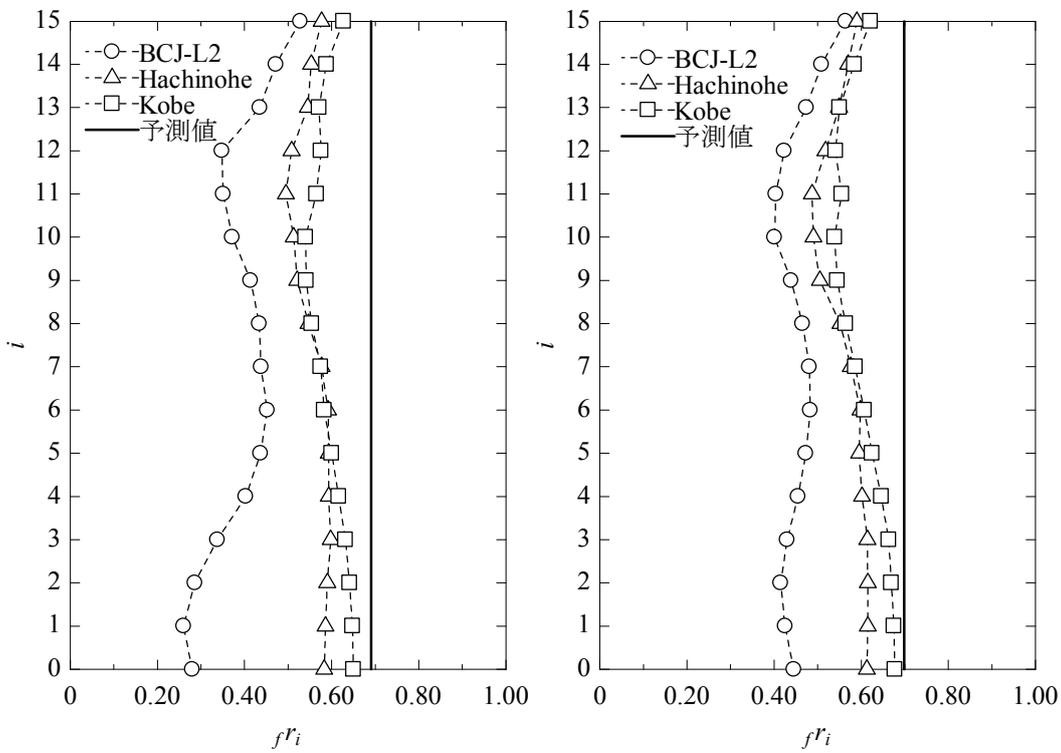
【図 A.20 15層「0.1τ」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



a)  $V_D \times 2.5$

b)  $V_D \times 3.0$

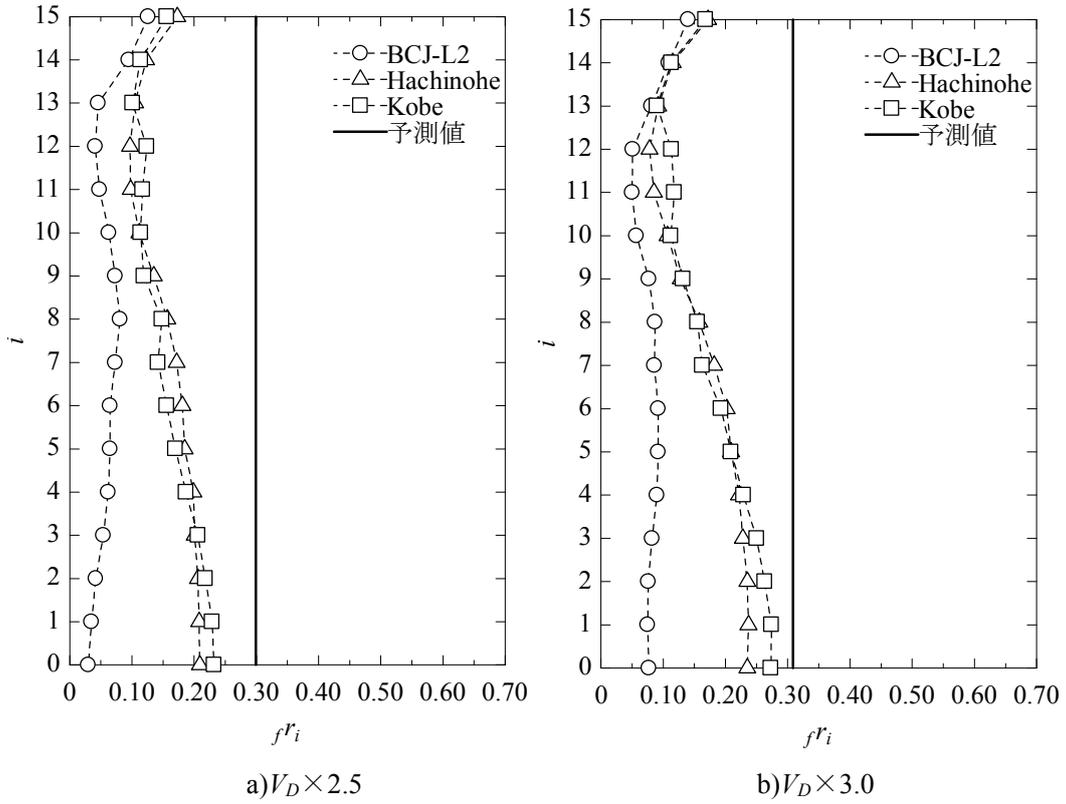
【図 A.21 15層「2.0 $\tau$ 」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



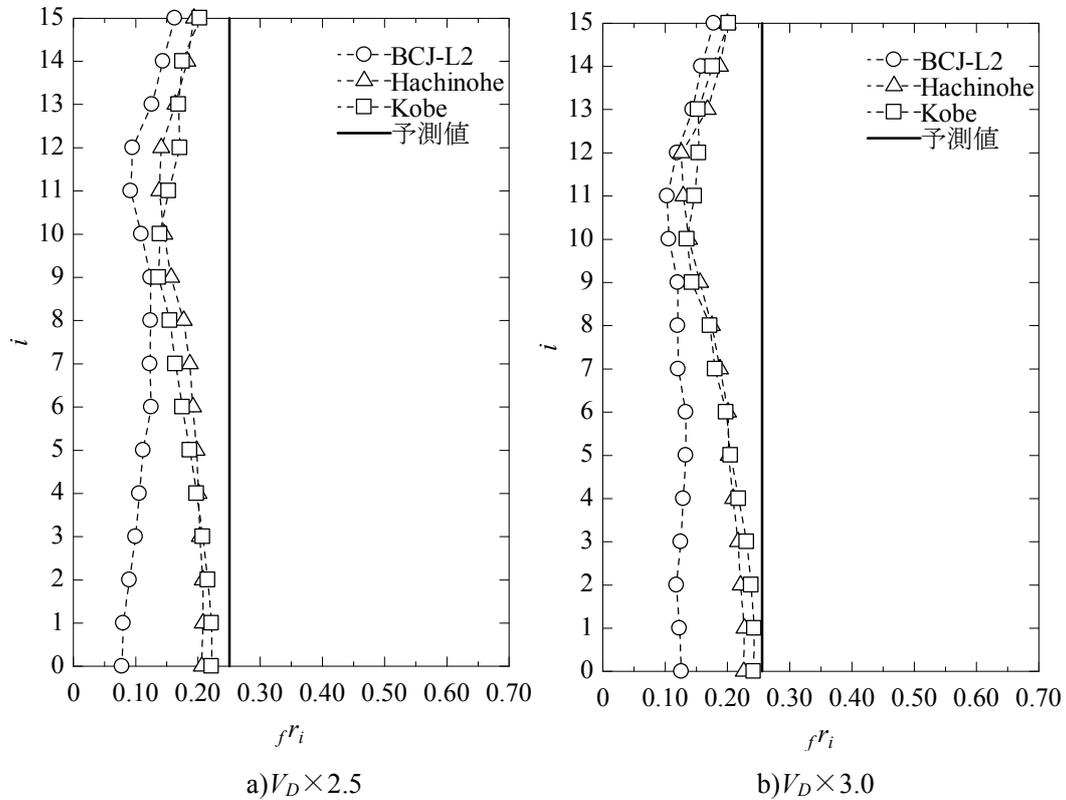
a)  $V_D \times 2.5$

b)  $V_D \times 3.0$

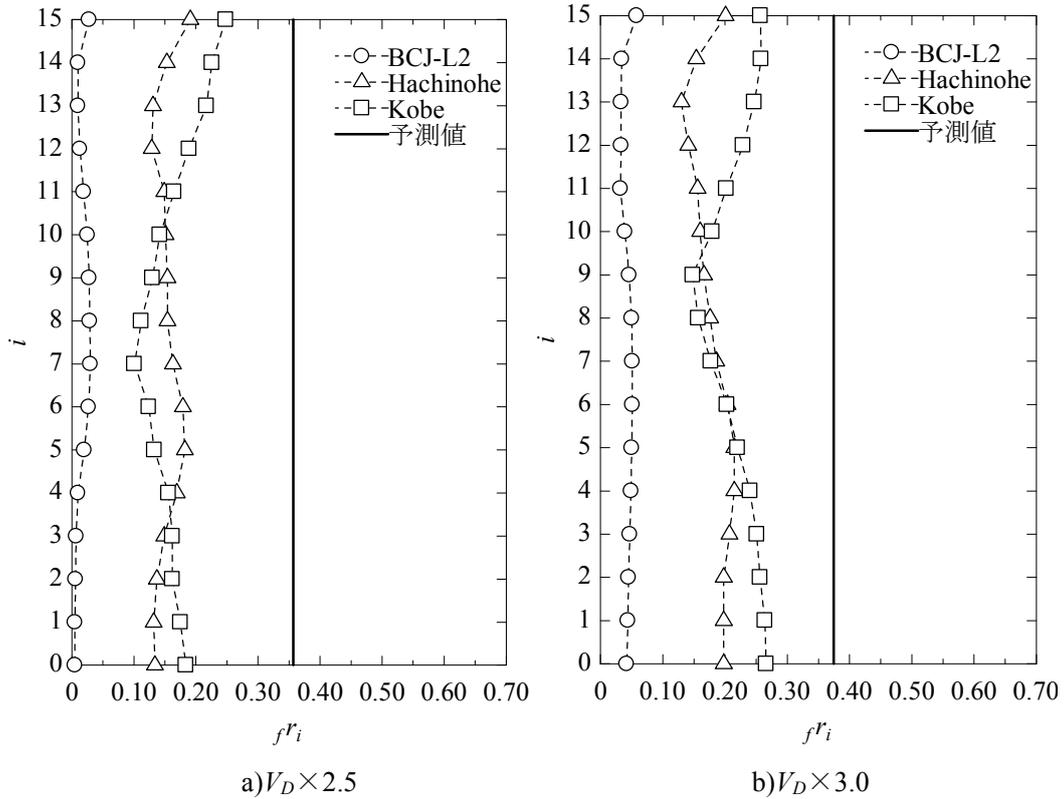
【図 A.22 15層「3.0 $\tau$ 」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



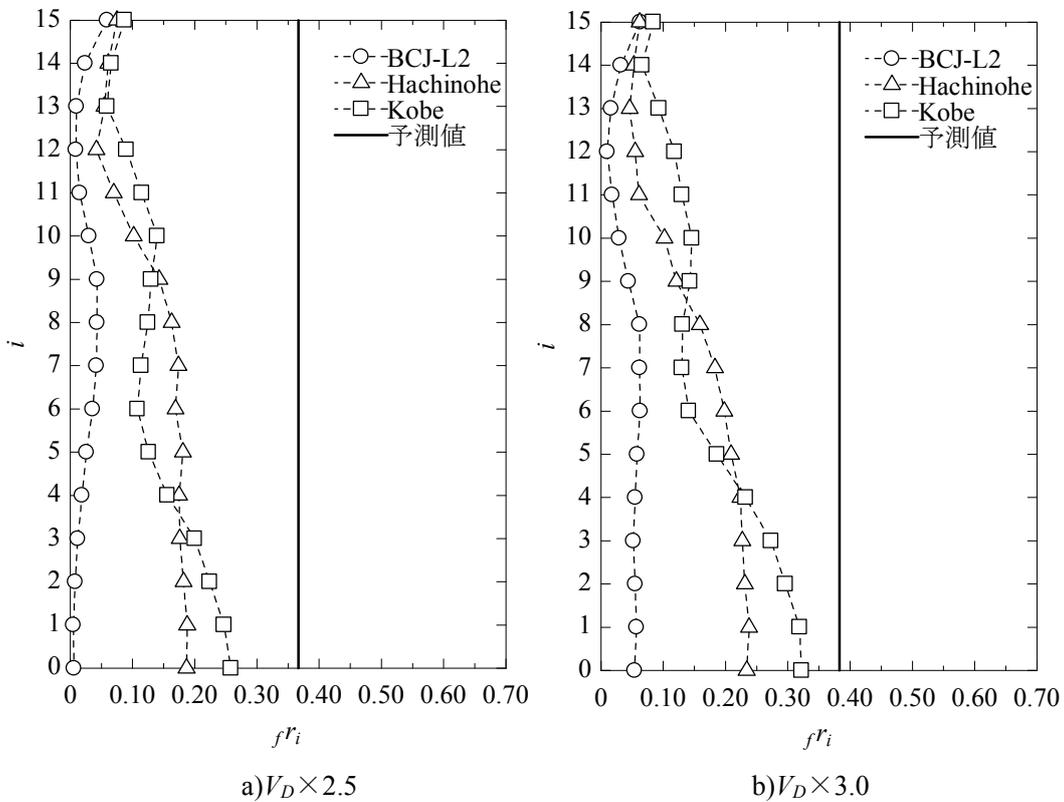
【図 A.23 15層「1.2β」モデルの解析結果の $f_i$ 分布と予測値】



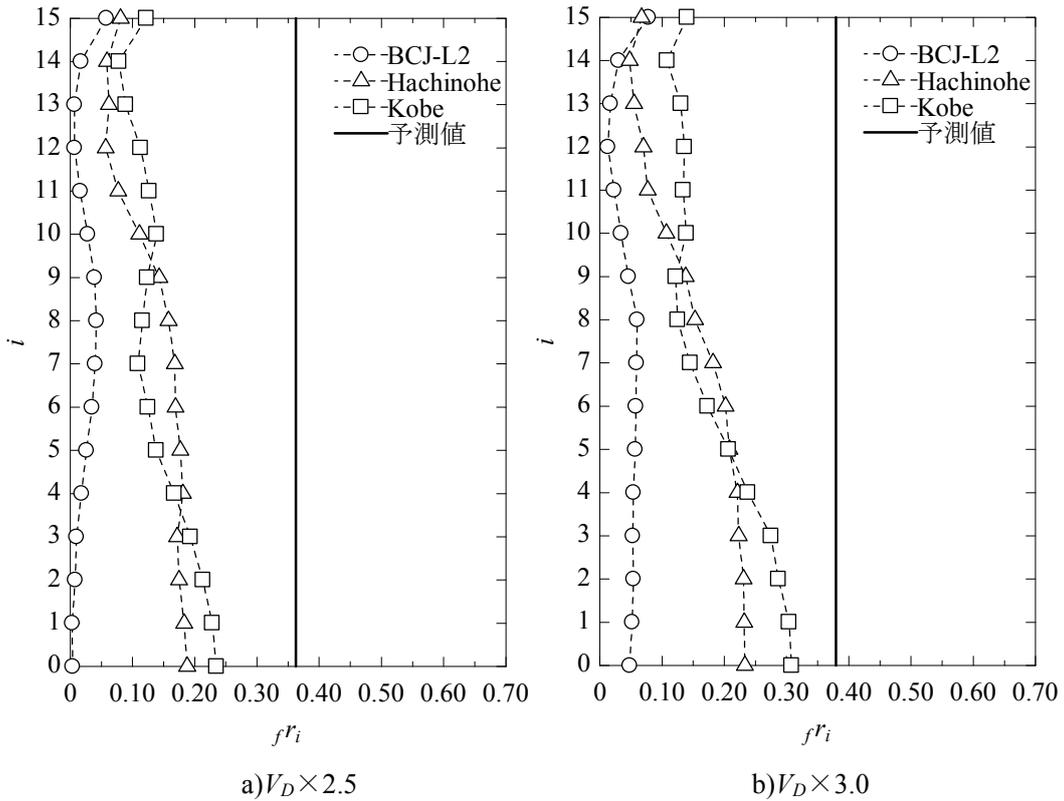
【図 A.24 15層「1.4β」モデルの解析結果の $f_i$ 分布と予測値】



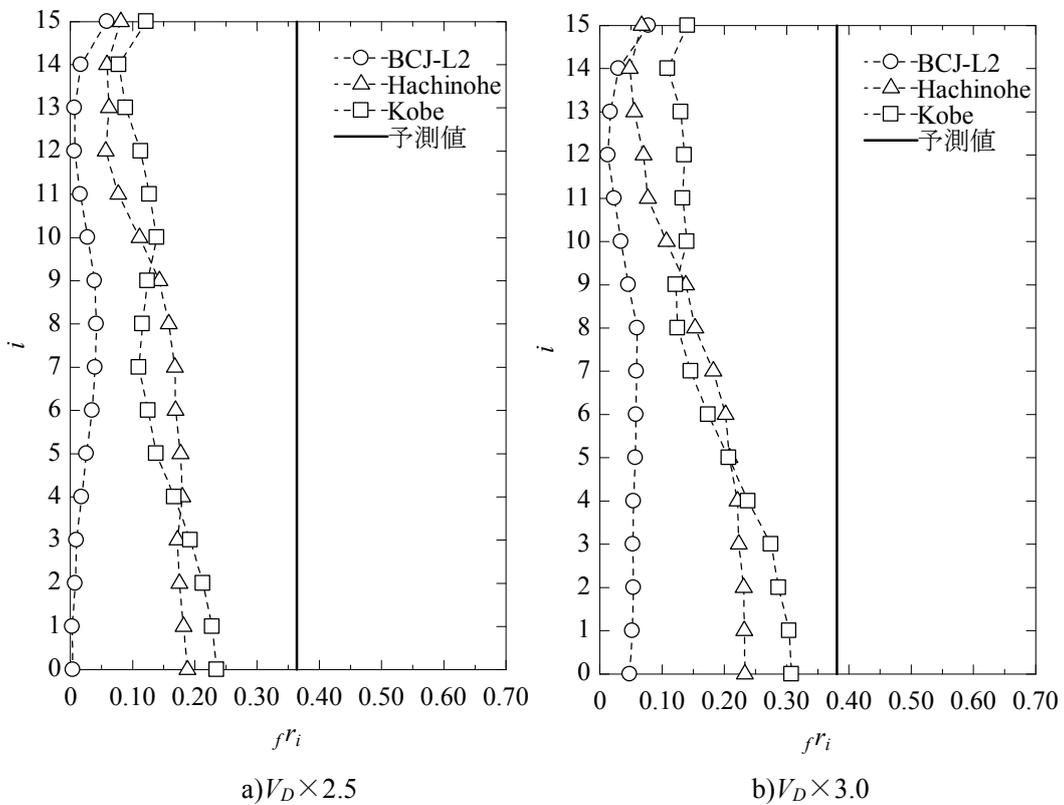
【図 A.25 15層「2.0GEC」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



【図 A.26 15層「0.5GEC」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】



【図 A.27 15層「0.5GJ」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】

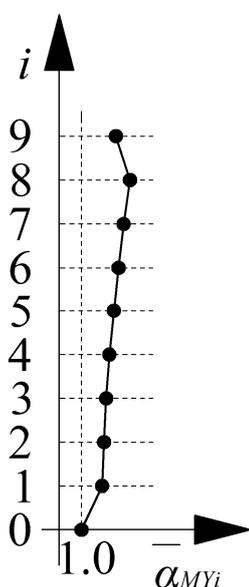


【図 A.28 15層「2.0GJ」モデルの解析結果の  $f_i$  分布と予測値】

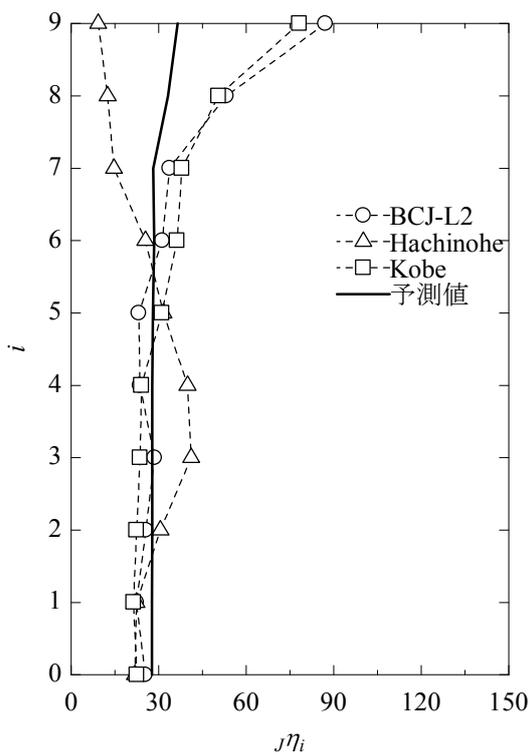
## 付録B 半剛接合部の累積塑性変形倍率 $\mu_i$ の全解析結果及び予測値

図 B.2～B.29 に、縦軸を層、横軸を半剛接合部の累積塑性変形倍率  $\mu_i$  とした 9 層及び 15 層の解析結果をモデル毎に示す。また、実線で制振構造の場合における予測式、(2.57)式と耐震構造の場合における予測式、(2.67)式による予測値を示す。

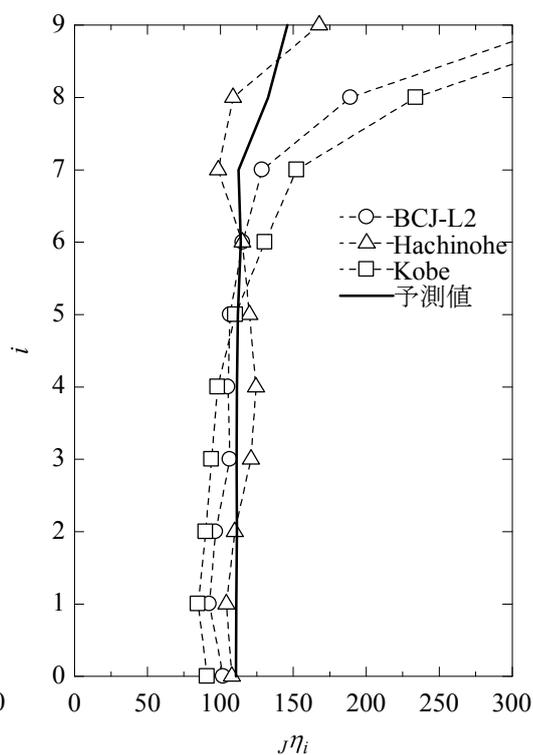
なお、予測値は、骨組の耐力分布が最適降伏モーメント係数分布に従っていることから、概ね各層一定の  $\mu_i$  となるはずであるが、上層階において予測値が不連続となる結果を与えている。これは、図 B.1 に示す最適降伏モーメント係数分布に従った剛性分布とした結果 ((3.6)式参照)、同分布形が下層から単調に増加する傾向が、最上層とその直下の層で不連続となることが影響している。このモデル化の影響が、損傷分における上層部分の損傷集中を招いた可能性も考えられる。



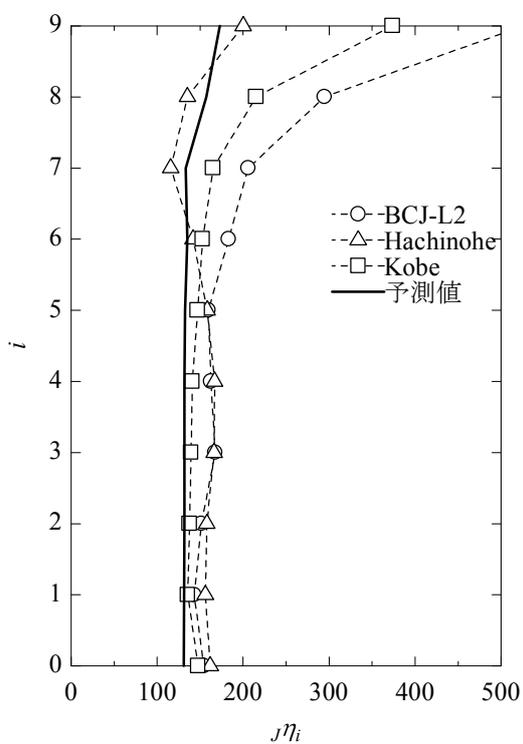
【図 B.1 最適降伏モーメント分布  $\alpha_{MYi}$  (9 層の例)】



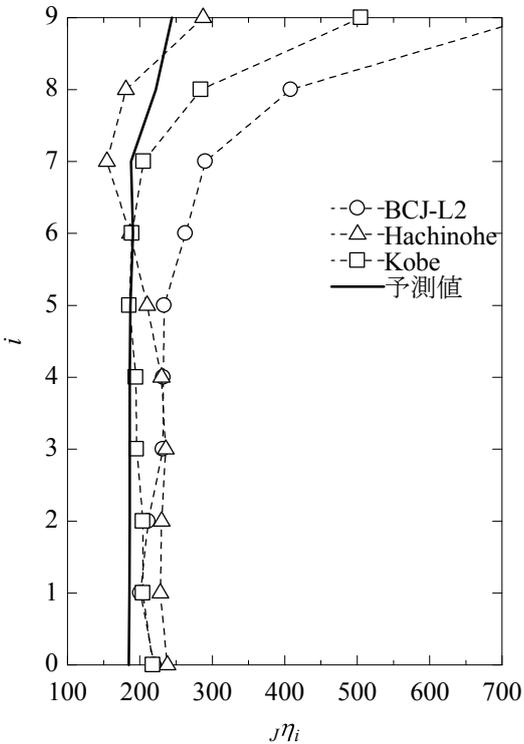
a)  $V_D \times 1.0$



b)  $V_D \times 2.0$

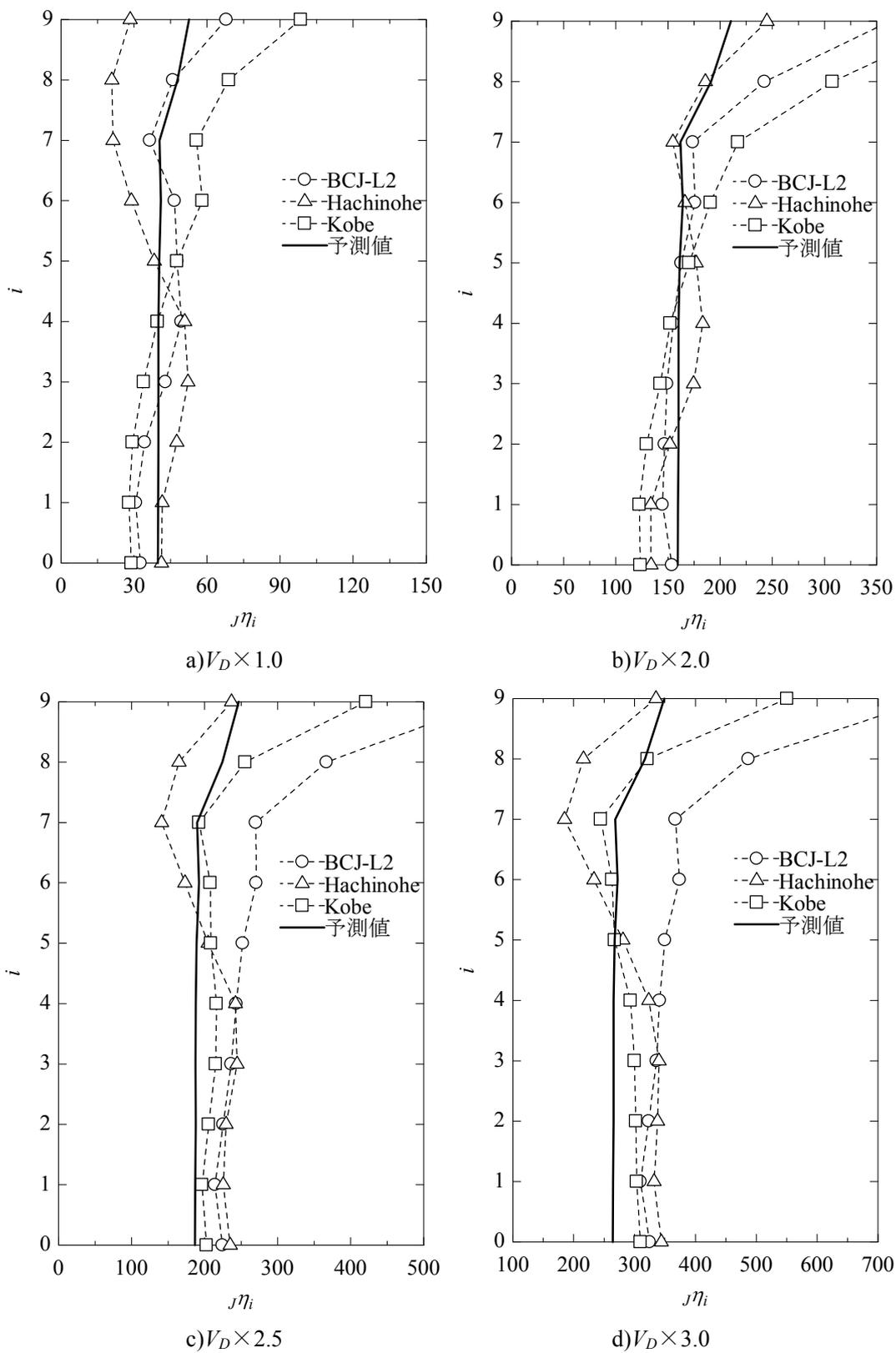


c)  $V_D \times 2.5$

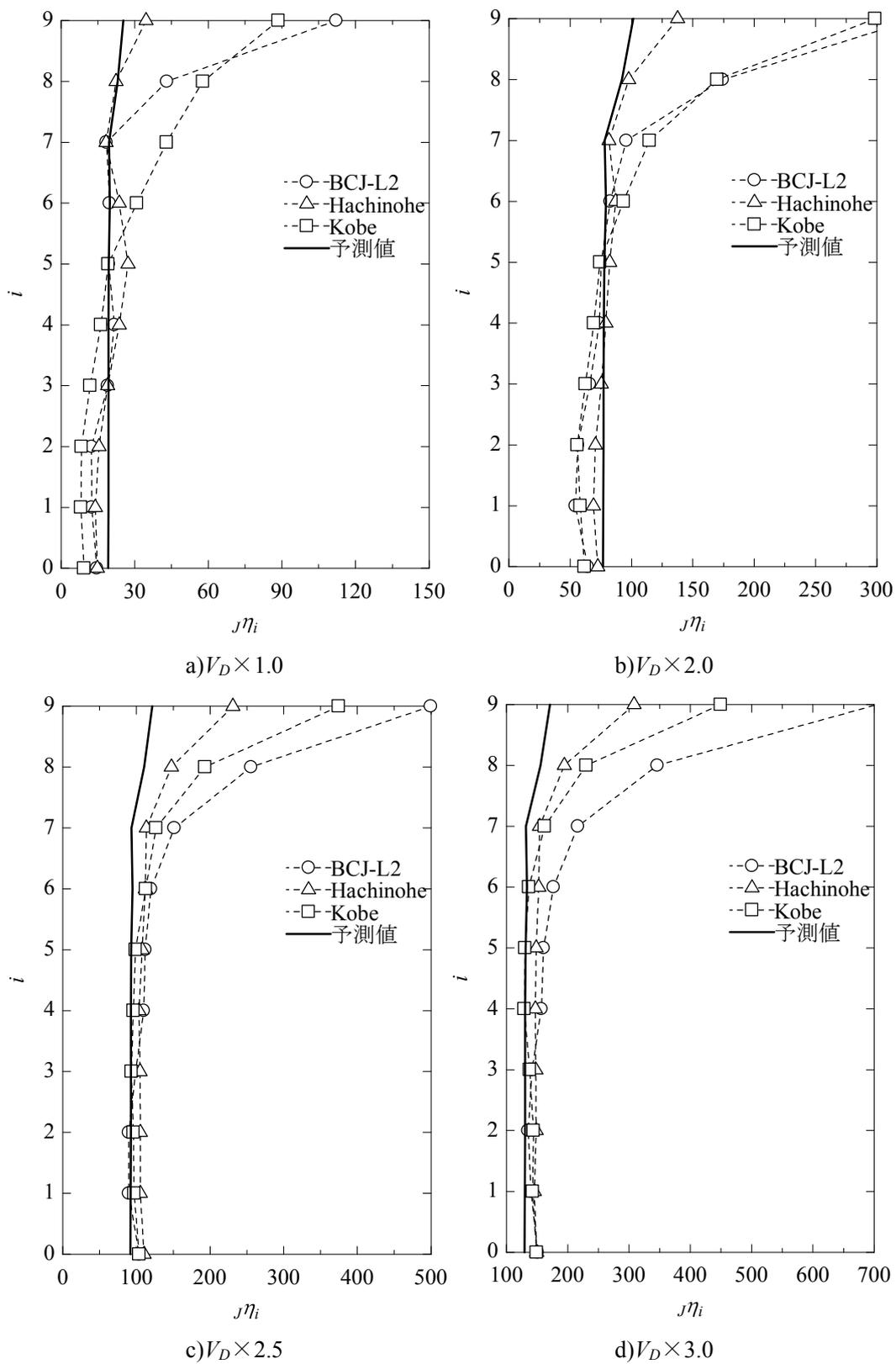


d)  $V_D \times 3.0$

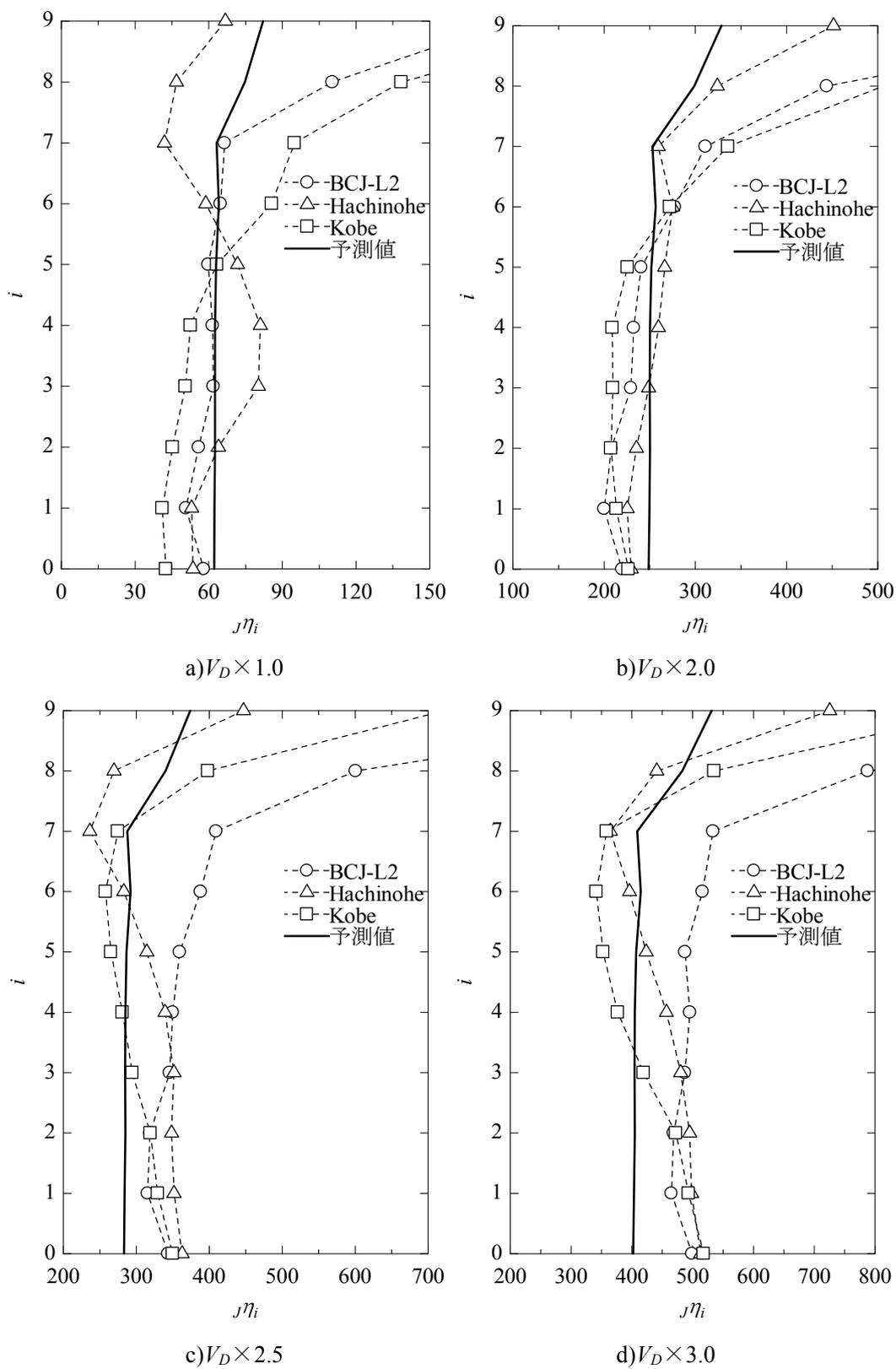
【図 B.2 9層「基準」モデルの解析結果の  $m_i$  と予測値】



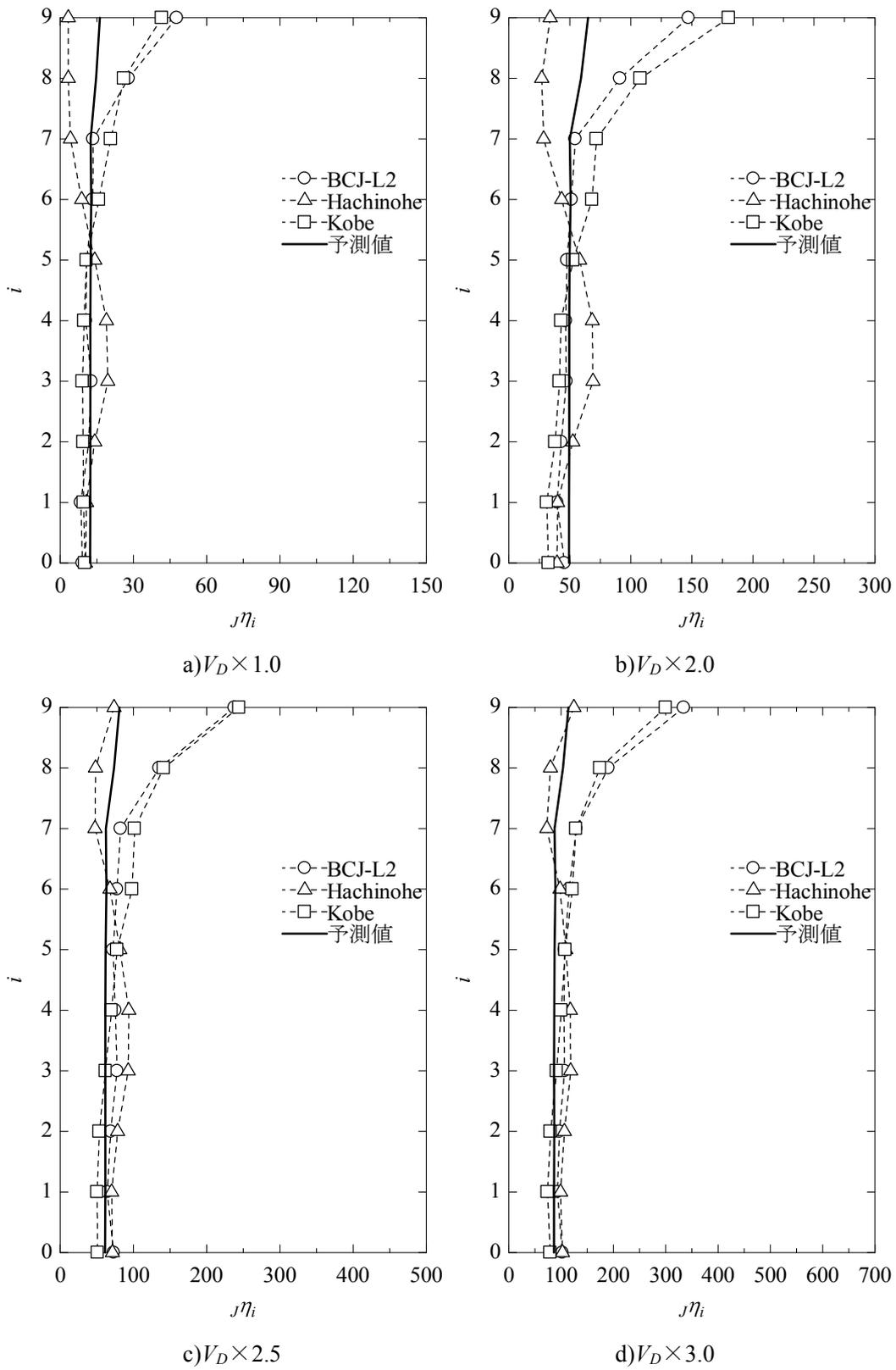
【図 B.3 9層「0.8T」モデルの解析結果の  $jn_i$  と予測値】



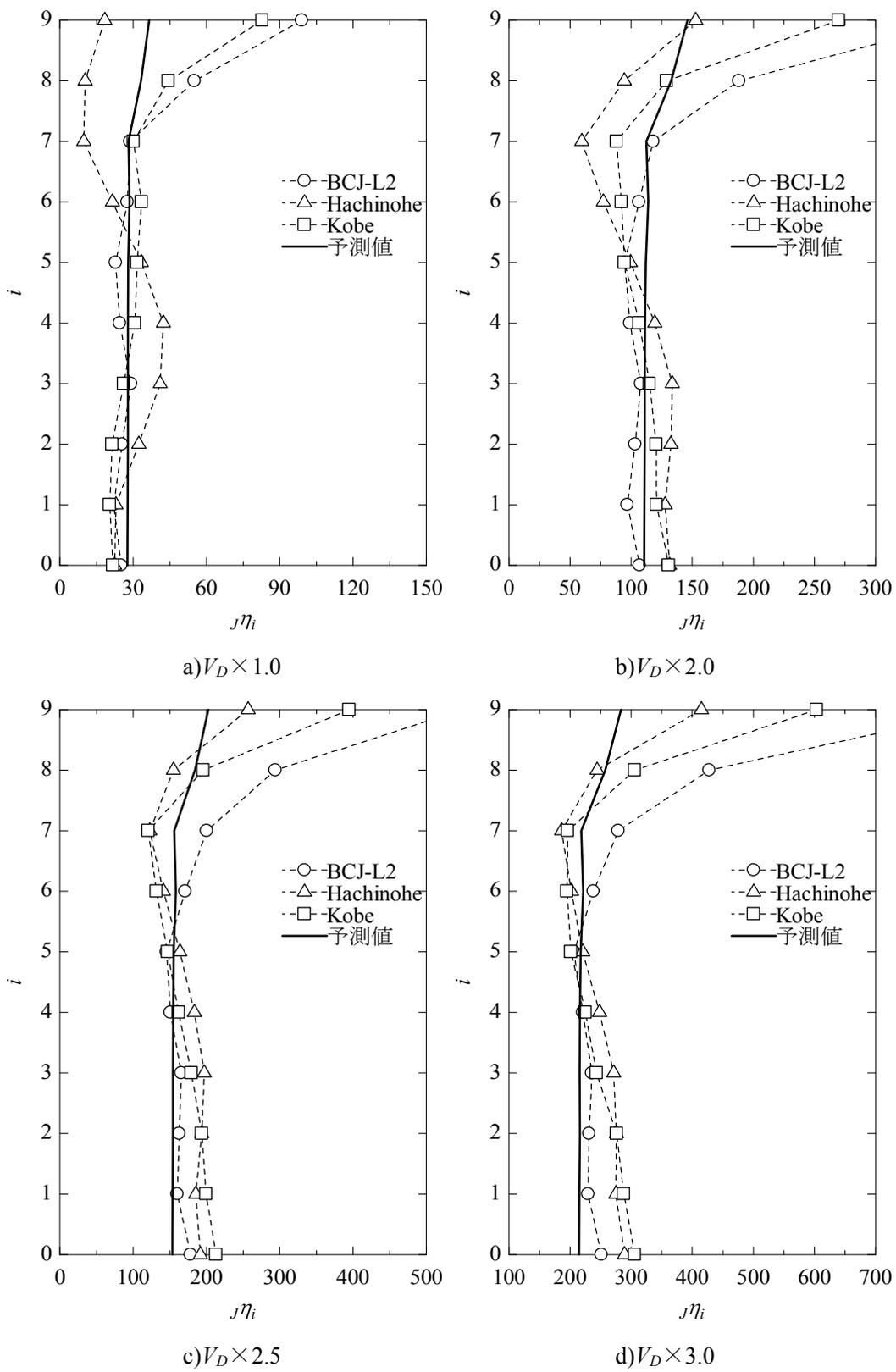
【図 B.4 9層「1.2T」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】



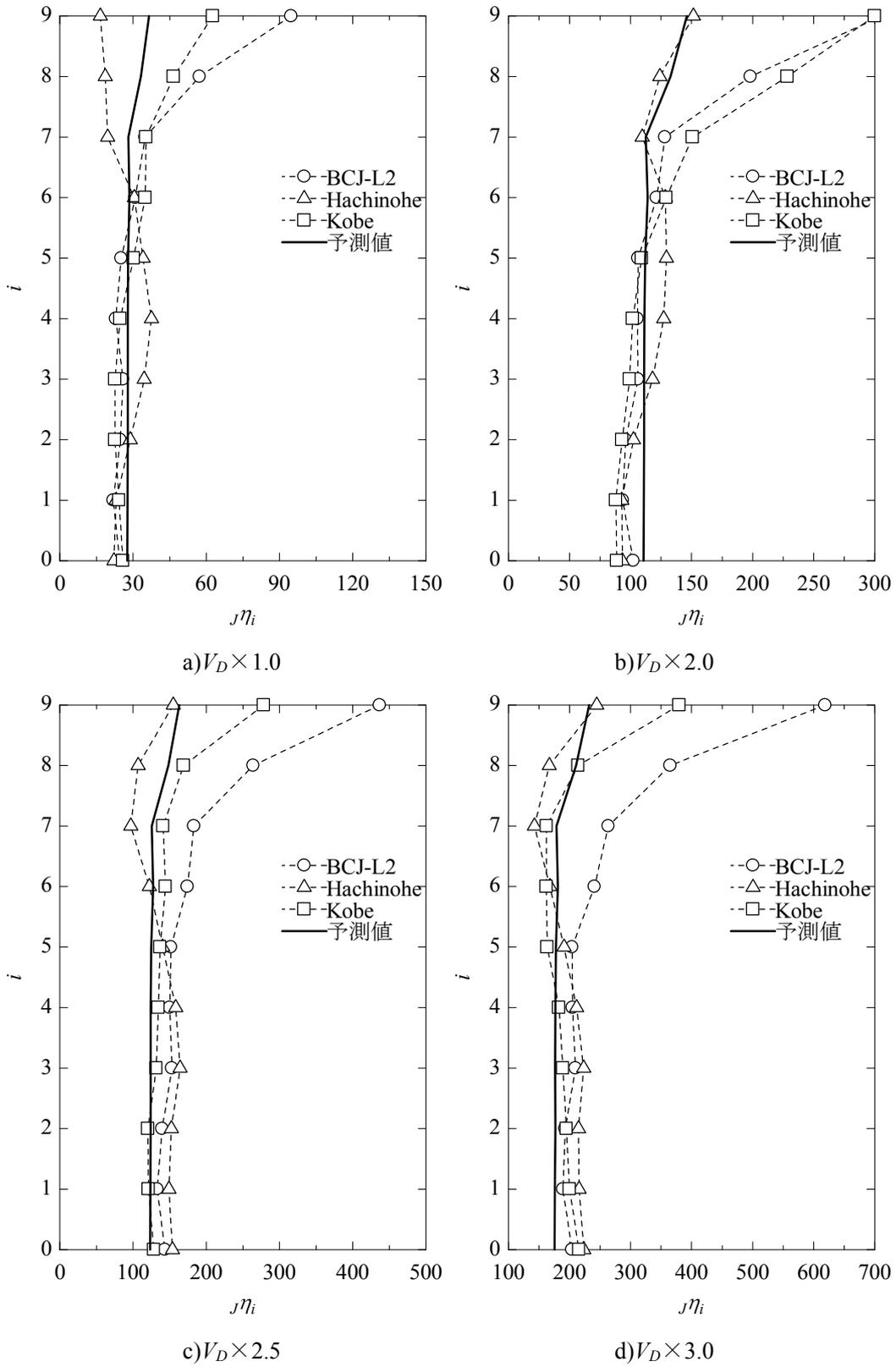
【図 B.5 9層「0.7CB」モデルの解析結果の  $m_i$  と予測値】



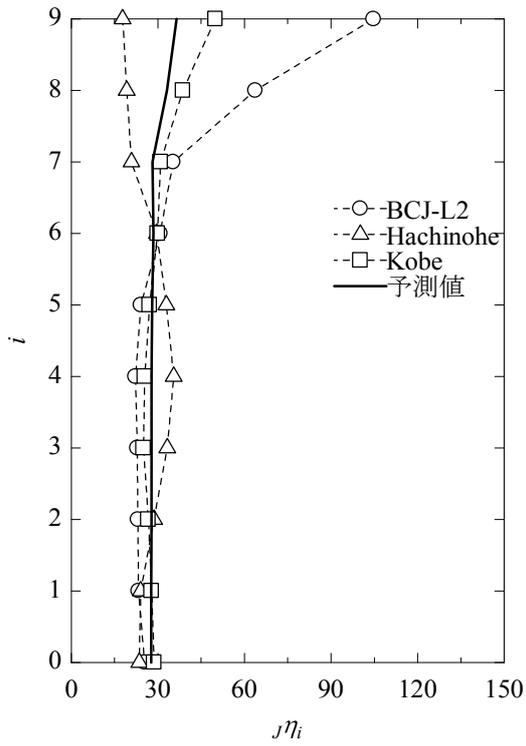
【図 B.6 9層「1.5CB」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】



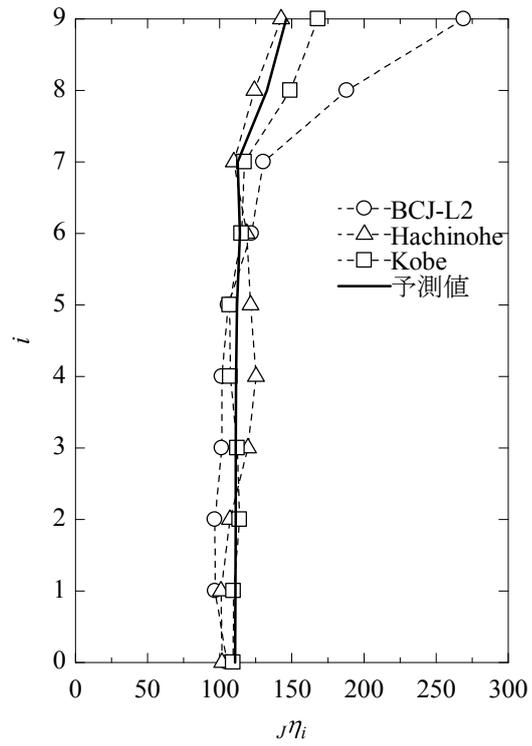
【図 B.7 9層「0.1 $\tau$ 」モデルの解析結果の  $m_i$  と予測値】



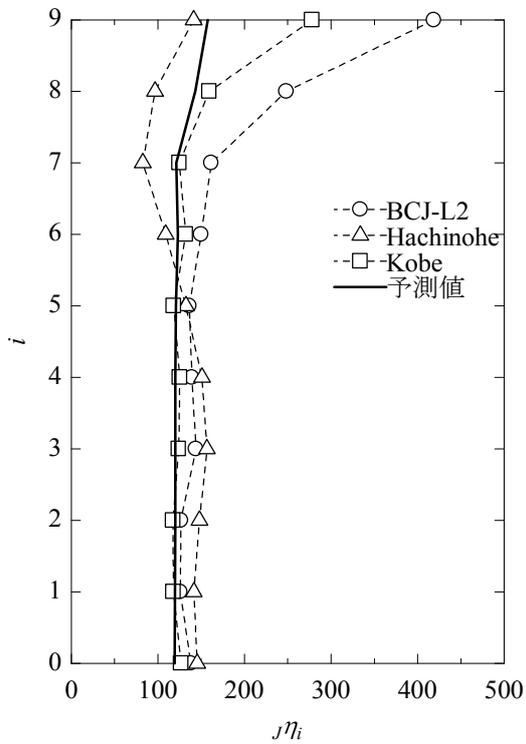
【図 B.8 9層「2.0 $\tau$ 」モデルの解析結果の  $m_i$  と予測値】



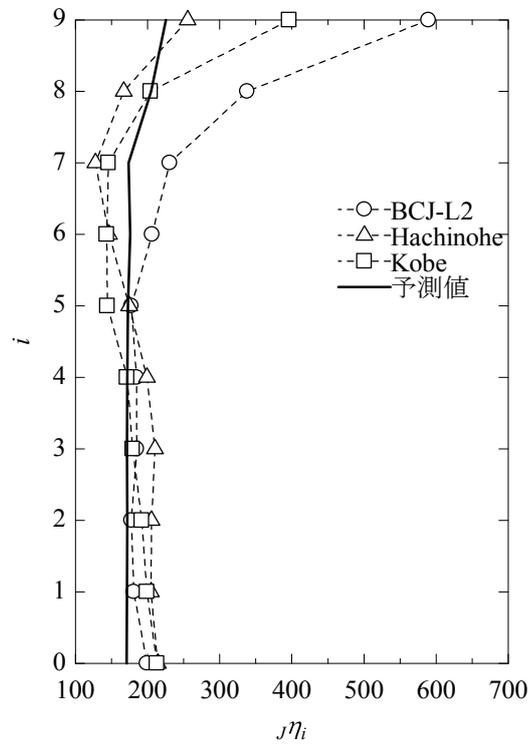
a)  $V_D \times 1.0$



b)  $V_D \times 2.0$

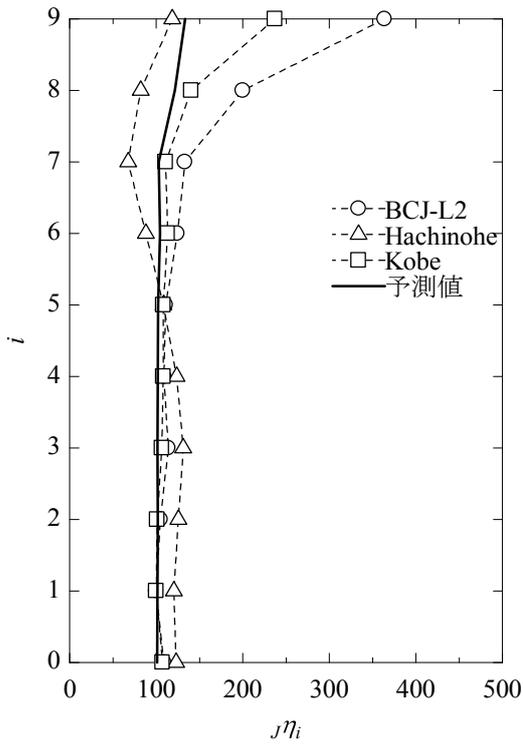


c)  $V_D \times 2.5$

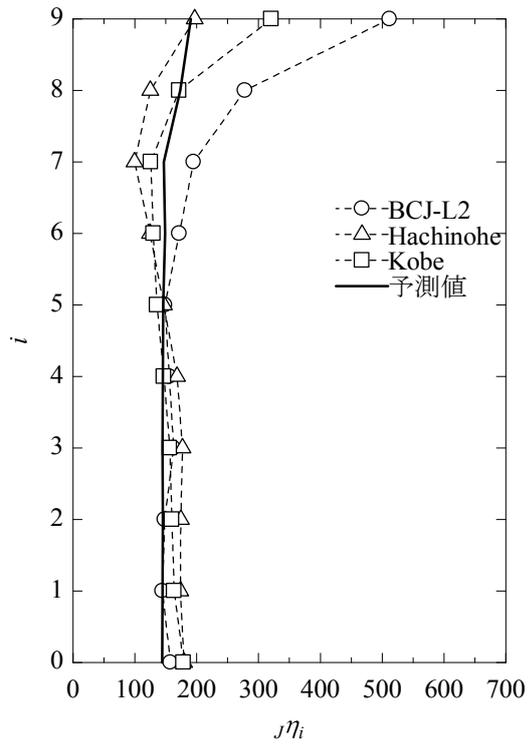


d)  $V_D \times 3.0$

【図 B.9 9層「3.0 $\tau$ 」モデルの解析結果の  $m_i$  と予測値】

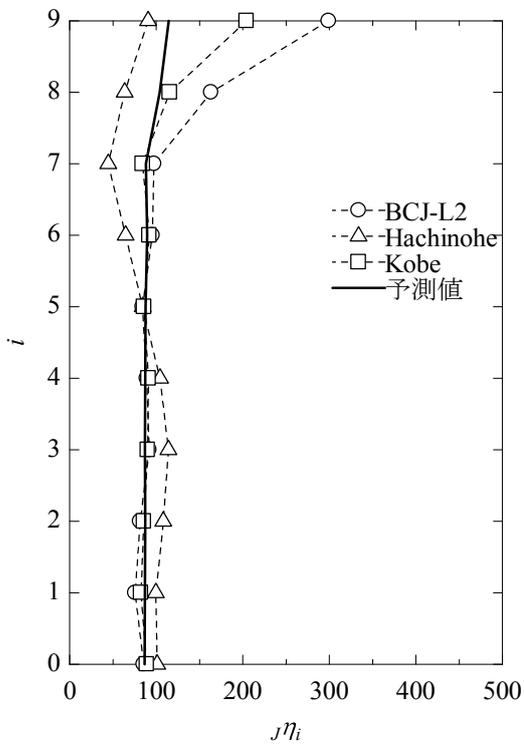


a)  $V_D \times 2.5$

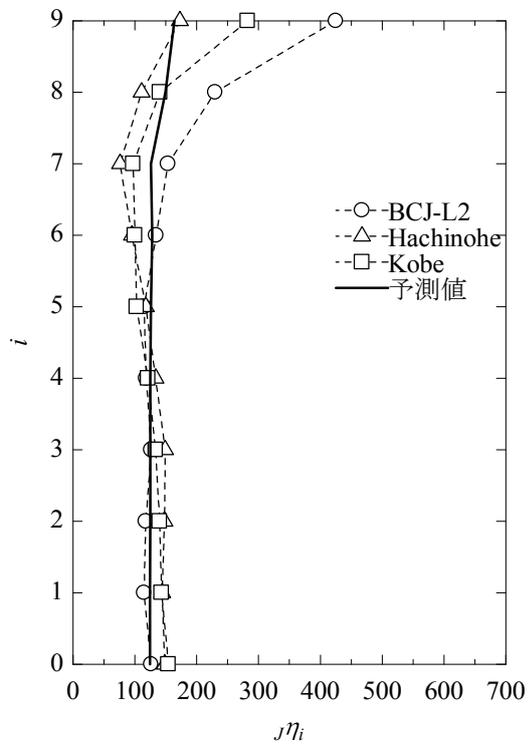


b)  $V_D \times 3.0$

【図 B.10 9層「1.2 $\beta$ 」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】

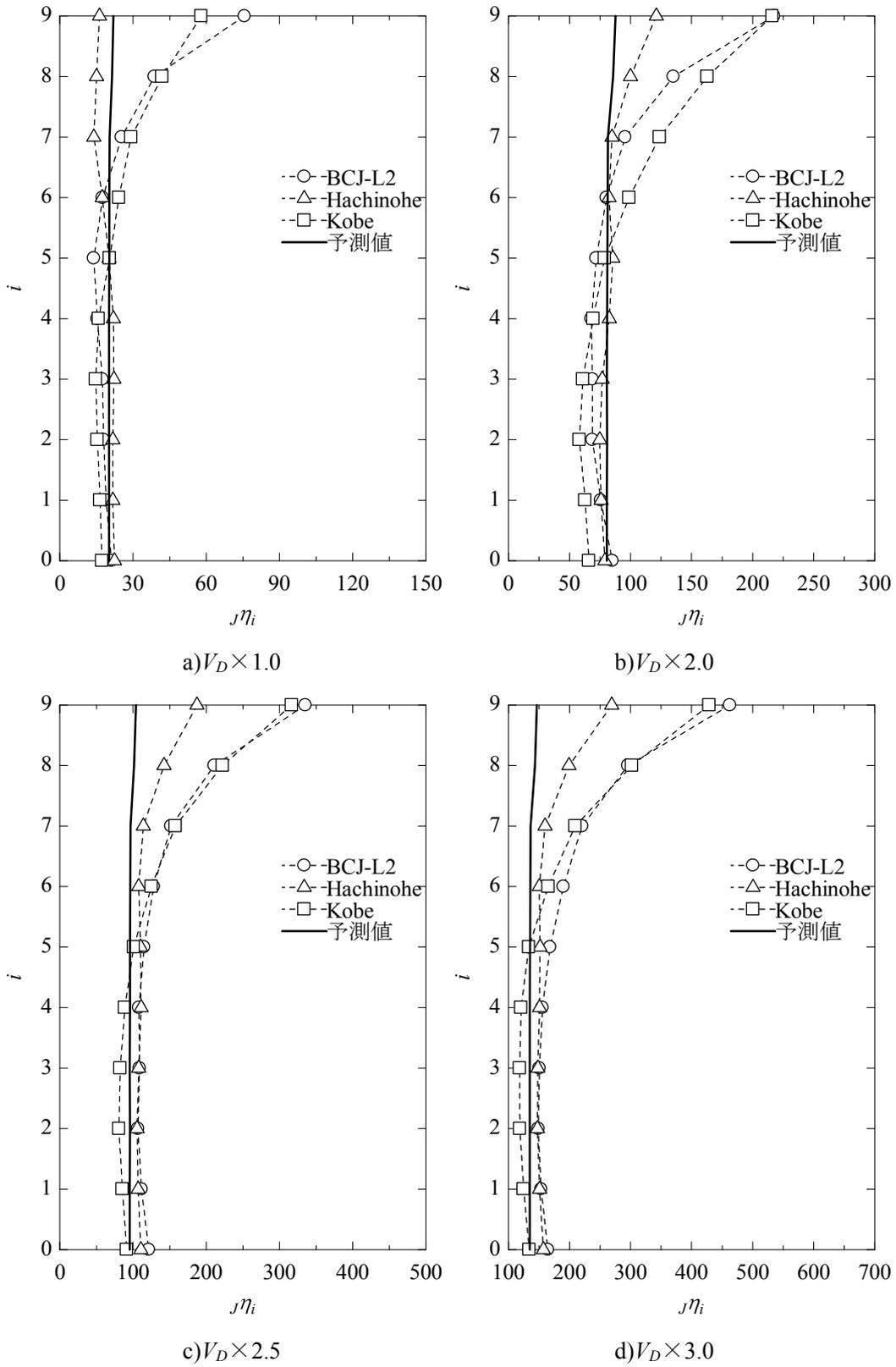


a)  $V_D \times 2.5$

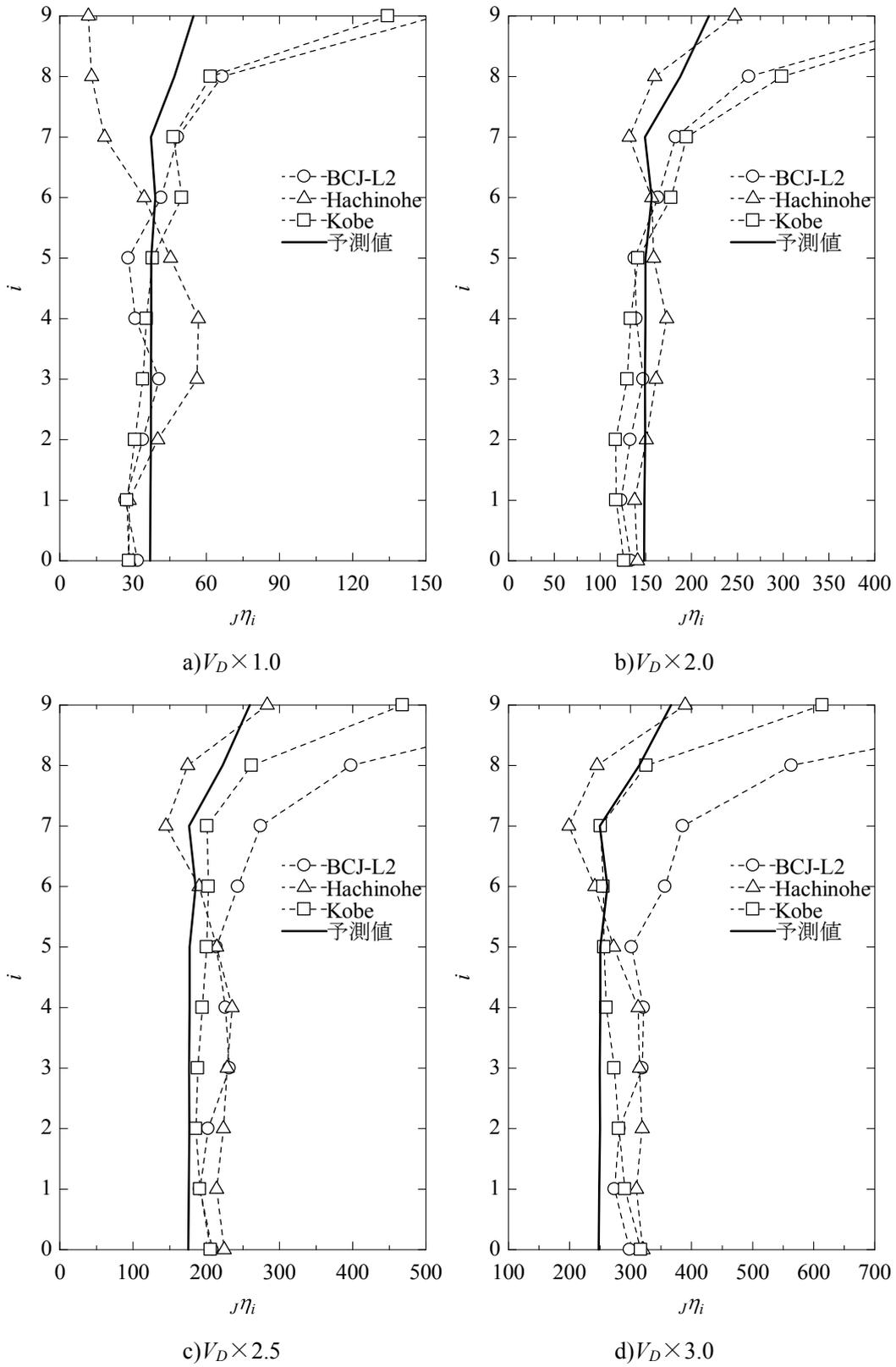


b)  $V_D \times 3.0$

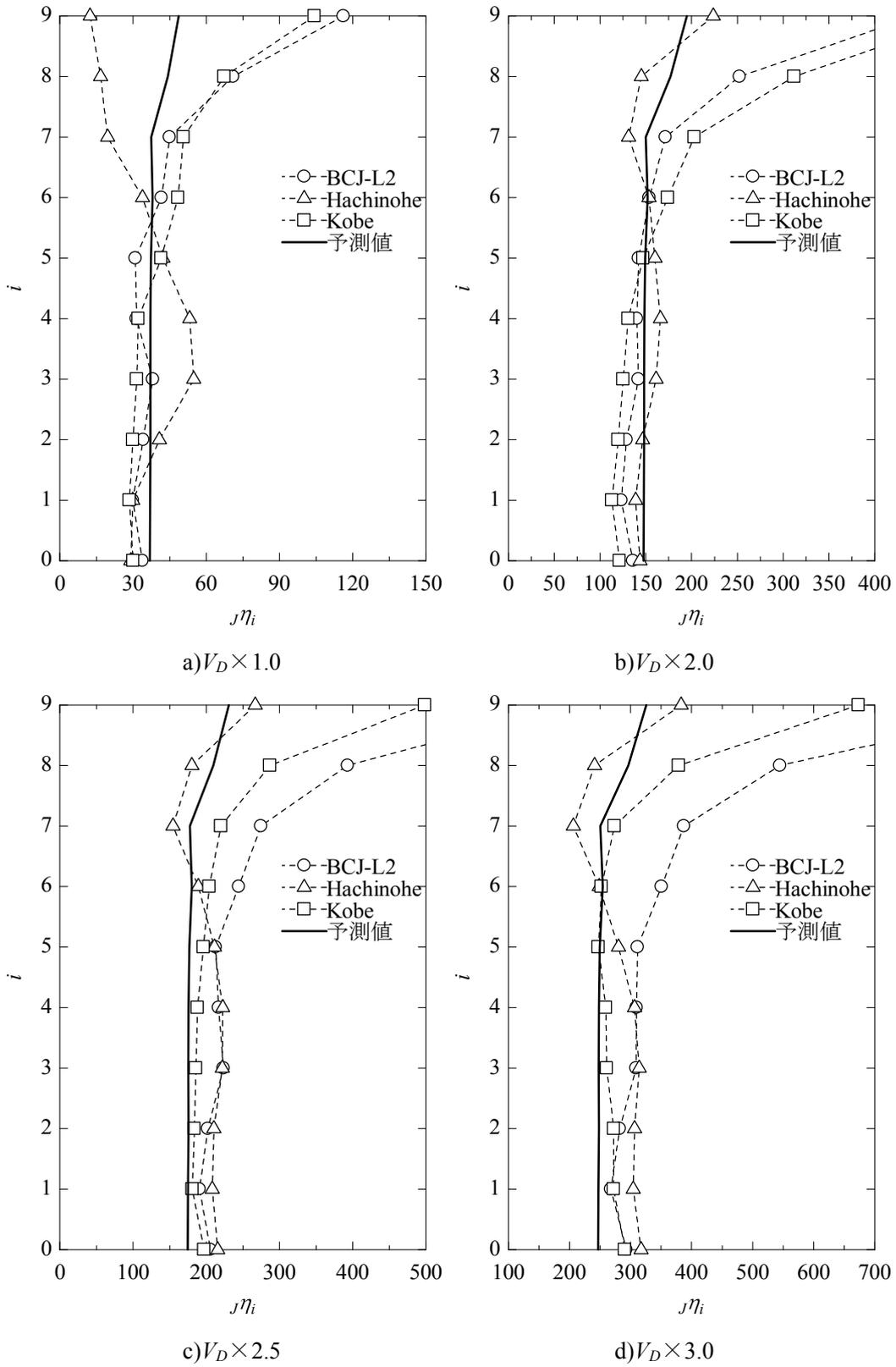
【図 B.11 9層「1.4 $\beta$ 」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】



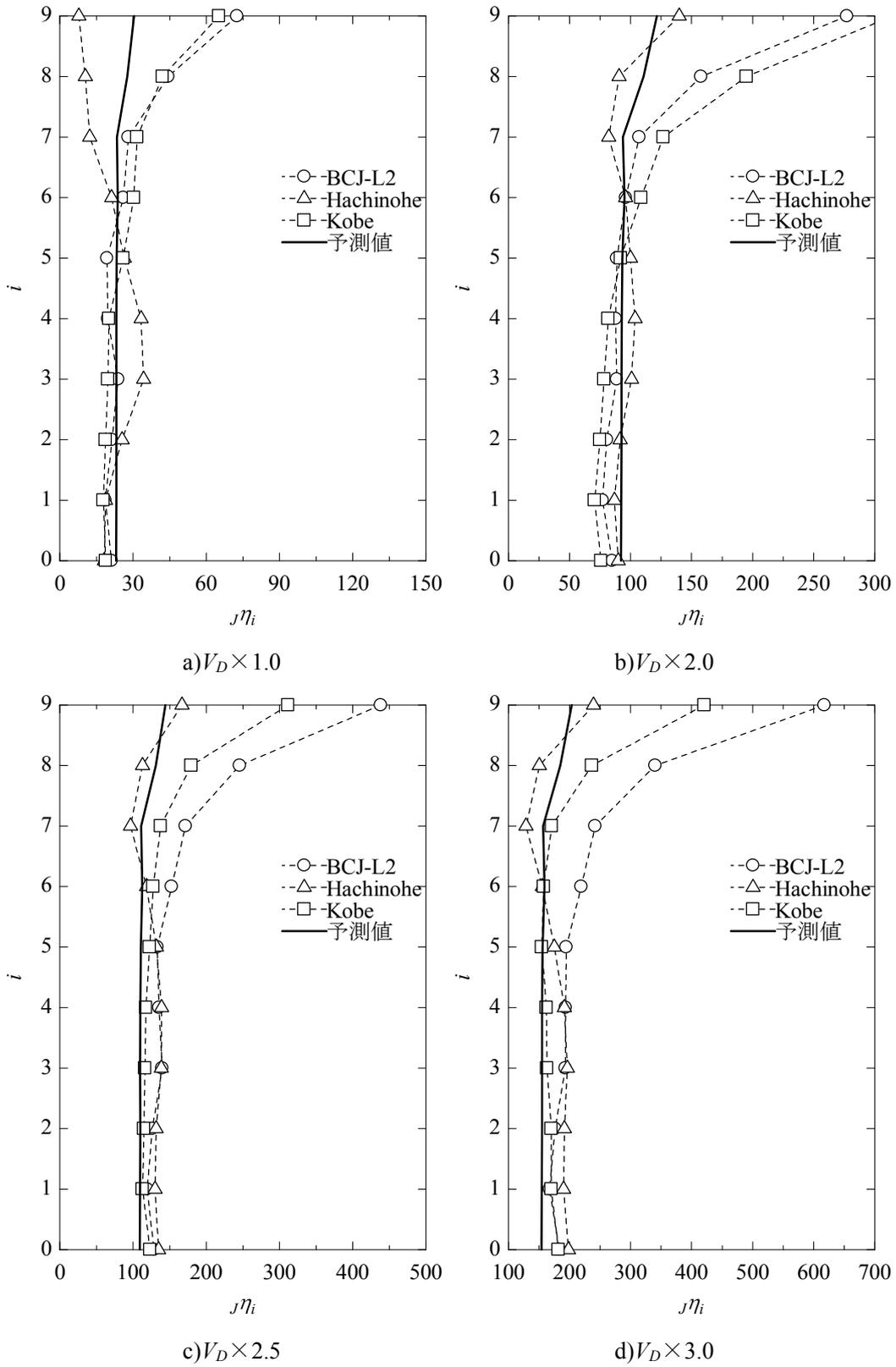
【図 B.12 9層「2.0GEC」モデルの解析結果の  $m_i$  と予測値】



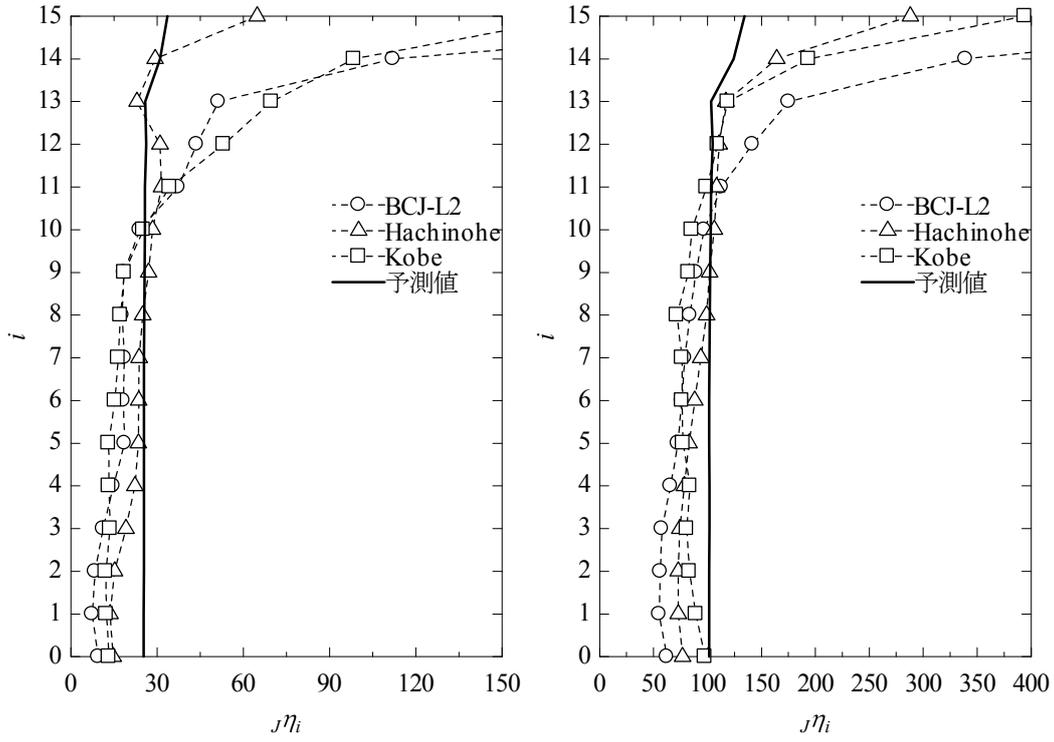
【図 B.13 9層「0.5GEC」モデルの解析結果の  $m_i$  と予測値】



【図 B.14 9層「0.5GJ」モデルの解析結果の  $m_i$  と予測値】

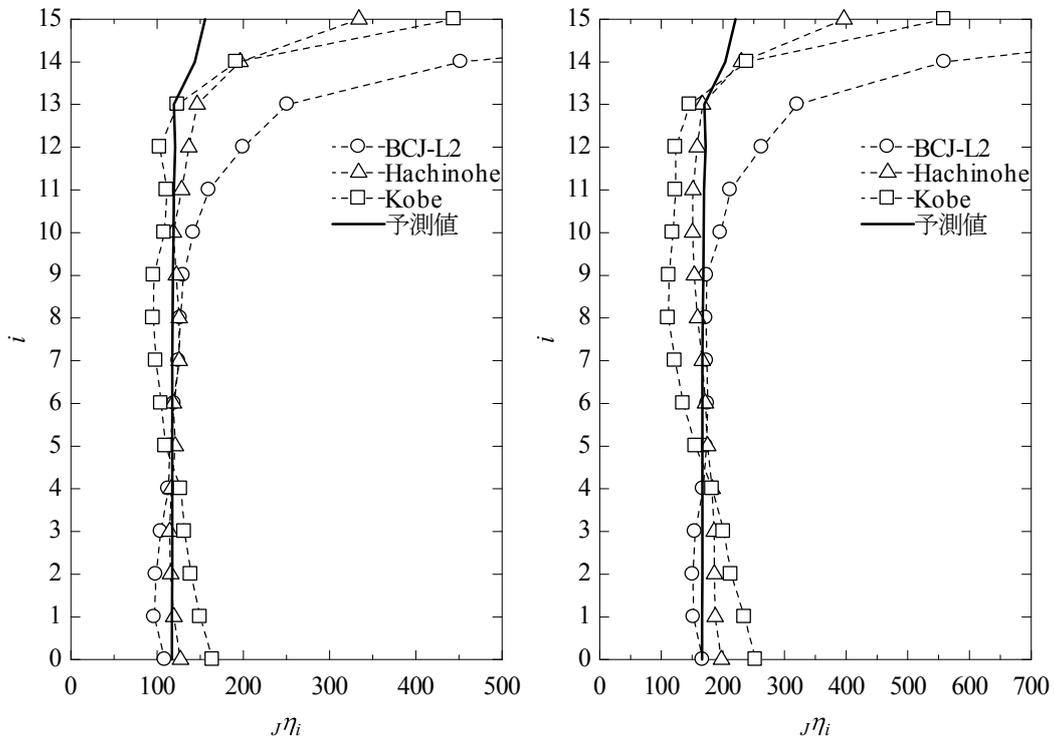


【図 B.15 9層「2.0GJ」モデルの解析結果の  $m_i$  と予測値】



a)  $V_D \times 1.0$

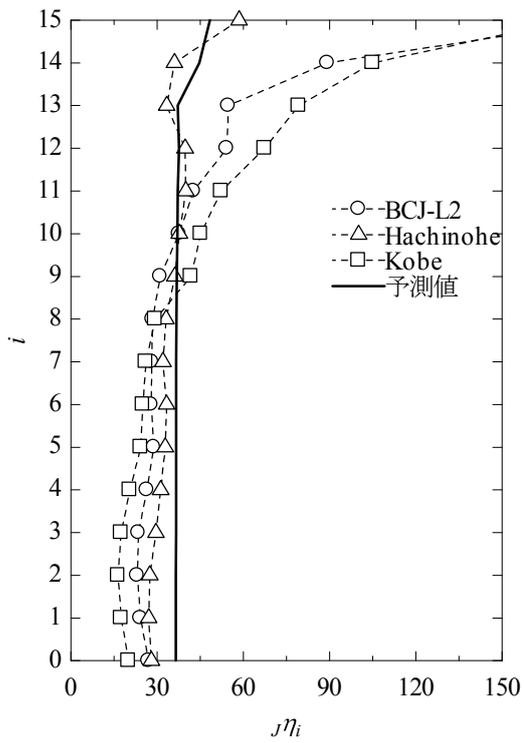
b)  $V_D \times 2.0$



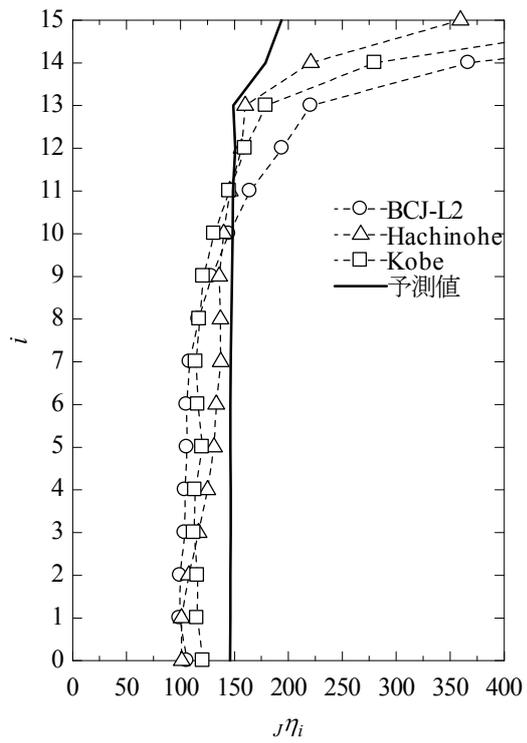
c)  $V_D \times 2.5$

d)  $V_D \times 3.0$

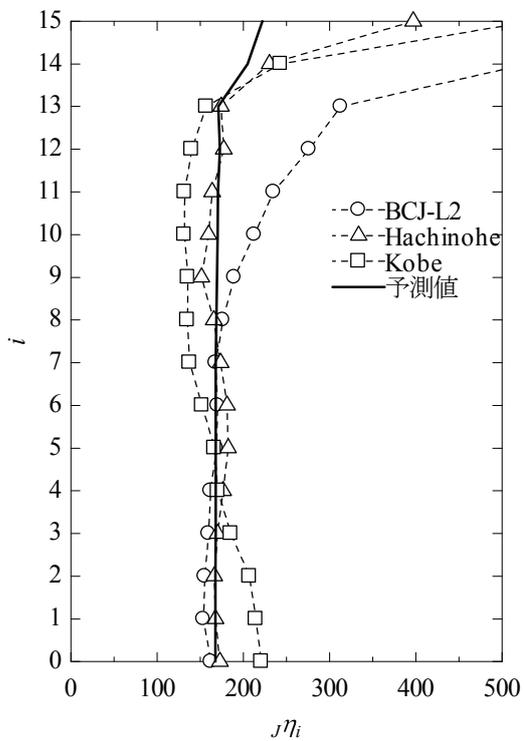
【図 B.16 15層「基準」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】



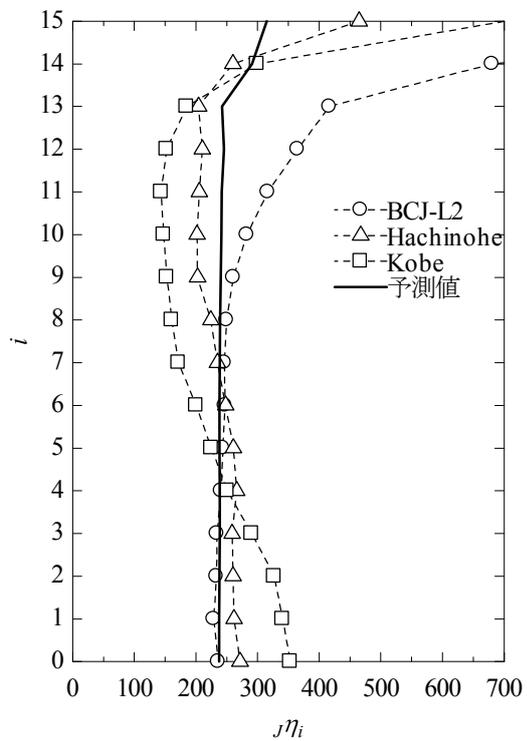
a)  $V_D \times 1.0$



b)  $V_D \times 2.0$

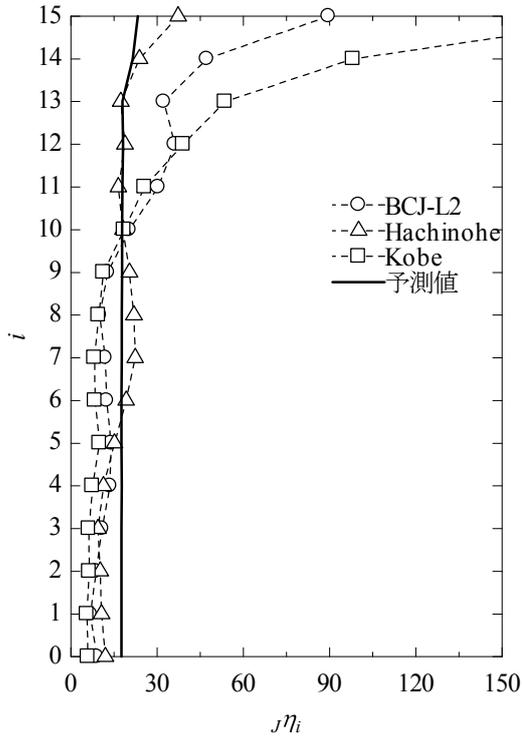


c)  $V_D \times 2.5$

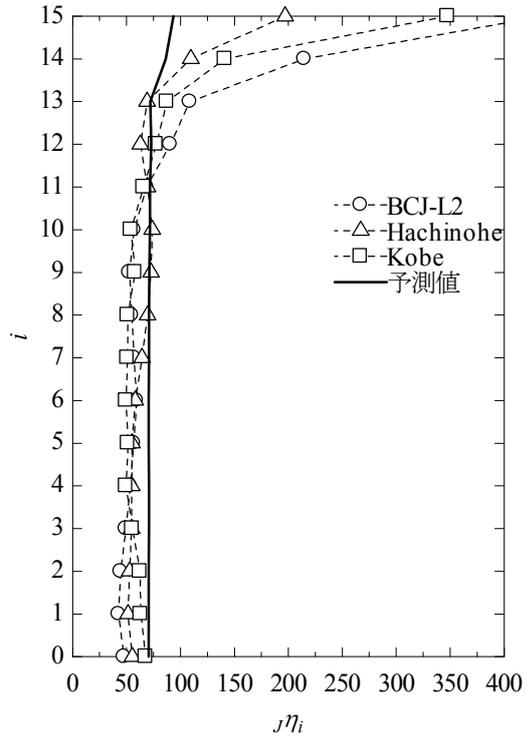


d)  $V_D \times 3.0$

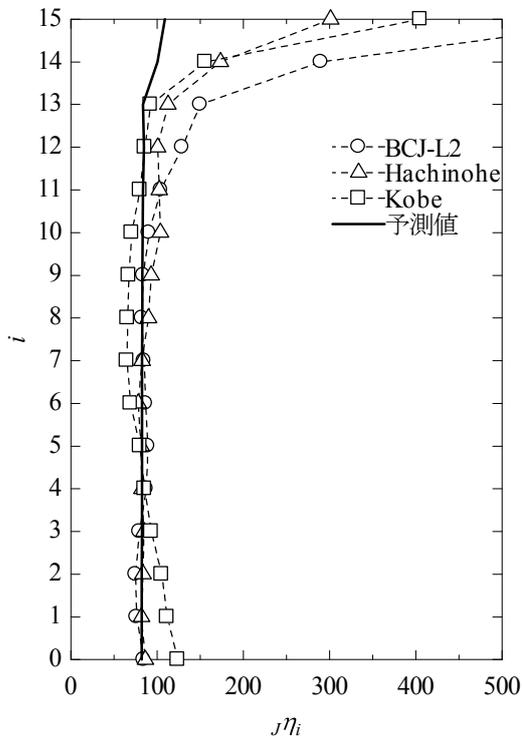
【図 B.17 15層「0.8T」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】



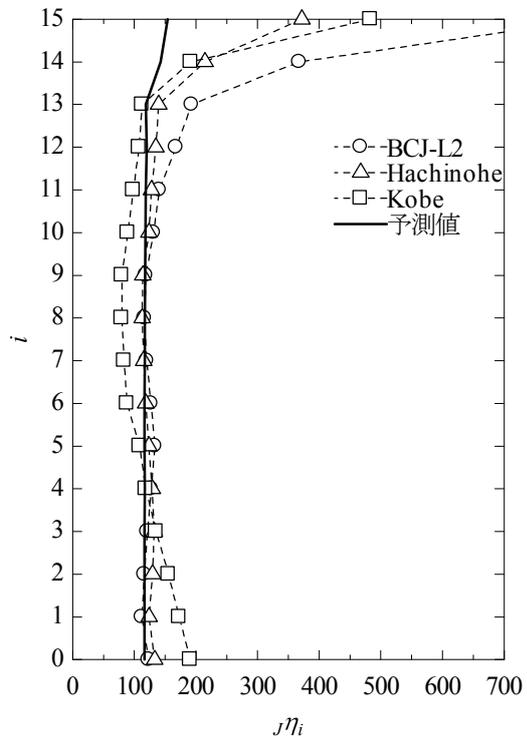
a)  $V_D \times 1.0$



b)  $V_D \times 2.0$

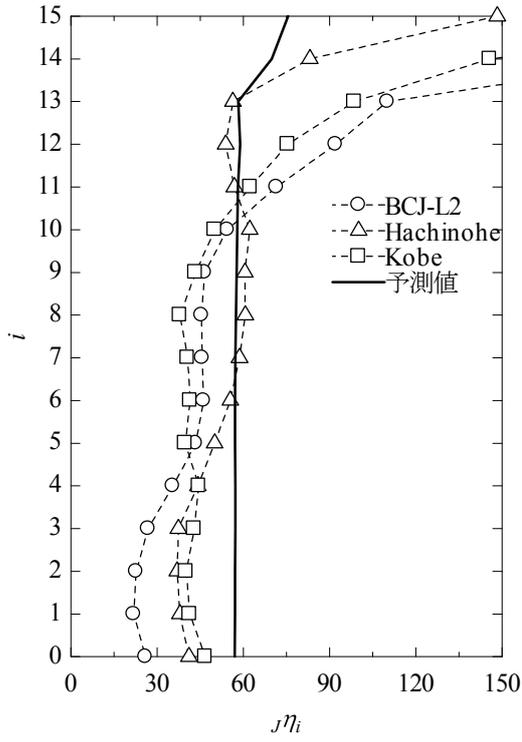


c)  $V_D \times 2.5$

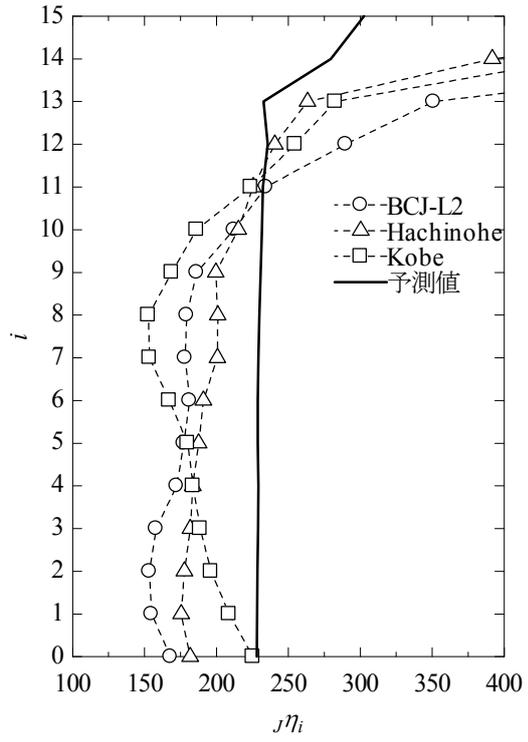


d)  $V_D \times 3.0$

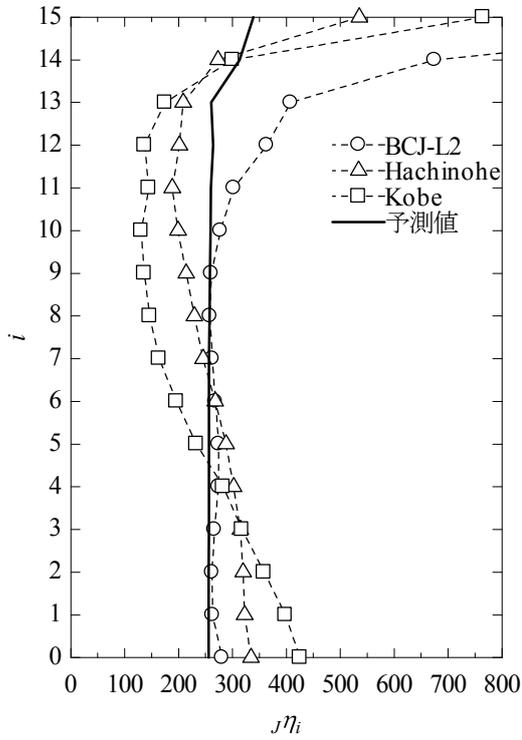
【図 B.18 15層「1.2T」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】



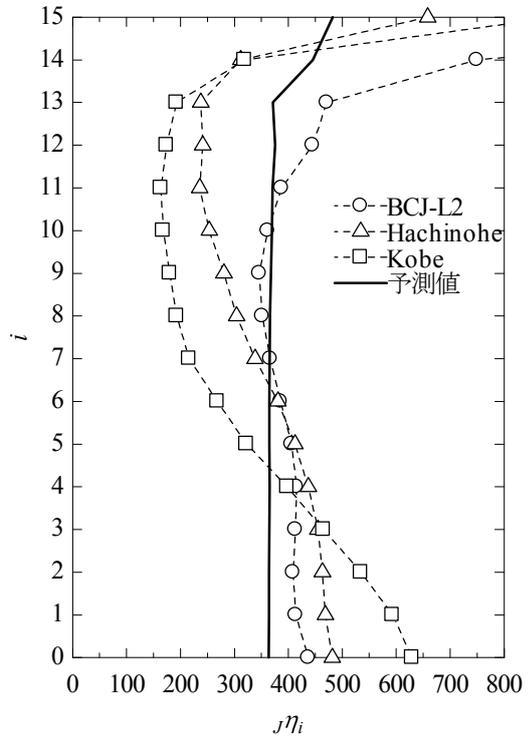
a)  $V_D \times 1.0$



b)  $V_D \times 2.0$

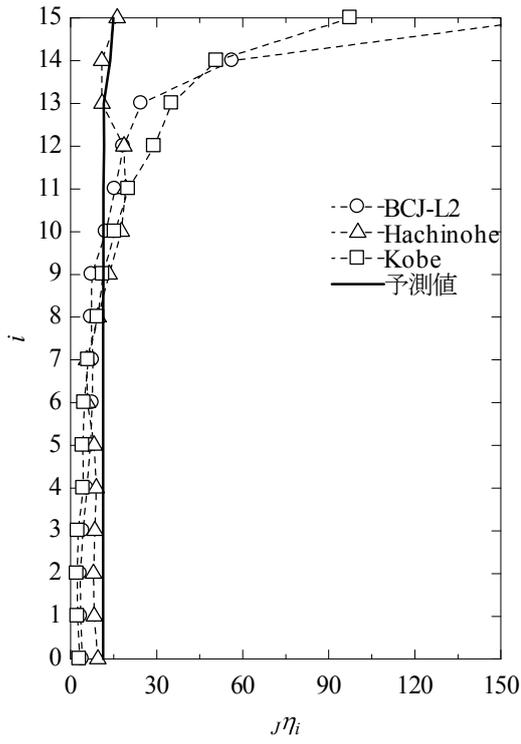


c)  $V_D \times 2.5$

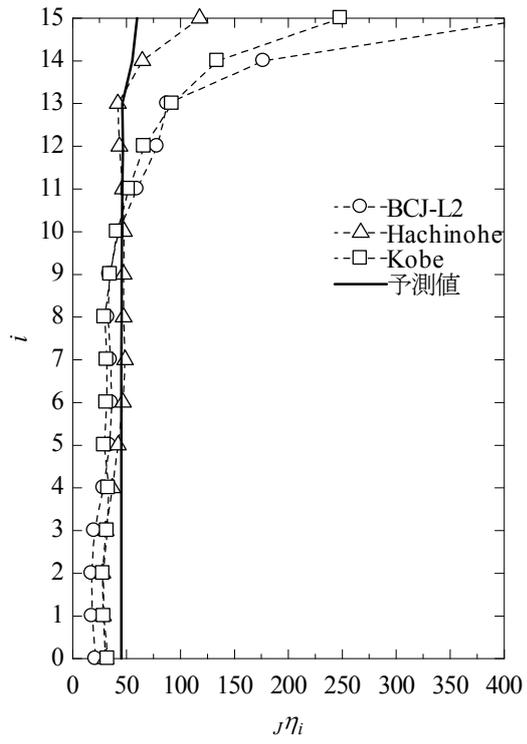


d)  $V_D \times 3.0$

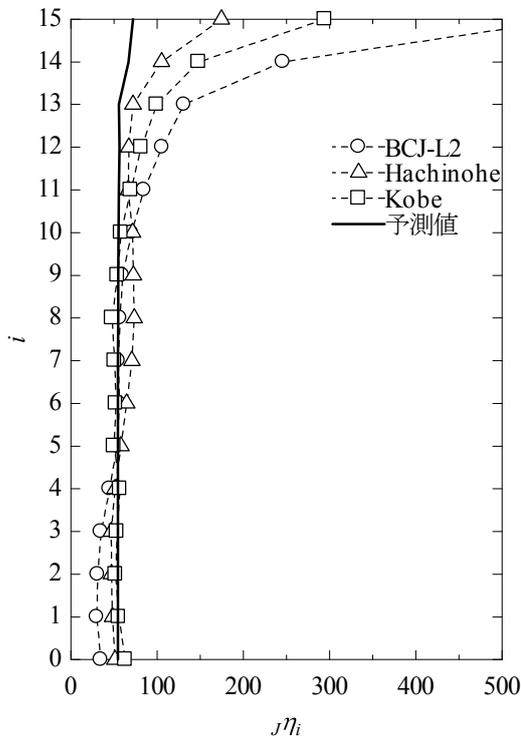
【図 B.19 15層「0.7CB」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】



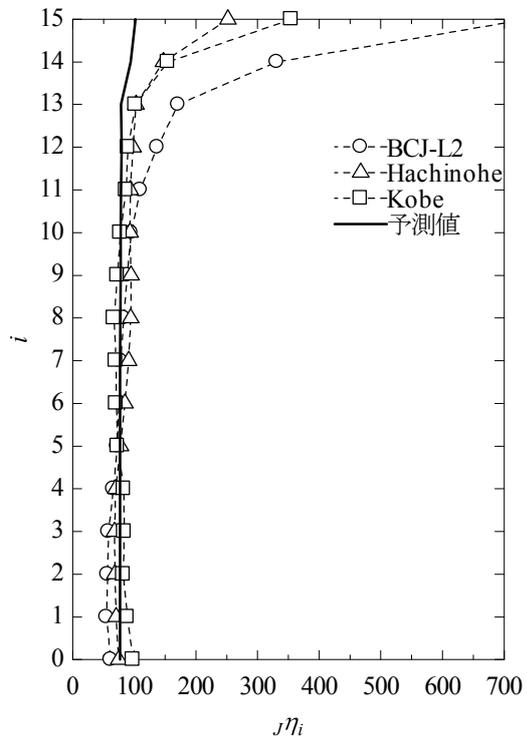
a)  $V_D \times 1.0$



b)  $V_D \times 2.0$

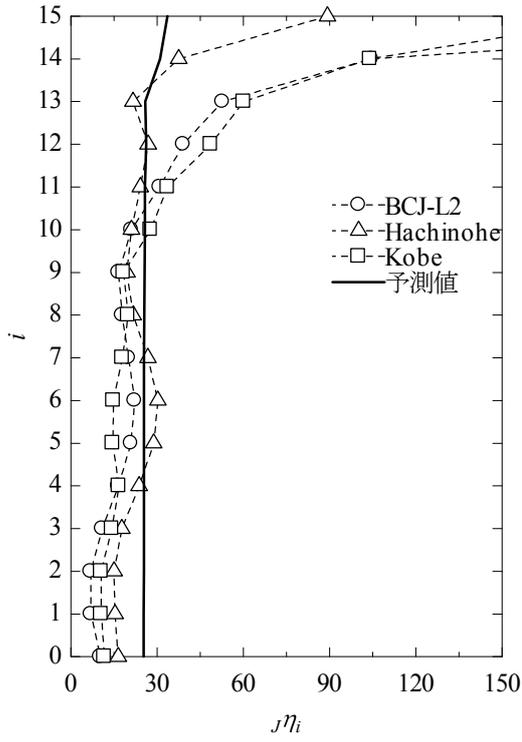


c)  $V_D \times 2.5$

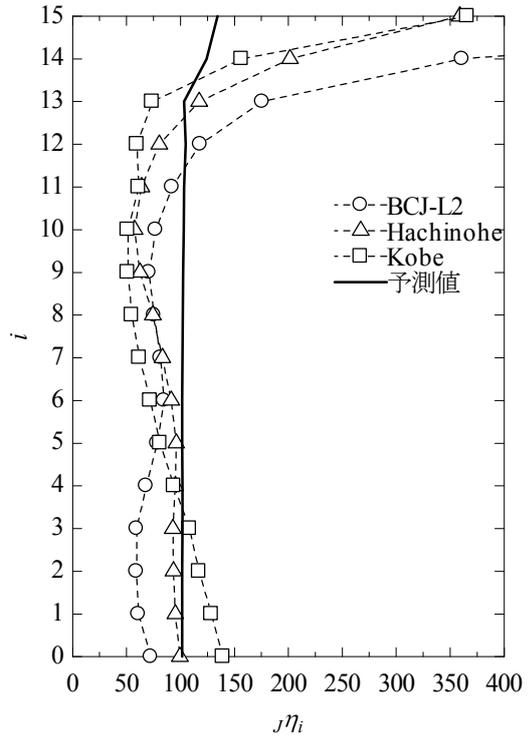


d)  $V_D \times 3.0$

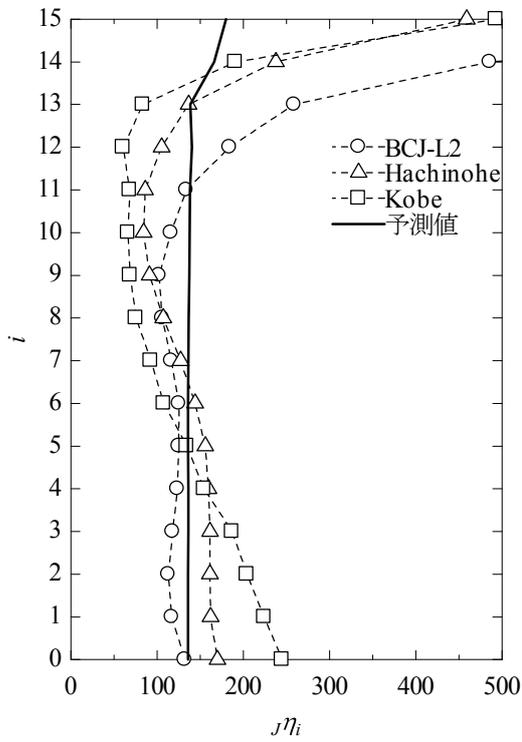
【図 B.20 15層「1.5CB」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】



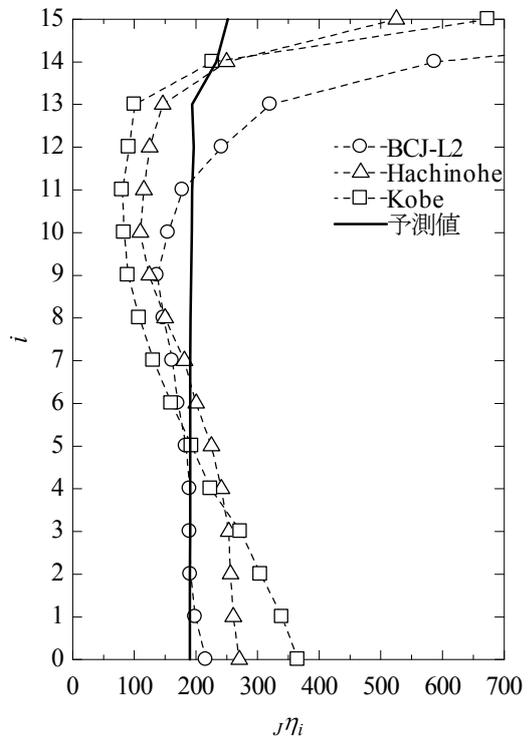
a)  $V_D \times 1.0$



b)  $V_D \times 2.0$

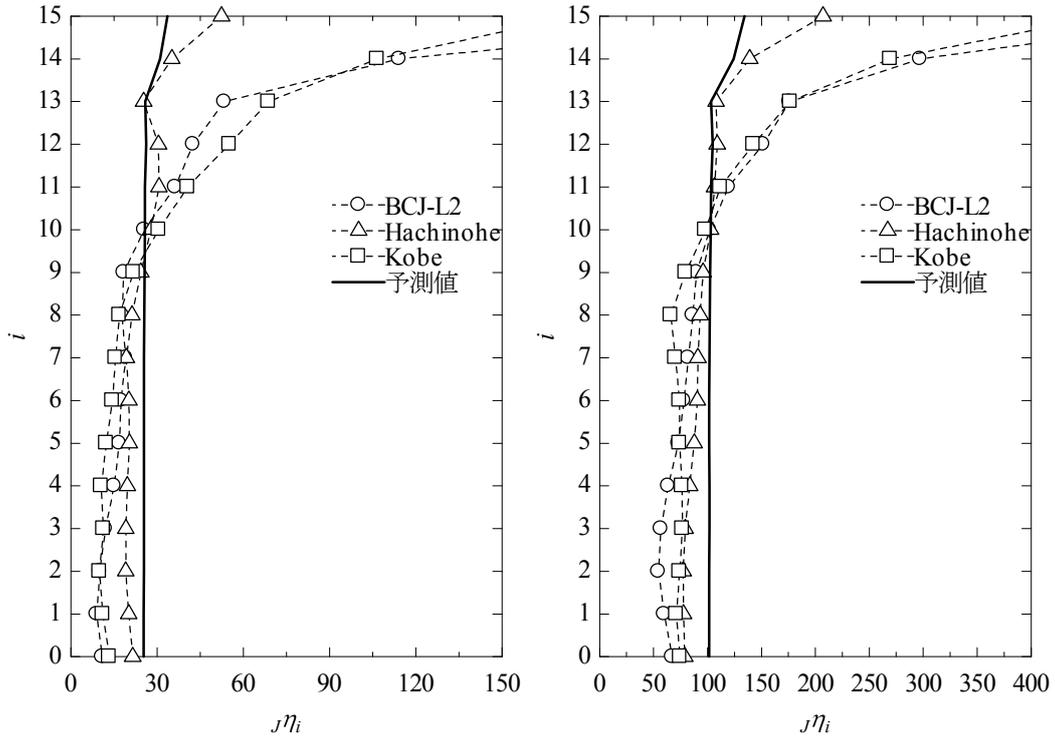


c)  $V_D \times 2.5$



d)  $V_D \times 3.0$

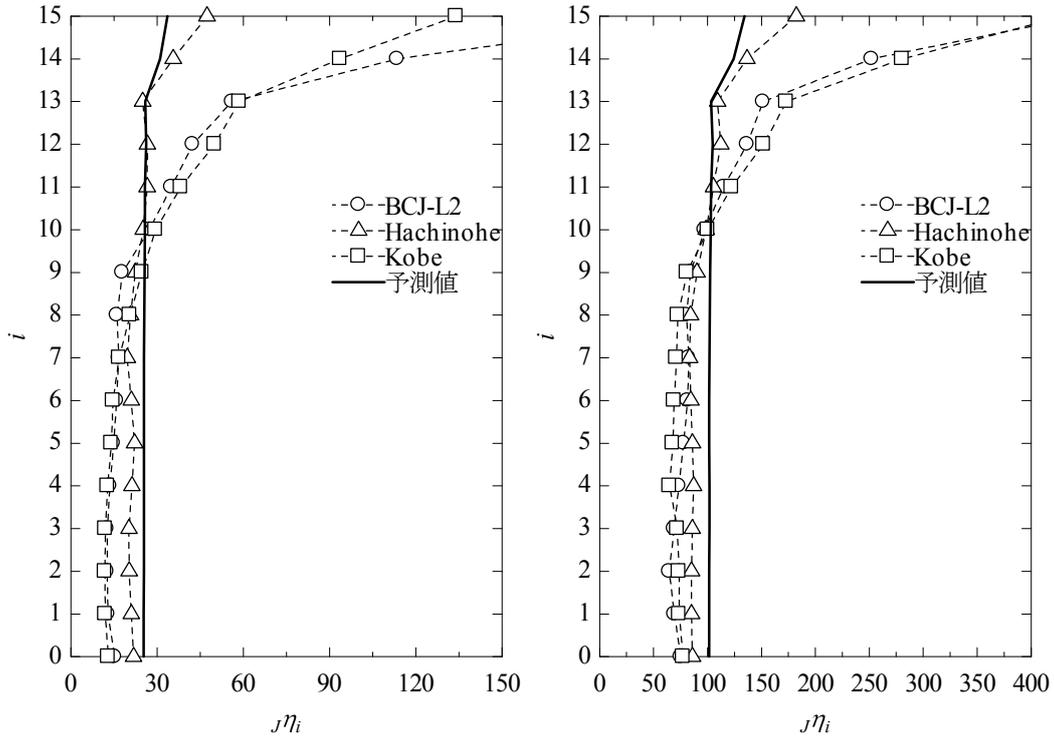
【図 B.21 15層「0.1 $\tau$ 」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】



a)  $V_D \times 1.0$                       b)  $V_D \times 2.0$

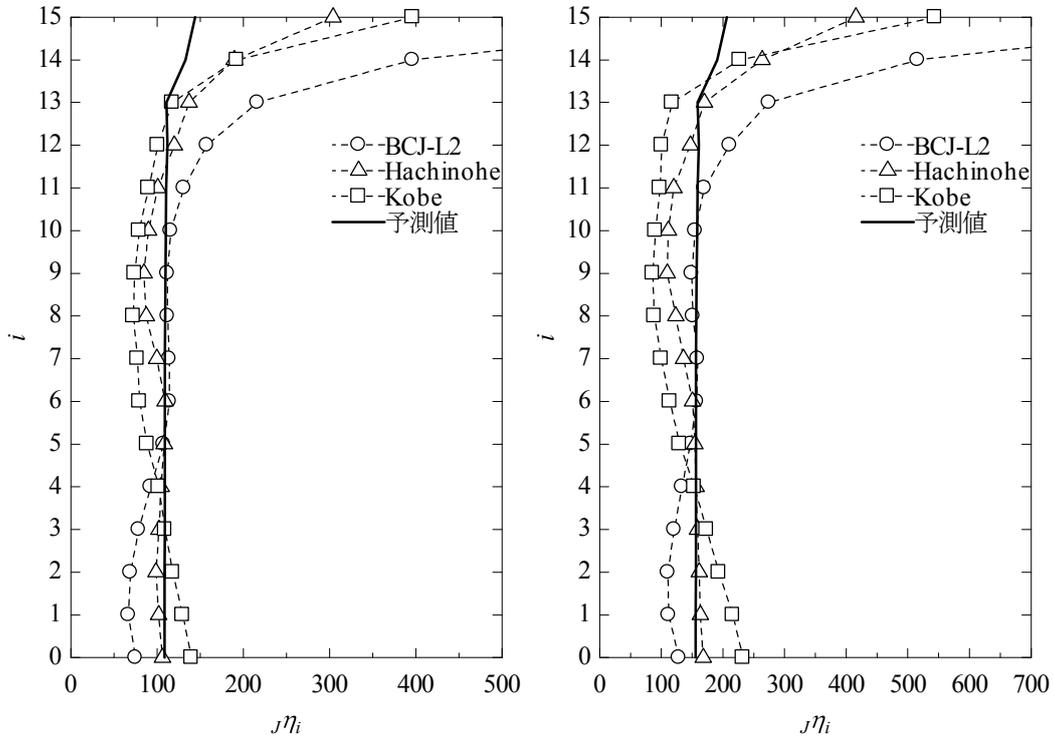
c)  $V_D \times 2.5$                       d)  $V_D \times 3.0$

【図 B.22 15層「 $2.0\tau$ 」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】



a)  $V_D \times 1.0$

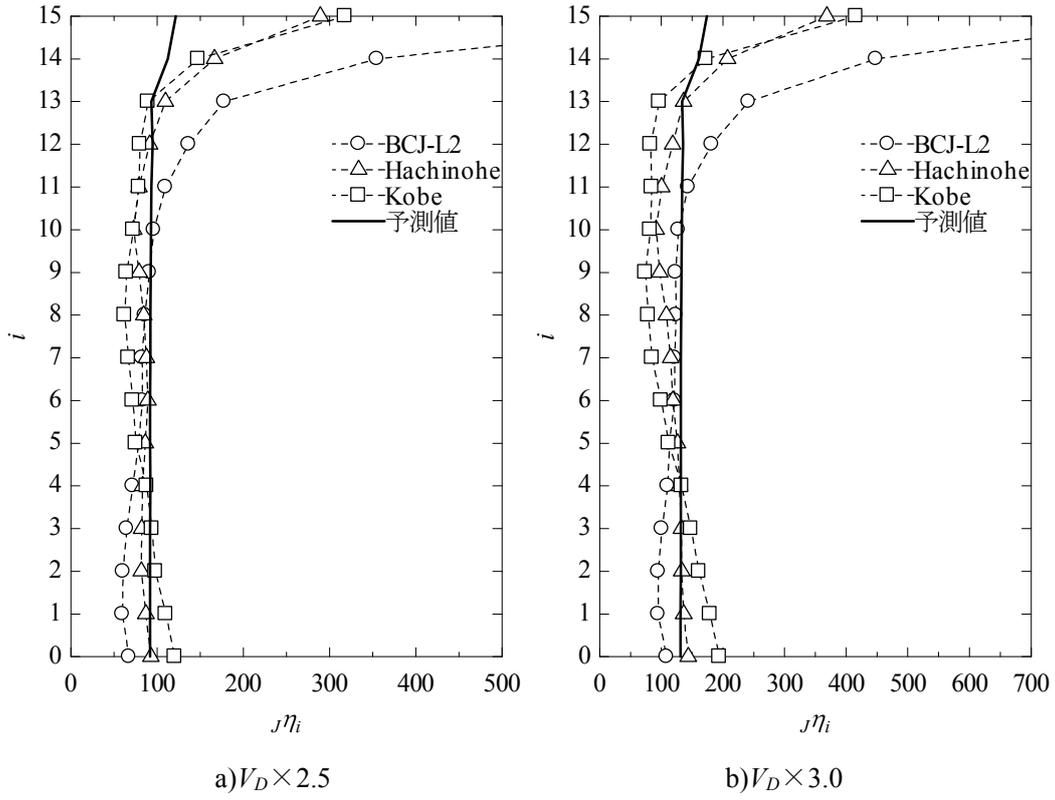
b)  $V_D \times 2.0$



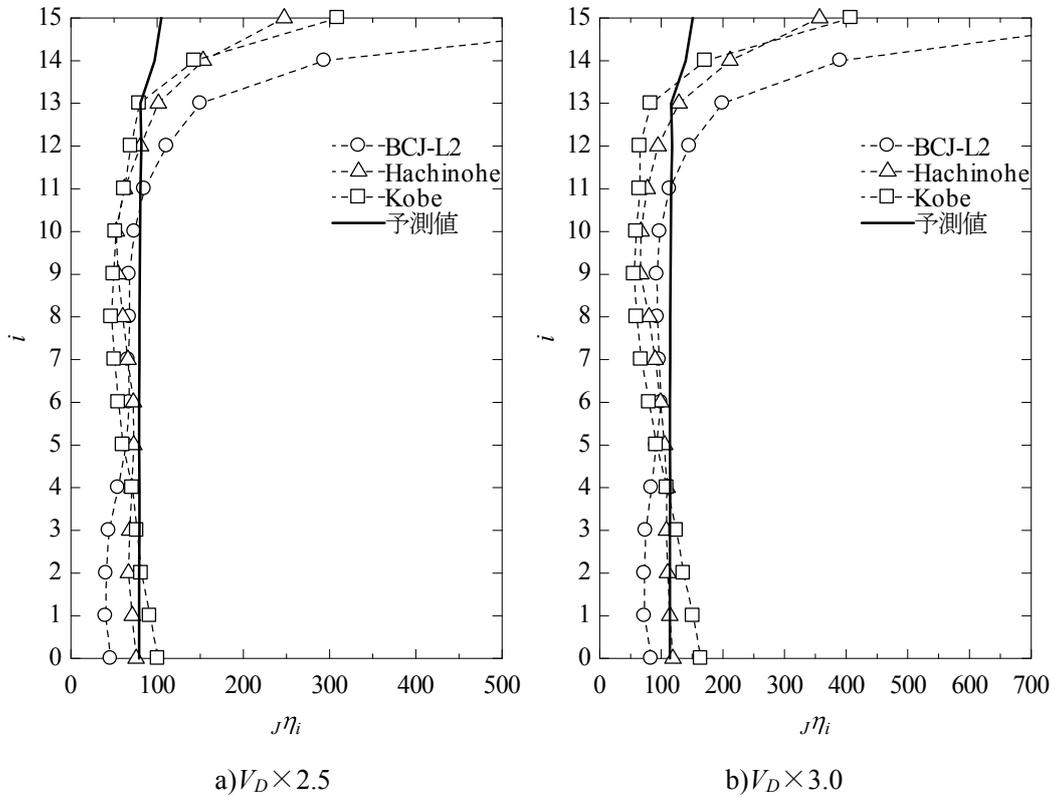
c)  $V_D \times 2.5$

d)  $V_D \times 3.0$

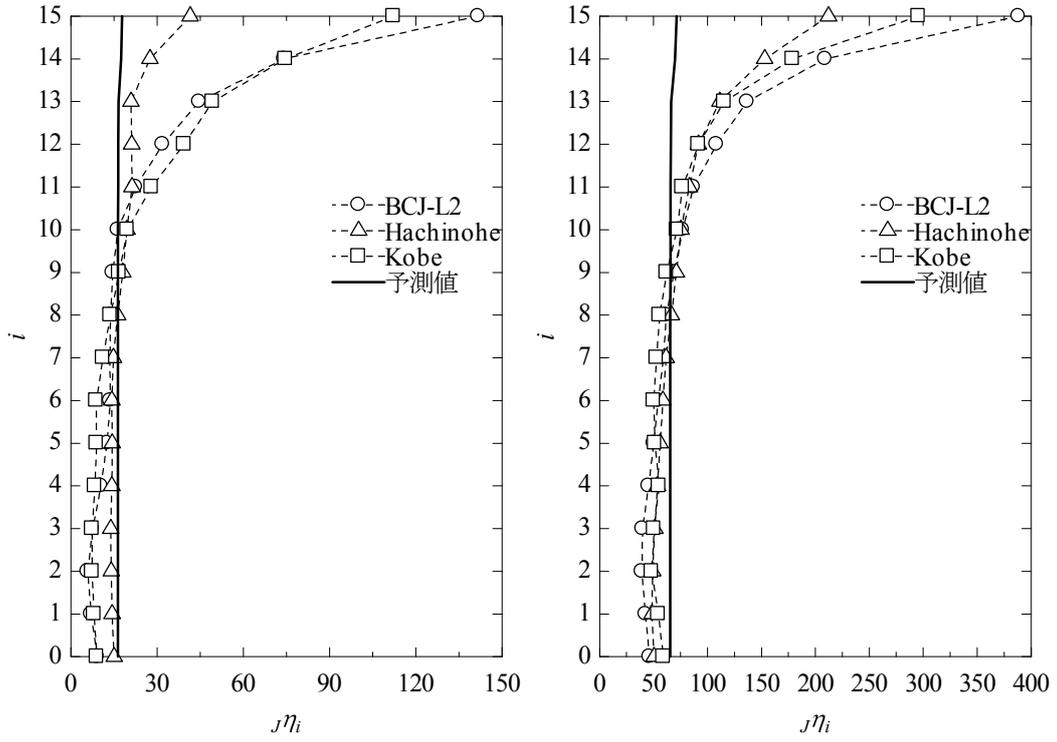
【図 B.23 15層「 $3.0\tau$ 」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】



【図 B.24 15層「1.2β」モデルの解析結果の  $m_i$  と予測値】

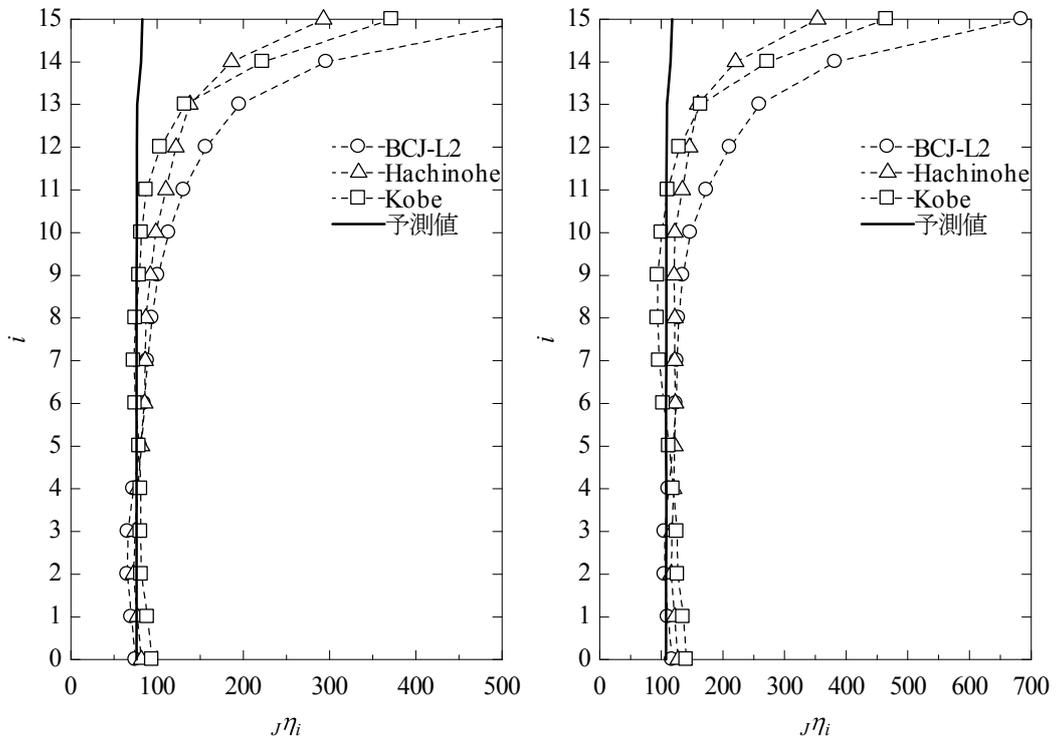


【図 B.25 15層「1.4β」モデルの解析結果の  $m_i$  と予測値】



a)  $V_D \times 1.0$

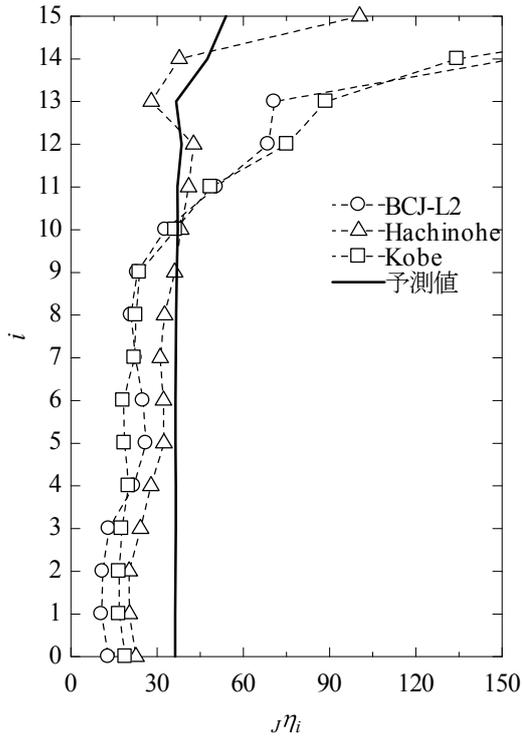
b)  $V_D \times 2.0$



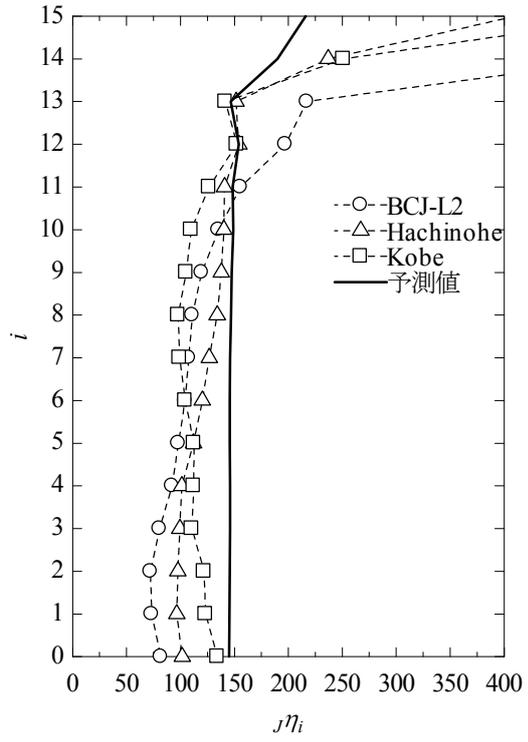
c)  $V_D \times 2.5$

d)  $V_D \times 3.0$

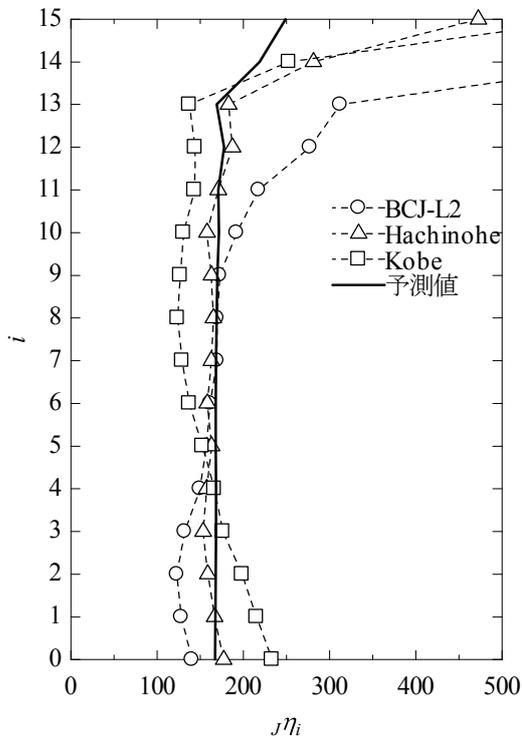
【図 B.26 15層「2.0GEC」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】



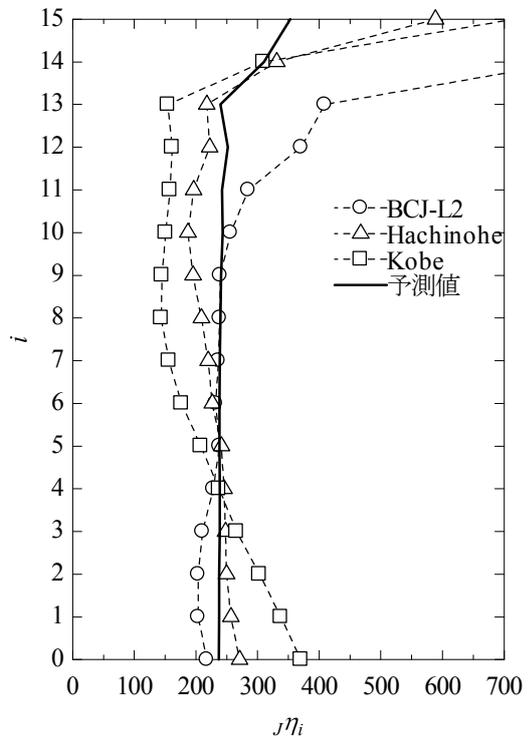
a)  $V_D \times 1.0$



b)  $V_D \times 2.0$

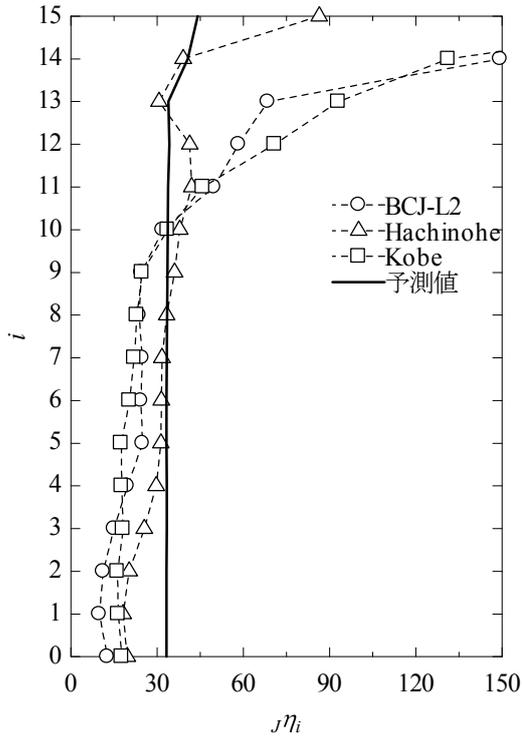


c)  $V_D \times 2.5$

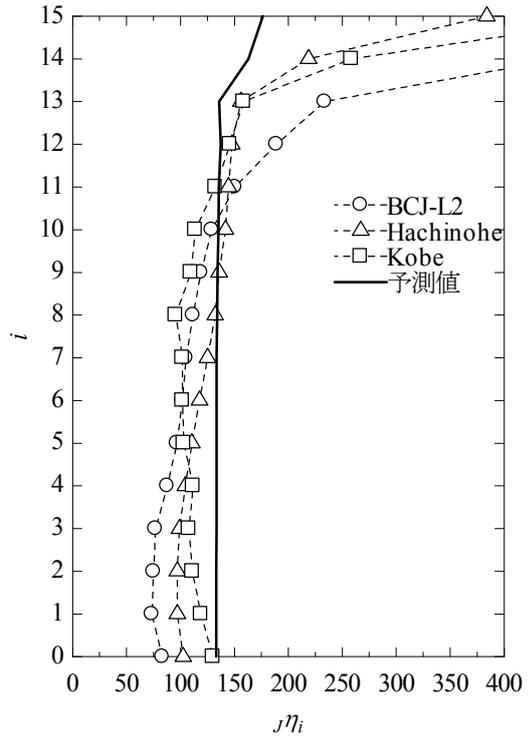


d)  $V_D \times 3.0$

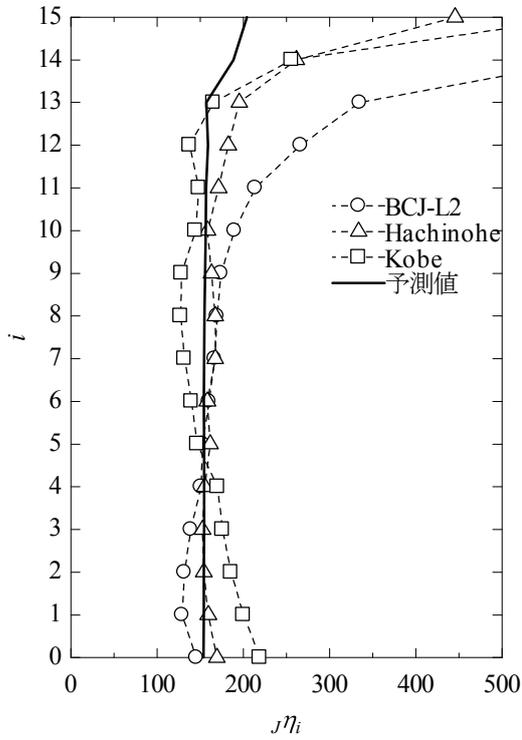
【図 B.27 15層「0.5GEC」モデルの解析結果の  $j\eta_i$  と予測値】



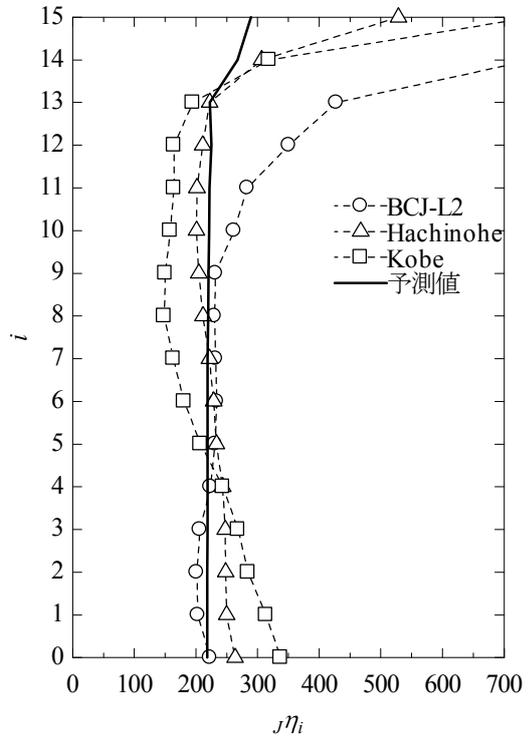
a)  $V_D \times 1.0$



b)  $V_D \times 2.0$

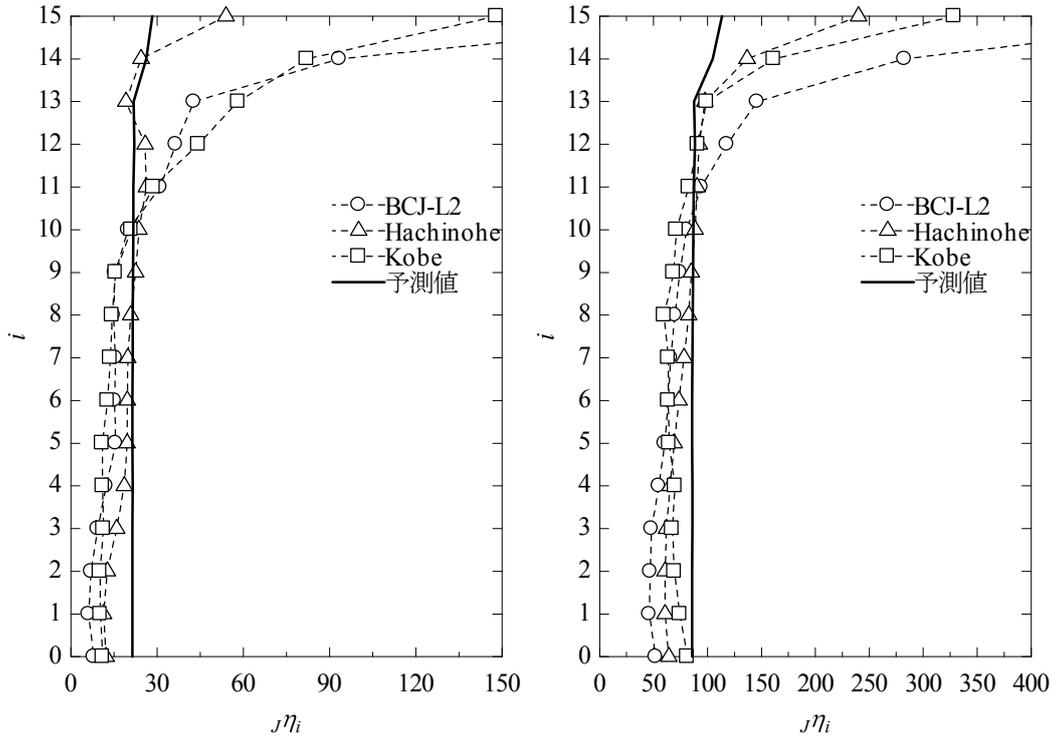


c)  $V_D \times 2.5$



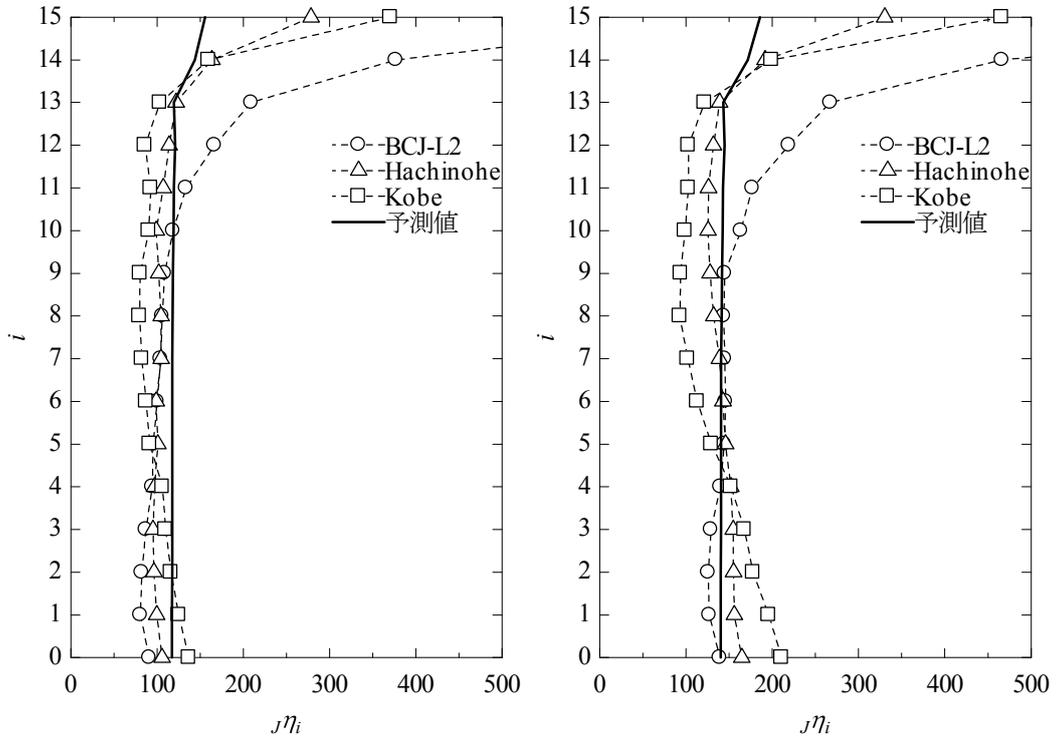
d)  $V_D \times 3.0$

【図 B.28 15層「0.5GJ」モデルの解析結果の  $\eta_i$  と予測値】



a)  $V_D \times 1.0$

b)  $V_D \times 2.0$



c)  $V_D \times 2.5$

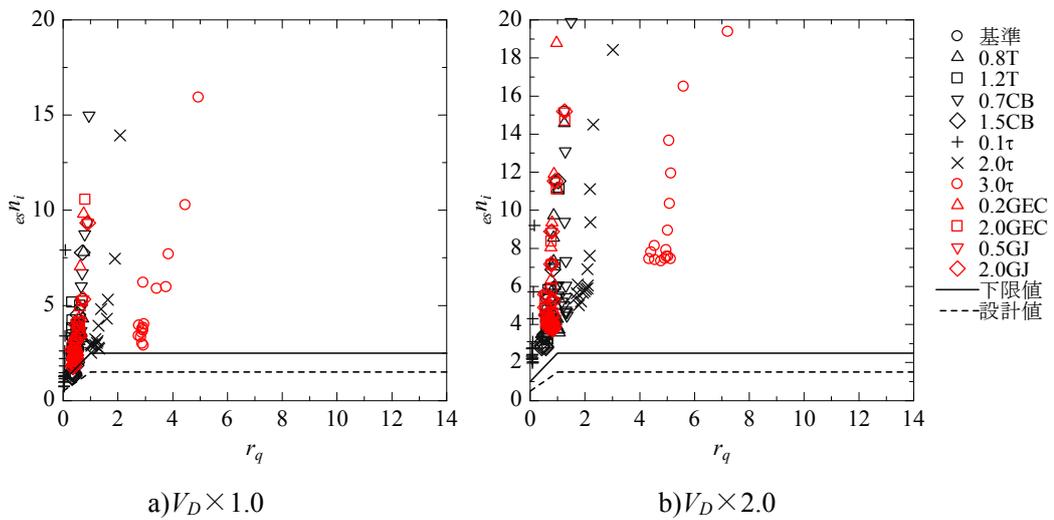
d)  $V_D \times 3.0$

【図 B.29 15層「2.0GJ」モデルの解析結果の  $\eta_i$  と予測値】

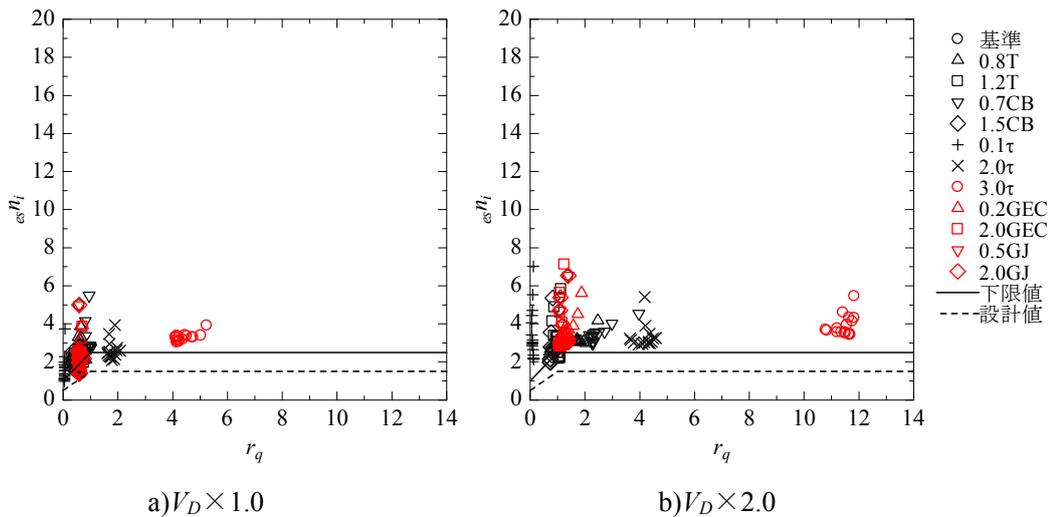
## 付録C 単位地震動における等価繰り返し回数 $esn_i$ の解析結果

図 C.1～C.3 に 15 層の制振構造の場合の地震動及び  $V_D$  毎の  $esn_i-r_q$  関係を示す。また、参考として、既往の文献で提案されている等価繰り返し回数  $n-r_q$  関係の下限値<sup>3-7)</sup>、及び設計値<sup>3-7b)</sup>も併せて示す。

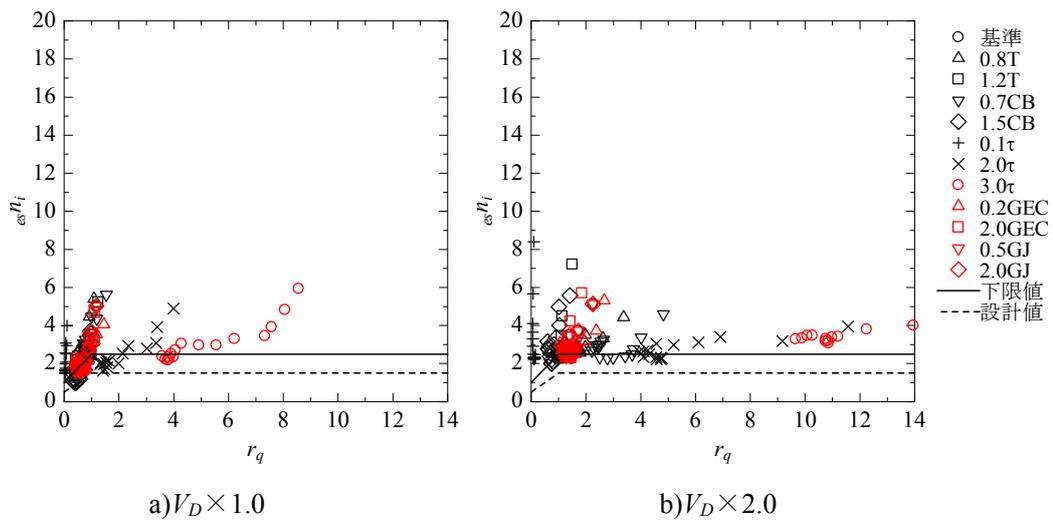
図 C.4 に 9 層の耐震構造の場合の  $V_D \times 3.0$  における各地震動の  $esn_i-r_q$  関係、図 C.5～C.6 に 15 層の耐震構造の場合の地震動及び  $V_D$  毎の  $esn_i-r_q$  関係を示す。また、参考として、制振構造の場合と同様に、耐震構造における既往の文献で提案されている  $n-r_q$  関係の下限値<sup>3-7)</sup>、及び設計値<sup>3-7b)</sup>も併せて示す。



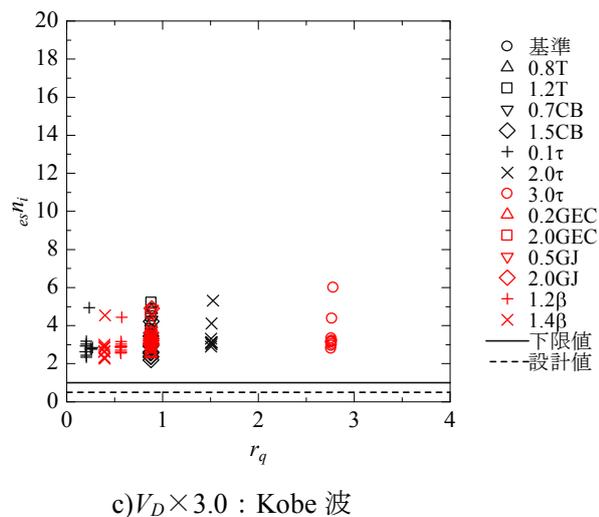
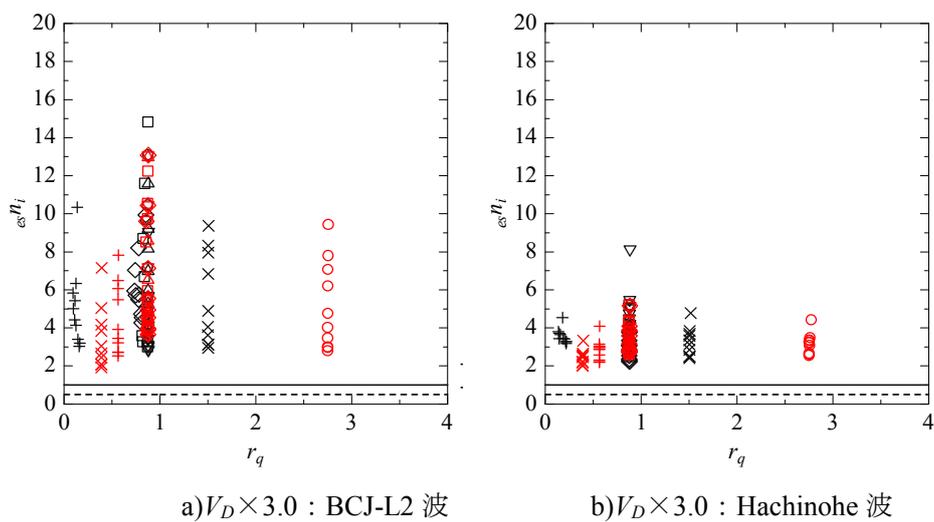
【図 C.1 制振構造の場合の 15 層モデルの BCJ-L2 波解析結果  $esn_i-r_q$  関係】



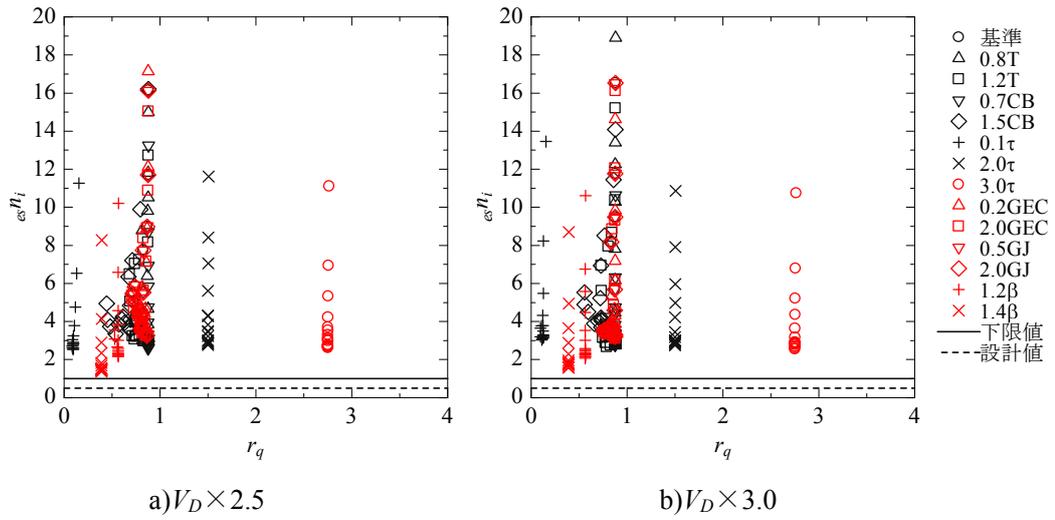
【図 C.2 制振構造の場合の 15 層モデルの Hachinohe 波解析結果  $esn_i-r_q$  関係】



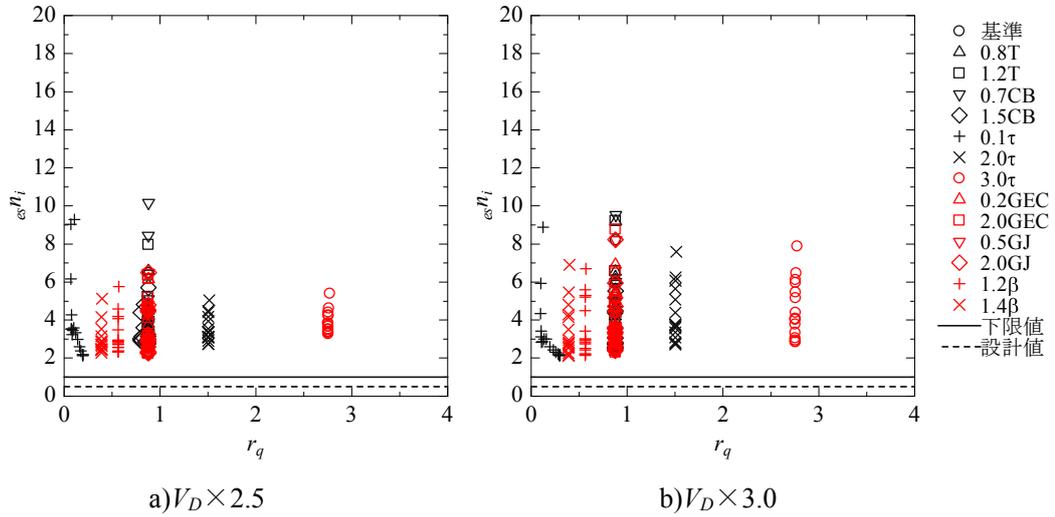
【図 C.3 制振構造の場合の 15 層モデルの Kobe 波解析結果  $esn_i - r_q$  関係】



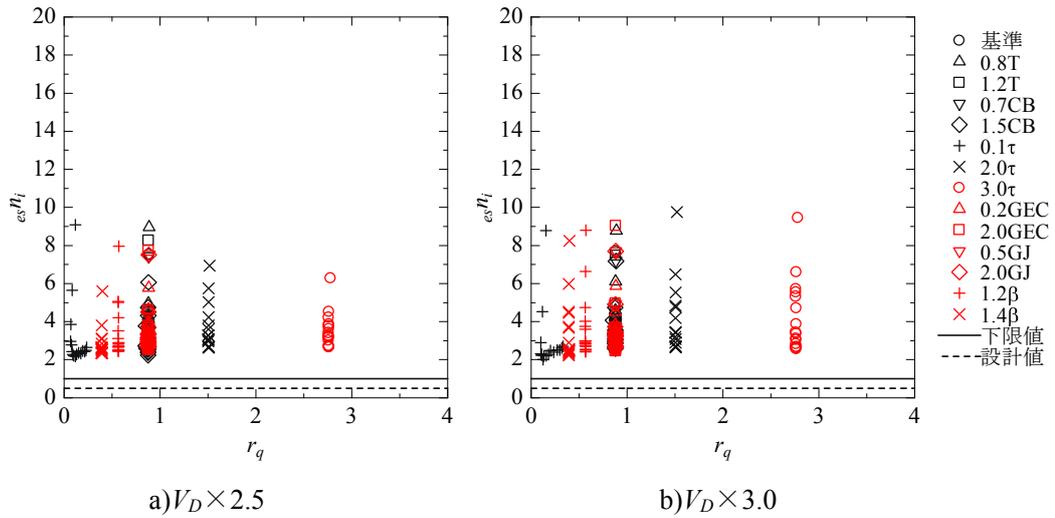
【図 C.4 耐震構造の場合の  $V_D \times 3.0$  の 9 層モデル解析結果  $esn_i - r_q$  関係】



【図 C.5 耐震構造の場合の 15 層モデルの BCJ-L2 波解析結果  $esn_i - r_q$  関係】



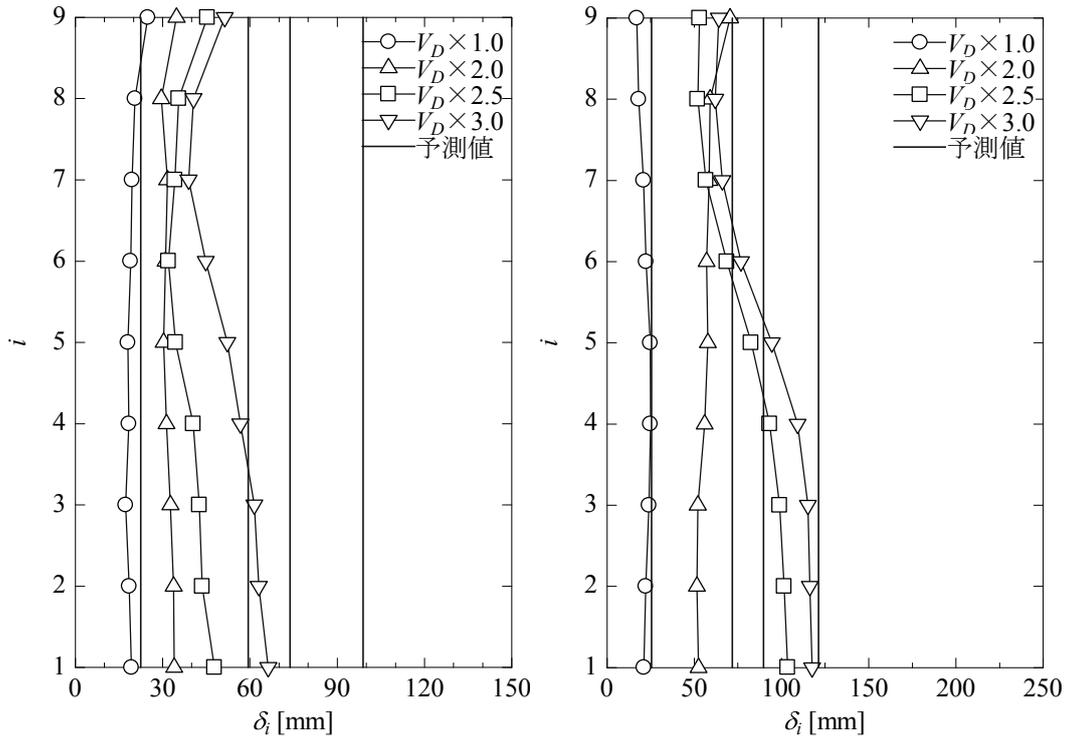
【図 C.6 耐震構造の場合の 15 層モデルの Hachinohe 波解析結果  $esn_i - r_q$  関係】



【図 C.7 耐震構造の場合の 15 層モデルの Kobe 波解析結果  $esn_i - r_q$  関係】

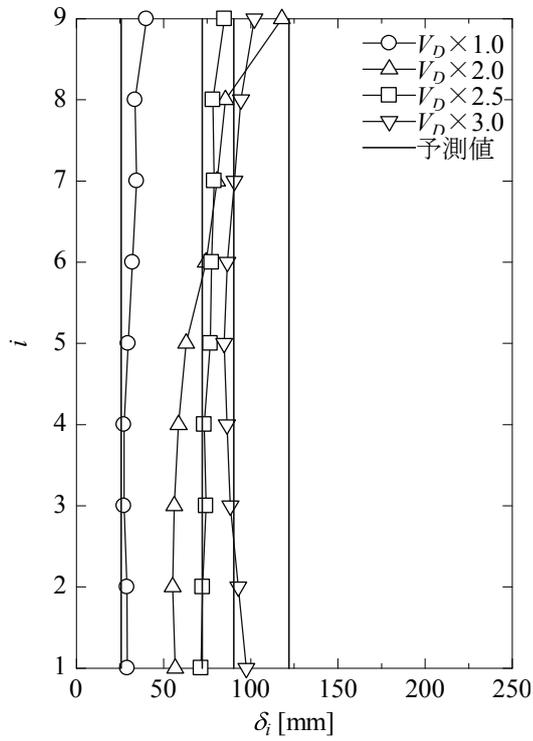
## 付録D 最大平均応答層間変位変の全解析結果及び予測値

図 D.1～D.28 に縦軸を層、横軸を最大平均応答層間変位  $\delta_i$  とした 9 層及び 15 層の各モデル解析結果を地震動別で示す。また、同図に制振構造の場合は(2.90)式及び(2.92)式による予測値を、耐震構造の場合は(2.98)式及び(2.99)式による予測値を併せて示す。



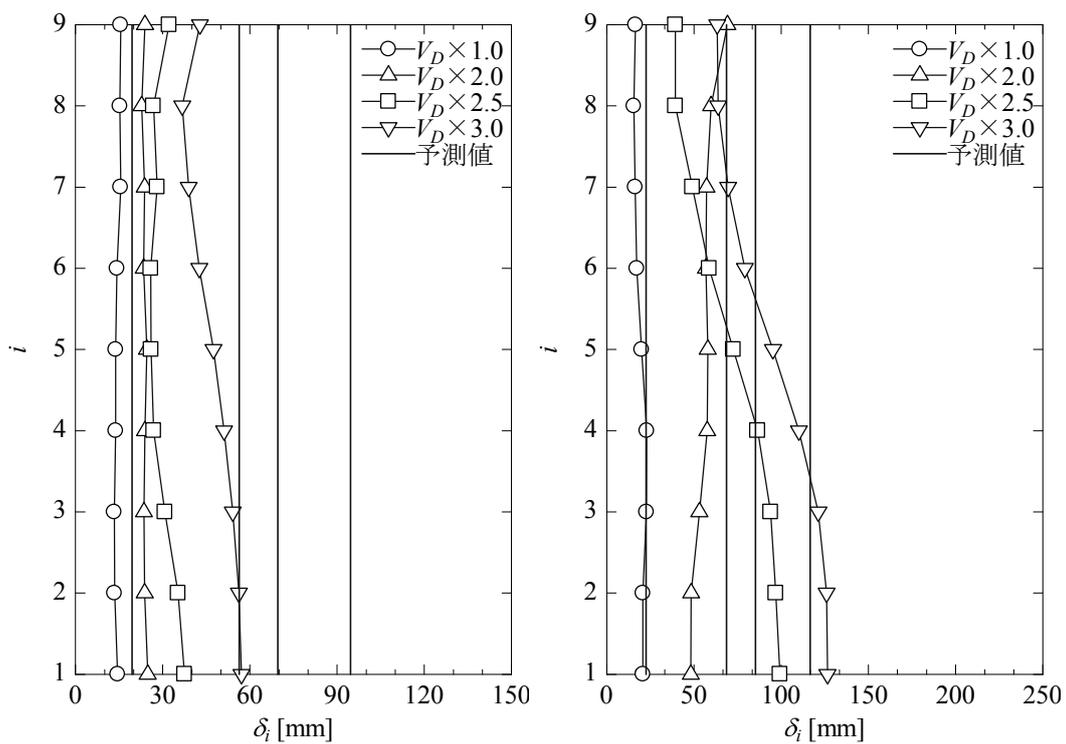
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



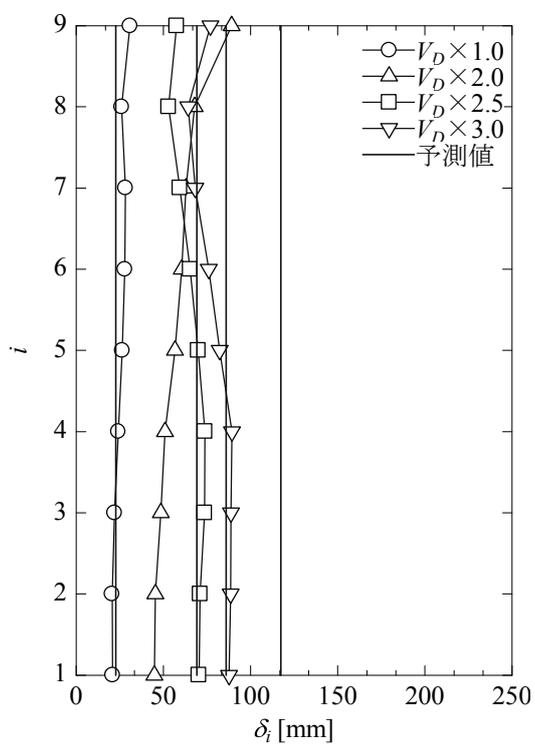
c)Kobe 波の結果

【図 D.1 9層「基準」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



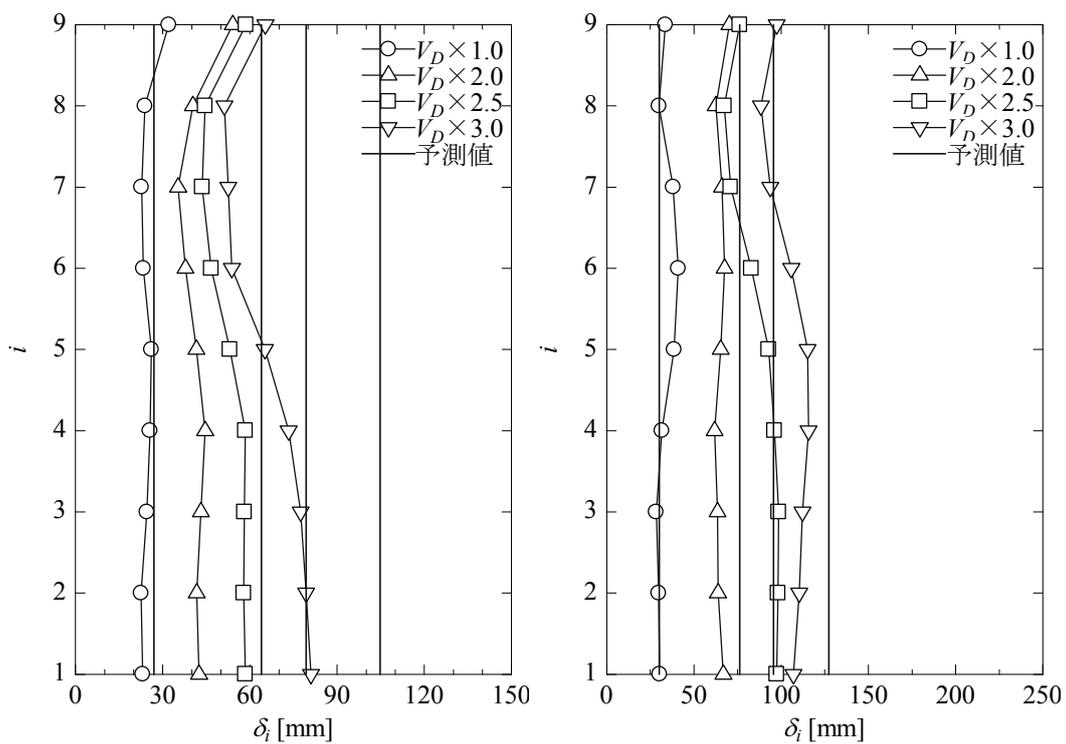
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



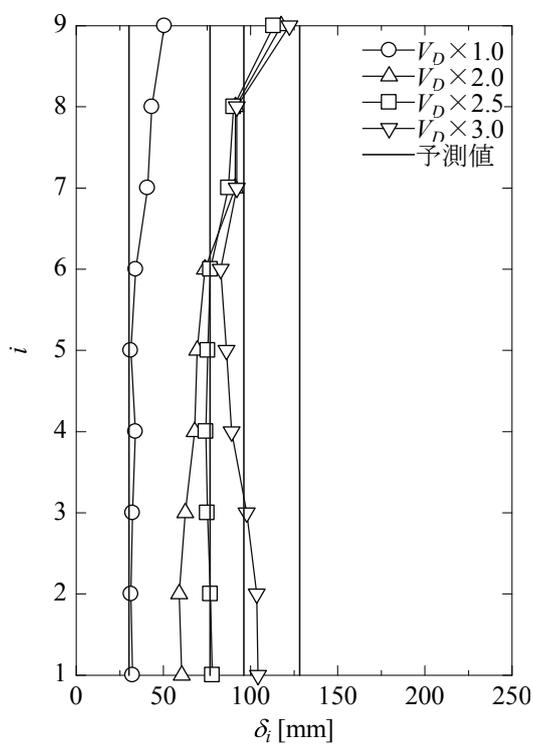
c)Kobe 波の結果

【図 D.2 9層「0.8T」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



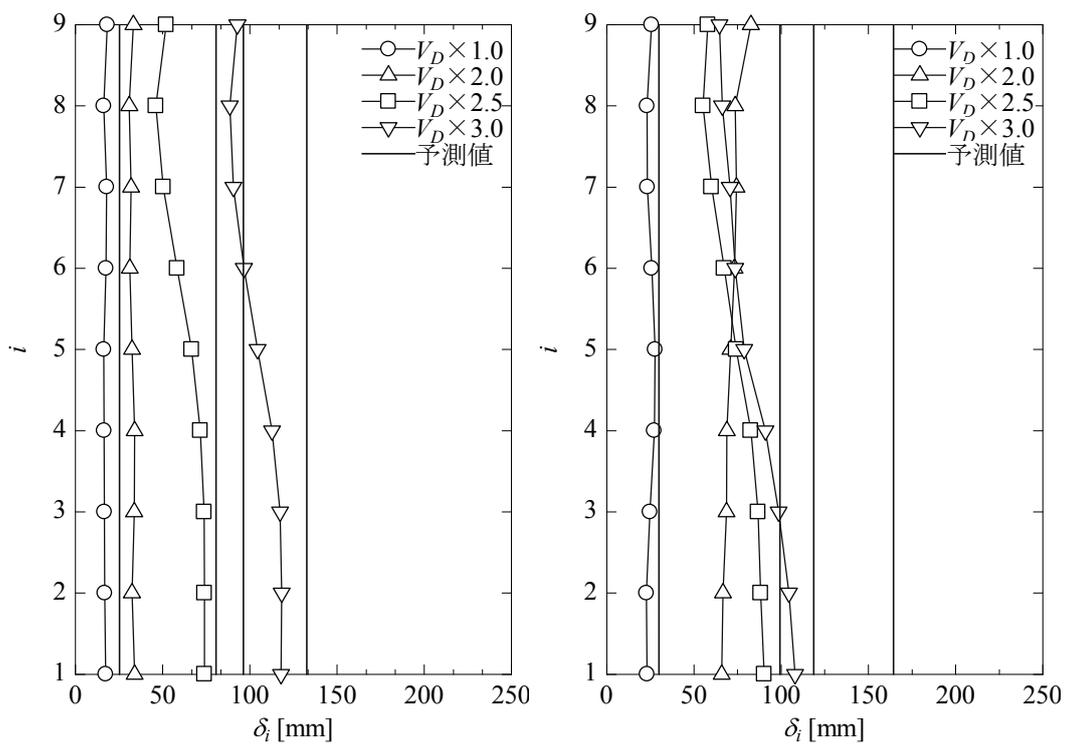
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



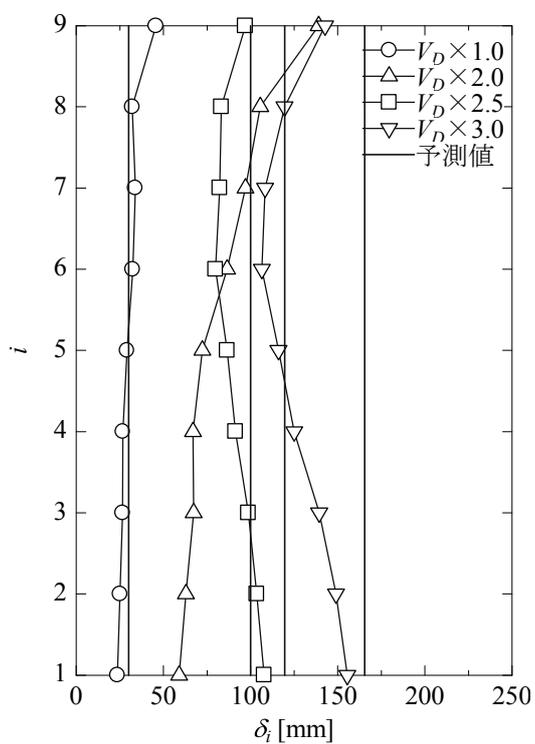
c)Kobe 波の結果

【図 D.3 9層「1.2T」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



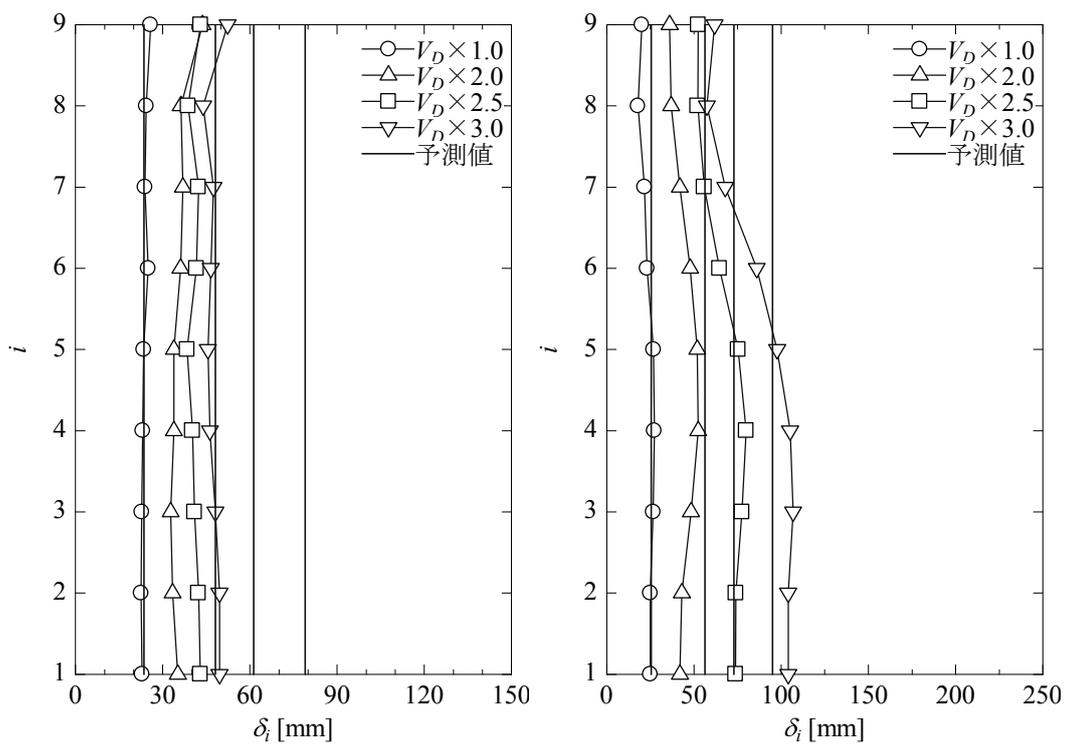
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



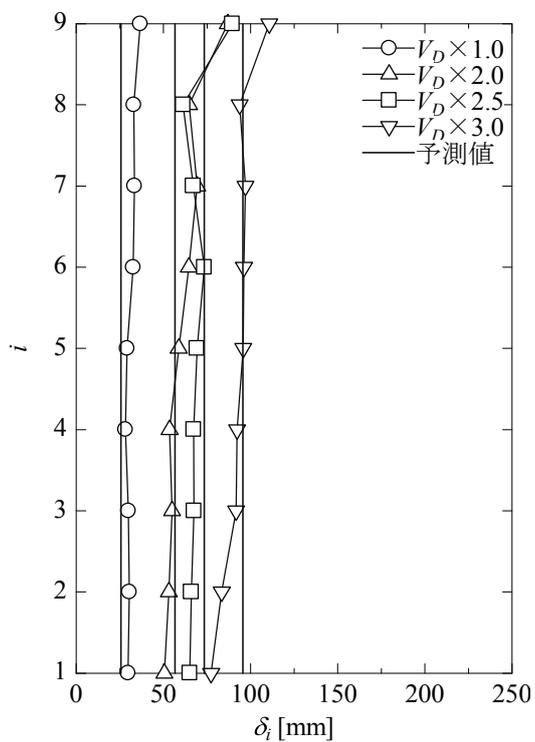
c)Kobe 波の結果

【図 D.4 9層「0.7CB」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



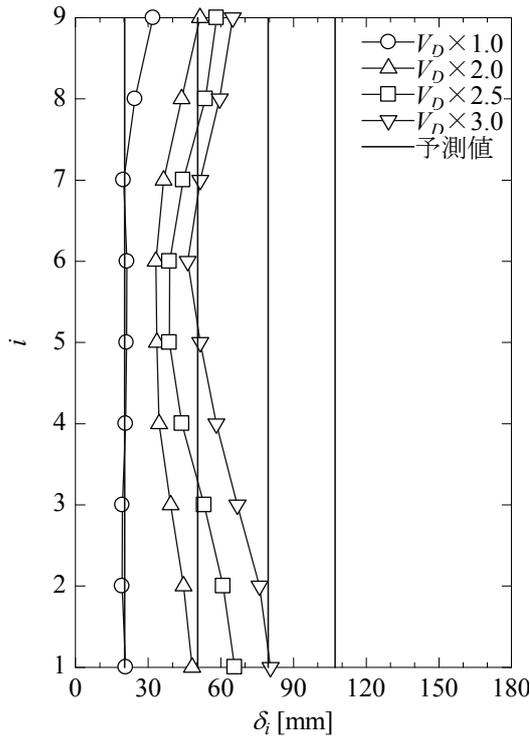
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果

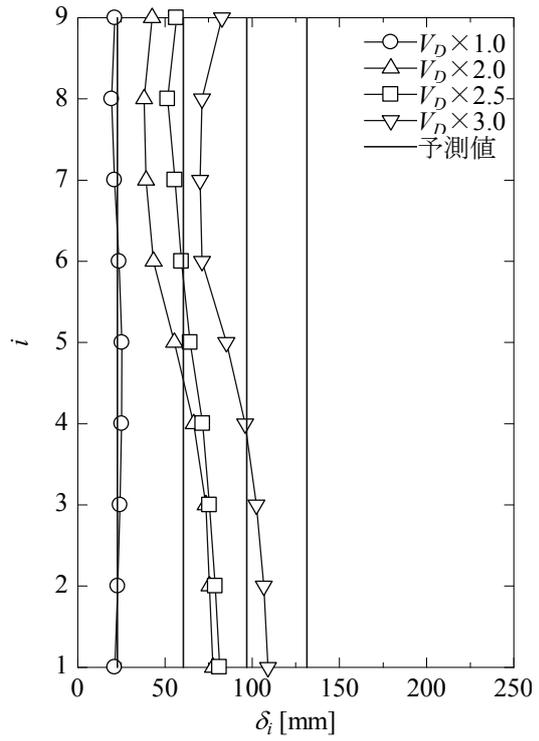


c)Kobe 波の結果

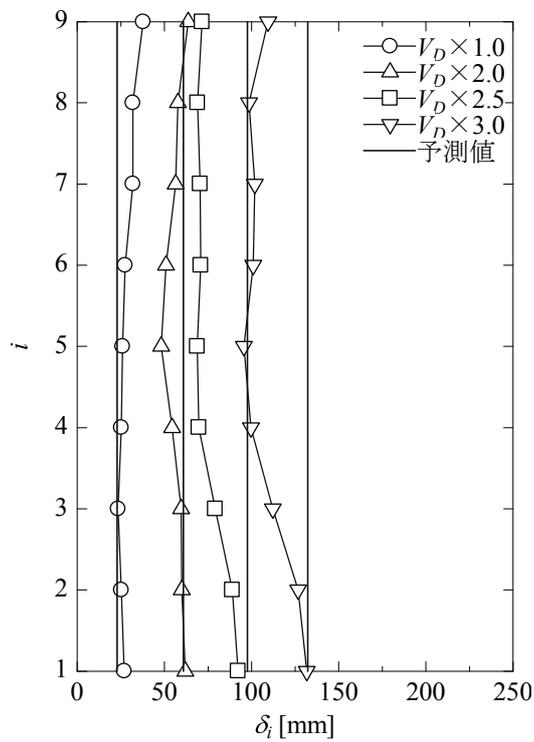
【図 D.5 9層「1.5CB」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



a)BCJ-L2 波の結果

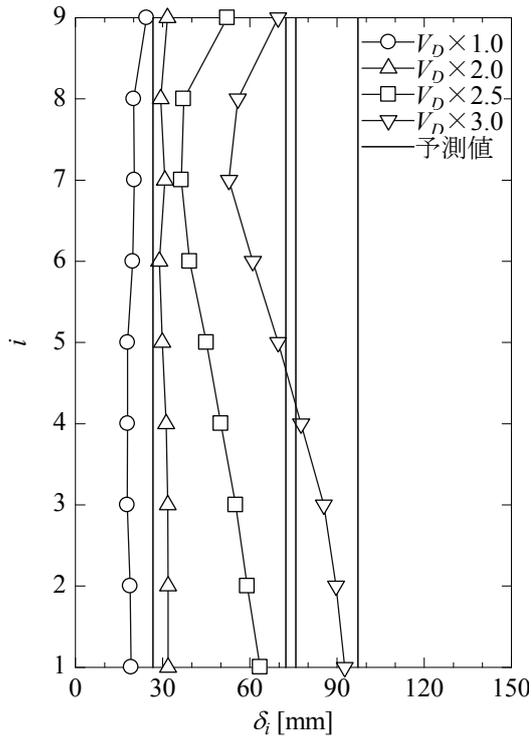


b)Hachinohe 波の結果

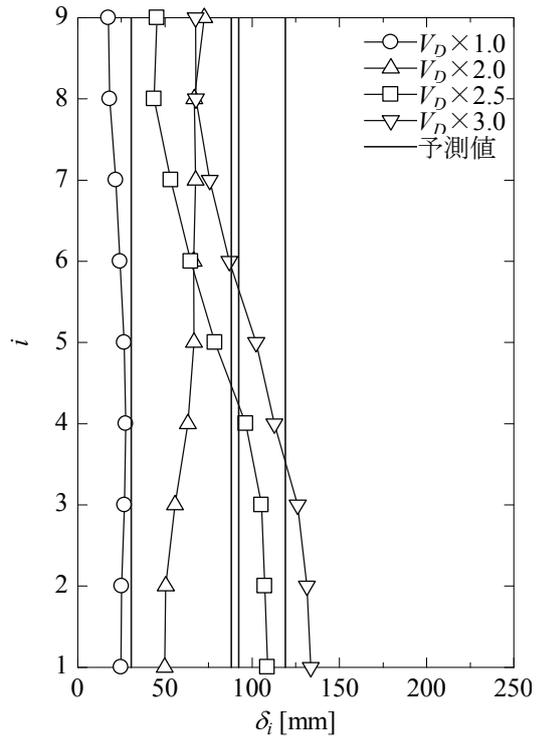


c)Kobe 波の結果

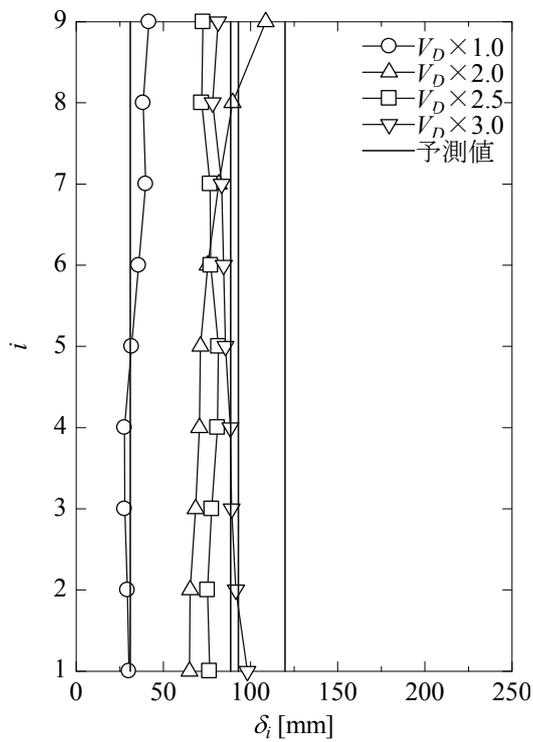
【図 D.6 9層「0.1 $\tau$ 」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



a)BCJ-L2 波の結果

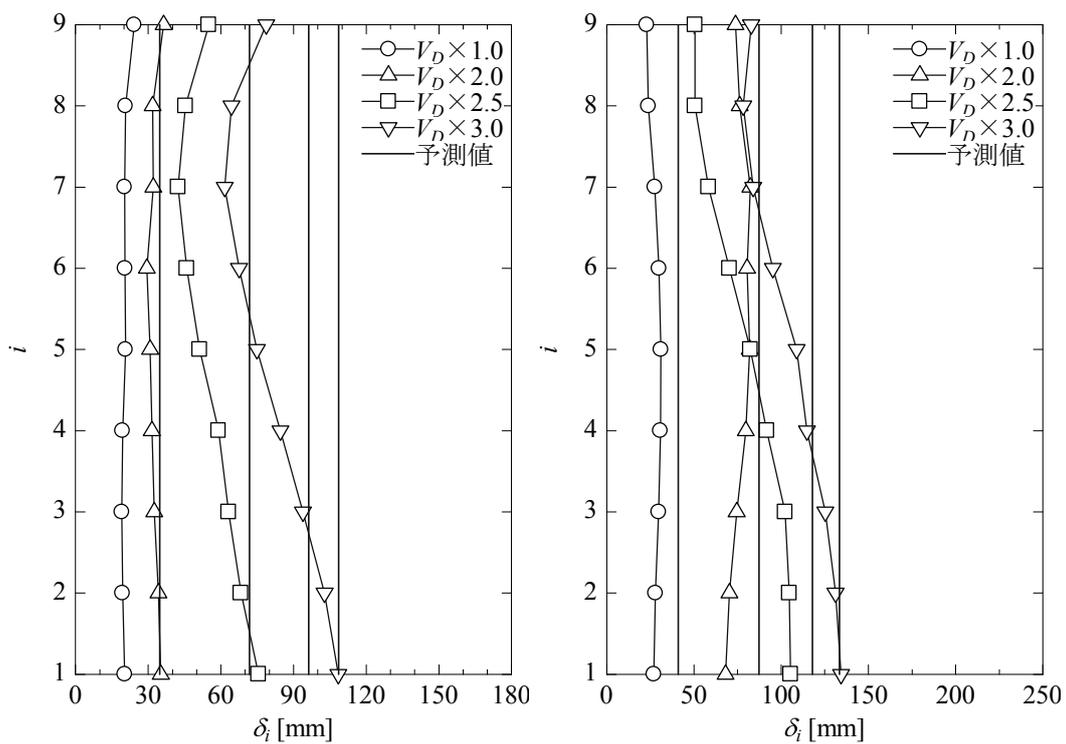


b)Hachinohe 波の結果



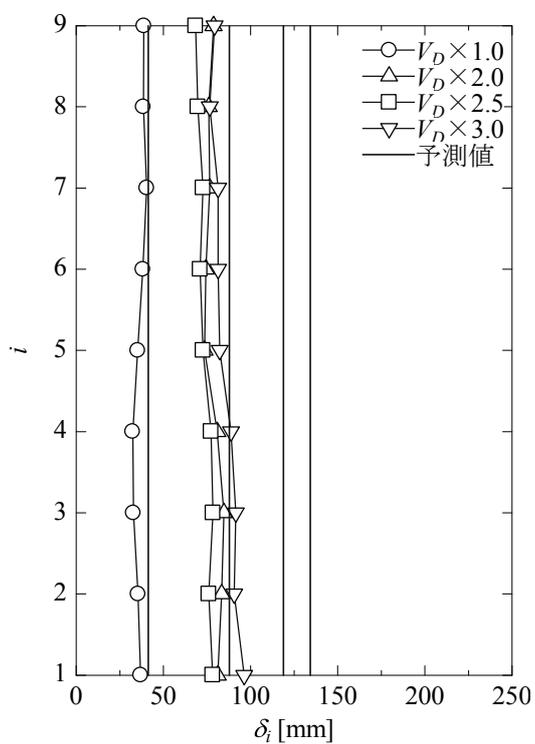
c)Kobe 波の結果

【図 D.7 9層「 $2.0\tau$ 」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



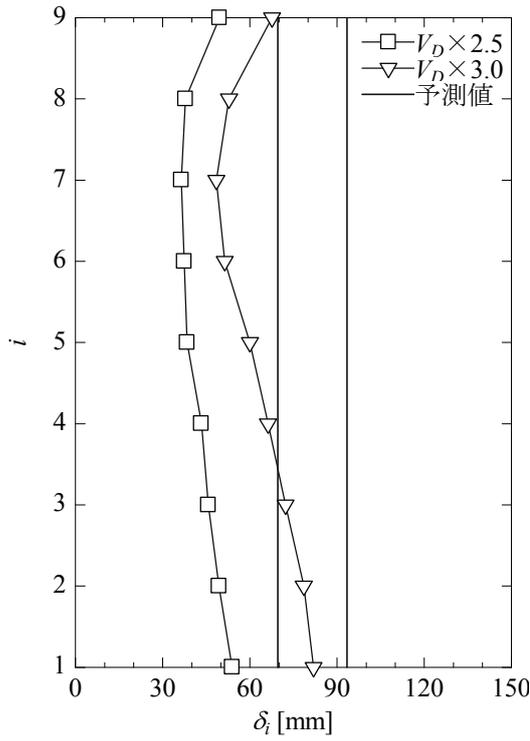
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果

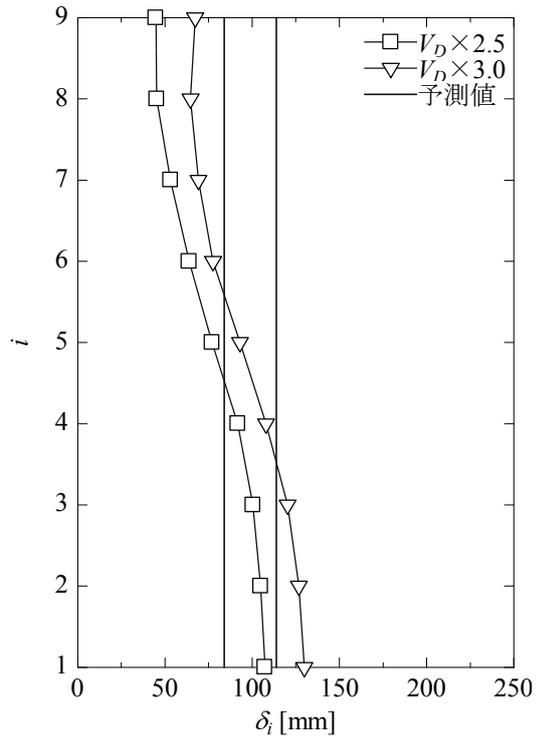


c)Kobe 波の結果

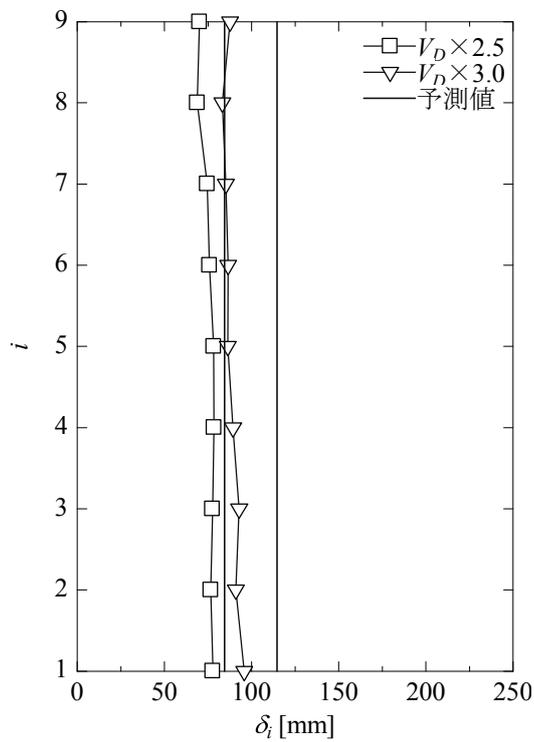
【図 D. 8 9層「3.0 $\tau$ 」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



a)BCJ-L2 波の結果

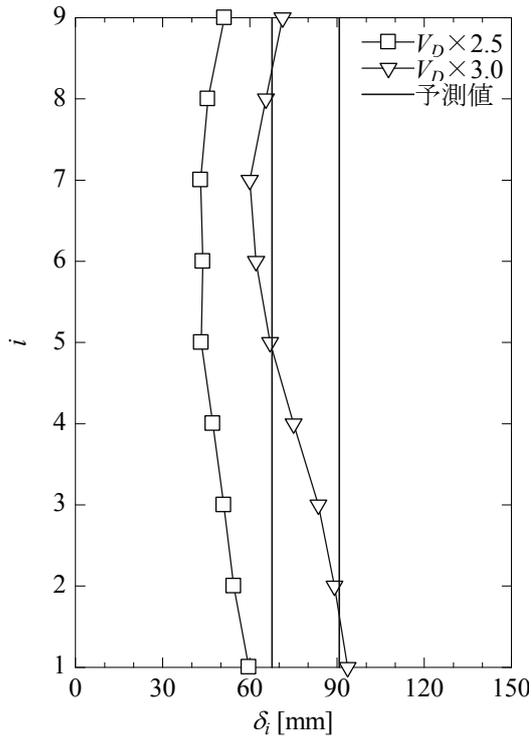


b)Hachinohe 波の結果

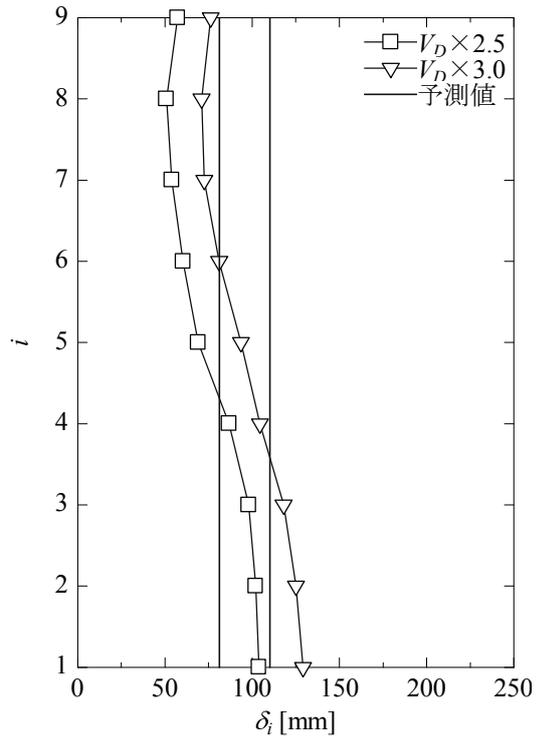


c)Kobe 波の結果

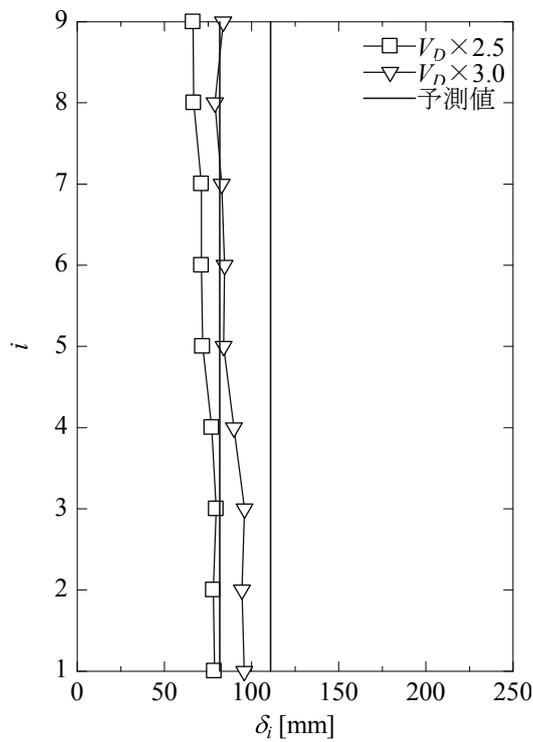
【図 D.9 9層「1.2 $\beta$ 」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



a)BCJ-L2 波の結果

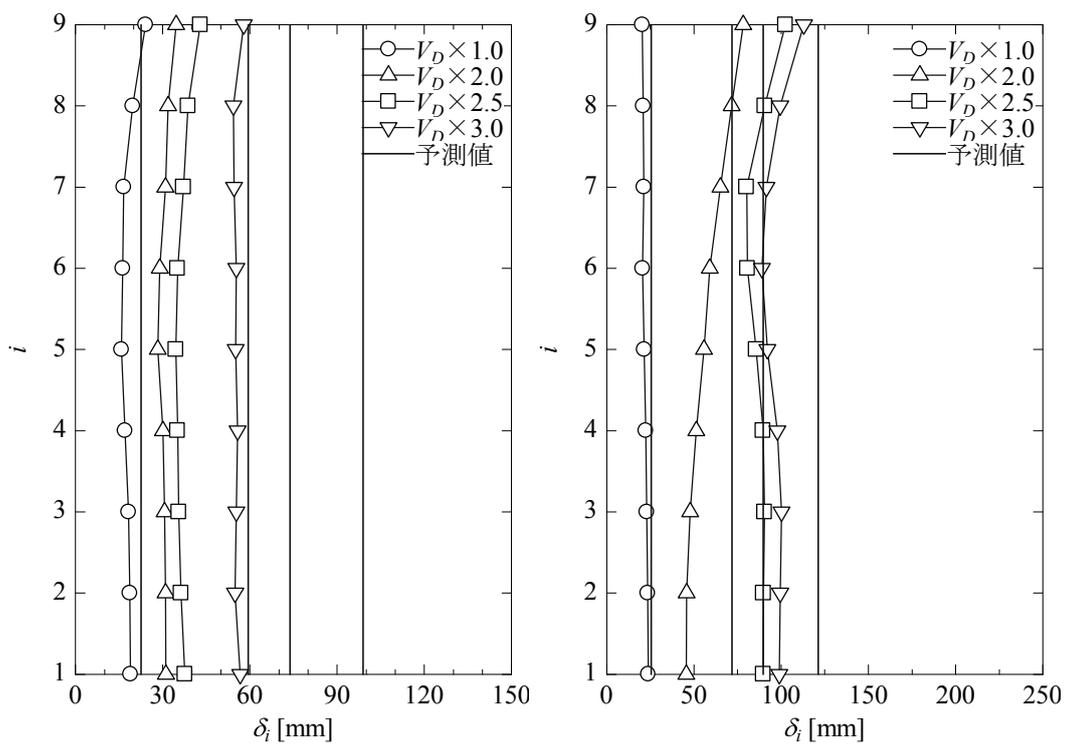


b)Hachinohe 波の結果



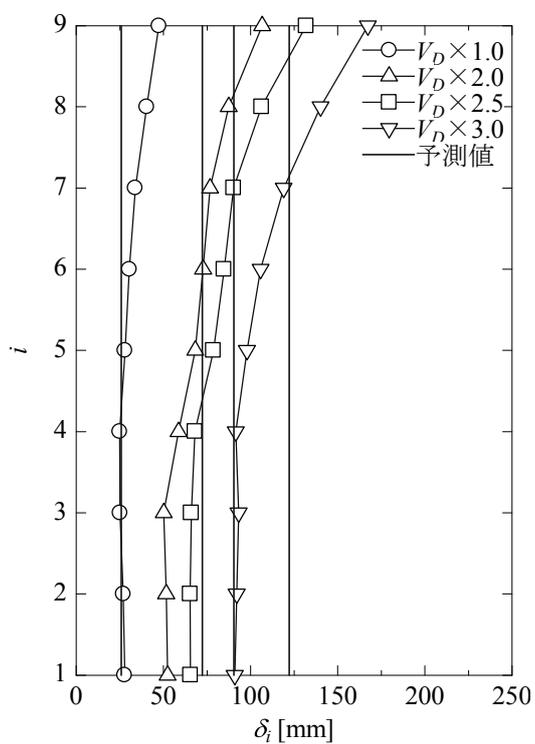
c)Kobe 波の結果

【図 D.10 9層「1.4β」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



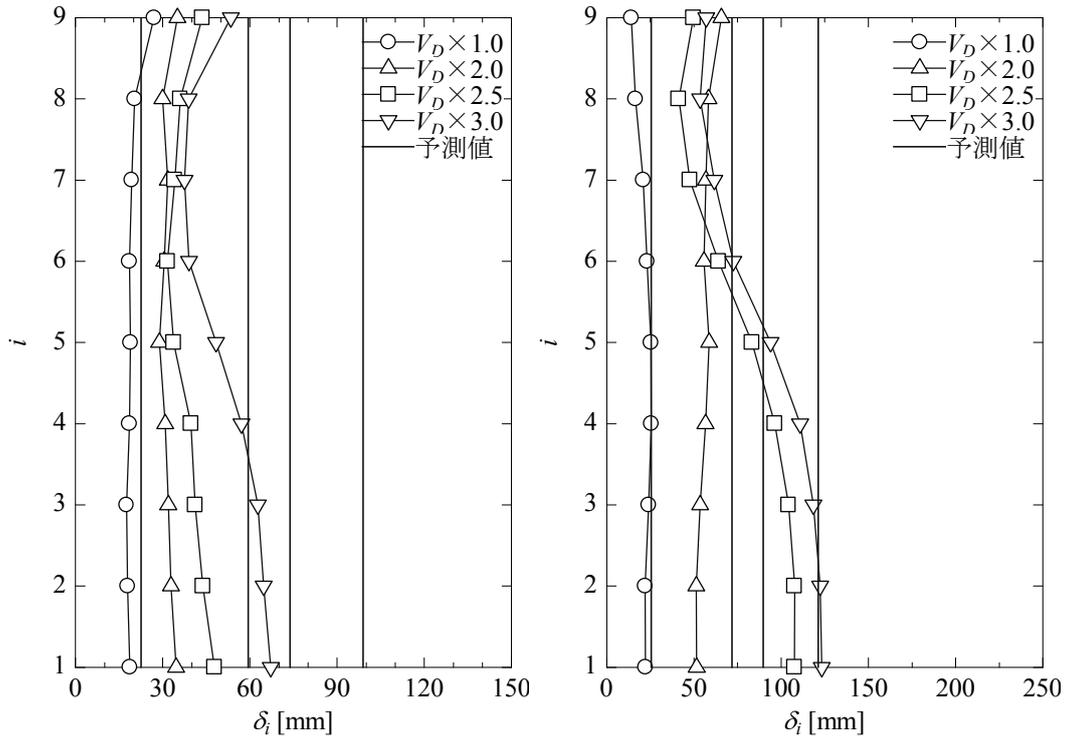
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



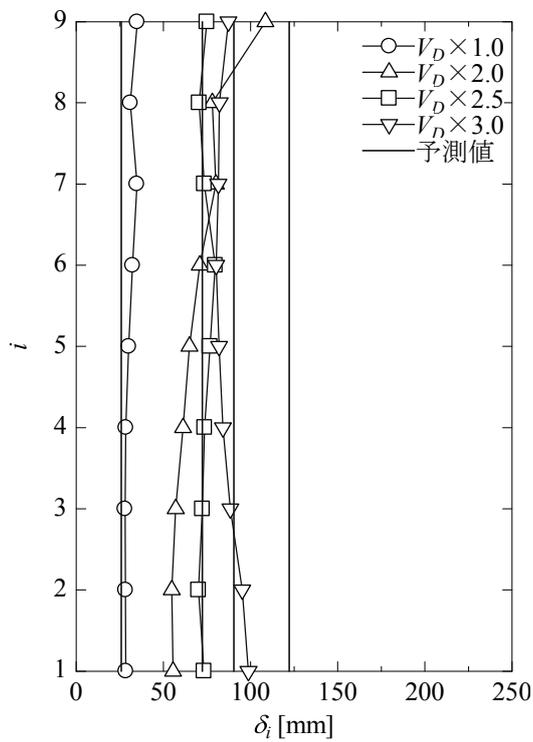
c)Kobe 波の結果

【図 D.11 9層「0.2GEC」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



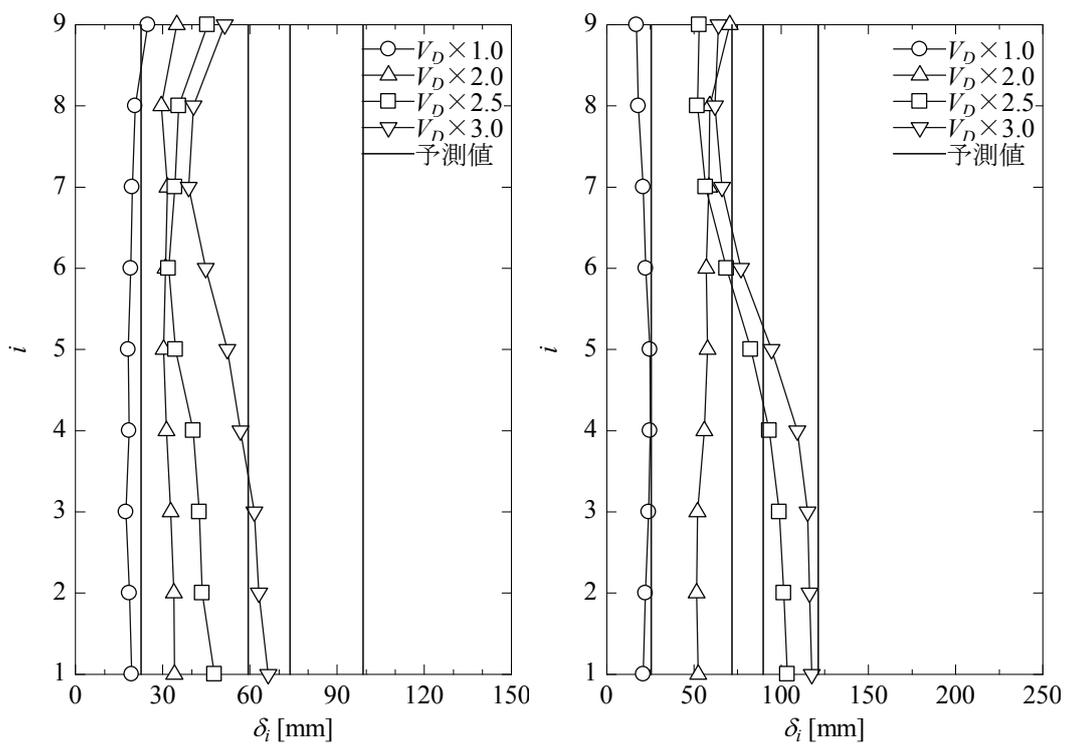
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



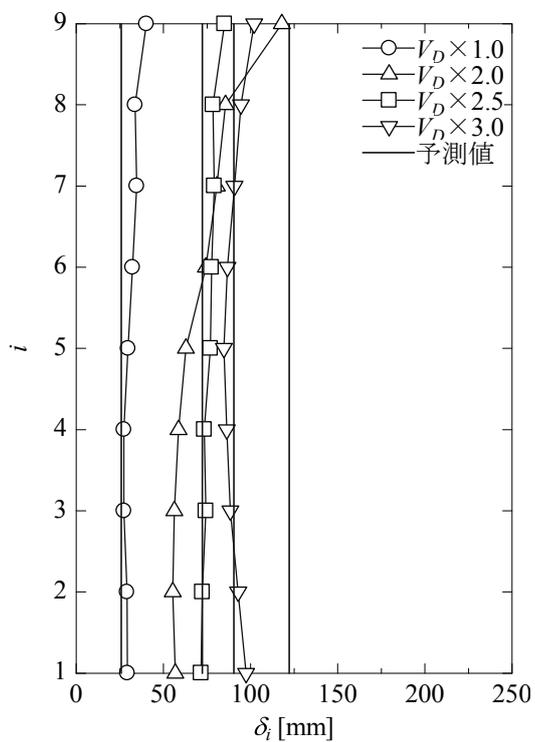
c)Kobe 波の結果

【図 D.12 9層「2.0GEC」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



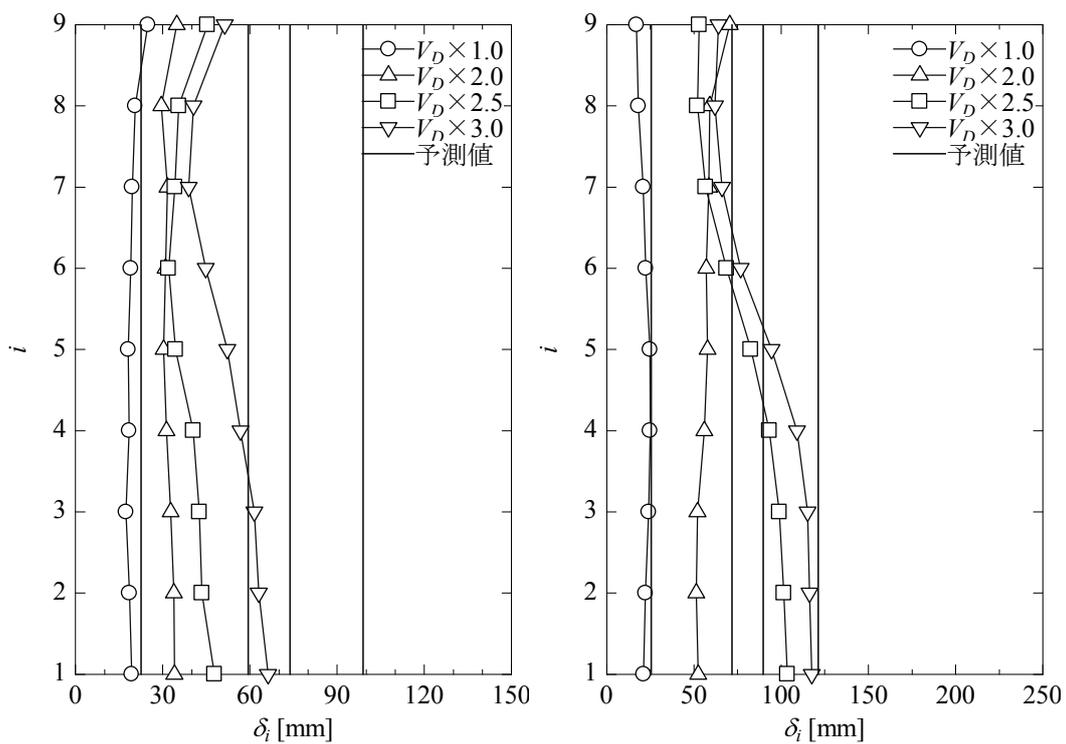
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



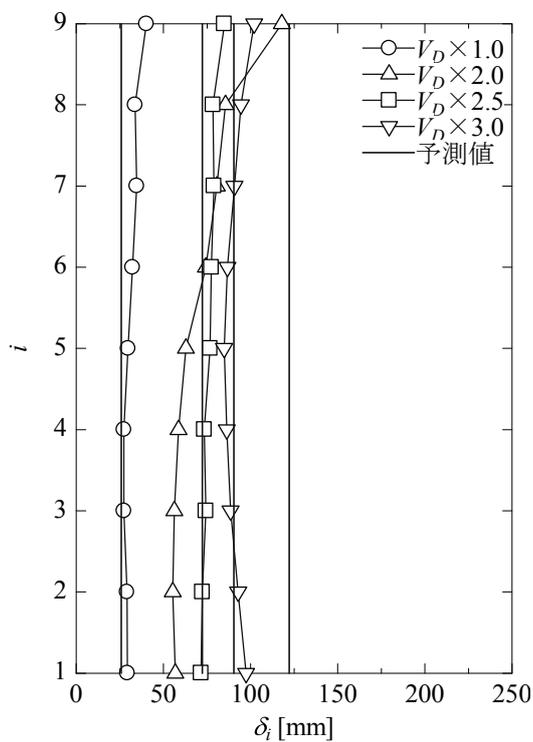
c)Kobe 波の結果

【図 D.131 9層「0.5GJ」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



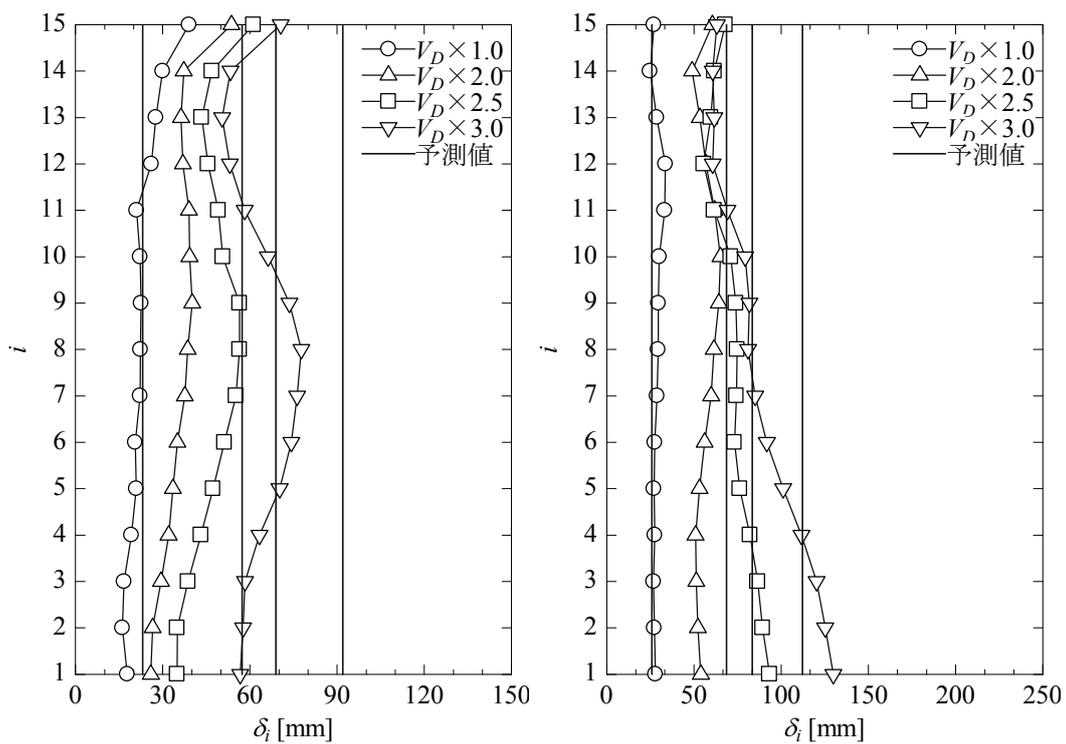
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



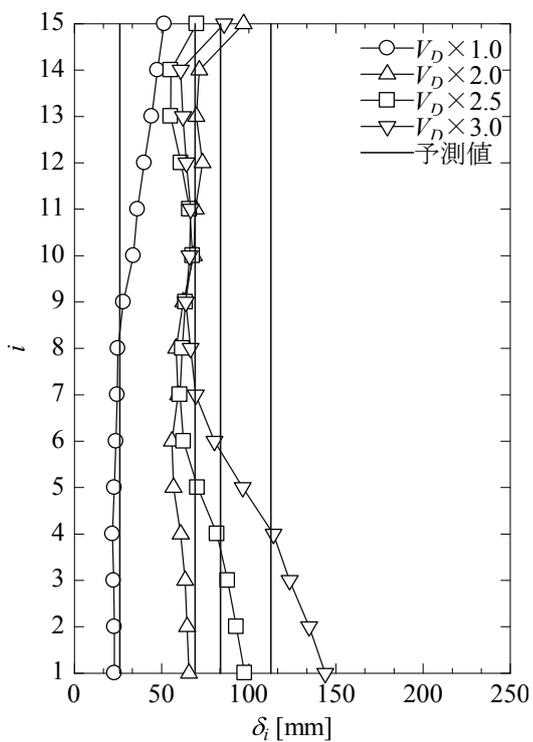
c)Kobe 波の結果

【図 D.14 9層「2.0GJ」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



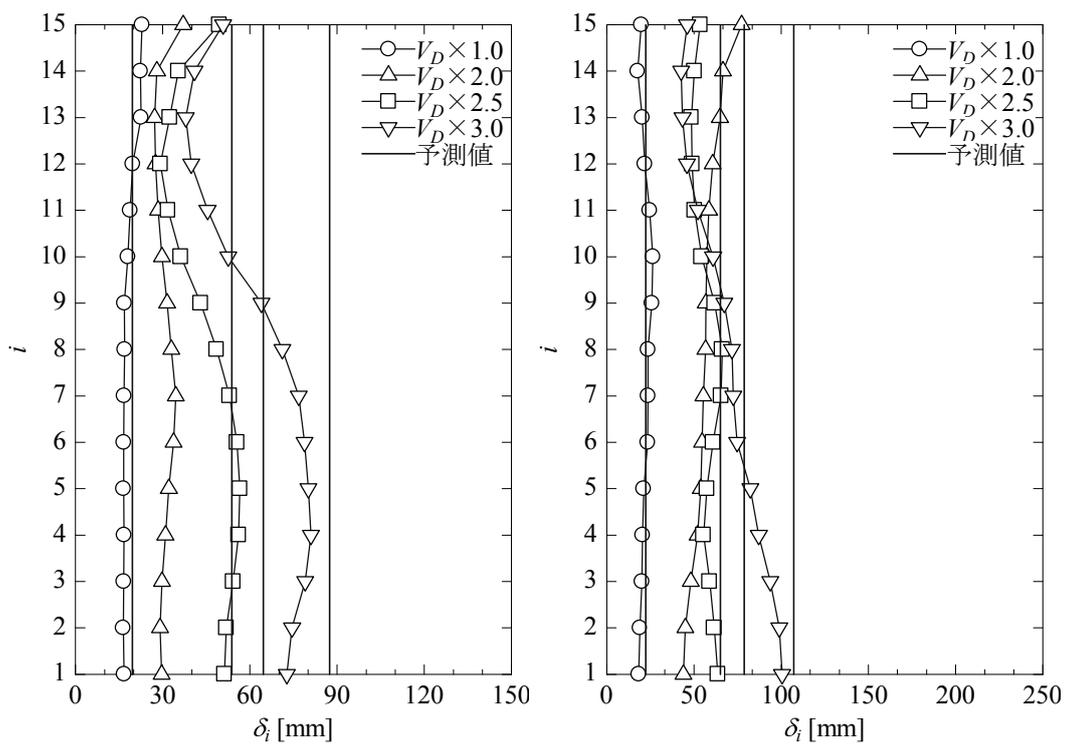
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



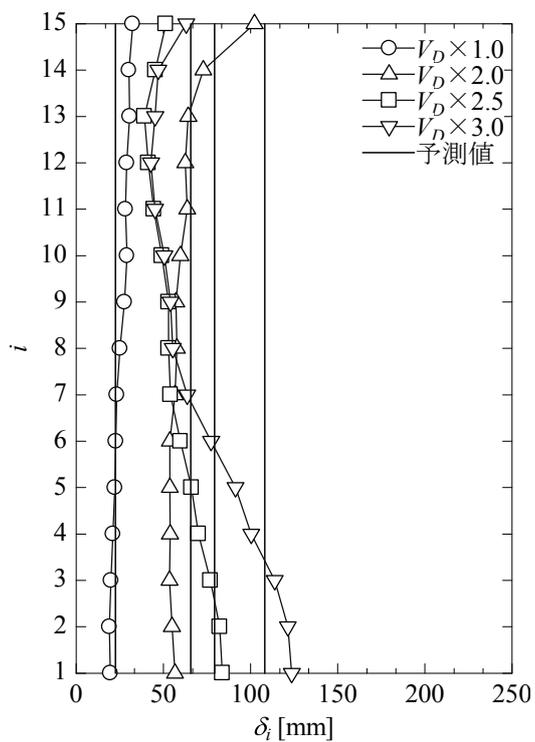
c)Kobe 波の結果

【図 D.15 15 層「基準」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



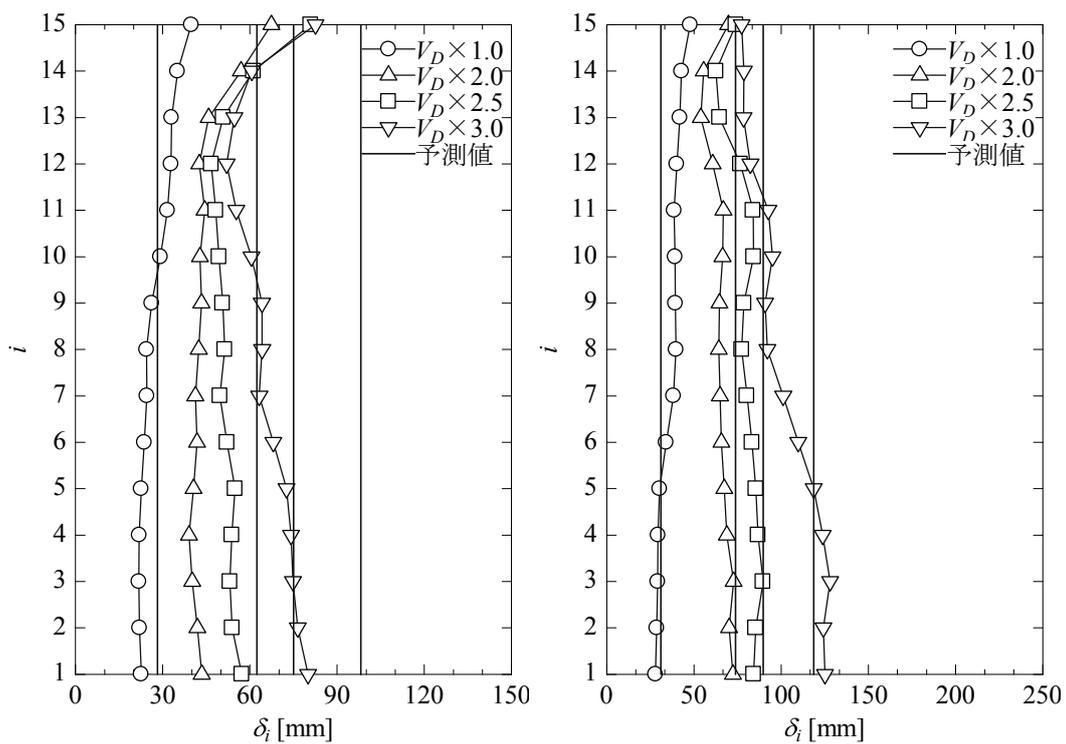
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



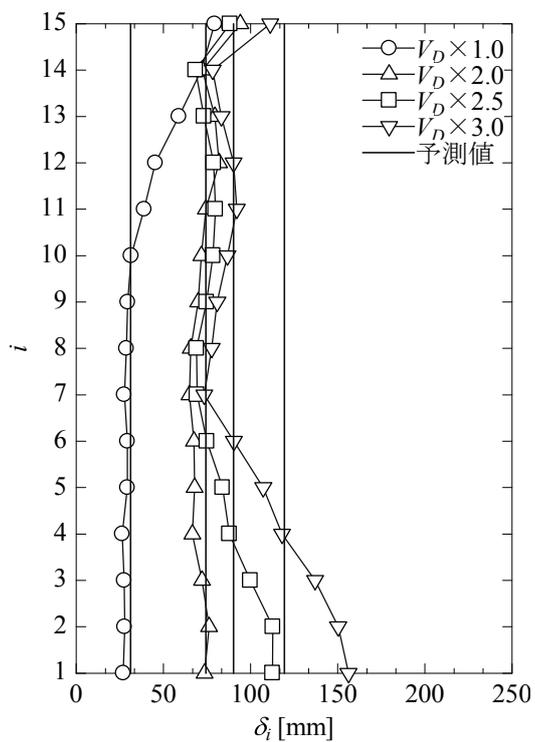
c)Kobe 波の結果

【図 D.16 15 層「0.8T」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



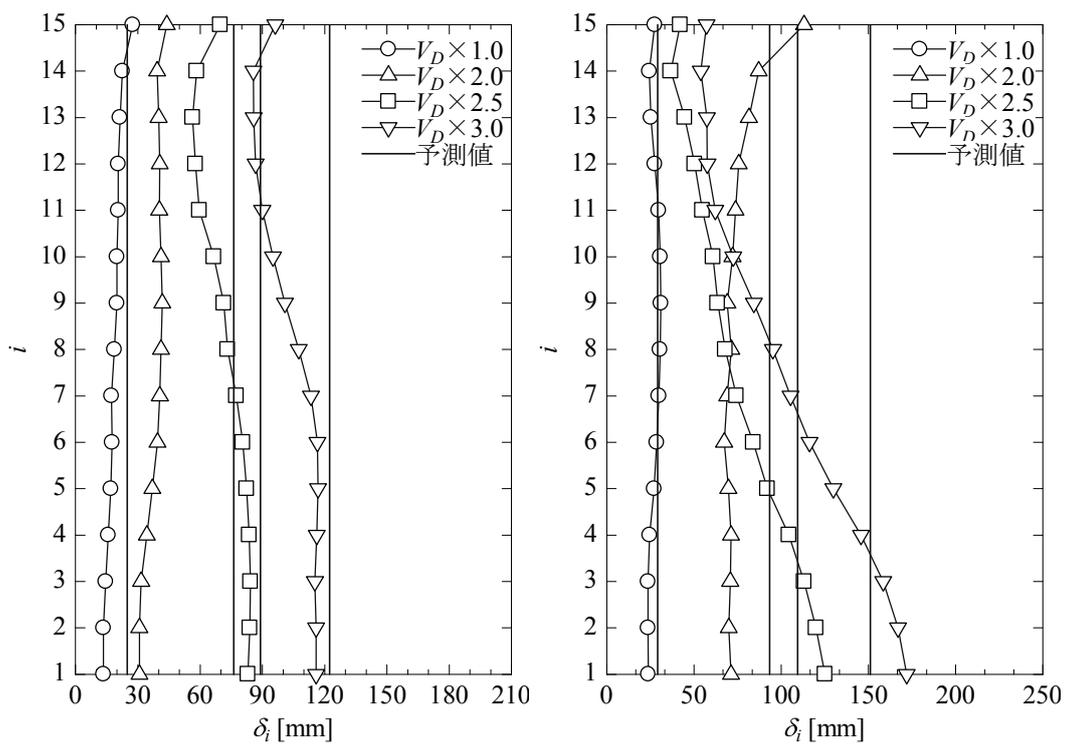
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



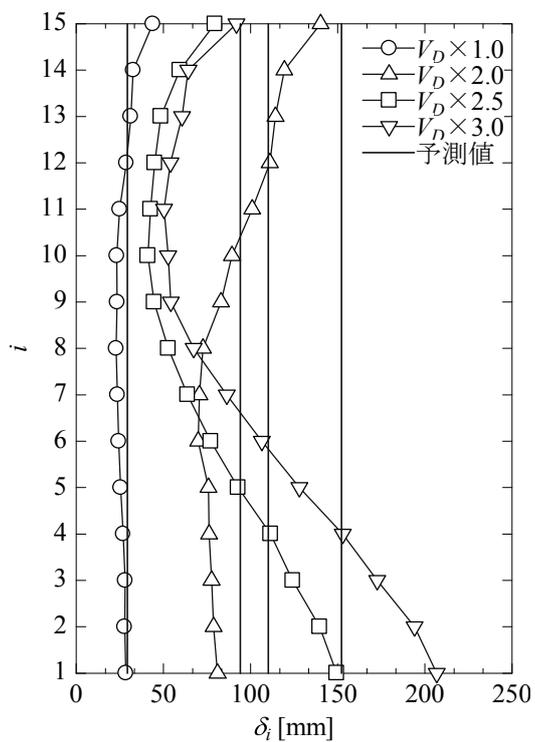
c)Kobe 波の結果

【図 D.17 15 層「1.2T」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



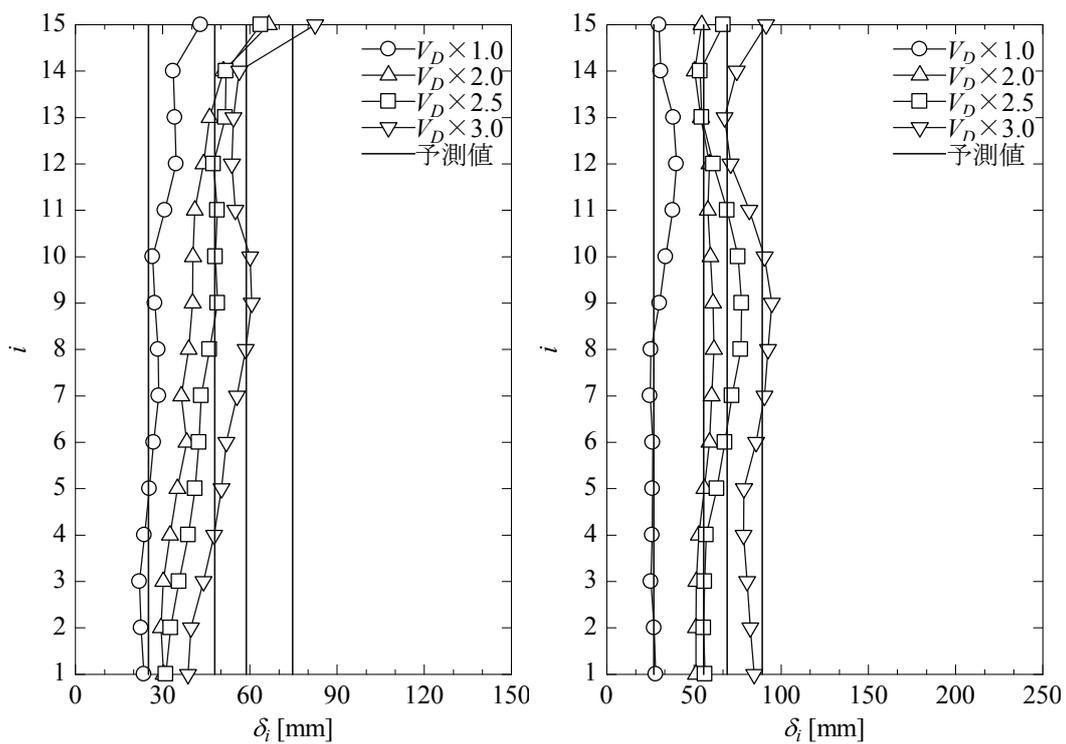
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



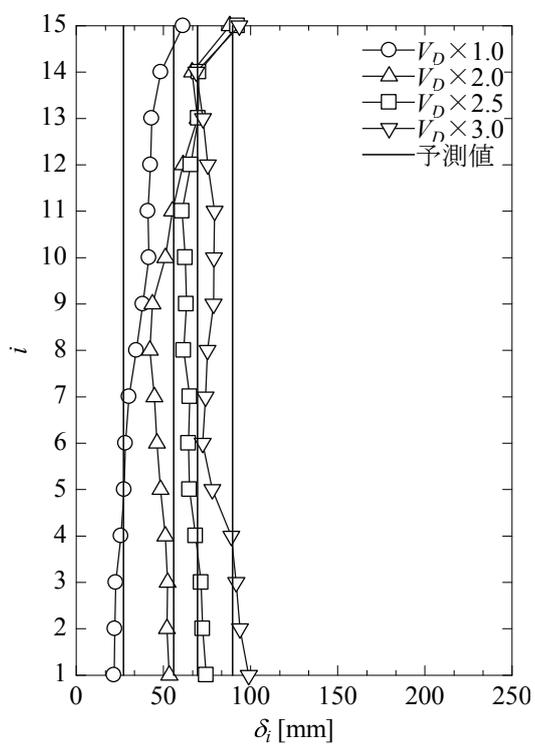
c)Kobe 波の結果

【図 D.18 15 層「0.7CB」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



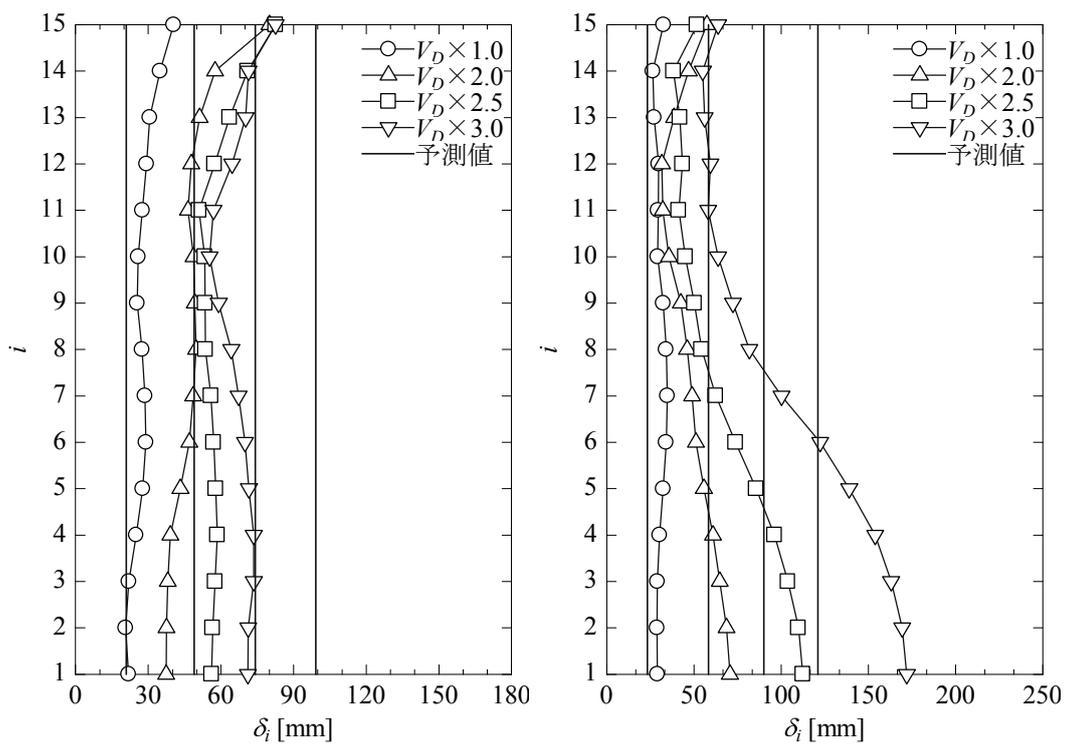
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



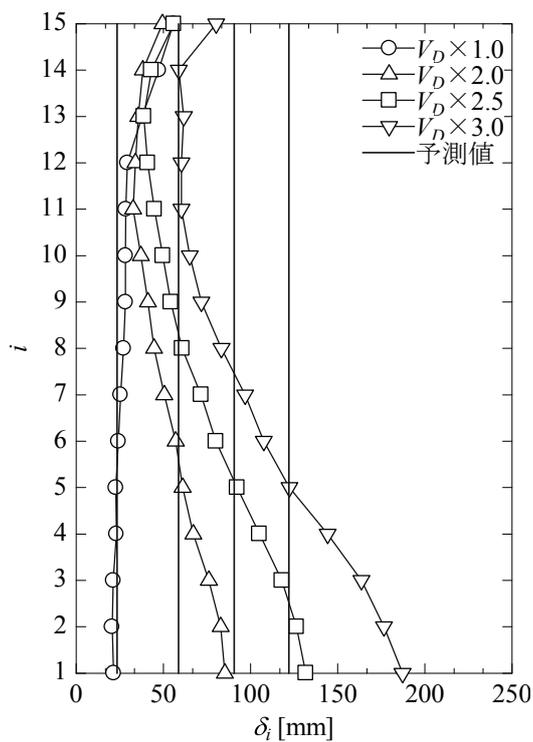
c)Kobe 波の結果

【図 D.19 15 層「1.5CB」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



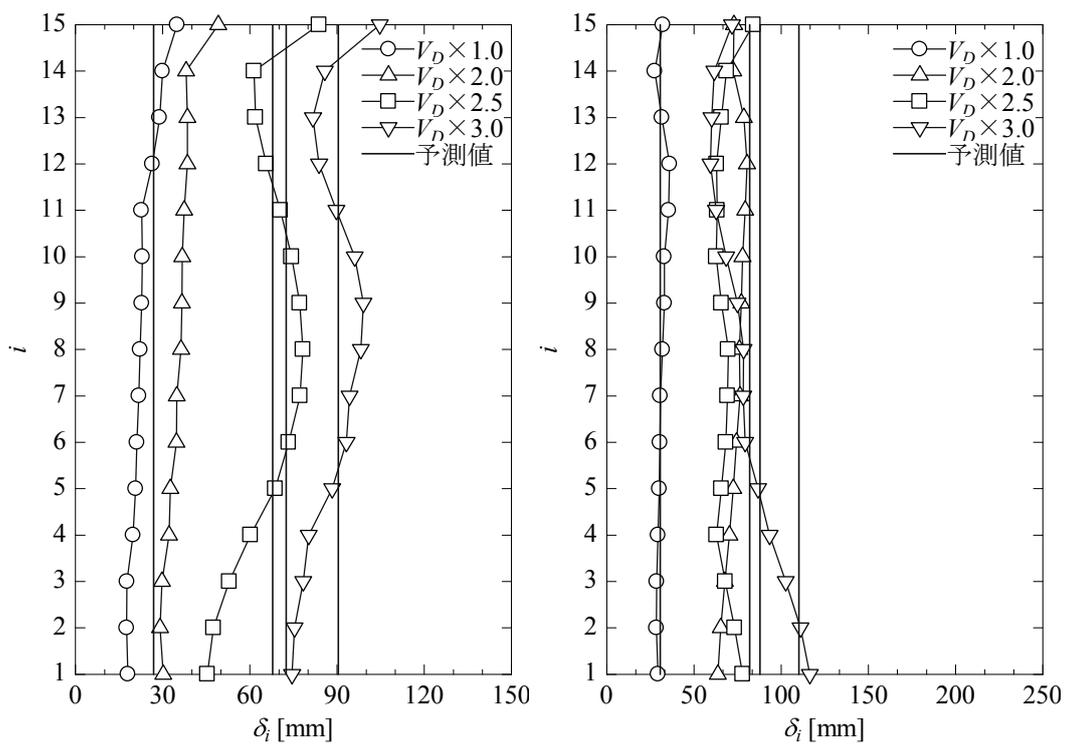
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



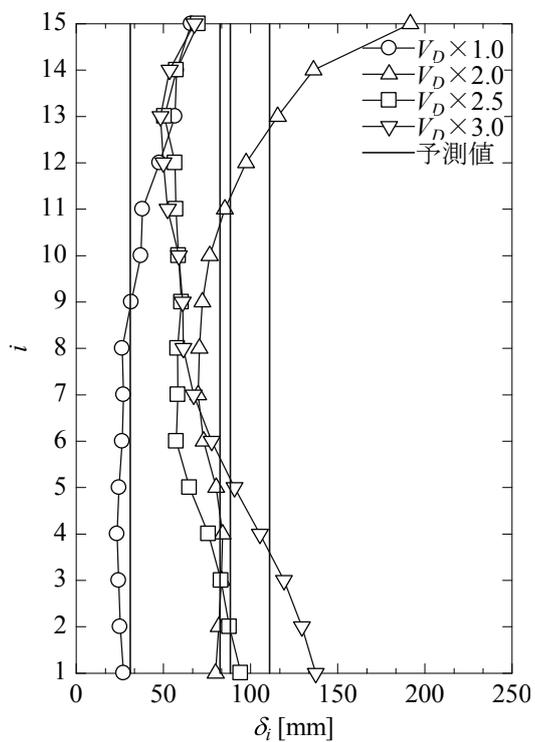
c)Kobe 波の結果

【図 D.20 15 層「0.1 $\tau$ 」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



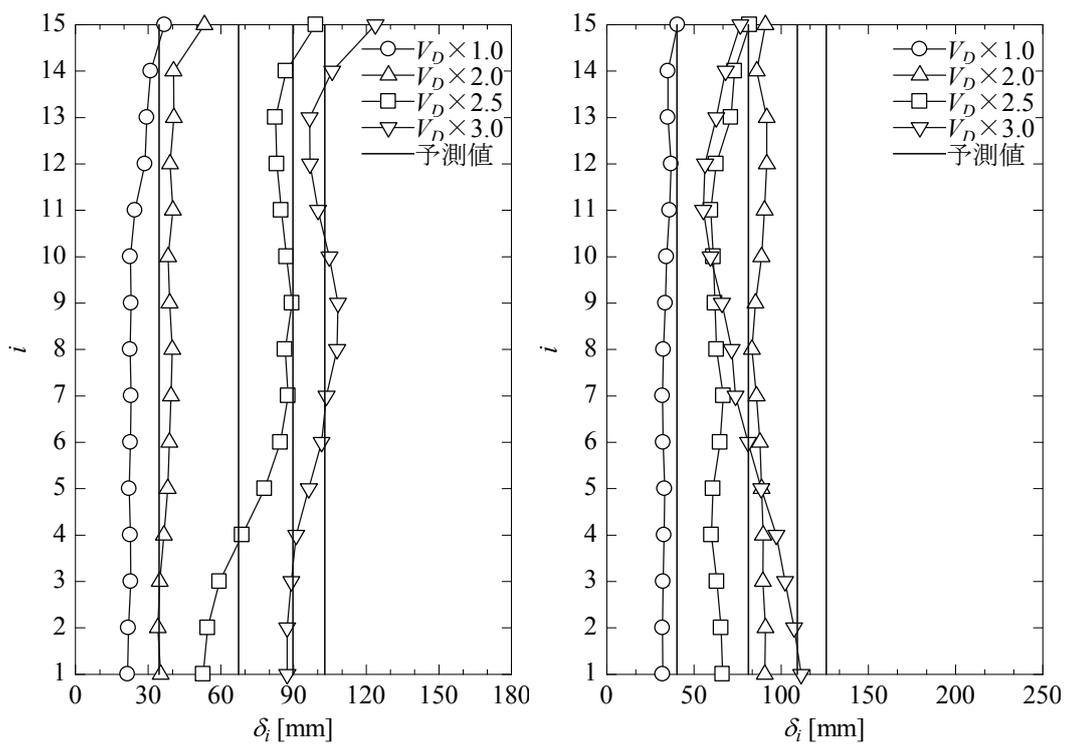
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



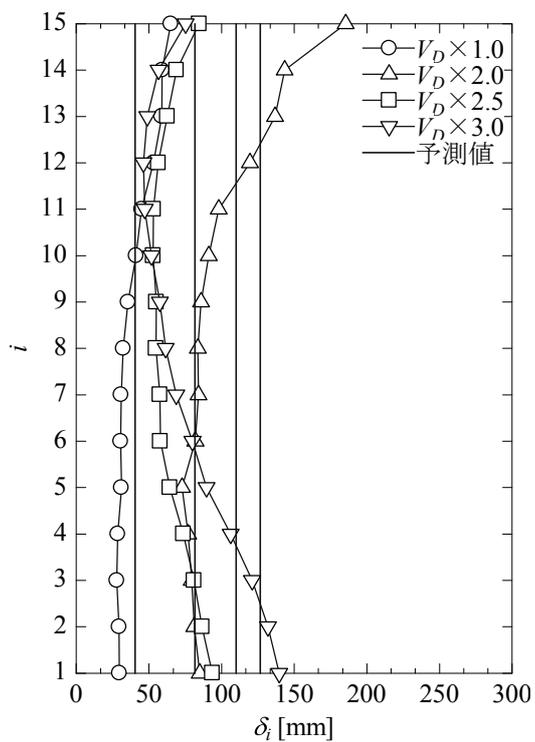
c)Kobe 波の結果

【図 D.21 15 層「2.0 $\tau$ 」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



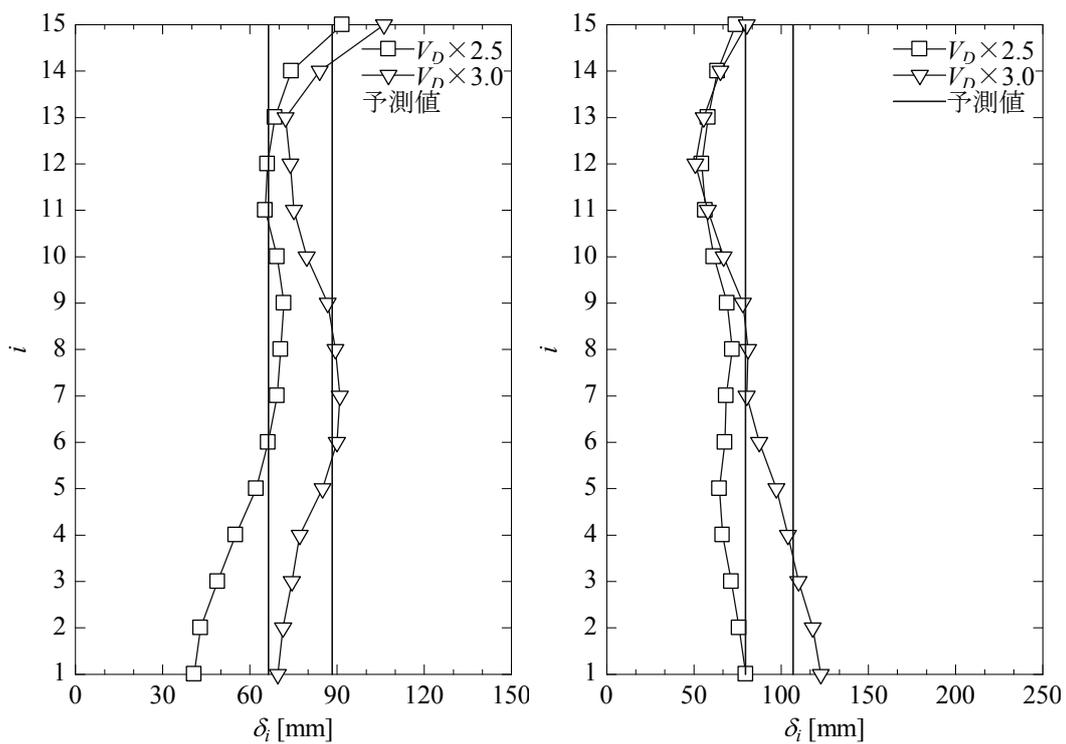
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



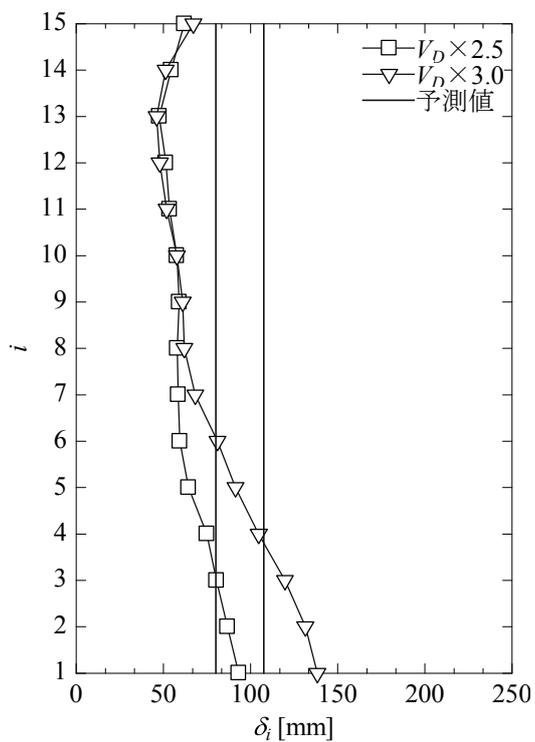
c)Kobe 波の結果

【図 D.22 15 層「3.0 $\tau$ 」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



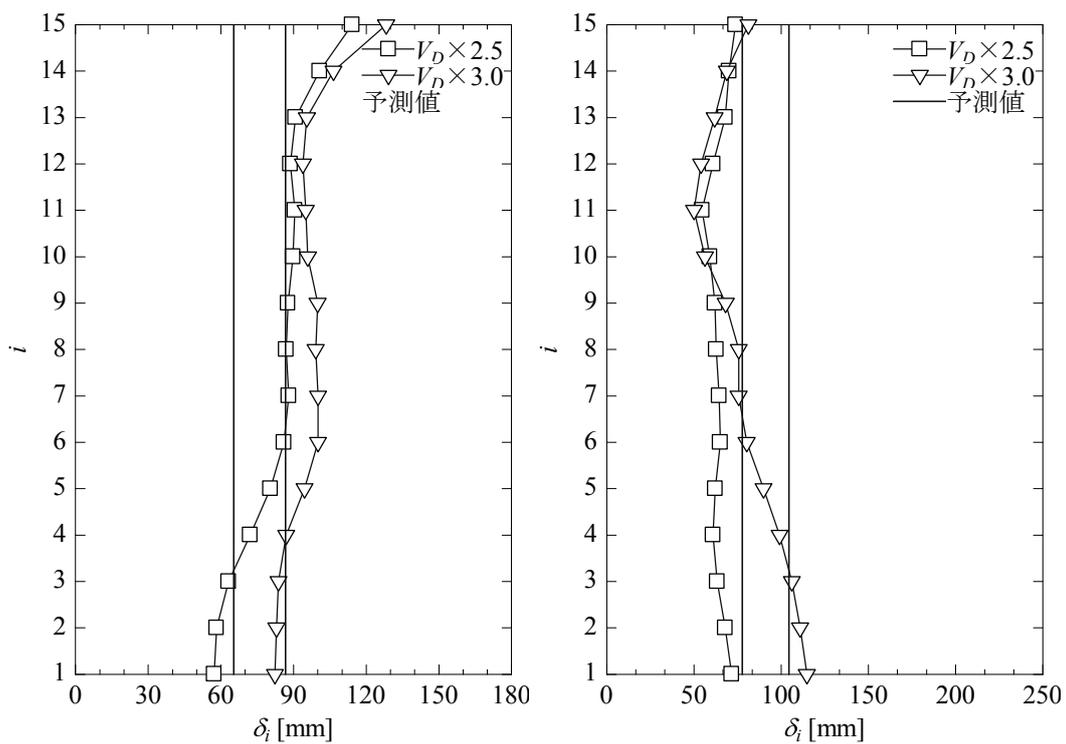
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



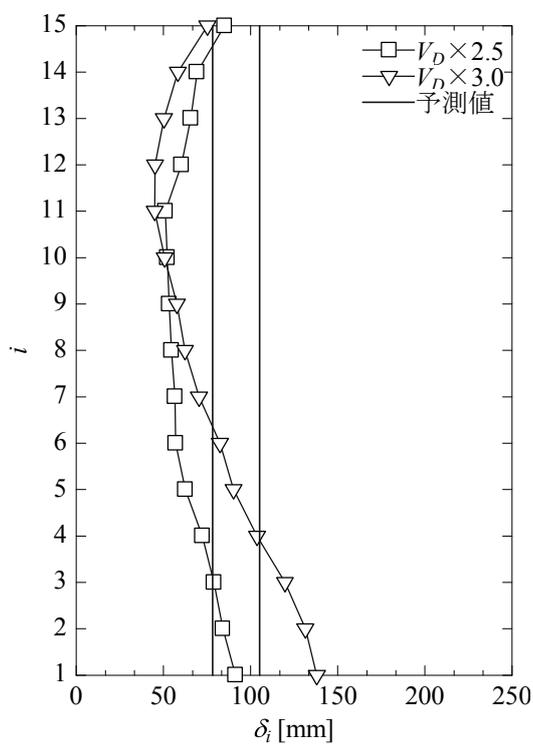
c)Kobe 波の結果

【図 D.23 15 層「1.2 $\beta$ 」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



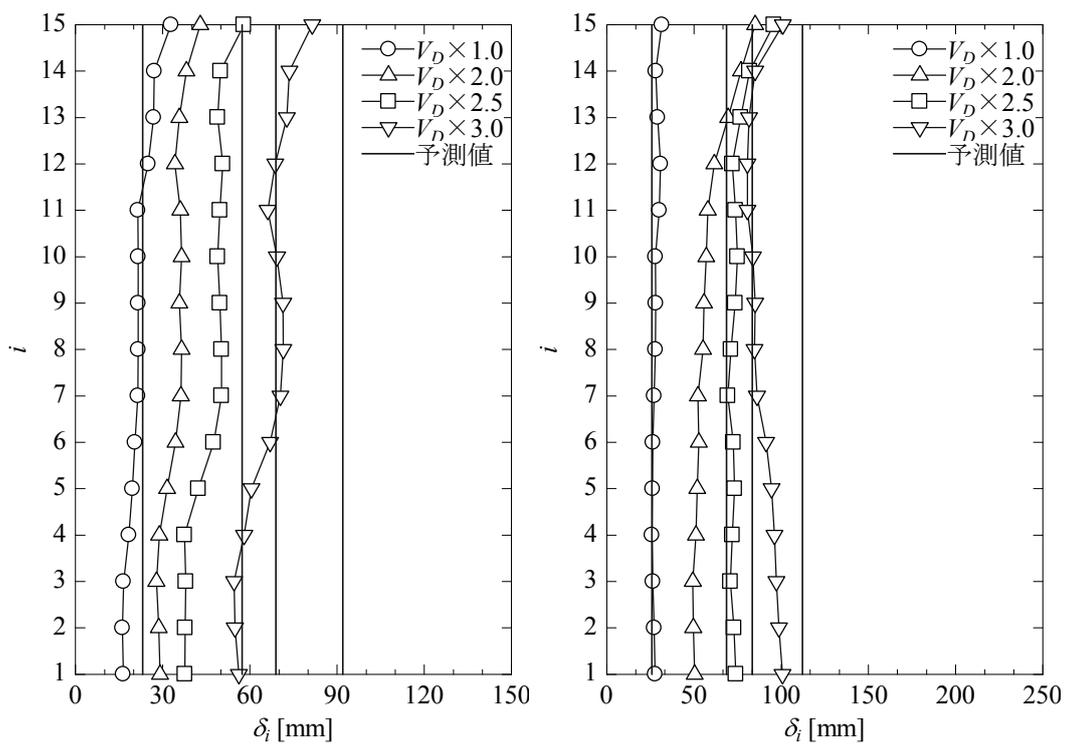
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



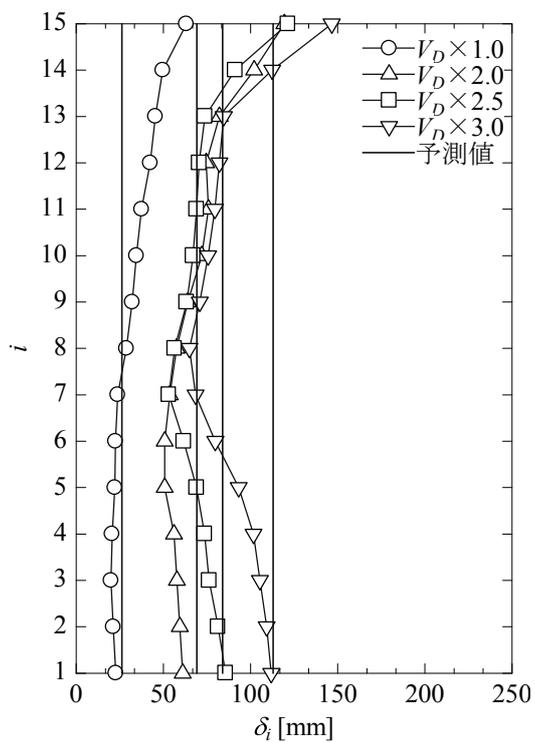
c)Kobe 波の結果

【図 D.24 15 層「1.4 $\beta$ 」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



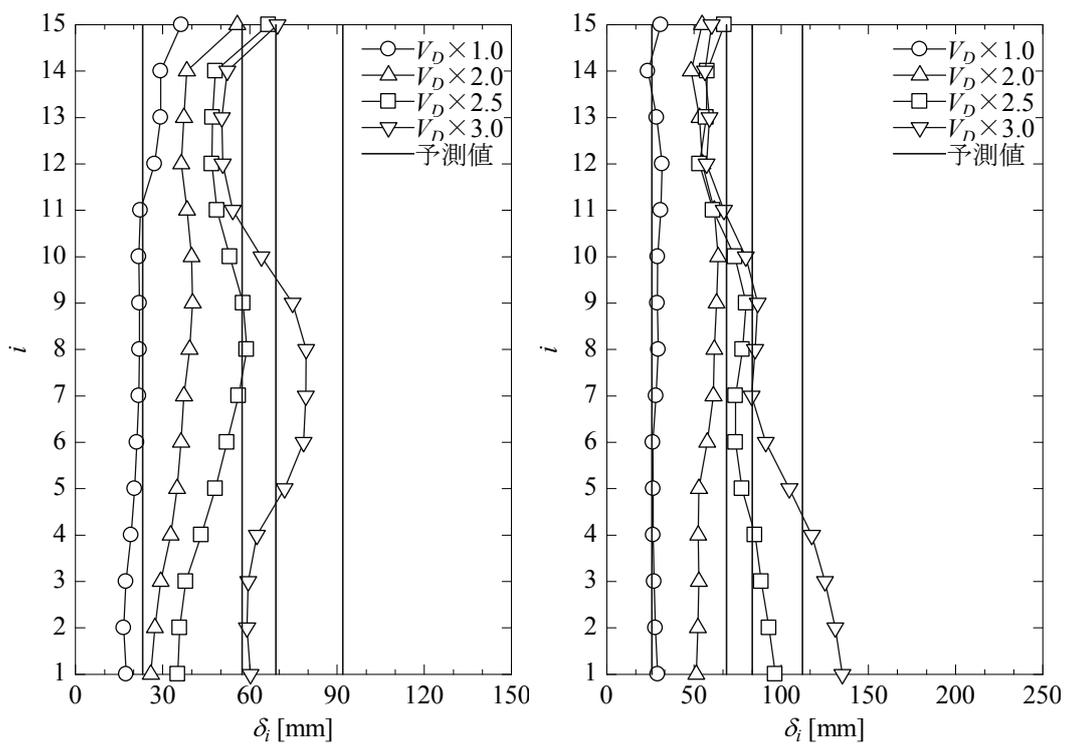
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



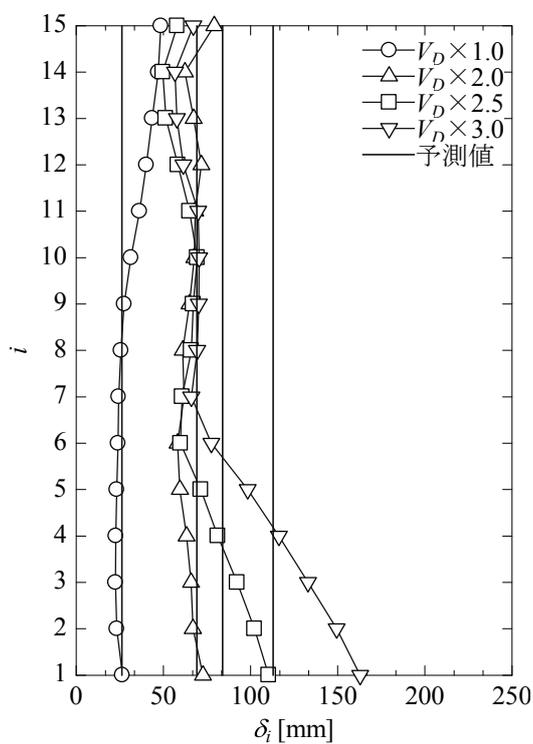
c)Kobe 波の結果

【図 D.25 15 層「0.2GEC」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



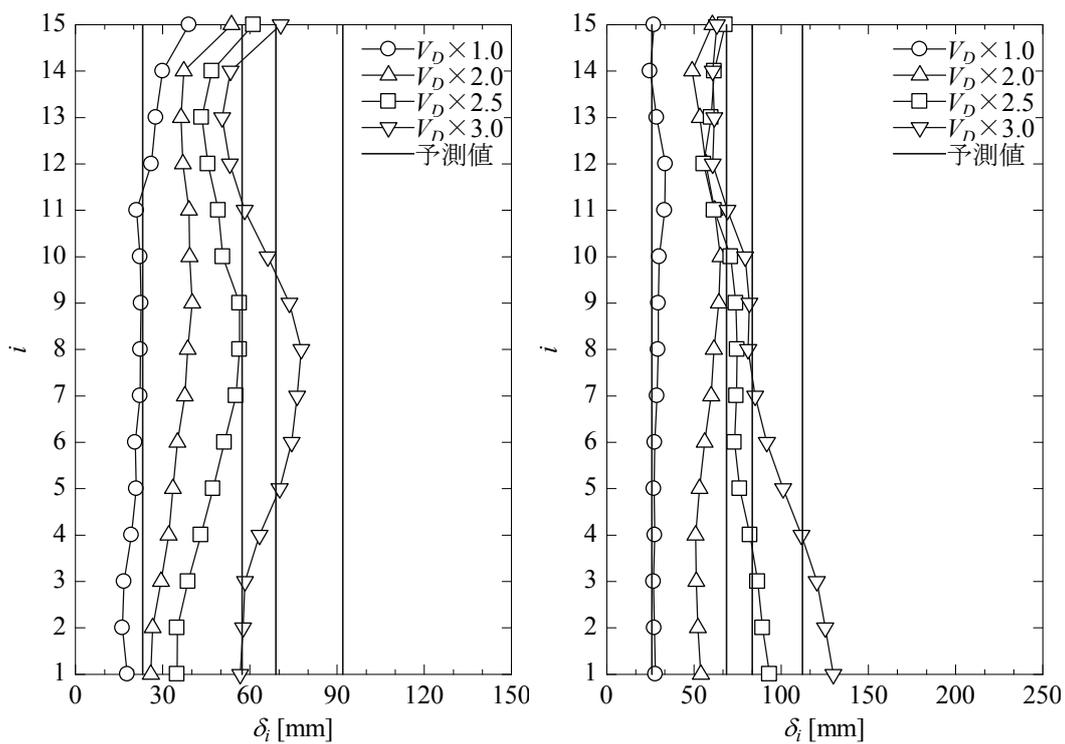
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



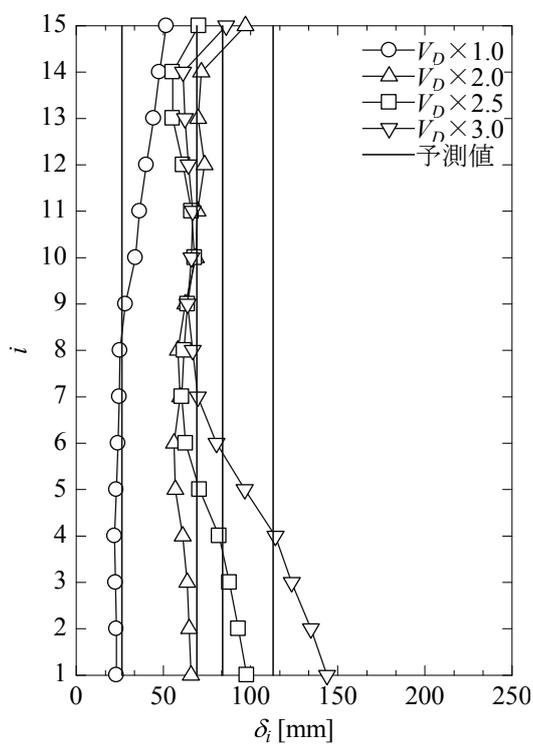
c)Kobe 波の結果

【図 D.26 15 層「2.0GEC」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



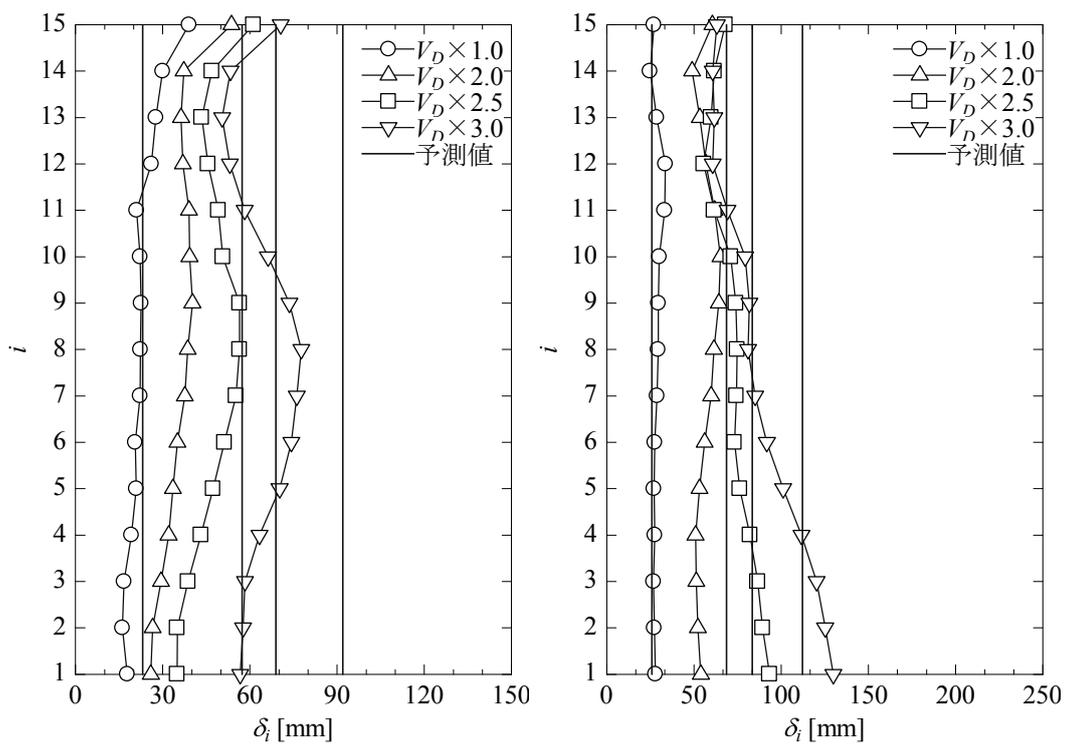
a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



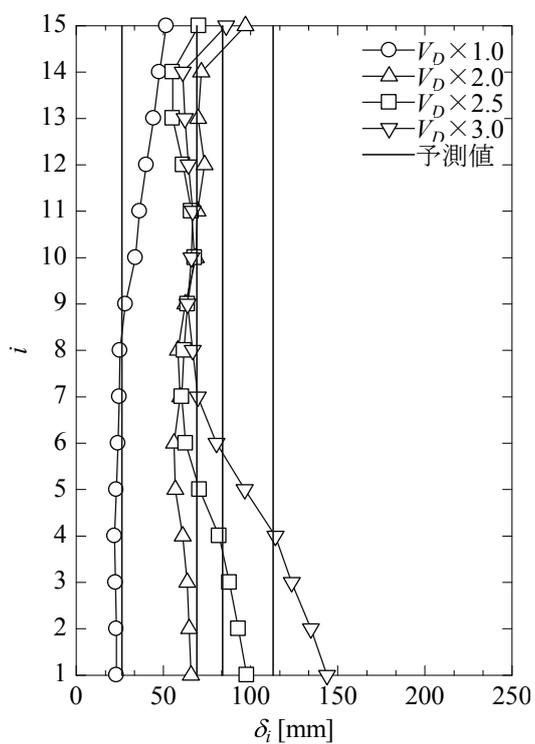
c)Kobe 波の結果

【図 D.27 15 層「0.5GJ」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】



a)BCJ-L2 波の結果

b)Hachinohe 波の結果



c)Kobe 波の結果

【図 D.28 15 層「2.0GJ」モデルの最大平均応答層間変位と予測値】

## 付録E 最下層反曲点高さ比 $\xi$ を考慮した無限均等ラーメンモデル応答解析結果の応答予測

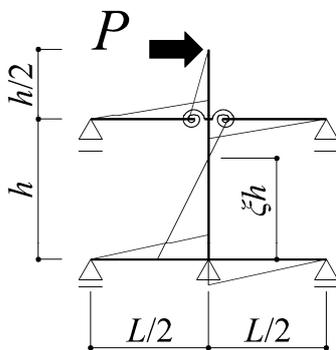
### E. 1 修正応答評価式を用いた場合の予測結果

第2章で定式化した応答評価式は、無限均等ラーメンを対象に最も単純な地震時応力分布を仮定し、導出が行われている。即ち、各層の柱反曲点高さを階高中央としている。無限均等ラーメンを対象とした第3章の応答予測では、そのような単純な仮定に基づき、応答予測を行っている。

3.2節の基準骨組においては、仮定した外力分布（降伏層せん断力係数分布）に対し、各層の部分架構の回転角が一定となる様設定した骨組は、反曲点高さが階高中央となり、解析結果と予測値が概ね対応していることから、上記の仮定が成立しているものと考えられる。しかし、3.3節の骨組では、一般的な剛性分布を想定した部材断面を定めており、通常そのような骨組では反曲点高さは階高中央とならない。

そこで、第4章で導出した最下層反曲点高さ比 $\xi$ を導入した応答評価式を用いて、3.2節の骨組の応答予測を行う。

3.3節では、計10モデルを設定している。図E.1に示す最下層部分の局所的な応力解析モデルを設定し、反曲点高さ比 $\xi$ を求める。表E.1に求めた $\xi$ を示す。



【図 E.1 反曲点高さ算定用局部モデル】

【表 E.1 反曲点高さ比 $\xi$ 】

モデル	$\xi$	
	9層	15層
$k=0.25$	0.62	0.63
$k=0.50$	0.63	0.64
$k=0.75$	0.63	0.64
$T=1.296s$	0.65	0.66
$\sigma_y=235N/mm^2$	0.64	0.64

図E.2～E.5に9層及び15層モデルの損傷分布の修正予測結果を示す。反曲点高さ比 $\xi$ を導入することで、第1層が過大評価となる傾向にあった予測結果が改善し、概ね良好な対応となっている。なお、図E.6～E.9に示す各モデルの接合部の累積塑性変形倍率 $m_i$ の修正予測結果も同様の傾向にある。

図E.10～E.13に9層及び15層モデルの最大平均応答層間変位の修正予測結果を示す。損傷分布の修正予測結果と同様に第1層、第2層が過大評価となる傾向にあった予測結果が改善する傾向にある。但し、観測波であるHachinohe波、Kobe波の第1層の応答変位を過小評価する傾向にある。

図E.14～E.15に9層及び15層モデルの制振構造の場合における第1層の応答解析結果と

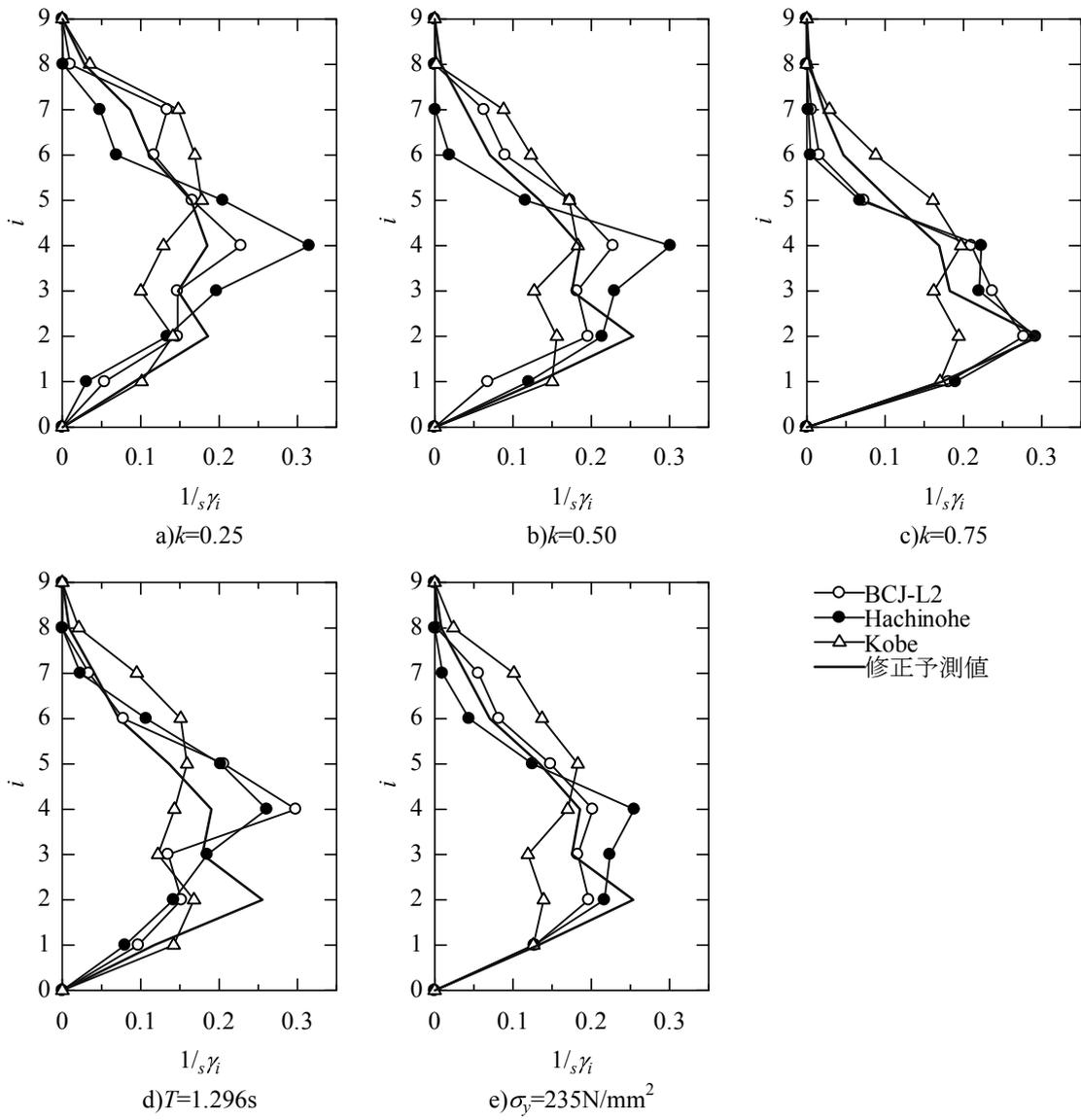
修正予測値を示す。3.3節に示す予測結果と同傾向の結果となっている。予測結果に対する考察は、3.3節による。

## E. 2 応答値を最小とする仮想剛要素の降伏せん断力係数の存在の確認

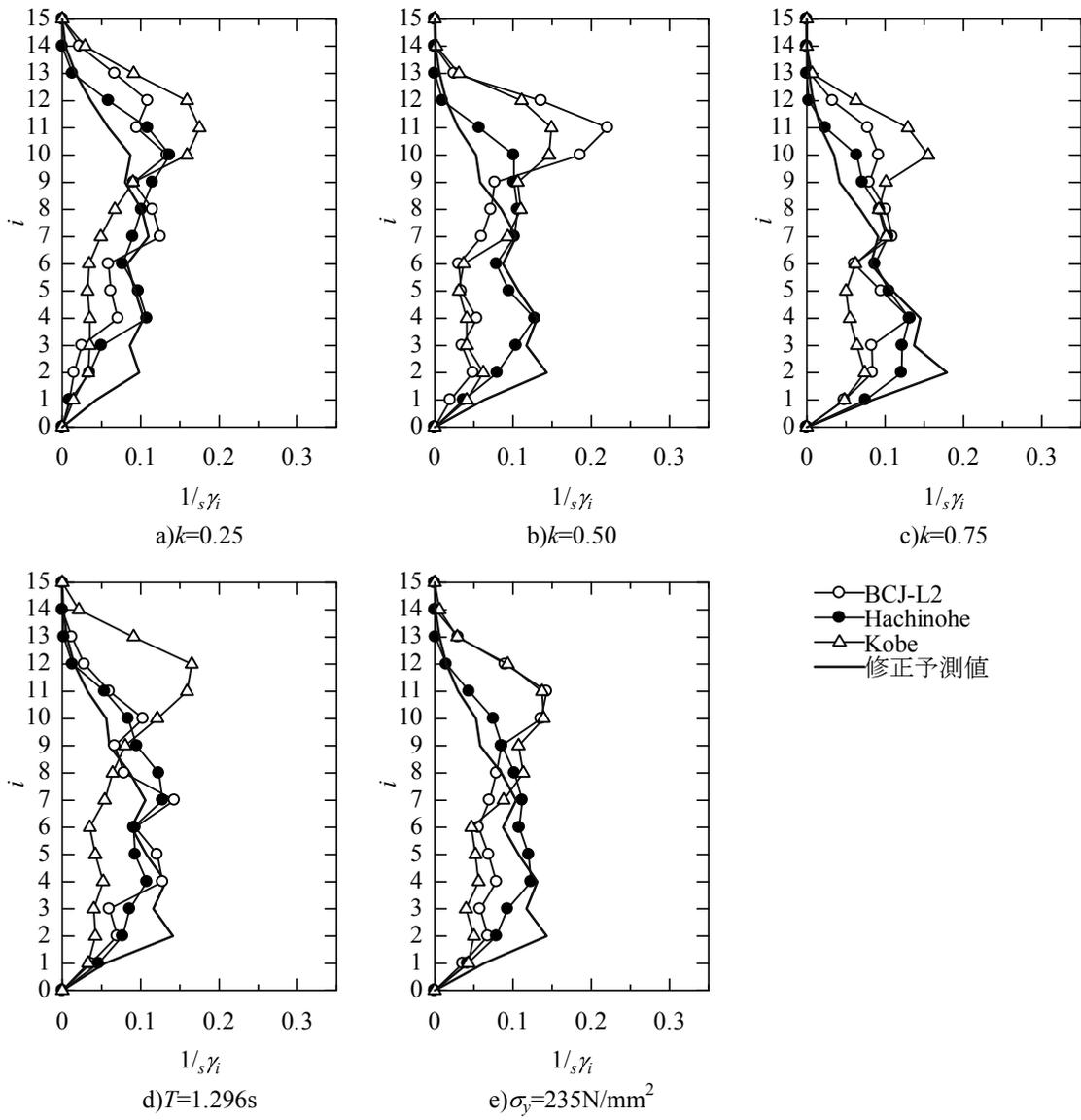
3.3節で設定した剛性分布  $k=0.5$  のモデルを用いて、段階的に  $V_D=165\text{cm/s}$  を2~12倍まで変化させ、制振構造の場合における第1層の応答解析結果と修正予測値の対応を確認し、応答値を最小とする仮想剛要素の降伏せん断力係数が存在することを確認する。なお、 $V_D$ を増加させることは、相対的に骨組の耐力を小さくすることと同義である。

図 E.16~E.17 に、 $V_D$  を段階的に変化させた9層及び15層モデルの制振構造の場合における第1層の応答解析結果と修正予測値を示す。なお、 $V_D$ が増加することにより、等価繰返し回数  ${}_s n_1$  が  $V_D=165\sim 330\text{cm/s}$  で定義した  $2.5f$  以上となることが予想されることから、本節の予測値には用いる  ${}_s n_1$  は、解析結果の平均値、及び最大値、最小値を用いて行う。また、応答予測において反曲点高さ比  $\zeta$  を考慮する。

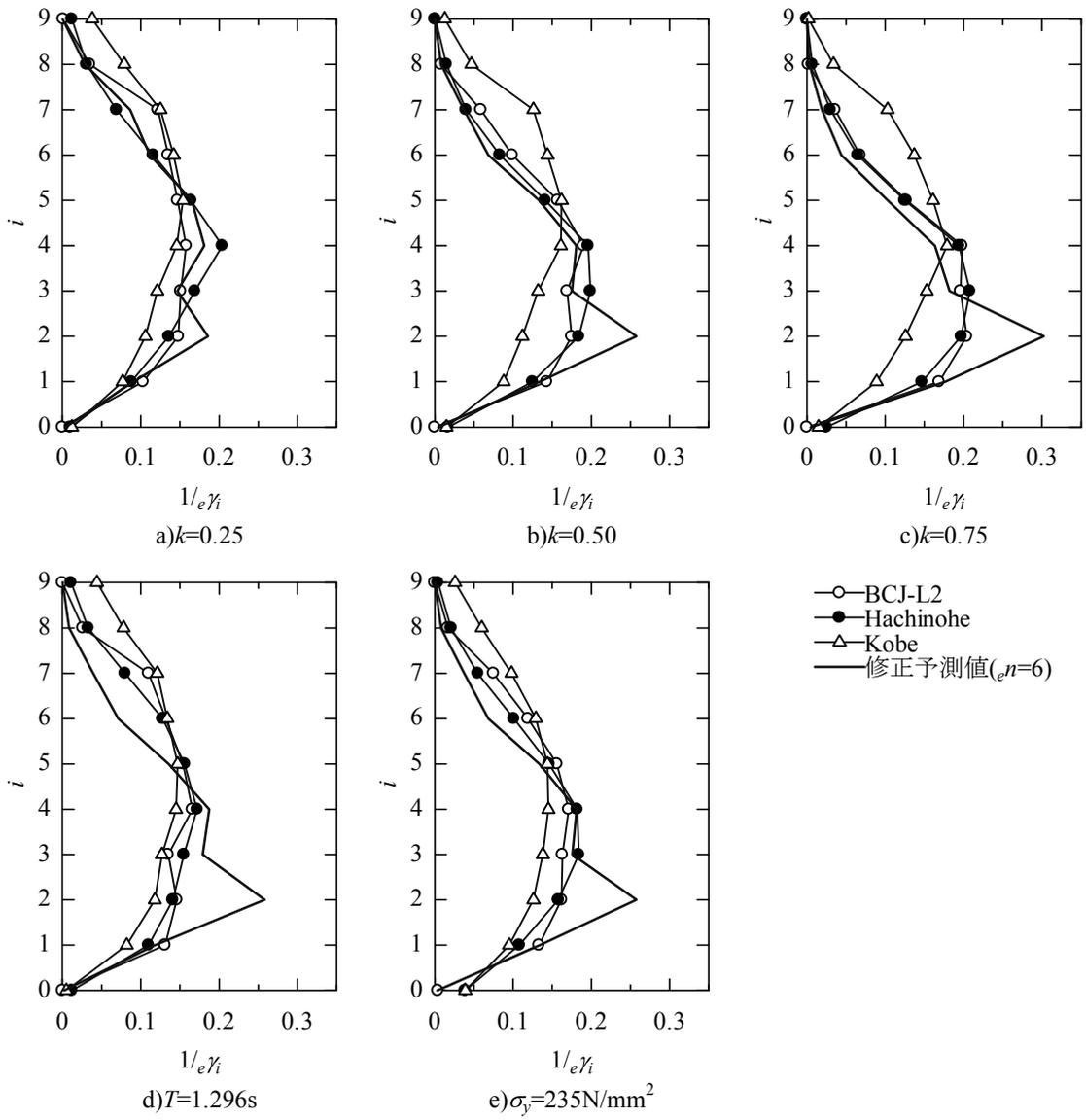
同図に示す解析結果のプロット (○印) は、横軸右側から順に  $V_D$  を増加させた結果である。同図より、修正予測値は過小評価するものの、解析結果のプロットは極限值が存在する傾向を示している。但し、9層モデルの BCJ-L2 波 (図 E.16 a)) 及び Kobe 波 (図 E.16 c)、図 E.17 c)) の結果では、明確にはその傾向が確認できない。特に Kobe 波では、 ${}_s \alpha_{1/ef} \alpha = 0.20$  以下で  $\alpha_{1/ef} \alpha$  が一定に推移する結果となっている。



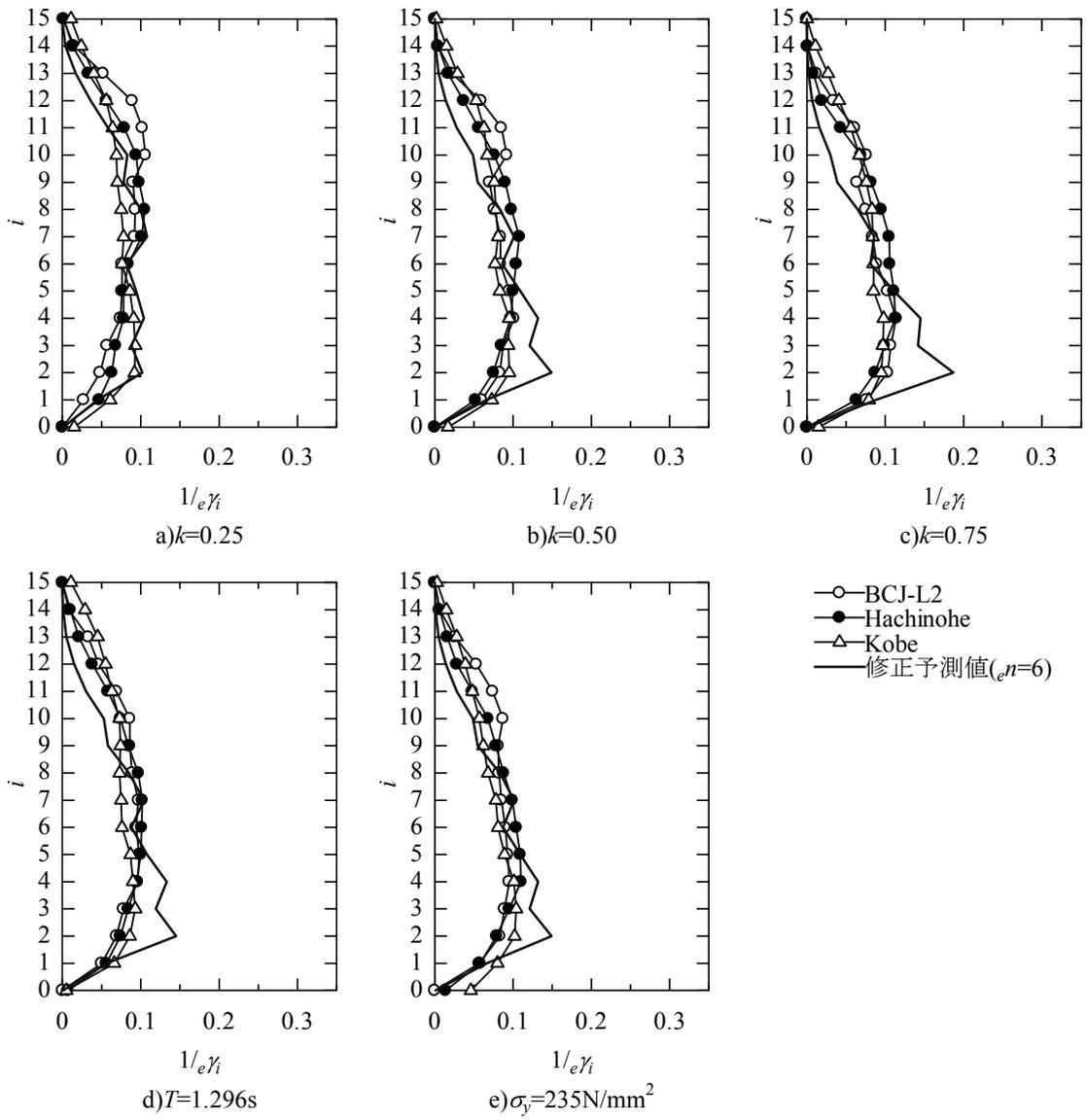
【図 E.2 9層モデルの制振構造の場合の損傷分布  $1/s\gamma_i$  の解析結果と修正予測値】



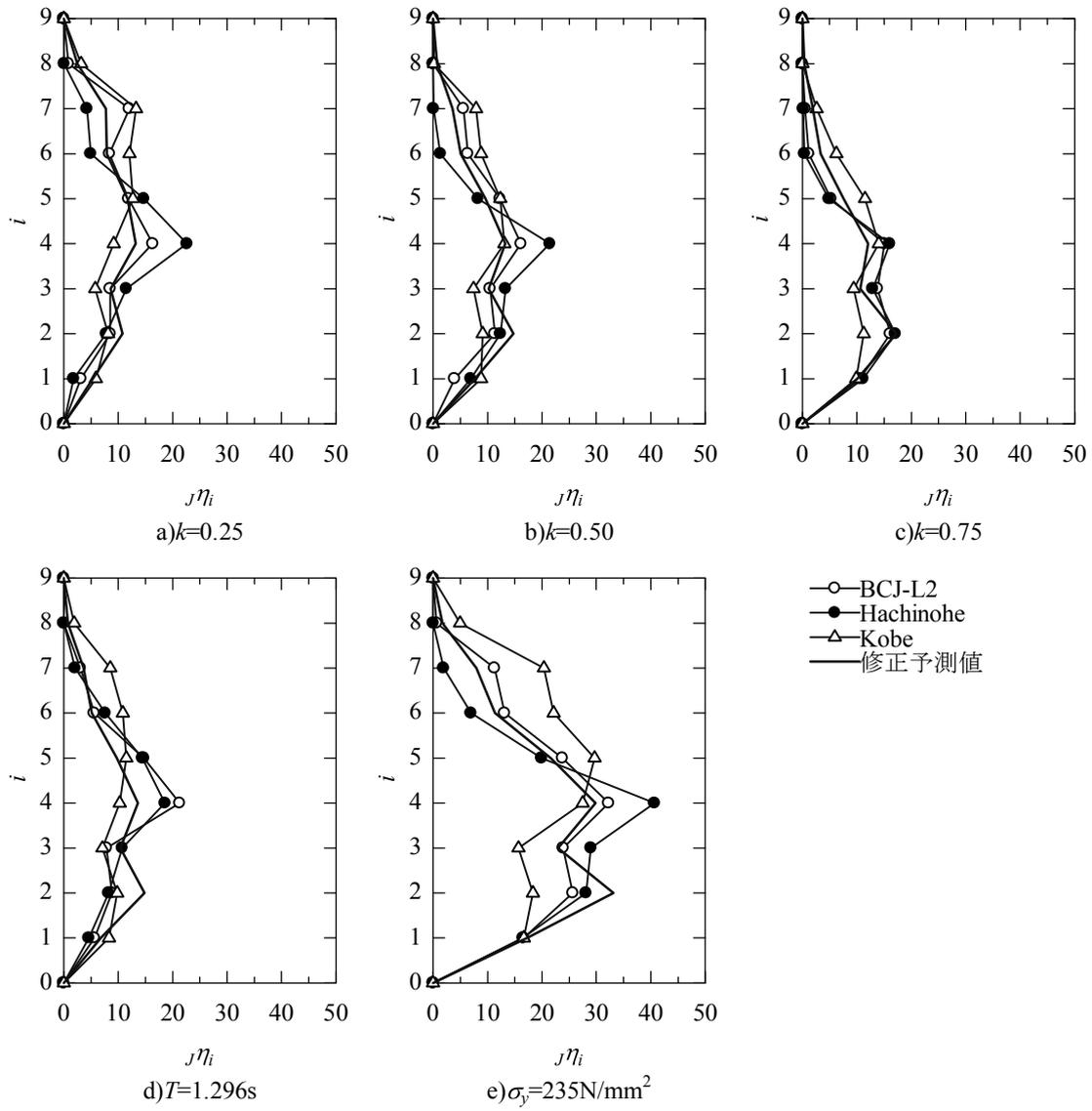
【図 E.3 15層モデルの制振構造の場合の損傷分布  $1/s\gamma_i$  の解析結果と修正予測値】



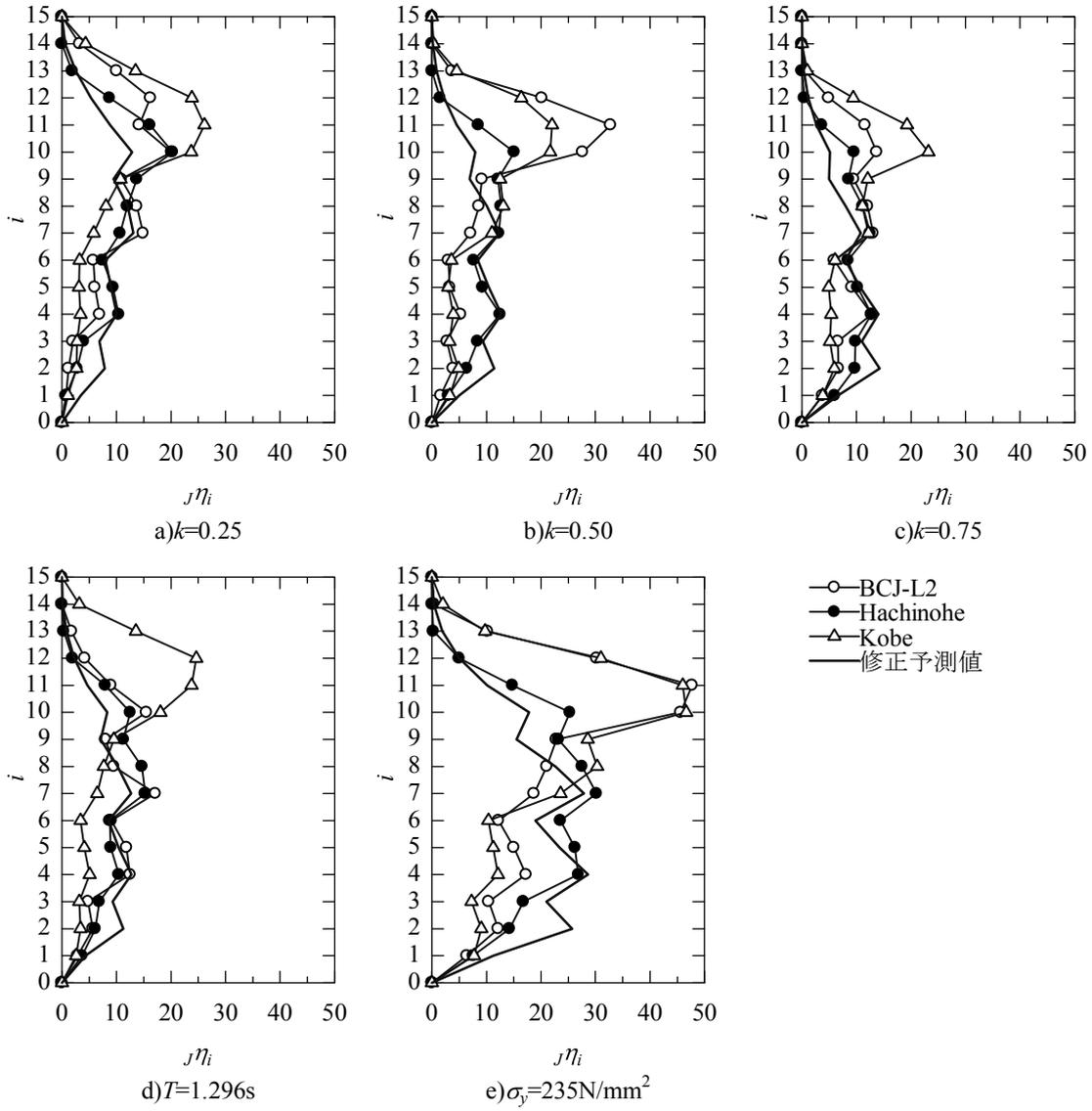
【図 E.4 9層モデルの耐震構造の場合の損傷分布  $1/e\gamma_i$  の解析結果と修正予測値】



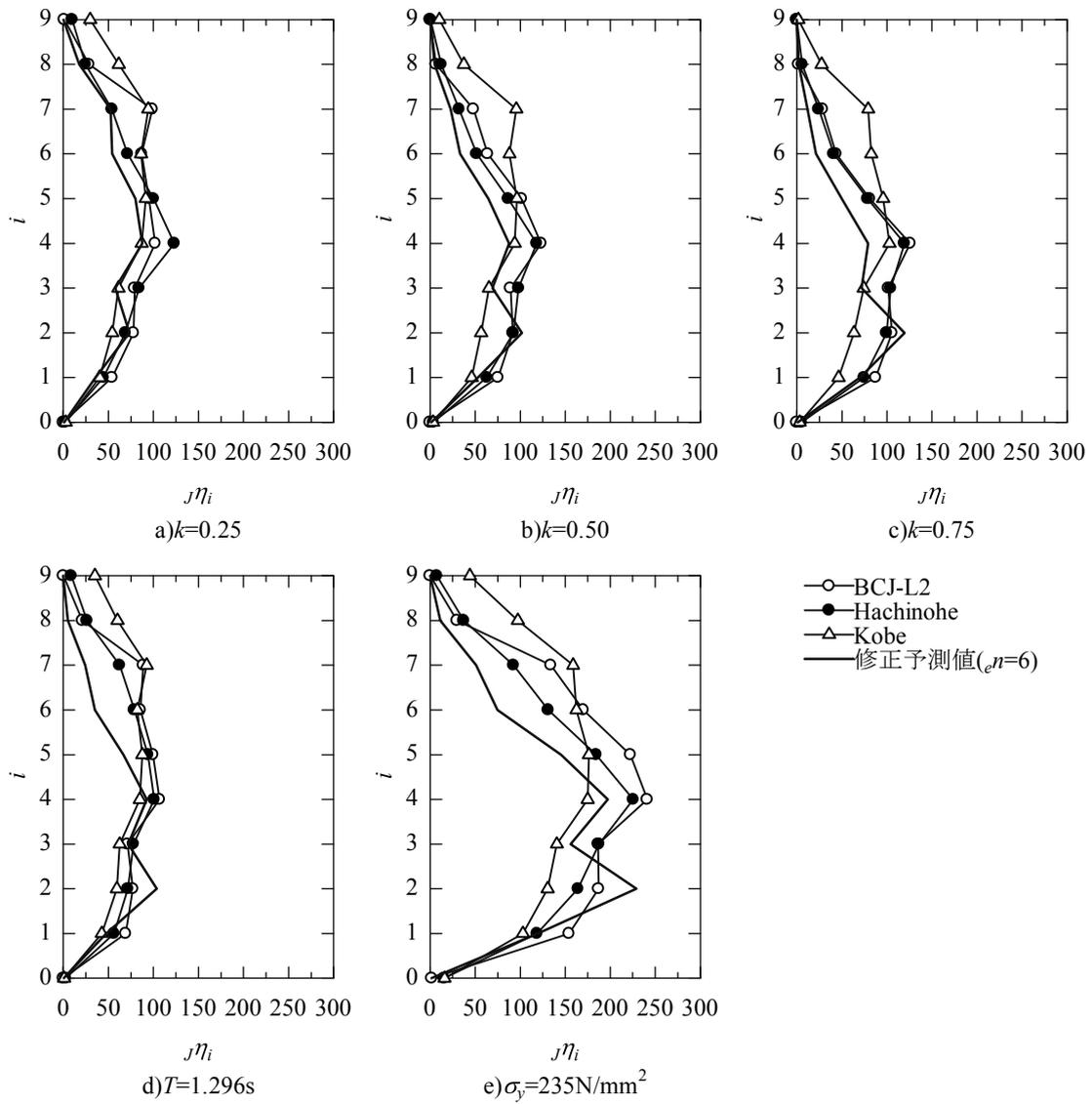
【図 E.5 15 層モデルの耐震構造の場合の損傷分布  $1/e\gamma_i$  の解析結果と修正予測値】



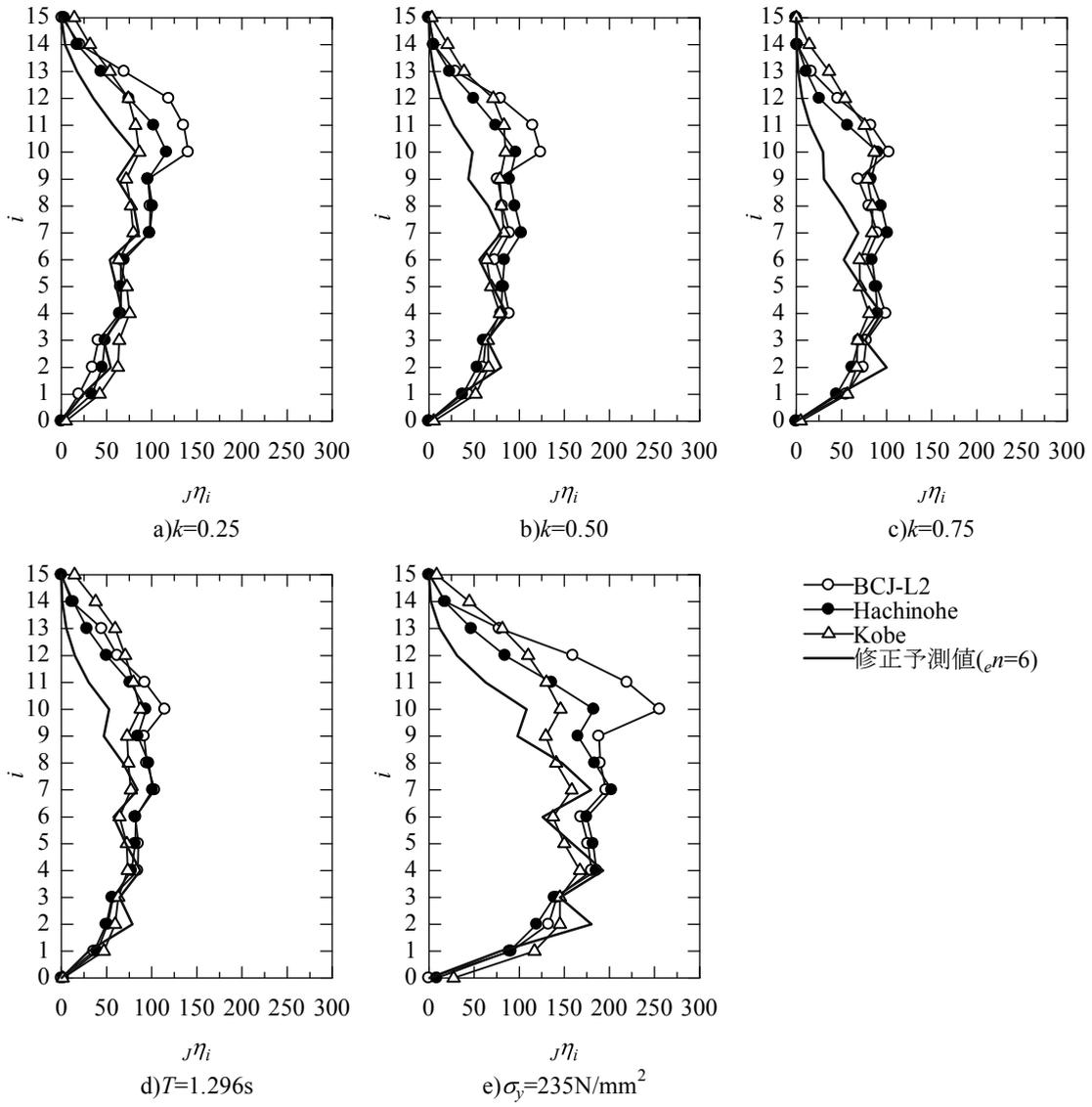
【図 E.6 9層モデルの制振構造の場合の累積塑性変形倍率  $j\eta_i$  の解析結果と修正予測値】



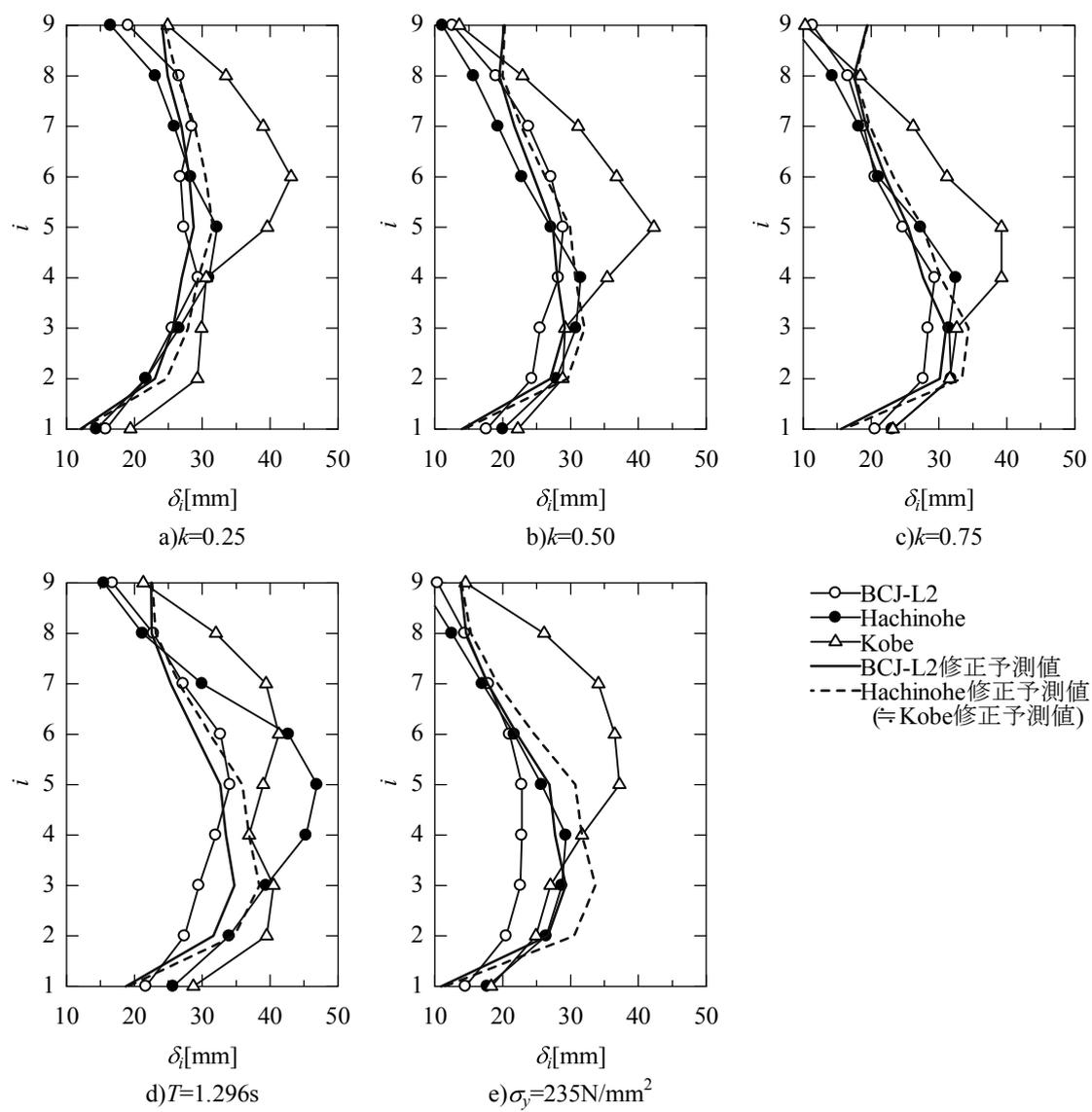
【図 E.7 15 層モデルの制振構造の場合の累積塑性変形倍率  $j\eta_i$  の解析結果と修正予測値】



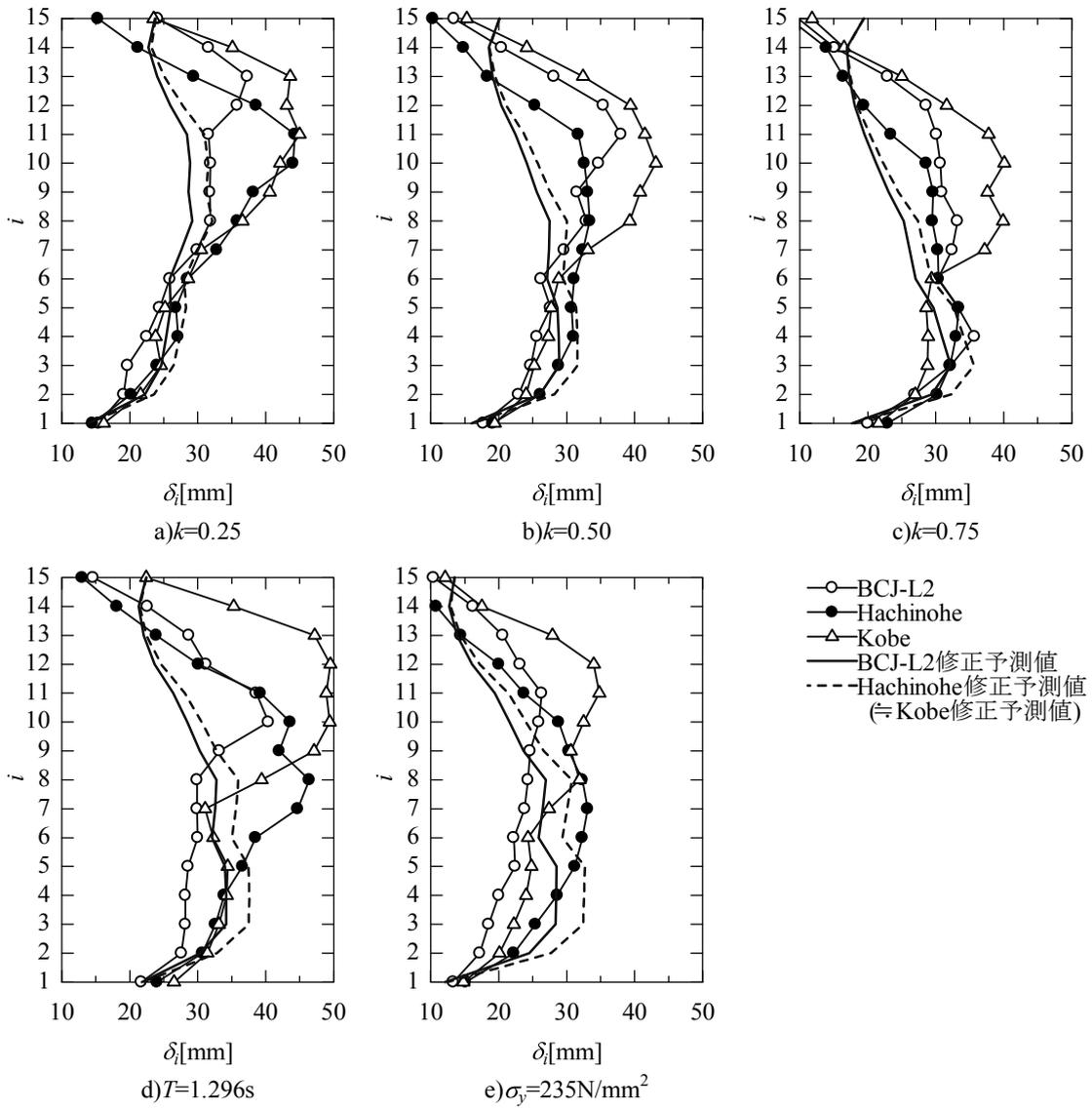
【図 E.8 9層モデルの耐震構造の場合の累積塑性変形倍率  $j\eta_i$  の解析結果と修正予測値】



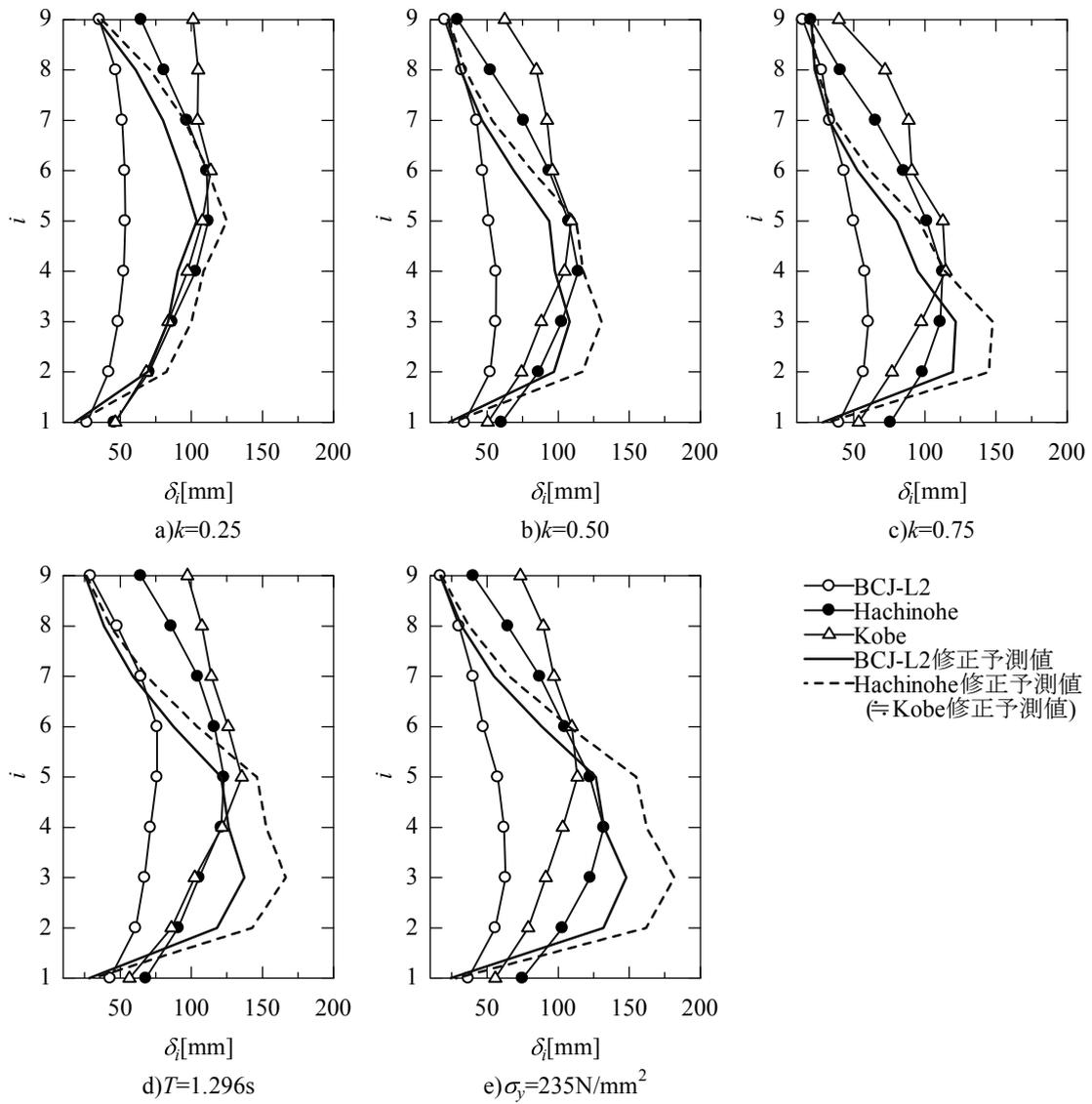
【図 E.9 15 層モデルの耐震構造の場合の累積塑性変形倍率  $j\eta_i$  の解析結果と修正予測値】



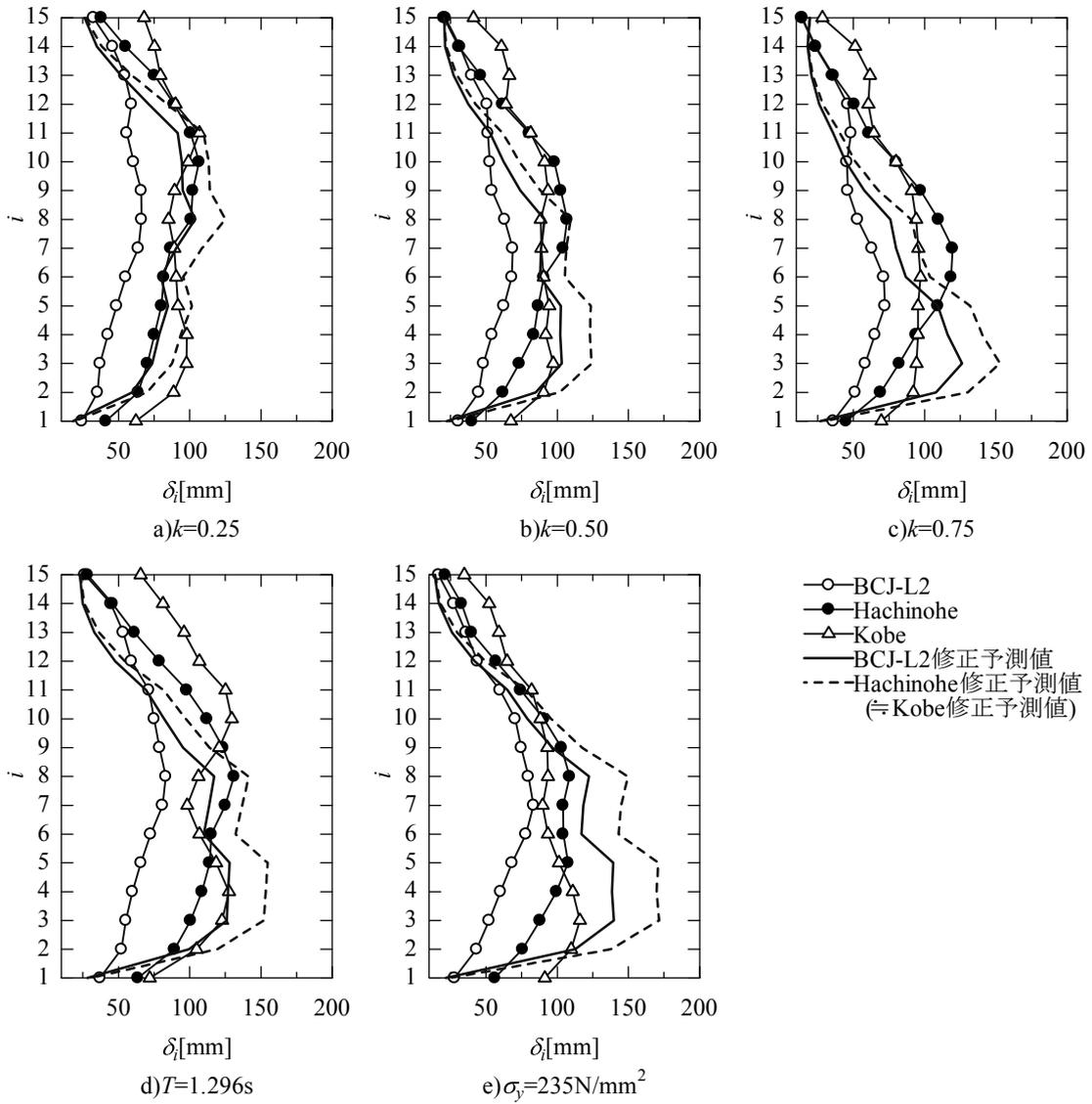
【図 E.10 9層モデルの制振構造の場合の最大平均応答層間変位の解析結果と修正予測値】



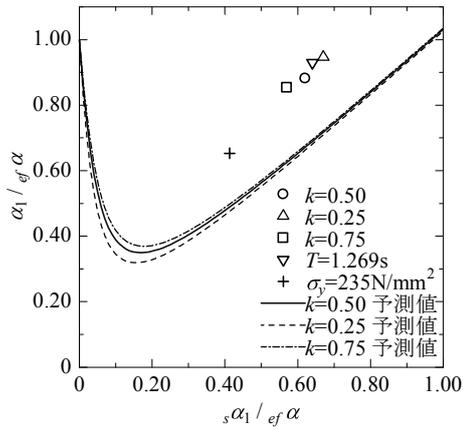
【図 E.11 15 層モデルの制振構造の場合の最大平均応答層間変位の解析結果と修正予測値】



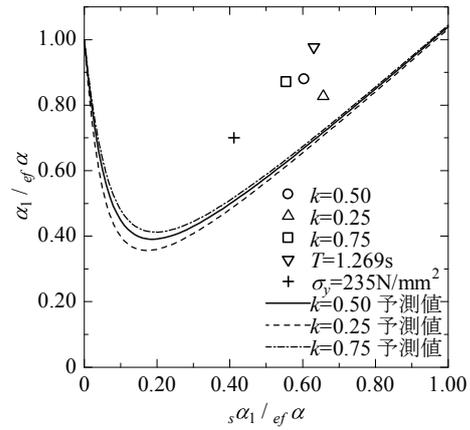
【図 E.12 9層モデルの耐震構造の場合の最大平均応答層間変位の解析結果と修正予測値】



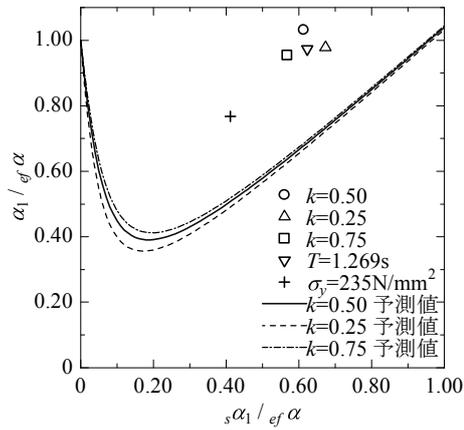
【図 E.13 15 層モデルの耐震構造の場合の最大平均応答層間変位の解析結果と修正予測値】



a)BCJ-L2 波の結果

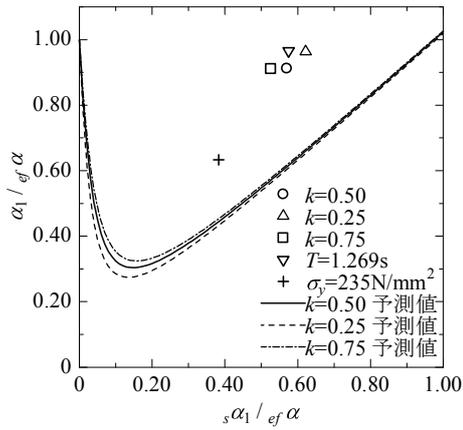


b)Hachinohe 波の結果

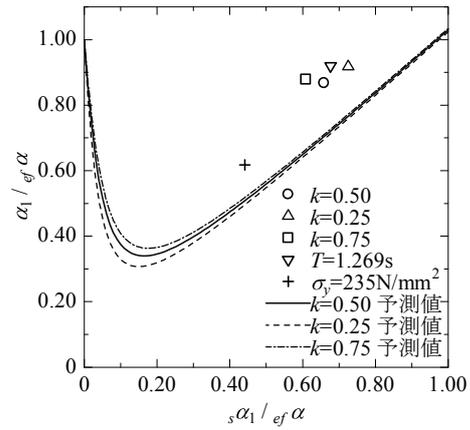


c)Kobe 波の結果

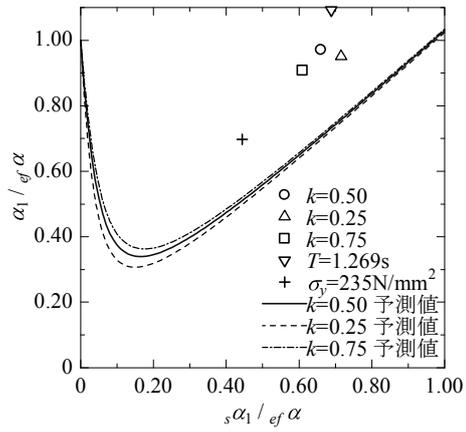
【図 E.14 9層モデルの制振構造の場合における第1層の応答解析結果と修正予測値】



a)BCI-L2 波の結果

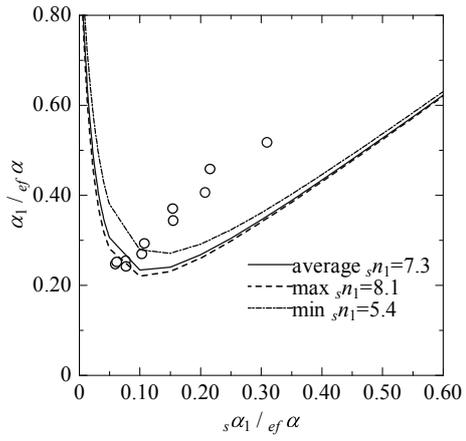


b)Hachinohe 波の結果

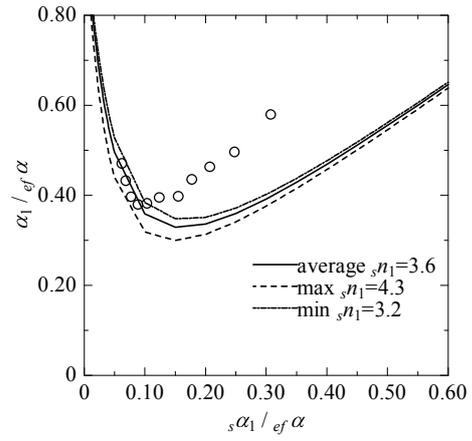


c)Kobe 波の結果

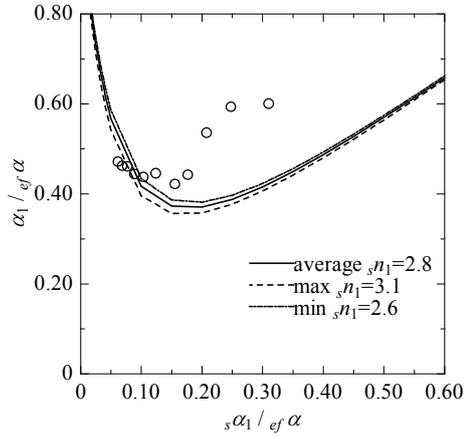
【図 E.15 15層モデルの制振構造の場合における第1層の応答解析結果と修正予測値】



a)9層モデル  $k=0.5$  BCI-L2波

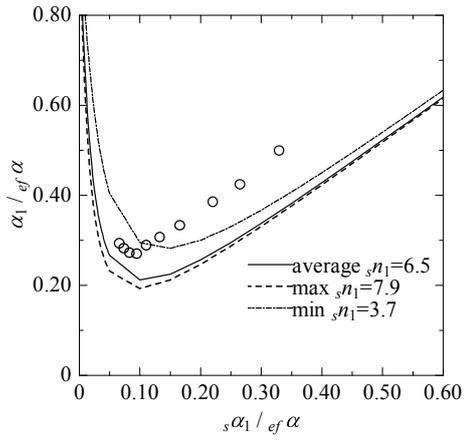


b)9層モデル  $k=0.5$  HACHINOHE波

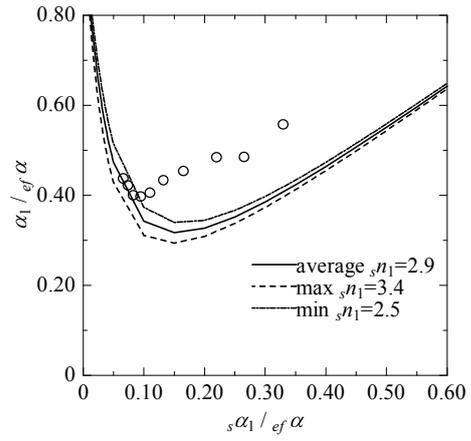


c)9層モデル  $k=0.5$  KOBE波

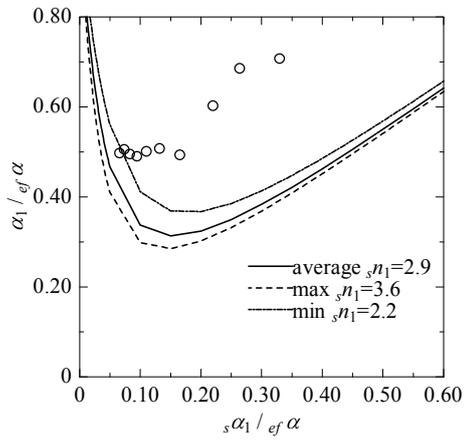
【図 E.16  $V_D$  を変化させた場合の 9 層モデルにおける第 1 層の応答解析結果と修正予測値】



a)15層モデル  $k=0.5$  BCJ-L2波



b)15層モデル  $k=0.5$  HACHINOHE波



c)15層モデル  $k=0.5$  KOBE波

【図 E.17  $V_D$  を変化させた場合の 15 層モデルにおける第 1 層の応答解析結果と修正予測値】

## 謝辞

本論文は、千葉大学大学院工学研究科博士後期課程において、原田研究室に在籍した 3 年間の研究成果をまとめたものです。

本論文をまとめるにあたり、主指導教員である千葉大学教授 原田幸博先生には、多大なご指導とご鞭撻を賜りました。本研究をまとめるに際し暖かいご指導とともに我慢強くご支援くださったことで、本研究を成し得ることができました。厚くお礼申し上げます。

本論文の審査におきましては、千葉大学教授 和泉信之先生、同准教授 島田侑子先生、同教授 宗方淳先生より貴重なご教示とご指導を賜りました。厚くお礼申し上げます。

本研究における「半剛接合部」をテーマとしたことは、著者が関東学院大学大学院工学研究科博士前期課程の在籍中に着任された関東学院大学助教 江波戸和正先生から当時ご指導頂いた研究が礎となりました。また、当時の研究において、千葉大学教授 原田幸博先生との共同研究の機会を設けて頂いたことが、再び、今回の半剛接合部に関する研究の道に導いてくれたと感じております。ここに改めてお礼申し上げます。

博士後期課程への進学に際しては、株式会社東京建築研究所会長 町田重美氏をはじめ、所員の皆様には多大なご配慮とご支援、ご協力を頂きました。また、同設計部課長 横井圭司氏、同設計部部員 小谷野正浩氏には、本研究で題材にしたノンダイアフラム形式柱梁接合部に関する貴重なアドバイスを頂きました。厚くお礼申し上げます。

また、研究を進めるにあたり、ここにお名前を記すことが出来なかった多くの方々にご支援、ご協力を頂きました。厚くお礼申し上げます。

最後に、応援してくれた母や姉達、全面的に支えてくれた妻 佳穂里に心から感謝し、結びの言葉とさせていただきます。

瀧本哲也