

面外力を受ける逆L形鋼製橋脚の
コンクリート充填率の提案

2005年3月

熊本大学大学院自然科学研究科

廣 田 武 聖

面外力を受ける逆L形鋼製橋脚のコンクリート充填率の提案

目次

第1章 序論	1
1.1 研究の背景	1
1.2 耐震設計の変遷	2
1.3 鋼製橋脚の耐震設計の動向	3
1.4 鋼製橋脚の既往の研究	4
(1) 名古屋大学	4
(2) 愛知工業大学	5
(3) その他の大学	5
1.5 本研究の目的	6
1.6 本論文の構成	6
参考文献	
第2章 基部にコンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚の実験的研究	9
2.1 実験概要	9
(1) 供試体	9
(2) 実験装置	10
(3) 荷重条件と載荷方法	10
2.2 実験結果および考察	12
(1) 材料試験結果	12
(2) 実験結果と崩壊状況	13
(3) 荷重-変位履歴特性	15
2.3 FEM解析結果と実験結果の比較	17
(1) 解析プログラムの概要と解析モデル	17
(2) 実験値とFEM解析値との比較	18
2.4 まとめ	22
参考文献	

第3章 中空部・コンクリート充填部のN-M最大強度相関曲線の提案	24
3.1 概説	24
3.2 圧縮と曲げを受ける鋼板の終局強度特性	25
(1) 解析プログラム概要	25
(2) 解析モデル	25
(3) 解析結果および考察	28
3.3 N-M最大強度相関曲線の定式化	31
(1) 幅厚比による相関曲線の近似	31
(2) FEM解析値と近似式の相違	31
(3) ねじりモーメントを考慮しないN-M最大強度相関曲線 におけるコンクリート拘束効果	33
(4) ねじりモーメントによる相関曲線の低減	34
3.4 まとめ	37
参考文献	
第4章 鋼製橋脚のコンクリート充填率試算	39
4.1 概説	39
4.2 コンクリート充填率決定の手順	40
4.3 解法の違いによるコンクリート充填率の試算	40
(1) 幅厚比パラメータの違いによる充填率	40
(2) 細長比パラメータの違いによる充填率	46
(3) 偏心なしの場合の充填率	49
(4) 偏心荷重を受け面内地震力が作用する場合の充填率	52
4.4 正方形無補剛等厚断面における充填率算定式の提案	57
(1) 解法の選定	57
(2) 本実験との比較	57
(3) 各パラメータの処理	58
(4) 充填率算定式の提案	63
(5) 提案式と実験供試体の充填率比較	65
4.5 正方形無補剛不等厚断面の充填率検討	67
(1) 偏心がない場合	67
(2) 偏心形状の面内方向に地震が作用する場合	71
(3) 偏心形状の面外方向に地震が作用する場合	75
(4) パラメータによる充填率	79
4.6 まとめ	82
参考文献	

第5章	コンクリート充填率提案式の検証	84
5.1	既往の研究結果との比較検討	84
(1)	「コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰り返し弾塑性挙動」	84
(2)	「繰り返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究」	85
(3)	「細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動」	86
(4)	「コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究」	86
(5)	「鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験」	87
5.2	検証実験による比較	88
(1)	LNI-46 について	88
(2)	LSI-46 について	93
(3)	LNI-46 と LSI-46 の最大強度及びじん性	94
5.3	まとめ	96
	参考文献	
第6章	橋梁システムとしての逆L形鋼製橋脚の問題点	98
6.1	概説	98
6.2	モデル橋梁	98
(1)	上部工の概略設計	98
(2)	下部工の概略設計	99
(3)	本提案による鋼製橋脚のコンクリート充填率	101
(4)	橋脚形式の組み合わせ	101
(5)	断面仮定時での橋脚応力値	102
6.3	動的解析結果	103
(1)	解析条件	103
(2)	固有値解析とその結果	103
(3)	動的解析結果	115
(4)	橋軸方向の支承最大反力	115
(5)	橋軸直角方向の支承最大反力	122
(6)	水平力によるねじりモーメント	123
6.4	まとめ	123
	参考文献	
第7章	結論	125
おわりに		129

付録	130
【付録 1】 解法①におけるパネルに作用する軸力値及び曲げモーメント値	130
【付録 2】 解法②におけるパネルに作用する軸力値及び曲げモーメント値	135
【付録 3】 解法①-1 における充填率算定例	137
【付録 4】 解法①-2 における充填率算定例(コンクリート圧縮応力負担)	141
【付録 5】 解法②における充填率算定例	144
【付録 6】 解法①-1 における不等厚断面面外地震時の充填率算定例	147
【付録 7】 解法①-1 における不等厚断面面内地震時の充填率算定例	150

第1章 序論

1.1 研究の背景

都市内に計画される高架橋は、路下の建築上の制約から十分な柱幅を確保できないことや工事制約期間の短縮の観点から、RC橋脚に代わり鋼製橋脚とするケースが多々ある。むろん、コスト削減の見地からは、十分な施工工期や常識的な形状が与えられれば、一般のRC橋脚が有利であることはいうまでもない。概して、厳しい幾何条件に対して用いられる鋼製橋脚は、上部構造幅員が広い場合には門型ラーメン形状となるものの、本線でも2車線以下・ランプ渡り線あるいはモノレール橋脚等対しては単柱式形状となり、上部構造重心と橋脚図心が一致しない逆L形形状も余儀なく採用される。

一方、上部構造にあっては従前は維持管理の容易性から単純桁が数多く建設されていたが、昨今で走行性の向上・ジョイント通過時の騒音振動問題から連続桁が多用され、特に兵庫県南部地震以後は不静定次数の向上による耐震性確保の観点や落橋防止システムの考えから、可能な限り連続構造とするように設計思想が変化している。このような連続構造において、支承は機能の分散の有無に関わらず橋軸方向には弾性固定構造とすることが大半である。単柱式鋼製橋脚を計画する場合、一般的条件下では柱基部は土中構造となり柱断面は根巻きコンクリートで保護されることとなる。柱内部は路下街路を走行する車両による衝突時へこみ防止用に、コンクリートを充填することが行われており兵庫県南部地震においても、それが単柱式鋼製橋脚の倒壊防止に機能したことは周知の事実である。しかしながら、鋼製橋脚においてもコンクリート充填直上部やマンホール部等、断面剛度が急変する箇所では相当の損傷を被ったことも事実である。

鋼製橋脚に対する耐震性向上を目指す研究^{1)~24)}は、特に上記大地震以降数多く行われているものの、

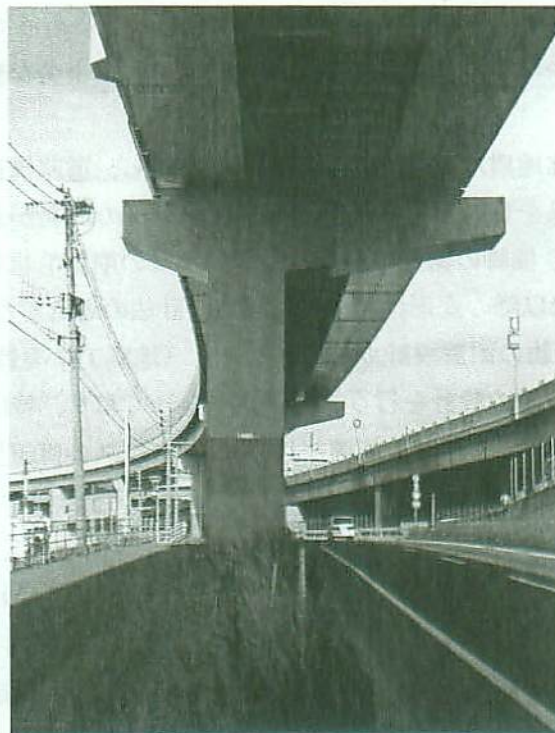


写真 1-1 逆L形鋼製橋脚の現況

多くは鋼製ラーメン橋脚や単T形鋼製橋脚であり、偏心荷重が作用する逆L形鋼製橋脚においては偏心方向に地震荷重が作用する事例⁵⁾⁶⁾⁹⁾がほとんどである。鋼製橋脚の基部に充填されるコンクリートを積極的に耐震性向上の一方策とする方法は、コンクリート充填せず板厚アップのみで抵抗する方法に比べ余程の軟弱地盤でない限りコスト面も有利であると考えられる。しかし、その充填高さについては明確な基準がなく、道路橋示方書²⁵⁾にも「充填コンクリートは低強度なものを使用し、コンクリート充填直上の鋼断面が座屈しないように定める。」と記述されているのみである。これは、充填コンクリート直上の鋼断面の局部座屈を考慮した水平耐力が充填基部の水平耐力を上回るように設定する必要があるもので、偏心荷重が作用しない単T形鋼製橋脚や偏心荷重が作用する逆L形鋼製橋脚でも面内方向に地震荷重が作用する場合には、コンクリート充填高さを算定することができる。一方、逆L形鋼製橋脚で面外方向に地震荷重が作用する場合には、弾塑性ねじりと局部座屈を考慮する必要があるが、現在 FEM 解析によりコンクリートを充填しない橋脚においてはそれらを考慮した静的解析は可能であるが、コンクリートを充填した場合の解析¹¹⁾²²⁾²⁴⁾は数少なく、コンクリート充填高さは容易には求められない。

このように否応なく逆L形鋼製橋脚は採用されており、面外方向（橋軸方向）にレベル1あるいはレベル2地震を受けることも事実である。それらの地震に対して耐震性を損なうことのないように、すなわち十分な塑性率が得られるべく鋼中空部で座屈しないように、適切なコンクリート充填高を求める必要がある。

1.2 耐震設計の変遷

近代日本の耐震設計は、数々の震災を教訓として発展してきた。関東大地震後には、水平震度0.1の耐震規定が初めて制定され、その後も長期荷重及び短期荷重に対して安全であるような法令や設計基準が随時制定²⁶⁾され、1980年以降動的な考え方を導入した設計方法が取り入れられてきた。このような設計手法により構築された構造物（本論文では橋梁を対象）にあつては、平成7年の兵庫県南部地震以前での落橋は極めて少なく、我が国の橋梁は地震に対して十分な耐震性を有することが国内外から認められていた。

しかしながら、兵庫県南部地震によりその安全神話が崩壊し、道路構造物に対しても甚大な被害が生じ、確実な耐震性能の確保を目的とした合理的な耐震設計法の開発が急務となってきた。それによる道路橋の被害としては、RC橋脚の倒壊はもちろん鋼製橋脚の崩壊も世界で始めて生じ、地震エネルギーを吸収すべく鋼材の降伏以降の変形性能を考慮した設計法の導入がなされるようになってきた。

2001年11月の「土木構造物の耐震設計ガイドライン」（地震工学委員会耐震基準小委員会）では、レベル1及びレベル2の2段階の設計を行うことが述べられており、特にレベル2地震動に対し震源断層が特定されない場合にあつても、下限基準としてM6.5クラスの直下型地震に配慮することが記述されている。

また、最近では道路構造物の設計に従来の仕様規定型設計に代わって、性能規定型設計が取り入れられつつある。これは設計される構造物がある要求性能さえ満足していれば、どのような構造形式・材料・設計手法及び工法を用いても良いとする設計方法である。前述のレベル1あるいはレベル2設計法は、入力地震動や構造物の変形性能などの計算法を指定した仕様規定型の設計法であり、新たな構造形式や新しい考え方を導入するには規定そのものを変える必要があつた。しかし、性能規定型設計では規定を変えることなく構造物の目的に適合する機能を明確にし、供用期間中に必要とされる要

求性能に対し照査すれば良い手法である。

1.3 鋼製橋脚の耐震設計の動向

これまで変形性能に優れた構造と考えられていた鋼製橋脚においても、上部構造による軸圧縮力や慣性力により鋼管の提灯座屈や角溶接部の割れを起因とした過度な変形による脆性的な破壊²⁷⁾が見られた。そのため、鋼製橋脚の耐震性能の向上や合理的な設計法の確立を目的として、鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的・解析的研究が精力的に行われてきた。

平成14年に改訂された道路橋示方書の耐震設計編には、これらの脆性的な破壊を防ぐとともに所要の変形性能を確保できる構造として2種類のもものが示されている。一つは橋脚の内部に適切にコンクリートを充填した鋼製橋脚であり、もう一つはコンクリートは充填しないが強度やじん性向上に改良を加えた鋼製橋脚である。

1) 形状の改良

鋼製橋脚の耐震性能を改善する方法としては、コンクリートを適切に鋼管内部に充填する方法以外に形状の工夫によるものが考えられる。

- ① 幅厚比制限を目的とした縦リブの増強
- ② 角部溶接割れ防止を目的とした角補強
- ③ ②と同様にコーナーにアールを設けた形状
- ④ 円形橋脚では二重管被覆構造

円形橋脚の場合、上記④により局部変形防止用の鋼管を柱基部に適切な隙間を開けて設けることにより、初期剛性や最大耐力を全く変化させずに最大荷重以降のじん性を向上させることが明らかになっている。矩形橋脚の場合、上記①～③のうち②及び③が補剛板の局部座屈後、角部のねじれ変形が著しく抑制されじん性を向上させることが判明している。従って、既設橋の補強の場合には角補強、新設橋の場合にはコーナーR形状が耐震性向上施策として有効²⁵⁾であると考えられている。

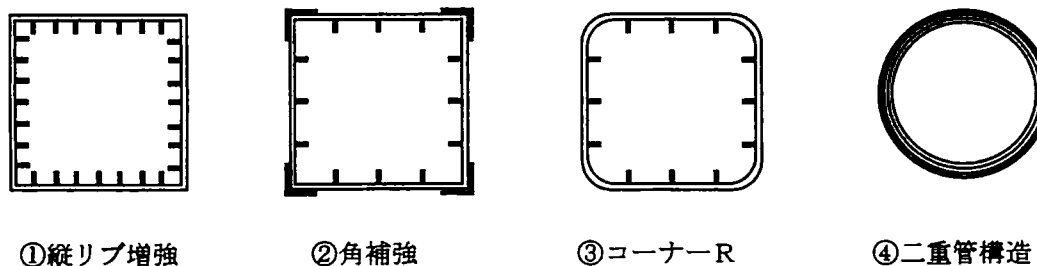


図1-1 形状改良による耐震性向上

2) モデル化の改良

平成8年の道路橋示方書では、鋼製橋脚の耐震性照査を行うための非線形動的解析の履歴モデルとして、 $P-\delta$ 関係に基づくものが示されていた。これを用いる方法は、設計対象と同等の構造諸元を有する供試体の繰返し実験結果を必要とするため、単柱式以外の鋼製橋脚構造においては適用できない状況にあった。

そこでより複雑な構造特性を反映できるように $M-\phi$ 関係及び $\delta-\varepsilon$ 関係に基づくモデルについて検討を行い、その結果モデルの汎用性や解の安定性を考慮し移動硬化則を導入した $M-\phi$ 関係に基づく非線形履歴モデルを示すこととした。図1-2にコンクリートを充填した場合の鋼製部材の非線形履歴モデル²⁵⁾を示す。

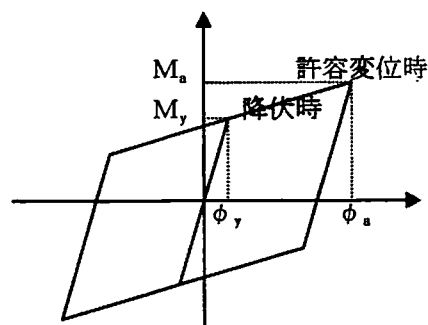


図 1-2 非線形履歴モデル(コンクリート充填の場合)

矩形断面： $\epsilon_u/\epsilon_y=20-25R_f$

円形断面： $\epsilon_u/\epsilon_y=20-140R_t$

ここに、 R_f は幅厚比 R_t は径厚比

ϵ_u/ϵ_y は許容ひずみ比

1.4 鋼製橋脚の既往の研究

本項では、本論文の同種あるいは類似の研究を行っている他大学の研究状況を示す。

(1) 名古屋大学

名古屋大学では、宇佐美を中心として平成7年の兵庫県南部地震以前から、精力的に鋼製橋脚の実験や研究が行われており、その一例を参考文献^{1)~7)}に示す。

文献¹⁾では、細長比 λ が0.5~0.7と比較的大きいコンクリート充填鋼製橋脚について、実験により耐震性能を検証している。その結果、以下の成果が得られている。

- ① 鋼製橋脚柱高の30%程度充填することによって、無充填柱に比べ残留変位をおよそ1/2に軽減できる。
- ② 必要以上にコンクリートを充填しても最大応答変位や残留変位は大きく減少しない。
- ③ 作用軸力の大小により地震応答が大きく変化する。

文献²⁾では、コンクリート充填及び無充填鋼製橋脚の地震時挙動を実験により求めたもので、柱基部へのコンクリート充填は強度の上昇には関与しないが、ダクティリティーに関して大きな改善効果があり、最大応答変位より残留変位が改善される成果を見ている。

文献³⁾では、補剛箱形断面についてコンクリートの最適充填率を実験により求めている。

- ① 最適充填率と塑性率最大は同義である。
- ② コンクリートの強度を高くすれば、柱基部強度が上がり最適充填率が上昇するため、鋼とコンクリートのバランスが必要となる。
- ③ 幅厚比パラメータ R_f が大きいほど最適充填率が上昇する。具体には以下の通りである。

$R_f=0.3$ のとき、15~20%

$R_f=0.4$ のとき、20~25%

$R_f=0.5$ のとき、25~30%

文献⁴⁾では、コンクリート充填鋼製橋脚について、耐震性能を実験及び解析的研究から以下のように論じている。

- ① 単T形状では、充填率は35%程度で大きな変形能を得る。
- ② 逆L形状では、作用モーメントの勾配が小さいため、最適充填率は単T形状よりも高くなる。
- ③ 門型ラーメンの面内方向では、正負曲げモーメントが働くため単T形状よりも低い充填率でよい。

文献⁵⁾では、偏心荷重を受ける補剛箱形断面で、面内方向に水平力が作用する場合、偏心圧縮力の影響は最大応答変位には現れず、残留変位で顕著に現れる。従って、偏心側(圧縮側)フランジの板厚

を大きくして、反対側(引張側)フランジの板厚を薄くするのがよいとされている。

文献⁶⁾では、偏心荷重を受ける鋼製橋脚に対して、単T形橋脚との間に履歴特性に一定の相関関係があると述べている。

文献⁷⁾では、鋼製橋脚について2方向同時加震による応答と各方向単独加震による応答の差異を研究しており、弾性域では1方向加震の30%増の最大応答変位であるが、塑性域を考慮すれば条件によっては2倍以上の最大応答変位を生じる危険性があり、今後の耐震設計法で2方向同時入力を考慮する必要があることを提言している。

(2) 愛知工業大学

愛知工業大学においても、青木を中心に参考文献^{8)~12)}に示すように名古屋大学同様活発な研究が行われている。

文献⁸⁾では、円形鋼管断面でのコンクリート充填効果を述べており、矩形断面に比べ鋼管では外側への座屈変形が主であるため充填の効果が少なくむしろ耐荷力向上に寄与すること、充填高は変形性能に与える影響が大きいとされている。

文献⁹⁾では、逆L形鋼管橋脚で偏心パラメータ e/r が強度や変形性能に及ぼす影響について、実験結果から以下のことを得ている。

- ① 逆L形は偏心のない単T形に比べエネルギー吸収が少ないため、偏心側の板厚を増すことやフランジを補剛して強度を高めることが必要である。
- ② 残留変位が一方方向に蓄積され、最大強度も e/r が大きいほど低下する。

文献¹⁰⁾では、コンクリートを充填した長方形鋼製橋脚の有効破壊長を設定し、合理的な耐震設計法を提案している。

文献¹¹⁾では、逆L形鋼製橋脚の面外繰り返し載荷実験を行い、以下のような耐震性能を明らかにしている。

- ① 逆L形は、単T形に比べ最大荷重以降の強度劣化が著しい。
- ② 逆L形は、面外荷重を受けても面内水平変位が面外水平変位より卓越する。
- ③ 偏心パラメータ e/r が大きいほど、偏心及びねじりモーメントの影響を受け最大強度が低下していく。
- ④ 逆L形の場合の支承水平反力は、柱中心側の支承の水平反力が偏心側より大きくなる。

文献¹²⁾では、ラーメン橋脚としての長方形断面鋼製橋脚について、耐震性能を調べる基礎的な実験として、強軸・弱軸方向に繰り返し載荷試験を行い、耐震性能の変化を検討している。

(3) その他の大学

大阪市立大では中井・北田¹³⁾を中心に、大阪大学では西村¹⁴⁾¹⁵⁾を中心に、東京電機大学では井浦¹⁶⁾を中心に、また名古屋工業大学、早稲田大学等でも類似の研究を行っている。むろん、熊本大学でも崎元^{17)~24)}を中心に数多くの研究成果が得られ鋼製橋脚の塑性域での挙動が明確になってきている。

文献¹³⁾では、鋼製橋脚の耐震性向上の一方策としてコンクリート充填を考え、充填鋼製橋脚は無充填鋼製橋脚が崩壊する過大な地震荷重にも耐えうること、充填コンクリート天端にテーパをつけ、滑らかに剛度を変化させるのが良いとされている。また、内部コンクリートの圧縮強度は耐荷力向上につながらなず、また、無充填の場合変形性能を向上させるには幅厚比を小さくするのが良いとされ

ている。

文献¹⁴⁾では、道路橋示方書のコンクリート充填高を満足する矩形断面のコンクリート充填鋼製橋脚について、適切なM- ϕ 関係を利用した耐震性評価手法の検討を行っている。

文献¹⁵⁾では、長方形断面コンクリート無充填柱の耐震性能を実験及び解析を行い、正方形断面の無充填柱との耐震性能の違いや既往の耐震性能評価式から長方形断面への適用性について検討を行っている。

文献¹⁶⁾では、単T円形鋼製橋脚について最適なコンクリート充填を以下のように記述している。

- ① 充填コンクリートは鋼管の座屈を防止しないが、曲げによる圧縮力を負担するので塑性率向上に寄与する。
- ② 鋼管の局部座屈がコンクリート充填部で発生する場合、コンクリート上面にダイヤフラムを設置すれば塑性率を向上させる。
- ③ 最適充填率はおよそ22%である。

1.5 本研究の目的

鋼製橋脚の柱基部に適切にコンクリートを充填することは、逆L形鋼製橋脚に限らず有効な耐震性向上の一施策である。その充填高さは、偏心のない橋脚であれば道路橋示方書により個々の橋脚を取り出し非線形解析で求めることもできる。反面、その解析に多大な時間を要すること、あるいは面外荷重を受ける偏心橋脚ではその挙動が不明である等の理由により、コンクリート充填高さが決定できないといった不具合が生じている。

本論文は、鋼製橋脚のコンクリート充填高の厳密解を求めるものではなく、断面構成が得られた時点で実務上十分安全なコンクリート充填高を容易に算定できるよう実験及び解析的研究を行ったものであり、面外荷重を受ける逆L形鋼製橋脚を例として、一般の単T形鋼製橋脚や鋼製ラーメン橋脚に対しても死荷重時応力度がわかれば、十分安全なコンクリート充填高を算定できるよう設計の簡略化を目指したものである。

1.6 本論文の構成

本論文は以下の6章よりなる。

第1章は序論であり、本研究の背景・目的及び概要などが記されている。

第2章は、本研究の基礎資料を得るべく過年度の実施された基部にコンクリートが充填された逆L形鋼製橋脚の実験とFEM解析による実験結果との比較を行う。

第3章は、実験での破壊形状を踏まえ、コンクリート充填部と中空部別に着目した座屈パネルのN-M最大強度相関曲線を幅厚比を変えてFEM解析により求めた。さらに純ねじり解析を行って、ねじりの影響を考慮して修正した相関曲線を求める。

第4章では、第3章により得られたN-M最大強度相関曲線を用い、コンクリート充填パネルと中空パネルとが同時に最大強度の達するコンクリート充填高さを求める。あわせて、別解としてねじりの影響をN-M最大強度相関曲線に反映させずに外力に換算してコンクリート充填高さを求め、それらの差異について比較検討を行った。さらに、上記から鋼製橋脚の板厚構成を仮定すれば、その剛性に応じたコンクリート充填高さが即座に求まるような実用的な算定式を提案し、種々のパラメータを変化させて、その算定式の有効性を検討するものである。

第5章は、橋梁システムとして逆L形鋼製橋脚を採用した場合の問題点等を明らかにすべく、構成される橋脚種類で非線形動的解析を試みその採用の可否を調べるものである。

第6章は結論であり、これらの研究成果を総括するものである。

また、付録として各章で必要となる数値的な裏づけを掲載している。

参考文献

- 1) 鈴木 俊光, 宇佐美 勉, 伊藤 義人, 豊島 径: 細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動, 土木学会論文集, No537/I-35, pp. 77-88, 1996. 4
- 2) 才塚 邦宏, 宇佐美 勉, 芳崎 一也, 鈴木 森晶: 兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動, 土木学会論文集, No556/I-38, pp. 119-129, 1997. 1
- 3) 葛西 昭, 宇佐美 勉, 葛 漢彬: コンクリート部分充填鋼製橋脚の耐震性能, 橋梁と基礎, pp. 23-29, 1997. 9
- 4) 天野 麻衣, 葛西 昭, 宇佐美 勉, 葛 漢彬, 岡本 真悟, 前野 裕文: コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 179-188, 1998. 3
- 5) 宇佐美 勉, 本間 大介, 芳崎 一也: 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No626/I-48, pp. 197-206, 1999. 7
- 6) 葛 漢彬, 高 聖彬, 宇佐美 勉: 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究, 土木学会論文集, No654/I-52, pp. 271-284, 2000. 7
- 7) 岡崎 靖一郎, 宇佐美 勉, 葛西 昭: 水平2方向地震動を受ける鋼製橋脚の弾塑性地震応答解析, 第27回地震工学研究発表会梗概集, pp. 1-8, 2003. 12
- 8) 森下 益臣, 青木 徹彦, 鈴木 森晶: コンクリート充填円形鋼管柱の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 46A, pp. 73-83, 2000. 3
- 9) 成瀬 孝之, 青木 徹彦, 鈴木 森晶: 繰り返し等荷重を受ける逆L形鋼管橋脚の強度と変形性能に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 47A, pp. 45-55, 2001. 3
- 10) 前野 裕文, 森下 宣明, 葛 漢彬, 青木 徹彦, 高野 光史, 吉光 友雄: コンクリートを柱基部に部分充填した長方形断面鋼製橋脚の耐震照査法, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 667-674, 2002. 3
- 11) 青木 徹彦, 鈴木 真一, 渡辺 俊輔, 鈴木 森晶, 宇佐美 勉, 葛 漢彬: 面外繰り返し水平力を受ける逆L形鋼製箱形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No724/I-62, pp. 213-223, 2003. 1
- 12) 保高 篤司, K. A. S Susantha, 青木 徹彦, 野村 和弘, 高久 達将, 熊野 拓志: 長方形断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol. 49A, pp. 381-391, 2003. 3
- 13) 北田 俊行, 中井 博, 中西 克佳: 鋼製箱形断面を有する橋脚柱の耐震性向上法に関する実験的研究, 土木学会論文集, No591/I-43, pp. 219-232, 1998. 4
- 14) 小野 潔, 西村 宣男, 西川 和廣, 中洲 啓太, 野中 哲也, 坂本 佳子: コンクリートを充填した矩形断面鋼製橋脚のM- Φ 関係を利用した耐震性能評価手法に関する検討, 構造工学論文

- 集, Vol. 48A, pp. 683-692, 2002. 3
- 15) 岡田 誠司, 小野 潔, 服部 伸幸, 西村 宣男, 池内 智行, 高橋 実: 長方形断面鋼製橋脚の耐震性能評価のための正負交番載荷試験, 第 27 回地震工学研究発表会梗概集, pp. 1-8, 2003. 12
 - 16) 井浦 雅司, 折野 明宏, 石澤 俊希: コンクリートを部分充填した円形鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究, 土木学会論文集, No696/I-58, pp. 285-298, 2002. 1
 - 17) 渡辺 浩, 崎元 達郎, 千場 幸輝, 大西 俊一: コンクリート充填鋼管構造の終局挙動の簡易解析法, 構造工学論文集, Vol. 43A, pp. 217-224, 1997. 3
 - 18) 渡辺 浩, 崎元 達郎: 繰り返し荷重下におけるコンクリート充填鋼管柱の終局挙動の簡易解析法とその適用性に関する検討, 構造工学論文集, Vol. 45A, pp. 1461-1468, 1999. 3
 - 19) 崎元 達郎, 渡辺 浩, 中島 黄太: 局部座屈を考慮した鋼箱形断面部材の復元力モデル, 土木学会論文集, No647/I-51, pp. 343-355, 2000. 4
 - 20) 渡辺 浩, 崎元 達郎: コンクリートを充填した角形鋼管柱の局部座屈を考慮した地震応答解析, 土木学会論文集, No647/I-51, pp. 357-368, 2000. 4
 - 21) 崎元 達郎, 鶴田 栄一, 木下 照章, 三好 喬, 渡辺 浩: 局部座屈とねじりを考慮した鋼箱形断面を有する骨組の終局挙動解析法, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 87-97, 2002. 3
 - 22) 崎元 達郎, 中山 雅文, 川畑 智亮, 渡辺 浩, 江山 栄一: 面外繰り返し力を受ける逆L形鋼製橋脚の履歴挙動, 土木学会論文集, No696/I-58, pp. 215-224, 2002. 1
 - 23) 三好 喬, 崎元 達郎, 鶴田 栄一, 渡辺 浩, 廣田 武聖: 繰り返しねじり力を受ける鋼構造物の終局挙動解析における材料硬化則の影響, 構造工学論文集, Vol. 49A, pp. 87-97, 2003. 3
 - 24) 崎元 達郎, 高田 孝史朗, 松本 英明, 廣田 武聖, 渡辺 浩: 基部にコンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚の復元力特性, 土木学会論文集, No738/I-64, pp. 55-66, 2003. 7
 - 25) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 2000. 2
 - 26) 大塚 久哲, 運上 茂樹: 道路橋の耐震設計基準の変遷, 橋梁と基礎, pp. 196-198, 1996. 8
 - 27) 土木学会, 地盤工学会, 日本機械学会, 日本建築学会, 日本地質学会: 阪神・淡路大震災調査報告 土木構造物の被害 -橋梁-, 1996. 12

第2章 基部にコンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚の実験的研究

2.1 実験概要

本章では、柱基部にコンクリートを充填した逆L形の実橋脚を図2-1に示すようにモデル化し、種々のコンクリート充填率を有する薄肉矩形閉断面逆L形橋脚供試体が、面外方向に繰り返し水平力を受ける場合の履歴挙動を、実験により明らかにする。さらに、外側鋼板にシェル要素を内部コンクリートに8節点立体要素を用いたFEM解析(汎用プログラムMARC¹⁾)を実施し、FEM解析の妥当性²⁾について検討するものである。

(1) 供試体

コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚の耐震性能を検討する場合、主なパラメータとしては、断面形状、鋼種、構造形態、板の溶接方法のほかに、幅厚比、細長比、補剛材剛比、軸圧縮力の大きさ及びコンクリートの充填率等が考えられる。本章では、どの程度の高さまでコンクリートを充填すれば鋼断面での局部座屈を防げるかを明らかにする目的のもと、コンクリートの充填率のみをパラメータとした供試体を設計・製作し、実験を行った^{3)~5)}。供試体の軸線寸法を図2-2に、断面形状を図2-3に示す。

局部座屈に支配的な断面の幅厚比パラメータR式(2-1)を、実在する橋脚の限界値と考えられる0.70程度を目標に無補剛断面、補剛断面を、それぞれ各3体の計6体を製作した。幅厚比を大きく設定したのは、局部座屈の発生を前提に充填率の差による影響を明確にするためである。また、実験設備の

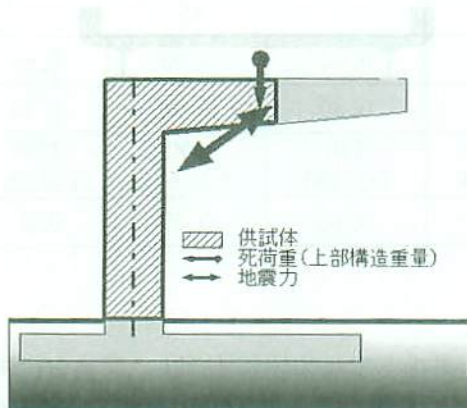


図2-1 逆L形橋脚のモデル化

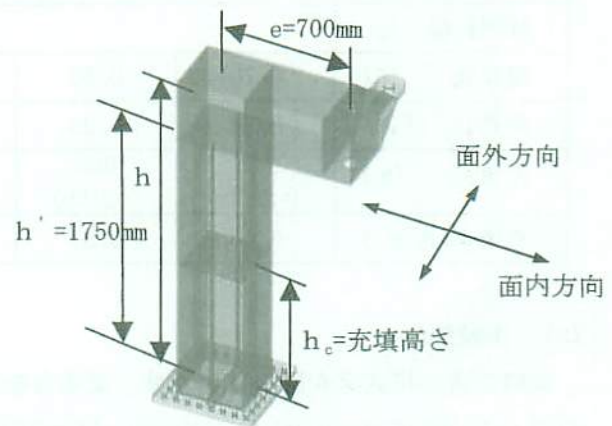
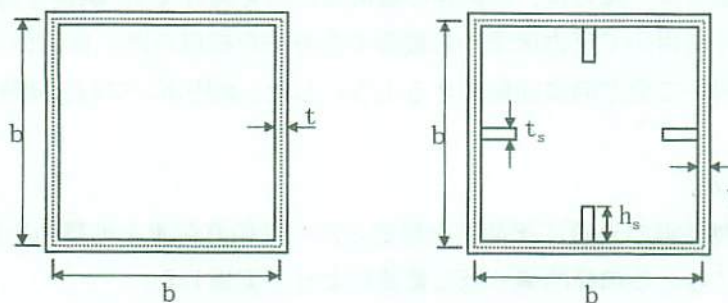


図2-2 供試体の軸線形状



(a) 無補剛断面

(b) 補剛断面

図2-3 供試体の断面形状

制約条件などを考慮して、細長比パラメータ λ 式(2-2)が0.3程度となるように供試体の高さ h を1750mm、偏心量 e を700mmとした。偏心比(e/h)は全ての供試体で実用橋脚の最大値と思われる0.4とし、ダイヤフラムは隅角部及び充填コンクリートの頂部の高さ h_c (無補剛、補剛断面それぞれのアスペクト比2.0、2.5、3.5)の位置に配置した。供試体断面の板厚は、4.5mm、6mm、9mmの3種類を用い、鋼種は板厚9mmはSM400、その他はSS400を使用した。断面諸元と断面寸法、コンクリート充填高さを表2-1に示す。供試体名のLの後の文字のNは無補剛断面、Sは補剛断面を示し、その後の数字は隅角部下までの供試体高さ(h')に対する充填率(%)を示している。

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{k\pi^2}} \quad (2-1)$$

ここに、 $k=4.0$ (無補剛)、 $k=4n^2=16$ (補剛)

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \cdot \frac{2h}{r}} \quad (2-2)$$

表2-1 供試体形状寸法(mm)及び各パラメータ

供試体名	LN-46	LN-57	LN-80	LS-46	LS-57	LS-80
板厚 (t)	9			4.5		
断面幅 (b)	360					
補剛材厚 (t_s)	-			6		
補剛材幅 (t_b)	-			45		
幅厚比 (R)	0.76	0.80	0.80	0.80	0.82	0.82
細長比 (λ)	0.28	0.29	0.29	0.30	0.30	0.30
充填高 (h_c)	720 (=2.0b)	900 (=2.5b)	1260 (=3.5b)	720 (=2.0b)	900 (=2.5b)	1260 (=3.5b)
充填率(h_c/h')	0.46	0.57	0.80	0.46	0.57	0.80

(2) 実験装置

実験装置の模式図を図2-4に示す。支承台をアンカーボルトで反力床に固定し、支承台に供試体を高力ボルト(直径30mm)28本(LN-46、LN-57は、42本)で固定した。水平荷重は、水平反力壁に固定したサーボ試験機(容量50tf、ストローク ± 100 mm)によって与え、サーボ試験機と供試体はヒンジ結合とするためピンで連結した。軸力は、供試体の載荷点に穴を開けてPC鋼棒を通し床上載荷受梁と連結させて、油圧ジャッキを用いて反力床下から載荷する方法を採用した。供試体と床上載荷受梁には、球形のヒンジと台座を用いて全方向に回転できるようにした。油圧ポンプは、随時微調整ができるように手動のものを用いた。

(3) 荷重条件と載荷方法

本実験は、逆L形鋼製橋脚の先端に死荷重を想定した一定鉛直荷重と地震力を想定した繰り返し漸増水平変位を面外荷重に与える準静的繰り返し載荷によって実施した。

鉛直荷重 P と水平荷重の基準となる降伏水平変位 δ_y は、中空断面の供試体と比較検討するために、鋼断面のみを有効として決定した。

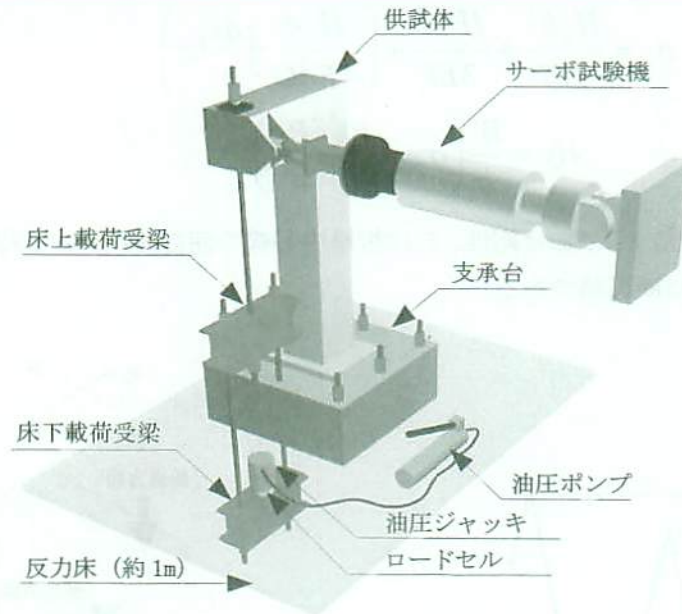


図 2-4 実験装置の模式図

表 2-2 供試体の初期応力度

供試体名	LN-46	LN-57	LN-80	LS-46	LS-57	LS-80
σ_n (N/mm ²)	19.9	21.4		18.2	18.7	
σ_{mx} (N/mm ²)	119.0	127.7		114.2	117.7	
$\Sigma \sigma$ (N/mm ²)	138.9	149.0		132.6	136.4	
P_y (kN)	3681	3953		2291	2351	
P/P_y	0.070	0.070		0.060	0.060	

表 2-3 供試体縮元

供試体名	LN-46	LN-57	LN-80	LS-46	LS-57	LS-80
δ_y (mm)	7.7	8.0		9.1	9.5	
H_y (kN)	132.0	141.7		83.4	85.8	
θ_y (rad)	0.0041	0.0050		0.0060	0.0062	
P (kN)	258.1	276.9		137.3	141.3	

鉛直荷重は、初期応力状態が許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}=140\text{N/mm}^2$ とほぼ同一となるように設計した結果、表 2-2 のように軸力比 P/P_y (P = 軸力、 P_y = 降伏軸力) は無補剛断面の場合 0.07、補剛断面の場合 0.06 となった。ここに、 σ_n は鉛直荷重による圧縮側フランジ応力度であり、 σ_{mx} は偏心曲げモーメントによるフランジ圧縮応力度である。

水平荷重は、供試体の先端部にサーボ試験機により図 2-5 のように変位制御で与えた。変位振幅は、基降落伏時の供試体先端部の降伏変位 δ_y を式(2-3) により求め、 $\pm \delta_y$ 、 $\pm 2\delta_y$ 、 $\pm 3\delta_y$ ・・・と供試体が壊れるまで载荷を行った。各供試体の降伏変位、降伏水平力、载荷軸力を表 2-3 に示す。

$$\delta_y = \frac{H_y h^3}{3EI} + \frac{H_y e^3}{3EI} + \left(\frac{H_y e}{4F^2 G} \int_t ds h e \right) \tag{2-3}$$

$$H_y = \frac{W}{h} \left(\sigma_y - \frac{P}{A} - \frac{Pe}{W} \right)$$

ここで、 H_y は降伏水平力、 EI は曲げ剛性、 F は板厚中心線の囲む面積、 G せん断弾性係数、 W は断面係数、 P は载荷軸力、 A は断面積である。

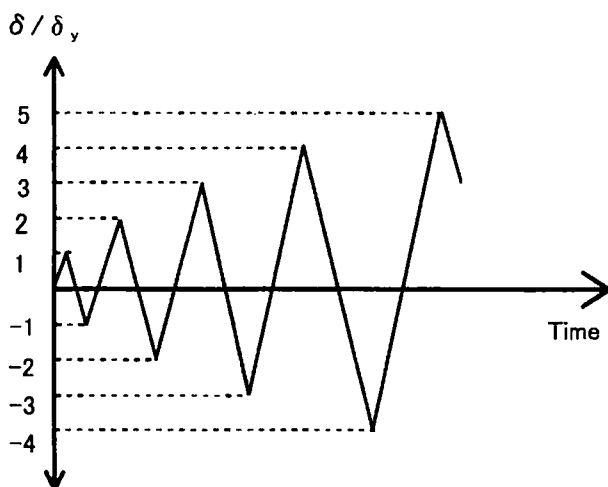


図 2-5 载荷パターン

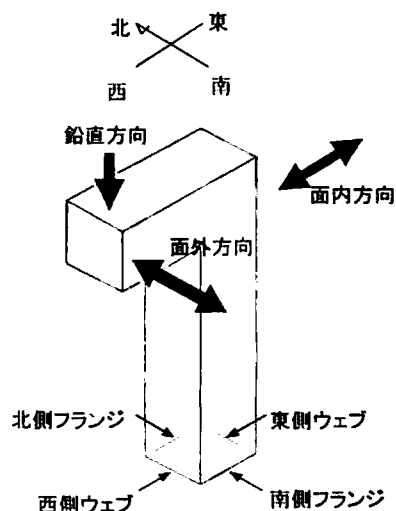


図 2-6 方向設定と供試体パネル名称

表 2-4 鋼材の力学的特性値

	板厚 (mm)	弾性係数 (GPa)	降伏応力 (MPa)	ポアソン比
2000年実施の供試体	4.5	210	303	0.29
	9	211	284	0.33
2001年実施の供試体	4.5	207	311	0.29
	6	212	310	0.28
	9	214	305	0.29

表 2-5 コンクリートの力学的特性値

	材令	圧縮強度 (MPa)	静弾性係数 (GPa)	ポアソン比
2000年実施の供試体	4週	23.3	—	—
	9週	27.1	21.3	0.25
2001年実施の供試体	4週	17.7	—	—
	10週	19.8	27.5	0.23
	11週	20.0	28.2	0.20
	12週	20.6	26.1	0.24
	13週	21.2	30.0	0.21

2.2 実験結果および考察

以下の記述における断面構成板の呼称については、面外荷重による曲げに対してフランジとウェブを定義することとし、図 2-6 に示すように供試体の各パネルを呼ぶこととした。

(1) 材料試験結果

供試体に使用した鋼材から、板厚毎に JIS-5 号試験片を各 3 本製作し引張り試験を行って、弾性係数、降伏応力、ポアソン比等を計測した。その力学的特性を表 2-4 に示す。一方、充填コンクリートは普通コンクリートを使用し、目標とする圧縮強度 f'_c はできるだけ低強度の 13.7MPa (140kgf/cm²)

とした。コンクリート打設時に圧縮試験体（直径 100mm、高さ 200mm）を製作し、供試体の繰り返し載荷実験の前後に 3 体ずつ圧縮試験を行った。鋼材及びコンクリートの力学的特性値を表 2-4 及び 2-5 に示す。

(2) 実験経過と崩壊状況

【LN-46 の場合】

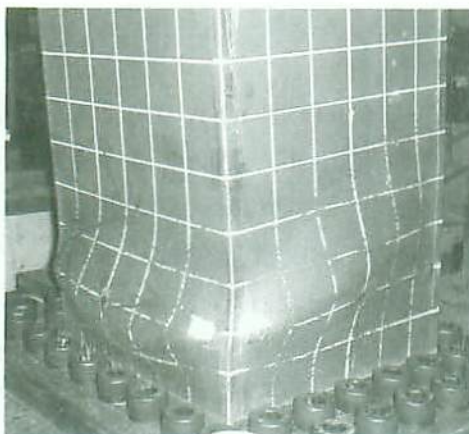
+2 δ_y で柱基部に降伏線（いわゆるリュウダース線で結晶のすべりにより黒皮等が線状に剥離したもの）が現れ始め、目視による降伏が確認された。+3 δ_y でコンクリート充填部の上の中空断面にも降伏線が現れた。更に-5 δ_y 載荷時に基部より高さ 10cm 付近で凸状の局部座屈が発生し、+7 δ_y 載荷時にコンクリート充填部上面より高さ 10cm 付近の中空断面に局部座屈が発生した。その後、載荷回数を重ねるとともに柱基部の局部変形は進展しなかったが、中空断面での局部変形は増大した。充填部の鋼板の内部方向への変形はコンクリートで拘束されているため、基部の両フランジ、西側ウェブはともに凸状の、中空断面は両フランジには凸状の、西側ウェブには凹状の半波長座屈モードでの局部座屈による変形が見られた。（写真 2-1 参照）

【LN-57 の場合】

+3 δ_y で柱基部に降伏線が目視できるようになり、+5 δ_y 載荷時に南側フランジの高さ 12.6cm (0.35b) 付近を腹とする凸状の局部座屈が見られ、数値解析上の知見（波長 0.7b が最小座屈荷重を示す）とほぼ一致することを確認した。-5 δ_y 載荷時には、北側・南側フランジ、西側ウェブの柱基部に高さ 12.6cm 付近に凸状の局部座屈が見られた。その後、載荷回数を重ねるとともに座屈変形が増大した。（写真 2-2 参照）



写真 2-1 LN-46 の崩壊状況
(南西柱部分)



a) 柱基部 (南西)



b) 内部コンクリート

写真 2-2 LN-57 の崩壊状況

【LN-80 の場合】

LN-57 と同様、 $+3\delta_y$ 載荷時に南側フランジと西側ウェブに降伏線が発生し、 $-4\delta_y$ 載荷時に隅角部南側に降伏線の発生が見られた。 $+5\delta_y$ 載荷時に南側フランジの柱基部、高さ 12.6cm 付近で凸状、 $-5\delta_y$ 載荷時、北側フランジと西側ウェブの北側に凸状の局部座屈が見られた。その後は、LN-57 同様に載荷回数の増加とともに局部変形も増大し、 $-8\delta_y$ 載荷途中に北西基部が溶接割れを生じたため実験を終了した。

【LS-46 の場合】

$+4\delta_y$ 載荷時にコンクリート充填部上面より高さ 24cm 付近の中空断面に局部座屈が発生した。その後、載荷回数を重ねるごとに中空断面での局部変形は増大した。柱基部では降伏せずに局部座屈は中空断面にのみ発生したと思われる。両フランジ、西側ウェブともに補剛材を節とした凹凸状の 1 波長座屈モードでの局部変形が見られた。(写真 2-3 参照)

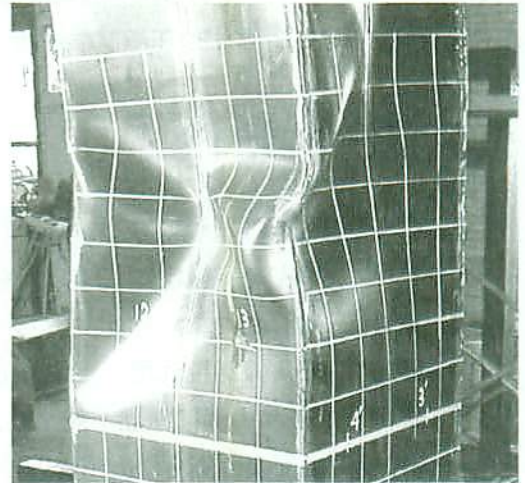


写真 2-3 LS-46 の崩壊状況
(南西部の充填上部分)

【LS-57 の場合】

$+3\delta_y$ 載荷時、充填上部南側フランジの西側に凹状、西側ウェブの南側に凸状の局部座屈が見られた。 $-3\delta_y$ 載荷時には、充填上部から 12cm 付近の北側フランジの西側に凹状の局部座屈が見られた。その後、載荷回数の増加とともに北側・南側フランジ、西側ウェブに補剛材を節とした凹凸状の 1 波長座屈モードでの局部変形が明確となり、座屈変形が増大した。LS-46 と同じく柱基部での局部変形は見られなかった。(写真 2-4 参照)

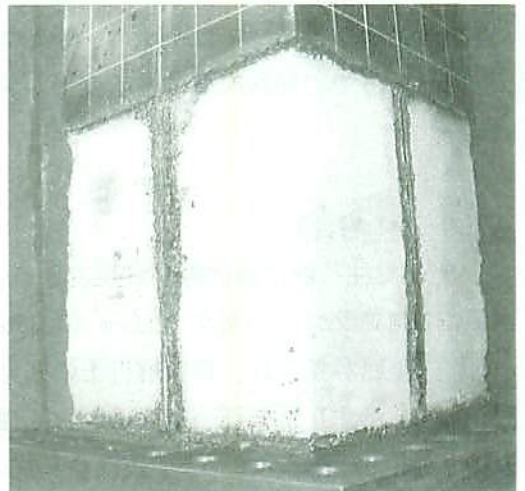


写真 2-4 LS-57 の崩壊状況
(内部コンクリート)

【LS-80 の場合】

$-3.5\delta_y$ 載荷途中に、柱基部北側フランジの西側で、高さ 12.6cm 付近に凸状の局部座屈が発生、さらに、 $+5\delta_y$ 載荷時にコンクリート充填上部、南側フランジの西側に凹状、西側ウェブの南側上部に凸状の局部座屈が見られ、 $-5\delta_y$ 載荷時には柱基部西側ウェブの北側にわずかに凸状の局部座屈が見られた。 $+6\delta_y$ 載荷時に柱基部西側ウェブの南側の高さ 6cm 付近に凸状の局部座屈(北側は 12cm 付近)が見られ、 $+6.5\delta_y$ 載荷時に柱基部西側ウェブの北側に凸状の局部座屈が明確となった。

その後、 $-7\delta_y$ 載荷時に充填上部北側フランジの西側に凹状、西側ウェブ北側に凹状の局部座屈が発生した、載荷回数の増加とともに柱基部北側・南側フランジ、西側ウェブに補剛材を節とした凸状の 1 波長座屈モードでの局部変形が、充填上部西側ウェブにおいては、補剛材を節とした凹状の 1 波長座屈モードでの局部変形が明確となった。

写真 2-5 の b) に示すように、これらの座屈モードはせん断座屈に見られる斜め張力場の形状を含むものとなっている。これは LS-80 の中空部（充填上部と横梁間）は断面幅と等しい高さしか残されておらず、ねじりによるせん断の影響が卓越したためと考えられる。 $-8\delta_y$ 载荷途中に北西基部に溶接割れが発生したため実験は終了した。（写真 2-5 参照）



a) 柱基部(南西)

b) 充填上部(南西)

c) 内部コンクリート

写真 2-5 LS-80 の崩壊状況

(3) 荷重-変位履歴特性

水平荷重载荷位置で測定された水平変位には、基部の剛体回転などが含まれるため、基部端版の四隅の鉛直方向の変位を測定し、それに基づく補正³⁾を行った。図 2-7 に各供試体の载荷点の水平荷重 H と補正された変位 δ をそれぞれ H_y と δ_y で無次元化した荷重-変位履歴曲線の包絡線を示す。

図 2-7 の包絡線の矢印が示す箇所で局部座屈が発生したことを確認した。柱基部で座屈変形を起こした供試体はその発生後も最大強度に達するまで比較的緩やかな勾配を示し、ある程度の強度を保っているが、充填上部で基部に先行して座屈変形を起こした供試体 (LS-46 と LS-57) はその発生後の劣化が急で、強度とじん性が著しく低下している。

表 2-6 に最大荷重 H_{max}/H_y とその時の δ_{max}/δ_y 、 H_{max} 到達後荷重が 5% 低下した位置の変位 δ_{95}/δ_y を示す。LS-46 と LS-57 を除きすべての供試体で最大荷重は $2H_y$ 以上、変位の塑性率は 6 程度 (5.5~6.7) であるが、LS-46 及び LS-57 については充填上部で座屈を起こし急激に耐荷力が減少したため、塑性率は小さい値となっている。

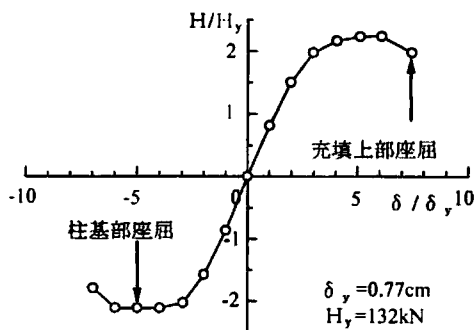
LN-46 と LS-46 および LN-57 と LS-57、つまり同じ幅厚比の無補剛断面と補剛断面をについて比べてみると、無補剛断面では充填基部での座屈が先行したものの、十分な靱性を持った挙動を示したが、補剛断面では中空部でのみ座屈を起こし、脆性的な挙動を示した。

本来、同じ幅厚比を有する無補剛断面部材と補剛断面部材では、ほぼ同等の座屈性状、じん性を有するものと想定されることから、上記の差を生じた理由として次のことが考えられる。

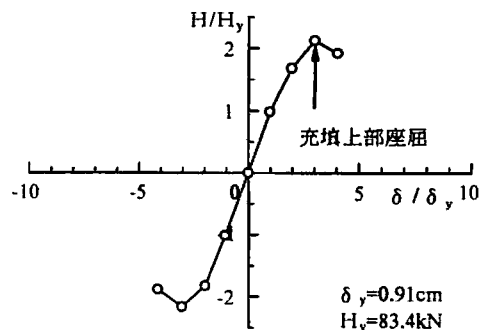
1) 载荷装置の容量上の制約により、補剛断面では、極めて薄い鋼板 ($t=4.5\text{mm}$) で構成せざるを得なかった。そのため補剛材の溶接の影響として存在した板パネルの初期たわみと残留応力度の影響により、中空部（補剛部上部）での座屈変形が基部での降伏によるじん性の向上を待たずに先行し増大したためと考えられる。

表 2-6 最大水平耐力と塑性率

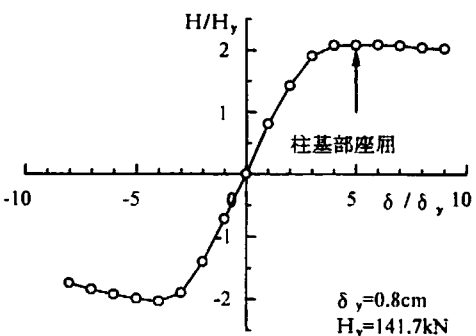
	LN-46	LN-57	LN-80	LS-46	LS-57	LS-80
H_{max}/H_y	2.17	2.06	2.05	2.16	1.81	2.25
δ_{max}/δ_y	5.05	5.05	4.50	3.01	2.48	6.77
δ_{95}/δ_y	6.50	5.73	5.53	3.42	2.42	6.71



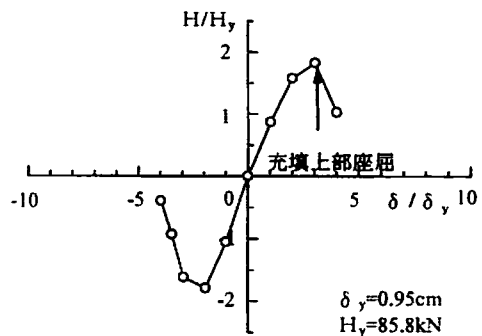
a) LN-46



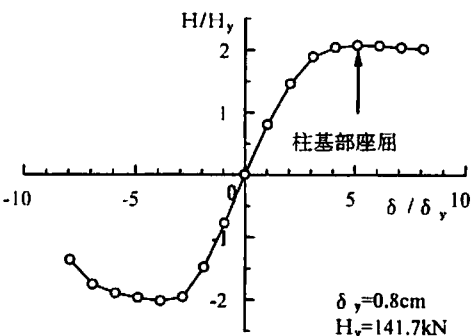
d) LS-46



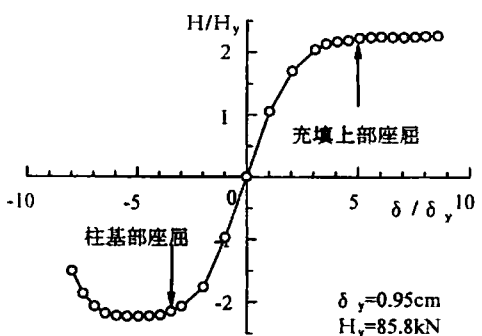
b) LN-57



e) LS-57



c) LN-80



f) LS-80

図 2-7 各供試体の水平荷重-水平変位関係の包絡線

- 2) このことは、同じ板厚部材を用いた LS-80 では、充填率が高く、中空部の受ける曲げモーメントが小さいため、基部の降伏、座屈の後に中空部が座屈する順序となっていることにより、最大耐力や塑性率は低下していない事実からも確認できる。
- 3) 従来、履歴特性の評価において、初期たわみと残留応力は、立ち上がりの荷重-変位関係において降伏が早まる程度の影響以外に最大耐力や塑性率に大きな影響はないと考えられてきた。今回の実験結果は実験上の制約に起因するものではあるが、初期たわみや残留応力の存在が中空部の早期局部座屈の引き金になる可能性に対して、注意を喚起している。
- 4) 以上より、最大耐力と塑性率の確保のためには、必ず基部での座屈が中空部の座屈に先行するよう余裕を持った充填率を定めることが重要であることが認識された。

2.3 FEM 解析結果と実験結果の比較

(1) 解析プログラムの概要と解析モデル

FEM 解析には汎用プログラム MARC¹⁾を使用した。要素としては、鋼材に四辺形4節点のシェル要素(要素番号 75)、コンクリートに8節点立体要素(要素番号 7)を用いた。また、次に示す設定のもとに解析を行った。

- 1) 材料は弾塑性かつ等方性である。
- 2) von Mises の降伏条件に従うものとする。
- 3) 大変位解析を実行する。
- 4) アップデイトラグランジェ法を用いる。
- 5) 塑性ひずみ解析を実行する。
- 6) 繰り返し载荷による解析の場合、移動硬化則を用いる。
- 7) 収束計算法は、NEWTON-RAPHSON 法を用いる。
- 8) コンクリートと鋼管の接触判定は、各々の節点が各々の接触面を通過しないという制約条件を与え、その接触面の摩擦は小さいものとして無視する。

解析モデルは、図 2-8 に示すような全体解析モデルとし、実験の供試体と同様の寸法を用い、ダイヤフラムも同様にコンクリート充填高さの位置と隅角部に導入した。

メッシュ分割は局部座屈が発生すると考えられる柱基部近辺及び充填上部を細かく分割し、その他の部分は粗く分割した。メッシュ分割数の決定に際しては、既往の研究⁶⁾より計算時間や精度を考慮した上で、柱基部と充填上部は断面幅の12等分を辺長とする正方形とした。

鋼材とコンクリートの材料特性値(降伏応力、弾性係数、ポアソン比、圧縮強度、静弾性係数)は、実験に使用した材料の試験値を使用した。また、鋼材の応力-ひずみ関係は、引張り試験から得られた結果をマルチリニアで近似し、コンクリートの応力-ひずみ関係については、圧縮側は圧縮強度まで静弾性係数で進み、その後は応力一定でひずみだけが增加する完全弾塑性、引張り側は、圧縮強度の10分の1まで静弾性係数で進み、その後は鋼管内部に充填されているため脆性破壊はないものと仮定し、弾性係数の0.01の劣化勾配を持って軟化するように決めた。0.01という数字に特別な理論的根拠はない。初期不整及び残留応力は、繰り返し载荷を受ける場合の影響は小さいと考えられるため考慮しな

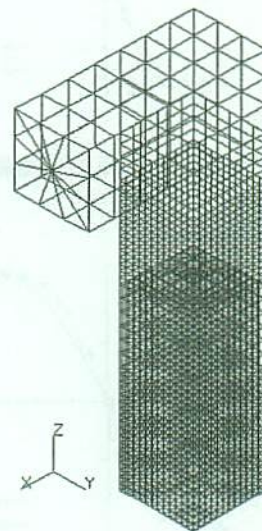


図 2-8 FEM 解析モデル

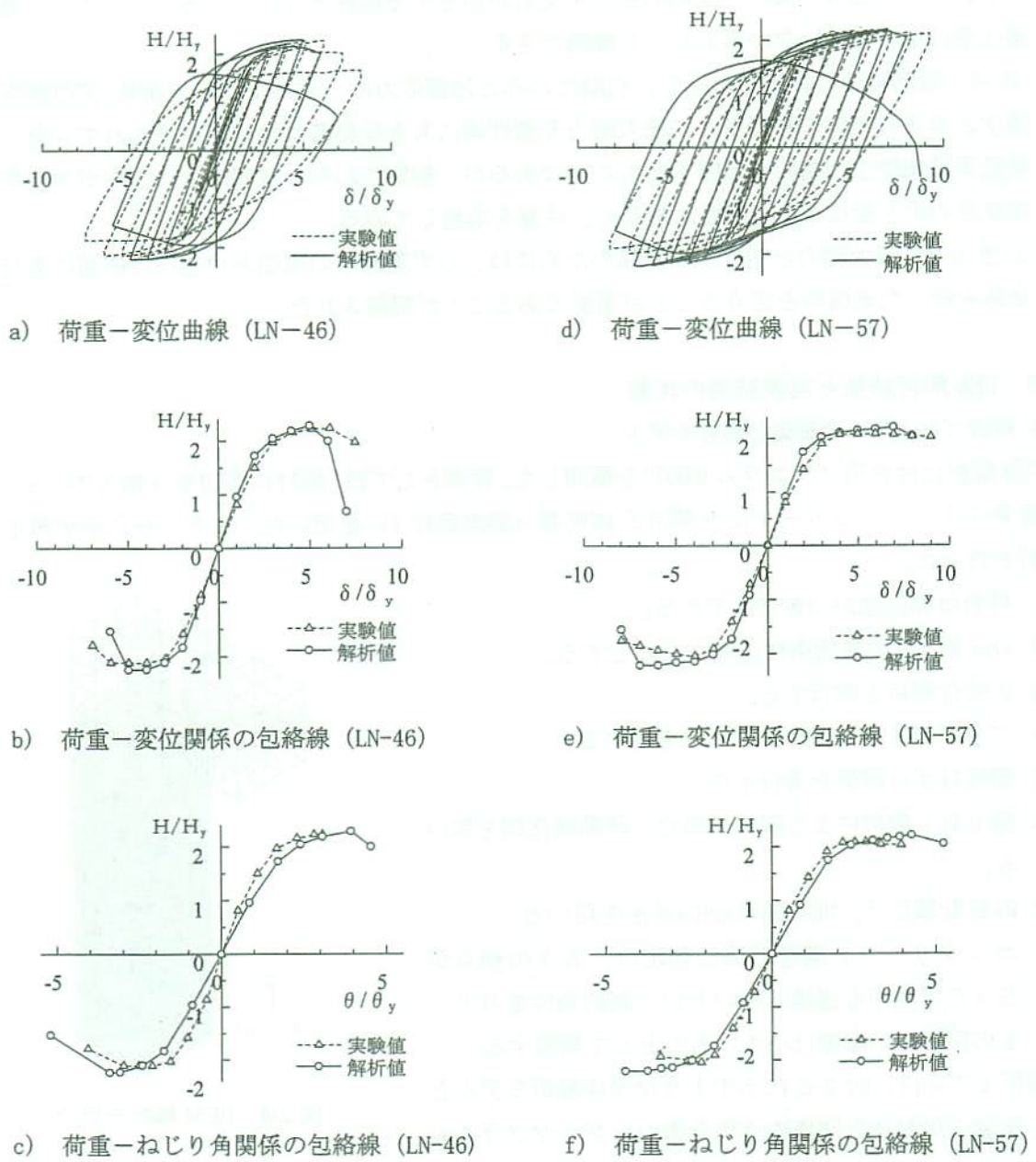


図 2-9 各供試体の履歴特性の比較

った⁷⁾。載荷方法としては、鉛直荷重は荷重制御で与え、水平荷重は変位制御による繰り返し載荷で行った。載荷パターンは実験と同様のものを用いた。以下に LN-46 及び LN-57 のみの解析結果を示す。

(2) 実験値と FEM 解析値との比較

図 2-9, 図 2-10 に各供試体の実験と FEM 解析の荷重-変位の履歴曲線とその包絡線、荷重-ねじり角曲線の包絡線を、図 2-11 に供試体の変形状況の変遷を実験後の供試体と比較して示す。

全体的にみて解析値は、実験値をよく説明していることがわかる。荷重-変位履歴曲線におけるループの形状は、FEM 解析値の方が少し角ばっている。これは FEM 解析のひずみ硬化則として移動硬化則を用いたことが主因⁸⁾と考えられる。

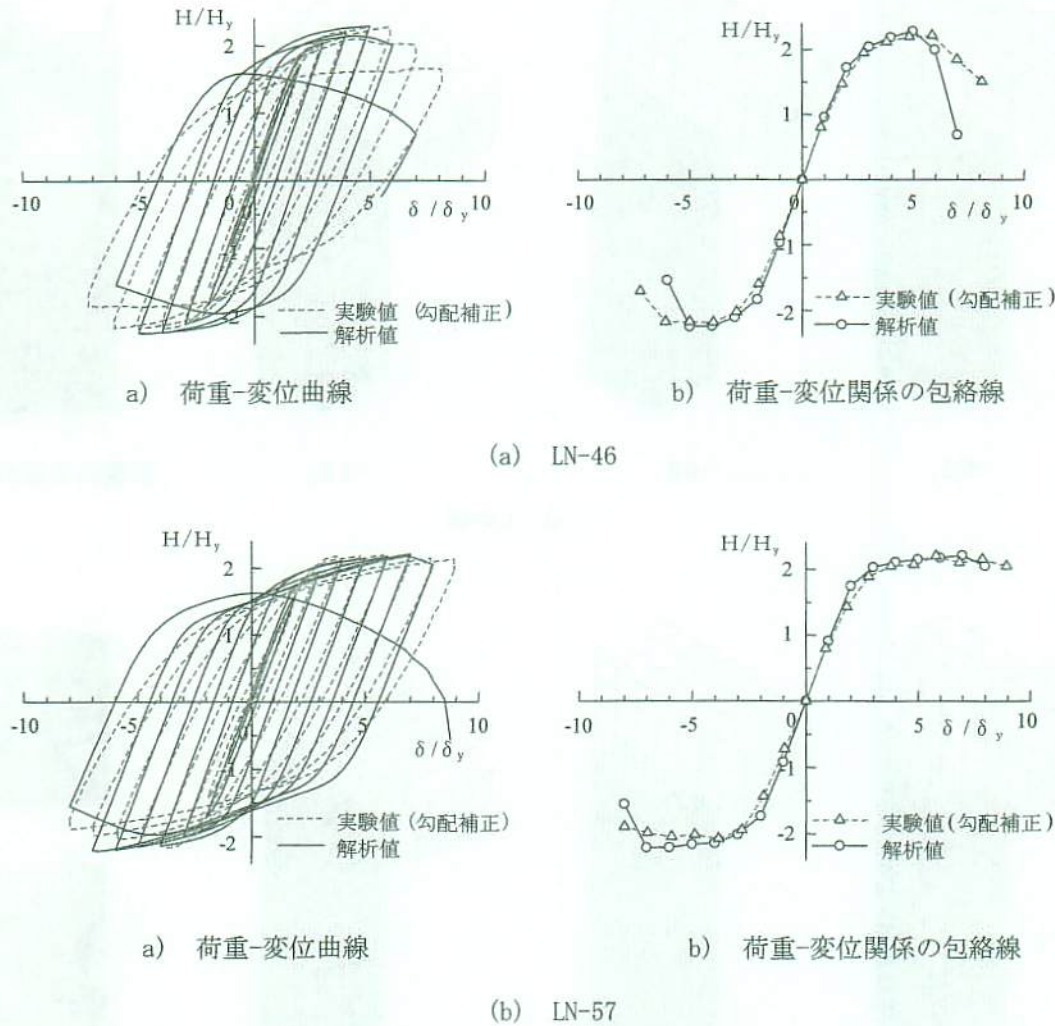


図 2-10 各供試体の履歴特性 (実験値は勾配補正後のもの)

初期弾性勾配はいずれの供試体においても実験値に比べて FEM 解析値の方が少し大きい。これは FEM 解析では、初期不整や残留応力を考慮していないが実験ではそれらの影響が生じたこと、および実験における载荷治具のあそびや変形、供試体の剛体変位の補正が完全でなかったことが解析結果に比べて変位が大きくなった主な原因と考えられる。

図 2-10 では、この初期弾性勾配は実験および FEM 解析において弾性域では一致するものと考えて実験値を補正して比較したものである。すなわち、 $H/H_y=1.0$ における実験値と FEM 解析との変位の差を荷重値に比例させて実験値から差し引いたものを修正値 (勾配補正) とする。この初期弾性勾配の差異を補正すると、実験の最大強度およびその履歴は、さらに良く再現できていることがわかる。しかしながら、終局状態における強度劣化の勾配では、実験値の方が FEM 解析値より緩やかとなっている。その原因としては、実験において局部座屈が発生してからの急激な変形により鉛直荷重が低下し、手動の油圧ポンプでは想定する鉛直荷重に到達させ得なかったために、生じるべき強度劣化に至らなかったこと、また、LN-57 においては図 2-11 のように実験では生じていない充填上部の中空部での局部変形が発生したことが挙げられる。

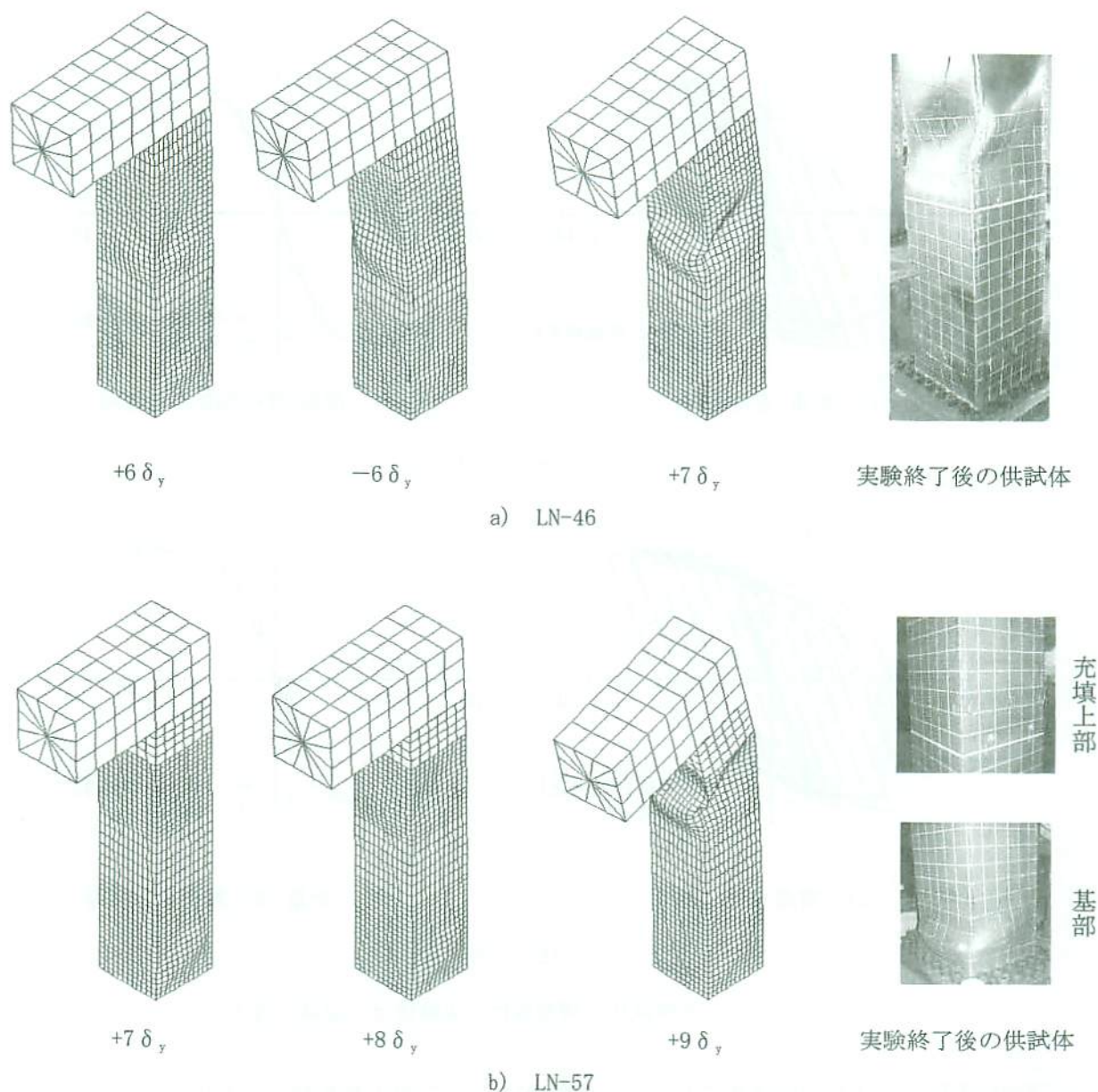


図 2-11 供試体の変形状況の変遷の比較

荷重-ねじり角の包絡線においては、初期勾配が実験値より小さく計算されている。しかしながら、中空断面の解析³⁾においては、初期勾配はよく一致していたので、充填コンクリートのねじりに対する剛性が小さめに評価された可能性が考えられる。

図 2-11 に示す変形状況をみると、両供試体とも柱基部フランジでの局部座屈波形の腹の位置は、基部から 12cm と実験値とよく対応しているがその鋼板に対する面外方向の変位は小さい。また、LN-57 の柱基部ウェブにおいて、実験

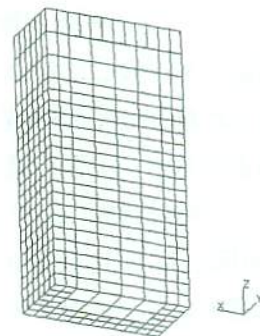


図 2-12 コンクリートの要素分割

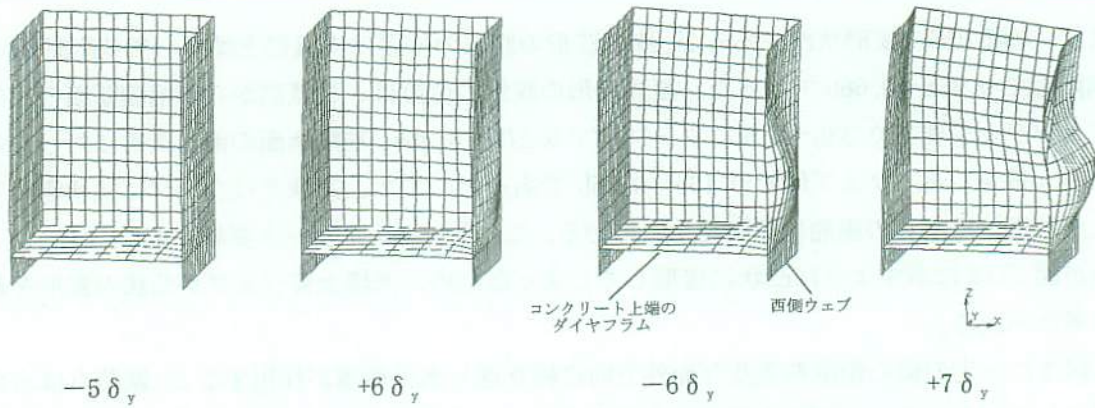
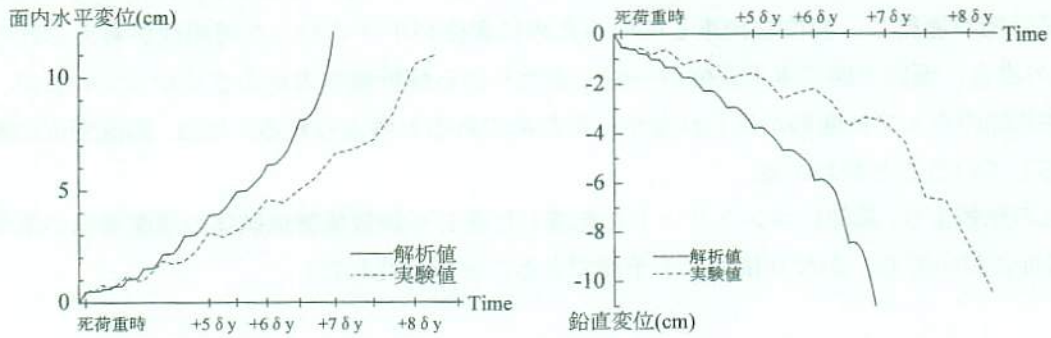
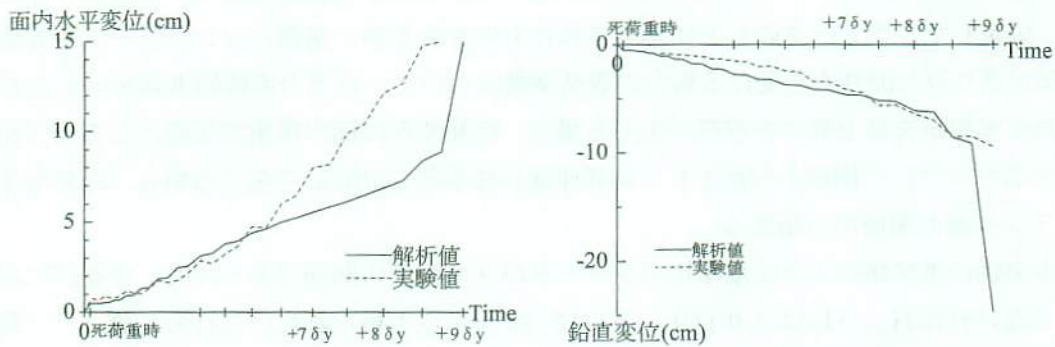


図 2-13 充填コンクリート上部のダイヤフラムの変形状況 (LN-46)



a) LN-46



b) LN-57

図 2-14 載荷点の面内水平変位と鉛直変位

では写真 2-2 の a) に示すように、凸型の座屈変形を起こしているが、解析ではほとんど変形していないことがわかる。これは、外側鋼板（ウェブ）及び内部コンクリートともに、大きな応力が集中していたにもかかわらず、コンクリート要素を計算時間短縮のため図 2-12 に示すように内側を粗く分割したことにより、内部コンクリート全体の応力に相当するひずみが小さく、つまり、変位が小さく出てしまい、外側鋼板の変位を拘束してしまったことが影響したとも考えられるが、真の原因は不明であ

る。

次に、充填上部の変形状況であるが、座屈波形の腹部の位置は充填部上端から無補剛断面で $0.35b$ 、補剛断面で $0.35b \sim 0.66b$ であった。座屈波形の腹部の位置は、柱基部から無補剛断面の面外荷重に対してのフランジ側で $0.33b \sim 0.5b$ 、ウェブ側で $0.27b \sim 0.33b$ 、補剛断面の面外荷重に対してのフランジ側で $0.16b \sim 0.5b$ 、ウェブ側で $0.16b \sim 0.35b$ であった。また、実験ではウェブに凹状座屈変形が見られたが解析では凸状の座屈変形が発生している。これも、コンクリート要素の変位が小さく、ダイヤグラムが図 2-13 に示すように凸状に変形してしまったため、充填上部ウェブが凸状の変形を起こしたものと考えられる。

供試体に一定の偏心鉛直荷重及び面外方向に繰り返し水平荷重が作用すると、載荷点は水平荷重が繰り返されるごとに徐々に面内水平方向と鉛直方向へと変位する。その面内方向の変位と鉛直方向の変位状態を示したのが図 2-13 である。すべての供試体の変位量は、載荷サイクルの増加に伴いほぼ一定に増加しているが、充填上部における局部座屈発生後は変位増加量が大きい。LN-46 の場合、鉛直方向・面内方向ともに FEM 解析値の方が実験値より大きくなっている。これは、供試体と水平荷重を与えるサーボ試験機が連結し、変位を拘束しているために変位が小さくなった可能性が考えられる。一方、LN-57 の場合、面内方向の水平変位が $-6\delta_y$ あたりから解析値の方が小さくなっているが、解析において、柱基部のウェブに変形が見られなかったためであると考えられる。なお、鉛直変位の進展状況はよく対応していることがわかる。

以上の比較より、基部にコンクリートを充填した逆 L 形鋼製橋脚供試体の履歴挙動が本解析のような FEM 解析においても、かなり精度よく予測できることが示された。

2.4 まとめ

本章により得られた結果をまとめると以下のようなものである。

- 1) 本実験は幅厚比パラメータを 0.8 程度と大きくし、現象が局部座屈により支配されることを意図して、限定したパラメータのもとに実施されたものであるが、基部にコンクリートを充填した逆 L 形橋脚が繰り返し面外力を受ける場合の履歴挙動について、以下の実験的事実を示すことができた。
 - ①局部座屈が充填上部の中空部で生じる場合、座屈変形は面内荷重で圧縮となる側（面外荷重に対するウェブ）の鋼板から始まり、局部座屈が柱基部（充填部）で生じる場合、面外荷重に対するフランジ側の鋼板から始まる。
 - ②本実験の供試体のように幅厚比パラメータが 0.8 程度の断面であっても、中空部に局部座屈が生じなければ H_{max}/H_y は 2.0 以上、 δ_{95}/δ_y は 5.5 以上得られた。これらの値は、一般に鋼製橋脚の要求性能に耐えるものである。
 - ③本論文で対象とした幅厚比パラメータが 0.8 程度の局部座屈に支配されやすい逆 L 形鋼製橋脚についての最適充填率（最大耐力や塑性率を低下させる中空部の局部座屈を基部の局部座屈に先行させないために必要な充填率）は、無補剛断面において $2.5b$ (57%) 程度、補剛断面において $3.5b$ (80%) 程度であった。一般的に単 T 形鋼製橋脚に比べて、充填率を高める必要性が示唆されているが、補剛断面橋脚については初期不整を考慮した FEM 解析による確認も含めて、さらなる検討が必要である。
 - ④中空部で局部変形が起ると、基部の座屈は進展せず、中空部での座屈だけが進展し、急激な強度劣化を生じ破壊に至る。従って、最大耐力と塑性率の確保のためには基部での座屈が先行し中

空部の座屈をできるだけ遅らせるよう、余裕を持ったコンクリート充填率を定める必要がある。

⑤最適な充填高さ以上にコンクリートを充填しても変形性能・耐荷力は向上しない。

⑥中空断面で座屈変形が起きると、面内方向の変位（水平変位・鉛直変位）が急激に増加する。

⑦充填部で座屈を起こしている供試体の内部コンクリートは、粉々に圧壊する。また、充填部で座屈を起こしていないものでも、引張り側においてクラックが発生する。

- 2) 基部にコンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚が、面外繰り返し力を受ける場合の履歴挙動は、本論文に示したメッシュ分割、マルチリニア近似の応力-ひずみ関係、鋼とコンクリートの接触要素、移動硬化則を用いたFEM解析を用いれば、最大荷重を過ぎ、劣化が開始する程度までは実験とほぼ同等な結果を得られることが明らかになった。

なお、補剛断面を有する橋脚については、初期たわみ及び残留応力等の初期不整の存在を考慮してパラメータを変動させた検討が必要なことから、今後の課題とする。また、終局挙動に対するねじりの影響についても考慮する必要がある。

参考文献

- 1) MARC Users Manual Vol. A-E, 日本マーク
- 2) 三好 喬, 崎元 達郎, 鶴田 栄一, 渡辺 浩, 廣田 武聖: 繰り返しねじり力を受ける鋼構造物の終局挙動解析における移動硬化則の影響, 構造工学論文集, Vol. 49A, pp. 403-413, 2003. 3
- 3) 高田孝史朗: 基部にコンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚の復元力特性, 熊本大学提出, 平成 13 年度修士論文, 2002. 2
- 4) 崎元 達郎, 高田 孝史朗, 松本 英明, 廣田 武聖, 渡辺 浩: 基部にコンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚の復元力特性, 土木学会論文集, No738/I-64, pp. 55-66, 2003. 7
- 5) Takenori Hirota, Taturou Sakimoto, Toshitaka Yamao, Hiroshi Watanabe: Experimental Study on Hysteretic Behavior of Inverted L-Shaped Steel Bridge Piers Filled with Concrete. Fourth International Conference on Thin-Walled Structures (ICTWS2004), PP. 373-380, 2004. 6
- 6) 崎元 達郎, 中山 雅文, 川畑 智亮, 渡辺 浩, 江山 栄一: 面外繰り返し力を受ける逆L形鋼製橋脚の履歴挙動, 土木学会論文集, No696/I-58, pp. 215-224, 2002. 1
- 7) (社)日本橋梁建設協会: 鋼製橋脚の弾塑性有限変位 FEM 解析マニュアル, 2000
- 8) 崎元 達郎, 鶴田 栄一, 木下 照章, 三好 喬, 渡辺 浩: 局部座屈とねじりを考慮した鋼箱形断面を有する骨組の終局挙動解析法, 構造工学論文集, Vol. 48A, pp. 87-97, 2002. 3

第3章 中空部・コンクリート充填部のN-M最大強度相関曲線の提案

3.1 概説

逆L形鋼製橋脚のコンクリート充填高さの算定方法として、中空部とコンクリート充填部の座屈パネルに着目して、両方のパネルが同時に最大強度に達することから求めることを提案するものである。そこで本章では、周辺単純支持及び固定支持板の曲げモーメントと軸力が同時に作用する場合の最大強度を、幅厚比パラメータやアスペクト比をパラメータとして汎用のFEM解析プログラムMARCを用いた単調載荷解析により求める。さらに、この座屈パネルには曲げモーメントと軸力のみならず、ねじりモーメントによるせん断力も作用しているので、面外載荷によるねじりモーメントが曲げモーメントや軸力に及ぼす影響について検討するものである。

既往の研究結果¹⁾²⁾によれば、図3-1に示すような高さ h 、柱断面中心部からの偏心量 e 、基部から高さ h_c までコンクリートが充填された逆L形鋼製橋脚に上部構造重量 P が作用し、面外(橋軸)方向水平力 H が作用した場合の崩壊形態としては以下の3通りのケースがあることが分かっている。

- 1) 充填直上部、つまり中空部で構成板の局部座屈が生じ、それが急速に進展し崩壊に至る場合。
- 2) 充填基部付近の構成板の局部座屈が先行するが、その後中空部に局部座屈が発生し、ついには中空部局部変形が進展し崩壊に至る場合。
- 3) 充填基部に局部変形が生じ、中空部に移行することなく、そのまま緩やかに進展し、崩壊に至る場合。

これら3ケースのうち3)の崩壊形態であれば、実用上十分なじん性を有する事が判明している。

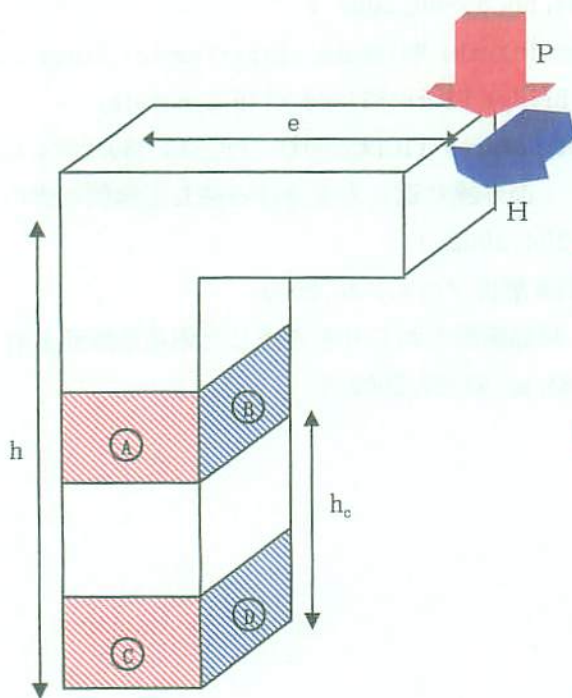


図3-1 座屈パネル

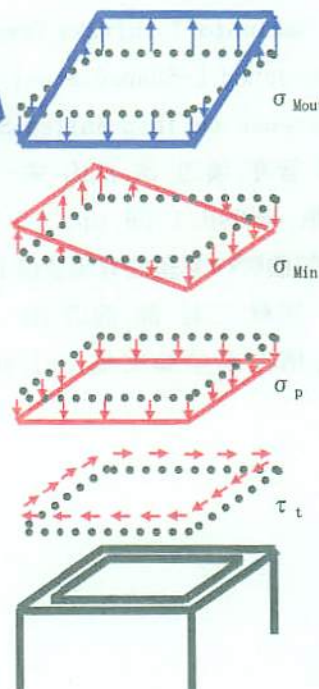


図3-2 断面の応力状態

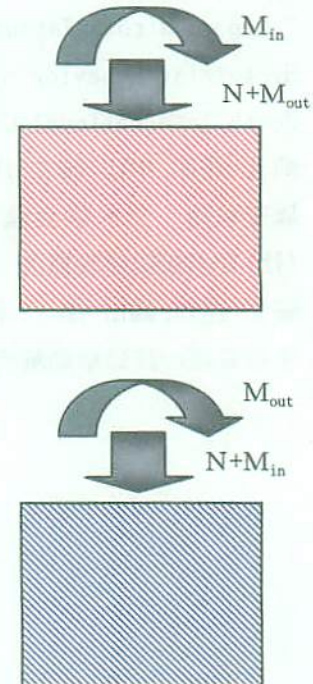


図3-3 パネルに作用する組み合わせ力

逆L形橋脚に面外水平力Hが作用する場合、柱部分の断面は図3-2 (σ_p : 死荷重による応力、 σ_{min} : 面内曲げによる応力、 σ_{Mout} : 面外曲げによる応力) のような応力勾配が発生し、図3-1の赤の斜線部分のA及びCパネル、青の斜線部分のB及びDパネルには、図3-3に示すような (N : 死荷重による軸力、 M_{in} : 面内曲げによる曲げモーメント、 M_{out} : 面外曲げによる曲げモーメント) 軸力 N と面内(板パネルについて) 曲げモーメント M が作用していると考えられる。

そこで、まず、充填高さを算定するために図3-1の赤の斜線部分・青の斜線部分のそれぞれを想定した板パネルに、図3-3のようなせん断力を除いた軸力 N と面内曲げモーメント M が作用した場合の最大強度の相関曲線を求める。次に、道路橋示方書⁶⁾に「コンクリート直上の鋼断面部に座屈が生じないように定める」とあるため、それを満たすように求めた最大強度相関曲線を用い、充填高さ算定法を提案⁷⁾する。

最後に、ねじりモーメントの影響、つまりせん断力の影響を中空部のみを有する逆L形鋼製橋脚のねじり解析により上記で求めた最大強度相関曲線の低減として修正することにした。

3.2 圧縮と曲げを受ける鋼板の終局強度特性

(1) 解析プログラム概要

FEM解析には汎用プログラムMARC⁵⁾を使用した。解析では、鋼材と載荷辺に剛棒を用いているが、その要素として、鋼材は四辺形4節点のシェル要素(要素番号75)を、剛棒は2節点の棒要素(要素番号98)を用いた。なお、MARCを使用の際の仮定は以下の通りである。

- 1) 材料は弾塑性かつ等方性 (ISOTROPIC) である。
- 2) von Mises の降伏条件 (YIELD SURFACE) に従うものとする。
- 3) 大変位解析 (LARGE DISPLACEMENT) を実行する。
- 4) アップデイトラグランジェ法 (UPDATE LAGRANGE PROCEDURE) を用いる。
- 5) 塑性ひずみ解析 (FINITE STRAIN PLASTICITY) を実行する。
- 6) 繰り返し載荷による解析の場合、移動硬化則 (KINEMATIC HARDENING RULE) を用いる
- 7) 収束計算法は、NEWTON-LAPHSON法を用いる。

(2) 解析モデル

圧縮力 N と曲げモーメント M が作用する板パネルの解析を図3-4に示すような解析モデルを用いて行った。基部にコンクリートが充填された逆L形橋脚を含む一般的な鋼製橋脚、すなわち合成柱は、通

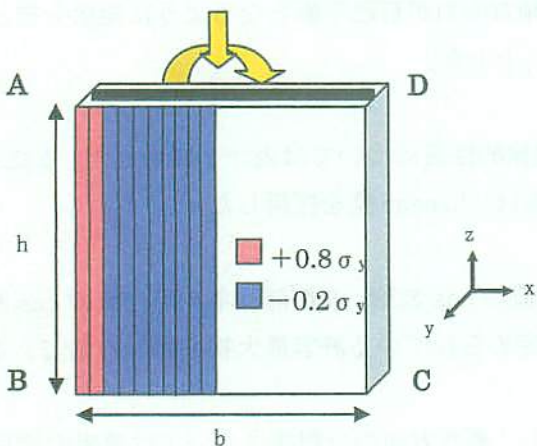


図3-4 解析モデル

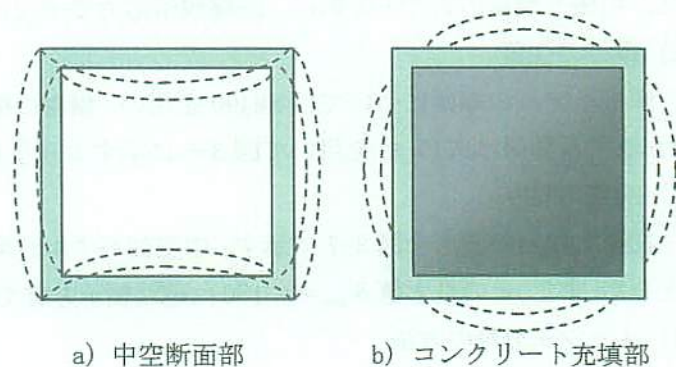


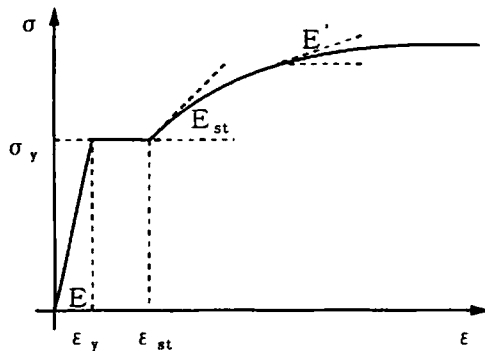
図3-5 中空部とコンクリート充填断面部との座屈波形の相違

表 3-1 境界条件

辺	中空部パネル				充填部パネル			
	AB	BC	CD	DA	AB	BC	CD	DA
U(x)	-	○	-	-	-	○	-	-
U(y)	○	○	○	○	○	○	○	○
U(z)	-	○	-	-	-	○	-	-
θ(x)	-	-	-	-	○	○	○	○
θ(y)	-	○	-	-	-	○	-	-
θ(z)	-	○	-	○	○	○	○	○

表 3-2 解析モデルの材料諸元

鋼種	SM490
ヤング率 : E(N/mm ²)	2.06 × 10 ⁵
降伏応力 : σ _y (N/mm ²)	315
ポアソン比 : ν	0.3
ひずみ硬化開始ひずみ : ε _{st}	7ε _y
E/E _{st}	30



$$\frac{\sigma}{\sigma_y} = 500 \left(1 - e^{(0.42 - 0.06\epsilon/\epsilon_y)} \right) + 1 \quad (\epsilon \geq \epsilon_{st})$$

$$E' = \frac{d\sigma}{d\epsilon} = \frac{E}{30} \cdot e^{(0.42 - 0.06\epsilon/\epsilon_y)} \quad (3-1)$$

図 3-6 応力-ひずみ関係

常の無充填鋼製箱形断面橋脚と比較し、図 3-5 a) 及び b) に示すように、それぞれ異なった座屈波形が生じる。そこで、コンクリート充填部直上の中空部断面の鋼板は、周辺単純支持の鋼板として挙動し、同時に隅角部で直角を保持するため、図 3-5 a) のように柱面内外に座屈する。ところが、コンクリート充填部の鋼板は内部にコンクリートが充填されることで周辺のたわみ角が拘束され、しかも隅角部で直角を保持するため、柱面外のみ座屈し、周辺が固定支持された鋼板として挙動をされると考えられる。そこで、中空部パネルの周辺および充填部パネルの周辺には表 3-1 に示す境界条件をそれぞれ与えた。表中の○は自由度の拘束を示し、u(x)、u(y)、u(z)はそれぞれ X、Y、Z 方向の変位を、θ(x)、θ(y)、θ(z)は、それぞれ X、Y、Z 軸周りの回転を表している。

1) 残留応力

残留応力は、図 3-4 のように板の縦方向に導入し、軸方向力が自己平衡となるように矩形分布とした。引張り残留応力で +0.8σ_y、圧縮残留応力で -0.2σ_y とした。

2) 鋼材の性質

解析モデルの鋼種については SM490 を使い、鋼材の機械的性質については表 3-2 に示した。また、応力-ひずみ関係は式(3-1)を用いて図 3-6 に示すような Multi-Linear 型を採用した。

3) 初期たわみ

初期たわみの波形を図 3-7 に示す。中空部パネルが半波の cos 波形、充填部パネルが一波の cos 波形とした。また、その最大値 δ_{max} = b/150 は道路橋示方書で定められている許容最大初期たわみ量である。

4) メッシュ分割の方法

要素のメッシュ分割数については幅方向に 20 分割とし、高さ方向の分割数については要素の細長比が 1 となるようにした。

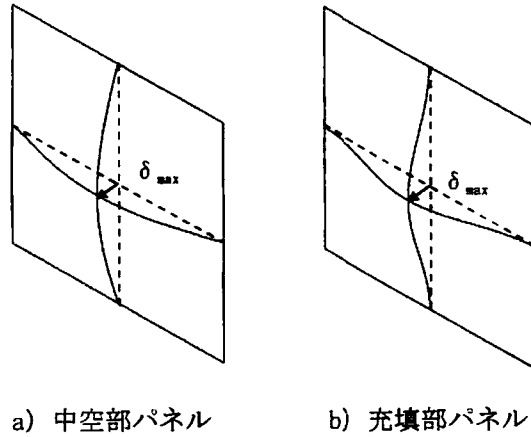


図 3-7 初期たわみの波形

5) 断面力の導入方法

軸力と曲げモーメントの載荷方法としては、変位を均等に与えるため、載荷辺に曲げ剛性無限大の剛棒を取り付け、その中央の一点に軸力に相当する軸方向変位 u と曲げモーメントに相当する回転角 θ を変位制御により同時に載荷した。なお、この載荷方法は文献¹⁾に用いられておりその妥当性が確かめられている。また、軸方向変位と回転角に対する増分比を式(3-2)に示す無次元パラメータ β を用いて表した。今回、この β を 0、1.0、1.5、3.0、 ∞ の 5 通りに変化させて解析を行った。

$$\beta = \frac{\theta/\theta_y}{u/u_y} \tag{3-2}$$

ここに、 θ : 回転角 θ_y : 降伏回転角 u : 軸方向変位 u_y : 軸方向降伏変位

6) 解析パラメータ

鋼板の最大強度を求める解析では、主要となるパラメータとしては式(3-3)で定義される幅厚比パラメータ R 及び式(3-4)で定義されるアスペクト比 α がある。まず、鋼板のアスペクト比 α が最大強度にどのような影響を及ぼすかを調べるため、 $R=0.8$ と固定した上でアスペクト比 α を 0.7、1、1.2 と変化させ、軸方向変位 u のみを作用させる純圧縮解析を行った。結果を図 3-8 に示すが、図の縦軸は作用軸力 N を降伏軸力 N_y で、また横軸は、軸方向変位 u を降伏変位 u_y で無次元化した値である。

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{k\pi^2}} \tag{3-3}$$

$$\alpha = \frac{h}{b} \tag{3-4}$$

ここに、 b : 板パネルの幅 t : 板厚 σ_y : 降伏応力 E : ヤング係数
 ν : ポアソン比 k : 座屈係数 $= (4n^2)$ n : 縦補剛材で区切られるパネル数

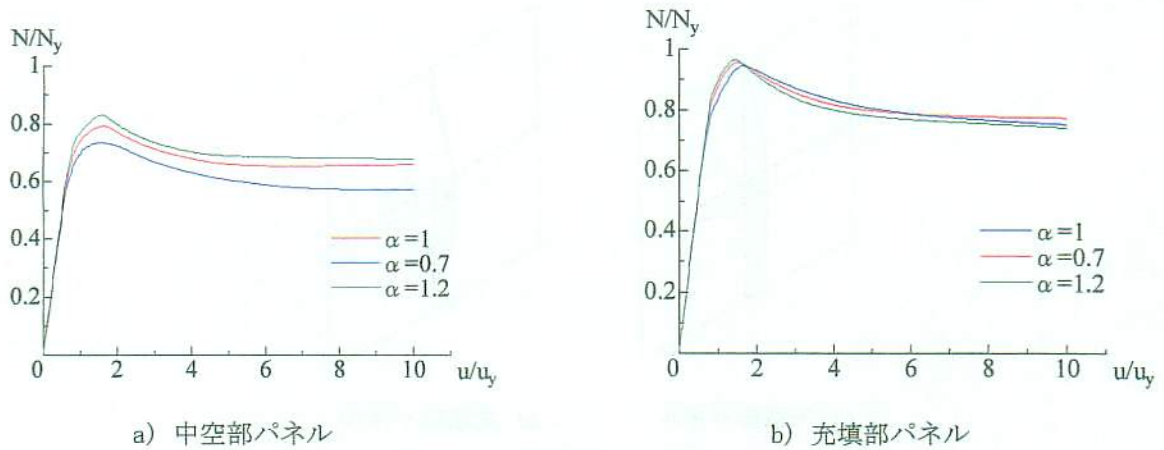
図 3-8 軸方向変位のみを作用させた時のアスペクト比 α の影響

図 3-8 からわかるように中空部・充填部パネルともにアスペクト比 α が減少するにつれ、最大強度が小さくなっていることがわかる。安全側の知見かつ、文献¹⁾²⁾によれば、『逆L形橋脚の座屈パネルは、中空断面で生じる場合、座屈の腹部は $0.28b \sim 0.42b$ 、充填断面で生じる場合の座屈の腹部で $0.27b \sim 0.5b$ 程度である』と報告されていることを考慮し、以後の解析におけるアスペクト比 α を 0.7 と決定し、 R の範囲を 0.2、0.4、0.6、0.7、0.8 と変化させて、曲げと圧縮が同時に作用するパネルの単調載荷解析を行った。

(3) 解析結果および考察

図 3-10 は板パネル解析で得られた、幅厚比パラメータ $R=0.2$ 及び 0.8 の N - M 相関挙動と最大強度を示した。図の縦軸は作用軸力 N を降伏軸力 N_y で、また横軸は、作用曲げモーメント M を全塑性モーメント M_p で無次元化した値である。図中 \blacklozenge で示す点が最大強度点で、図 3-9 に示すように縦軸に原点からの距離、横軸に解析のステップ数をプロットし、原点からの距離が一番大きくなった箇所とした。なお、図 3-10 中にある近似式の曲線については後述する。

図 3-10 を見てわかるように、幅厚比パラメータ $R=0.2$ の中空及び充填パネルの強度相関曲線において、曲げ強度または圧縮強度が一旦下がった後、再度強度が上昇するものがあるのに対し、 $R=0.8$ の解析結果ではみられなかった。これは解析において、曲げ変位と軸方向変位を同時に載荷したためだと考えられる。 $R=0.4$ の中空、 $R=0.4 \sim 0.6$ の充填パネルの強度相関曲線も $R=0.2$ の相関曲線と同様に、曲げまたは圧縮強度が一旦下降した後に、再度強度が上昇するといった傾向がみられた。(図 3-13 参照)

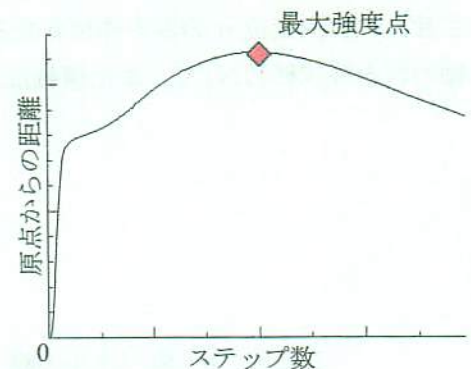


図 3-9 最大強度点の決定方法

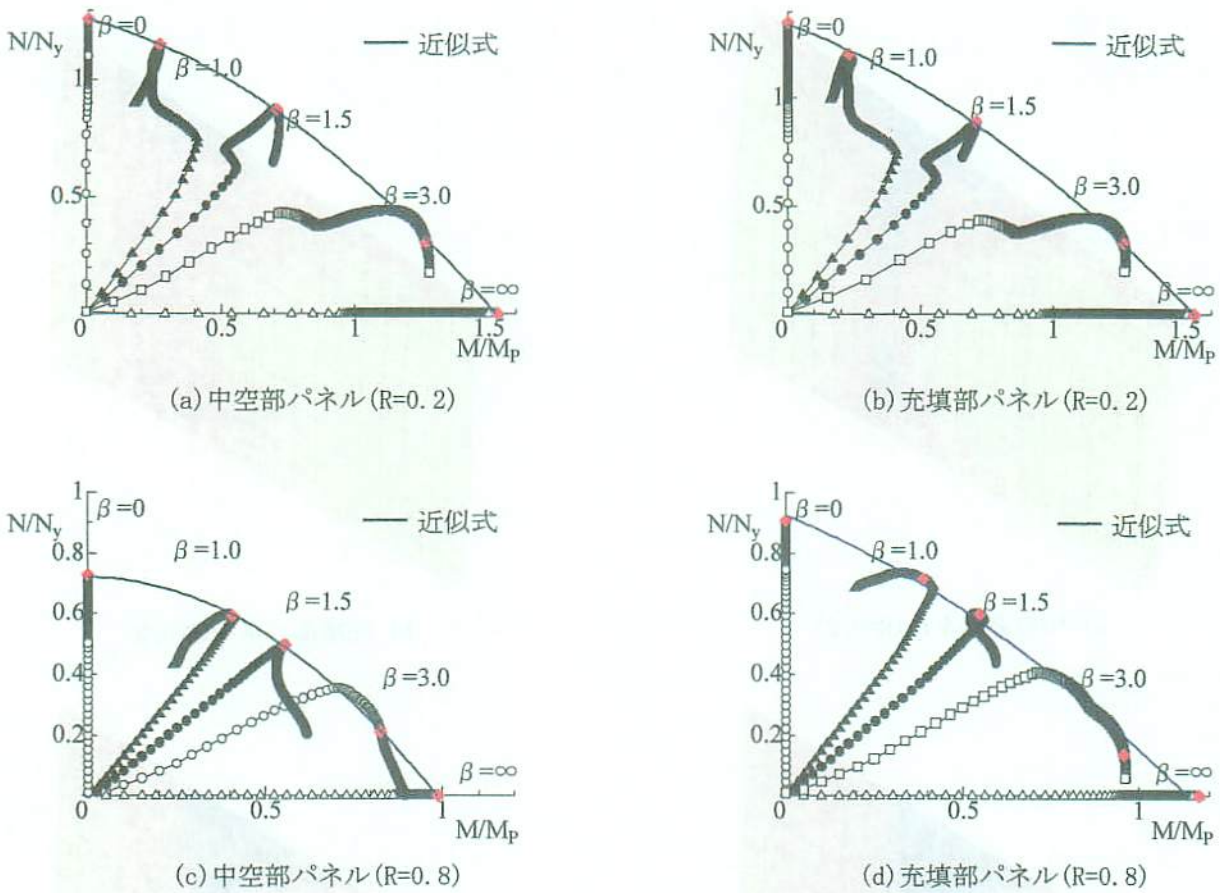


図 3-10 N-M相関挙動と最大強度

図 3-11 は幅厚比パラメータ $R=0.2$ 及び 0.8 の最大強度時の中空・充填パネルの変形図と応力分布を示す。これを見てわかるのは、 $R=0.8$ の中空・充填パネルは最大強度時に大きな局部変形が生じており、応力も局部的に集中していることである。それに対し、 $R=0.2$ の中空・充填パネルにおいては局部座屈が生じることなくパネル全域がひずみ硬化域に達しているのがわかる。このように最大強度時において、大きな局部変形も生じず、パネル全域がひずみ硬化域に達している傾向が見られたのも $R=0.4$ 、 0.5 の中空・充填パネルであった。これらより、曲げと圧縮が同時に作用するパネルは、幅厚比パラメータ $R=0.5$ 近傍が局部座屈を生じるか否かの境界となると考えられる。

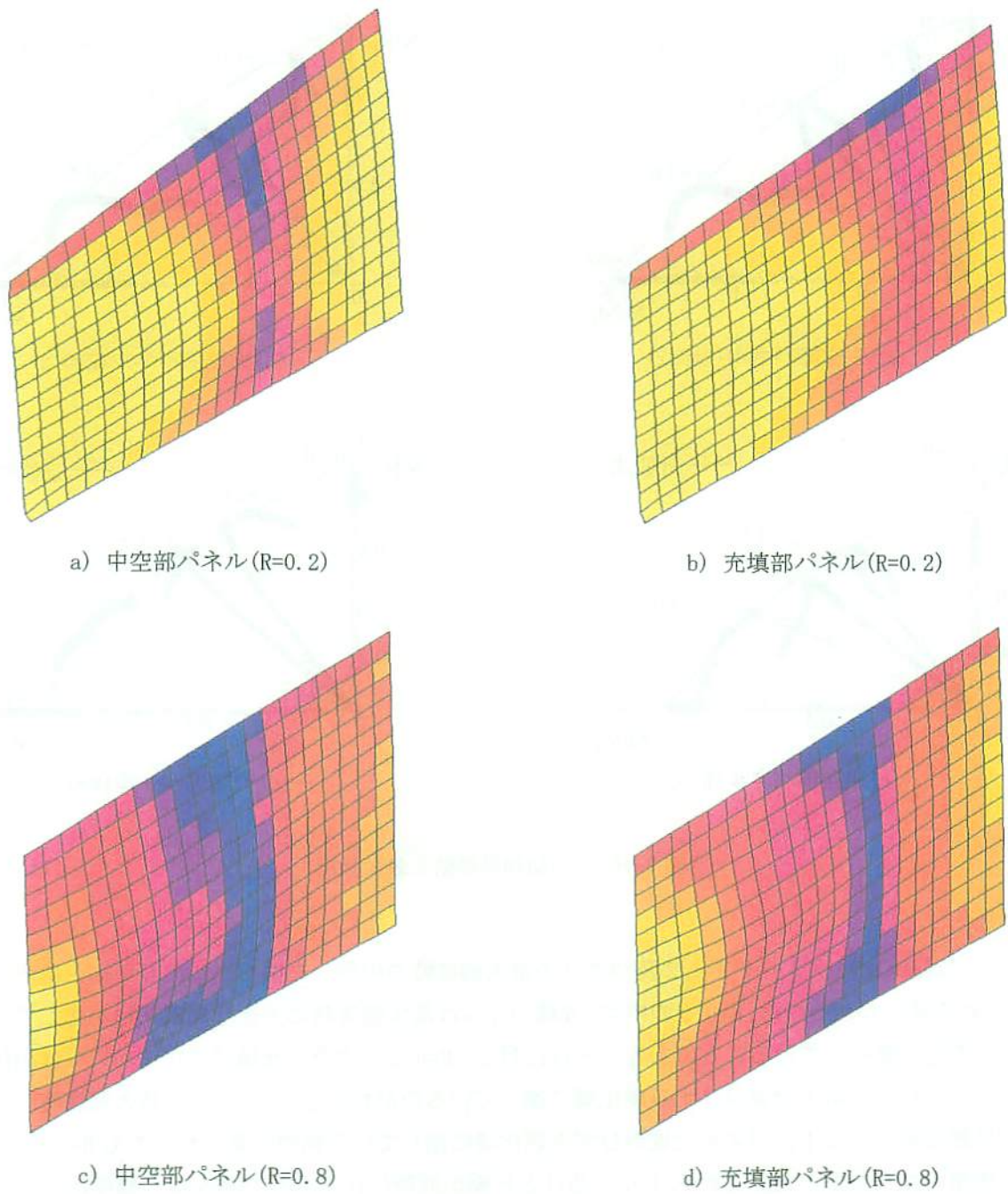


図 3-11 最大強度時の変形及び応力分布図

3.3 N-M最大強度相関曲線の定式化

(1) 幅厚比による相関曲線の近似

軸力と曲げが作用するパネルの最大強度相関曲線は最小自乗法を用いて、式(3-5)のような軸力は曲げモーメントの二次関数の近似式で表すことができ、曲げモーメント値 M/M_p の*i*次の項の係数を α_i とした。幅厚比パラメータ*R*と係数 α_i との関係を調べるため、横軸に*R*、縦軸に α_i をプロットすると図3-12のようになった。なお、添え字*e*は中空部パネル、*f*は充填部パネルをさす。

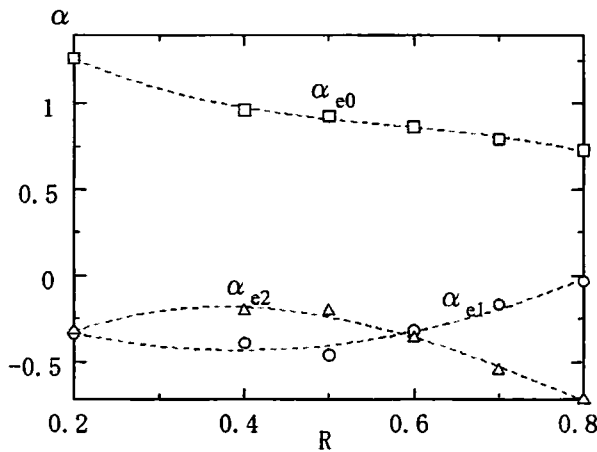
$$\frac{N}{N_y} = \sum_{i=0}^2 \alpha_i \left(\frac{M}{M_p} \right)^i = \alpha_0 + \alpha_1 \left(\frac{M}{M_p} \right) + \alpha_2 \left(\frac{M}{M_p} \right)^2 \quad (3-5)$$

係数 α_i は最小自乗法を用いて*R*の三次関数として図3-12中の実線及び破線のように近似でき、式3-6のようにあらわすことができた。

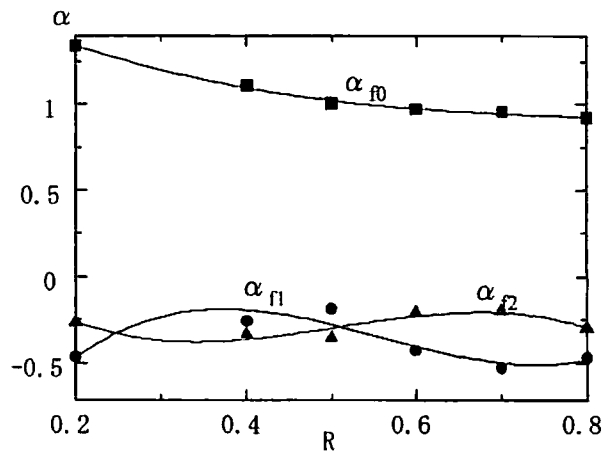
$$\left. \begin{aligned} \alpha_{e0} &= 1.91 - 4.48R + 6.96R^2 - 4.02R^3 \\ \alpha_{e1} &= -0.01 - 2.21R + 2.99R^2 - 0.30R^3 \\ \alpha_{e2} &= -0.91 + 4.23R - 7.10R^2 + 2.61R^3 \end{aligned} \right\} \quad (3-6a)$$

$$\left. \begin{aligned} \alpha_{f0} &= 1.76 - 2.60R + 2.74R^2 - 1.00R^3 \\ \alpha_{f1} &= -1.86 + 10.73R - 21.61R^2 + 12.93R^3 \\ \alpha_{f2} &= 0.51 - 6.28R + 13.85R^2 - 9.07R^3 \end{aligned} \right\} \quad (3-6b)$$

但し、 $0.2 \leq R \leq 0.8$



a) 中空部パネル



b) 充填部パネル

図3-12 幅厚比パラメータ*R*と係数 α_i の関係

(2) FEM解析値と近似式の相違

図3-13に*R*=0.4、0.5、0.6、0.7の解析結果と、近似化したN-M最大強度相関曲線の比較を示す。近似化した最大強度曲線は、各曲線の最大強度点を十分捉えており、どれもよく対応しているといえる。

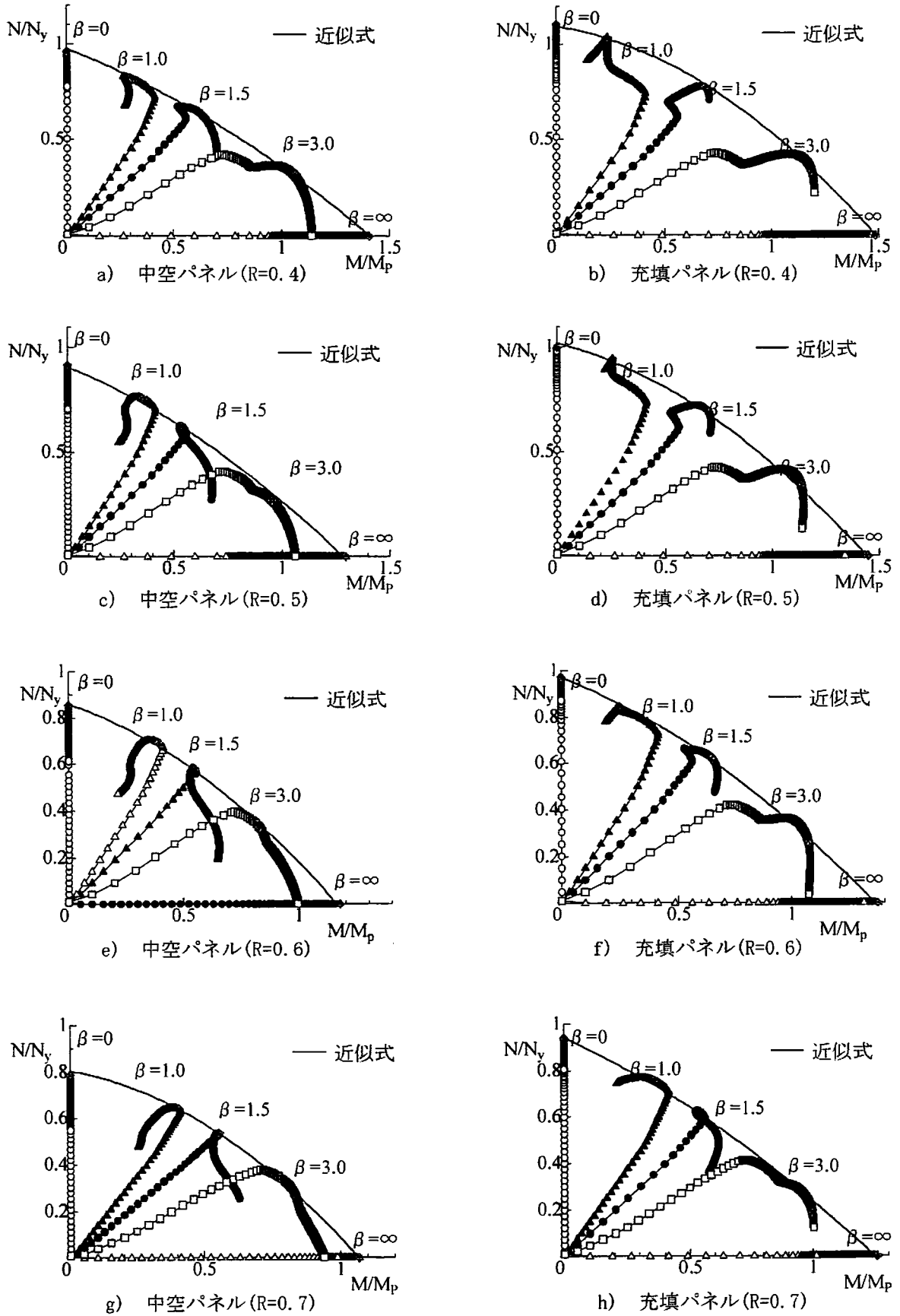


図 3-13 FEM 解析による N-M 相関挙動と最大強度近似式

(3) ねじりモーメントを考慮しないN-M最大強度相関曲線におけるコンクリート拘束効果

図3-14には、ねじりモーメントによる強度低下を考慮しない場合の、最大強度がほぼ同一となる中空断面及び充填断面の相関曲線を示したものである。表3-3には、LN-46の材料定数を用いて計算した無補剛正方形断面(部材幅 $b=360\text{mm}$)の中空断面及び充填断面での板厚を示す。中空断面の幅厚比パラメータ R を $0.2\sim 0.5$ とした場合の最大強度にほぼ等しいコンクリート充填断面の幅厚比パラメータは $0.26\sim 0.59$ となり、板厚差は $3.7\sim 8.3\text{mm}$ と30%前後コンクリートを充填することによる変形拘束がもたらす効果が見られる。この効果は、幅厚比パラメータにより一定ではなく、図3-15に見られるように中空断面の幅厚比パラメータ R が 0.3 をピークとして、最も大きな効果を与えることがわかった。

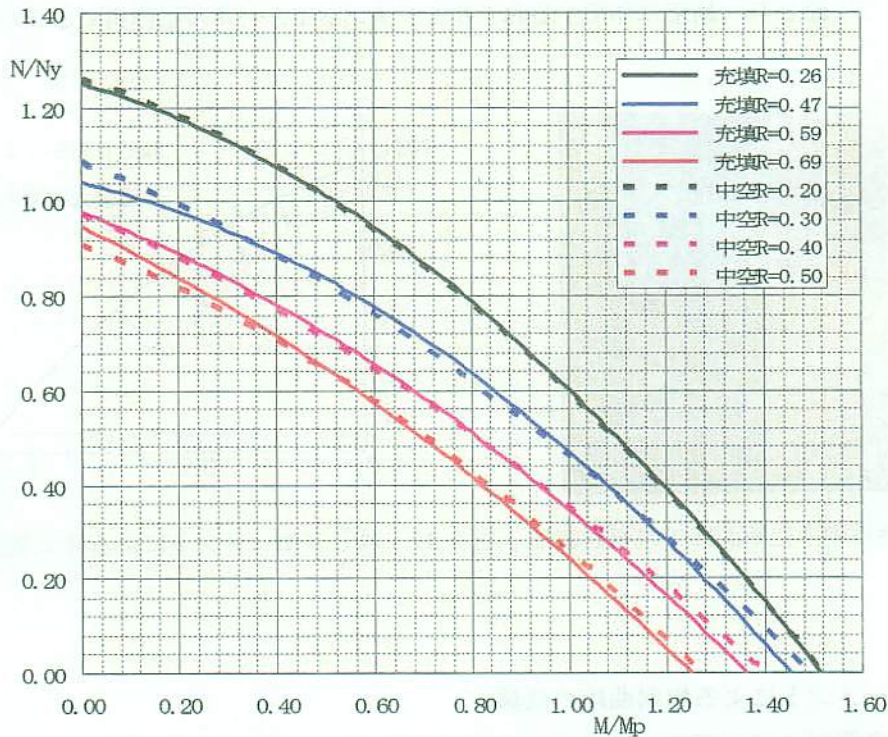


図3-14 充填部・中空部の幅厚比による強度相違

表3-3 N-M最大強度相関曲線がほぼ同一の板厚
($b=360\text{mm}$ 、無補剛正方形断面)

中空部		充填部		板厚差	
t1 (mm)	幅厚比 パラメータ R	t2 (mm)	幅厚比 パラメータ R	Δt (mm)	板厚率 (%)
34.3	0.20	26.4	0.26	7.9	23.0
22.9	0.30	14.6	0.47	8.3	36.2
17.2	0.40	11.6	0.59	5.6	32.6
13.7	0.50	10.0	0.69	3.7	27.0

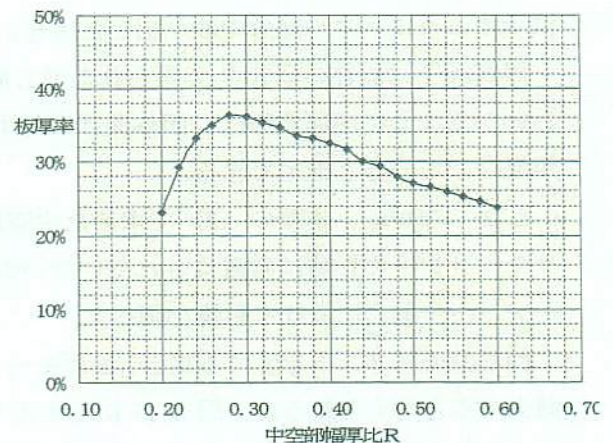


図3-15 コンクリートの拘束効果

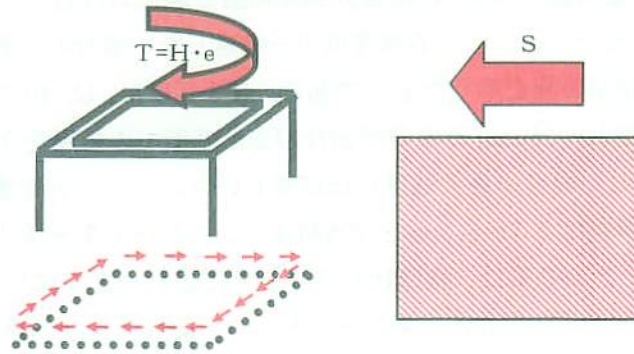
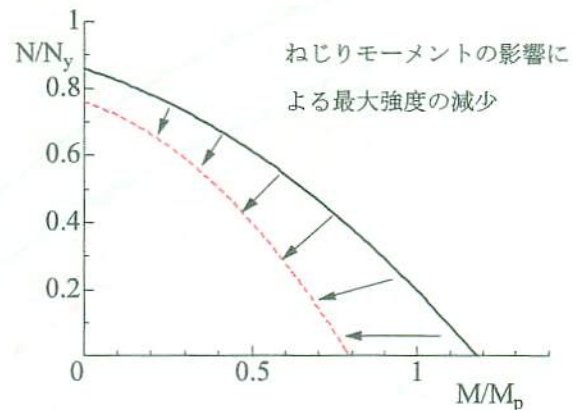
図 3-16 断面に作用するねじりモーメント T とパネルに作用するせん断力 S 

写真 4-1 無補剛中空断面部での座屈波形

図 3-17 ねじりモーメントによる最大強度相関曲線の低減
(イメージ図)

(4)ねじりモーメントによる相関曲線の低減

本来、逆L形鋼製橋脚の断面には偏心による面内曲げモーメントが常時作用しており、これに面外方向水平力が作用すると面外方向の曲げモーメント、さらにはねじりモーメントが作用するため、単T形鋼製橋脚に比べて、より大きなコンクリート充填率が必要だと考えられる。ここで、偏心距離 e の逆L形鋼製橋脚に面外方向水平力 H により柱断面に作用するねじりモーメント $T (=H \cdot e)$ は、図 3-16 に示すようにパネル部分で取り出した場合、せん断力 S として作用すると考えられる。

写真 4-1 は既往の研究⁸⁾ で得られた逆L形鋼製橋脚の中空断面部での座屈波形である。この写真からわかるように座屈波形は、面外曲げに対する曲げ座屈とねじりモーメントによるせん断座屈の両者が混在していると推定できる。

しかしながら、本章の(2)で求めた中空部及び充填部パネルの N - M 最大強度相関曲線には、ねじりモーメントの影響は考慮はされていないので、次に偏心載荷時に生じるねじりモーメントが曲げモーメントや軸力に及ぼす影響を調べた。

ねじりモーメントを受ける場合、曲げモーメントと軸力による座屈パネルの最大強度は、少なからず減少すると考えられるが、図 3-17 に示すようなねじりによる強度低下の割合が求めれば、コンクリート充填高さが精度よく求められると考えられる。そこで式(3-5)及び式(3-6)で提案した N - M 最大強度相関曲線に、ねじりモーメントの影響を考慮する方法について述べる。

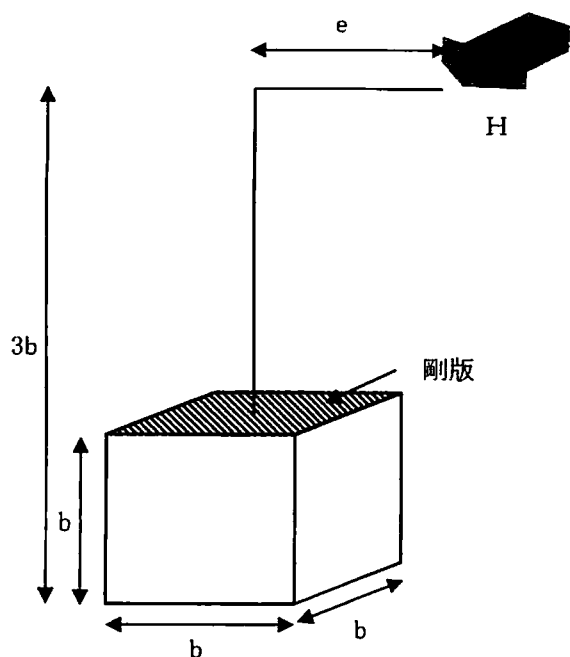
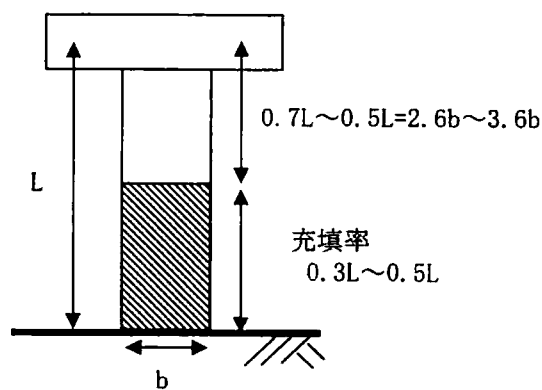


図 3-18 解析モデル

図 3-19 充填部直上の高さ と 板幅 b の関係 ($\lambda = 0.3$)

なお、コンクリート充填部においては鋼と充填コンクリートの合成断面であり、剛性が大きいものであるため、ねじりモーメントが充填部パネルに及ぼす影響は小さいものと考え、式(3-5)及び式(3-6b)で提案するN-M最大強度相関曲線の低減は行わないものとした。

1) 解析モデル

解析モデルは幅 b 、全体の高さ $3b$ の柱を、基部から b の高さまでをシェル要素で構成し、その上端に曲げ剛性無限大の剛板要素とをはり要素を用いてモデル化したものである。そして、そのはり要素の上端に長さ e の偏心ばりをつけ、面外方向に変位制御による単調載荷解析を行う。解析モデルに用いる鋼材、残留応力、メッシュ分割数、初期たわみは3.2の解析と同様なものとした。なお、解析モデルの高さを $3b$ は理由を以下に記すような考えで決定した。

文献9)、10)によれば、中空部の局部座屈が先行しないコンクリート充填率は、一般の非偏心鋼製橋脚であれば約30%とされており、また偏心荷重が作用する場合、曲げモーメントの高さ方向の減少が少ないため、偏心のない場合よりも充填率を高くする必要があるとされている。ここで、コンクリート充填率は橋脚高さの30%~50%とすると、充填部直上の高さは橋脚高さの70%~50%になり、細長比パラメータ λ を0.3で設計すると、その高さは図3-19に示すように $2.6b \sim 3.6b$ (b : 板幅)となる。従って、図3-18の解析モデルはコンクリート充填部から上の柱を対象とするので、モデル高さを $3b$ と決定した。

2) 解析パラメータ

偏心ばりの長さ e が最大強度にどのような影響を及ぼすかを調べるため、偏心パラメータ e/r (r : 断面二次半径)を0~10と変化させて解析を行った。なお、 $e/r=0$ のとき偏心ばりの長さ $e=0$ 、 $e/r=10$ のとき偏心ばりの長さ $e=4b$ である。また、幅厚比パラメータ R については0.4~0.8の範囲で変化させ検討を行った。

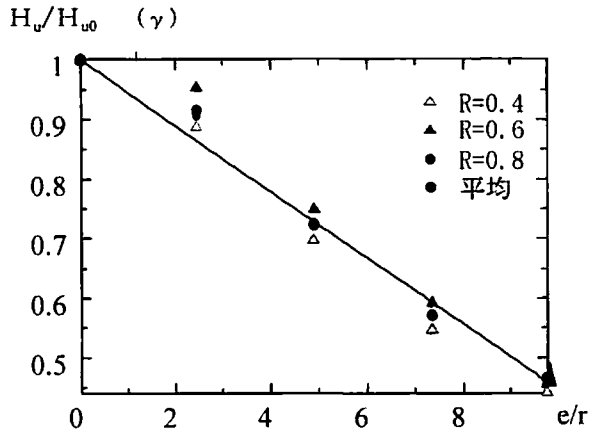


図 3-20 $H_u/H_{u0} (= \gamma)$ と e/r の関係

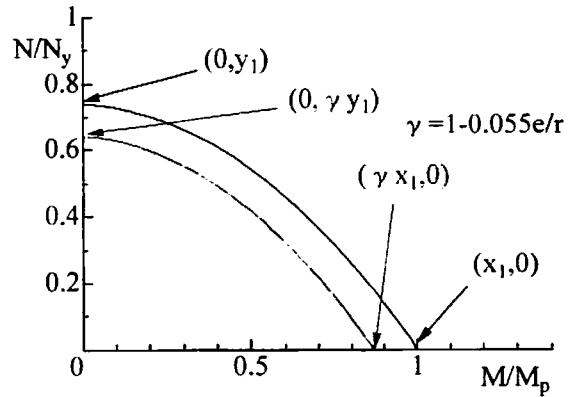


図 3-21 γ による強度相関曲線の低減

3) 解析結果

偏心荷重解析で求まる最大水平力 H_u を非偏心荷重時 ($e=0$) の最大水平力 H_{u0} で除した値を γ と定義し、その γ と偏心パラメータとの関係を図 3-20 に示した。図 3-20 より、偏心パラメータ e/r が大きくなるにつれ、最大水平力が減少することがわかる。これは、偏心なし ($e=0$) では面外曲げモーメントのみが断面に作用しているのに対し、偏心荷重時にはねじりモーメントと面外曲げモーメントの組み合わせが作用しているため、最大強度が減少したと考えられる。

また、最大強度の減少の割合は幅厚比パラメータ R にそれほど依存していないことがわかる。そこで、各 R に対する γ の平均値と e/r の平均値を最小自乗法で近似すると式 (3-7) のように得られた。

$$\frac{H_u}{H_{u0}} = \gamma = 1 - 0.055 \frac{e}{r} \quad (3-7)$$

ここで、 γ という値は、ねじりモーメントに起因する最大強度の減少の割合であるので、この γ を用いて、式 (3.5)、式 (3.6a) で提案している中空部パネルの N - M 最大強度相関曲線の修正を試み、ねじりモーメントの影響を次のように考慮した。

図 3-21 は、 γ による最大強度相関曲線の低減した曲線を示したものである。図 3-21 中の黒線は式 (3-5)、式 (3-6a) で提案する N - M 最大強度相関曲線であり、この曲線の最大軸力値の点 $(0, y_1)$ と最大曲げモーメント値である点 $(x_1, 0)$ を γ 倍することで、ねじりモーメントが最大強度に及ぼす影響を考慮できると考えた。しかし、式 (3-5) は M/M_p の二次関数であるので、2 定点 $(0, \gamma y_1)$ 及び $(\gamma x_1, 0)$ を定めただけでは、ねじりモーメントの影響を考慮した N - M 最大強度相関曲線は定まらないので、軸の方程式式 (3-8) は式 (3-5) と同じとすることとした。

$$\frac{M}{M_p} = -\frac{\alpha_1}{2\alpha_2} \quad (3-8)$$

以上より、ねじりモーメントの影響を考慮した N - M 最大強度相関曲線は式 (3-9) になる。

$$\frac{N}{N_y} = -\frac{\alpha_2 y_1}{x_1(\alpha_2 x_1 + \alpha_1)} \left(\frac{M}{M_p} + \frac{\alpha_1}{2\alpha_2} \right)^2 + \frac{(2\alpha_2 x_1 + \alpha_1)^2 y_1}{4\alpha_2 x_1(\alpha_2 x_1 + \alpha_1)} \quad (3-9)$$

ここに、 x_1 ：最大曲げモーメント値、 y_1 ：最大軸力値であり、これらの値は式(3-5)及び式(3-6a)で容易に求まる。

3-4 まとめ

本章で得られた結果をまとめると以下のようになる¹¹⁾。

- ①逆L形鋼製橋脚のコンクリート充填高さ算定法を提案し、それに必要な周辺単純支持及び周辺固定支持板のN-M最大強度相関曲線を幅厚比パラメータRの関数として定式化した。
- ②上記①でのコンクリート充填部と中空部の最大強度差は、幅厚比パラメータRが0.2～0.8の範囲でおおよそ30%の板厚比に相当する。
- ③中空部パネルのN-M最大強度相関曲線において、せん断力による最大強度の低下を偏心パラメータの関数として導入し、①の中空部最大強度相関曲線を低減した。
- ④上記①～③を求めることで、偏心の有無・水平力作用方向によらず、必要なコンクリート充填高を求めることが可能である。

一方、今後の課題として以下のことがあげられる。

- ①本章では、単調載荷解析結果を基にN-M最大強度相関曲線を定式化したため、繰り返しによる劣化は考慮していない。今後は繰り返し解析を行い、劣化を考慮したN-M最大強度相関曲線の定式化を行い、本研究のN-M最大強度相関曲線との比較検討を行う必要がある。
- ②本章では、無補剛鋼板におけるN-M最大強度相関曲線の定式化を行った。補剛断面におけるN-M最大強度相関曲線を定式化する必要がある。しかし、補剛鋼板における相関曲線定式化の際にも本研究を参考するべき点があるであろう。
- ③本章では、コンクリート充填高さを求める手法について提案した。実用に当たっては、個々の橋脚でその都度充填高さを求めることも可能であるが、断面構成や材料物性が判明した状態で、コンクリート充填率そのものをある定式化された式として近似しておき、それを供用に資することが重要である。

参考文献

- 1) 崎元 達郎, 中山 雅文, 川畑 智亮, 渡辺 浩, 江山 栄一：面外繰り返し力を受ける逆L形鋼製橋脚の履歴挙動, 土木学会論文集, No696/I-58, pp. 215-224, 2002. 1
- 2) 崎元 達郎, 高田 孝史朗, 松本 英明, 廣田 武聖, 渡辺 浩：基部にコンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚の復元力特性, 土木学会論文集, No738/I-64, pp. 55-66, 2003. 7
- 3) 青木 徹彦, 鈴木 真一, 渡辺 俊輔, 鈴木 森晶, 宇佐美 勉, 葛 漢彬：面外繰り返し水平力を受ける逆L形鋼製箱形断面橋脚の強度と変形能に関する実験的研究, 土木学会論文集, No724/I-62, pp. 213-223, 2003. 1
- 4) 葛 漢彬, 渡辺 俊輔, 宇佐美 勉, 青木 徹彦：面外繰り返し水平力を受ける逆L形鋼製箱形断面橋脚の耐震性能に関する解析的研究, 土木学会論文集, No738/I-64, pp. 207-218.

2003. 7

- 5) MARC Users Manual Vol. A-E, 日本マーク
- 6) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編. 日本道路協会, 2000. 2
- 7) 津曲 志郎: 逆L形橋脚のコンクリート充填高さ算定式の提案と評価. 熊本大学提出, 平成 15 年度修士論文, 2004. 2
- 8) 高田 孝史朗: 基部にコンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚の復元力特性, 熊本大学提出, 平成 13 年度修士論文, 2002. 2
- 9) 鈴木 俊光, 宇佐美 勉, 伊藤 義人, 豊島 径: 細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動, 土木学会論文集, No537/I-35, pp. 77-88, 1996. 4
- 10) 天野 麻衣, 葛西 昭, 宇佐美 勉, 葛 漢彬, 岡本 真悟, 前野 裕文: コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 179-188, 1998. 3
- 11) 廣田 武聖, 津曲 志郎, 山尾 敏孝, 崎元 達郎: 正方形無補剛等厚断面におけるコンクリート充填率算定式の提案. KABSE 土木構造・材料論文集. 第 19 号, pp. 71-80, 2004. 12

第4章 鋼製橋脚のコンクリート充填率試算

4.1 概説

第3章までに実験及び解析により、パネルのN-M最大強度相関曲線やねじりモーメントを考慮した低減係数が求められた。本章においてはそれらを用い、実際にコンクリート充填高さより充填率を算定する場合の決定方法の手順や算定方法の違いによるコンクリート充填率の違い、あるいは各種パラメータを変えた場合の充填率の変化を検討するものである。さらに、以上の結果を踏まえた実用的なコンクリート充填率算定式の提案^{1) 2)}を行うものである。

鋼製橋脚のコンクリート充填高さは、中空部とコンクリート充填部の座屈パネルの着目し、水平力が作用した状態でそれらの極限強度に達するまでの余裕度の大小で決定³⁾できる。本章では、まず実験を行った正方形柱断面の無補剛断面において、第3章で求めた中空部及び充填部のN-M最大強度相関曲線を用いてパラメトリック解析を行い、基本となるコンクリート充填率算定式を求める。その後、補剛断面への適用する場合の考え方を示し、さらに面内及び面外方向で板厚が異なる場合について、検討を行うものである。

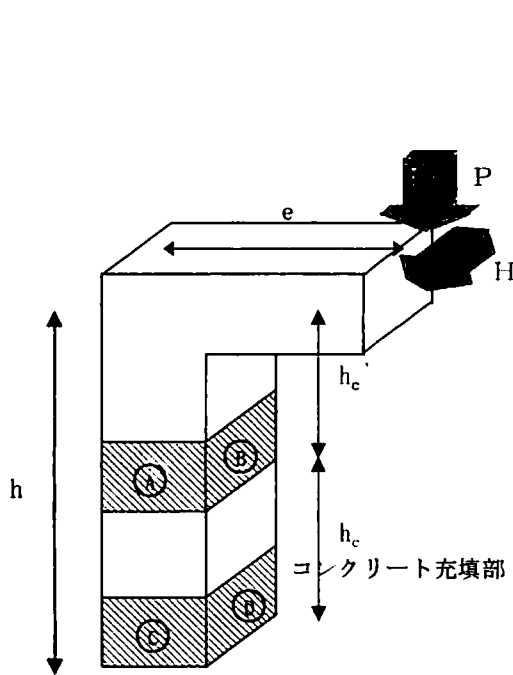
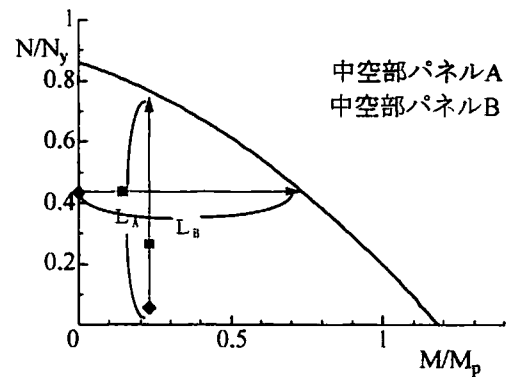
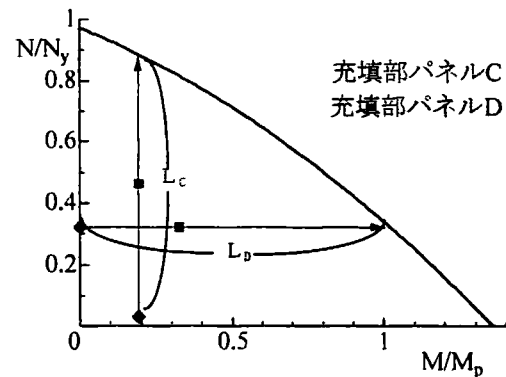


図4-1 逆L形鋼製橋脚



(a) 中空部パネルに作用する荷重の経路



(b) 充填部パネルに作用する荷重の経路

図4-2 各パネルに作用する荷重の経路パターン

4.2 コンクリート充填率決定の手順

図4-1のように柱基部から水平力作用位置までの橋脚高さ h 、柱基部から高さ h_c までコンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚に、上部構造重量 P と面外方向水平力 H が作用した場合のコンクリート充填率決定の手順について説明する。なお、以下に記す添え字A~Dの英文字は図4-1の各パネル部分に対応する。

- 1) 上部構造重量 P を作用させた死荷重状態での、中空部・充填部各パネル部分の応力状態から、軸力値(N/N_y)及び曲げモーメント値(M/M_p)を計算する。(図4-2(a)中の◆及び(b)中の◆)
- 2) 面外方向の降伏水平力 H_y が作用したときの、中空部・充填部パネルの応力状態から、各パネルに作用する軸力値(N_{Hy}/N_y)及び曲げモーメント値(M_{Hy}/M_p)を計算する。(図4-2(a)中の■及び(b)中の■)
- 3) 各パネルにおいて、 $F_A = L_a / (N_{Hy}/N_y)$ 、 $F_B = L_b / (M_{Hy}/M_p)$ 、 $F_C = L_c / (N_{Hy}/N_y)$ 、 $F_D = L_d / (M_{Hy}/M_p)$ を計算する。なお、 L_a 、 L_b 、 L_c 、 L_d は図に示すように、最大強度と死荷重状態の強度の差とする。
- 4) 3)で計算した F_A 、 F_B 、 F_C 、 F_D という値は、降伏水平力 H_y が作用した時点における、各パネルの最大強度までの余裕度であるから、充填コンクリート直上の鋼パネルが局部座屈しないようにするには、【 F_A 、 F_B の小さい方の値 $>$ F_C 、 F_D の小さい方の値】の条件を満たす必要がある。

4.3 解法の違いによるコンクリート充填率の試算

本項では、コンクリート充填率を左右する各パラメータについて、計算方法の違いによる充填率の差異を検討する。計算方法は以下の3ケースである。

解法①-1：ねじりモーメントによる低減を考慮したN-M最大強度相関曲線による方法

解法①-2：ケース1と同様であるが充填部はコンクリートの圧縮応力度の分担を考慮する方法

解法②：N-M最大強度相関曲線はねじりモーメントによる低減を考えず、ねじりモーメントを作用力に乗せする方法

ここで、解法①-1は、文献4)5)のようにコンクリートは強度上昇に寄与しないこと、解法①-2は文献6)7)でコンクリートは曲げによる圧縮を負担することで考えるものとし、解法②は本項で定義したものである。

(1) 幅厚比パラメータの違いによる充填率

- 1) 死荷重による面内フランジ圧縮応力度が $\sigma_c (= \sigma_n + \sigma_m)$ 一定の場合

実験のLNグループの構造諸元を基本に、実用的な作用荷重を算定し偏心率(e/h)を変動させてコンクリート充填率を算定する。ここで、実験に用いたLN-46と本項での作用荷重の違いは以下の通りである。

一般に、逆L形鋼製橋脚においては、レベル2地震時の必要な耐力やじん性を除けば、柱断面は死+活荷重作用時(常時)及びレベル1の面内方向地震時に決定される。実験のLN-46供試体では鉛直荷重 $P (=258.1\text{kN})$ に、フランジの許容圧縮応力度($\sigma_{ca} = 140\text{kN/mm}^2$)を与えるものであり、実橋脚では地震時には活荷重を考慮しないのが一般的であるため、活荷重相当分の鉛直荷重を除くため、一般的な高架橋クラスを考え、死荷重を実験に用いた P の60%程度に低減する。

また、鋼材のパラメータは材質SS400として標準値である $E = 2.0 \times 10^6 \text{N/mm}^2$ 、 $\sigma_y = 300 \text{N/mm}^2$ 及び $\mu = 0.3$ とし、両フランジは同材質材料とする。

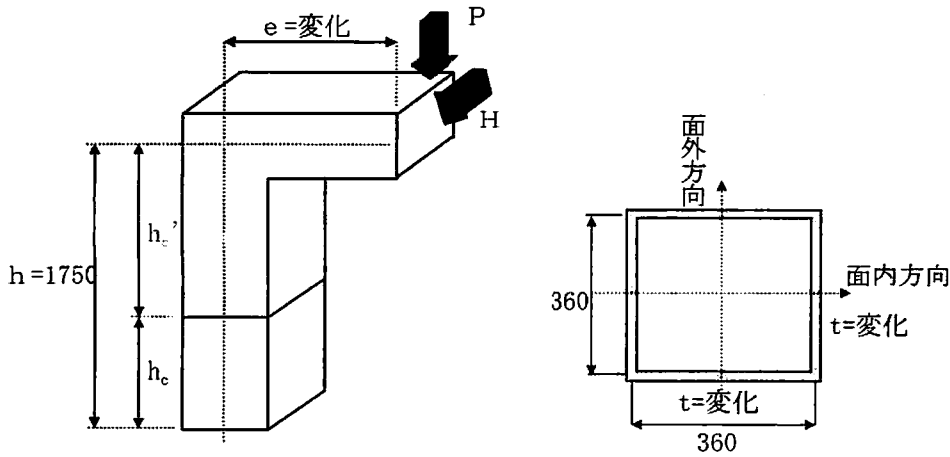


図 4-3 幅厚比パラメータ変動の場合の形状

[LN-46 での死荷重作用時フランジ応力度 σ_c]

$$\begin{aligned}\sigma_c &= P/A + P \cdot e / W_y \\ &= 258.1 \times 10^3 / 12960 + 258.1 \times 10^3 \times 700 / 1.518 \times 10^6 \\ &= 138.9 \text{ N/mm}^2 < \sigma_{ca} (=140 \text{ N/mm}^2)\end{aligned}$$

[本項での死荷重 R_d 及びフランジ応力度 σ_c]

$$\begin{aligned}R_d &= 0.6 \times P = 0.6 \times 258.1 \approx 160.0 \text{ kN} \\ \sigma_c &= 160.0 \times 10^3 / 12960 + 160.0 \times 10^3 \times 700 / 1.518 \times 10^6 \\ &= 86.1 \text{ N/mm}^2 (=0.615 \sigma_{ca})\end{aligned}$$

ここで、面内方向フランジであるBパネルの圧縮応力度を $\sigma_c = 86.1 \text{ N/mm}^2$ で一定とし、偏心量 e 及び幅厚比パラメータ R を変化させて充填率の変動を試算する。なお、面外・面内方向の各フランジ板厚は同一である。表 4-1 にそれら断面諸量を示す。フランジ板厚 t を 9、14 及び 25mm とし、偏心率 e/h を 0.1~0.8 に変化させる。フランジ圧縮応力度 $\sigma_c (= \Sigma \sigma)$ を一定にするため偏心率の違いにより、作用荷重 P が異なり、軸力による圧縮応力度 σ_n 、曲げモーメントによる圧縮応力度 σ_m が変動するが、合計値 $\Sigma \sigma$ は 86.1 N/mm^2 で一定である。また、表内に断面の降伏水平力 H_y 、断面積 A 、断面係数 W 、断面半径 γ 、幅厚比パラメータ R 及び細長比パラメータ γ を示している。

表 4-2 及び図 4-4 にフランジ板厚を 9, 14, 25mm に変えて、解法別の偏心率 e/h によるコンクリート充填率の変動を示した。板厚と幅厚比パラメータの関係は、 $t=9\text{mm}$ ($R=0.818$)、 14mm (0.524) 及び 25mm (0.293) である。いずれの板厚においても、解法①-2 が解法①-1 よりも高い充填率を示し、解法②にあっては偏心率 0.3~0.4 を境に偏心率が大きくなるに連れ急激に充填率が上昇することがわかる。これは、偏心率 0.3~0.4 を境に座屈する対象パネルの変化が生じるためと考えられる。

次に、図 4-5 は解法別の幅厚比パラメータの違いによる充填率の変化を示したものである。解法①-1 においては、幅厚比パラメータによる差異がほとんどみられず、偏心率が小さい場合においてのみ幅厚比パラメータが大きくなれば充填率が若干上昇することがわかる。解法①-2 においては、一様に幅厚比は小さい程充填率が下がり、 $R \approx 0.8$ と $R \approx 0.3$ では 10%前後の違いが見られた。

なお、解法①-1 及び①-2 では一次比例的な関係であるが、解法②では偏心率が小さい場合 ($e/h < 0.3$)、ほぼ一定値の充填率を示した。

表 4-1 σ_c =一定で幅厚比パラメータを変化させた断面諸量

e/h	e (mm)	t=9mm					t=14mm					t=25mm				
		P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma \sigma$ N/mm ²	H_y (kN)	P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma \sigma$ N/mm ²	H_y (kN)	P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma \sigma$ N/mm ²	H_y (kN)
0.1	175	447.5	34.5	51.6	86.1	185.6	691.0	34.3	51.9	86.1	285.0	1215.0	33.8	52.4	86.1	496.1
0.2	350	279.8	21.6	64.5	"	"	431.0	21.4	64.7	"	"	755.0	21.0	65.1	"	"
0.3	525	203.5	15.7	70.4	"	"	313.5	15.6	70.6	"	"	548.0	15.2	70.9	"	"
0.4	700	160.0	12.3	73.8	"	"	246.3	12.2	73.9	"	"	430.0	11.9	74.2	"	"
0.5	875	131.8	10.2	76.0	"	"	202.8	10.1	76.1	"	"	354.0	9.8	76.3	"	"
0.6	1050	112.0	8.6	77.5	"	"	172.2	8.5	77.5	"	"	300.5	8.3	77.7	"	"
0.7	1225	97.4	7.5	78.6	"	"	149.7	7.4	78.6	"	"	261.3	7.3	78.9	"	"
0.8	1400	86.2	6.7	79.5	"	"	132.5	6.6	79.5	"	"	231.0	6.4	79.7	"	"
A (mm ²)		1.296×10 ⁴					2.016×10 ⁴					3.600×10 ⁴				
W (mm ³)		1.518×10 ⁶					2.332×10 ⁶					4.059×10 ⁶				
γ (mm)		147.0					147.1					147.3				
R		0.815					0.524					0.293				
λ		0.293					0.293					0.293				

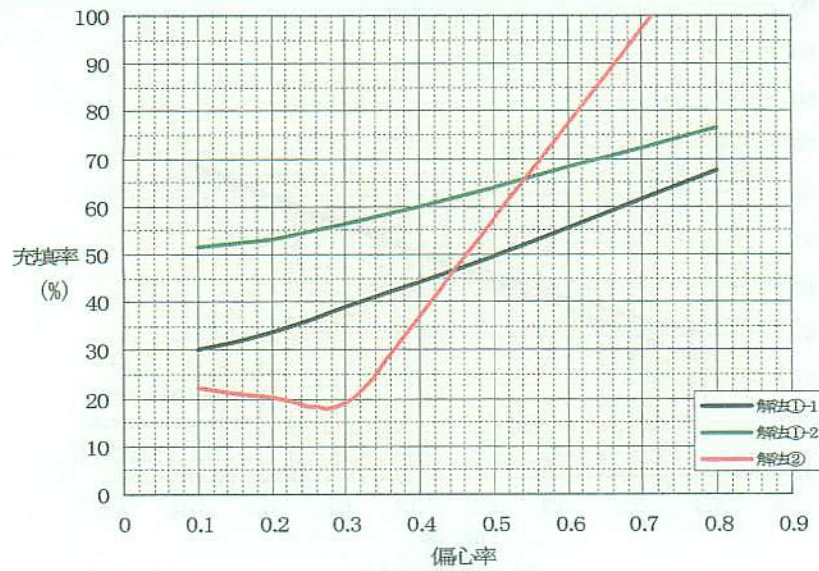
表 4-2 幅厚比パラメータを変化させた時の充填率の変動(σ_c =一定)

t (mm)	解法①-1			解法①-2			解法②			
	9	14	25	9	14	25	9	14	25	
R	0.818	0.524	0.293	0.818	0.524	0.293	0.818	0.524	0.293	
e/h	0.1	30.1%	24.1	24.3	51.6	40.4	34.0	22.2	14.2	12.6
	0.2	33.9	30.3	30.4	53.3	44.5	38.9	20.1	14.0	12.6
	0.3	38.8	36.5	36.5	56.5	49.2	44.1	19.2	13.9	12.6
	0.4	44.2	42.8	42.6	60.1	54.1	49.4	37.1	21.1	13.5
	0.5	49.8	49.2	48.7	64.0	59.1	54.7	57.4	41.3	33.1
	0.6	55.6	55.5	54.8	68.1	64.2	60.0	77.5	61.2	52.4
	0.7	61.5	61.9	60.9	72.3	69.3	65.5	97.4	80.9	71.6
	0.8	67.6	68.4	67.1	76.7	74.5	70.9	117.2	100.6	90.7

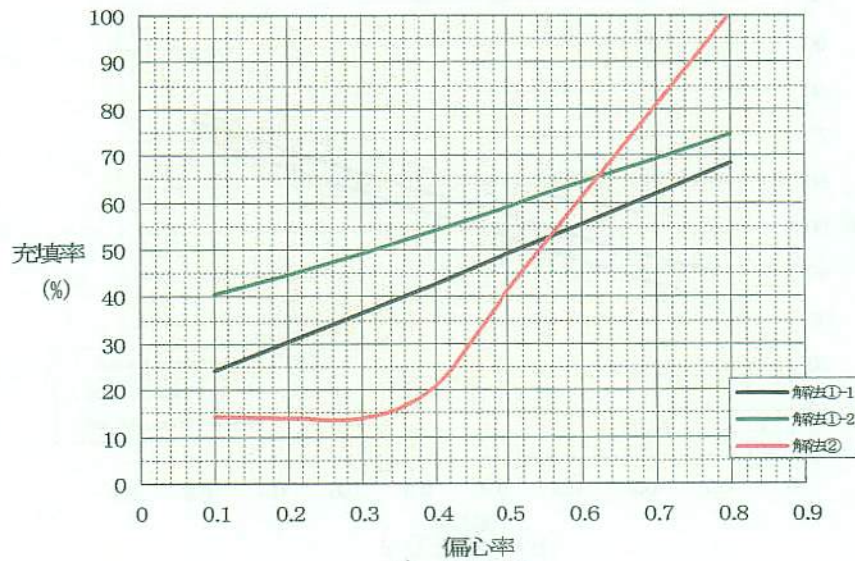
2) 死荷重による曲げモーメントによる圧縮応力度 σ_c が一定の場合

1) と同様の考え方で偏心荷重による曲げモーメント値 $M(=P \cdot e)$ を一定、すなわち曲げモーメントによる圧縮応力度 σ_c が一定とした充填率の変動状況を検討した。表 4-3 にそれらの断面諸量を示し、表 4-4 に充填率の変動を示した。また、一例として $R=0.5$ 、 $t=14\text{mm}$ の場合の初期応力度別の充填率と偏心率の関係を図 4-6 に示した。

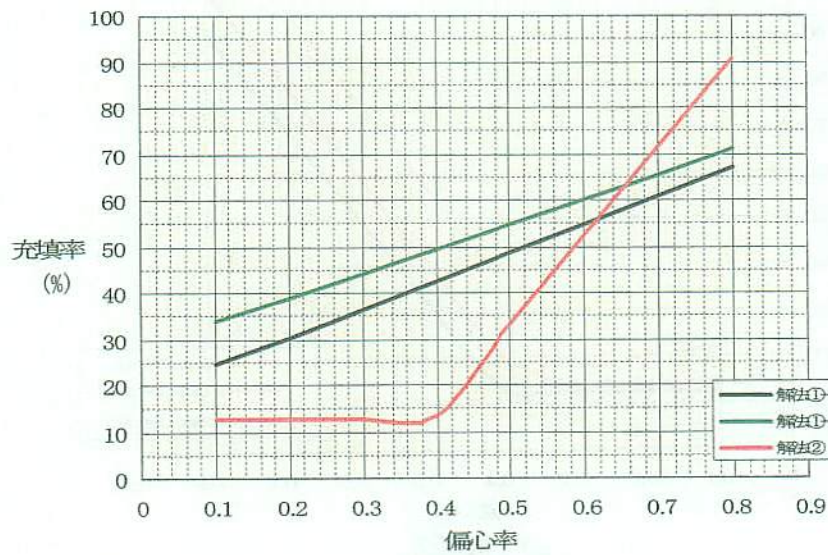
この結果、面内フランジ圧縮応力度一定(σ_c =一定)及び面外フランジ曲げモーメント値一定(M =一定)のケースでの充填率にはほとんど差はなく、偏心率と充填率の傾向は前述 1) と同様であった。



a) $t=9\text{mm}$

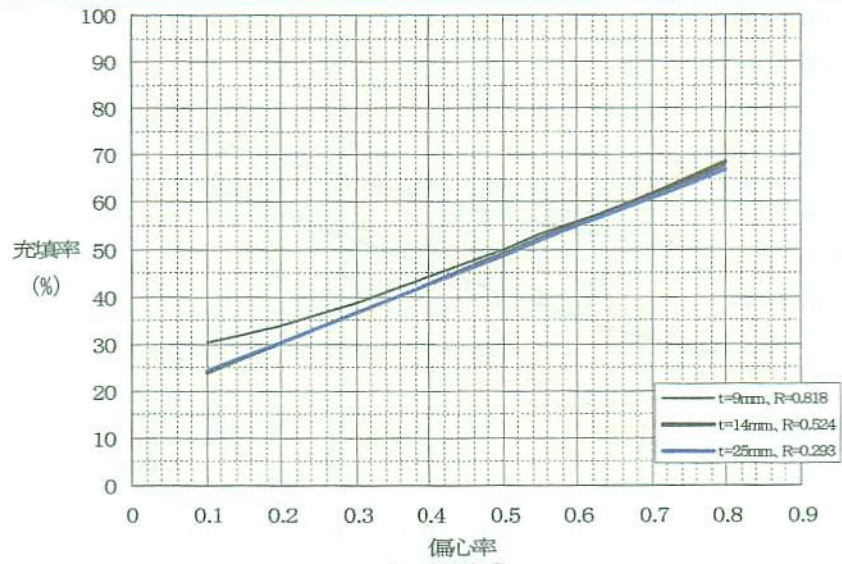


b) $t=14\text{mm}$

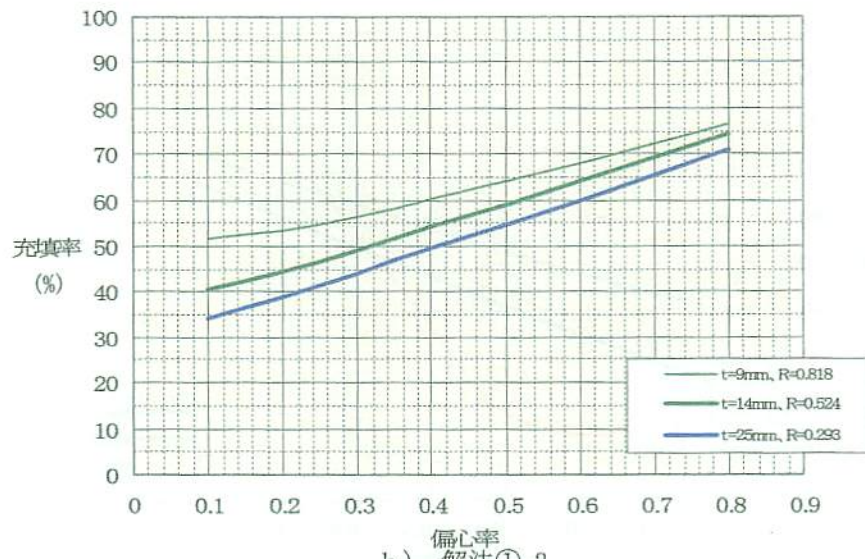


c) $t=25\text{mm}$

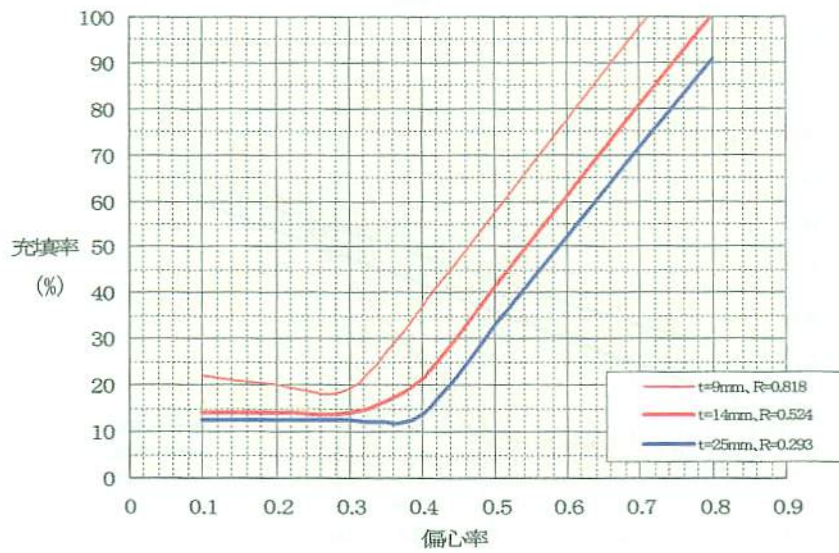
図4-4 解法別の充填率 ($h=1750\text{mm}$)



a) 解法①-1



b) 解法①-2



c) 解法②

図 4-5 幅厚比パラメータを変化させた時の充填率と偏心率の関係

表 4-3 M=一定で幅厚比パラメータを変化させた時の断面諸量

e/h	e (mm)	t=9mm					t=14mm					t=25mm				
		P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma \sigma$ N/mm ²	H_y (kN)	P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma \sigma$ N/mm ²	H_y (kN)	P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma \sigma$ N/mm ²	H_y (kN)
0.1	175	640.0	49.4	73.8	123.2	153.4	985.0	48.9	73.9	122.8	236.2	1720.0	47.8	74.2	121.9	413.0
0.2	350	320.0	24.7	"	98.5	174.8	492.5	24.4	"	98.3	268.7	860.0	23.9	"	98.0	468.4
0.3	525	213.3	16.5	"	90.2	182.0	328.3	16.3	"	90.2	279.6	573.3	15.9	"	90.1	486.9
0.4	700	160.0	12.3	"	86.1	185.6	246.3	12.2	"	86.1	285.0	430.0	11.9	"	86.1	496.1
0.5	875	128.0	9.9	"	83.6	187.7	197.0	9.8	"	83.7	288.3	344.0	9.6	"	83.7	501.7
0.6	1050	106.7	8.2	"	82.0	189.1	164.2	8.1	"	82.1	290.4	286.7	8.0	"	82.1	505.3
0.7	1225	91.4	7.1	"	80.8	190.2	140.7	7.0	"	80.9	292.0	245.7	6.8	"	81.0	508.0
0.8	1400	80.0	6.2	"	79.9	190.9	123.1	6.1	"	80.0	293.2	215.0	6.0	"	80.1	510.0
A (mm ²)		1.296×10 ⁴					2.016×10 ⁴					3.600×10 ⁴				
W (mm ³)		1.518×10 ⁶					2.332×10 ⁶					4.059×10 ⁶				
γ (mm)		147.0					147.1					147.3				
R		0.815					0.524					0.293				
λ		0.293					0.293					0.293				

表 4-4 幅厚比パラメータを変化させた時の充填率の変動

t (mm)	解法①-1			解法①-2			解法②			
	9	14	25	9	14	25	9	14	25	
R	0.818	0.524	0.293	0.818	0.524	0.293	0.818	0.524	0.293	
e/h	0.1	31.0%	26.5	26.2	54.2	43.7	36.4	22.2	16.0	14.1
	0.2	34.0	31.1	31.1	53.9	45.5	39.7	19.8	14.5	13.0
	0.3	38.9	36.8	36.7	56.6	49.5	44.3	19.1	14.1	12.7
	0.4	44.2	42.8	42.6	60.1	54.1	49.4	37.1	21.1	13.5
	0.5	49.7	48.9	48.5	63.9	58.9	54.5	56.7	40.3	32.3
	0.6	55.3	55.1	54.5	67.8	63.8	59.7	76.3	59.5	51.1
	0.7	61.1	61.3	60.5	71.9	68.8	65.0	95.8	78.7	69.1
	0.8	67.0	67.6	66.5	76.1	73.8	70.3	115.4	98.0	88.7

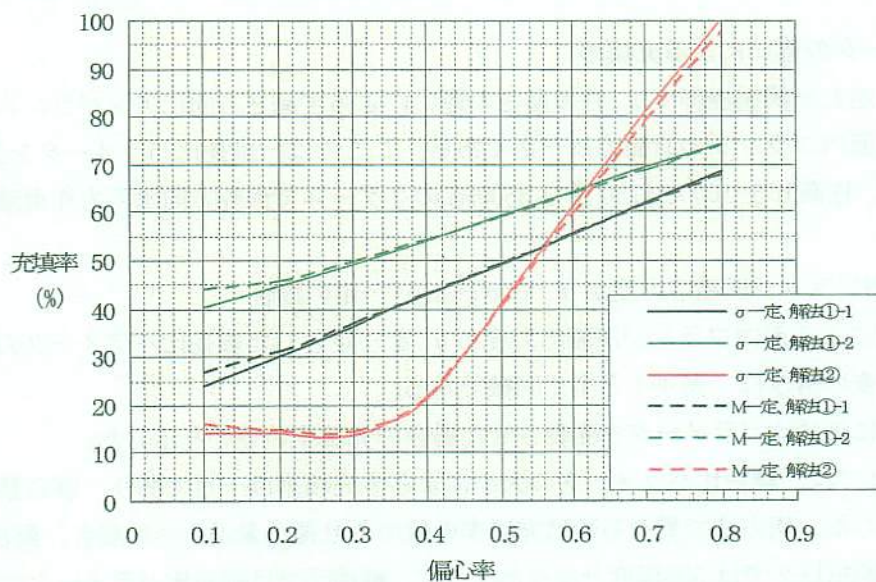


図 4-6 初期応力別の充填率(R=0.5、t=14mm)

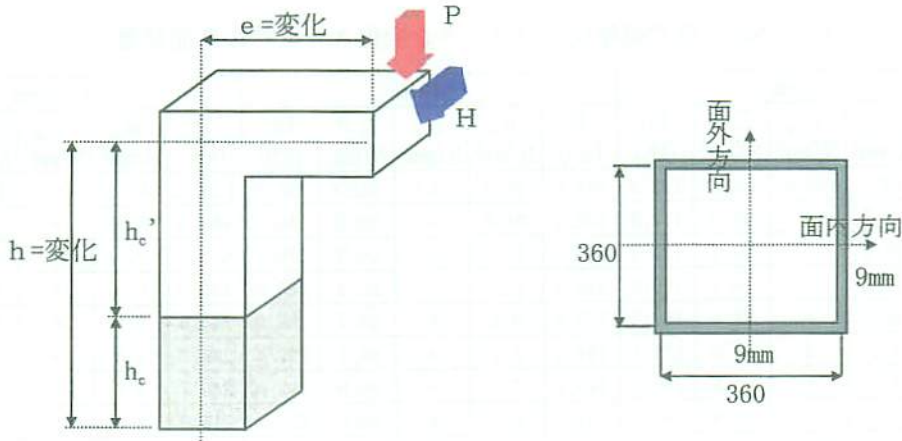


図 4-7 細長比パラメータ変動の場合の形状

表 4-5 σ_c 一定で細幅比パラメータを変化させた断面諸量

e/h	e (mm)	h=1000mm					h=1750mm					h=3500mm				
		P (kN)	σ_n (N/mm ²)	σ_m (N/mm ²)	$\Sigma \sigma$ (N/mm ²)	H_y (kN)	P (kN)	σ_n (N/mm ²)	σ_m (N/mm ²)	$\Sigma \sigma$ (N/mm ²)	H_y (kN)	P (kN)	σ_n (N/mm ²)	σ_m (N/mm ²)	$\Sigma \sigma$ (N/mm ²)	H_y (kN)
0.1	175	447.5	34.5	51.6	86.1	324.7	447.5	34.5	51.6	86.1	185.6	447.5	34.5	51.6	86.1	92.8
0.2	350	279.8	21.6	64.5	"	"	279.8	21.6	64.5	"	"	279.8	21.6	64.5	"	"
0.3	525	203.5	15.7	70.4	"	"	203.5	15.7	70.4	"	"	203.5	15.7	70.4	"	"
0.4	700	160.0	12.3	73.8	"	"	160.0	12.3	73.8	"	"	160.0	12.3	73.8	"	"
0.5	875	131.8	10.2	76.0	"	"	131.8	10.2	76.0	"	"	131.8	10.2	76.0	"	"
0.6	1050	112.0	8.6	77.5	"	"	112.0	8.6	77.5	"	"	112.0	8.6	77.5	"	"
0.7	1225	97.4	7.5	78.6	"	"	97.4	7.5	78.6	"	"	97.4	7.5	78.6	"	"
0.8	1400	86.2	6.7	79.5	"	"	86.2	6.7	79.5	"	"	86.2	6.7	79.5	"	"
A (mm ²)		1.296×10 ⁴					1.296×10 ⁴					1.296×10 ⁴				
W (mm ³)		1.518×10 ⁶					1.518×10 ⁶					1.518×10 ⁶				
γ (mm)		147.0					147.0					147.0				
R		0.815					0.815					0.815				
λ		0.168					0.293					0.587				

(2) 細長比パラメータの違いによる充填率

常時偏心している逆L形鋼製橋脚では、柱の高さの違いによらず高さ方向にアンバランスモーメントが一定であるため、面内フランジの断面力は一定である。ここでは、細長比パラメータを変えるべく、断面形状を一定とし、柱高 h を 1000、1750 及び 3500mm の 3 ケースで面外方向水平力作用時の充填率の変化を調べた。

1) 死荷重による面内フランジ圧縮応力度が σ_c ($=\sigma_n + \sigma_m$) 一定の場合

表 4-5 は、死荷重による面内フランジ圧縮応力度が σ_c を一定とした細長比パラメータの異なる断面諸量を示している。表の構成は、表 4-1 と全く同様である。

表 4-6 及び図 4-8 に細長比パラメータを変動させた場合の充填率の違いを示した。

解法①-1 及び①-2 では、細長比パラメータの大小によらず充填率は一定であり、偏心量が増加するに従い充填率も上昇した。両方法で異なるのは充填率の値であり偏心量が小さい場合、解法①-1 では充填率が 30%程度、解法①-2 では 50%程度となった。一方、解法②では細長比パラメータにより充填率が大きく異なり、偏心量が小さい場合には、充填率は約 20%の一定値を与えることがわかった。

表 4-6 細長比パラメータを変化させた時の充填率の変動 ($\sigma_c = \text{一定}$)

		解法①-1			解法①-2			解法②		
h (mm)		1000	1750	3500	1000	1750	3500	1000	1750	3500
λ		0.168	0.293	0.587	0.168	0.293	0.587	0.168	0.293	0.587
e (mm)	175	30.1%	30.1	30.1	51.6	51.6	51.6	22.2	22.2	22.2
	350	33.9	33.9	33.9	53.3	53.3	53.3	23.7	20.1	20.1
	525	38.8	38.8	38.8	56.5	56.5	56.5	60.2	19.2	19.2
	700	44.2	44.2	44.2	60.1	60.1	60.1	96.6	37.1	18.7
	875	49.8	49.8	49.8	64.0	64.0	64.0	130.6	57.4	18.4
	1050	55.6	55.6	55.6	68.1	68.1	68.1	165.3	77.5	18.9
	1225	61.5	61.5	61.5	72.3	72.3	72.3	199.9	97.4	29.1
1400	67.6	67.6	67.6	76.7	76.7	76.7	234.4	117.2	39.1	

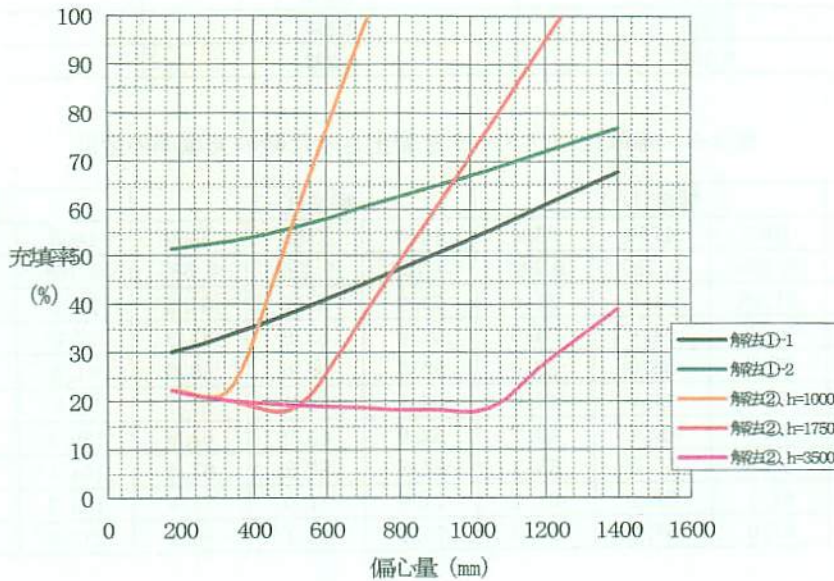


図 4-7 細長比、解法別の充填率 ($R=0.8$)

2) 死荷重による曲げモーメントによる圧縮応力度 σ_m が一定の場合

1) と同様の考え方で偏心荷重による曲げモーメント値 $M (=P \cdot e)$ を一定、すなわち曲げモーメントによる圧縮応力度 σ_m が一定とした充填率の変動状況を検討した。表 4-7 にそれらの断面諸量を示し、充填率の違いを表 4-8 に示し、一例として $R=0.8$ 、 $\gamma=0.3$ の場合の初期応力別の充填率と偏心率の関係を図 4-8 示した。

充填率の傾向は、 σ が一定の場合とほとんど変わることがなく、偏心比が小さく作用軸力が極めて大きい場合にのみ、解法①-2 で増加した。

表 4-7 M=一定で細長比パラメータを変化させた時の断面諸量

e/h	e (mm)	h=1000mm					h=1750mm					h=3500mm				
		P (kN)	σ_n (N/mm ²)	σ_m (N/mm ²)	$\Sigma \sigma$ (N/mm ²)	H _y (kN)	P (kN)	σ_n (N/mm ²)	σ_m (N/mm ²)	$\Sigma \sigma$ (N/mm ²)	H _y (kN)	P (kN)	σ_n (N/mm ²)	σ_m (N/mm ²)	$\Sigma \sigma$ (N/mm ²)	H _y (kN)
0.1	175	640.0	49.4	73.8	123.2	268.5	640.0	49.4	73.8	123.2	153.4	640.0	49.4	73.8	123.2	268.5
0.2	350	320.0	24.7	〃	98.5	306.0	320.0	24.7	〃	98.5	174.8	320.0	24.7	〃	98.5	306.0
0.3	525	213.3	16.5	〃	90.2	318.5	213.3	16.5	〃	90.2	182.0	213.3	16.5	〃	90.2	318.5
0.4	700	160.0	12.3	〃	86.1	324.7	160.0	12.3	〃	86.1	185.6	160.0	12.3	〃	86.1	324.7
0.5	875	128.0	9.9	〃	83.6	328.5	128.0	9.9	〃	83.6	187.7	128.0	9.9	〃	83.6	328.5
0.6	1050	106.7	8.2	〃	82.0	330.9	106.7	8.2	〃	82.0	189.1	106.7	8.2	〃	82.0	330.9
0.7	1225	91.4	7.1	〃	80.8	332.8	91.4	7.1	〃	80.8	190.2	91.4	7.1	〃	80.8	332.8
0.8	1400	80.0	6.2	〃	79.9	334.1	80.0	6.2	〃	79.9	190.9	80.0	6.2	〃	79.9	334.1
A (mm ²)		1.296×10 ⁴					1.296×10 ⁴					1.296×10 ⁴				
W (mm ³)		1.518×10 ⁶					1.518×10 ⁶					1.518×10 ⁶				
γ (mm)		147.0					147.0					147.0				
R		0.815					0.815					0.815				
λ		0.168					0.293					0.587				

表 4-8 幅厚比パラメータを変化させた時の充填率の変動

h (mm)	解法①-1			解法①-2			解法②			
	1000	1750	3500	1000	1750	3500	1000	1750	3500	
λ	0.168	0.293	0.587	0.168	0.293	0.587	0.168	0.293	0.587	
e (mm)	175	31.0%	31.0	31.0	54.2	54.2	54.2	22.2	22.2	22.2
	350	34.0	34.0	34.0	53.9	53.9	53.9	27.0	19.8	19.8
	525	38.9	38.9	38.9	56.6	56.6	56.6	61.3	19.1	19.1
	700	44.2	44.2	44.2	60.1	60.1	60.1	95.6	37.1	18.7
	875	49.7	49.7	49.7	63.9	63.9	63.9	129.9	56.7	18.6
	1050	55.3	55.3	55.3	67.8	67.8	67.8	164.1	76.3	18.4
	1225	61.1	61.1	61.1	71.9	71.9	71.9	198.3	95.8	27.5
1400	67.0	67.0	67.0	76.1	76.1	76.1	232.6	115.4	37.3	

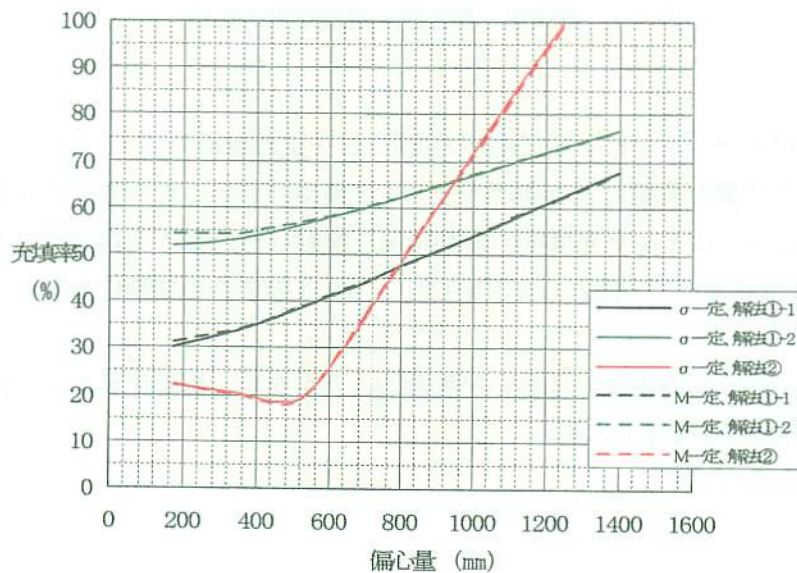


図 4-8 初期応力別の充填率(R≒0.8、λ≒0.3)

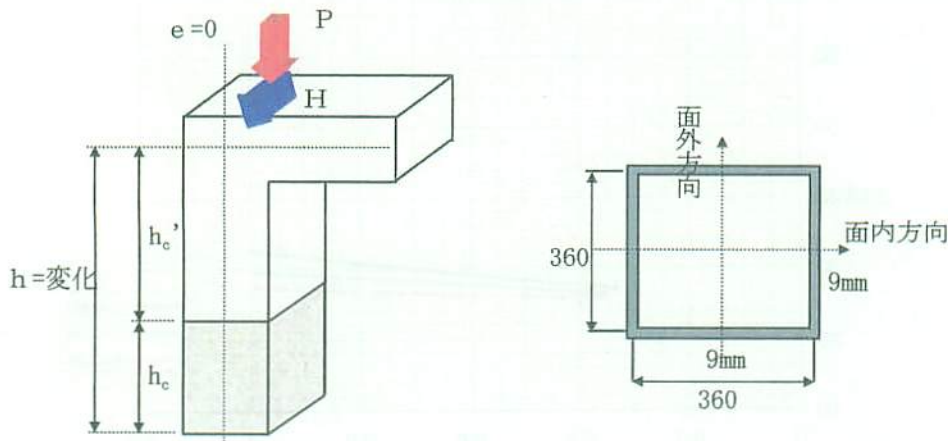


図 4-9 偏心がない場合の形状

表 4-9 偏心がない場合の断面諸量

	h=1000mm					h=1750mm					h=3500mm				
	P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma \sigma$ N/mm ²	H_y (kN)	P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma \sigma$ N/mm ²	H_y (kN)	P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma \sigma$ N/mm ²	H_y (kN)
$\sigma = 1/3 \sigma_{ca}$	289.3	22.3	0.0	22.3	421.6	191.6	14.8	0.0	14.8	249.4	107.0	14.8	0.0	14.8	126.6
$\sigma = 2/3 \sigma_{ca}$	578.7	44.7	0.0	44.7	387.7	383.3	29.6	0.0	29.6	234.6	214.0	29.6	0.0	29.6	123.0
$\sigma_c = \sigma_{ca}$	868.0	67.0	0.0	67.0	353.8	575.0	44.4	0.0	44.4	221.8	321.0	44.4	0.0	44.4	119.4
A (mm ²)	1.296 × 10 ⁴					1.296 × 10 ⁴					1.296 × 10 ⁴				
W (mm ³)	1.518 × 10 ⁶					1.518 × 10 ⁶					1.518 × 10 ⁶				
γ (mm)	147.0					147.0					147.0				
R	0.815					0.815					0.815				
λ	0.168					0.293					0.587				

(3) 偏心なしの場合の充填率

単T形鋼製橋脚を想定し、死荷重時に偏心荷重が作用しない場合での充填率の変動をみるため、以下のように高さを変えた3モデルで作用荷重を想定した。

レベル1地震時の柱下端応力度を許容値内に入るように設計震度 k_h を0.25と仮定し、その他にその作用荷重の2/3及び1/3の荷重を考える。表4-9に柱高を1000、1750及び3500mmの3タイプし、細長比パラメータを変えた断面諸量を示す。表内の $\sigma_c = \sigma_{ca}$ は、許容値いっぱいの作用荷重Pを与える場合であり $\sigma = 1/3 \sigma_{ca}$ は応力度が許容値の1/3、すなわち作用荷重Pが1/3の値を示す。偏心がないため、表内の曲げモーメントによる σ_m は発生しない。

- ・ h=1000mm で P=868kN とすると、

$$\begin{aligned} \sigma_c &= P/A + P \cdot e/W_y \\ &= 868 \times 10^3 / 12960 + 868 \times 10^3 \times 0.25 \times 1000 / 1.518 \times 10^6 \\ &= 210 \text{ N/mm}^2 \leq \sigma_{ca} = 1.5 \times 140 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

- ・ h=1750mm で P=575kN とすると、

$$\begin{aligned} \sigma_c &= 575 \times 10^3 / 12960 + 575 \times 10^3 \times 0.25 \times 1750 / 1.518 \times 10^6 \\ &= 210 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

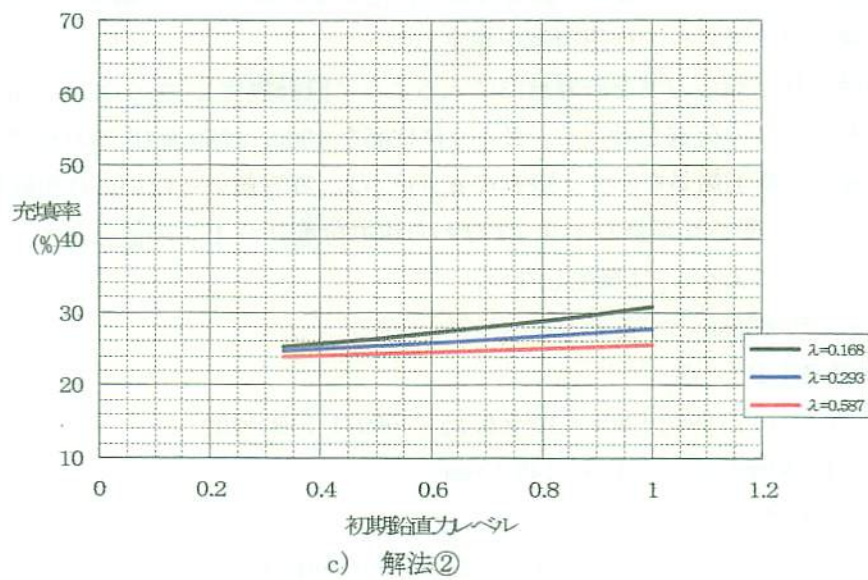
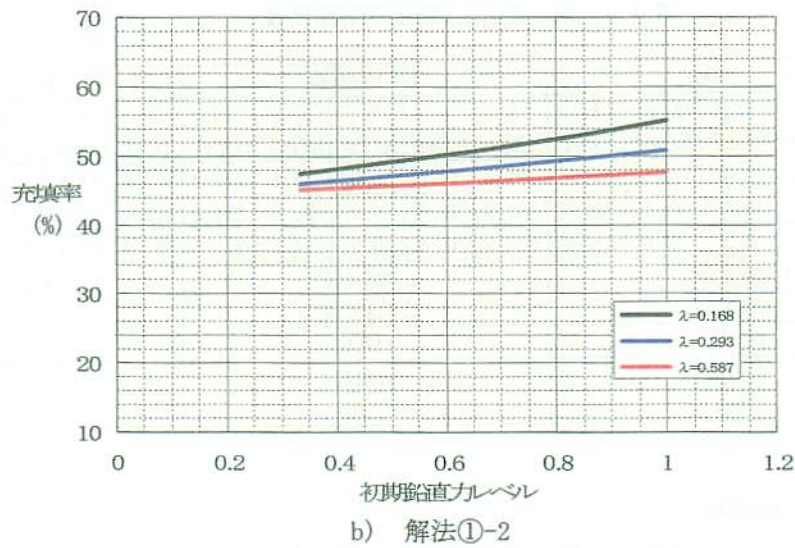
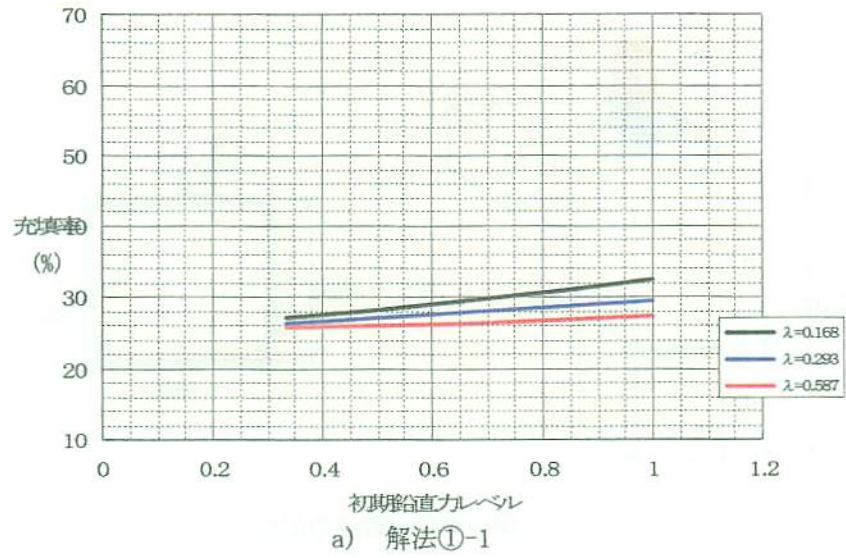
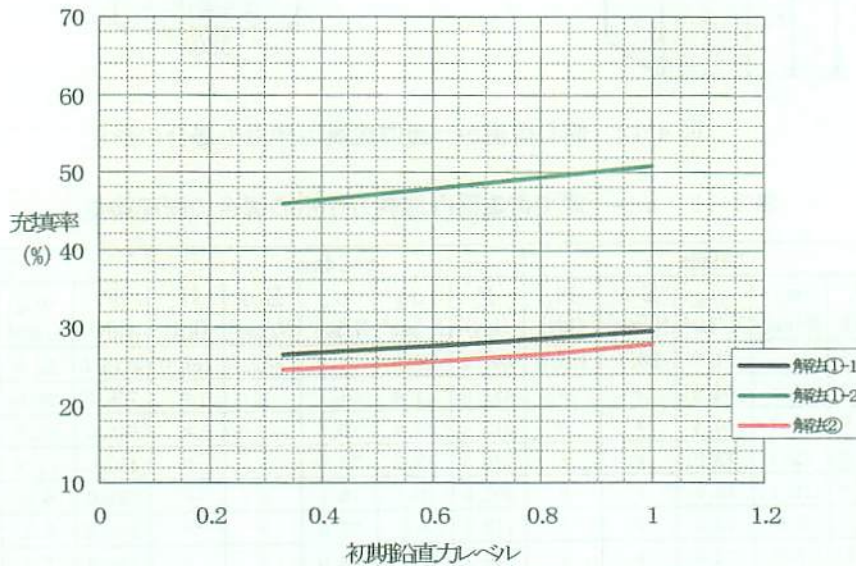


図 4-10 偏心なしの初期鉛直力と充填率の関係 (R=0.8)

表 4-10 偏心なしの場合の充填率

		解法①-1			解法①-2			解法②		
h (mm)		1000	1750	3500	1000	1750	3500	1000	1750	3500
λ		0.168	0.293	0.587	0.168	0.293	0.587	0.168	0.293	0.587
P	$1/3 \sigma_{ca}$	27.1%	26.4	25.8	47.2	46.0	45.0	25.3	24.6	24.0
	$2/3 \sigma_{ca}$	29.5	27.8	26.3	50.9	48.3	46.3	27.7	26.0	24.7
	σ_{ca}	32.3	29.4	27.3	55.0	50.8	47.6	30.7	27.7	25.5

図 4-11 偏心なしの初期鉛直力レベル別の充填率 ($\lambda = 0.3$, $R = 0.8$)

・ $h=3500\text{mm}$ で $P=321\text{kN}$ とすると、

$$\begin{aligned}\sigma_c &= 321 \times 10^3 / 12960 + 321 \times 10^3 \times 0.25 \times 3500 / 1.518 \times 10^6 \\ &= 210 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

表 4-10 及び図 4-10 に偏心荷重が作用しない場合の細長比パラメータ (水平力作用高 h) を変化させた時の初期鉛直力別の充填率の違いを示した。また、図 4-11 に細長比パラメータ $\lambda = 0.3$ 、 $R = 0.8$ の初期鉛直力別の解法毎の充填率の変動を示した。

解法①-1 においては、細長比による影響は比較的小さく、また初期鉛直力レベルでの影響も比較的少なく充填率はほぼ 30% 弱である。解法①-2 の場合は、解法①-1 に比べ細長比や初期鉛直力レベルによる影響がやや大きいものの充填率は約 50% となった。解法②においては、解法①-1 に比べ各々 2% 程度低い値となった。このように偏心のない場合の充填率は、解法② < 解法①-1 < 解法①-2 の順となることがわかった。

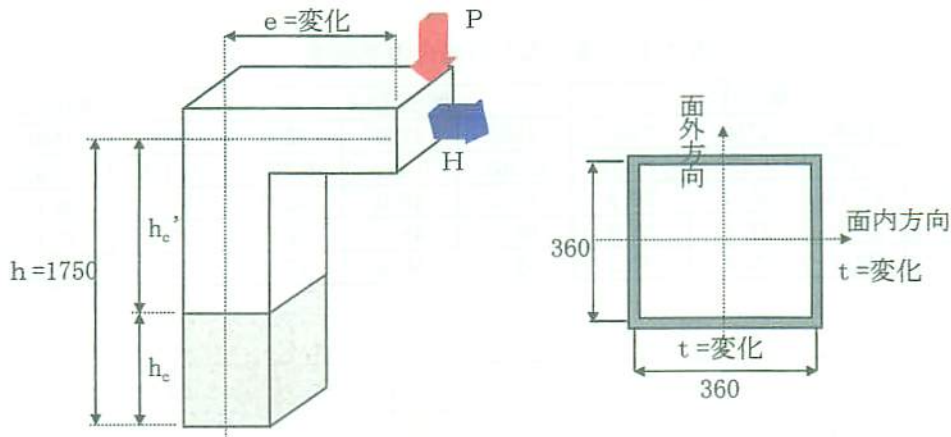


図 4-12 偏心荷重かつ面内地震力作用の場合の形状

表 4-11 σ_c =一定で荷重面内地震力作用の場合の断面諸量

e/h	e (mm)	t=9mm					t=14mm					t=25mm				
		P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma \sigma$ N/mm ²	H_y (kN)	P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma \sigma$ N/mm ²	H_y (kN)	P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma \sigma$ N/mm ²	H_y (kN)
0.1	175	447.5	34.5	51.6	86.1	185.6	691.0	34.3	51.9	86.1	285.0	1215.0	33.8	52.4	86.1	496.1
0.2	350	279.8	21.6	64.5	''	''	431.0	21.4	64.7	''	''	755.0	21.0	65.1	''	''
0.3	525	203.5	15.7	70.4	''	''	313.5	15.6	70.6	''	''	548.0	15.2	70.9	''	''
0.4	700	160.0	12.3	73.8	''	''	246.3	12.2	73.9	''	''	430.0	11.9	74.2	''	''
0.5	875	131.8	10.2	76.0	''	''	202.8	10.1	76.1	''	''	354.0	9.8	76.3	''	''
0.6	1050	112.0	8.6	77.5	''	''	172.2	8.5	77.5	''	''	300.5	8.3	77.7	''	''
0.7	1225	97.4	7.5	78.6	''	''	149.7	7.4	78.6	''	''	261.3	7.3	78.9	''	''
0.8	1400	86.2	6.7	79.5	''	''	132.5	6.6	79.5	''	''	231.0	6.4	79.7	''	''
A (mm ²)		1.296×10 ⁴					2.016×10 ⁴					3.600×10 ⁴				
W (mm ³)		1.518×10 ⁶					2.332×10 ⁶					4.059×10 ⁶				
γ (mm)		147.0					147.1					147.3				
R		0.815					0.524					0.293				
λ		0.293					0.293					0.293				

(4) 偏心荷重を受け面内地震力が作用する場合の充填率

1) 死荷重による面内フランジ圧縮応力度が σ_c ($=\sigma_n+\sigma_m$) 一定の場合

逆L形鋼製橋脚で作用高を 1750mm に固定し、幅厚比パラメータを $R=0.8, 0.5$ 及び 0.2 相当の板厚 $t=9, 14$ 及び 25mm を有するモデルを考える。表 4-11 は、3種類の板厚を有する偏心率 e/h を $0.1\sim 0.8$ に変化させた σ_c =一定での断面諸量である。

表 4-12 及び図 4-12 に死荷重時に偏心荷重を受け、面内方向(偏心方向)に地震力が作用する場合の充填率の解法別及び板厚別 (R 変動)の結果を示した。いずれの解法においても、幅厚比が大きい(断面が薄い)ほど充填率は上昇するものの、偏心率の大小により充填率の差異はほとんどないことがわかった。解法①-1においては、幅厚比 R が $0.3\sim 0.8$ 間では充填率は $29\sim 46\%$ の間にあり、同様に解法①-2では $58\sim 70\%$ 、解法②では $14\sim 35\%$ の間にあった。

表 4-12 σ_c =一定で面内地震力作用時の充填率

		解法①-1			解法①-2			解法②		
t (mm)		9	14	25	9	14	25	9	14	25
R		0.818	0.524	0.293	0.818	0.524	0.293	0.818	0.524	0.293
e/h	0.1	46.3%	42.4	28.6	69.8	70.6	60.7	34.2	16.2	13.4
	0.2	46.3	42.5	28.7	67.7	66.5	59.4	34.3	16.3	13.7
	0.3	46.3	42.5	28.8	66.7	65.9	58.8	34.4	16.4	13.8
	0.4	46.4	42.6	28.8	66.2	65.5	58.5	34.4	16.5	13.8
	0.5	46.4	42.6	28.8	65.8	65.3	58.3	34.4	16.5	13.9
	0.6	46.4	42.6	28.8	65.6	65.1	58.1	34.4	16.5	13.9
	0.7	46.4	42.6	28.8	65.4	65.0	58.0	34.4	16.5	13.9
	0.8	46.4	42.6	28.8	65.3	64.9	57.9	34.4	16.5	13.9

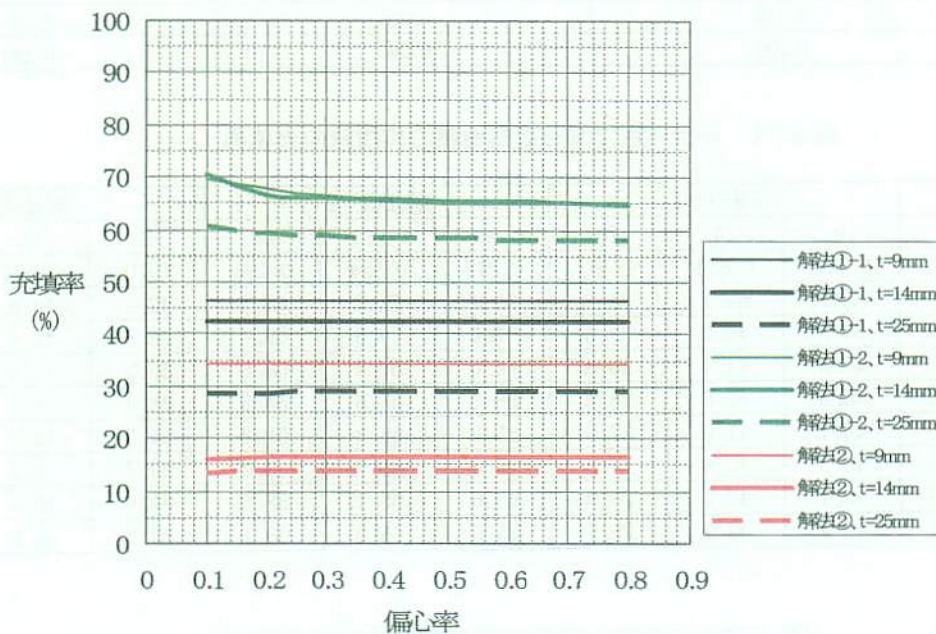


図 4-12 σ_c =一定で面内方向地震時の偏心率と充填率の関係

2) 死荷重による曲げモーメントによる圧縮応力度 σ_c が一定の場合

表 4-13 は、偏心荷重が作用し、かつ地震力が偏心方向(面内方向)に作用する場合の偏心曲げモーメントによるフランジ圧縮応力度を一定とした場合の板厚 3 種類の断面諸量を示している。すなわち、 $t=9\text{mm}$ において、偏心率 0.4 の場合の作用鉛直荷重 $P=160\text{kN}$ による $\sigma_c=73.8\text{N/mm}^2$ を一定にし、その他の偏心率での作用鉛直荷重を調整したものである。

表 4-14 及び図 4-13 に面外フランジの初期曲げモーメントによるフランジ圧縮応力度が一定の場合の偏心率や解法別の充填率の変動を示した。充填率の傾向は軸力による応力度を加算した σ_c =一定の値と大差ないが、より偏心率の影響を受けやすく、それが小さい場合、特に解法①-2 において充填率が急増することがわかった。

表 4-13 σ_n =一定で荷重面内地震力作用の場合の断面諸量

e/h	e (mm)	t=9mm					t=14mm					t=25mm				
		P (kN)	σ_n (N/mm ²)	σ_m (N/mm ²)	$\Sigma \sigma$ (N/mm ²)	H_y (kN)	P (kN)	σ_n (N/mm ²)	σ_m (N/mm ²)	$\Sigma \sigma$ (N/mm ²)	H_y (kN)	P (kN)	σ_n (N/mm ²)	σ_m (N/mm ²)	$\Sigma \sigma$ (N/mm ²)	H_y (kN)
0.1	175	640.0	49.4	73.8	123.2	153.4	985.0	48.9	73.9	122.8	236.2	1720.0	47.8	74.2	121.9	413.0
0.2	350	320.0	24.7	''	98.5	174.8	492.5	24.4	''	98.3	268.7	860.0	23.9	''	98.0	468.4
0.3	525	213.3	16.5	''	90.2	182.0	328.3	16.3	''	90.2	279.6	573.3	15.9	''	90.1	486.9
0.4	700	160.0	12.3	''	86.1	185.6	246.3	12.2	''	86.1	285.0	430.0	11.9	''	86.1	496.1
0.5	875	128.0	9.9	''	83.6	187.7	197.0	9.8	''	83.7	288.3	344.0	9.6	''	83.7	501.7
0.6	1050	106.7	8.2	''	82.0	189.1	164.2	8.1	''	82.1	290.4	286.7	8.0	''	82.1	505.3
0.7	1225	91.4	7.1	''	80.8	190.2	140.7	7.0	''	80.9	292.0	245.7	6.8	''	81.0	508.0
0.8	1400	80.0	6.2	''	79.9	190.9	123.1	6.1	''	80.0	293.2	215.0	6.0	''	80.1	510.0
A (mm ²)		1.296×10 ⁴					2.016×10 ⁴					3.600×10 ⁴				
W (mm ³)		1.518×10 ⁶					2.332×10 ⁶					4.059×10 ⁶				
γ (mm)		147.0					147.1					147.3				
R		0.815					0.524					0.293				
λ		0.293					0.293					0.293				

表 4-14 σ_n =一定で偏心面内地震力作用時の充填率

t (mm)	解法①-1			解法①-2			解法②			
	9	14	25	9	14	25	9	14	25	
R	0.818	0.524	0.293	0.818	0.524	0.293	0.818	0.524	0.293	
e/h	0.1	70.2%	61.1	43.9	70.4	71.5	61.2	42.6	19.8	15.9
	0.2	53.3	48.2	33.5	67.5	66.5	59.4	36.8	17.4	14.5
	0.3	48.6	44.4	30.3	66.6	65.8	58.8	35.2	16.8	14.0
	0.4	46.4	42.6	28.8	66.2	65.5	58.5	34.4	16.5	13.8
	0.5	45.1	41.5	27.9	65.9	65.3	58.3	34.0	16.3	13.7
	0.6	44.3	40.8	27.3	65.8	65.2	58.2	33.7	16.2	13.6
	0.7	43.7	40.3	26.9	65.6	65.1	58.1	33.5	16.1	13.6
	0.8	43.2	39.9	26.5	65.5	65.0	58.1	33.3	16.0	13.6

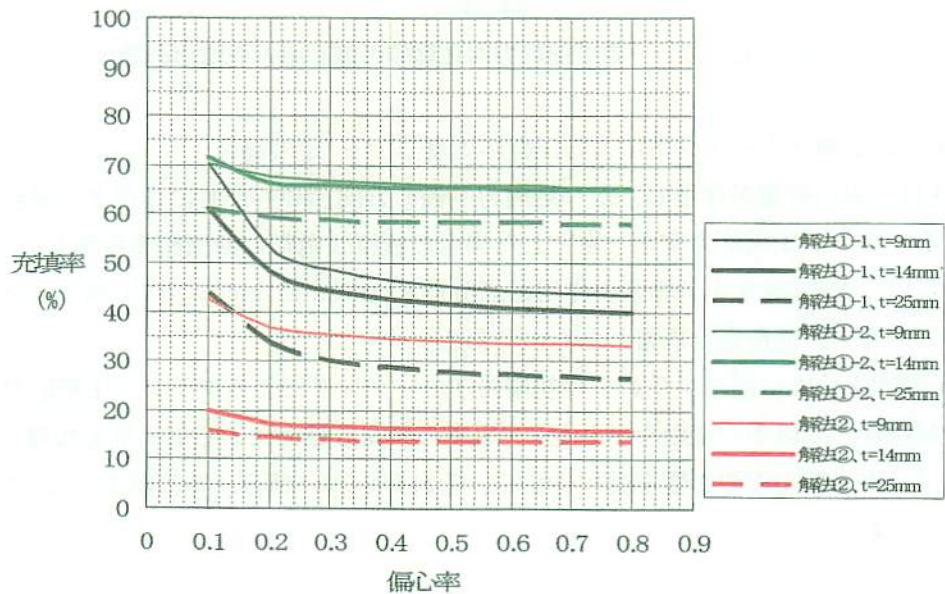


図 4-13 σ_n =一定で面内方向地震時の偏心率と充填率の関係

表 4-15 偏心作用鉛直荷重Pが一定の場合の断面諸量

e/h	e (mm)	t=9mm					t=14mm					t=25mm				
		P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma\sigma$ N/mm ²	H _y (kN)	P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma\sigma$ N/mm ²	H _y (kN)	P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma\sigma$ N/mm ²	H _y (kN)
0.1	175	128.0	9.9	14.8	24.6	238.9	197.0	9.8	14.8	24.6	367.1	344.0	9.6	14.8	24.4	639.3
0.2	350	"	"	29.5	39.4	226.1	"	"	29.6	39.3	347.4	"	"	29.7	39.2	604.9
0.3	525	"	"	44.3	54.1	213.3	"	"	44.3	54.1	327.7	"	"	44.5	54.0	570.5
0.4	700	"	"	59.0	68.9	200.5	"	"	59.1	68.9	308.0	"	"	59.3	68.9	536.1
0.5	875	"	"	73.8	83.6	187.7	"	"	73.9	83.7	288.3	"	"	74.2	83.7	501.7
0.6	1050	"	"	88.5	98.4	174.9	"	"	88.7	98.5	268.6	"	"	89.0	98.5	467.3
0.7	1225	"	"	103.3	113.2	162.1	"	"	103.5	113.2	248.9	"	"	103.8	113.4	432.9
0.8	1400	"	"	118.0	127.9	149.3	"	"	118.3	128.0	229.2	"	"	118.7	128.2	398.5
A (mm ²)		1.296×10 ⁴					2.016×10 ⁴					3.600×10 ⁴				
W (mm ³)		1.518×10 ⁶					2.332×10 ⁶					4.059×10 ⁶				
γ (mm)		147.0					147.1					147.3				
R		0.815					0.524					0.293				
λ		0.293					0.293					0.293				

表 4-16 偏心面内地震力作用時の充填率(P=一定)

t (mm)	解法①-1			解法①-2			解法②			
	9	14	25	9	14	25	9	14	25	
R	0.818	0.524	0.293	0.818	0.524	0.293	0.818	0.524	0.293	
e/h	0.1	20.7%	19.6	7.5	69.2	69.2	59.8	25.6	12.2	10.4
	0.2	25.9	24.4	12.2	68.4	66.5	59.4	27.3	13.0	11.1
	0.3	31.6	29.6	17.1	67.6	66.2	59.1	29.3	14.0	11.9
	0.4	37.9	35.3	22.3	66.7	65.8	58.7	31.4	15.1	12.8
	0.5	45.1	41.5	27.9	65.9	65.3	58.3	34.0	16.3	13.7
	0.6	53.3	48.3	33.8	65.1	64.9	57.9	36.9	17.7	14.8
	0.7	62.9	56.0	40.3	64.3	64.4	57.5	40.3	19.2	15.9
	0.8	74.2	64.5	47.2	63.5	63.8	57.0	44.4	21.1	17.2

3) 偏心鉛直荷重が一定の場合

次に、偏心量の違いに関わらず作用鉛直荷重Pを一定として、充填率の違いを調べた。Pは偏心率e/h=0.8の場合でも死荷重時に許容値に入るよう表4-7でe/h=0.5の値を使用する。板厚毎の断面諸量を表4-15に示すが、t=9mmの場合でP=128kN、t=14mmの場合でP=197kN及びt=25mmの場合でP=344kNとなり、いずれも鉛直荷重による σ_n は10N/mm²以下となった。

表4-16及び図4-14に、偏心鉛直荷重Pを一定とした場合の偏心率と充填率の関係を示した。解法①-2においては、 σ_c =一定、M=一定と大差がなくほぼ一定値の充填率となる。一方、解法①-1や解法②では偏心率が大きくなるにつれ充填率も上昇することとなり、それは解法①-1が顕著に現れた。充填率は、解法②<解法①-1<解法①-2の順となり、その値は解法②で20%以下、解法①-2では65%前後、そして解法①-1では初期応力の違いにより変動することがわかった。

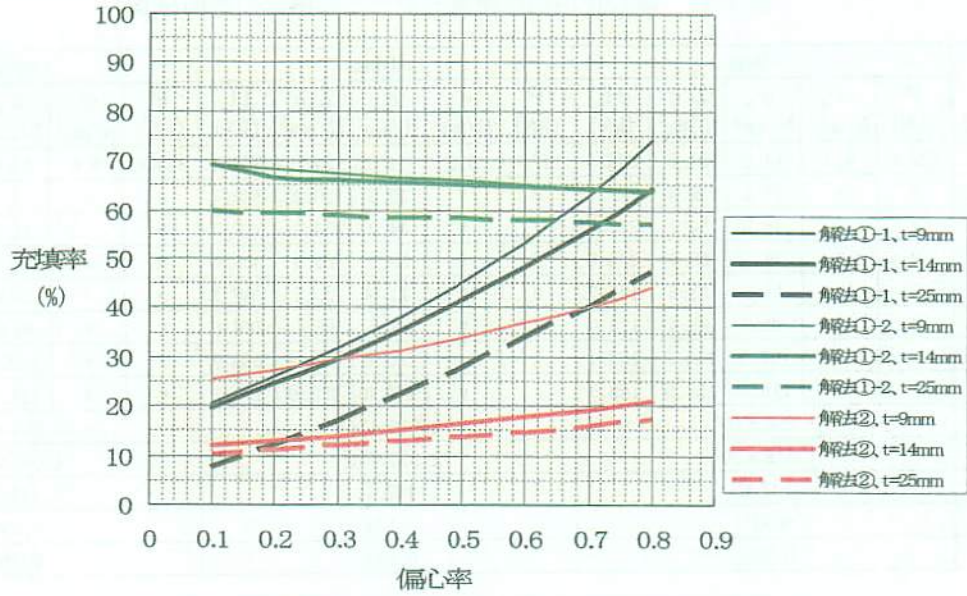


図 4-14 面内方向地震時の偏心率と充填率の関係 (P=一定)

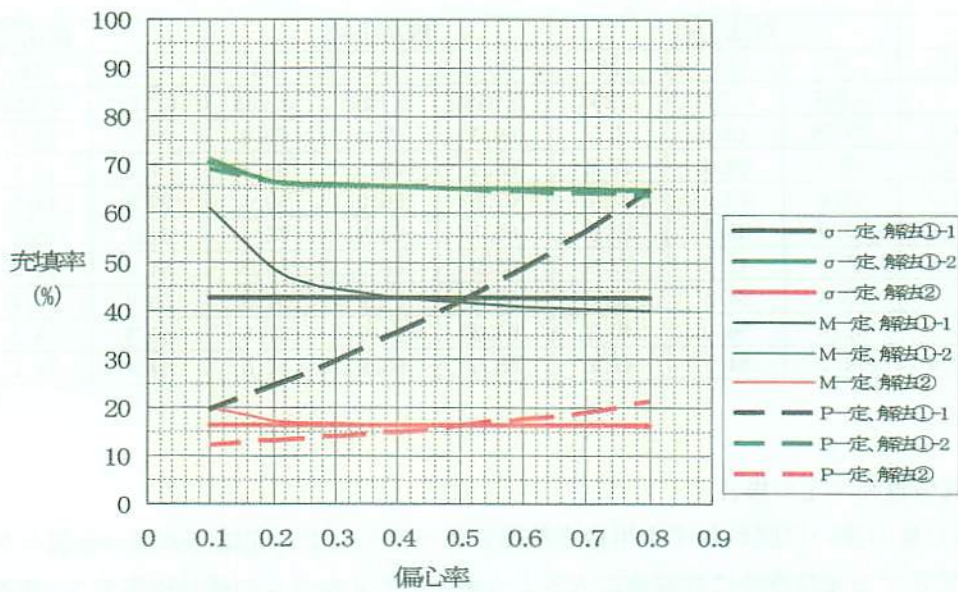


図 4-15 面内方向地震時の偏心率と充填率の関係 (R=0.5)

4) 幅厚比パラメータ R を固定した場合の解法別充填率

図 4-15 は、板厚 14mm で固定した幅厚比パラメータ $R=0.5$ の場合の、解法別の偏心率と充填率の関係を示したものである。フランジ応力度 σ_c =一定、曲げモーメント M =一定及び作用鉛直荷重 P =一定の条件、すなわち 1) ~3) での検討結果を解法別及び偏心率別に示した。その結果、解法①-2 では充填率が最も高く、逆に解法②が最も低い充填率を与え、応力度の条件の違いで変動が少ないことがわかった。一方、解法①-1 では応力度の条件の違いにより、感覚的にも同じように充填率が偏心率の違いにより大きく変動することがわかった。

4.4 正方形無補剛等厚断面の充填率算定式の提案

(1) 解法の選定

4.3の各種検討の結果から、解法①-1、①-2及び②のうち既存の研究成果との整合性を考慮し、適切な解法を選定する。

1) 解法①-2について

4.3(3)では偏心なしの充填率が約50%と最も高い値となった。過去の研究成果⁸⁾では、偏心がない場合一般にコンクリートは30%程度充填すれば良いとされており、この面から高すぎるきらいがある。これは、4.3(4)の偏心方向に地震力が作用する場合でも同様な傾向であること、また図4-15から判断すると、常識的にPが一定であるならば偏心率が大きいほど充填率が上昇することが妥当であることから、本解法①-2の結果はそれにそぐわないと考えられる。4.3(1)では既存の研究がないため比較できないが、いずれのケースにおいても最も高い充填率を与えるため上記の結果から判断して選定すべき解法ではないと考える。

2) 解法②について

解法①-2の結果とは逆に偏心なしの場合、充填率が25%程度と非常に低いこと、偏心方向に地震力が作用する場合においても最も低い充填率を与え、既存の研究結果との整合は取れていないと考えられる。また、面外方向に地震力が作用する場合においては、他の2解法と異なりある偏心率を境に充填率が急増することや偏心率が小さい場合の一定値を与える充填率が低すぎることで不適当であると考えられる。

3) 解法①-1について

本解法は、解法①-2及び解法②の結果のほぼ中間の値を呈することとなる。その値は偏心がない場合で約30%、偏心方向に地震力が作用する場合には幅厚比により異なるが約30~50%であること、また偏心方向地震力が作用しPが一定の場合で偏心率とともに充填率が上昇すること等、過去の文献や経験ともほぼ対応すると考えられる。従って本解法①-1を選定するものである。また、面外方向に地震力が作用する場合においても、偏心率が小さい場合には充填率が約30%であり、偏心率の上昇とともに充填率も上昇することがわかる。このことだけが面内方向地震作用と異なる点であり、面内方向は応力一定条件下では充填率は一定であるが、面外方向は応力一定条件であっても偏心率が増加すれば充填率も上昇している。

このように本研究においては、ねじりモーメントによる強度の低減を考慮したN-M最大強度相関曲線中空部パネルと充填部パネルに適用することにより、いずれのパネルが先行して最大強度に達するかどうかを判断して求めている。この際、充填コンクリートは鋼パネルの変形を拘束し強度を上昇させる効果は期待するが、コンクリート自体に圧縮応力は負担させないことにした。

(2) 本実験との比較

第2章の実験的研究で述べた供試体LN-46、LN57及びLN80に対して(1)で選定した解法①-1の妥当性を検証するものである。表4-17に各供試体の断面諸元と解法①-1で得られた充填率の比較を示した。

LN-46では、解法①-1で得られる充填率が52.3%、LN57及びLN80では57.3%である。実験においてはそれぞれ41.1%、51.4%及び72.0%の高さにコンクリートが充填されており、LN-46では中空部での崩壊、LN57及びLN80では充填部のみの崩壊が確認された。

表 4-17 実験供試体と算定結果の比較

	LN-46	LN-57	LN-80
断面幅 B (mm)	360	360	360
板厚 t (mm)	9	9	9
鋼ヤング係数 E (N/mm ²)	211000	214000	214000
降伏強度 σ_y (N/mm ²)	284	305	305
ポアソン比 ρ	0.33	0.29	0.29
断面半径 r (mm)	147.0	147.0	147.0
水平力作用高 h (mm)	1750	1750	1750
幅厚比 R	0.764	0.797	0.797
鉛直荷重 P (kN)	258.1	276.9	276.9
供試体充填率 h_c/h (%) ^{*1}	41.1	51.4	72.0
実験結果	充填不足	十分な充填	十分な充填
解法①-1の結果 (%)	52.5	57.3	57.3
判定	OK	6%高い	OK

*1: 供試体の充填率は充填高を梁付根までの高さで除しているが、本項では水平力作用高で除した値としている。

従って、LN-46 及び LN80 に対しては、供試体の充填率と解法①-1 による結果は正しく算定されており、LN57 についてのみ計算値が約 6%高い値を示す結果となった。この原因は、実験では初期応力度比 σ/σ_{ca} がほぼ 1.0 で設定されていること、解法①-1 算定結果では実用構造物として σ/σ_{ca} を 0.6 程度以下としていることに起因するもので、後述する提案式の適用範囲を実験の条件が超えているためである。

(3) 各パラメータの処理

4.3 の結果から、正方形等厚断面における充填率に寄与するパラメータから充填率を決定する。

1) 材料強度の違いによる充填率の変動

まず、本項では鋼パネル材料は SS400 材相当を考慮しており降伏強度 $\sigma_y=300\text{N/mm}^2$ 、常時許容圧縮応力度 $\sigma_{ca}=140\text{N/mm}^2$ としている。実構造物では一般に 400 材よりむしろ 490 材やまれに 570 材が使用されている。本論文で定義した N-M 最大強度は、降伏強度値や最大強度値によりその大小が決定され、また、初期(死荷重時)鋼パネル応力値は許容圧縮応力度の如何で変わるものである。SS400 材とそれ以外の材料では、 σ_y 、 σ_{max} 及び σ_{ca} の関係が比例しておらず、厳密には使用されるそれぞれの材料で最大強度相関曲線を算定し、それによりコンクリート充填率を算定するのが望ましい。しかし、そこまでの労力や時間的制約からここでは、表 4-18 及び図 4-16 に示すように第 3 章で定義した N-M 最大強度相関曲線から σ_y 及び初期応力値のみを変動させて、充填率の傾向を検討する。この例では、を $\sigma_y=300\text{N/mm}^2$ から 400N/mm^2 に、 $\sigma_{ca}=140\text{N/mm}^2$ から 210N/mm^2 に変更させ、作用鉛直力を変えないものと変えて初期応力値を一定にしたケースを考えた。なお、検討条件は、適用範囲の代表値である図 4-5a) 及び図 4-12 の板厚 14mm、 $R=0.524$ で水平力作用高 $h=1750\text{mm}$ の偏心荷重作用時の面外方向及び面内方向を偏心率を変えて充填率を算定したものである。

これにより、面外方向地震時では応力値が一定であれば本研究値とほぼ同じで作用鉛直荷重が同じ(初期応力値が低い)場合充填率が 2%程度低減される。一方、面内方向地震時は面外方向の結果に比べ充填率の差異が大きく、本提案の算定値を中間として $\pm 6\sim 7\%$ 違いがあり、初期応力値を一定とすれば SS400 より高強度材では厳しい充填率となることが伺える。

表 4-18 降伏強度変更の場合の充填率

σ_y (N/mm ²)	面外方向地震			面内方向地震			
	300	400		300	400		
σ / σ_{ca}	0.615	0.410	0.615	0.615	0.410	0.615	
e/h	0.1	24.1%	22.2	23.3	42.4	34.6	48.4
	0.2	30.3	28.0	29.5	42.5	34.6	48.5
	0.3	36.5	34.1	35.9	42.5	34.7	48.6
	0.4	42.8	40.2	42.4	42.6	34.7	48.6
	0.5	49.2	46.4	49.1	42.6	34.7	48.6
	0.6	55.5	52.7	55.7	42.6	34.7	48.6
	0.7	61.9	59.0	62.5	42.6	34.7	48.6
	0.8	68.4	65.3	73.3	42.6	34.7	48.7

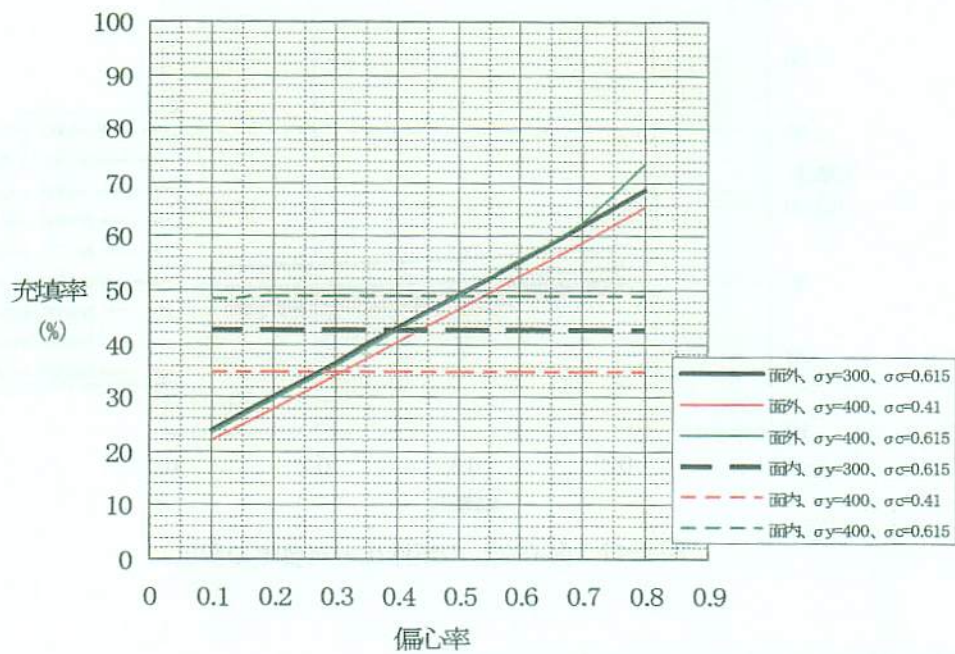


図 4-16 σ_y 及び σ_{ca} を変えた場合の充填率

表 4-19 偏心なしの作用荷重と充填率

R	t (mm)	h=1000mm					h=1750mm					h=3500mm				
		P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma \sigma$ N/mm ²	H_y (kN)	P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma \sigma$ N/mm ²	H_y (kN)	P (kN)	σ_n N/mm ²	σ_m N/mm ²	$\Sigma \sigma$ N/mm ²	H_y (kN)
0.818	9	868	67.0	143.0	210	201.9	575	44.4	165.7	210	164.3	321	24.8	185.1	210	103.3
0.524	14	1339	66.4	143.6	"	310.4	885	43.9	166.0	"	252.8	494	24.5	185.4	"	158.9
0.293	25	2350	65.3	144.7	"	541.5	1549	43.0	167.0	"	441.1	863	24.0	186.0	"	277.0
作用荷重 P		$1/3 \sigma_{ca}$	$2/3 \sigma_{ca}$	σ_{ca}			$1/3 \sigma_{ca}$	$2/3 \sigma_{ca}$	σ_{ca}			$1/3 \sigma_{ca}$	$2/3 \sigma_{ca}$	σ_{ca}		
充填率	9	27.1%	29.5	32.3			26.4	27.8	29.4			25.8	26.3	27.3		
	14	28.0	30.3	33.1			27.3	28.7	30.2			26.7	27.4	28.2		
	25	29.8	32.0	34.7			29.1	30.4	31.9			28.5	29.2	30.0		

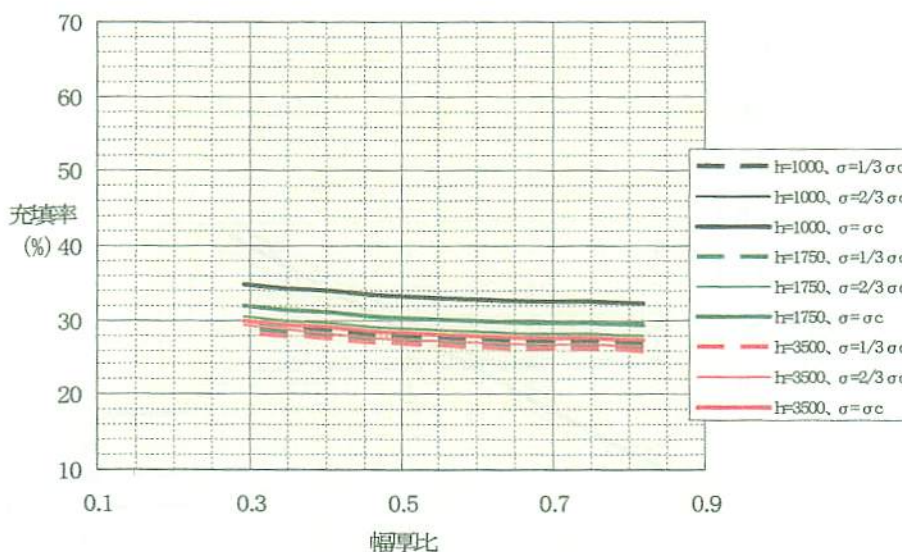


図 4-17 偏心なしの幅厚比と充填率の関係

2) 偏心荷重が作用しない場合の充填率 (4.3(3))

4.3(3)では細長比パラメータと初期鉛直力の関係から充填率を検討した結果、約30%が妥当である結果となっている。ここでは、さらに幅厚比の影響をみるため表4-19のように追加検討を行ったものである。水平力の作用高を1000~3500mmまでの3ケースで幅厚比パラメータをR=0.8、0.5及び0.3の3ケース、さらに作用荷重を許容応力度いっぱいのもとその1/3及び2/3のものケースを考えた。

図4-17に幅厚比パラメータと充填率の関係を示した。いずれのケースにおいても充填率に大きな差はなく、幅厚比が小さいほど充填率がやや大きい傾向を示し、作用荷重が大きいほど充填率が高くなる傾向を示すが35%以下にあると言え、実用的な死荷重軸力比15%以下ではおよそ30%以下といえる。これは、図4-17において、h=1000の $\sigma = \sigma_{ca}$ で $P/P_y \approx 22\%$ 、h=1750で同様に $P/P_y \approx 15\%$ 、h=3500で同様に $P/P_y \approx 8\%$ であるためである。

以上より、偏心荷重が作用しない場合の充填率は30%とすることとし、面内・面外方向地震時の偏心率が小さい場合の下限值に相当するものである。

表 4-20 面内方向地震時の充填率

t (mm)	$\sigma / \sigma_{ca}=0.4$			$\sigma / \sigma_{ca}=0.615$			$\sigma / \sigma_{ca}=0.8$			
	9	14	25	9	14	25	9	14	25	
R	0.818	0.524	0.293	0.818	0.524	0.293	0.818	0.524	0.293	
e/h	0.1	32.3%	30.2	17.6	46.3	42.4	28.6	61.9	55.1	39.3
	0.2	32.3	30.3	17.7	46.3	42.5	28.7	62.0	55.2	39.5
	0.3	32.3	30.3	17.7	46.3	42.5	28.8	62.0	55.2	39.5
	0.4	32.3	30.3	17.8	46.4	42.6	28.8	62.0	55.2	39.6
	0.5	32.3	30.3	17.8	46.4	42.6	28.8	62.0	55.2	39.6
	0.6	32.3	30.3	17.8	46.4	42.6	28.8	62.0	55.2	39.6
	0.7	32.3	30.3	17.8	46.4	42.6	28.8	62.0	55.3	39.6
	0.8	32.3	30.4	17.8	46.4	42.6	28.8	62.1	55.3	39.6

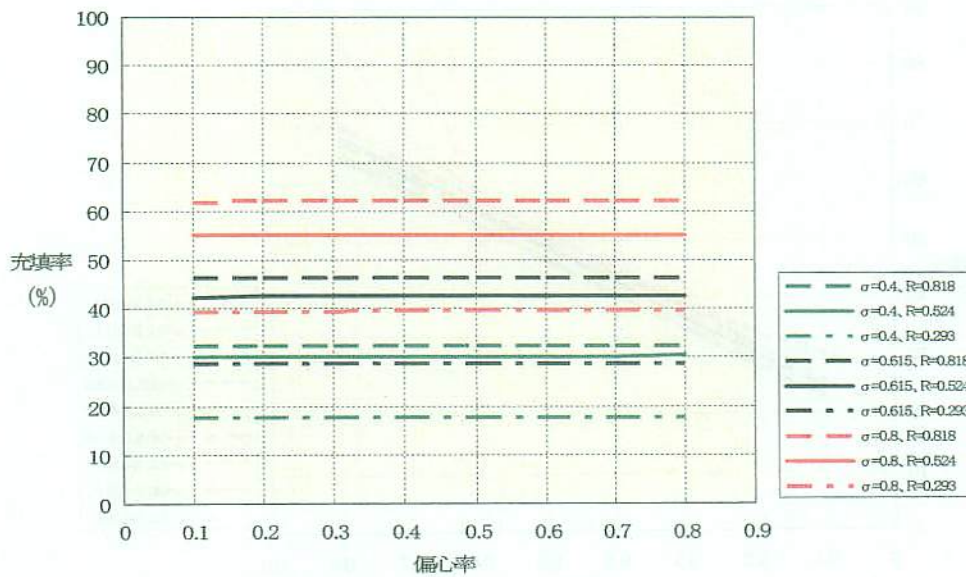


図 4-18 面内方向地震時の幅厚比・応力度比による充填率の変動

3) 偏心面内方向地震力作用の場合の充填率(4.3(4))

表 4-20 及び図 4-18 は、初期偏心鉛直荷重が作用した状態で、偏心方向に地震力が作用する場合の充填率を示したものである。初期フランジ応力度比は、4-3 では $\sigma / \sigma_{ca} = 0.615$ としていたが、ここではその上下の応力度比 0.4 及び 0.8 を考え、板厚は 9, 14, 25mm の 3 種のパターンとした。これにより、充填率は初期応力度比及び幅厚比パラメータにより、左右されることがいえる。図 4-19 は、充填率と幅厚比との関係を初期応力度比毎に示したものである。これによりまた、偏心率の大小では充填率の変動はほとんどないことがわかった。

このように、面内方向に水平力が作用する場合には、幅厚比パラメータ R の大きさに影響を大きく受け、また初期応力度により充填率が変わるといえる。一方、細長比 λ には影響されず、偏心率 (e/h) の影響を全く受けていない。ただし、偏心率が小さい場合

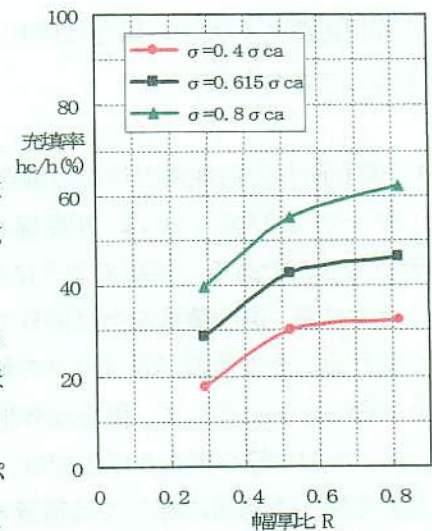


図 4-19 面内方向地震時の幅厚比と応力度比毎の充填率

表 4-21 面外方向の充填率

t (mm)	$\sigma / \sigma_{ca}=0.4$			$\sigma / \sigma_{ca}=0.615$			$\sigma / \sigma_{ca}=0.8$			
	9	14	25	9	14	25	9	14	25	
R	0.818	0.524	0.293	0.818	0.524	0.293	0.818	0.524	0.293	
e/h	0.1	29.9%	22.4	22.9	30.1	24.1	24.3	30.6	25.7	25.6
	0.2	33.9	28.4	28.8	33.9	30.3	30.4	34.2	32.1	31.9
	0.3	38.7	34.4	34.7	38.8	36.5	36.5	39.4	38.6	38.1
	0.4	43.8	40.5	40.6	44.2	42.8	42.6	45.2	45.1	44.4
	0.5	49.0	46.5	46.5	49.8	49.2	48.7	51.3	51.7	50.7
	0.6	54.3	52.6	52.4	55.6	55.5	54.8	58.6	58.4	57.0
	0.7	59.7	58.7	58.3	61.5	61.9	60.9	83.3	67.7	63.4
	0.8	65.1	64.8	64.2	67.6	68.4	67.1	-	84.3	69.8

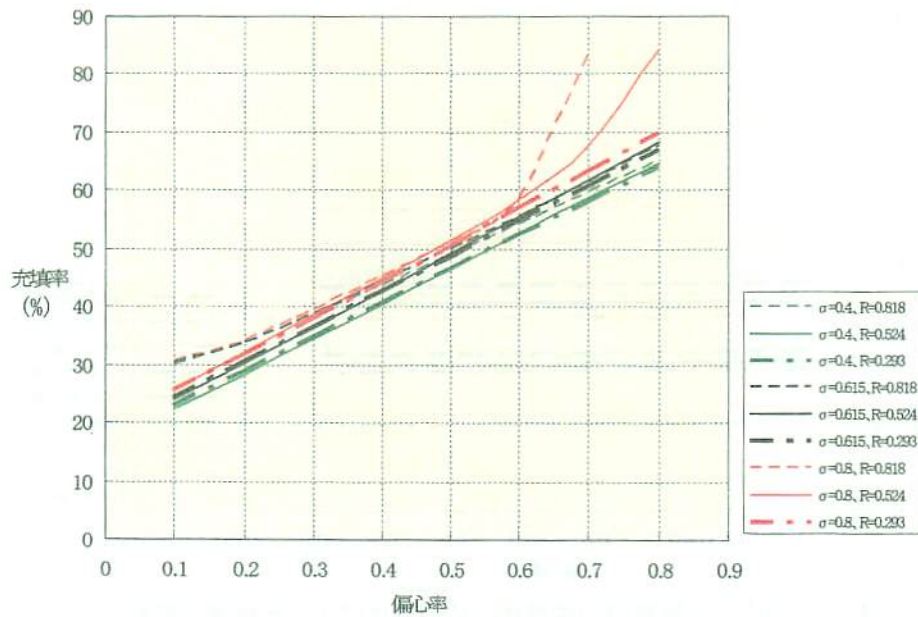


図 4-20 面外方向地震時の幅厚比、応力度比と充填率

で作用鉛直力が大きい場合に限り、充填率が大きくなるが、実用的な範囲ではそのような条件は稀有であると考えられる。

4) 偏心面外方向地震力作用の場合の充填率(4.3(2), (3))

表 4-21 及び図 4-20 は、初期偏心荷重が作用する状態で、面外方向に地震が作用する場合の充填率を示したものである。前項のように初期フランジ応力度比を 3 種類、及び板厚を 3 種類考えている。

その結果、偏心荷重を受け面外方向に水平力が作用する場合には、偏心率 e/h の大小で充填率が大きく変わる。その他のパラメータの幅厚比、細長比、初期応力度の影響は微小であり算定式のパラメータとはならない。従って、偏心面外地震時においては、偏心率 e/h のみで充填率が決定されることがわかった。なお、偏心率 0.6 以上では、初期応力度比が高い場合急激に耐力が減少し充填率が上昇するので実構造物への適用に際しては留意を要する。

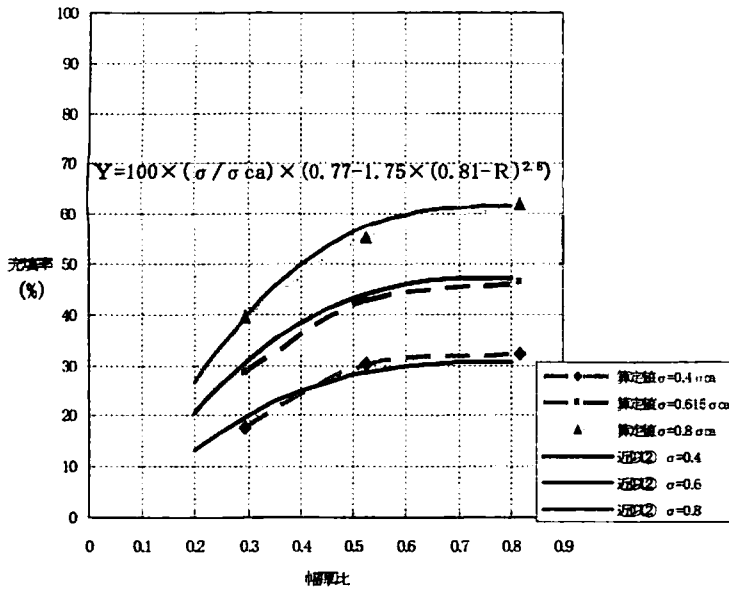


図 4-21 面内方向の充填率近似式

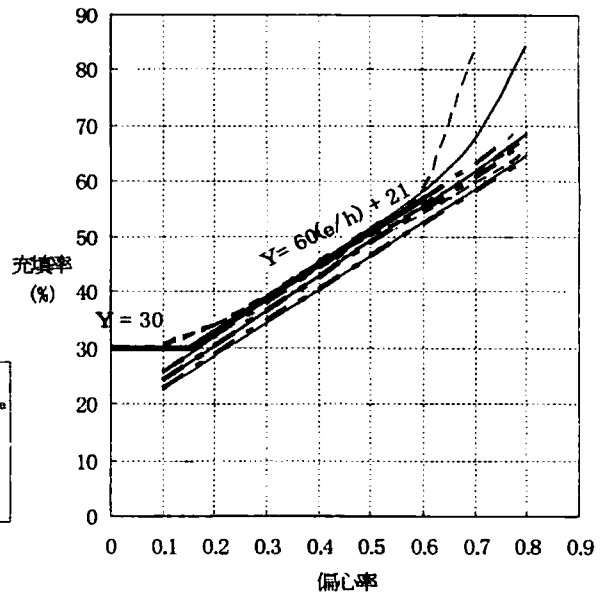


図 4-22 面外方向の充填率近似式

(4) 充填率算定式の提案

図 4-21 に、前項(3)の結果から面内方向に地震が作用した場合の充填率の算定値と近似式、図 4-22 に面外方向に地震が作用した場合の充填率の算定式と近似式を示す。

図 4-21 は、面内方向を考える場合で、Y は必要とするコンクリート充填率 (%) を示し、変数として初期フランジ応力度比 σ / σ_{ca} 及び幅厚比パラメータ R があり、適用限界として $0.2 \leq R \leq 0.8$ を設けるものとした。近似式は、初期応力度比に対しては一次式、幅厚比パラメータに対しては累乗で表現することにより、計算値をほぼ包括するものとした。

図 4-22 は、偏心荷重が作用する場合の面外荷重のコンクリート充填率を示したものであり、偏心率 e/h が 0.15 以下の場合充填率下限値を 30%、 e/h が 0.15 を超える場合偏心率の一次式で近似できるものとした。なお、前項に示すように、幅厚比パラメータ R 及び初期応力度比 σ / σ_{ca} で、若干の充填率の変動があり、近似式はそれを包括する算式とした。

表 4-22 には、実際の逆 L 形鋼製橋脚では両方向に地震力が作用することから、それらの近似式から得られる幅厚比 R、偏心率 e/h 及び初期応力度比 σ / σ_{ca} を変数とした充填率を示した。表 4-22 により、以下のことが言える。

- ① $\sigma / \sigma_{ca} < 0.4$ の場合、面外方向のみで充填率が決定される。
- ② $e/h < 0.15$ の場合、 $\sigma / \sigma_{ca} < 0.4$ では偏心がない場合と同様に下限値 30% となる。
- ③ R が小さくなる(板厚が厚くなる)に従い面外方向で決定され、 $R = 0.2$ の場合面内方向で決定されることはない。
- ④ $e/h < 0.2$ と小さい場合でも、 σ / σ_{ca} が大きくなれば下限値を上回る充填率となる。

表 4-22 近似式より得られる鋼製橋脚の充填率

偏心率 e/h	応力度比 σ/σ_{ca}	幅厚比 R						
		0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8
0.0	0.2	30.0%	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
	0.4	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.7	30.8
	0.6	30.0	30.3	37.6	42.2	44.9	46.0	46.2
	0.8	30.0	40.4	50.1	56.3	59.8	61.3	61.6
	1.0	33.2	50.4	62.6	70.4	74.8	76.6	77.0
0.1	0.2	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0
	0.4	30.0	30.0	30.0	30.0	30.0	30.7	30.8
	0.6	30.0	30.3	37.6	42.2	44.9	46.0	46.2
	0.8	30.0	40.4	50.1	56.3	59.8	61.3	61.6
	1.0	33.2	50.4	62.6	70.4	74.8	76.6	77.0
0.2	0.2	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0
	0.4	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0	33.0
	0.6	33.0	33.0	37.6	42.2	44.9	46.0	46.2
	0.8	33.0	40.4	50.1	56.3	59.8	61.3	61.6
	1.0	33.2	50.4	62.6	70.4	74.8	76.6	77.0
0.3	0.2	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0
	0.4	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0	39.0
	0.6	39.0	39.0	39.0	42.2	44.9	46.0	46.2
	0.8	39.0	40.4	50.1	56.3	59.8	61.3	61.6
	1.0	39.0	50.4	62.6	70.4	74.8	76.6	77.0
0.4	0.2	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0
	0.4	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0
	0.6	45.0	45.0	45.0	45.0	45.0	46.0	46.2
	0.8	45.0	45.0	50.1	56.3	59.8	61.3	61.6
	1.0	45.0	50.4	62.6	70.4	74.8	76.6	77.0
0.5	0.2	51.0	51.0	51.0	51.0	51.0	51.0	51.0
	0.4	51.0	51.0	51.0	51.0	51.0	51.0	51.0
	0.6	51.0	51.0	51.0	51.0	51.0	51.0	51.0
	0.8	51.0	51.0	51.0	56.3	59.8	61.3	61.6
	1.0	51.0	51.0	62.6	70.4	74.8	76.6	77.0
0.6	0.2	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0
	0.4	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0
	0.6	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0	57.0
	0.8	57.0	57.0	57.0	57.0	59.8	61.3	61.6
	1.0	57.0	57.0	62.6	70.4	74.8	76.6	77.0

※黄着色部は、面外方向で決定される充填率である。

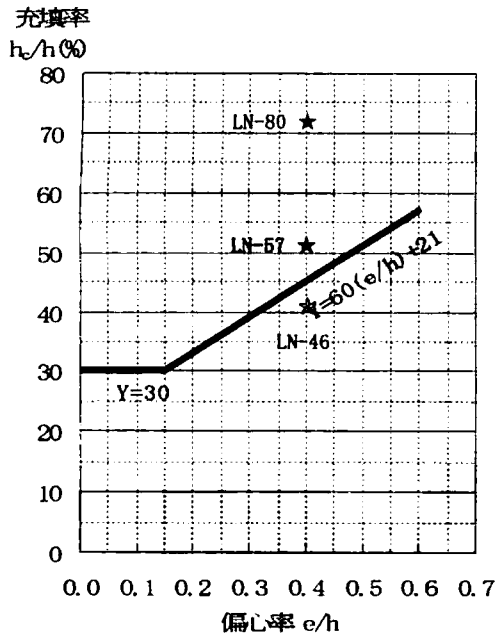


図-23 面外方向の充填率提案値と実験値

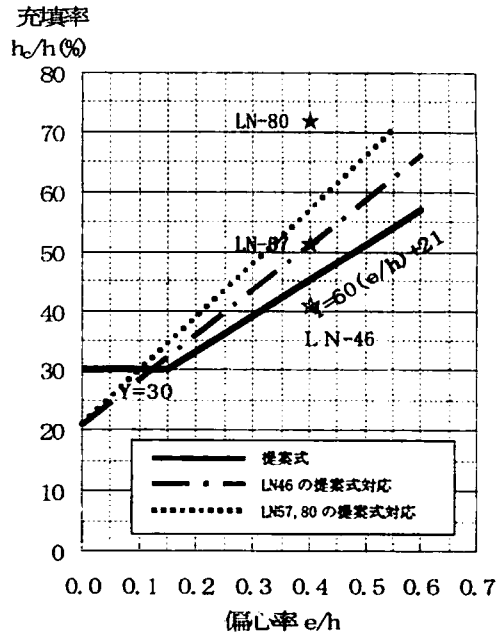


図-24 面外方向の充填率提案値と実験値
(応力度比を同一に調整したもの)

(5) 提案式と実験供試体の充填率比較

1) 充填率の検討

図-23 に第2章の実験(面外方向作用時)での断面諸元から得られる充填率をプロットした。

①LN-46 供試体の充填率 41.2% < 提案式 45.0%

必要な充填率を満たしておらず、実験でも中空部が先行して最大強度に達した。

②LN-57 供試体の充填率 51.4% > 提案式 45.0%

必要な充填率を満たしており、充填部が崩壊し中空部は健全であった。

③LN-80 供試体の充填率 72.0% > 提案式 45.0%

LN-57 と同様であり、充填部が崩壊し中空部は健全であった。

なお、上記充填率はコンクリート充填高を柱基部から水平力作用位置で除した値としており、例えばLN-46では、 $h_c/h=720/1750=41.2\%$ である。

ここで、提案式の初期応力度比は60%程度としており、実験での初期応力度比は約100%と条件が異なるため実橋脚では存在しないと考えられる。そこで、提案式を外挿して同様にプロットしたものが図-24である。初期応力度比が低い場合には、2)で後述するように座屈する判定対象パネルが、荷重作用方向の上下パネルであるが、初期応力度比が極めて高い場合には判定対象パネルが変わり、必要な充填率が急増することとなる。以下に示すように、判定対象パネルが変わった場合、LN-46 供試体では必要な充填率が45%から52%へ、LN-57 及び LN-80 供試体では必要な充填率が45%から57%へと10%前後高くなることとなった。このように、初期応力度比が極めて高い場合には、比較する座屈パネルが変わり、提案式を基本的に適用できないと考えられる。

①LN-46 供試体の充填率 41.2% < 提案式外挿 52.5% (OK)

②LN-57 供試体の充填率 51.4% > 提案式外挿 57.3% (×)

③LN-80 供試体の充填率 72.0% > 提案式外挿 57.3% (OK)

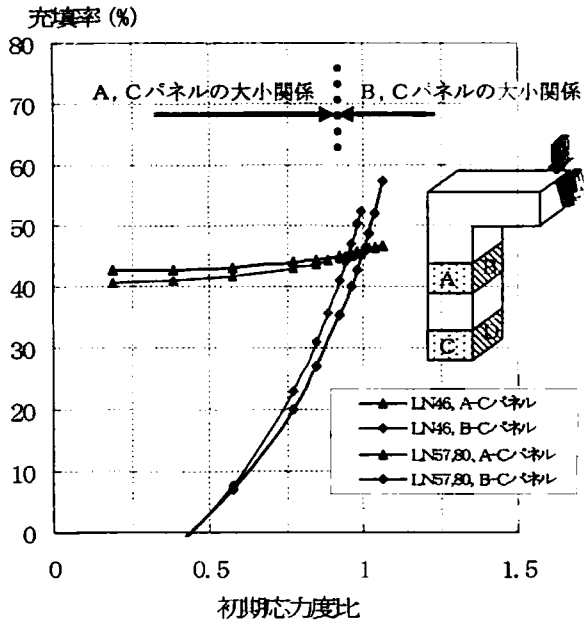


図-25 最大強度決定パネル(本実験供試体)

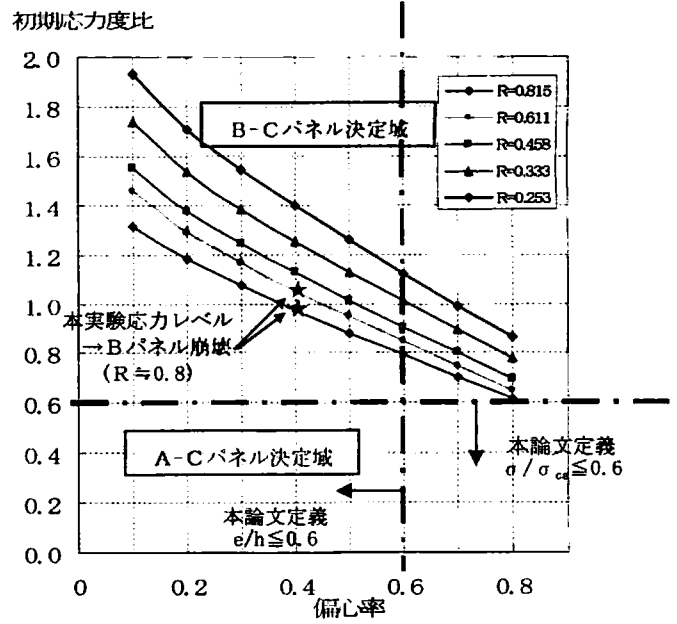


図-26 偏心率・幅厚比等と決定パネル

2) 最大強度決定パネル

図-25 は、充填率を算定する場合に必要な対象パネルと初期応力度比の関係を示したものである。一般に面内方向地震時にはB-Dパネル強度大小関係となり、面外方向地震時にはA-Cパネルが対象となる。しかし、面外方向地震時で極めて偏心による初期応力比が高い場合には、B-Cパネルの強度の大小で充填率が決定される。このような条件は応力度比による上昇が極めて高く、およそ $\sigma/\sigma_{ca} \geq 0.95$ 、言い換えれば $\sigma/\sigma_y \geq 0.46$ で先行する座屈パネルの変動が生じるといえる。なお、実験に用いた初期応力度及び座屈パネルの変曲する応力度比は以下ようになった。

LN-46 : 初期応力度比 $\sigma/\sigma_{ca} = 0.99$ 、変曲応力度比 $= 0.95$ ($\sigma/\sigma_y = 0.95 \times 140/284 = 0.47$)

LN-57, 80 : 初期応力度比 $\sigma/\sigma_{ca} = 1.06$ 、変曲応力度比 $= 1.00$ ($\sigma/\sigma_y = 1.00 \times 140/305 = 0.46$)

実験では、LN-46 はBパネルの座屈が先行し崩壊することになったが、図-25 もそれを物語っている。次に、上記を一般化したものを図-26 に示す。

幅厚比が小さくなるほど、B-Cパネルで決定する応力度比は高くなり、また偏心率が大きいほど応力度は低くなり、Bパネルが先行して崩壊する状況にあるといえる。

一方、本提案の算定式適用範囲としては、 $0.2 \leq R \leq 0.8$ であること、 $e/h \leq 0.6$ であること及び偏心がある場合の初期応力度比 σ/σ_{ca} は 0.6 以下としていることを考慮すれば、B-Cパネルを対象とすることは不必要であるといえ、全てのケースで荷重方向の上下パネル(A-CまたはB-Dパネル)の最大強度の大小関係が基準となる。

4.5 正方形無補剛不等厚断面の充填率検討

4-4 では、面内及び面外方向ともフランジ厚が等しい場合の充填率を検討したが、ここではフランジ厚が等しくない場合で充填率を検討する。これは、実橋脚は両方向のフランジ厚は、各々の作用荷重に対し各々のフランジ厚を求めるため一般には異なった板厚となり、それらへの応用的な適用を考えるためである。

検討は、(1) 偏心がない場合、(2) 偏心がある場合で面内方向に地震が作用する場合、(3) 偏心がある場合で面外方向に地震が作用する場合の 3 ケースとし、1) フランジ厚が等厚の場合を基本として検討しその後、2) 板厚が異なるものの断面積が同一の場合及び 3) 一荷重方向のフランジ厚が一定の場合とした。なお、断面軸線寸法は $B=360\text{mm}$ 、橋脚高は $h=1750\text{mm}$ で、4-4 までの検討と同等とした。

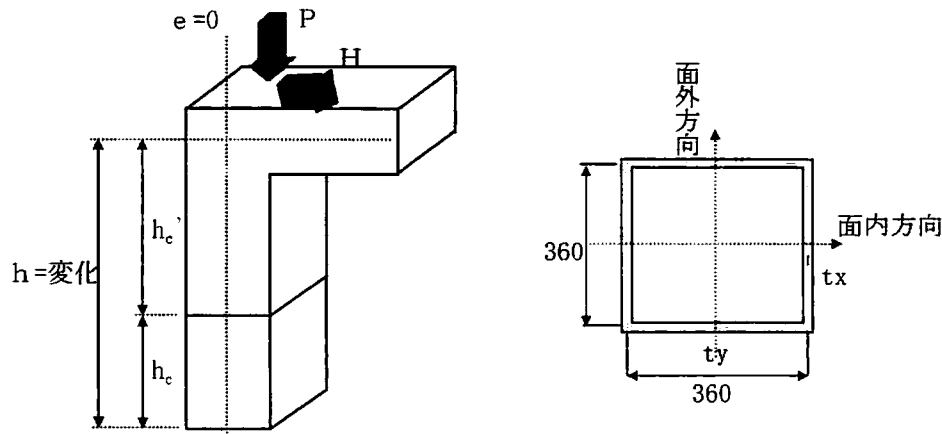


図 4-27 偏心がない場合の形状

(1) 偏心がない場合

1) 面内、面外方向ともフランジ等厚のケース ($t_x=t_y$)

表 4-23 に、両方向のフランジ厚を一定とした各断面ケースの諸量と計算で得られた充填率を示した。ここで添え字-in は、荷重方向(面内方向)を示しており、 n は板厚比、 A は断面積、 W は断面係数、 r は断面半径、 R は幅厚比パラメータ、 λ は細長比パラメータ、 P は鉛直荷重、 P/P_y は軸力比及び h_c/h はコンクリート充填率を示す。

なお、鉛直荷重 P は設計水平震度 $k_h=0.25$ と仮定したレベル I 地震時に、下記に示すように圧縮側フランジ応力度が許容圧縮応力度と等しくなるように調整した値である。

- ・表 4-23 の最上段でフランジ板厚 ($t_x \times t_y$) が $9 \times 9\text{mm}$ モデルの場合

$$\begin{aligned}\sigma_{c9} &= P/A + (P \times k_h \times h)/W_{in} = 575 \times 10^3 / 1.296 \times 10^4 + 575 \times 10^3 \times 0.25 \times 1750 / 1.518 \times 10^6 \\ &= 44.4 + 165.7 = 210 \text{ N/mm}^2 = 1.5 \times \sigma_a (= 210 \text{ N/mm}^2)\end{aligned}$$

- ・表 4-23 の最下段でフランジ板厚 ($t_x \times t_y$) が $29 \times 29\text{mm}$ モデルの場合

$$\sigma_{c29} = 42.7 + 167.3 = 210 \text{ N/mm}^2$$

その結果、板厚に関わらず、鉛直荷重 P と降伏鉛直力 P_y との比である軸力比 P/P_y はおよそ 14~15% と一定であり、荷重方向の幅厚比パラメータ R_{in} は 0.25~0.81 の範囲にある。

図 4-28 は、軸力比が一定で計算で得られたコンクリート充填率と荷重方向の幅厚比パラメータの関係を示すが、幅厚比 R_{in} が 0.6 を上回れば充填率は急増し、それ以下の幅厚比では充填率は 14% に満たないことがわかった。

表 4-23 フランジ等厚の断面諸量と充填率

t_x (mm)	t_y (mm)	$n=t_x/t_y$	A (10^4mm^2)	W_{-in} (10^6mm^3)	r_{-in}	R_{-in}	λ_{-in}	P (kN)	P/P_y	h_c/h (%)
9	9	1.000	1.296	1.518	147.0	0.815	0.293	575	0.148	27.7
10	10		1.440	1.683	147.0	0.733	0.293	637	0.147	19.1
11	11		1.588	1.846	147.0	0.667	0.293	700	0.147	15.3
12	12		1.728	2.009	147.1	0.611	0.293	762	0.147	13.7
13	13		1.872	2.171	147.1	0.564	0.293	824	0.147	13.1
14	14		2.016	2.332	147.1	0.524	0.293	885	0.146	12.9
15	15		2.160	2.493	147.1	0.489	0.293	947	0.146	12.9
16	16		2.304	2.652	147.1	0.458	0.293	1008	0.146	12.9
17	17		2.448	2.811	147.1	0.431	0.293	1069	0.146	12.8
18	18		2.592	2.970	147.2	0.407	0.293	1130	0.145	12.7
19	19		2.736	3.127	147.2	0.386	0.293	1190	0.145	12.5
20	20		2.880	3.284	147.2	0.367	0.293	1251	0.145	12.3
21	21		3.024	3.440	147.2	0.349	0.293	1311	0.145	12.1
22	22		3.168	3.596	147.2	0.333	0.293	1371	0.144	11.8
23	23		3.312	3.751	147.3	0.319	0.293	1430	0.144	11.4
24	24		3.456	3.905	147.3	0.306	0.293	1490	0.144	11.1
25	25		3.600	4.059	147.3	0.293	0.293	1549	0.143	10.8
26	26		3.744	4.212	147.4	0.282	0.293	1608	0.143	10.4
27	27		3.888	4.365	147.4	0.272	0.293	1667	0.143	10.0
28	28		4.032	4.516	147.4	0.262	0.293	1726	0.143	9.7
29	29		4.176	4.668	147.4	0.253	0.293	1785	0.142	9.3

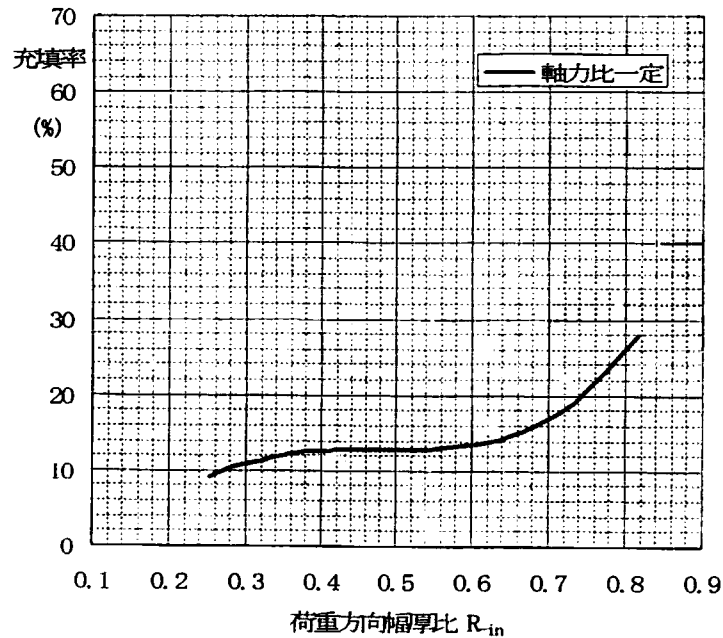


図 4-28 フランジ等厚の充填率

表 4-24 断面積一定の断面諸量と充填率

t_x (mm)	t_y (mm)	$n=t_x/t_y$	A (10^4mm^2)	W_{in} (10^6mm^3)	r_{in}	R_{in}	λ_{in}	P (kN)	P/P _y	h_c/h (%)
23	9	2.556	2.304	3.296	162.5	0.319	0.266	1192	0.172	11.8
22	10	2.200		3.203	160.4	0.333	0.269	1167	0.169	12.1
21	11	1.909		3.110	158.2	0.349	0.273	1141	0.165	12.3
20	12	1.667		3.017	156.1	0.367	0.276	1115	0.161	12.5
19	13	1.462		2.925	153.9	0.386	0.280	1089	0.158	12.7
18	14	1.286		2.834	151.7	0.407	0.285	1062	0.154	12.8
17	15	1.133		2.743	149.4	0.431	0.289	1035	0.150	12.9
16	16	1.000		2.652	147.1	0.458	0.293	1008	0.146	12.9
15	17	0.882		2.562	144.8	0.489	0.298	981	0.142	12.8
14	18	0.778		2.473	142.4	0.524	0.303	953	0.138	12.8
13	19	0.684		2.384	140.0	0.564	0.308	926	0.134	12.9
12	20	0.600		2.295	137.6	0.611	0.314	897	0.130	13.4
11	21	0.524		2.207	135.1	0.667	0.319	869	0.126	14.9
10	22	0.455		2.119	132.6	0.733	0.326	841	0.122	18.5
9	23	0.391		2.032	130.0	0.815	0.332	812	0.117	26.7

2) 断面積一定

フランジの断面積を同一とした場合で、1)と同様にレベル I 地震時フランジ圧縮応力度を許容値とした場合の断面諸量及び充填率を表 4-24 にしめす。なお、記号は前項表 4-23 と全く同様である。例えば、表 4-24 の 16×16mm モデルの断面諸量は、表 4-23 の 16×16mm モデルと同一である。

また、図 4-29 に表 4-24 の地震時応力一定の各モデルの板厚比 n と充填率の関係を示し、表には示していないが、表 4-24 の 16×16mm モデルでの $P/P_y=0.146$ を、各モデルで一定にした軸力比一定の充填率も付記したが、両者では充填率に差異は見られなかった。

充填率の結果は、荷重方向のフランジ厚が厚いほど、作用荷重 P は大きくてよく、逆に充填率は低くなるのがわかった。

このように、 $R_{in}<0.6$ 以下、すなわち $n<0.6$ では地震時応力度比 σ/σ_{ca} 、軸力比 P/P_y の如何にかかわらず充填率は 14% 以下と低くてよく、 $n<0.5$ を下回り、 $R_{in}>0.6$ の場合に充填率は急増することがわかった。

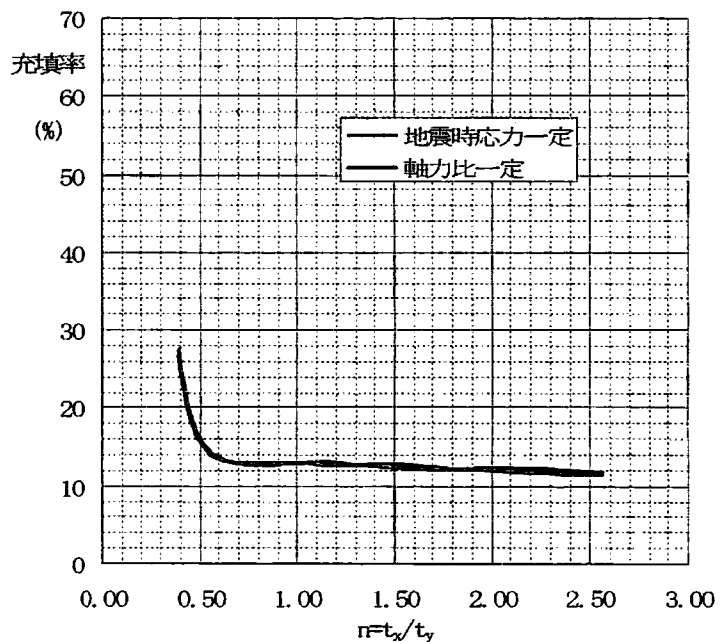


図 4-29 断面積一定の充填率

表 4-25 フランジ厚一定の断面諸量と充填率

t_x (mm)	t_y (mm)	$n=t_x/t_y$	A (10^4mm^2)	W_{in} (10^6mm^3)	r_{in}	R_{in}	λ_{in}	P (kN)	P/P_y	h_c/h (%)	
25	9	2.778	2.448	3.551	163.6	0.293	0.264	1280	0.174	11.1	
22		2.444	2.232	3.169	161.8	0.333	0.267	1149	0.172	12.1	
19		2.111	2.016	2.787	159.7	0.386	0.270	1017	0.168	12.8	
16		1.778	1.800	2.406	157.0	0.458	0.275	885	0.164	13.1	
14		1.556	1.656	2.152	154.8	0.524	0.279	796	0.160	13.1	
12		1.333	1.512	1.898	152.2	0.611	0.283	708	0.156	13.8	
10		1.111	1.368	1.645	148.9	0.733	0.290	619	0.151	19.2	
			1.000	1.296	1.518	147.0	0.815	0.293	575	0.148	27.7
		10	0.900	1.368	1.556	145.1	0.815	0.297	593	0.144	27.6
		12	0.750	1.512	1.632	141.7	0.815	0.305	628	0.138	27.4
	14	0.643	1.656	1.706	138.8	0.815	0.311	663	0.133	27.2	
	16	0.563	1.800	1.780	136.4	0.815	0.316	697	0.129	27.0	
	19	0.474	2.016	1.889	133.3	0.815	0.324	747	0.124	26.9	
	22	0.409	2.232	1.997	130.7	0.815	0.330	796	0.119	26.7	
	25	0.360	2.448	2.103	128.6	0.815	0.336	844	0.115	26.6	

3) フランジ厚一定

ここでは、一方のフランジ厚を幅厚比パラメータが適用限界 $R=0.8$ に近い $t=9\text{mm}$ で固定し、他方のフランジ厚をそれより厚いモデルで充填率の傾向をみる。

表 4-25 に表 4-23、4-24 と同様に断面諸量を示した。作用荷重 P の考え方は前出の 1) 及び 2) と同様に、下記のようにレベル I 地震時フランジ応力度を許容圧縮応力度とした値である。

・フランジ板厚が $25 \times 9\text{mm}$ モデルの場合

$$\begin{aligned} \sigma_{c25 \times 9} &= P/A + (P \times k_h \times h)/W_{in} \\ &= 575 \times 10^3 / 1.296 \times 10^4 + 575 \times 10^3 \\ &\quad \times 0.25 \times 1750 / 1.518 \times 10^6 \\ &= 44.4 + 165.7 = 210 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

・フランジ板厚が $9 \times 25\text{mm}$ モデルの場合

$$\sigma_{c9 \times 25} = 42.7 + 167.3 = 210 \text{ N/mm}^2$$

図 4-30 に、図 4-29 と同様に表 4-25 モデルの地震時応力一定の場合と、表にはないが表 4-25 の $9 \times 9\text{mm}$ モデルの $P/P_y=0.148$ を、各モデルで一定にした軸力比一定の充填率も付記したが、両者では充填率に差異は見られなかった。

充填率の結果は、荷重方向のフランジ厚が厚い $n > 1.0$ の場合、充填率が低くてよく、逆に荷重方向ではないフランジ厚が厚い $n < 1.0$ の場合、充填率が 27% 前後のほぼ一定値を示すことがわかった。このように、当然ではあるが荷重方向ではないフランジ厚を厚くすることは意味のないことであり、荷重方向の板厚増加は充填率低下に大きく寄与することとなった。

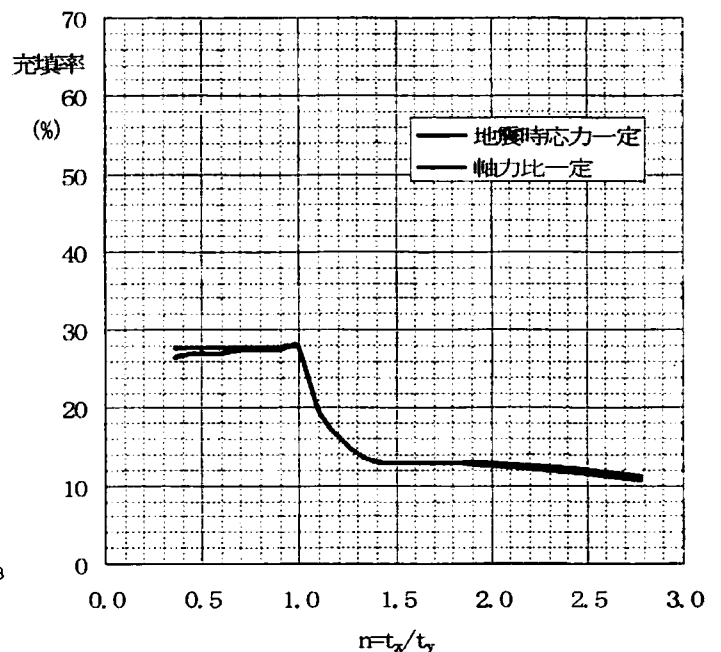


図 4-30 フランジ厚一定の充填率

(2) 偏心形状の面内方向に地震が作用する場合

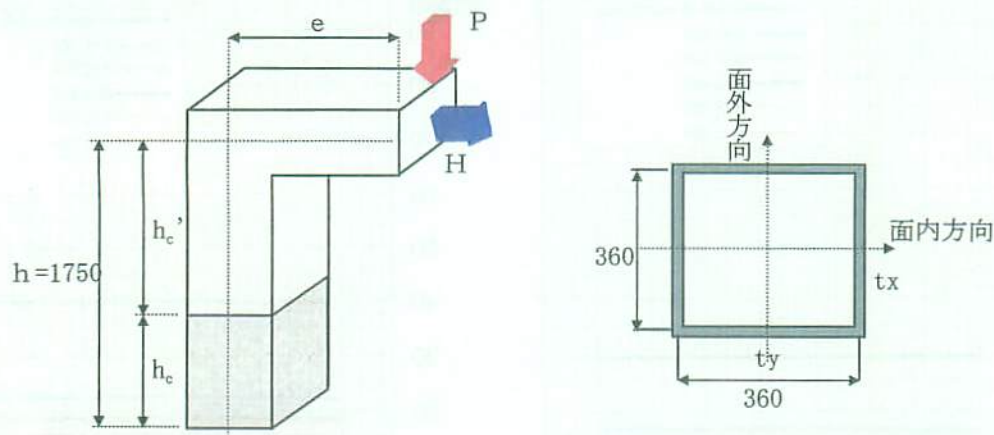


図 4-31 偏心荷重かつ面内地震力作用の場合の形状

1) フランジ等厚

ここでは、初期偏心荷重が作用する場合で、偏心方向(面内方向)に地震力が作用する時の、両フランジ厚が等しい場合の充填率の変動を検討した。

表 4-26 に、初期偏心荷重の軸力と曲げモーメントによる圧縮側フランジ応力度が、下記のように許容圧縮応力度の 0.4 倍及び 0.8 倍のケースで、フランジ板厚が 6 種類の偏心率毎の充填率を示した。なお、表内の () 書きは、 $\sigma=0.4\sigma_{ca}$ の充填率と $\sigma=0.8\sigma_{ca}$ の充填率の比率である。表内の $16\times 16\text{mm}$ のモデルで偏心率 $e/h=0.6$ とすると、 $\sigma=0.8\sigma_{ca}$ の時の作用鉛直力 P は 255kN 、 $\sigma=0.4\sigma_{ca}$ の場合には $P=127.5\text{kN}$ となった。

$$\begin{aligned}\sigma &= P/A + (P \times e)/W_{in} \\ &= 255 \times 10^3 / 2.304 \times 10^4 + 255 \times 10^3 \times 1750 \times 0.6 / 2.652 \times 10^6 \\ &= 11.1 + 110.9 = 112.0 \text{ N/mm}^2 = 0.8 \times \sigma_a (0.8 \times 140 = 112 \text{ N/mm}^2)\end{aligned}$$

このように、作用鉛直力 P は各モデルの各偏心率及び初期応力度比により、各々変動するものである。

図 4-32 に、初期応力度比が $0.4\sigma_{ca}$ 及び $0.8\sigma_{ca}$ の場合の、幅厚比パラメータと偏心率及び充填率の関係を示した。

この結果、幅厚比パラメータが大きいほど高い充填率を必要とすることがわかり、また初期応力度が高いほど充填率が高くなることがわかった。なお、初期応力度比の違いによる必要な充填率の比率は、幅厚比パラメータの大小で多少差が有るものの、 $0.8\sigma_{ca}/0.4\sigma_{ca}$ でおおよそ 3 割増であった、また、偏心率の大小により充填率は一定の値とみることができ、幅厚比がある値を超えると充填率は急増することがわかった。

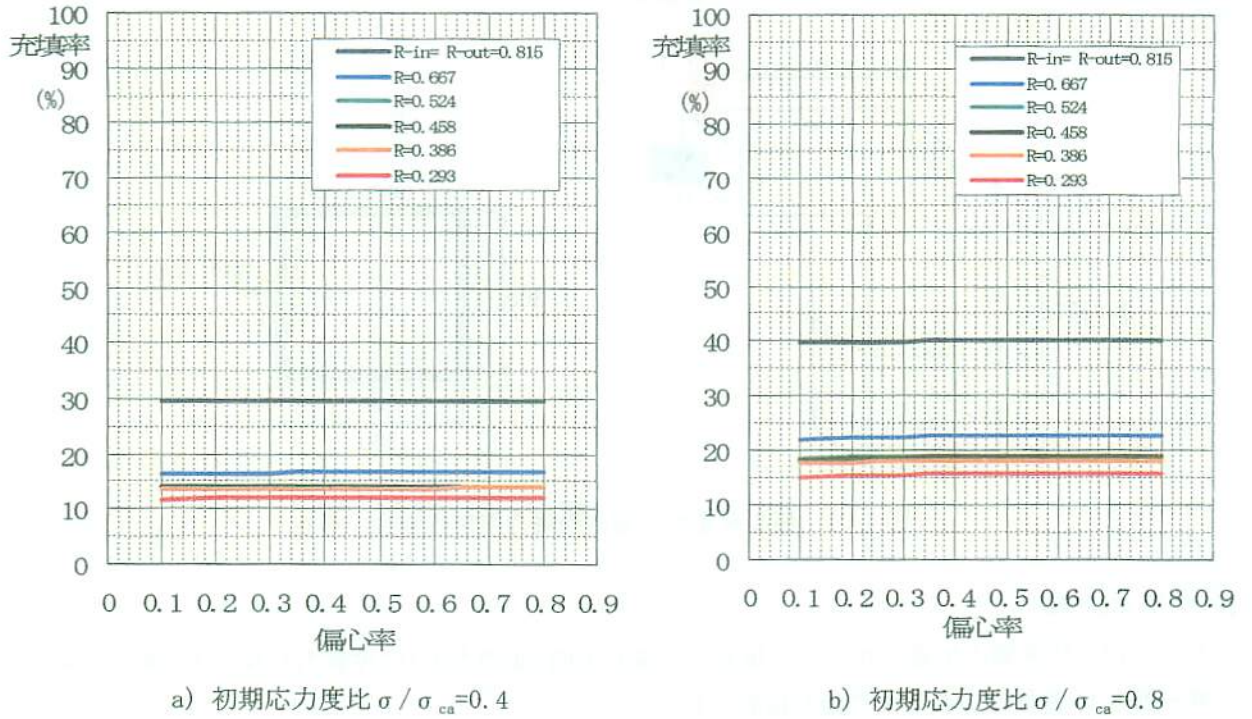


図 4-32 フランジ等厚の充填率

表 4-26 フランジ等厚の応力度と充填率

応力度比 σ / σ_{ca}	$t_x \times t_y$		9×9	11×11	14×14	16×16	19×19	25×25
	$n=t_x/t_y$		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000
	R_{in}		0.815	0.667	0.524	0.458	0.386	0.293
0.4	e/h	0.1	29.4%	16.5	14.0	13.9	13.6	11.8
		0.2	29.5	16.5	14.1	14.0	13.7	12.0
		0.3	29.5	16.5	14.1	14.1	13.8	12.0
		0.4	29.5	16.6	14.1	14.1	13.8	12.1
		0.5	29.6	16.6	14.2	14.1	13.8	12.1
		0.6	29.6	16.6	14.2	14.1	13.8	12.1
		0.7	29.6	16.6	14.2	14.2	13.9	12.1
		0.8	29.6	16.6	14.2	14.2	13.9	12.1
0.8	e/h	0.1	39.7(1.35)	22.2(1.35)	18.6(1.32)	18.3(1.32)	17.6(1.29)	15.1(1.28)
		0.2	39.9	22.4	18.8	18.6	17.9	15.5
		0.3	39.9	22.5	18.9	18.7	18.1	15.6
		0.4	40.0	22.6	19.0	18.8	18.1	15.7
		0.5	40.0	22.6	19.0	18.8	18.2	15.7
		0.6	40.0	22.6	19.1	18.8	18.2	15.8
		0.7	40.0	22.6	19.1	18.9	18.3	15.8
		0.8	40.0(1.35)	22.7(1.37)	19.1(1.35)	18.9(1.33)	18.3(1.32)	15.8(1.31)

※()内は、充填率の比を示す。

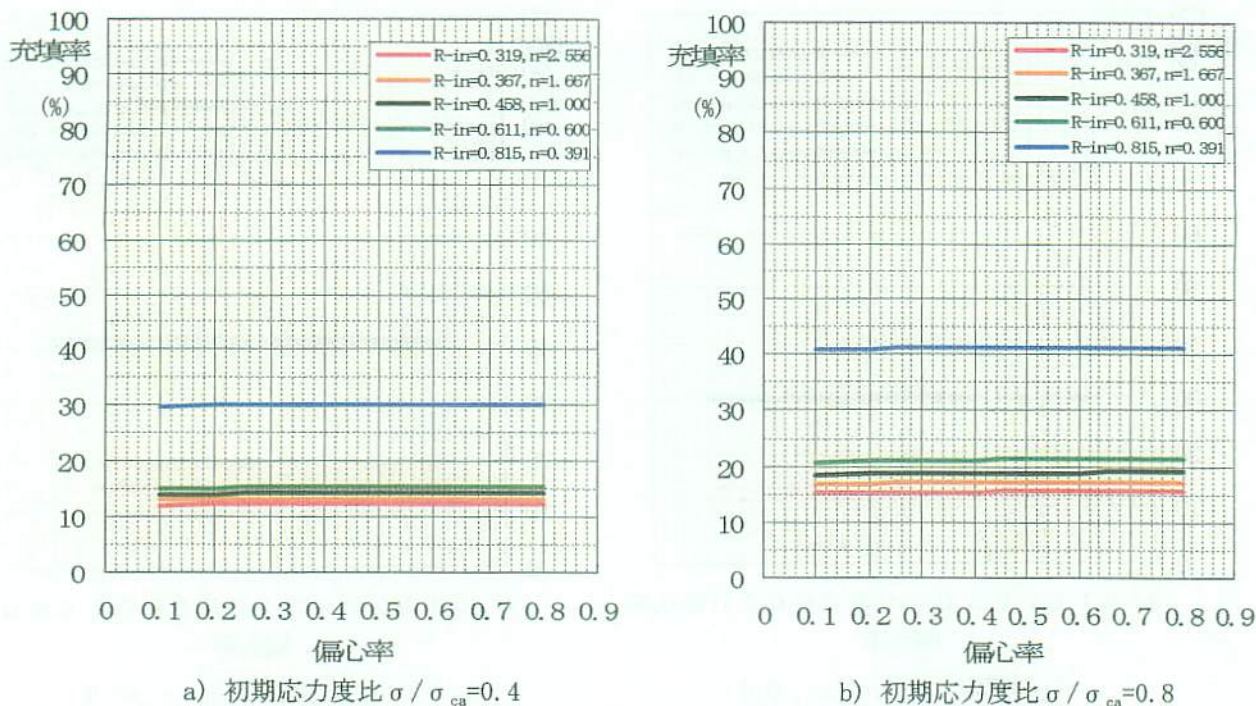


図 4-33 断面積一定の充填率

表 4-27 断面積一定の応力度と充填率

応力度比 σ / σ_{ca}	$t_x \times t_y$		23×9	20×12	16×16	12×20	9×23
	$n = t_x / t_y$		2.556	1.667	1.000	0.600	0.391
	R_{in}		0.319	0.367	0.458	0.611	0.815
0.4	e/h	0.1	12.1%	13.1	13.9	15.0	29.9
		0.2	12.2	13.2	14.0	15.2	30.0
		0.3	12.2	13.2	14.1	15.3	30.1
		0.4	12.2	13.3	14.1	15.3	30.1
		0.5	12.2	13.3	14.1	15.3	30.1
		0.6	12.3	13.3	14.1	15.3	30.1
		0.7	12.3	13.3	14.2	15.3	30.1
		0.8	12.3	13.3	14.2	15.3	30.2
0.8	e/h	0.1	15.2(1.26)	16.7(1.27)	18.3(1.32)	20.5(1.37)	40.7(1.36)
		0.2	15.3	16.9	18.6	20.9	41.0
		0.3	15.4	17.0	18.7	21.1	41.2
		0.4	15.4	17.0	18.8	21.1	41.2
		0.5	15.5	17.0	18.8	21.2	41.3
		0.6	15.5	17.1	18.8	21.2	41.3
		0.7	15.5	17.1	18.9	21.3	41.4
		0.8	15.5(1.26)	17.1(1.29)	18.9(1.33)	21.3(1.39)	41.4(1.37)

2) 断面積一定

次に、橋脚の断面積を一定とした場合の充填率を検討した。表 4-27 及び図-33 にその結果を示した。初期応力度比の考え方は、前出 1) と全く同じであり、幅厚比パラメータ R_{in} が 0.6 を下回れば、一定の低い充填率で良く、 R_{in} が 0.6 を上回れば必要な充填率は上昇することがわかった。また、いずれの場合においても偏心率の影響は微小であり、初期応力度比による充填率は $0.8 \sigma_{ca} / 0.4 \sigma_{ca}$ で約 3 割増しであった。

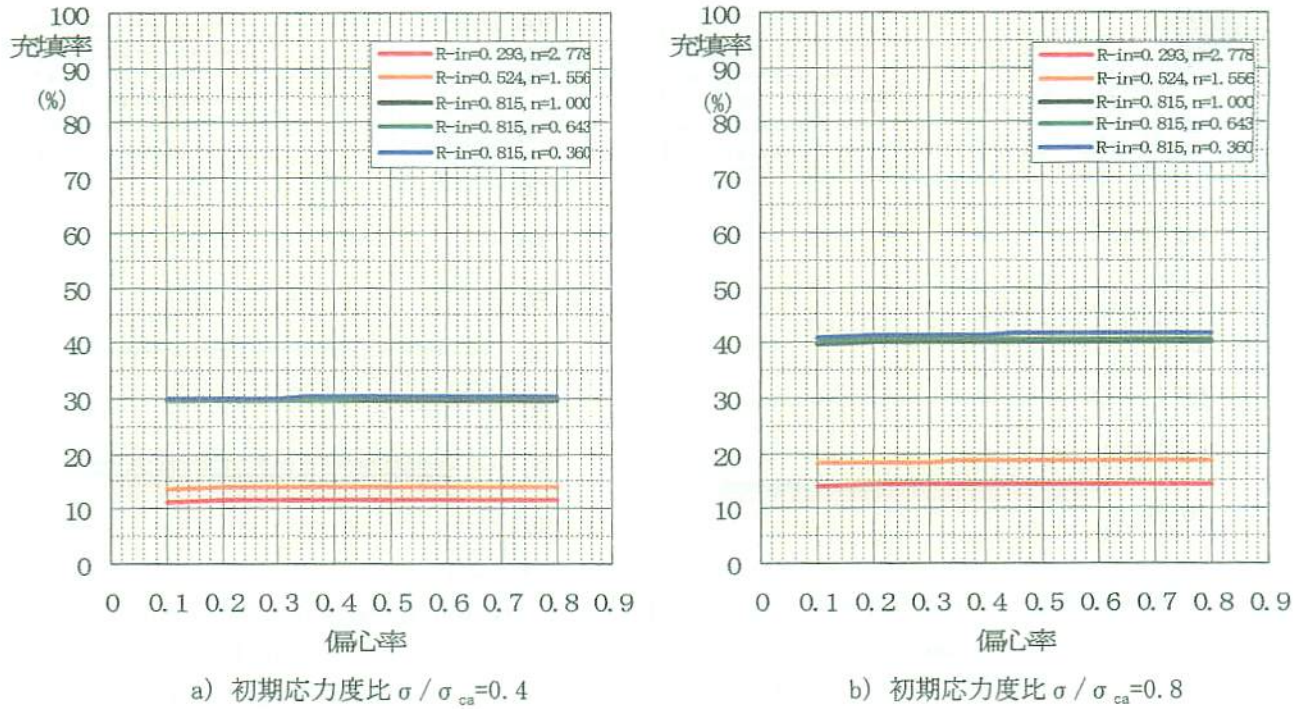


図 4-34 フランジ板厚一定の充填率

表 4-28 フランジ板厚一定の応力度と充填率

応力度比 σ / σ_{ca}	$t_x \times t_y$		25×9	14×9	9×9	9×14	9×25
	$n = t_x / t_y$		2.778	1.556	1.000	0.643	0.360
	R_{in}		0.319	0.367	0.458	0.611	0.815
0.4	e/h	0.1	11.4%	13.8	29.4	29.6	29.9
		0.2	11.5	13.9	29.5	29.7	30.1
		0.3	11.5	13.9	29.5	29.7	30.1
		0.4	11.5	13.9	29.5	29.7	30.2
		0.5	11.5	13.9	29.5	29.8	30.2
		0.6	11.5	13.9	29.6	29.8	30.2
		0.7	11.5	13.9	29.6	29.8	30.2
		0.8	11.5	14.0	29.6	29.8	30.2
0.8	e/h	0.1	14.2(1.25)	18.2(1.32)	39.7(1.35)	40.1(1.35)	40.9(1.37)
		0.2	14.3	18.3	39.9	40.3	41.2
		0.3	14.4	18.4	39.9	40.4	41.3
		0.4	14.4	18.5	40.0	40.4	41.4
		0.5	14.4	18.5	40.0	40.5	41.5
		0.6	14.5	18.5	40.0	40.5	41.5
		0.7	14.5	18.5	40.0	40.5	41.5
		0.8	14.5(1.26)	18.5(1.32)	40.0(1.35)	40.5(1.36)	41.5(1.37)

3) フランジ板厚一定

ここでは、いずれか一方のフランジ厚が幅厚比パラメータの適用限界に近い値を有する 9mm 厚を考えた。初期応力度比や作用鉛直荷重の考え方は前出の 1) 及び 2) と全く同様である。この場合においても、初期応力度比 $0.8 \sigma_{ca} / 0.4 \sigma_{ca}$ の充填率は約 3 割増しであり、水平力作用方向の板厚が薄い場合に高い充填率が得られ、面外方向フランジ厚を厚くしても充填率に変化がないことがわかった。また、この範囲の断面諸元や偏心率では、偏心率の違いによる充填率には変化がないこともわかった。

(3) 偏心形状の面外方向に地震が作用する場合

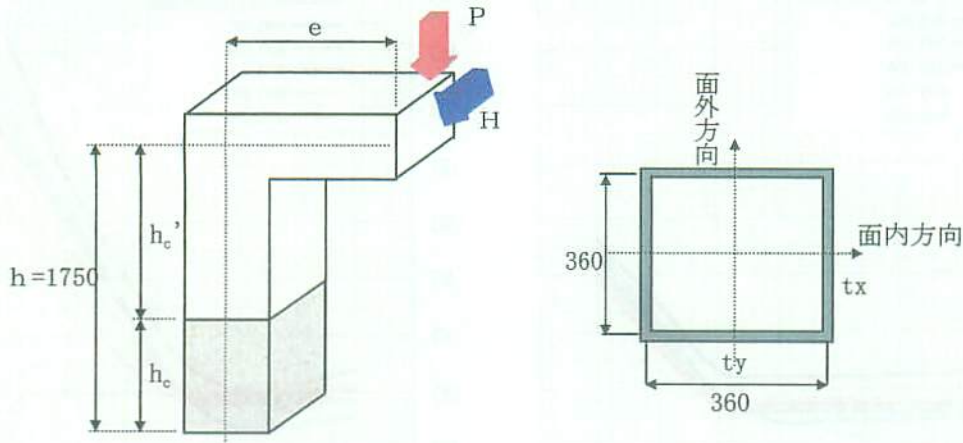


図 4-35 偏心荷重かつ面外地震力作用の場合の形状

1) フランジ等厚

ここでは、初期偏心荷重が作用する場合で、面外方向に地震力が作用する時の、両フランジ厚が等しい場合の充填率の変動を検討した。

表 4-29 に、表 4-26 と全く同様の条件における必要な充填率を示した。図 4-36 は、結果を図化したものであり、次のようなことが得られた。

- 偏心率が小さい場合、幅厚比パラメータの違いにより、充填率の多少のばらつきがみられた。すなわち、 $R_{in}=0.6$ 前後で低い充填率となり、 $R_{in}=0.8$ で充填率が急増した。しかし、偏心率が大きくなると、幅厚比パラメータに比例して充填率が高くなった。
- 偏心率による充填率の変動が大きく、 $\sigma/\sigma_{ca}=0.4$ の場合偏心率が 0.6 以上、 $\sigma/\sigma_{ca}=0.8$ の場合偏心率が 0.4 以上で急増した。これは、いち早く最大強度に達する中空部パネルが、荷重方向(面外方向)ではなく、偏心側になるためである。また、応力度が高いほど、急増した充填率の上昇率も高いことがわかった。
- 応力度比が高い場合の方が、偏心率が小さい場合でも多少充填率が高くなった。

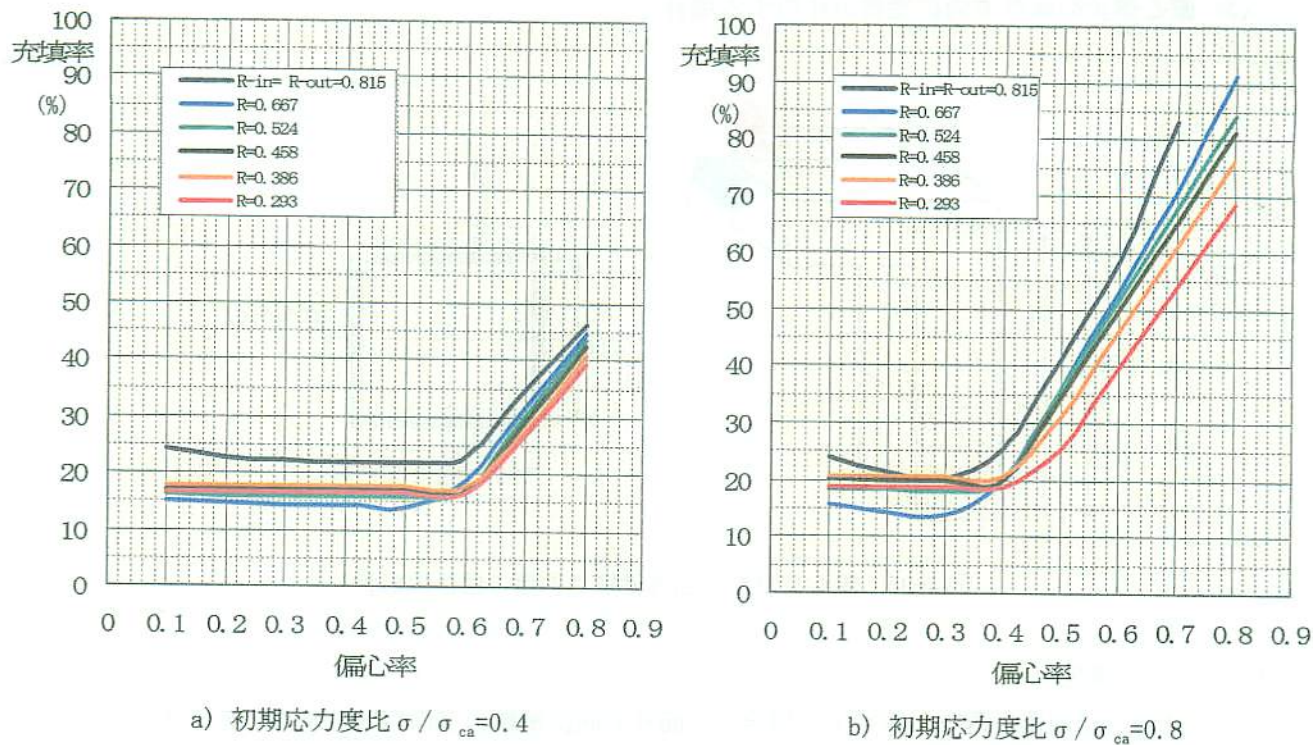


図 4-36 フランジ等厚の充填率

表 4-29 フランジ等厚の応力度と充填率

応力度比 σ / σ_{ca}	$t_x \times t_y$	9×9	11×11	14×14	16×16	19×19	25×25	
	$n=t_x/t_y$	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
	R_{in}	0.815	0.667	0.524	0.458	0.386	0.293	
0.4	e/h	0.1	24.3%	15.3	16.1	17.1	17.7	16.8
		0.2	22.9	14.7	16.0	17.2	17.8	16.8
		0.3	22.3	14.4	15.9	17.2	17.8	16.8
		0.4	22.0	14.3	15.9	17.2	17.9	16.8
		0.5	21.8	14.2	15.9	17.2	17.9	16.8
		0.6	23.2	18.8	17.0	17.2	17.9	16.8
		0.7	34.8	31.7	30.3	29.2	27.8	26.8
		0.8	46.4	44.7	43.5	42.5	40.9	39.3
0.8	e/h	0.1	24.0	15.7	18.5	20.1	20.7	18.9
		0.2	21.4	14.4	18.2	20.0	20.7	18.8
		0.3	20.3	14.0	18.0	19.9	20.7	18.8
		0.4	25.4	19.7	19.8	19.9	20.7	18.7
		0.5	41.2	36.1	35.8	34.3	31.1	25.3
		0.6	58.6	53.0	51.6	49.8	46.1	39.6
		0.7	83.3	70.9	67.7	65.3	61.2	53.9
		0.8	-	91.2	84.3	81.1	76.5	68.5

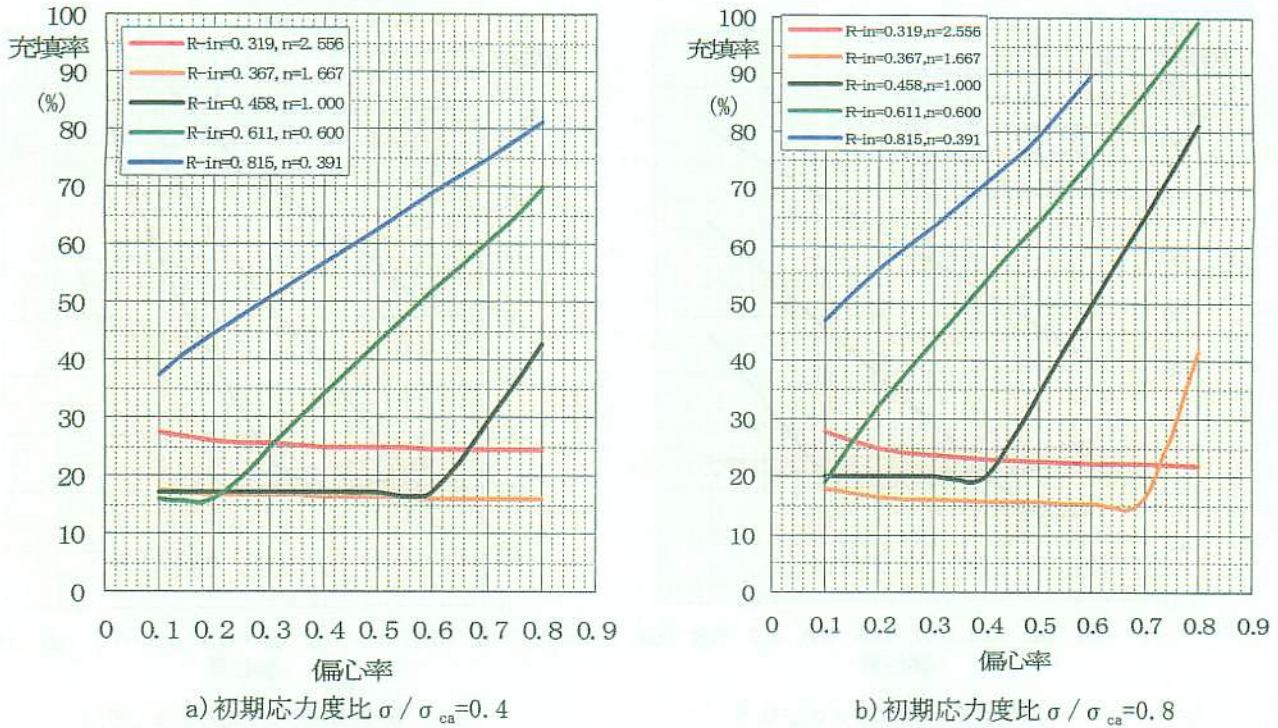


図 4-37 断面積一定の充填率

表 4-30 断面積一定の応力度と充填率

応力度比 σ / σ_{ca}	$t_x \times t_y$		23×9	20×12	16×16	12×20	9×23
	$n=t_x/t_y$		2.556	1.667	1.000	0.600	0.391
	R_{in}		0.319	0.367	0.458	0.611	0.815
0.4	e/h	0.1	27.4%	17.5	17.1	16.0	37.3
		0.2	26.0	16.8	17.2	16.1	44.4
		0.3	25.4	16.5	17.2	25.0	50.7
		0.4	25.0	16.3	17.2	34.0	56.8
		0.5	24.8	16.2	17.2	42.8	62.7
		0.6	24.6	16.1	17.2	51.7	68.8
		0.7	24.5	16.1	29.2	60.5	74.8
		0.8	24.4	16.0	42.5	69.5	81.1
0.8	e/h	0.1	27.7	17.9	20.1	18.9	47.1
		0.2	24.8	16.6	20.0	32.2	55.9
		0.3	23.7	16.1	19.9	43.3	63.5
		0.4	23.1	15.8	19.9	53.9	71.1
		0.5	22.6	15.6	34.3	64.4	79.2
		0.6	22.3	15.5	49.8	75.3	89.6
		0.7	22.1	16.6	65.3	86.7	-
		0.8	22.0	41.5	81.1	99.4	-

2) 断面積一定

次に、橋脚の断面積を一定とした場合の充填率を表 4-30 及び図 4-37 に示した。各モデルの条件は、表 4-27 と全く同様である。その結果、板厚比 $n(=t_x/t_y)$ により充填率の傾向が大きく異なり、偏心方向フランジ厚が薄い (n が小さい) 場合、偏心率 e/h の影響を受け、逆に n が大きい場合、偏心率の大小にかかわらず一定であるが、その幅厚比 R_{in} が大きければ中位の場合に比べ一定の高い充填率となった。また、応力度比が高いほど、充填率が急増する変曲点の偏心率が小さくなった。

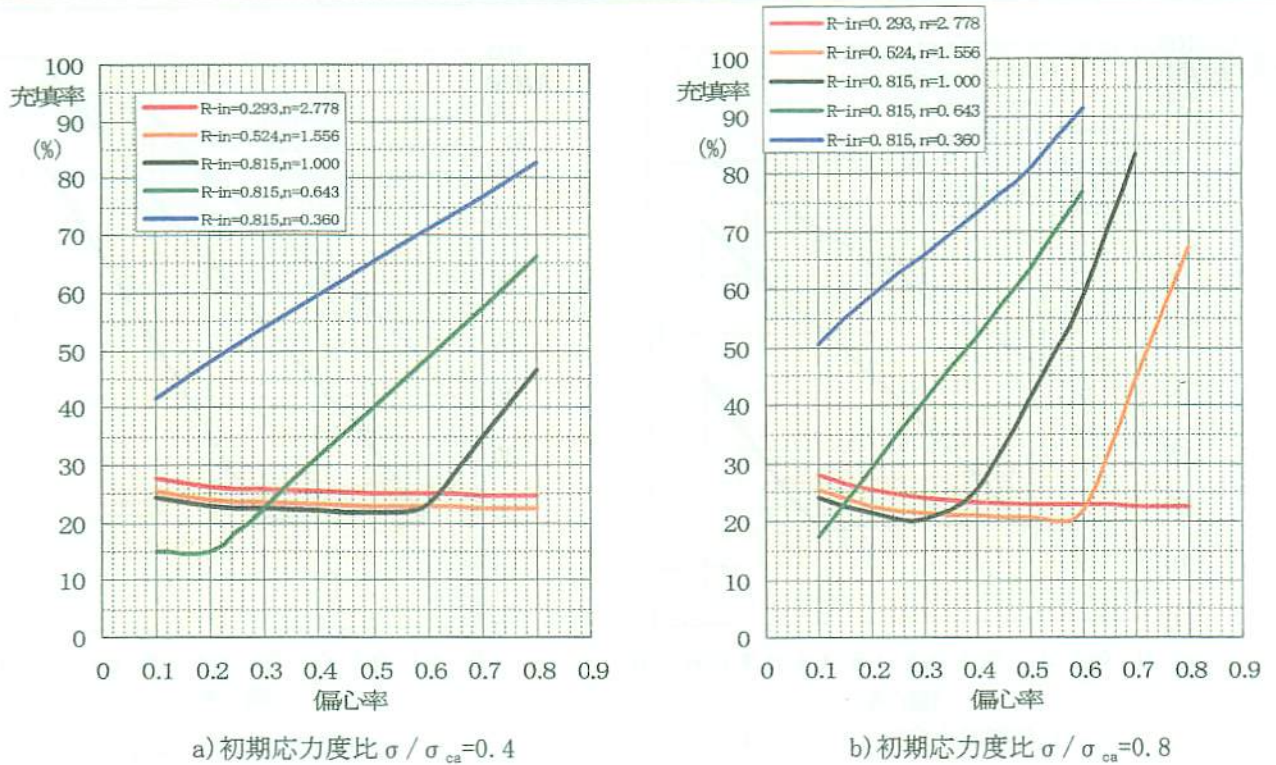


図 4-38 フランジ板厚一定の充填率

表 4-31 フランジ板厚一定の応力度と充填率

応力度比 σ / σ_{ca}	$t_x \times t_y$		25×9	14×9	9×9	9×14	9×25
	$n=t_x/t_y$		2.778	1.556	1.000	0.643	0.360
	R_{in}		0.319	0.367	0.458	0.611	0.815
0.4	e/h	0.1	27.8%	25.5	24.3	15.0	41.4
		0.2	26.4	24.1	22.9	14.9	48.0
		0.3	25.8	23.5	22.3	22.6	54.0
		0.4	25.4	23.1	22.0	31.4	59.7
		0.5	25.2	22.9	21.8	40.1	65.4
		0.6	25.0	22.8	23.2	48.7	71.1
		0.7	24.9	22.6	34.8	57.4	76.9
		0.8	24.8	22.6	46.4	66.2	82.8
0.8	e/h	0.1	28.1	25.5	24.0	17.4	50.7
		0.2	25.3	22.7	21.4	29.1	58.9
		0.3	24.1	21.6	20.3	40.6	66.0
		0.4	23.4	21.0	25.4	51.7	73.1
		0.5	23.0	20.6	41.2	63.3	80.9
		0.6	22.8	21.9	58.6	76.7	91.2
		0.7	22.6	44.3	83.3	-	-
		0.8	22.4	67.1	-	-	-

3) フランジ厚一定

ここでは、いずれか一方のフランジ厚が幅厚比パラメータの適用限界に近い値を有する 9mm 厚を考えた。各モデルの条件は、表 4-28 と全く同様である。充填率の結果は、前出 2) と似かよった傾向を示すことがわかった。すなわち、応力度比が高いほど充填率急増の変曲偏心率が小さくなり、充填率の上昇率も高くなる。面外方向のフランジ厚が薄く、n が大きい場合には、偏心率によらず一定の充填率を示すこととなった。

(4) パラメータによる充填率

ここでは、前出(1)～(3)の結果をもとに、断面荷重別(フランジ等厚、断面積一定、フランジ $R=0.8$ 固定)の充填率の変動を示すものである。

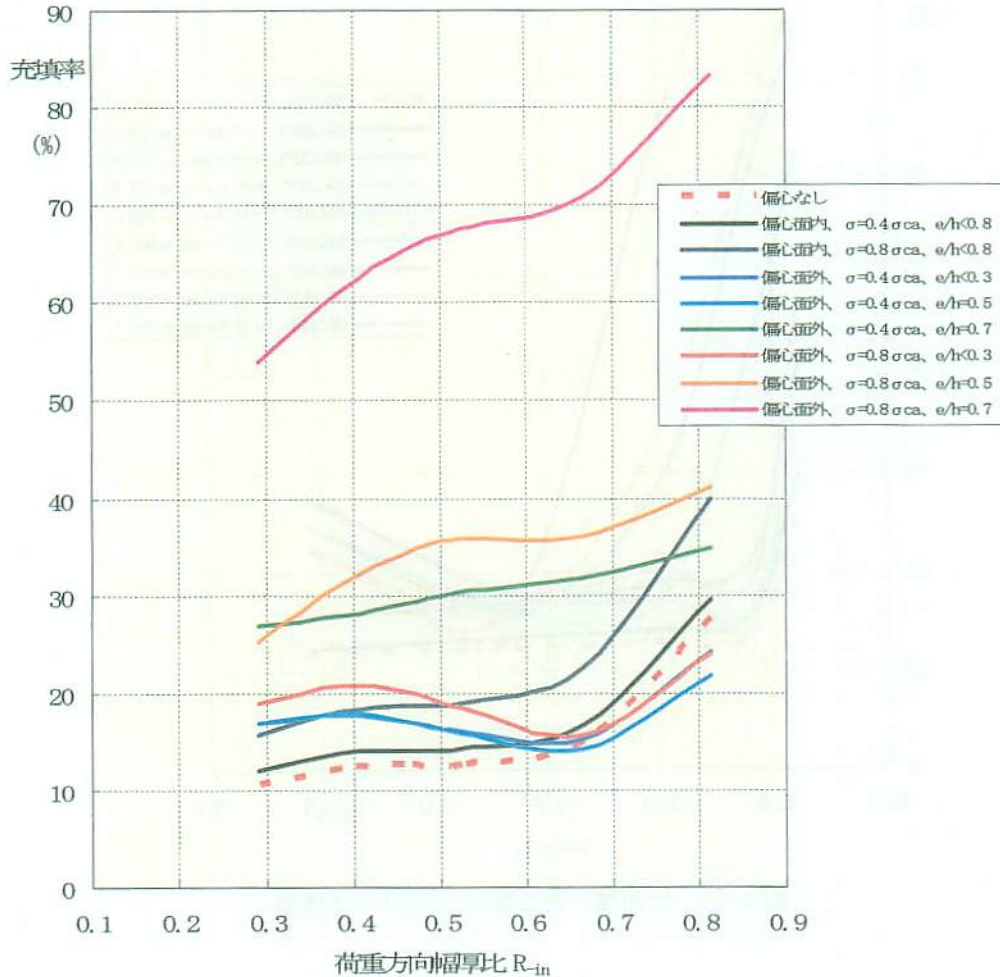


図 4-39 フランジ等厚の場合の両方向充填率

1) フランジ等厚の場合の両方向充填率

図 4-39 に前出(1)でフランジ等厚のモデルで荷重条件(偏心なし、偏心ありで面内地震時、偏心ありで面外地震時)の幅厚比パラメータと充填率の関係を示した。その結果、次のことが得られた。

- ・ 面内方向は、偏心率 e/h によらず、初期応力度比 σ/σ_{ca} 及び R_{in} をパラメータとして充填率が決定された。
- ・ 面外方向は、偏心率 e/h により大きく充填率が異なり、 R_{in} の影響はそれ程大きくない。ただし、 $e/h < 0.6$ 程度以下であれば、 σ/σ_{ca} の影響は小さいと考えられる。

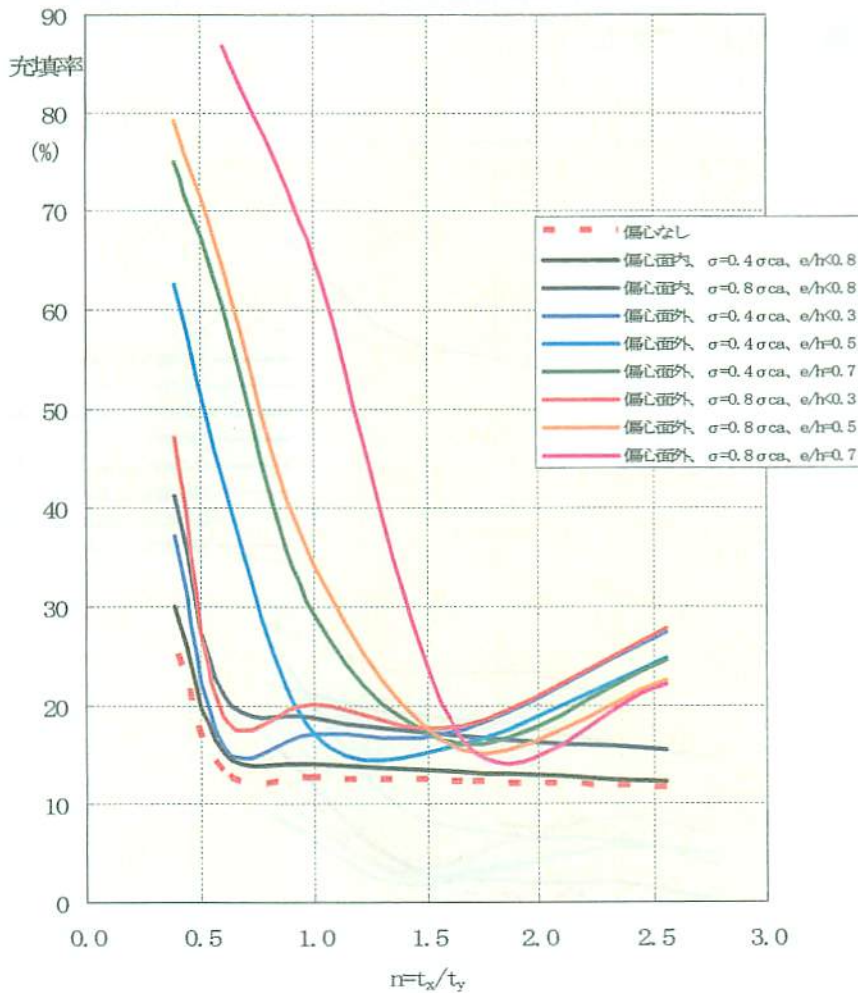


図 4-40 断面積一定の場合の両方向充填率

2) 断面積同一の場合の両方向充填率

図 4-40 は、前出(2)で断面積を同一としたモデルで、板厚比 n 、偏心率 e/h 、初期応力度比 σ / σ_{ca} を変化させた時の、面内及び面外方向の充填率を求めたものである。ここで、 $n=1.0$ は $16 \times 16\text{mm}$ で $R_{in}=0.458$ である、その結果、次のことが得られた。

- ・ $n > 1.5$ であれば、 σ / σ_{ca} 、 e/h にかかわらず充填率は 30% を超えることはない。
- ・ $n < 1.5$ の場合、 σ / σ_{ca} 、 e/h により充填率が急増する。
- ・ $n < 0.7$ となると、水平力作用方向によらず充填率が急増する。
- ・ 偏心荷重が作用する場合、面外フランジ厚の 1.5 倍の面内フランジ厚を有していればパラメータの影響を受けることなく充填率は低くてよい。

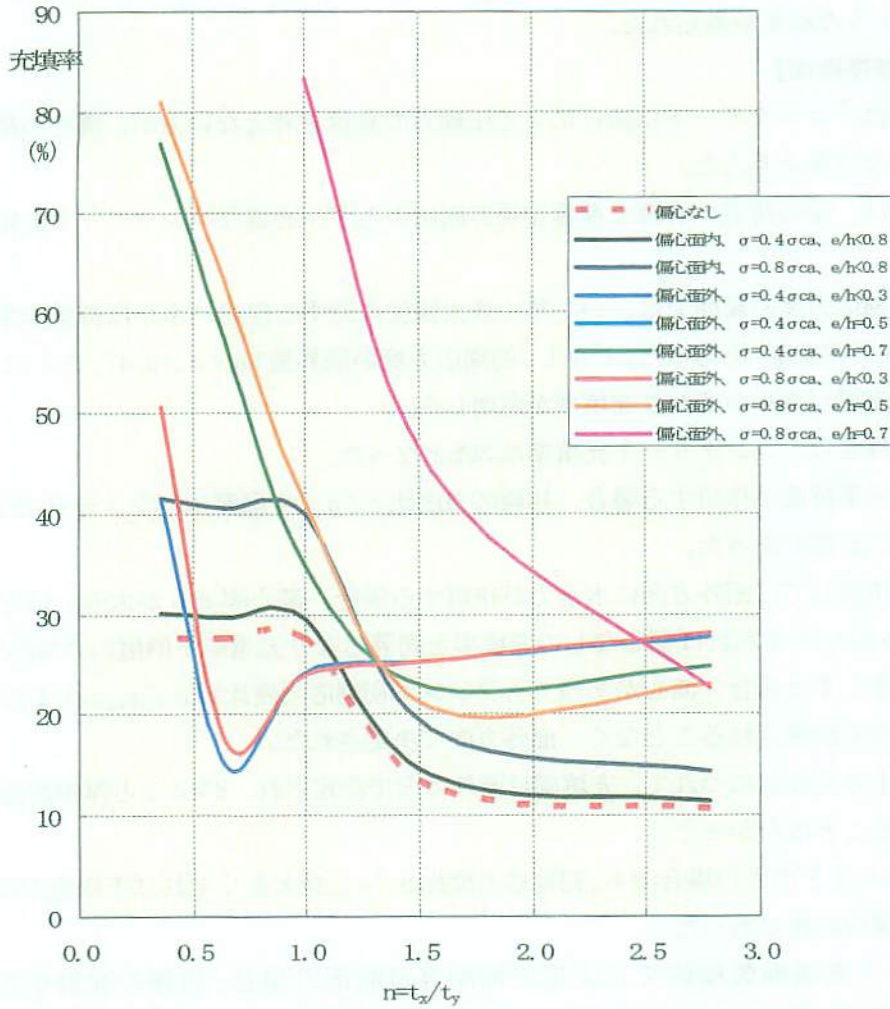


図 4-41 フランジ片側幅厚比 0.8 の場合の両方向充填率

3) フランジ片側幅厚比 0.8 の場合の両方向充填率

図 4-41 は、前出(3)でフランジの一方を、幅厚比パラメータの適用限界値にほぼ等しい $R \approx 0.8$ (t_x または $t_y = 9\text{mm}$) としたモデルで板厚比 $n = 1.0$ は $9 \times 9\text{mm}$ で $R_{in} = 0.815$ である。その結果、以下のことが得られた。

- ・ 片方向のフランジ厚が薄く幅厚比パラメータが 0.6 を超える断面構成では、2) の結果に比べさらに充填率のバラつきが大きくなった。
- ・ 板厚比 $n \geq 1.0$ であっても、偏心状態で面外荷重が作用する場合で初期応力度比 σ / σ_{ca} が高く、かつ偏心率が大きい場合高い充填率を示した。

4.6 まとめ

本章では次のような結果が得られた。

【正方形無補剛等厚断面】

- ① 本提案法では、コンクリートは曲げによる圧縮力の負担を考えない方が、既往の研究結果から判断して妥当な結果を与えた。
- ② 本提案法では、偏心荷重の有無や荷重作用方向によらず、必要なコンクリート充填率を計算できた。
- ③ 実用的な初期応力度の範囲では、いち早く最大強度に達する座屈パネルは荷重作用方向の上下パネル(充填部と中空部)であった。しかし、初期応力度が限界値($\sigma/\sigma_y=0.47$ 、または $\sigma/\sigma_{ca}=0.95$)を超えれば座屈パネルが変わり充填率が急増した。
- ④ 偏心なしの場合の、コンクリート充填率は30%となった。
- ⑤ 偏心方向に水平荷重が作用する場合、初期応力度比 σ/σ_{ca} や幅厚比パラメータ R が大きいほど、高い充填率が必要であった。
- ⑥ 偏心荷重が作用して、面外方向に水平力が作用する場合、偏心率 e/h が大きいほど充填率が上昇するが、 $e/h \leq 0.15$ であれば偏心なしの充填率と同等となり充填率下限値の30%となった。
- ⑦ 実橋脚を対象とする場合、偏心があってもフランジ初期応力度比が $\sigma/\sigma_{ca} \leq 0.4$ であれば、充填率は面内方向で決定されることなく、面外方向で決定された。
- ⑧ 幅厚比 R が小さくなるにつれて、充填率は面外方向で決定され、 $R \approx 0.2$ と厚肉断面では面内方向で決定されることはなかった。
- ⑨ 偏心率 $e/h \leq 0.2$ と小さい場合でも、初期応力度比 σ/σ_{ca} が大きくなれば下限値30%を上回るコンクリート充填が必要であった。
- ⑩ コンクリート充填鋼製橋脚で正方形無補剛等厚断面の場合、煩雑な設計検討を行うことなく、断面構成がわかれば死荷重時の偏心荷重の有無によらず適切な充填率を以下の算定式で求めることができる。なお、充填率 h_c/h とはコンクリート充填高を柱基部から水平力作用位置までの高さで除した値である。

〔面外方向(橋軸方向)〕

$$e/h \leq 0.15 \text{ の場合 : } Y=0.30$$

$$0.15 \leq e/h \leq 0.60 \text{ の場合 : } Y=0.60(e/h) + 0.21$$

ここに、 Y : 充填率、 e/h : 偏心率(≤ 0.6)

〔面内方向(橋軸直角方向)〕

$$Y = \sigma/\sigma_{ca} \times (0.77 - 1.75 \times (0.81 - R)^{2.8})$$

ここに、 σ/σ_{ca} : 初期応力度比

R : 幅厚比 ($0.2 \leq R \leq 0.8$)

【正方形無補剛不等厚断面】

- ① 板厚比 $n(=t_x/t_y) \geq 1.5$ であれば、初期応力度比 σ/σ_{ca} 及び偏心率 e/h によらず、コンクリート充填率は 30% を超えることはない。しかし、 $n < 1.5$ であれば σ/σ_{ca} あるいは e/h の増加で充填率が急増した。さらに、 $n < 0.7$ (偏心方向フランジ厚が薄い) となると、水平力作用方向によらず充填率が急増した。
- ② 逆L形鋼製橋脚で偏心荷重が作用する場合、コンクリート充填率が鋭敏とならぬように、偏心方向のフランジ厚を面外方向のフランジ厚の 1.5 倍以上とすることが良いと思われる。
- ③ 偏心側フランジ厚が薄く、幅厚比パラメータ $R > 0.6$ を超える断面構成では σ/σ_{ca} に過敏となり、充填率が急増し注意を要することがわかった。さらに偏心側幅厚比パラメータ $R \approx 0.8$ ときわめて薄い場合には、面外方向フランジ板厚に左右されることなく、高い充填率を要した。
- ④ 初期応力度比 σ/σ_{ca} が高いほど、充填率が急増する変曲偏心率 e/h が小さくなった。しかし、面外方向フランジ厚 t_y が薄く、 $n(=t_x/t_y)$ が大きい場合には偏心率の大小によらず一定の充填率を示した。
- ⑤ 逆L形鋼製橋脚不等厚断面では、等厚断面のように充填率を近似化するのは困難である。ある鋼種に対して充填率を左右するパラメータは、 σ/σ_{ca} 、 e/h 、 R_{in} 、 R_{out} 、 $n(=t_x/t_y)$ があるためである。

参考文献

- 1) 廣田 武聖, 津曲 志郎, 山尾 敏孝, 崎元 達郎: 正方形無補剛等厚断面におけるコンクリート充填率算定式の提案, KABSE 土木構造・材料論文集, 第 19 号, pp. 71-80, 2004. 12
- 2) 廣田 武聖, 山尾 敏孝, 津曲 志郎, 崎元 達郎, 渡辺 浩: 逆L形鋼製橋脚のコンクリート充填率算定式, 構造工学論文集, Vol. 51A, pp. - , 2005. 3
- 3) 津曲 志郎: 逆L形橋脚のコンクリート充填高さ算定式の提案と評価, 熊本大学提出, 平成 15 年度修士論文, 2004. 2
- 4) 才塚 邦宏, 宇佐美 勉, 芳崎 一也, 鈴木 森晶: 兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動, 土木学会論文集, No556/I-38, pp. 119-129, 1997. 1
- 5) 北田 俊行, 中井 博, 中西 克佳: 鋼製箱形断面を有する橋脚柱の耐震性向上法に関する実験的研究, 土木学会論文集, No591/I-43, pp. 219-232, 1998. 4
- 6) 葛西 昭, 宇佐美 勉, 葛 漢彬: コンクリート部分充填鋼製橋脚の耐震性能, 橋梁と基礎, pp. 23-29, 1997. 9
- 7) 井浦 雅司, 折野 明宏, 石澤 俊希: コンクリートを部分充填した円形鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究, 土木学会論文集, No696/I-58, pp. 285-298, 2002. 1
- 8) 鈴木 俊光, 宇佐美 勉, 伊藤 義人, 豊島 径: 細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動, 土木学会論文集, No537/I-35, pp. 77-88, 1996. 4

第5章 コンクリート充填率提案式の検証

5.1 既往の研究結果との比較検討

第4章で提案したコンクリート充填率の算定方法について、ここでは既往の研究である他大学での実験結果を対象として比較検討する。

(1) 「コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰返し弾塑性挙動」¹⁾

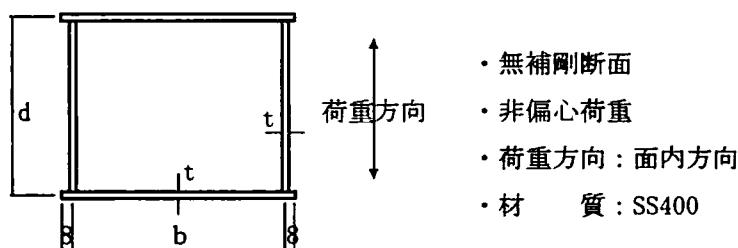


図 5-1 供試体断面形状

表 5-1 供試体パラメータ及び諸元

供試体 名称	b (mm)	d (mm)	t (mm)	h (mm)	R_f	λ	P/P_y	h_c/h	E (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	ν	崩壊 パターン
UU2	154	115.5	4.51	762	0.664	0.362	0.20	0.30	197,000	266	0.269	×
UU3	154	115.5	4.51	762	0.664	0.362	0.20	0.50	197,000	266	0.269	○
UU4	154	115.5	4.51	762	0.664	0.362	0.20	0.50	197,000	266	0.269	○
UU5	154	114.5	4.51	1216	0.664	0.577	0.20	0.30	197,000	266	0.269	△
UU7	198	149.5	4.51	1035	0.854	0.381	0.20	0.30	197,000	266	0.269	×

※ UU3 及び 4 は、繰返し載荷サイクルが異なる。UU4 のみ 5 回で他は 3 回

※ 崩壊パターンの○は充填部崩壊、×は中空部崩壊、△は中空部移行崩壊

文献 1) の実験における無補剛断面鋼柱の非偏心面内荷重でのコンクリート充填率提案式は、 $Y = (\sigma / \sigma_{ca}) \cdot (0.77 - 1.75 \times (0.81 - R)^{2.8})$ である。これに、表 5-1 の供試体断面諸元を代入すると、

$$UU2 \sim 5 : Y = (0.2 \times 266 / 140) \times (0.77 - 1.75 \times (0.81 - 0.664)^{2.8}) = 0.290 \rightarrow 0.30$$

UU7 : 幅厚比パラメータが 0.8 を超え適用除外であるが参考として、

$$Y = (0.2 \times 266 / 140) \times (0.77) = 0.293 \rightarrow 0.30$$

表 5-1 に示すように、供試体 UU2～5 ではコンクリート充填率 30% でも中空部崩壊が生じ、提案式では必要充填率が 29% (下限値 30%) となっている。これは、作用軸力比 P/P_y が 20% と大きいことや繰返し載荷回数を 3 回以上としていることに起因するものと考えられる。なお、以下の表中の○、×、△の崩壊パターンも表 5-1 と同様とする。

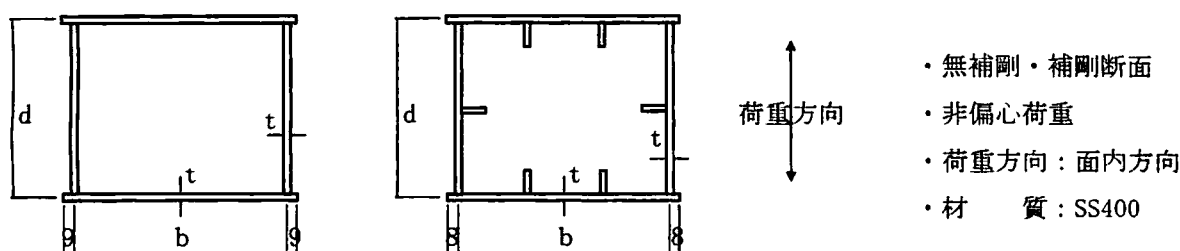
(2) 「繰り返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究」²⁾

図 5-2 供試体断面形状

表 5-2 供試体パラメータ及び諸元

	供試体 名称	b (mm)	d (mm)	t (mm)	h (mm)	R_f	λ	P/P_y	h_c/h	E (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	ν	崩壊 パターン
無 補 剛	UC70-25-3(3)	217	157	5.87	788	0.750	0.276	0.20	0.30	211,000	308	0.270	×
	UC70-25-5(3)	217	157	5.87	788	0.750	0.276	0.20	0.50	211,000	308	0.270	○
	UC70-25-3(3)D	217	156	5.87	788	0.750	0.278	0.20	0.30	211,000	308	0.270	○
	UC70-25-5(3)D	217	157	5.87	788	0.750	0.277	0.20	0.50	211,000	308	0.270	○
	UC90-40-5(3)	278	202	5.87	1578	0.961	0.434	0.20	0.50	211,000	308	0.270	○
補 剛	SC45-25-3(3)	302	196	4.27	838	0.480	0.244	0.20	0.30	216,000	320	0.283	×
	SC45-25-5(3)	301	196	4.27	838	0.479	0.249	0.20	0.50	216,000	320	0.283	○
	SC60-35-3(3)	402	264	4.27	1671	0.641	0.366	0.20	0.30	216,000	320	0.283	×
	SC60-35-5(3)	402	264	4.27	1671	0.639	0.367	0.20	0.50	216,000	320	0.283	○

※ 供試体名の最後のDは充填コンクリート天端にダイヤフラムがないものを示す。

文献2)の実験では、表5-2に示す供試体の断面諸元を用いてコンクリート充填率を計算すると次のようになった。

【無補剛断面】

$$\text{UC70 シリーズ} : Y = (0.2 \times 308 / 140) \times (0.77 - 1.75 \times (0.81 - 0.750)^{2.8}) = 0.339$$

UC90 シリーズ：幅厚比パラメータが0.8を超え適用除外であるが参考として、

$$Y = (0.2 \times 308 / 140) \times (0.77) = 0.339$$

【補剛断面】

$$\text{SC45 シリーズ} : Y = (0.2 \times 320 / 140) \times (0.77 - 1.75 \times (0.81 - 1.4 \times 0.48)^{2.8}) = 0.349$$

SC60 シリーズ：無補剛断面と等価な幅厚比パラメータが0.8を超え適用除外であるが参考として、

$$Y = (0.2 \times 320 / 140) \times (0.77) = 0.352$$

なお、補剛断面幅厚比を無補剛幅厚比に換算するために、1.4倍($R_{N-MAX} = 1.4 \times R_{S-MAX}$)を用いた。

実験では、充填部天端にダイヤフラムがない場合を除いて、30%充填は中空部破壊、50%は充填部破壊となっており、充填率算定式では35%前後の必要充填率が得られ、逆転現象は生じていない。また、充填部天端のダイヤフラムを設置する方がしない場合に比べて、終局耐力や変形性能に優位性があり、原則としてダイヤフラムを設けるものを対象とする。

(3) 「細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動」³⁾

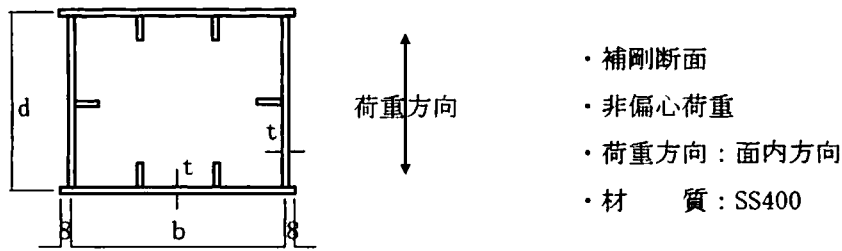


図 5-3 供試体断面形状

表 5-3 供試体パラメータ及び諸元

供試体名称	b (mm)	d (mm)	t (mm)	h (mm)	R_f	λ	P/P_y	h_c/h	E (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	ν	崩壊パターン
SC45-50-3H	306	205	5.00	1749	0.39	0.48	0.143	0.30	206,000	272	0.303	○
SC45-60-3H	204	144	4.75	1468	0.45	0.62	0.130	0.30	207,000	318	0.279	○
SC45-70-3H	203	143	5.01	1778	0.42	0.76	0.128	0.30	207,000	314	0.289	○
SC45-70-5H	204	144	4.99	1781	0.39	0.69	0.122	0.50	206,000	268	0.282	○

文献 3) の実験では、表 5-3 に示す供試体の断面諸元を用いてコンクリート充填率を求めた。

$$50-3H : Y = (0.143 \times 272 / 140) \times (0.77 - 1.75 \times (0.81 - 1.4 \times 0.39)^{2.8}) = 0.202 \rightarrow 0.30$$

$$60-3H : Y = (0.130 \times 318 / 140) \times (0.77 - 1.75 \times (0.81 - 1.4 \times 0.45)^{2.8}) = 0.223 \rightarrow 0.30$$

$$70-3H : Y = (0.128 \times 314 / 140) \times (0.77 - 1.75 \times (0.81 - 1.4 \times 0.42)^{2.8}) = 0.214 \rightarrow 0.30$$

$$70-5H : Y = (0.122 \times 268 / 140) \times (0.77 - 1.75 \times (0.81 - 1.4 \times 0.39)^{2.8}) = 0.170 \rightarrow 0.30$$

このケースでは、作用軸力比は降伏荷重の 15% 以下であり、いずれのケースも充填率は下限値 30% 以下の 20% 前後であり、実験の充填率 30% はいずれも充填部崩壊となっている。

(4) 「コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究」⁴⁾

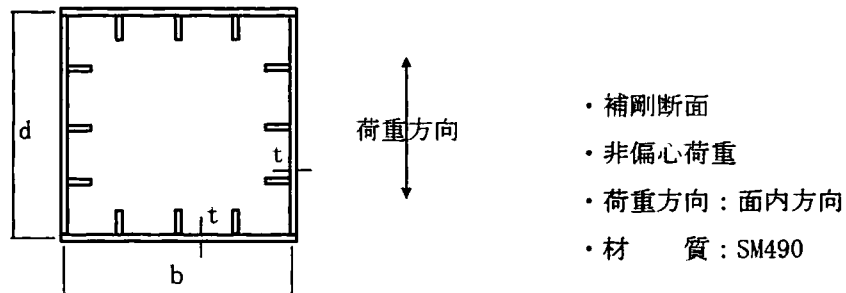


図 5-4 供試体断面形状

表 5-4 供試体パラメータ及び諸元

供試体名称	b (mm)	d (mm)	t (mm)	h (mm)	R_f	λ	P/P_y	h_c/h	E (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	ν	崩壊パターン
N-1	890	890	10.0	3423	0.33	0.261	0.15	0.39	210,000	378	0.30	○
N-2	890	890	10.0	3423	0.33	0.267	0.15	0.41	210,000	378	0.30	○

文献4)の場合、2体の供試体があるが、各モデルで異なることは、N-1では鉛直方向ダイヤフラム間隔が450mm、N-2では700mmであり、いずれも充填コンクリート天端にも配置されているコンクリート充填率を求める。

$$N-1, 2 : Y = (0.15 \times 378 / 190) \times (0.77 - 1.75 \times (0.81 - 1.4 \times 0.496)^{2.8}) = 0.229 \rightarrow 0.30$$

実験では、40%前後コンクリートを充填しており、充填部崩壊パターンであった。提案式では下限値30%が得られ、40%充填すれば中空部で崩壊することはない。

(5) 「鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験」⁵⁾

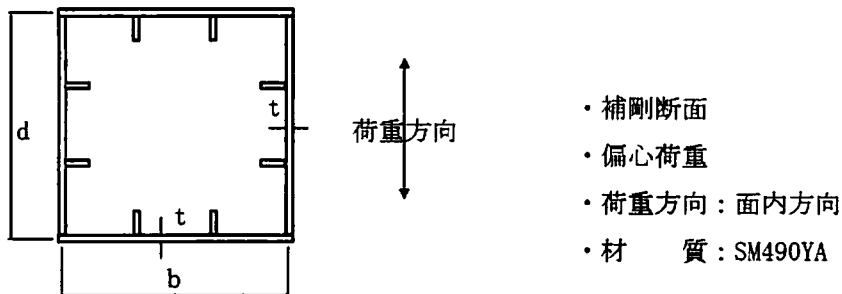


図5-5 供試体断面形状

表5-5 供試体パラメータ及び諸元

供試体名称	b (mm)	d (mm)	t (mm)	h (mm)	R_f	λ	P/P_y	h_c/h	E (N/mm ²)	σ_y (N/mm ²)	ν	e/h	崩壊パターン
SC35-35-30H	206	206	4.77	1033	0.339	0.181	0.172	0.30	211,000	411	0.251	0.0	—
SCE35-35-30H	206	206	4.74	1033	0.331	0.176	0.139	0.30	208,000	386	0.269	0.073	—

※ 供試体名称でEは偏心状態を示し、無記号は偏心なし状態を示す。

※ 崩壊パターンの—は不明を示す。

文献3)の実験では、表5-5に示す供試体の断面諸元を用いてコンクリート充填率を求めた。

【偏心なし】

$$SC35-35-30H : Y = (0.172 \times 411 / 210) \times (0.77 - 1.75 \times (0.81 - 1.4 \times 0.339)^{2.8}) = 0.232 \rightarrow 0.30$$

【偏心あり】

$$\text{断面積 } A : 5.015 \times 10^3 \text{ mm}^2 \quad \text{断面係数 } W : 3.274 \times 10^5 \text{ mm}^3$$

$$\text{作用荷重 } P = (P/P_y) \cdot \sigma_y \cdot A = 0.139 \times 386 \times 5.015 \times 10^3 = 2.691 \times 10^5 \text{ N}$$

$$\text{偏心モーメント } M = P \cdot e = 2.691 \times 10^5 \times 75 = 2.018 \times 10^5 \text{ Nmm}$$

$$\begin{aligned} \text{フラジール応力度 } \sigma_c &= P/A + M/Z = 2.691 \times 10^5 / (5.015 \times 10^3) + 2.018 \times 10^5 / (3.274 \times 10^5) \\ &= 53.7 + 61.6 \\ &= 115.3 \text{ N/mm}^2 \end{aligned}$$

$$SCE35-35-30H : Y = (115.3 / 210) \times (0.77 - 1.75 \times (0.81 - 1.4 \times 0.331)^{2.8}) = 0.373$$

ここで、実験の崩壊パターンは記述されていないが、偏心なし供試体ではコンクリート充填率は30%で十分で、偏心供試体では30%では不足する結果となった。

5.2 検証実験による比較

第4章で提案したコンクリート充填率算定式について、ここでは新たに行った検証実験をもとに、その妥当性を検証⁹⁾する。

検証実験は、第2章で行った基礎実験を参照し、以下の2体を用いて行った。

- ① 供試体名 LNI-46 : LN-46 と全く同等の断面で、死荷重に相当する鉛直荷重のみ約2割低減したものの。
- ② 供試体名 LSI-46 : LS-46 でフランジ厚を4.5→6mmに厚くし、LNI-46 とほぼ等しい換算された幅厚比パラメータを有するもので、鉛直荷重はLNI-46 と同様に許容圧縮応力度の約8割としたもの。

ここで、供試体名のIはinspectionの略であり、この実験は以下に示す事項の検証を目的とした。

- ① LNI-46 では、4.4 (5) の先行する座屈パネルの項で、図4-25に示すように初期フランジ応力度の大小で崩壊パネルが変化するかどうかを着目するものである。基礎実験のLN-46では、鉛直荷重をフランジの許容圧縮応力度とほぼ等しい厳しい条件で面外水平力を作用させた結果、偏心側(面内側)中空部パネルと水平力作用側(面外側)充填基部パネルの最大強度の大小でコンクリート充填率が支配された。そこで、鉛直荷重を許容圧縮応力度の約8割に低減した場合に、着目するパネルが水平力作用側(面外側)の中空部と充填基部に変わるかどうか、さらに鉛直荷重を低減することにより、必要なコンクリート充填率が低下するかどうかである。
- ② LSI-46 は補剛断面の供試体であるが、無補剛断面のLNI-46 と等価な幅厚比パラメータ(約1.4倍、供試体では $0.79/0.6 \approx 1.32$)を有する断面である。等価な幅厚比を有し、コンクリート充填率も等しい条件下は、酷似した挙動を示すのではないかとある。もうひとつは、板厚をアップし適用限界の範囲の幅厚比パラメータを有することで、4.3で示したコンクリート充填率提案式が適用できるのでないかとある。

なお、表5-6に第2章で用いた基礎実験の供試体と今回の検証実験の供試体各諸元及びパラメータを示す。充填コンクリートのヤング率、ポアソン比、圧縮強度は実験時21日材令で、それぞれ $E=24900\text{N/mm}^2$ 、 $\nu=0.21$ 、 $\sigma_{\max}=17.4\text{N/mm}^2$ であった。

また、表5-6内の H_{\max}/H_y は最大水平荷重を降伏水平力で除した値であり、 δ_{\max}/δ_y はその時の変位を降伏変位で除した値である。

(1) LNI-46 について

繰り返し載荷により破壊に至る過程や変形状況の相違及び崩壊状況を表5-7及び写真5-1に示す。

両者による決定的な違いは中空部の崩壊の有無である。LN-46では、柱基部先行座屈で中空部崩壊タイプであり、LNI-46では柱基部崩壊タイプである。従って、鉛直荷重による初期フランジ応力度の違いはコンクリート充填率の違いをもたらすことがいえる。このことは、LNI-46の崩壊状況が写真5-2に示すLN-57の崩壊状況と酷似していることから伺える。なお、第3及び4章で示しているパネル番号とは写真の撮影方向が異なるため注意を要する。(検証実験では南西側を中心としている)

崩壊パネルについては、LN-46では写真5-1に示す充填部Cと中空部Bの大小関係となるが、LNI-46においては写真5-1b)に示す充填部Cと中空部Aの大小関係が問題となることがわかった。ただし、LNI-46では、 $+8\delta_y$ で溶接割れが生じたため中空部での局部座屈が発生するに至らず、最終確認できなかった。なお、充填部CとDでは、先行してCパネル(水平荷重作用方向)が崩壊するようである。

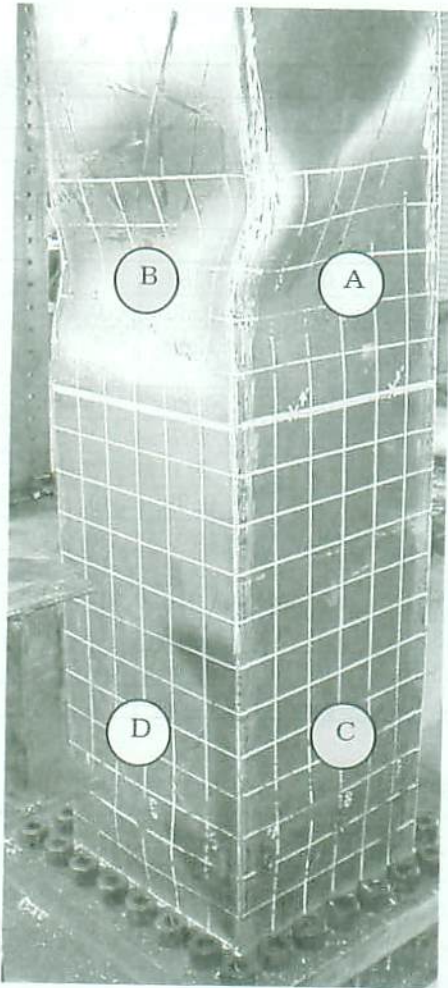
表 5-6 供試体諸元とパラメータ

供試体名	第2章基礎実験						検証実験	
	LN-46	LN-57	LN-80	LS-46	LS-57	LS-80	LNI-46	LSI-46
板厚 t (mm)	9			4.5			9	6
断面幅 b (mm)	360							
補剛材厚 t_s (mm)	-			6			-	6
補剛材高 t_b (mm)	-			45			-	70
幅厚比 R	0.76	0.80	0.80	0.80	0.82	0.82	0.79	0.60
細長比 λ	0.28	0.29	0.29	0.30	0.30	0.30	0.28	0.30
充填高 h_c (mm)	720 (=2.0b)	900 (=2.5b)	1260 (=3.5b)	720 (=2.0b)	900 (=2.5b)	1260 (=3.5b)	720 (=2.0b)	720 (=2.0b)
充填率 h_c/h	0.46	0.57	0.80	0.46	0.57	0.80	0.46	0.46
弾性係数 E (10^3N/mm^2)	211	214	214	210	207	207	212	212
降伏応力 σ_y (N/mm^2)	284	305	305	303	311	311	297	308
ポアソン比 ν	0.33	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29	0.29
降伏変位 δ_y (mm)	7.7	8.0	8.0	9.1	9.5	9.5	9.1	10.1
降伏水平力 H_y (kN)	132.0	141.7	141.7	83.4	85.8	85.8	160.5	124.8
降伏回転角 θ_y (rad)	0.0041	0.0050	0.0050	0.0060	0.0062	0.0062	0.0057	0.0066
鉛直荷重 P (kN)	258.1	276.9	276.9	137.3	141.3	141.3	208.0	154.5
H_{max}/H_y	2.17	2.06	2.05	2.16	1.81	2.25	1.94	2.26
δ_{max}/δ_y	5.05	5.05	4.50	3.01	2.48	6.77	6.61	7.84

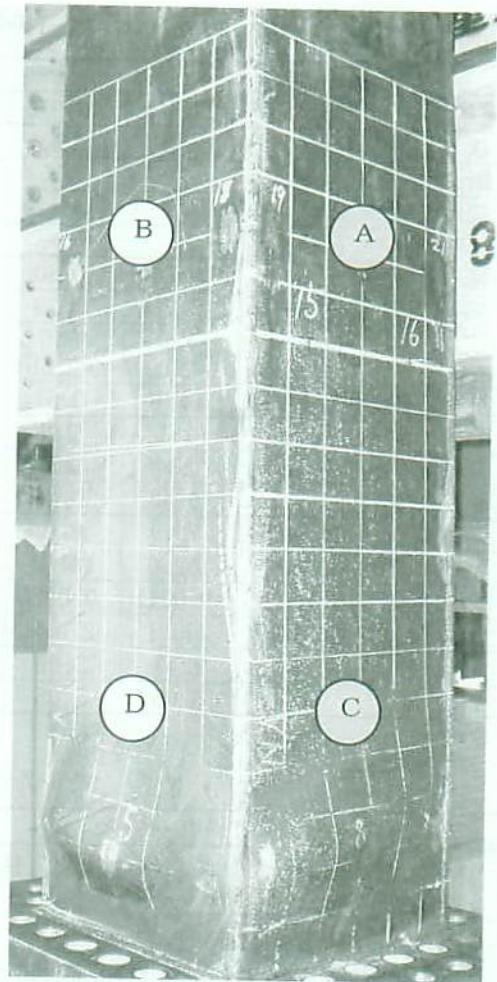
表 5-7 破壊形状の相違

LN-46	LNI-46
<ul style="list-style-type: none"> ・+2δ_yで柱基部に降伏線が現れ始め、目視による降伏が確認された。 ・+3δ_y中空断面にも降伏線が現れた。 ・-5δ_y載荷時に基部より高さ10cm付近で凸状の局部座屈が発生した。 ・+7δ_y載荷時にコンクリート充填部上面より高さ10cm付近の中空断面に局部座屈が発生した。 ・その後、載荷回数を重ねるとともに柱基部の局部座屈は進展しなかったが中空断面での局部座屈変形は増大した。充填部の鋼板の内部方向への変形は、基部の両フランジ、西側ウェブはともに凸状の、中空断面は両フランジには凸状の、西側ウェブには凹状の半波長座屈モードでの局部座屈変形が見られた。 	<ul style="list-style-type: none"> ・+2δ_yで南側柱基部に降伏線が現れ始め、目視による降伏が確認された。 ・+3δ_yで柱基部より高さ約12cm付近で凸状の局部座屈が発生した。 ・+4δ_y載荷時で中空部にも降伏線が現れ始め、同時に圧縮側(西側)フランジ基部にも高さ約12cm付近で凸状の局部座屈が発生した。 ・+8δ_yまで載荷回数を重ねるとともに、柱基部の局部座屈は進展した。面外フランジの柱基部変形はねじりの影響で斜め方向を呈したが、面内フランジの変形は水平であった。 ・中空断面では局部座屈は出現することはない。 ・+8δ_y除荷途中に北西側柱基部で溶接割れが発生したため、更なる載荷を中止した。

これは、Dパネル(偏心荷重作用方向)パネルでは全面均等に局部座屈が進行しているが、Cパネルでは水平荷重作用時の圧縮側(かつ偏心サイド、いわゆるCパネル南西部と裏側Cパネルの北西部)で著しい局部変形が生じていることから推測できる。ただし、写真 5-1 では、荷重を全て除荷しているため、Cパネルの変形が多少改善されている。写真 5-3 に非偏心側(東パネル)の+8 δ_y 載荷時の崩壊状況を示すが、鉛直荷重による引張側のため全く損傷は見られない。写真 5-4 は、+8 δ_y 載荷時(南側方向に水平力作用)の供試体の変形状況を示している。



a) LN-46



b) LNI-46

写真 5-1 崩壊状況(南西側-第 3, 4 章とは撮影方向が異なるので注意)



写真 5-2 LN-57 崩壊状況(南西側)

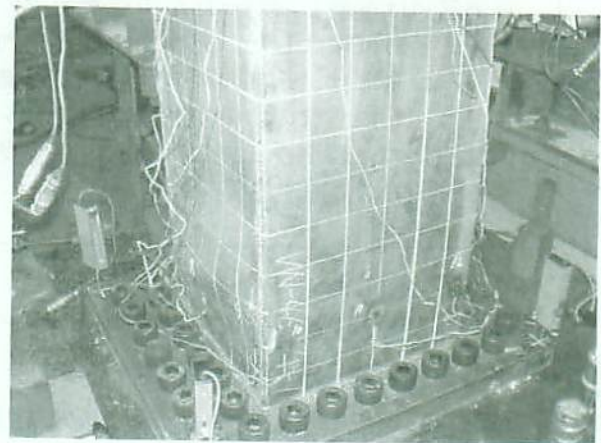


写真 5-3 LNI-46 崩壊状況(+8 δ_y 荷重時南東側)

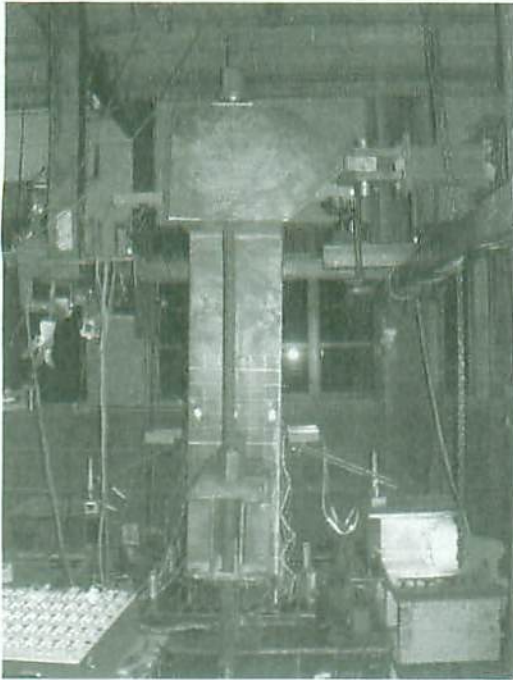
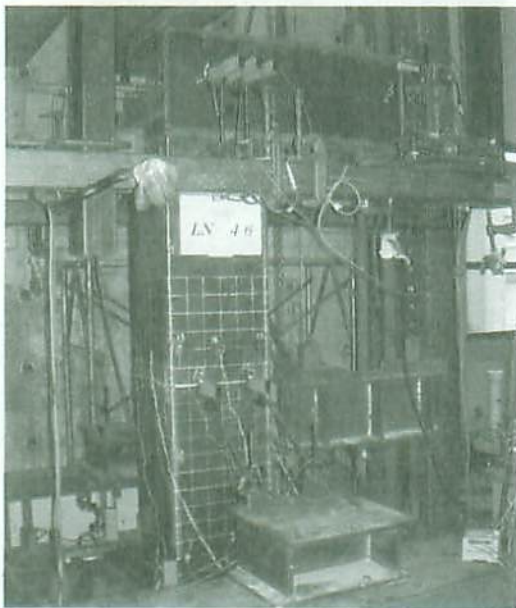


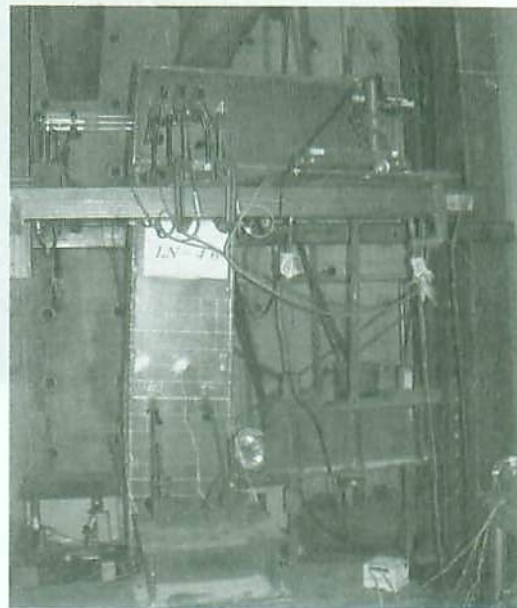
写真 5-4 LNI-46 面外方向変形状況
(+8 δ_y 荷重時)



写真 5-5 LNI-46 北西側の溶接割れ状況



a) 荷重前状況



b) 8 δ_y 荷重時

写真 5-6 LNI-46 面内方向変形状況

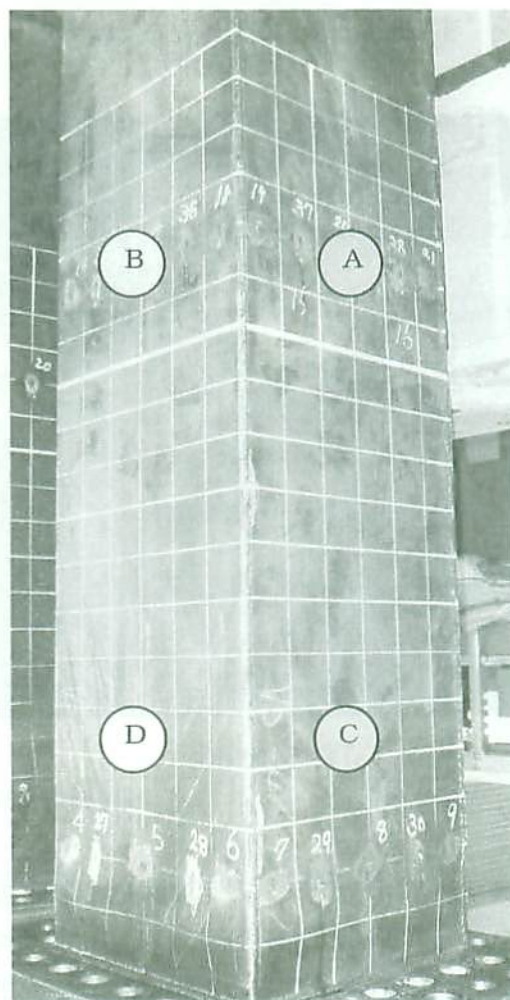
写真 5-5 には、除荷中に北西側充填基部で溶接割れが生じた状況を示している。北側パネル(写真の左側)の充填基部の局部変形はねじりの影響で斜め方向に進行しており、隅角部の曲率が大きくなり最終的に溶接部に過大な応力が集中したためである。写真 5-6 には、荷重荷重前後の供試体の面内方向変形状況を示す。写真右下部(圧縮側充填基部パネル)に局部変形が進行し、偏心方向に回転しようとしている。なお、写真 5-6 で供試体名を LN-46 と表示しているが、本論文では LNI-46 と呼び変えている。

表 5-8 崩壊形状の相違

LS-46	LSI-46
<ul style="list-style-type: none"> ・+4 δ_y 荷重時にコンクリート充填部上面より高さ 24cm 付近の中空断面に局部変形が発生した。 ・荷重回数を重ねるごとに中空断面での局部変形は増大した。柱基部では降伏せずに局部座屈は中空断面にのみ発生し、両フランジ、西側ウェブとともに補剛材を節とした凹凸状の 1 波長座屈モードでの局部変形が見られた。 	<ul style="list-style-type: none"> ・+2 δ_y で南側柱基部に降伏線が現れ始め、目視による降伏が確認された。 ・+3 δ_y で西側柱基部及び西側中空部でも降伏線が現れ始めた。 ・+5 δ_y 荷重時によりやく南側柱基部、-5 δ_y 荷重時に北側柱基部の西側部分に高さ約 7cm で補剛材を節とした凸状の局部座屈変形が発生した。 ・+6 δ_y 荷重時に西側柱基部でも高さ約 7cm の位置で補剛材を節とした凸状の局部座屈変形が発生し、また南・北側柱基部の東側部分でも凸状の局部変形を見た。 ・+8 δ_y 及び-8 δ_y 荷重時には、上記の変形は大きくなり、供試体から大きな異常音が発生したため、更なる荷重を中止した。

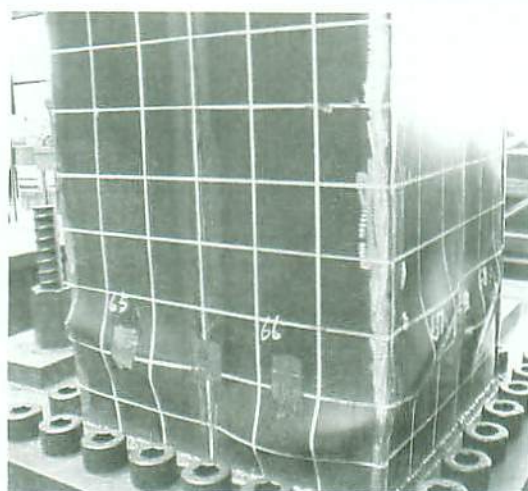


a) LS-46 (充填直上部分)



b) LSI-46

写真 5-7 崩壊状況(南西側-第 3, 4 章とは撮影方向が異なるので注意)

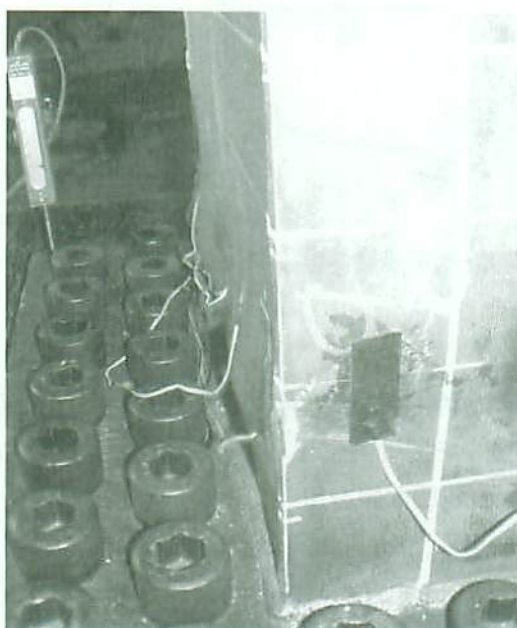


a) 柱基部(南西)



b) 充填上部(南西)

写真 5-8 LS-80 の破壊状況

写真 5-9 LSI-46 柱基部局部変形
(南東側)写真 5-10 LSI-46 面外方向変形状況
($-8\delta_y$ 荷重時)

(2) LSI-46 について

繰り返し荷重により崩壊に至る過程と変形状況の相違及び崩壊状況を表 5-8 及び写真 5-7 に示す。

この場合も両者による決定的な違いは中空部の崩壊の有無である。LS-46 では、中空部での局部変形が発生し崩壊に至ったが、LSI-46 では $\pm 8\delta_y$ 荷重後も中空部において局部変形が発生することはなかった。ただ、写真 5-7 の LSI-46 供試体の西側中空部 B パネルでは局部変形は生じていないものの、パネル全面が降伏に至った。このように LSI-46 供試体は、LS-46, 57 及び 80 よりも構造的に良好な荷重変位関係を有しており耐震性能は向上しているものと考えられる。

なお、写真 5-8 に LSI よりもコンクリートをより高く充填した基礎実験における LS-80 供試体の変形状況を参考とし写真 5-9 に水平荷重載荷側(基部南側パネル)の $+8\delta_y$ 荷重時の変形状況を示す。補剛材位置(断面中心)を節として高さ約 7cm の位置でそれぞれ凸状の変形が生じている。写真 5-10 は、 $-8\delta_y$ 荷重時(北側方向に水平力作用)の供試体の変形状況を示している。

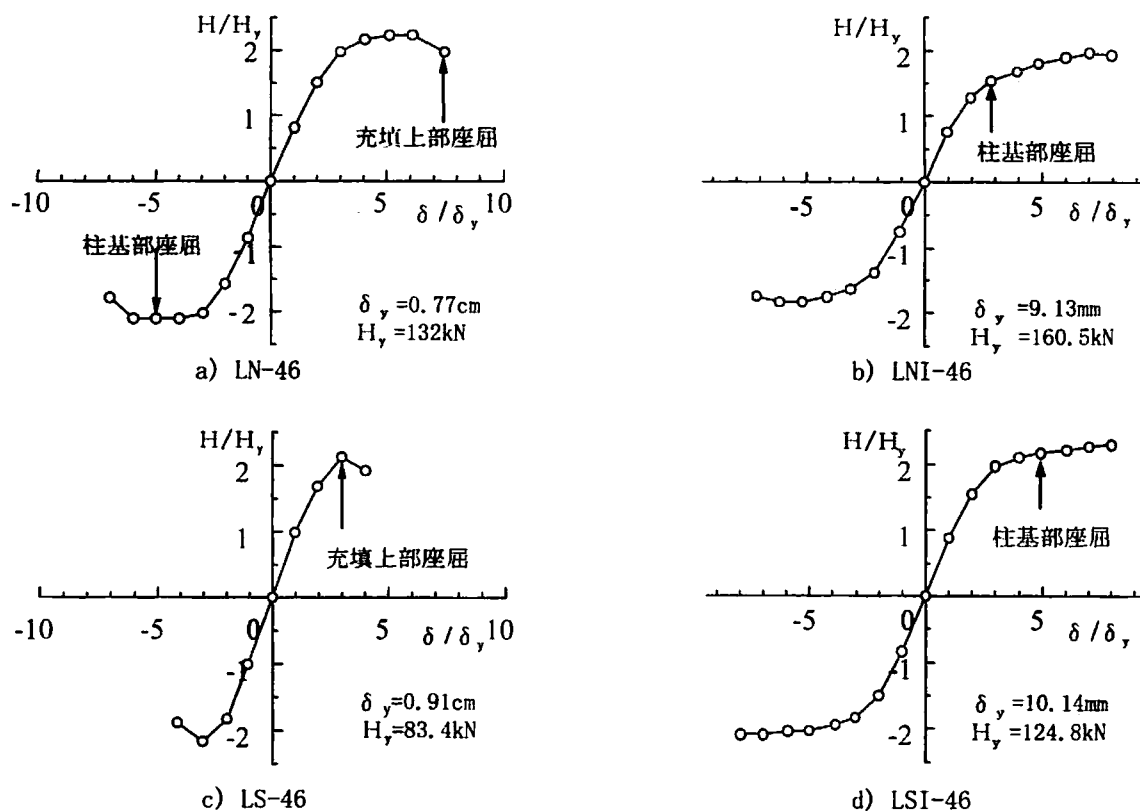


図 5-6 各供試体の水平荷重-水平変位の包絡線

(3) LNI-46 と LSI-46 の最大強度及びじん性

LNI-46 と LSI-46 は断面構成は異なるものの、ほぼ等価な耐震性能を有するであろうことを意図したものである。そこで、LN-46 及び LS-46 を含め各々の違いを図 5-6 に示した水平荷重-変位から得られた包絡線、図 5-7 に LNI-46 と LSI-46 の水平荷重-変位の履歴曲線を用いて検討した。

表 5-6 にも示したように、最大荷重 H_{max}/H_y 、最大変形 δ_{max}/δ_y はそれぞれおよそ 2 以上、6 以上あれば、十分なコンクリート充填高を有した LN-57 及び LN-80 相当の耐震性能を有していることが基礎実験で確認された。またこれは、図 5-6 に示すように少なくとも $8\delta_y$ までは、コンクリート充填上部の鋼中空部で局部座屈が生じていないことや最大水平強度からの強度低下が少ないこと等からも妥当だと考えられる。

以上より、LNI-46 と LSI-46 は実用上十分な耐震性能を有していること、鉛直荷重の低減はコンクリート充填率の低減に寄与すること、また崩壊を生じるパネル位置の変化が生じることが考えられる。

次に、今回提案したコンクリート充填率提案式と検証実験との関係について述べる。面外方向荷重であるため、充填率は $Y = 0.60 \times (e/h) + 0.21$ の式により、 $e/h = 0.4$ を代入すると $Y = 0.45$ が得られる。また、実際の LNI-46 と LSI-46 の材料定数や偏心荷重の初期応力度から直接充填率を計算したものと実験値をプロットしたものが図 5-8 である。これによれば、今回供試体は充填部と中空部の決定パネルは水平荷重方向の上下 A 及び C パネルであり、同じコンクリート充填率を有する基礎実験の LN-46 や LS-46 とは決定パネルが異なることが伺える。また、今回の供試体は計算で得られる必要充填率より若干低い充填率となり、中空部で崩壊しそうであるが、今回の実験は溶接割れや異常音発生により、 $8\delta_y$ 以上の更なる水平変位を与えなかったものである。仮定ではあるが、もし $8\delta_y$ を超える水平変位

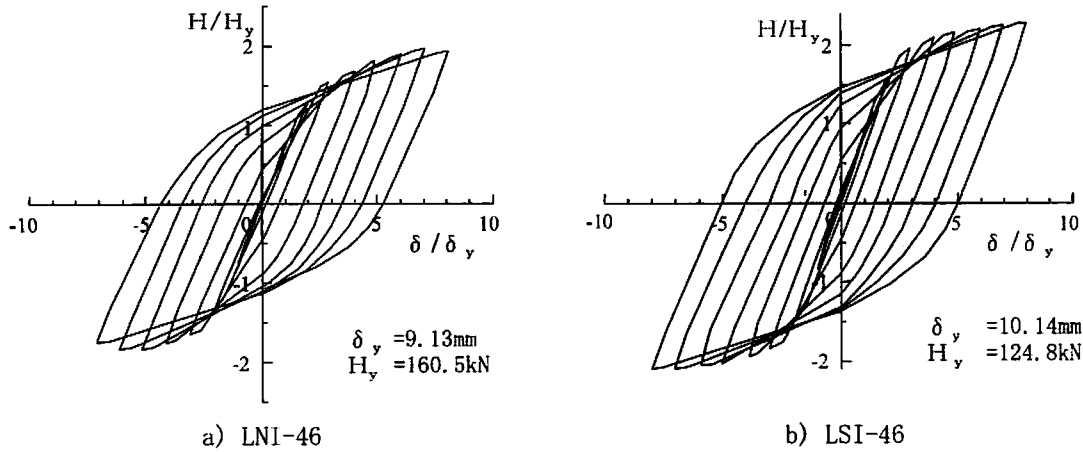


図 5-7 各供試体の水平荷重-水平変位の履歴曲線

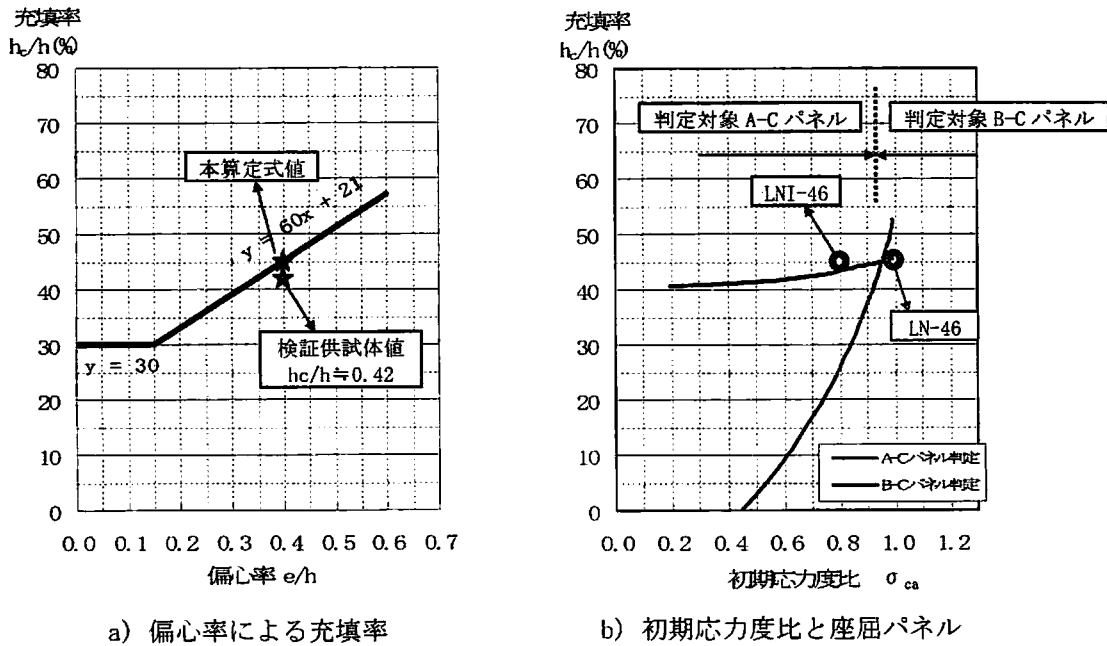


図 5-8 LNI-46 での提案式と実験値の関係

を与えておれば中空部崩壊に至った可能性もあるが、現実的には実験で与えた $8\delta_y$ まで中空部崩壊が生じなければ十分なじん性が確保できていると考えられる。

よって、提案する充填率提案式は 3-1 に示すコンクリート充填基部での崩壊あるいはそれに近い状況といえ、実用上妥当な充填率が確保されていると考えることができる。

一方、無補剛断面と補剛断面の関係式では、一体でしか確認されていないが、幅厚比パラメータを $R_N=1.4R_S$ とすることにより、等価な耐震性能(コンクリート充填率)を与えることが可能であると考えられるが、今後さらにその関係について検討する必要があると思われる。

5.3 まとめ

第4章で提案したコンクリート充填率算定式より得られる高さまで鋼製橋脚にコンクリートを充填することにより、鋼中空部がコンクリート充填基部より先行して最大強度に達しないことが他大学での既往研究及び今回の検証実験により明らかとなった。

ここで、本論文で定義したコンクリート充填率算定式と実際の終局挙動についてまとめてみる。鋼製橋脚の崩壊パターンとして以下のパターンがある。

- ①コンクリート充填直上の鋼中空部で構成板の局部座屈が生じ、それが急速に進展し崩壊に至るケース
- ②コンクリート充填基部付近の構成板の局部座屈が先行するが、その後鋼中空部に局部座屈が発生し、ついには中空部局部変形が進展し崩壊に至るケース
- ③コンクリート充填基部に局部変形が生じ、中空部に移行することなく、そのまま緩やかに進展し、崩壊に至るケース。

本充填率算定式は、上記③の崩壊パターンを想定しており、確実に鋼中空部での局部座屈を避け、十分なじん性を確保するものである。一方、上記②の崩壊パターンでも実用上、差し支えないじん性を有することがあると考える。それば、鋼中空部での局部座屈の発生がコンクリート充填基部の終局強度(変形)に近い状態で生じる場合である。これは言い換えれば、本充填率算定式に近い充填率を有する場合と考える。今後、充填率算定の精度や実用上の充填率を考える際、必ずしも上記③の崩壊パターンに固執することなく、②の崩壊パターンである程度以上のじん性あるいは塑性率が確保されれば充填率を低下できるのでないかと考えるが、さらに検証が必要である。これらのイメージを図5-9に示す。

また、無補剛断面に対してはある程度明らかとなったものの、補剛断面においては十分とは言い難い。今後の更なる研究を要するものとする。

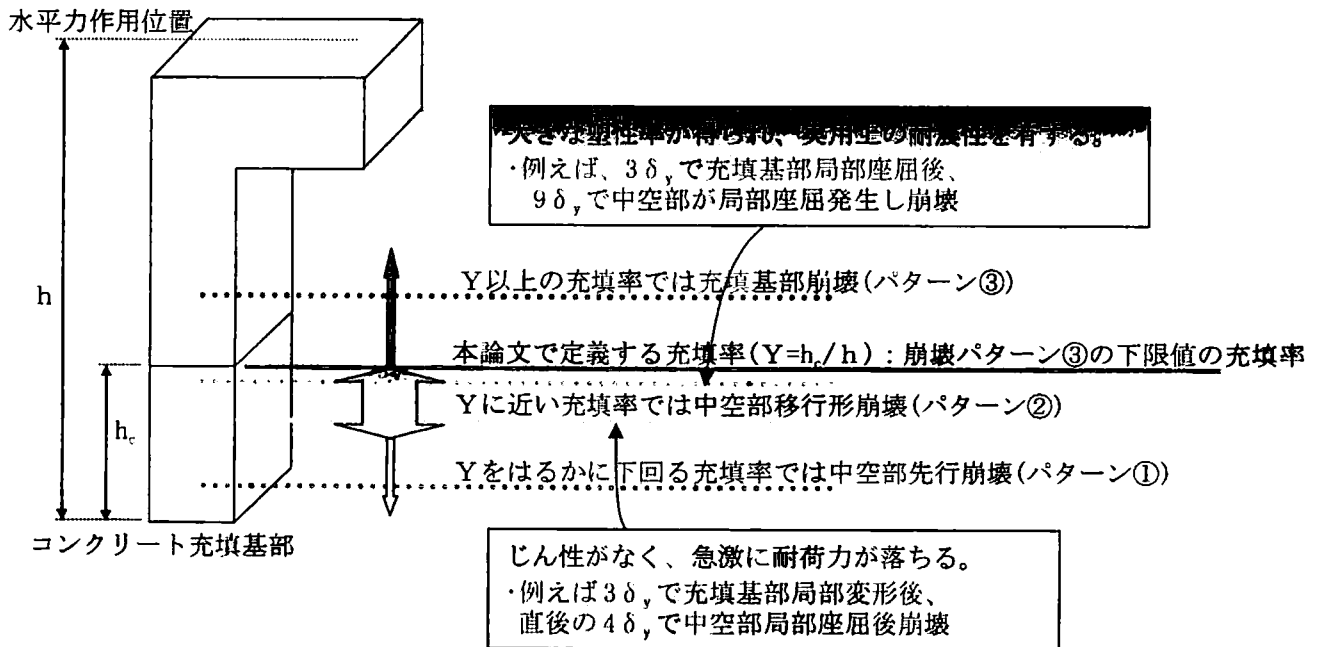


図5-9 コンクリート充填率と崩壊パターン

参考文献

- 1) 宇佐美 勉, 葛 漢彬, 水谷 慎吾 : コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰り返し弾塑性挙動, 構造工学論文集, Vol. 39A, pp. 249-262, 1993. 3
- 2) 葛 漢彬, 宇佐美 勉, 戸谷 和彦 : 繰り返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究, 構造工学論文集, Vol. 40A, pp. 163-176, 1994. 3
- 3) 鈴木 俊光, 宇佐美 勉, 伊藤 義人, 豊島 径 : 細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填鋼柱の強震時挙動, 土木学会論文集, No537/I-35, pp. 77-88, 1996. 4
- 4) 天野 麻衣, 葛西 昭, 宇佐美 勉, 葛 漢彬, 岡本 真悟, 前野 裕文 : コンクリート部分充填鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する実験的及び解析的研究, 構造工学論文集, Vol. 44A, pp. 179-188, 1998. 3
- 5) 宇佐美 勉, 本間 大介, 芳崎 一也 : 鉛直荷重が偏心して作用する鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験, 土木学会論文集, No626/I-48, pp. 197-206, 1999. 7
- 6) 廣田 武聖, 山尾 敏孝, 津曲 志郎, 崎元 達郎, 渡辺 浩 : 逆L形鋼製橋脚のコンクリート充填率算定式, 構造工学論文集, Vol. 51A, pp. - , 2005. 3

6章 橋梁システムとしての逆L形鋼製橋脚の問題点

6.1 概説

本章では、逆L形鋼製橋脚が実用に供される場合について、橋梁システム上からその適用の可否を検討するものであり、一般的なRC橋脚や単T形鋼製橋脚との組み合わせでモデル橋梁を決定し、T-DAPⅢ¹⁾により大地震時の挙動の差異を見るものである。

本論文では、逆L形鋼製橋脚が面外方向地震力を受ける場合の適切なコンクリート充填率を、個々の橋脚でFEM解析することなく容易に求める算定式を提案し検討してきた。一方、実際の橋脚では逆L形鋼製橋脚を計画する場合、橋軸方向地震力が面外方向地震力となるが、上部構造の剛度が逆L形鋼製橋脚梁部の面外方向剛度より大きいこと、同一橋脚においては通常複数の支承により支持されること、あるいは同一支承線上の橋軸方向の変形量が同一であることが予想される。従って、逆L形鋼製橋脚の面外方向水平力は一定としても、ねじりモーメントは小さいものと考えられる。また、多径間連続形式の橋梁においては、各橋脚の形状が類似していれば地震時における任意橋脚に対して、水平力の集中は少ないものと考えられるが、異種形式の橋脚が混在する場合、特定橋脚に水平力が集中することや予期せぬ地震時挙動を呈することが考えられなくない。

近年、地震時水平力分散ゴム支承や免震ゴム支承が多用され、地震時水平力を全脚で分担し不静定次数を増す構造が、大地震の橋梁構造の損傷や落橋防止の観点から好ましいとされている。逆L形鋼製橋脚の同一支承線上に複数の積層ゴム支承がある場合、似かよった鉛直反力を有しているものの、常時及び地震時水平力が各々異なることが予想され、現在のゴム支承の設計では局部せん断ひずみが実際とは異なると考えられ、ゴム層厚、上下鋼板厚及び支承アンカーボルト径の過不足が生じることとなる。

本章では、逆L形鋼製橋脚の特性を検証するために、各ケース一定の連続高架橋を考え、橋脚形状の違いによる地震時挙動の変化を調べることにする。ここで、橋脚形式を全基RC橋脚及び全基偏心のない単T形鋼製橋脚を基準として、全基偏心のある逆L形鋼製橋脚との違いをみる。次いで、偏心のある逆L形鋼製橋脚を部分的に用いた場合に隣接橋脚に与える影響や固有値の変化を調べることにする。その結果、逆L形鋼製橋脚を採用するにあたって、留意すべき事項や逆L形鋼製橋脚自体の橋軸(面外)方向及び橋軸直角(面内)方向の設計について問題点を把握することを目的とする。

6.2 モデル橋梁

(1) 上部工の概略設計

通常、逆L形鋼製橋脚は都市内高架橋やモノレール橋脚に採用されることが多く、多径間連続構造の上部構造端部の下部工は隣接する高架橋との架違い橋脚であることが多い。

ここでは、中間橋脚を対象とした検討を行うため、図6-1に示すような標準的な規模の橋長160mの4径間連続鋼桁橋で全幅10m程度の橋梁を想定した。表6-1に上部工の設計条件、表6-2及び6-3に概略設計計算結果を示す。

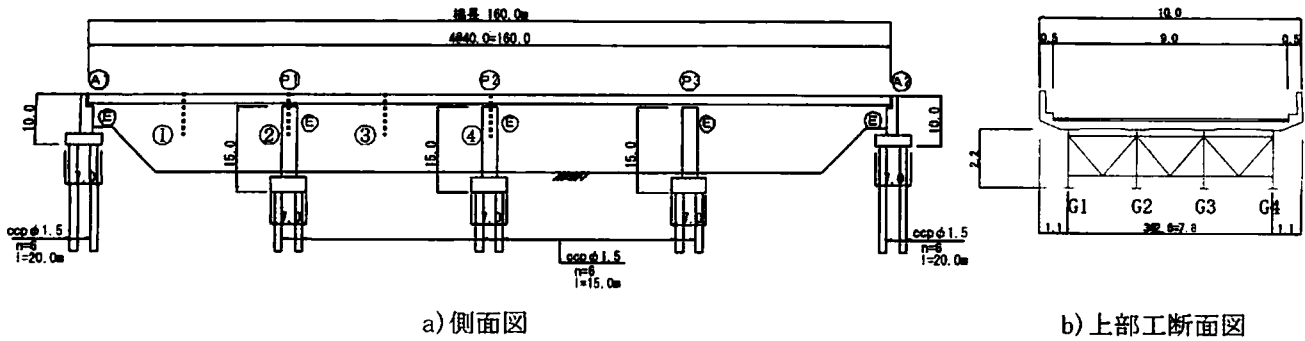


図 6-1 橋梁一般図

表 6-1 上部工設計条件

上部工形式	4 径間連続鋼鈹桁橋
橋長	L=160.0m
幅員	B=10.0m
設計活荷重	B活荷重
平面曲線	R=∞
斜角	θ=90°
コンクリート床版厚	t _c =240mm
アスファルト舗装厚	t _p =100mm
桁高	H=2200mm
主桁間隔	B _c =2600mm
ハンチ高	t _h =100mm
防護柵	壁高欄直壁タイプ

表 6-2 鉛直死・活荷重反力

主桁	反力 (kN)	A1, A2 橋台	P1, P3 橋脚	P2 橋脚	合計
G1	Rd	595	1,730	1,405	
	Rl	75	120	110	
G2	Rd	405	1,200	945	
	Rl	290	455	470	
G3	Rd	410	1,210	960	
	Rl	450	715	750	
G4	Rd	600	1,755	1,425	
	Rl	450	815	755	
死荷重計		2,010	5,895	4,735	20,545

※活荷重は偏心最大を示し、衝撃を含む。

表 6-3 上部工概略計算結果

断面 (mm)	U-flg	G1 桁				G2 桁			
		①	②	③	④	①	②	③	④
断面 (mm)	U-flg	550×26	32	23	20	500×23	24	19	16
	Web	2200×11	11	11	11	2200×11	11	11	11
	L-flg	550×31	34	17	26	550×23	25	16	22
応力度 (kN/mm ²)	σ	208<210	209<210	152<167	183<184	208<210	201<203	136<139	167<179
	合成	0.95<1.2	1.19<1.2	0.68<1.2	1.13<1.2	0.77<1.2	1.09<1.2	0.48<1.2	0.92<1.2
活荷重たわみ	δ (mm)	51.4<78	-	41.9<80	-	46.3<78	-	37.0<80	-

(2) 下部工の概略設計

対象とする橋脚形状を図 6-2 のように、3 種類の RC 橋脚、偏心なし鋼製橋脚(単 T 形)及び偏心鋼製橋脚(逆 L 形)を考える。ここで、柱高を同一とすることを考え、橋脚全高を 15m、フーチング厚を 3m とした。基礎形式は場所打ち杭を考え、地盤種別・地域区分及び橋の重要度はそれぞれ、II 種地盤、B 地域及び B 種の橋梁とした。支承条件は、橋軸方向に全基地震時反力分散構造を、橋軸直角方向に全基固定構造とする。表 6-4 に下部工及び基礎工の設計条件を、図 6-3 に同一形状の橋脚を用いた場合の各柱断面形状を示す。なお、RC 橋脚のみ P1~P3 橋脚を同一配筋とし、鋼製橋脚は地震時に鋭敏であることを想定し断面形状を変えた。

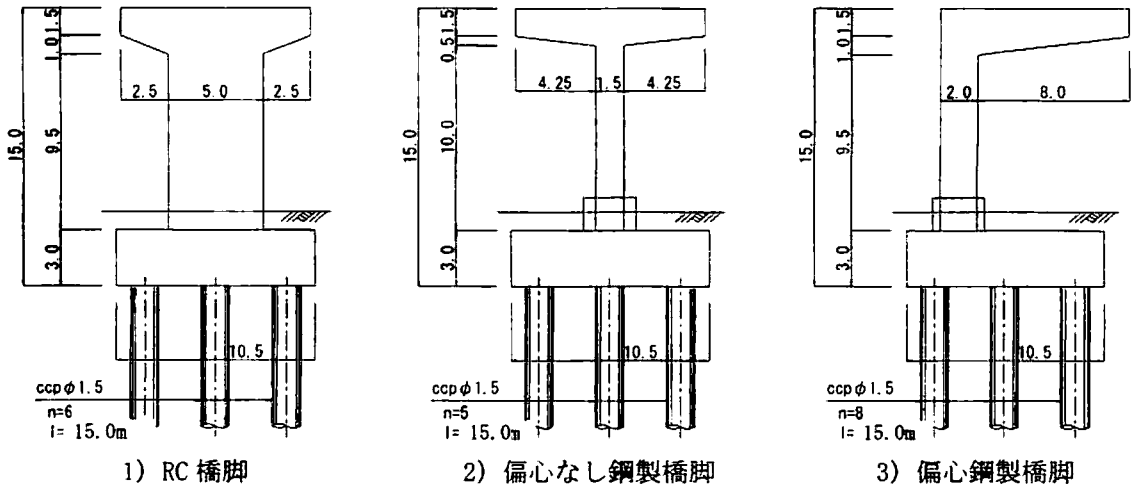
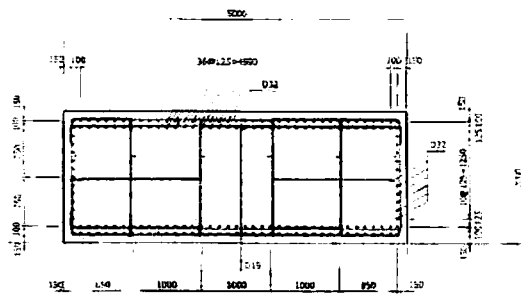


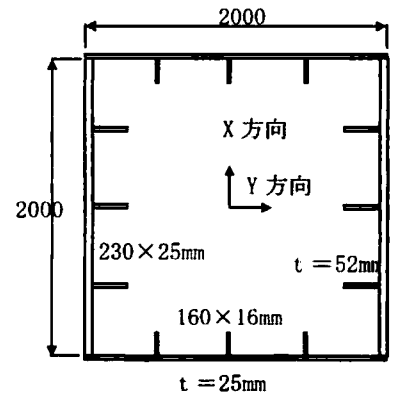
図 6-2 橋脚形状図

表 6-4 下部工・基礎工設計条件

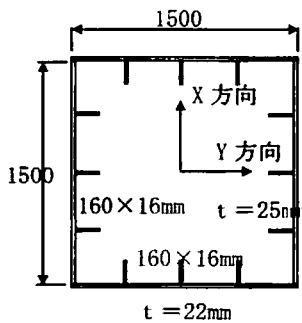
下部工形式	1) RC 張出式橋脚	
	2) 単T形鋼製橋脚	
	3) 逆L形鋼製橋脚	
基礎工形式	場所打杭基礎 φ1500	
支承条件	橋軸方向	全基反力分散構造
	直角方向	全基固定構造
重要度区分	B種の橋梁	
地盤種別	II種地盤	
地域区分	B地域	
材料強度	コンクリート	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$
	鉄筋	SD345
	鋼材	SM490



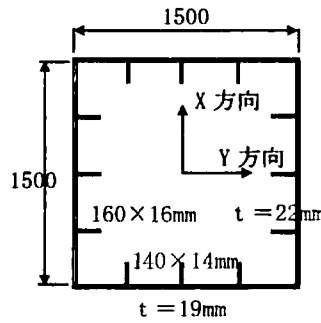
a) RC 橋脚断面 (P1~P3)



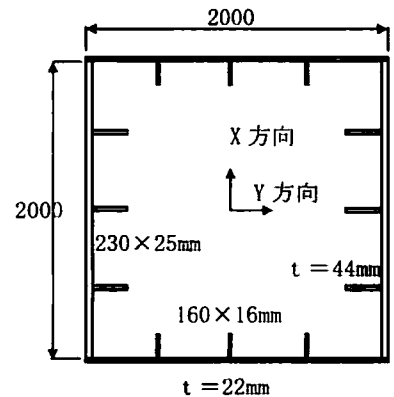
c-1) 逆L形鋼製橋脚断面 (P1, P3)



b-1) 単T形鋼製橋脚断面 (P1, P3)



b-2) 単T形鋼製橋脚断面 (P2)



c-2) 逆L形鋼製橋脚断面 (P2)

図 6-3 各橋脚形状の断面

(3) 本提案による鋼製橋脚のコンクリート充填率

1) 単T形鋼製橋脚

充填率算定式 $Y = (\sigma / \sigma_{ca}) \cdot (0.77 - 1.75(0.81 - R)^{2.8})$

a) P1、P3 橋脚

初期応力度比 $\sigma / \sigma_{ca} = (\sigma_n + \sigma_{my}) / \sigma_{ca} = (37.7 + 1.4) / 210 = 0.186$

幅厚比パラメータ $R = 0.499$ (両方向面内荷重であり、大きい面外値のRを採用する)

よって、 $Y = 0.186 \times (0.77 - 1.75(0.81 - 1.4 \times 0.499)^{2.8}) = 0.143$

b) P2 橋脚

$\sigma / \sigma_{ca} = (35.1 + 1.4) / 210 = 0.174$ 、 $R = 0.576$ (両方向面内荷重で、より大きい面外値を採用)
よって、 $Y = 0.174 \times (0.77 - 1.75(0.81 - 1.4 \times 0.576)^{2.8}) = 0.133$

以上より、3橋脚ともに下限値30%を考える。

コンクリート充填高 $h_c = 0.30 \times (12.0 + 2.5) = 4.35\text{m}$ → 柱基部より4.0mとする。

2) 逆L形鋼製橋脚

a) 面内方向に対して

充填率算定式 $Y = (\sigma / \sigma_{ca}) \cdot (0.77 - 1.75(0.81 - R)^{2.8})$

・ P1、P3 橋脚

$\sigma / \sigma_{ca} = (18.8 + 105.3) / 195 = 0.636$ 、 $R = 0.281$ (面内荷重のRを採用する)
よって、 $Y = 0.636 \times (0.77 - 1.75(0.81 - 1.4 \times 0.281)^{2.8}) = 0.394$

・ P2 橋脚

$\sigma / \sigma_{ca} = (17.6 + 97.9) / 195 = 0.592$ 、 $R = 0.331$ (面内荷重のRを採用する)
よって、 $Y = 0.592 \times (0.77 - 1.75(0.81 - 1.4 \times 0.331)^{2.8}) = 0.403$

b) 面外方向に対して

充填率算定式 $Y = 0.60(e/h) + 0.21$

偏心率 $e/h = 3.90 / 12.0 = 0.325$

よって、 $Y = 0.60 \times 0.325 + 0.21 = 0.405$ となり、3橋脚ともに40%を考える。

コンクリート充填高 $h_c = 0.40 \times (12.0 + 2.5) = 5.80\text{m}$ → 柱基部より5.0mとする。

(4) 橋脚形式の組み合わせ

モデル橋梁におけるP1～P3橋脚の組み合わせを表6-5、図6-4に示す。Case1～3は各橋脚の基本形とし、Case4～7はその組み合わせとしている。

表6-5 橋脚の組み合わせ

	A1 橋台	P1 橋脚	P2 橋脚	P3 橋脚	A2 橋台	備考
死荷重反力(kN)	2,100	5,900	4,800	5,900	2,100	20,800 kN
支承条件	橋軸方向	E	E	E	E	
	直角方向	F	F	F	F	
CASE-1	逆T式橋台	RC	RC	RC	逆T式橋台	基本系1
CASE-2		鋼単T	鋼単T	鋼単T		基本系2
CASE-3		鋼逆L	鋼逆L	鋼逆L		基本系3
CASE-4		鋼単T	RC	鋼単T		
CASE-5		鋼逆L	RC	鋼逆L		
CASE-6		鋼逆L	鋼単T	鋼逆L		
CASE-7		鋼単T	鋼逆L	鋼単T		

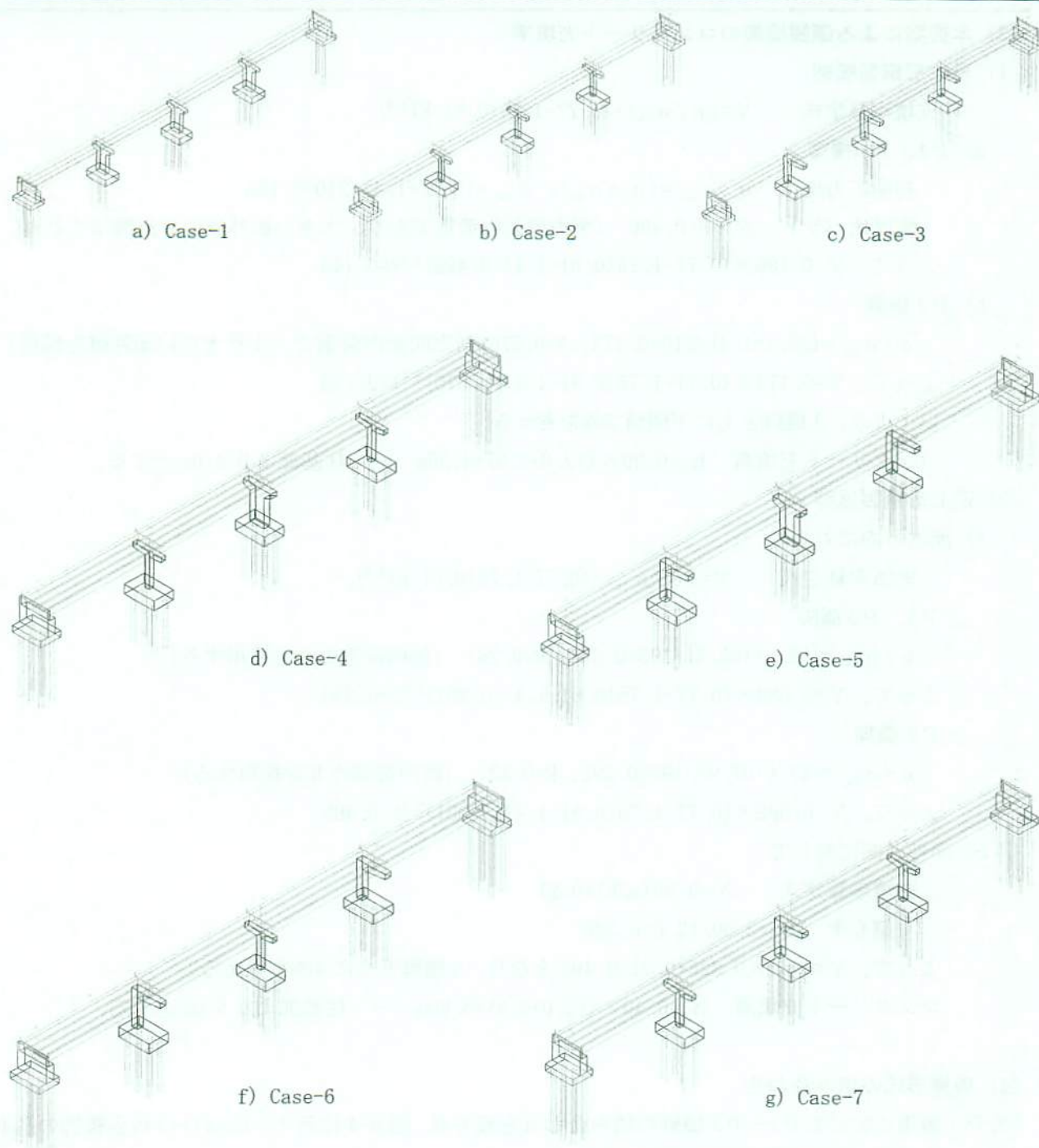


図 6-4 橋梁概要図

(5) 断面仮定時での橋脚応力値

RC 橋脚は、壁式形状であるためレベル 1 地震時は保有水平耐力法により、鋼製橋脚は正方形断面であり、一般に応力度の厳しい橋軸直角方向の常時(死+活荷重時)及び震度法レベルで決定される断面を初期値とし、それらの値を表 6-6 に示した。なお、着色部は静的設計による決定値であり、RC 橋脚は多少余裕のある値となっているが、これは初期値を 6.3 の動的解析における CASE-1 の収束断面としているためである。

表 6-6 橋脚初期断面応力度

		P1(P3)橋脚		P2橋脚	
		タイプI	タイプII	タイプI	タイプII
RC 橋 脚	形状(橋軸×直角方向)	2.0×5.0m		2.0×5.0m	
	主鉄筋(径、本数、段数)	D32-39本-2段		D32-39本-2段	
	横拘束筋(系、ピッチ、有効長)	D19-6本, etc150, etc1000		D19-6本, etc150, etc1000	
	許容塑性率 μ	1.83	4.01	1.87	4.14
	設計水平震度 k_h	0.43	0.37	0.43	0.37
	慣性力 $W \cdot k_h$ (kN)	2814	2422	2810	2418
	水平耐力 P_s (kN)	3842	3849	3772	3778
	残留変位 δ (m)	0.009	0.034	0.010	0.036
破壊形態		曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊	曲げ破壊

		P1(P3)橋脚		P2橋脚	
		常時	地震時	常時	地震時
単T形 鋼製橋脚	面外フランジ(mm)	2-1500×25		2-1500×22	
	面内フランジ(mm)	2-22×1500		2-19×1500	
	面外補剛材(mm)	6-160×16		6-160×16	
	面内補剛材(mm)	6-16×160		6-14×140	
	面内フランジ 圧縮応力度(N/mm ²)	91.5<210	282.9<315	93.9<210	261.7<315
逆L形 鋼製橋脚	面外フランジ(mm)	2-2000×52		2-2000×44	
	面内フランジ(mm)	2-25×1500		2-22×2000	
	面外補剛材(mm)	6-230×25		6-230×25	
	面内補剛材(mm)	6-16×160		6-16×160	
	面内フランジ 圧縮応力度(N/mm ²)	181.8<195	209.5<292	180.9<195	196.7<292

6.3 動的解析結果

(1) 解析条件

橋梁全体の地震時の立体挙動を想定して3次元モデルを採用した。また支承拘束条件については、全支点は橋軸方向に対し弾性固定(E)、橋軸直角方向に対し固定(F)とした。なお、橋軸方向に対し、橋台と桁端部間の遊間が500mmを越えないよう支承バネ定数を設定した。

主部材のモデル化は表6-7に示すように、弾性部材は線形はり要素、柱部材は非線形はり要素を基本とし、減衰定数 h は道路橋示方書V²⁾に示される標準値とする。非線形はり要素の復元力特性は、RC橋脚ではひび割れと降伏点を折れ点とするトリリニア型武田モデルを、鋼製橋脚は移動硬化型のバイリニアモデルとする。

解析モデルの節点数はCase1~7で171~183であり、図6-5に代表としてCase-7のモデル化の一例を示し、下部工骨組形状を図6-6に示した。

入力地震動としては、道路橋示方書Vに示される動的解析用の地震動例を用いる。表6-8にタイプI及びタイプ-II地震動に対するII種地盤の対応する入力地震波の最大加速度と継続時間を示した。解析においては、地域別補正係数(B地域、 $C_z=0.85$)を考慮し、入力加速度の振幅補正を行った。なお、照査ではこの各ケース3波の平均応答値を使用し許容値との大小関係を判定することとし、図6-7及び8に入力地震波形(補正前)を示した。

(2) 固有値解析とその結果

解析手法として、サブスペース法を用いた。また、本解析モデルの自由度による全ての固有振動モードを計算し、各モード減衰効果を考慮したエネルギー比例型減衰行列を作成した。

表 6-7 主要部材のモデル化

主部材 [減衰定数]		要素タイプ	
1) 上部構造 [h=0.02]		線形はり要素	
2) 分散型ゴム支承 [h=0.04]		線形せん断バネ要素	
3) 橋台 [h=0.05]		線形はり要素	
4) 橋脚	(1) RC 橋脚 [h=0.02]	はり部材	線形はり要素
		塑性ヒンジ部以外の部材	非線形はり要素
		塑性ヒンジ部	非線形回転バネ要素
	(2) 鋼製橋脚 [h=0.01]	フーチング	線形はり要素
		はり部材	線形はり部材
		柱部材	非線形はり要素
5) 基礎構造 [h=0.20]		線形バネ要素 (並進, 回転, 連成)	

表 6-8 II種地盤に対する入力地震動

地震動	地震名 (本解析での呼び名)	マグニ チュード	記録場所	最大加速度 [補正前] (gal)	継続 時間 (秒)
タイプ I	1968年日向灘沖地震 (加速度波形 I-I I-1)	7.5	板島橋 周辺地盤上 LG	-362.617	40
	1968年日向灘沖地震 (加速度波形 I-I I-2)		板島橋 周辺地盤上 TR	384.925	40
	1994年北海道東方沖地震 (加速度波形 I-I I-3)	8.1	温根沼大橋 周辺地盤上 TR	-364.849	65
タイプ II	1995年兵庫県南部地震 (加速度波形 II-I I-1)	7.2	JR西日本鷹取駅 構内地盤上 N-S	686.831	40
	1995年兵庫県南部地震 (加速度波形 II-I I-2)		JR西日本鷹取駅 構内地盤上 E-W	-672.639	40
	1995年兵庫県南部地震 (加速度波形 II-I I-3)		大阪ガス葺合供給所 構内地盤上 N27W	736.334	40

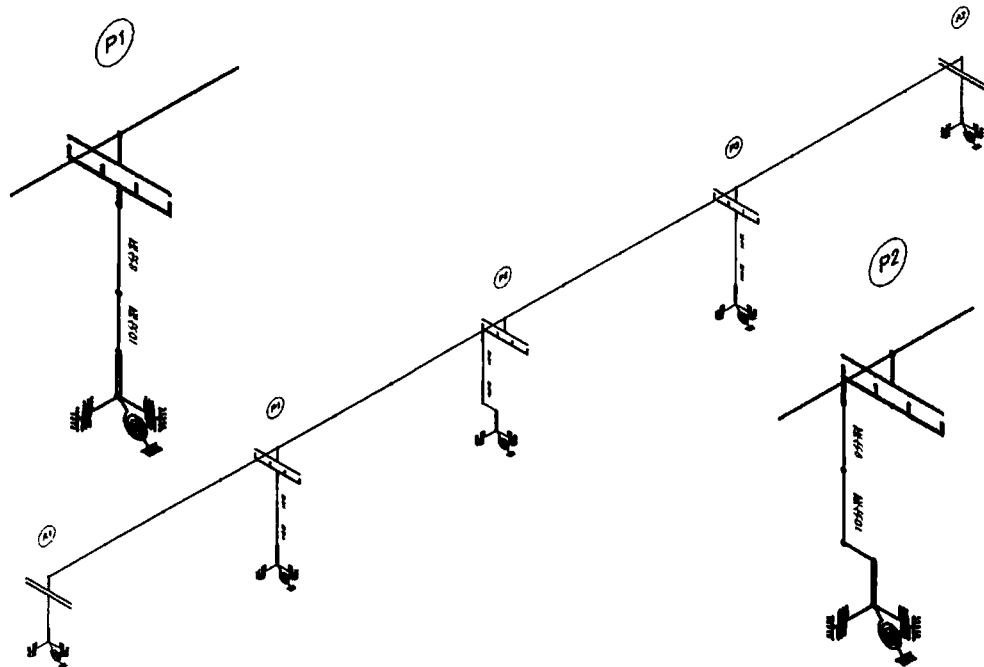


図 6-5 解析モデルと節点 (Case-7 の例)

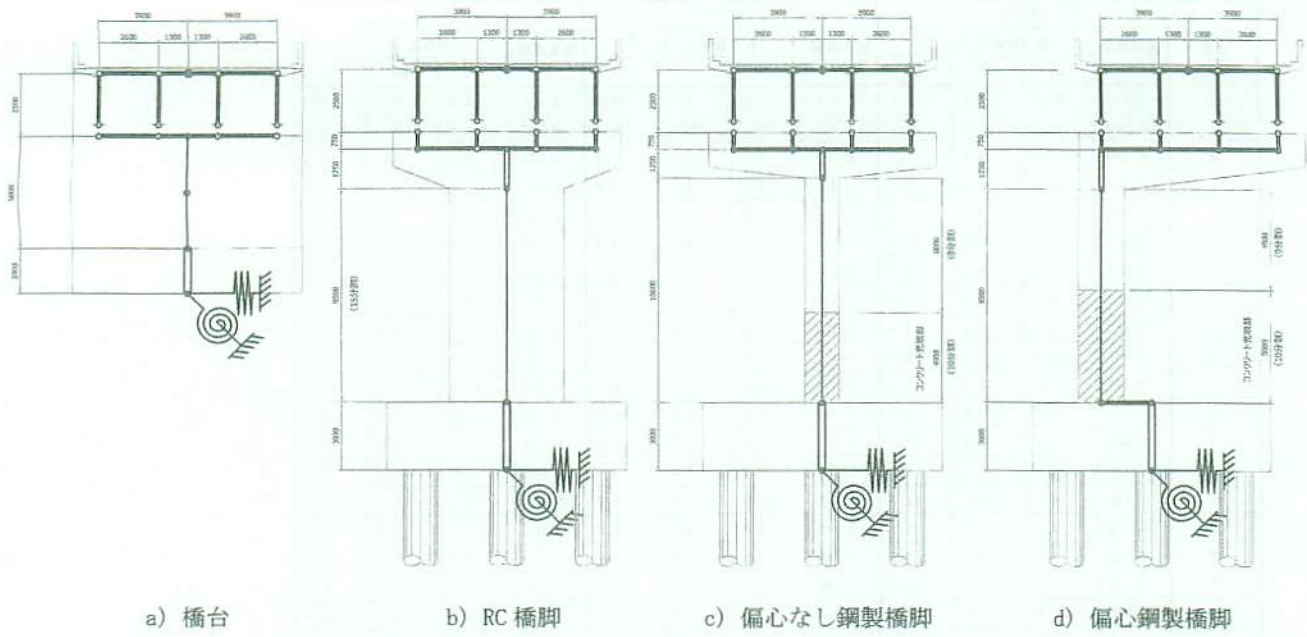
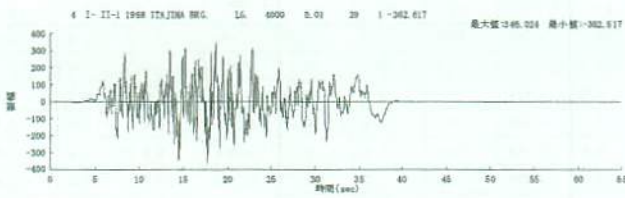
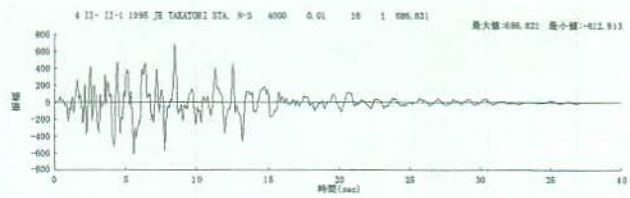


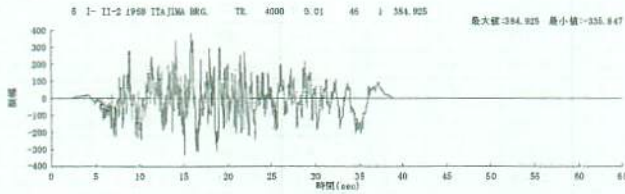
図6-9 下部工骨組形状



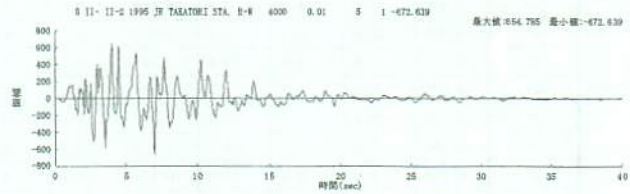
a) 加速度波形 I-II-1



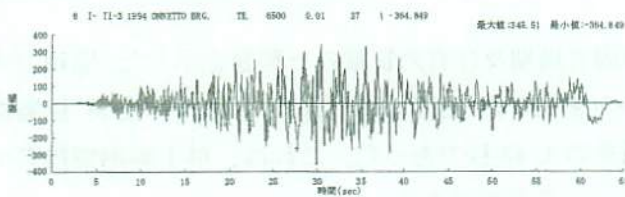
a) 加速度波形 II-II-1



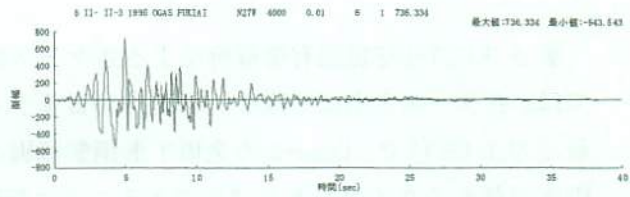
b) 加速度波形 I-II-2



b) 加速度波形 II-II-2



c) 加速度波形 I-II-3



c) 加速度波形 II-II-3

図6-7 タイプ-Iの入力地震動

図6-8 タイプ-IIの入力地震動

表 6-9 各ケースの固有周期及び有効質量

モード 次数	CASE-1				CASE-2				CASE-3			
	固有周期 T (sec)	有効質量 β (%) [※]			固有周期 T (sec)	有効質量 β (%) [※]			固有周期 T (sec)	有効質量 β (%) [※]		
		β_x	β_y	β_z		β_x	β_y	β_z		β_x	β_y	β_z
1	1.083	48.0	0.0	0.0	1.434	46.0	0.0	0.0	1.125	46.0	0.0	0.0
2	0.570	0.0	0.0	53.0	1.218	0.0	0.0	36.0	0.783	0.0	1.0	39.0
3	0.460	0.0	0.0	0.0	0.593	0.0	0.0	0.0	0.521	0.0	0.0	0.0
4	0.424	0.0	0.0	0.0	0.424	0.0	0.0	0.0	0.424	0.0	0.0	0.0
5	0.360	0.0	4.0	0.0	0.362	0.0	4.0	0.0	0.367	0.0	4.0	0.0
6	0.307	0.0	0.0	11.0	0.312	0.0	0.0	14.0	0.304	0.0	0.0	14.0
7	0.272	0.0	0.0	0.0	0.277	0.0	0.0	0.0	0.283	0.0	0.0	0.0
8	0.259	0.0	0.0	0.0	0.226	0.0	0.0	0.0	0.234	0.0	36.0	4.0
9	0.258	0.0	0.0	0.0	0.223	0.0	33.0	0.0	0.226	0.0	0.0	0.0
10	0.251	16.0	0.0	0.0	0.210	0.0	0.0	0.0	0.210	0.0	0.0	0.0
11	0.227	0.0	0.0	0.0	0.210	22.0	0.0	0.0	0.210	21.0	0.0	0.0
12	0.214	0.0	25.0	0.0	0.190	0.0	0.0	14.0	0.190	0.0	0.0	12.0
13	0.211	0.0	0.0	0.0	0.178	3.0	0.0	0.0	0.164	0.0	0.0	0.0
14	0.211	20.0	0.0	0.0	0.177	0.0	0.0	0.0	0.164	1.0	0.0	0.0
15	0.196	0.0	0.0	11.0	0.176	22.0	0.0	0.0	0.162	22.0	0.0	0.0
16	0.139	0.0	0.0	0.0	0.140	0.0	0.0	12.0	0.141	0.0	0.0	0.0
17	0.112	0.0	0.0	0.0	0.140	0.0	0.0	0.0	0.138	0.0	0.0	0.0
18	0.108	0.0	0.0	2.0	0.140	0.0	0.0	18.0	0.136	0.0	0.0	0.0
19	0.107	0.0	0.0	0.0	0.138	0.0	0.0	0.0	0.130	0.0	1.0	18.0
20	0.098	0.0	1.0	0.0	0.114	0.0	0.0	0.0	0.113	0.0	0.0	0.0

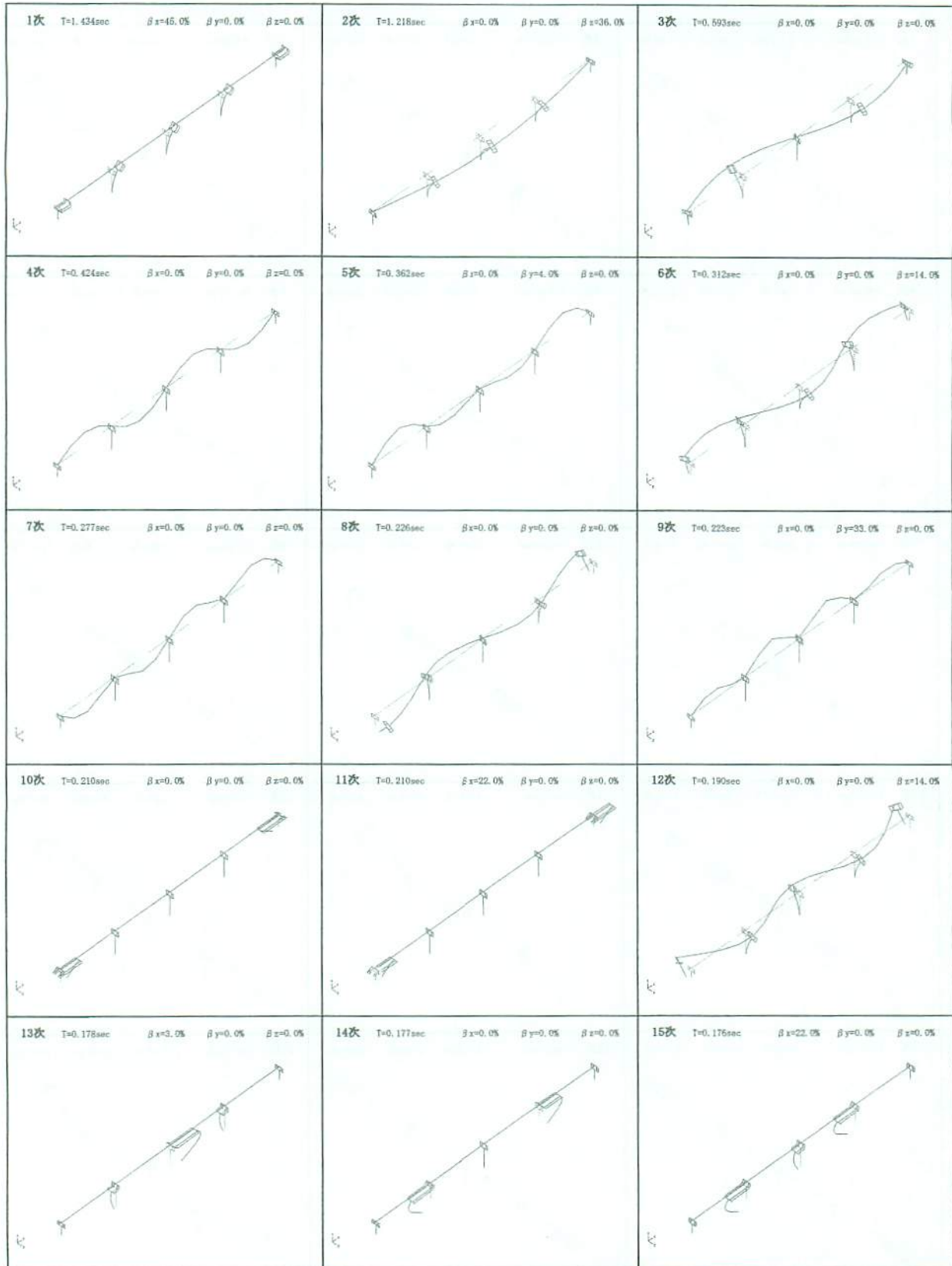
モード 次数	CASE-4				CASE-5				CASE-6				CASE-7			
	固有周期 T (sec)	有効質量 β (%) [※]			固有周期 T (sec)	有効質量 β (%) [※]			固有周期 T (sec)	有効質量 β (%) [※]			固有周期 T (sec)	有効質量 β (%) [※]		
		β_x	β_y	β_z		β_x	β_y	β_z		β_x	β_y	β_z		β_x	β_y	β_z
1	1.236	47.0	0.0	0.0	1.099	47.0	0.0	0.0	1.204	46.0	0.0	0.0	1.305	45.0	0.0	0.0
2	0.733	0.0	0.0	46.0	0.645	0.0	0.0	47.0	0.922	0.0	0.0	37.0	0.935	0.0	0.0	38.0
3	0.593	0.0	0.0	0.0	0.521	0.0	0.0	0.0	0.521	0.0	0.0	0.0	0.593	0.0	0.0	0.0
4	0.424	0.0	0.0	0.0	0.424	0.0	0.0	0.0	0.424	0.0	0.0	0.0	0.424	0.0	0.0	0.0
5	0.361	0.0	5.0	0.0	0.362	0.0	6.0	0.0	0.364	0.0	5.0	0.0	0.364	0.0	4.0	1.0
6	0.308	0.0	0.0	5.0	0.306	0.0	0.0	7.0	0.309	0.0	1.0	15.0	0.308	0.0	0.0	11.0
7	0.277	0.0	0.0	0.0	0.283	0.0	0.0	0.0	0.283	0.0	0.0	0.0	0.277	0.0	0.0	0.0
8	0.235	5.0	0.0	0.0	0.255	6.0	0.0	0.0	0.229	0.0	33.0	3.0	0.229	0.0	34.0	0.0
9	0.226	0.0	0.0	0.0	0.226	0.0	0.0	0.0	0.226	0.0	0.0	0.0	0.226	0.0	0.0	0.0
10	0.218	0.0	29.0	0.0	0.225	0.0	30.0	4.0	0.210	0.0	0.0	0.0	0.210	0.0	0.0	0.0
11	0.210	0.0	0.0	0.0	0.210	0.0	0.0	0.0	0.210	21.0	0.0	0.0	0.210	22.0	0.0	0.0
12	0.210	21.0	0.0	0.0	0.210	20.0	0.0	0.0	0.190	0.0	0.0	11.0	0.190	0.0	0.0	15.0
13	0.193	0.0	0.0	17.0	0.192	0.0	0.0	13.0	0.176	8.0	0.0	0.0	0.177	0.0	0.0	0.0
14	0.177	0.0	0.0	0.0	0.164	0.0	0.0	0.0	0.164	0.0	0.0	0.0	0.176	15.0	0.0	0.0
15	0.176	16.0	0.0	0.0	0.162	15.0	0.0	0.0	0.162	16.0	0.0	0.0	0.163	9.0	0.0	0.0
16	0.140	0.0	0.0	0.0	0.138	0.0	0.0	0.0	0.140	0.0	0.0	9.0	0.140	0.0	0.0	0.0
17	0.140	0.0	0.0	21.0	0.136	0.0	0.0	0.0	0.138	0.0	0.0	0.0	0.140	0.0	0.0	22.0
18	0.138	0.0	0.0	0.0	0.134	0.0	1.0	13.0	0.136	0.0	0.0	0.0	0.138	0.0	0.0	0.0
19	0.114	0.0	0.0	0.0	0.113	0.0	0.0	0.0	0.134	0.0	1.0	14.0	0.137	0.0	0.0	5.0
20	0.107	0.0	0.0	0.0	0.107	0.0	0.0	0.0	0.113	0.0	0.0	0.0	0.114	0.0	0.0	0.0

※ β_x :橋軸方向; β_y :鉛直方向; β_z :橋軸直角方向

表 6-9 に T-DAPⅢ固有値解析による各ケース毎の固有周期及び有効質量の一覧表を示した。橋軸方向では、各ケースともに 1 次モードの有効質量が 45~50%であり、その固有周期は Case-1 の全 RC 橋脚が最短の 1.08 秒で、Case-2 の全単 T 形鋼製橋脚が最長の 1.43 秒であった。これは、単 T 形鋼製橋脚の剛度が最も小さくフレキシブルであることに起因しているためである。

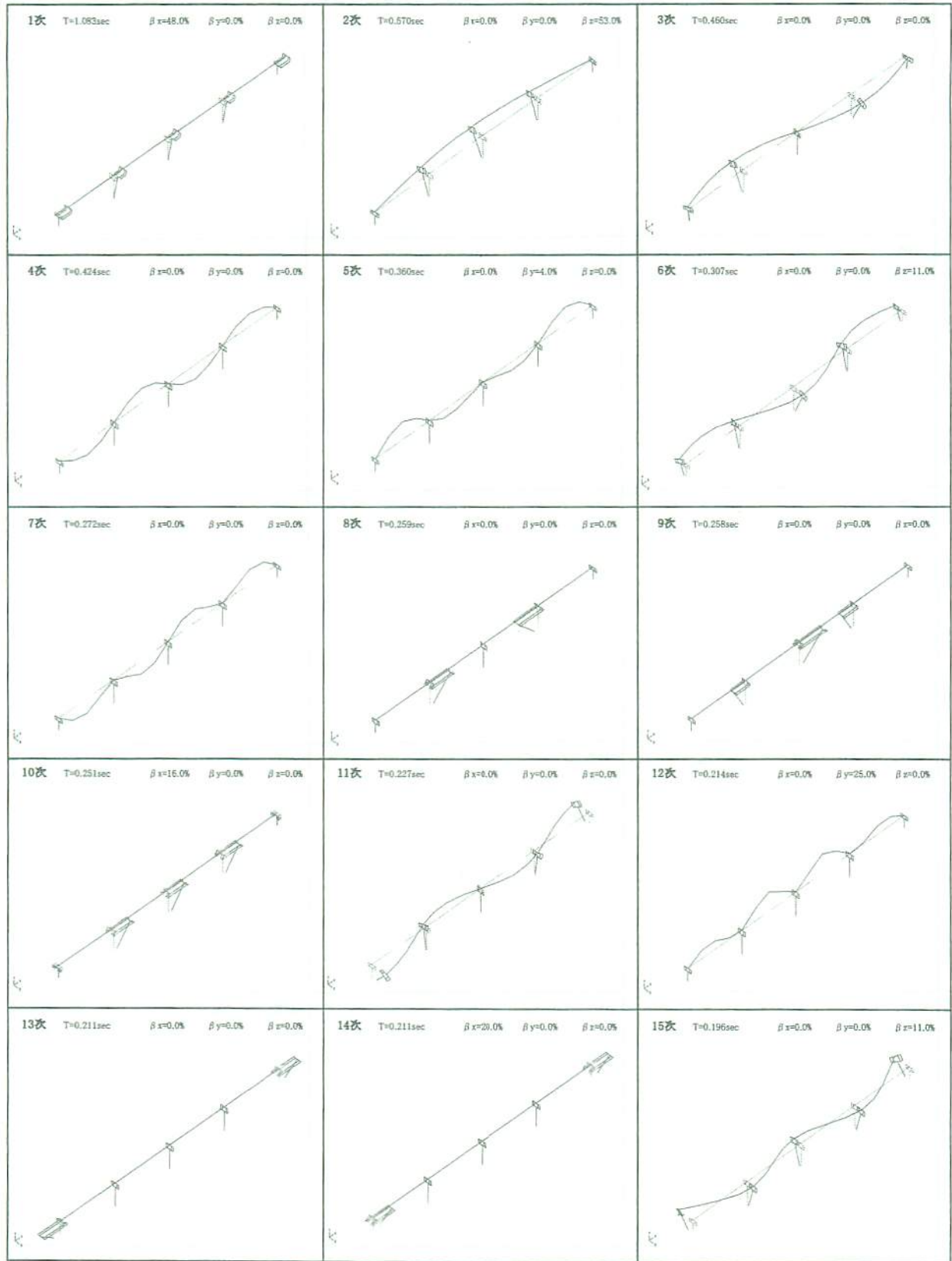
橋軸直角方向では、1 次モードの有効質量が各ケースで 36~53%の範囲であり、その固有周期は橋軸方向と同様に全 RC 橋脚が最短の 0.57 秒で、全単 T 形鋼製橋脚が最長の 1.22 秒であった。

図 6-9~6-15 に全 7 ケースの固有振動モード図(1 次~15 次)を示した。



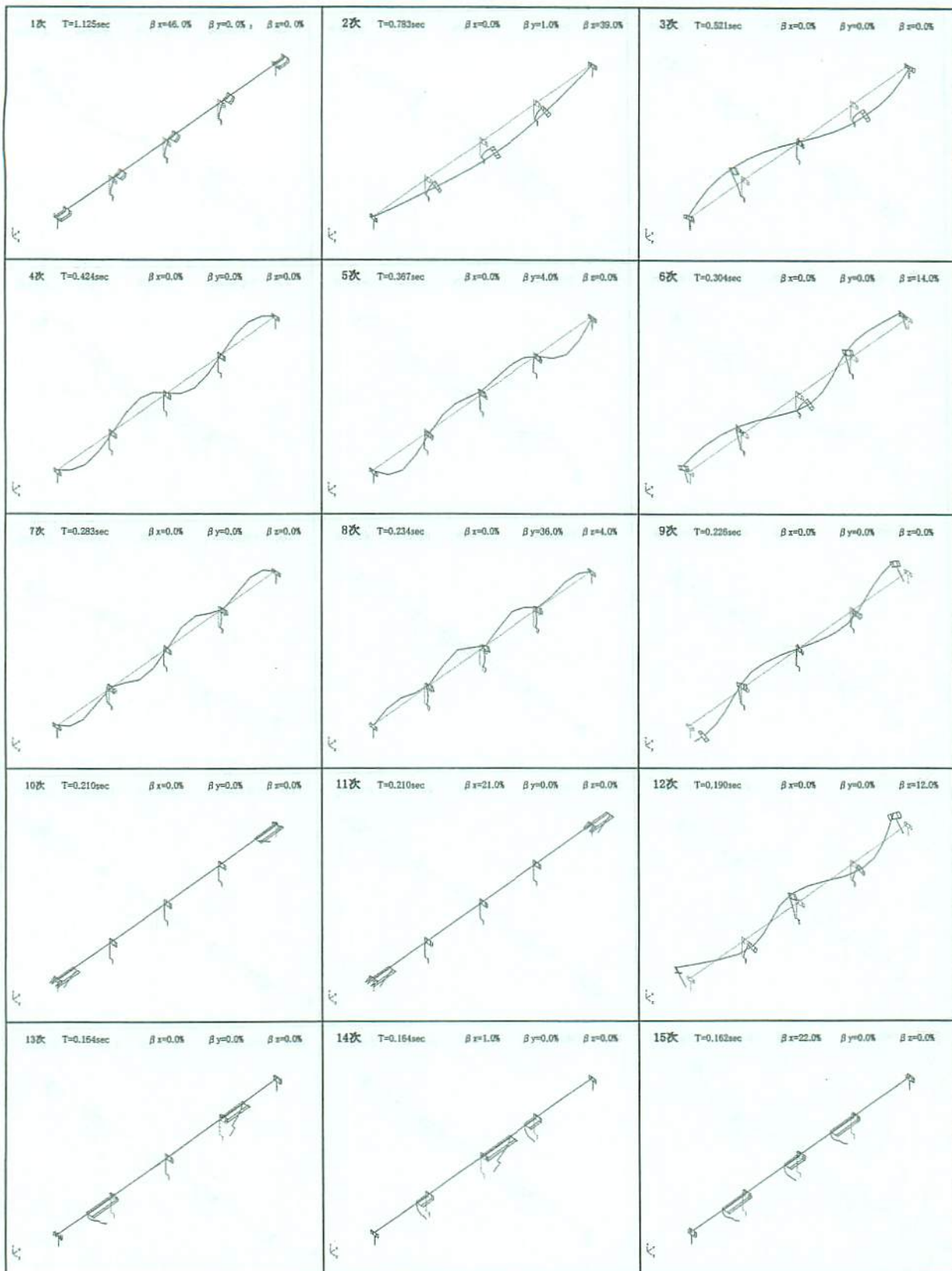
* T: 固有周期;
 β : 有効質量; βx : 横軸方向, βy : 鉛直方向, βz : 橋軸直角方向

図 6-10 固有振動モード図 (Case-2)



※ T:固有周期;
 β :有効質量; βx :橋軸方向, βy :鉛直方向, βz :橋軸直角方向

図 6-9 固有振動モード図 (Case-1)



■ T:固有周期;
 β :有効質量; β_x :横軸方向, β_y :鉛直方向, β_z :橋軸直角方向

図6-11 固有振動モード図(Case-3)

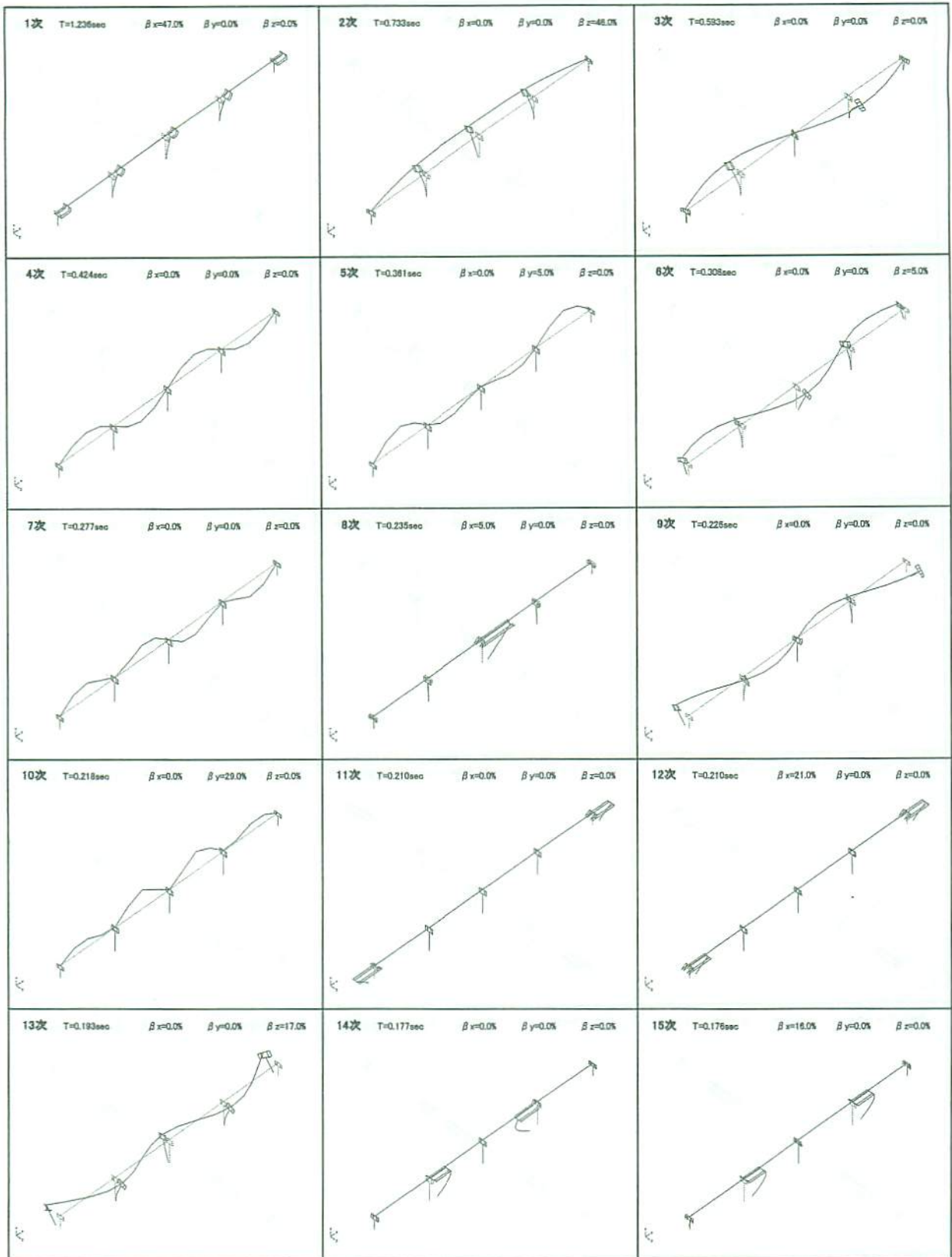
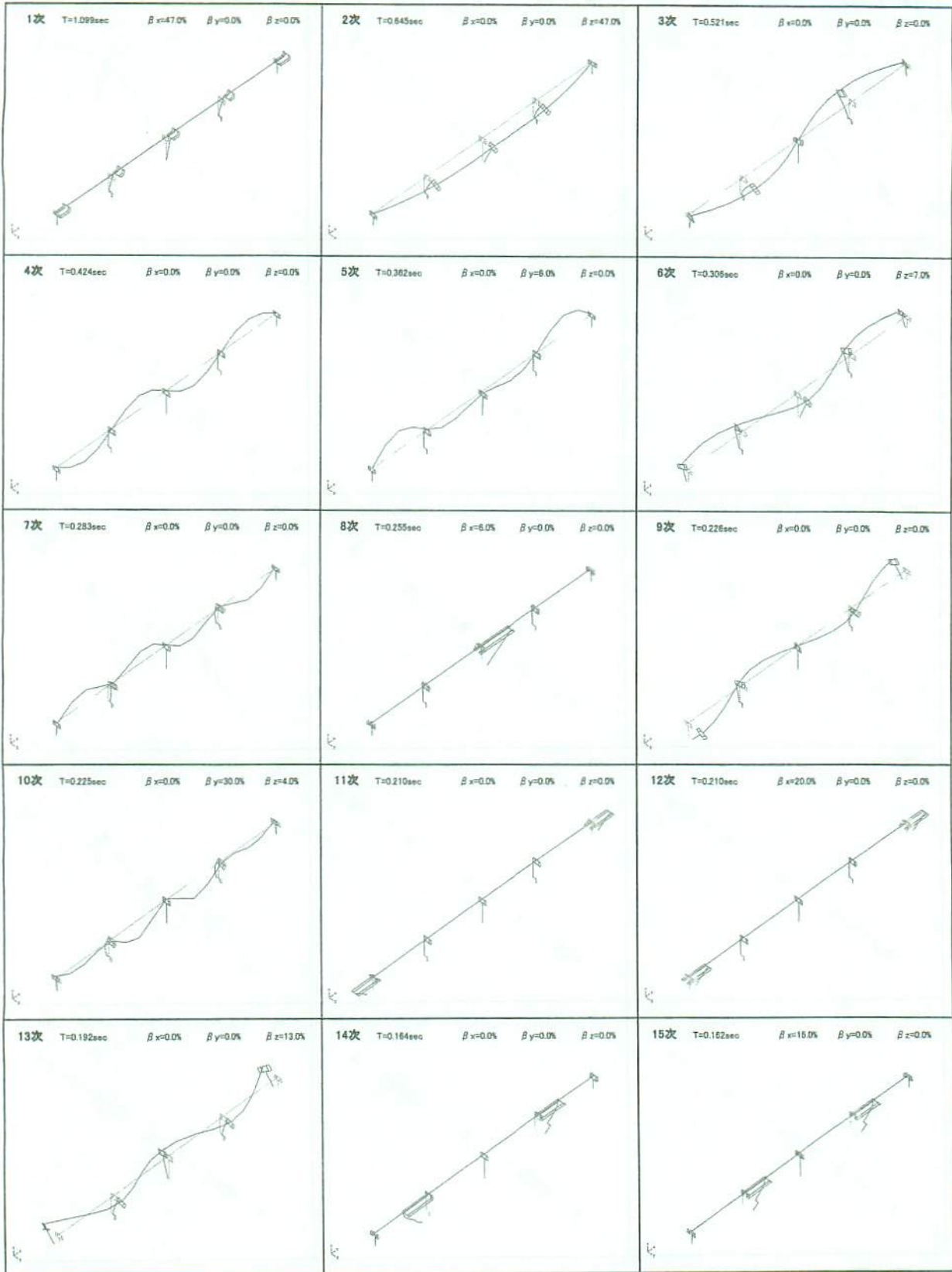


図 6-12 固有振動モード図 (Case-4)



■ T:固有周期;
 β :有効質量; β_x :横軸方向, β_y :鉛直方向, β_z :橋軸直角方向

図6-13 固有振動モード図(Case-5)

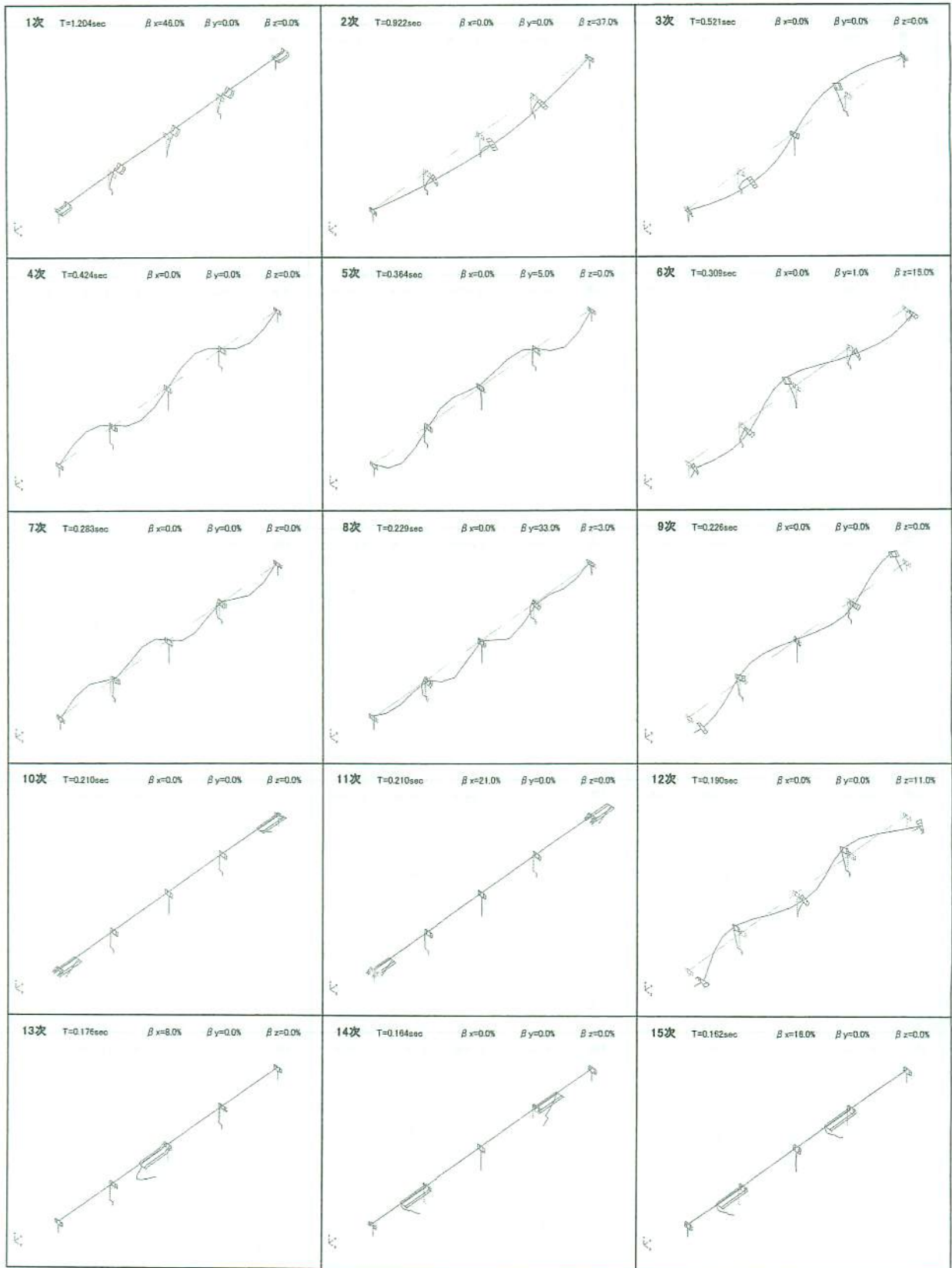
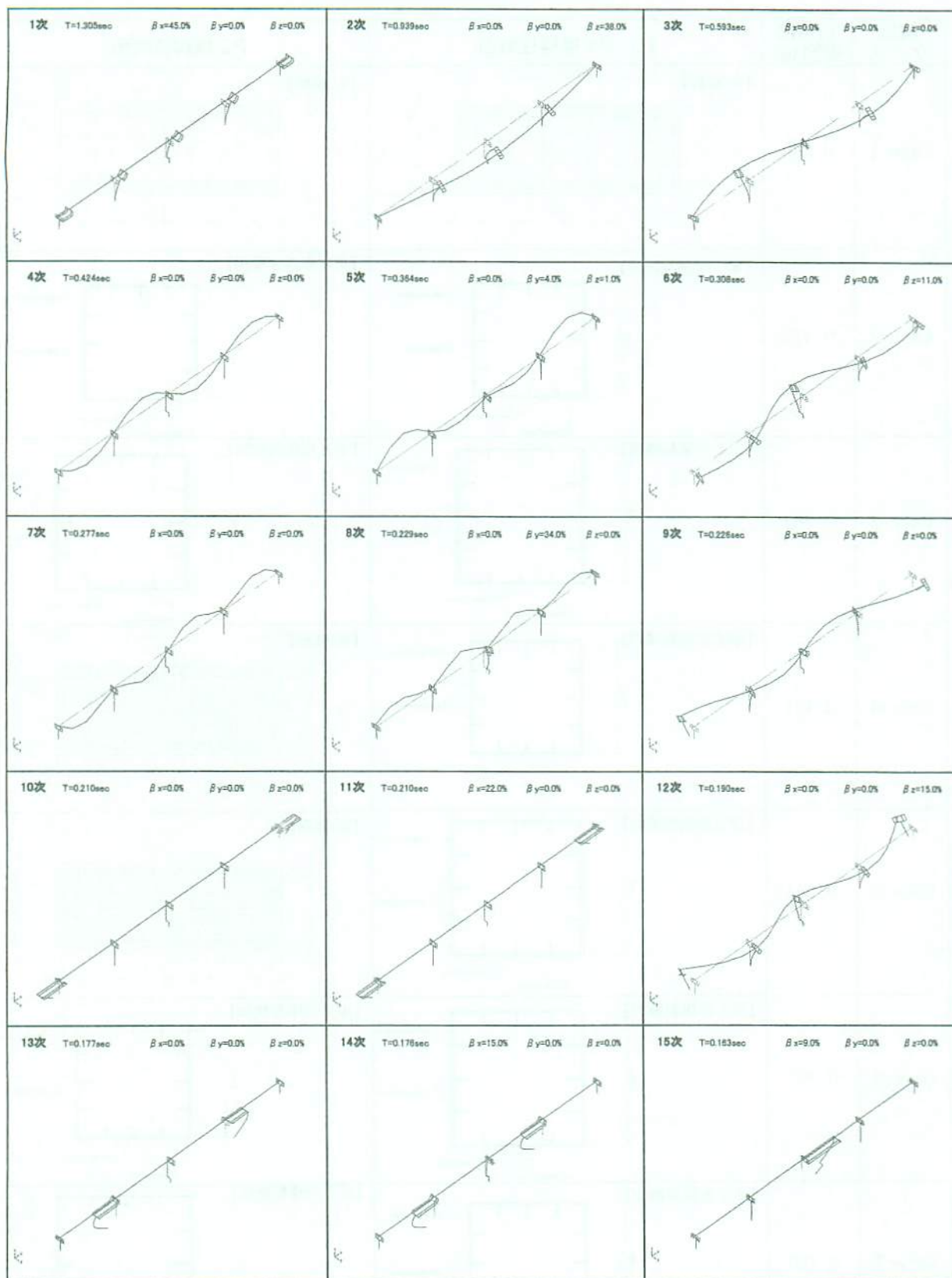


図 6-14 固有振動モード図 (Case-6)



※ T:固有周期;
 β :有効質量; β_x :横軸方向, β_y :鉛直方向, β_z :横軸直角方向

図 6-15 固有振動モード図 (Case-7)

表 6-11 各ケースの残留変位の集計

	P1, P3 橋脚		P2 橋脚	
	橋軸方向	橋軸直角方向	橋軸方向	橋軸直角方向
Case-1	0.096m	0.021m	0.097m	0.037m
Case-2	0.064	0.067	0.079	0.139
Case-3	0.028	0.005	0.034	0.037
Case-4	0.052	0.000	0.124	0.098
Case-5	0.026	0.000	0.072	0.052
Case-6	0.038	0.028	0.052	0.073
Case-7	0.059	0.037	0.056	0.074

(3) 動的解析結果

動的解析の手法として、部材の曲げ非線形性を考慮した時刻歴応答解析を用いた。積分計算では、newmark β 法(一定加速度法、 $\beta=0.25$)を使用し、積分時間間隔を 1/1000 秒とした。さらに、本解析モデルの高次振動モードの影響を精度良く考慮するために、全ての固有振動モードを考慮したひずみエネルギー比例型減衰行列を採用した。

表 6-10 及び 6-11 に桁遊間を 500 mm に制限した全ケースでの収束した柱断面の動的解析結果を示した。全てケースにおいて、タイプ II 地震動はタイプ I 地震動より桁遊間及び残留変位が大きい。表 6-12 は動的解析による橋脚照査値を示しているが、着色部は動的解析による決定値であり RC 橋脚は動的解析により断面内の配筋が決定されることになる。一方、鋼製橋脚では動的には余裕があり、特に逆 L 形鋼製橋脚では常時活荷重満載状態で断面が決定しており余裕のある値となっている。このモデルでは、RC 橋脚では Case-4, 5 で静的設計で求めた柱主鉄筋の径のアップ (Case-4 で D35, Case-5 で D38) しているが、鋼製橋脚では単 T 形、逆 L 形鋼製橋脚ともに初期値の断面で問題のない結果となった。

(4) 橋軸方向の支承最大反力

動的解析から得られた各ケースについて、各支承のタイプ-I 及び II による橋軸方向の最大水平反力を表 6-13 及び 6-14、図 6-16 に示した。

基本ケースにおいては、タイプ I 及び II ともに Case-1 (RC 橋脚) 及び Case-3 (逆 L 形鋼製橋脚) では橋脚分担率が 21~25% と高く、逆に Case-2 (単 T 形鋼製橋脚) では 14~18% と低くなっている。この傾向は、組み合わせケースでも同様であり単 T 形鋼製橋脚の分担率は低いといえる。これは、単 T 形橋脚の橋脚剛度が非常に低いに起因するものと考えられる。また、RC 橋脚と逆 L 形鋼製橋脚は類似の分担率となっているが、橋脚剛性は RC 橋脚の方が高いものの、逆 L 形鋼製橋脚では中心軸に近い支承が過分に水平力を負担しなければならないからと考えられる。この傾向は、Case4~7 についても同様で、単 T 形鋼製橋脚で分担率が低く、他の下部工がそれを補う必要があるといえる。

図 6-17 は、各ケースの最大水平力の合計値を示したものであるが、基本ケースは Case-3 が最も高い水平反力となっている。これも、上記中心軸近傍の支承分担率が高いことが原因であり、タイプ-II においては Case-3/ Case-1 \approx Case-2/ Case-1 \approx 1.4 倍の水平力となった。

この傾向は、図 6-20 及び 21 を見れば明瞭であり、逆 L 形鋼製橋脚を抱えるケースでは、いずれも柱中心軸に近い G1 支承が最遠の G4 支承より反力が大きくなり、過大な水平力を分担せざるを得ないことがいえる。もちろん、RC 橋脚や単 T 形鋼製橋脚では対称構造であり、各支承の水平反力分担値はほぼ等しいものである。傾向としては、逆 L 形鋼製橋脚の G3 支承が対称構造の支承反力とほぼ同一で、G1 及び G2 支承はそれより大きく、逆に G4 支承はそれより小さな分担といえる。

表 6-12 各ケースの橋脚安全性照査

			P1 (P3) 橋脚		P2橋脚	
			橋軸(面外)方向	橋軸直角方向	橋軸(面外)方向	橋軸直角方向
Case-1	橋脚形式		RC橋脚		RC橋脚	
	塑性回転角 (10^{-3} rad)	タイプ I	2.95<7.33	0.17<1.67	3.10<7.56	0.26<1.70
		タイプ II	14.80<24.94	0.42<5.01	15.04<26.36	1.25<5.12
	曲率 (10^{-3} 1/m)	" I	1.28<1.41	0.15<0.53	1.28<1.40	0.23<0.53
		" II	1.34<1.41	0.38<0.53	1.33<1.40	0.48<0.53
	せん断力 (10^3 kN)	" I	3.59<8.47	3.47<12.77	3.55<8.47	4.08<12.77
		" II	3.99<9.23	5.70<13.32	3.83<9.23	6.67<13.32
残留変位 (m)	" I	0.016<0.145	0.000<0.145	0.017<0.145	0.006<0.145	
	" II	0.096<0.145	0.021<0.145	0.097<0.145	0.037<0.145	
Case-2	橋脚形式		単T形鋼製橋脚		単T形鋼製橋脚	
	曲率 (10^{-3} 1/m) 基部	タイプ I	9.39<17.23	7.26<17.23	9.74<18.24	11.31<18.24
		タイプ II	12.81<17.23	13.35<17.23	13.06<18.24	18.06<18.24
	" 中空部	" I	2.73<14.61	1.80<14.61	2.65<11.81	2.30<11.81
		" II	4.85<14.61	3.73<14.61	4.42<11.81	5.12<11.81
	残留変位 (m)	" I	0.033<0.145	0.037<0.145	0.023<0.145	0.059<0.145
		" II	0.064<0.145	0.067<0.145	0.079<0.145	0.139<0.145
Case-3	橋脚形式		逆L形鋼製橋脚		逆L形鋼製橋脚	
	曲率 (10^{-3} 1/m) 基部	タイプ I	1.17<12.87	1.03<15.09	1.24<13.46	1.58<15.94
		タイプ II	6.51<12.87	3.85<15.09	7.01<13.46	7.09<15.94
	" 中空部	" I	0.88<15.33	0.86<14.95	0.95<13.08	1.16<12.76
		" II	1.27<15.33	1.19<14.95	1.29<13.08	1.35<12.76
	残留変位 (m)	" I	0.000<0.145	0.000<0.145	0.000<0.145	0.000<0.145
		" II	0.028<0.145	0.005<0.145	0.034<0.145	0.037<0.145
Case-4	橋脚形式		単T形鋼製橋脚		RC橋脚	
	塑性回転角 (10^{-3} rad)	タイプ I	-	-	7.06<7.27	1.04<3.88
		タイプ II	-	-	19.19<24.74	7.62<11.56
	曲率 (10^{-3} 1/m) 基部	" I	6.29<17.23	0.92<17.23	1.36<1.43	0.33<0.53
		" II	11.45<17.23	2.29<17.23	1.31<1.43	0.52<0.53
	" 中空部	" I	1.76<14.61	0.75<14.61	-	-
		" II	4.04<14.61	1.58<14.61	-	-
	せん断力 (10^3 kN)	" I	-	-	4.13<8.63	6.03<12.88
		" II	-	-	4.31<9.44	8.58<13.47
	残留変位 (m)	" I	0.013<0.145	0.000<0.145	0.050<0.145	0.025<0.145
" II		0.052<0.145	0.000<0.145	0.124<0.145	0.098<0.145	
Case-5	橋脚形式		逆L形鋼製橋脚		RC橋脚	
	塑性回転角 (10^{-3} rad)	タイプ I	-	-	1.15<6.27	0.27<1.71
		タイプ II	-	-	10.09<20.79	0.87<5.48
	曲率 (10^{-3} 1/m) 基部	" I	1.11<12.87	0.61<15.09	1.07<1.50	0.25<0.56
		" II	6.26<12.87	1.08<15.09	1.45<1.50	0.52<0.56
	" 中空部	" I	0.84<15.33	0.54<14.95	-	-
		" II	1.26<15.33	0.88<14.95	-	-
せん断力 (10^3 kN)	" I	-	-	3.93<10.86	5.44<16.71	
	" II	-	-	5.37<11.69	9.62<17.32	
残留変位 (m)	" I	0.000<0.145	0.000<0.145	0.000<0.145	0.010<0.145	
	" II	0.026<0.145	0.000<0.145	0.072<0.145	0.052<0.145	
Case-6	橋脚形式		逆L形鋼製橋脚		単T形鋼製橋脚	
	曲率 (10^{-3} 1/m) 基部	タイプ I	1.66<12.87	1.32<15.09	5.34<18.24	5.99<18.24
		タイプ II	7.63<12.87	6.28<15.09	11.69<18.24	13.21<18.24
	" 中空部	" I	1.07<15.33	1.05<14.95	1.73<11.81	1.75<11.81
		" II	1.31<15.33	1.32<14.95	3.37<11.81	2.96<11.81
	残留変位 (m)	" I	0.000<0.145	0.000<0.145	0.008<0.145	0.009<0.145
		" II	0.038<0.145	0.028<0.145	0.052<0.145	0.073<0.145
Case-7	橋脚形式		単T形鋼製橋脚		逆L形鋼製橋脚	
	曲率 (10^{-3} 1/m) 基部	タイプ I	7.46<17.23	1.92<17.23	4.83<13.46	4.58<15.94
		タイプ II	12.33<17.23	9.35<17.23	9.26<13.46	9.47<15.94
	" 中空部	" I	1.89<14.61	1.55<14.61	1.22<13.08	1.25<12.76
		" II	4.35<14.61	1.93<14.61	1.38<13.08	1.42<12.76
	残留変位 (m)	" I	0.020<0.145	0.000<0.145	0.014<0.145	0.011<0.145
		" II	0.059<0.145	0.037<0.145	0.056<0.145	0.074<0.145

表 6-13 橋軸方向に対する支承水平力一覧表(タイプ I 地震動)

		Case-1				Case-2				Case-3			
		支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率	支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率	支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率
A1 橋台	G1	392.1	(0.250)	1568.4	(0.140)	732.3	(0.250)	2929.1	(0.240)	410.4	(0.250)	1640.7	(0.119)
	G2	392.1	(0.250)			732.3	(0.250)			410.3	(0.250)		
	G3	392.1	(0.250)			732.3	(0.250)			410.0	(0.250)		
	G4	392.1	(0.250)			732.3	(0.250)			409.9	(0.250)		
P1 橋脚	G1	672.8	(0.250)	2691.2	(0.241)	551.0	(0.250)	2203.9	(0.180)	1441.5	(0.406)	3552.3	(0.258)
	G2	672.8	(0.250)			551.0	(0.250)			1144.0	(0.322)		
	G3	672.8	(0.250)			551.0	(0.250)			560.7	(0.158)		
	G4	672.8	(0.250)			551.0	(0.250)			406.0	(0.114)		
P2 橋脚	G1	662.5	(0.250)	2649.8	(0.237)	486.3	(0.250)	1945.2	(0.159)	1380.7	(0.409)	3373.2	(0.245)
	G2	662.5	(0.250)			486.3	(0.250)			1089.4	(0.323)		
	G3	662.5	(0.250)			486.3	(0.250)			525.9	(0.156)		
	G4	662.5	(0.250)			486.3	(0.250)			377.1	(0.112)		
P3 橋脚	G1	673.9	(0.250)	2695.7	(0.241)	551.0	(0.250)	2203.9	(0.180)	1441.5	(0.406)	3552.3	(0.258)
	G2	673.9	(0.250)			551.0	(0.250)			1144.0	(0.322)		
	G3	673.9	(0.250)			551.0	(0.250)			560.7	(0.158)		
	G4	673.9	(0.250)			551.0	(0.250)			406.0	(0.114)		
A2 橋台	G1	392.1	(0.250)	1568.4	(0.140)	732.3	(0.250)	2929.1	(0.240)	410.4	(0.250)	1640.7	(0.119)
	G2	392.1	(0.250)			732.3	(0.250)			410.3	(0.250)		
	G3	392.1	(0.250)			732.3	(0.250)			410.0	(0.250)		
	G4	392.1	(0.250)			732.3	(0.250)			409.9	(0.250)		
合計 【上部工死荷重に対する比率】				11173.6	[54%]			12211.2	[59%]			13759.1	[66%]

		Case-4				Case-5				Case-6				Case-7			
		支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率	支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率	支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率	支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率
A1 橋台	G1	563.1	(0.250)	2252.5	(0.187)	389.9	(0.250)	1559.1	(0.122)	500.1	(0.250)	1999.8	(0.138)	616.8	(0.250)	2466.0	(0.181)
	G2	563.1	(0.250)			389.8	(0.250)			500.0	(0.250)			616.7	(0.250)		
	G3	563.1	(0.250)			389.7	(0.250)			499.9	(0.250)			616.4	(0.250)		
	G4	563.1	(0.250)			389.7	(0.250)			499.8	(0.250)			616.2	(0.250)		
P1 橋脚	G1	528.1	(0.250)	2112.4	(0.175)	1370.2	(0.406)	3375.5	(0.263)	1762.4	(0.405)	4350.5	(0.301)	533.9	(0.250)	2134.5	(0.157)
	G2	528.1	(0.250)			1087.1	(0.322)			1400.4	(0.322)			533.8	(0.250)		
	G3	528.1	(0.250)			532.4	(0.158)			688.4	(0.158)			533.5	(0.250)		
	G4	528.1	(0.250)			385.7	(0.114)			499.3	(0.115)			533.3	(0.250)		
P2 橋脚	G1	832.8	(0.250)	3331.4	(0.276)	740.1	(0.250)	2958.2	(0.231)	439.7	(0.250)	1756.0	(0.121)	1789.9	(0.408)	4386.4	(0.323)
	G2	832.8	(0.250)			739.8	(0.250)			439.3	(0.250)			1414.4	(0.322)		
	G3	832.8	(0.250)			739.3	(0.250)			438.7	(0.250)			686.8	(0.157)		
	G4	832.8	(0.250)			739.0	(0.250)			438.3	(0.250)			495.2	(0.113)		
P3 橋脚	G1	528.1	(0.250)	2112.4	(0.175)	1370.2	(0.406)	3375.5	(0.263)	1762.4	(0.405)	4350.5	(0.301)	533.9	(0.250)	2134.5	(0.157)
	G2	528.1	(0.250)			1087.1	(0.322)			1400.4	(0.322)			533.8	(0.250)		
	G3	528.1	(0.250)			532.4	(0.158)			688.4	(0.158)			533.5	(0.250)		
	G4	528.1	(0.250)			385.7	(0.114)			499.3	(0.115)			533.3	(0.250)		
A2 橋台	G1	563.1	(0.250)	2252.5	(0.187)	389.9	(0.250)	1559.1	(0.122)	500.1	(0.250)	1999.8	(0.138)	616.8	(0.250)	2466.0	(0.181)
	G2	563.1	(0.250)			389.8	(0.250)			500.0	(0.250)			616.7	(0.250)		
	G3	563.1	(0.250)			389.7	(0.250)			499.9	(0.250)			616.4	(0.250)		
	G4	563.1	(0.250)			389.7	(0.250)			499.8	(0.250)			616.2	(0.250)		
合計 【上部工死荷重に対する比率】				12061.2	[58%]			12827.5	[62%]			14456.7	[70%]			13587.5	[65%]

表 6-14 橋軸方向に対する支承水平反力一覧表(タイプII地震動)

		Case-1				Case-2				Case-3			
		支承水平反力(kN)	各支承分担率	反力合計値(kN)	全水平反力分担率	支承水平反力(kN)	各支承分担率	反力合計値(kN)	全水平反力分担率	支承水平反力(kN)	各支承分担率	反力合計値(kN)	全水平反力分担率
A1 橋台	G1	692.7	(0.250)	2770.7	(0.177)	988.0	(0.250)	3951.9	(0.269)	761.0	(0.250)	3042.6	(0.143)
	G2	692.7	(0.250)			988.0	(0.250)			760.8	(0.250)		
	G3	692.7	(0.250)			988.0	(0.250)			760.4	(0.250)		
	G4	692.7	(0.250)			988.0	(0.250)			760.3	(0.250)		
P1 橋脚	G1	846.2	(0.250)	3384.8	(0.216)	588.2	(0.250)	2352.8	(0.160)	2111.0	(0.405)	5206.0	(0.245)
	G2	846.2	(0.250)			588.2	(0.250)			1676.1	(0.322)		
	G3	846.2	(0.250)			588.2	(0.250)			740.2	(0.158)		
	G4	846.2	(0.250)			588.2	(0.250)			533.0	(0.115)		
P2 橋脚	G1	833.2	(0.250)	3332.6	(0.213)	514.7	(0.250)	2058.7	(0.140)	1924.5	(0.408)	4720.3	(0.222)
	G2	833.2	(0.250)			514.7	(0.250)			1522.6	(0.323)		
	G3	833.2	(0.250)			514.7	(0.250)			740.2	(0.157)		
	G4	833.2	(0.250)			514.7	(0.250)			533.0	(0.113)		
P3 橋脚	G1	846.2	(0.250)	3384.8	(0.216)	588.2	(0.250)	2352.8	(0.160)	2111.0	(0.405)	5206.0	(0.245)
	G2	846.2	(0.250)			588.2	(0.250)			1676.1	(0.322)		
	G3	846.2	(0.250)			588.2	(0.250)			740.2	(0.158)		
	G4	846.2	(0.250)			588.2	(0.250)			533.0	(0.115)		
A2 橋台	G1	692.7	(0.250)	2770.7	(0.177)	988.0	(0.250)	3951.9	(0.269)	761.0	(0.250)	3042.6	(0.143)
	G2	692.7	(0.250)			988.0	(0.250)			760.8	(0.250)		
	G3	692.7	(0.250)			988.0	(0.250)			760.4	(0.250)		
	G4	692.7	(0.250)			988.0	(0.250)			760.3	(0.250)		
合計 【上部工死荷重 に対する比率】				15643.7	【75%】			14668.0	【71%】			21217.3	【102%】

		Case-4				Case-5				Case-6				Case-7			
		支承水平反力(kN)	各支承分担率	反力合計値(kN)	全水平反力分担率	支承水平反力(kN)	各支承分担率	反力合計値(kN)	全水平反力分担率	支承水平反力(kN)	各支承分担率	反力合計値(kN)	全水平反力分担率	支承水平反力(kN)	各支承分担率	反力合計値(kN)	全水平反力分担率
A1 橋台	G1	884.9	(0.250)	3539.5	(0.232)	742.7	(0.250)	2970.2	(0.146)	844.1	(0.250)	3375.7	(0.173)	944.7	(0.250)	3777.7	(0.219)
	G2	884.9	(0.250)			742.6	(0.250)			844.0	(0.250)			944.6	(0.250)		
	G3	884.9	(0.250)			742.5	(0.250)			843.9	(0.250)			944.3	(0.250)		
	G4	884.9	(0.250)			742.4	(0.250)			843.8	(0.250)			944.2	(0.250)		
P1 橋脚	G1	578.9	(0.250)	2315.7	(0.152)	2070.7	(0.405)	5111.5	(0.252)	2173.2	(0.405)	5370.9	(0.276)	588.1	(0.250)	2351.1	(0.137)
	G2	578.9	(0.250)			1645.3	(0.322)			1728.2	(0.322)			587.9	(0.250)		
	G3	578.9	(0.250)			808.7	(0.158)			851.2	(0.158)			587.6	(0.250)		
	G4	578.9	(0.250)			586.7	(0.115)			618.3	(0.115)			587.4	(0.250)		
P2 橋脚	G1	889.5	(0.250)	3558.1	(0.233)	1037.6	(0.250)	4147.1	(0.204)	493.2	(0.250)	1969.9	(0.101)	2019.8	(0.408)	4955.5	(0.288)
	G2	889.5	(0.250)			1037.2	(0.250)			492.8	(0.250)			1598.0	(0.322)		
	G3	889.5	(0.250)			1036.4	(0.250)			492.1	(0.250)			777.2	(0.157)		
	G4	889.5	(0.250)			1036.0	(0.250)			491.7	(0.250)			560.6	(0.113)		
P3 橋脚	G1	578.9	(0.250)	2315.7	(0.152)	2070.7	(0.405)	5111.5	(0.252)	2173.2	(0.405)	5370.9	(0.276)	588.1	(0.250)	2351.1	(0.137)
	G2	578.9	(0.250)			1645.3	(0.322)			1728.2	(0.322)			587.9	(0.250)		
	G3	578.9	(0.250)			808.7	(0.158)			851.2	(0.158)			587.6	(0.250)		
	G4	578.9	(0.250)			586.7	(0.115)			618.3	(0.115)			587.4	(0.250)		
A2 橋台	G1	884.9	(0.250)	3539.5	(0.232)	742.7	(0.250)	2970.2	(0.146)	844.1	(0.250)	3375.7	(0.173)	944.7	(0.250)	3777.7	(0.219)
	G2	884.9	(0.250)			742.6	(0.250)			844.0	(0.250)			944.6	(0.250)		
	G3	884.9	(0.250)			742.5	(0.250)			843.9	(0.250)			944.3	(0.250)		
	G4	884.9	(0.250)			742.4	(0.250)			843.8	(0.250)			944.2	(0.250)		
合計 【上部工死荷重 に対する比率】				15268.6	【73%】			20310.4	【98%】			19463.2	【94%】			17213.1	【83%】

表 6-15 橋軸直角方向に対する支承水平力一覧表(タイプ I 地震動)

		Case-1				Case-2				Case-3			
		支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率	支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率	支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率
A1 橋台	G1	322.2	(0.249)	1291.9	(0.122)	473.0	(0.249)	1896.7	(0.189)	399.7	(0.250)	1598.1	(0.123)
	G2	323.8	(0.251)			475.3	(0.251)			401.7	(0.251)		
	G3	323.8	(0.251)			475.3	(0.251)			399.3	(0.250)		
	G4	322.2	(0.249)			473.0	(0.249)			397.3	(0.249)		
P1 橋脚	G1	614.2	(0.249)	2466.2	(0.233)	530.0	(0.249)	2128.0	(0.212)	754.4	(0.253)	2984.5	(0.229)
	G2	618.9	(0.251)			534.0	(0.251)			747.2	(0.250)		
	G3	618.9	(0.251)			534.0	(0.251)			743.8	(0.249)		
	G4	614.2	(0.249)			530.0	(0.249)			739.0	(0.248)		
P2 橋脚	G1	758.7	(0.249)	3046.3	(0.288)	496.8	(0.249)	1994.7	(0.199)	1005.0	(0.261)	3847.7	(0.296)
	G2	764.5	(0.251)			500.6	(0.251)			968.1	(0.252)		
	G3	764.5	(0.251)			500.6	(0.251)			940.3	(0.244)		
	G4	758.7	(0.249)			496.8	(0.249)			934.2	(0.243)		
P3 橋脚	G1	614.1	(0.249)	2465.9	(0.233)	530.0	(0.249)	2128.0	(0.212)	754.4	(0.253)	2984.5	(0.229)
	G2	618.8	(0.251)			534.0	(0.251)			747.2	(0.250)		
	G3	618.8	(0.251)			534.0	(0.251)			743.8	(0.249)		
	G4	614.1	(0.249)			530.0	(0.249)			739.0	(0.248)		
A2 橋台	G1	322.2	(0.249)	1291.9	(0.122)	473.0	(0.249)	1896.7	(0.189)	399.7	(0.250)	1598.1	(0.123)
	G2	323.8	(0.251)			475.3	(0.251)			401.7	(0.251)		
	G3	323.8	(0.251)			475.3	(0.251)			399.3	(0.250)		
	G4	322.2	(0.249)			473.0	(0.249)			397.3	(0.249)		
合計 【上部工死荷重 に対する比率】				10562.2	【51%】			10044.1	【48%】			13013.0	【63%】

		Case-4				Case-5				Case-6				Case-7			
		支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率	支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率	支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率	支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率
A1 橋台	G1	387.1	(0.249)	1552.1	(0.158)	357.9	(0.250)	1430.2	(0.122)	412.6	(0.250)	1652.9	(0.123)	493.7	(0.250)	1978.3	(0.154)
	G2	389.0	(0.251)			359.6	(0.251)			414.6	(0.251)			496.1	(0.251)		
	G3	389.0	(0.251)			357.2	(0.250)			413.8	(0.250)			495.5	(0.250)		
	G4	387.1	(0.249)			355.5	(0.249)			411.8	(0.249)			493.0	(0.249)		
P1 橋脚	G1	205.1	(0.249)	823.4	(0.084)	565.2	(0.246)	2295.3	(0.197)	1070.7	(0.259)	4140.7	(0.309)	446.5	(0.252)	1769.7	(0.137)
	G2	206.6	(0.251)			577.1	(0.251)			1043.6	(0.252)			449.4	(0.254)		
	G3	206.6	(0.251)			578.4	(0.252)			1016.5	(0.245)			438.8	(0.248)		
	G4	205.1	(0.249)			574.6	(0.250)			1009.9	(0.244)			435.0	(0.246)		
P2 橋脚	G1	1258.9	(0.249)	5054.8	(0.515)	1058.5	(0.250)	4229.2	(0.362)	458.2	(0.252)	1819.3	(0.136)	1363.5	(0.253)	5387.2	(0.418)
	G2	1268.5	(0.251)			1066.0	(0.252)			461.3	(0.254)			1356.3	(0.252)		
	G3	1268.5	(0.251)			1056.6	(0.250)			451.8	(0.248)			1338.0	(0.248)		
	G4	1258.9	(0.249)			1048.1	(0.248)			448.0	(0.246)			1329.4	(0.247)		
P3 橋脚	G1	205.1	(0.249)	823.4	(0.084)	565.2	(0.246)	2295.3	(0.197)	1070.6	(0.259)	4140.7	(0.309)	446.5	(0.252)	1769.7	(0.137)
	G2	206.6	(0.251)			577.1	(0.251)			1043.6	(0.252)			449.4	(0.254)		
	G3	206.6	(0.251)			578.4	(0.252)			1016.5	(0.245)			438.8	(0.248)		
	G4	205.1	(0.249)			574.6	(0.250)			1009.9	(0.244)			435.0	(0.246)		
A2 橋台	G1	387.1	(0.249)	1552.1	(0.158)	357.9	(0.250)	1430.2	(0.122)	412.6	(0.250)	1653.0	(0.123)	493.7	(0.250)	1978.3	(0.154)
	G2	389.0	(0.251)			359.6	(0.251)			414.6	(0.251)			496.1	(0.251)		
	G3	389.0	(0.251)			357.2	(0.250)			413.9	(0.250)			495.5	(0.250)		
	G4	387.1	(0.249)			355.5	(0.249)			411.8	(0.249)			493.0	(0.249)		
合計 【上部工死荷重 に対する比率】				9805.9	【47%】			11680.3	【56%】			13406.6	【64%】			12883.1	【62%】

表 6-16 橋軸直角方向に対する支承水平力一覧表(タイプII地震動)

		Case-1				Case-2				Case-3			
		支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率	支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率	支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率
A1 橋台	G1	561.7	(0.249)	2252.5	(0.127)	887.0	(0.249)	3556.7	(0.255)	681.5	(0.250)	2730.9	(0.125)
	G2	564.5	(0.251)			891.4	(0.251)			684.9	(0.251)		
	G3	564.5	(0.251)			891.4	(0.251)			684.9	(0.250)		
	G4	561.7	(0.249)			887.0	(0.249)			680.5	(0.249)		
P1 橋脚	G1	1036.1	(0.249)	4160.1	(0.234)	576.5	(0.249)	2314.7	(0.166)	1353.3	(0.256)	5279.9	(0.241)
	G2	1044.0	(0.251)			580.8	(0.251)			1329.2	(0.252)		
	G3	1044.0	(0.251)			580.8	(0.251)			1303.0	(0.247)		
	G4	1036.1	(0.249)			576.5	(0.249)			1294.5	(0.245)		
P2 橋脚	G1	1232.9	(0.249)	4950.4	(0.278)	543.6	(0.249)	2182.7	(0.157)	1488.4	(0.254)	5862.7	(0.268)
	G2	1242.3	(0.251)			547.7	(0.251)			1476.3	(0.252)		
	G3	1242.3	(0.251)			547.7	(0.251)			1453.7	(0.248)		
	G4	1232.9	(0.249)			543.6	(0.249)			1444.3	(0.246)		
P3 橋脚	G1	1036.1	(0.249)	4160.1	(0.234)	576.5	(0.249)	2314.7	(0.166)	1353.3	(0.256)	5279.9	(0.241)
	G2	1044.0	(0.251)			580.8	(0.251)			1329.2	(0.252)		
	G3	1044.0	(0.251)			580.8	(0.251)			1303.0	(0.247)		
	G4	1036.1	(0.249)			576.5	(0.249)			1294.5	(0.245)		
A2 橋台	G1	561.7	(0.249)	2252.5	(0.127)	887.0	(0.249)	3556.7	(0.255)	681.5	(0.250)	2730.9	(0.125)
	G2	564.5	(0.251)			891.4	(0.251)			684.9	(0.251)		
	G3	564.5	(0.251)			891.4	(0.251)			684.9	(0.250)		
	G4	561.7	(0.249)			887.0	(0.249)			680.5	(0.249)		
合計 【上部工死荷重 に対する比率】				17775.6	[85%]			13925.4	[67%]			21884.3	[105%]

		Case-4				Case-5				Case-6				Case-7			
		支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率	支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率	支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率	支承水平反力 (kN)	各支承分担率	反力合計値 (kN)	全水平反力分担率
A1 橋台	G1	682.8	(0.249)	2737.9	(0.171)	650.8	(0.250)	2607.9	(0.125)	663.7	(0.250)	2656.5	(0.129)	796.0	(0.250)	3187.8	(0.185)
	G2	686.2	(0.251)			654.0	(0.251)			666.9	(0.251)			799.9	(0.251)		
	G3	686.2	(0.251)			654.0	(0.250)			664.6	(0.250)			797.9	(0.250)		
	G4	682.8	(0.249)			650.0	(0.249)			661.3	(0.249)			794.0	(0.249)		
P1 橋脚	G1	445.0	(0.249)	1786.6	(0.112)	1016.9	(0.251)	4052.6	(0.195)	1679.9	(0.253)	6634.2	(0.321)	551.7	(0.252)	2191.7	(0.127)
	G2	448.3	(0.251)			1019.9	(0.251)			1670.3	(0.252)			555.4	(0.253)		
	G3	448.3	(0.251)			1011.2	(0.250)			1647.3	(0.248)			544.6	(0.248)		
	G4	445.0	(0.249)			1004.6	(0.248)			1636.7	(0.247)			540.0	(0.246)		
P2 橋脚	G1	1733.8	(0.249)	6961.7	(0.435)	1863.5	(0.250)	7459.9	(0.359)	525.3	(0.252)	2086.4	(0.101)	1645.2	(0.254)	5485.5	(0.376)
	G2	1747.0	(0.251)			1877.2	(0.252)			528.8	(0.253)			1632.9	(0.252)		
	G3	1747.0	(0.251)			1866.9	(0.250)			518.3	(0.248)			1608.9	(0.248)		
	G4	1733.8	(0.249)			1852.3	(0.248)			514.0	(0.246)			1598.5	(0.246)		
P3 橋脚	G1	445.0	(0.249)	1786.6	(0.112)	1016.9	(0.251)	4052.6	(0.195)	1679.9	(0.253)	6634.2	(0.321)	551.7	(0.252)	2191.7	(0.127)
	G2	448.3	(0.251)			1019.9	(0.251)			1670.3	(0.252)			555.4	(0.253)		
	G3	448.3	(0.251)			1011.2	(0.250)			1647.3	(0.248)			544.6	(0.248)		
	G4	445.0	(0.249)			1004.6	(0.248)			1636.7	(0.247)			540.0	(0.246)		
A2 橋台	G1	682.8	(0.249)	2737.9	(0.171)	650.8	(0.250)	2607.9	(0.125)	663.7	(0.250)	2656.5	(0.129)	796.0	(0.250)	3187.8	(0.185)
	G2	686.2	(0.251)			654.0	(0.251)			666.9	(0.251)			799.9	(0.251)		
	G3	686.2	(0.251)			654.0	(0.250)			664.6	(0.250)			797.9	(0.250)		
	G4	682.8	(0.249)			650.0	(0.249)			661.3	(0.249)			794.0	(0.249)		
合計 【上部工死荷重 に対する比率】				16010.7	[77%]			20780.9	[100%]			20667.7	[99%]			17244.5	[83%]

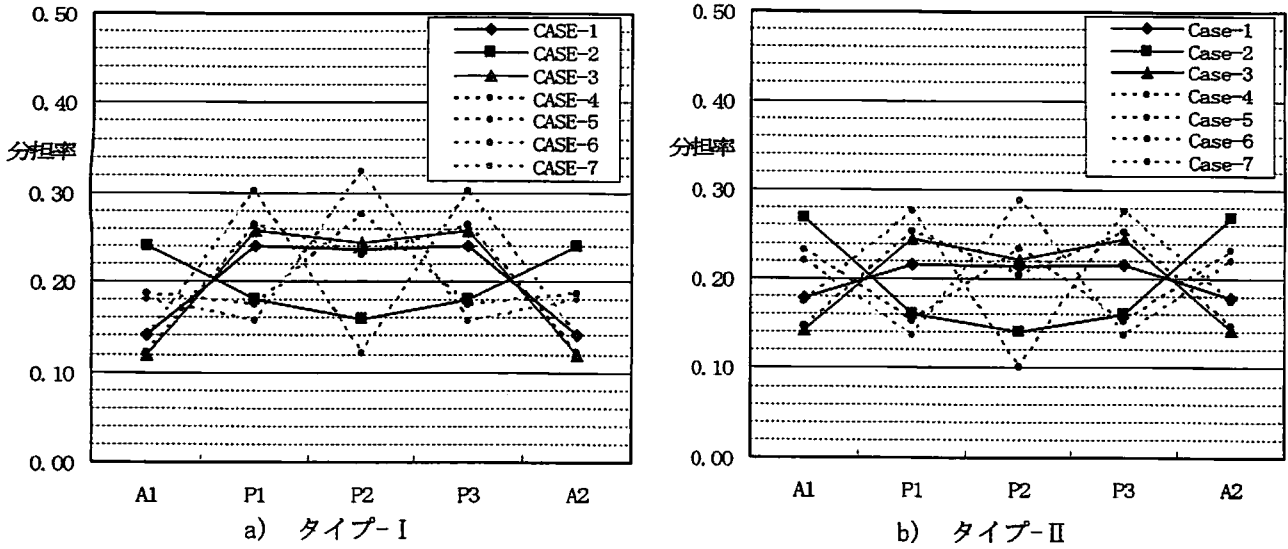


図 6-16 各下部工の橋軸方向水平力分担率

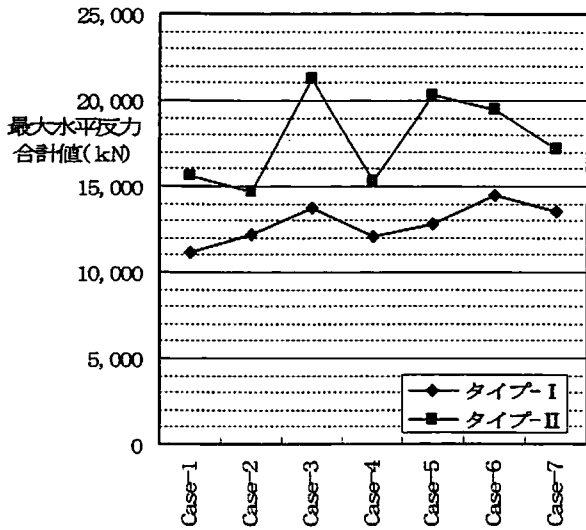


図 6-17 各ケースの橋軸方向最大水平力合計値

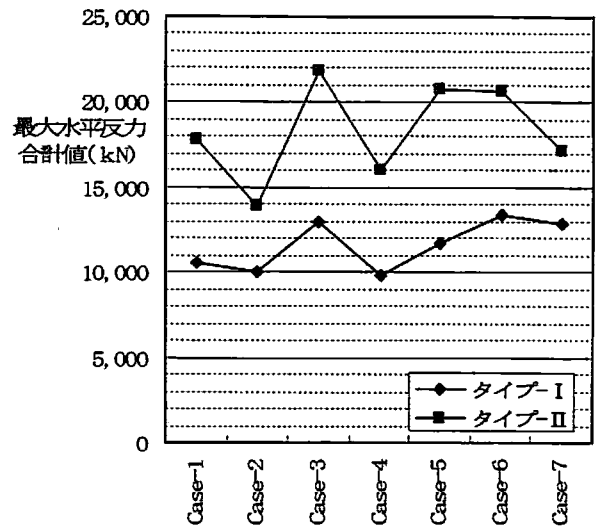


図 6-19 各ケースの直角方向最大水平力合計値

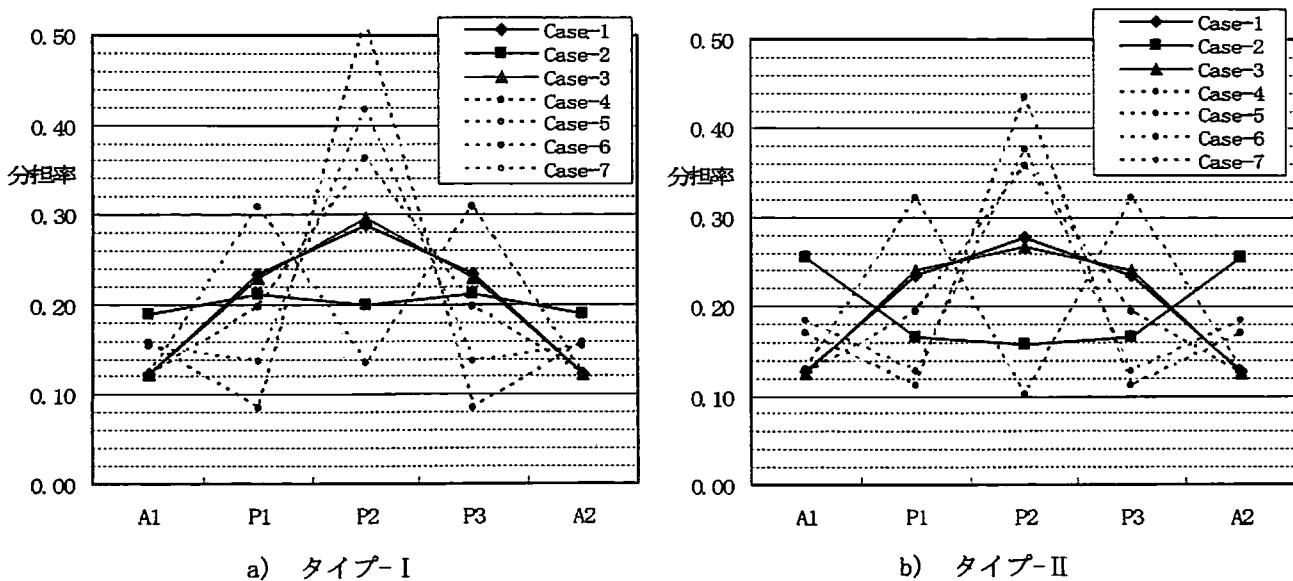


図 6-18 各下部工の橋軸直角方向水平力分担率

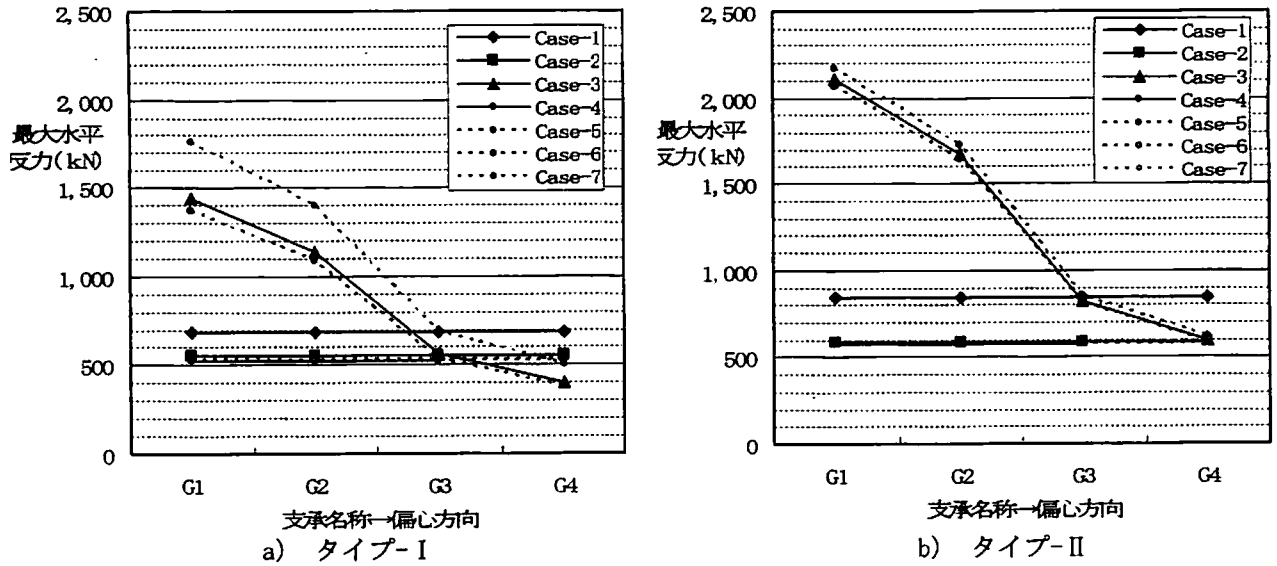


図 6-20 P1 橋脚における各支承最大水平反力値

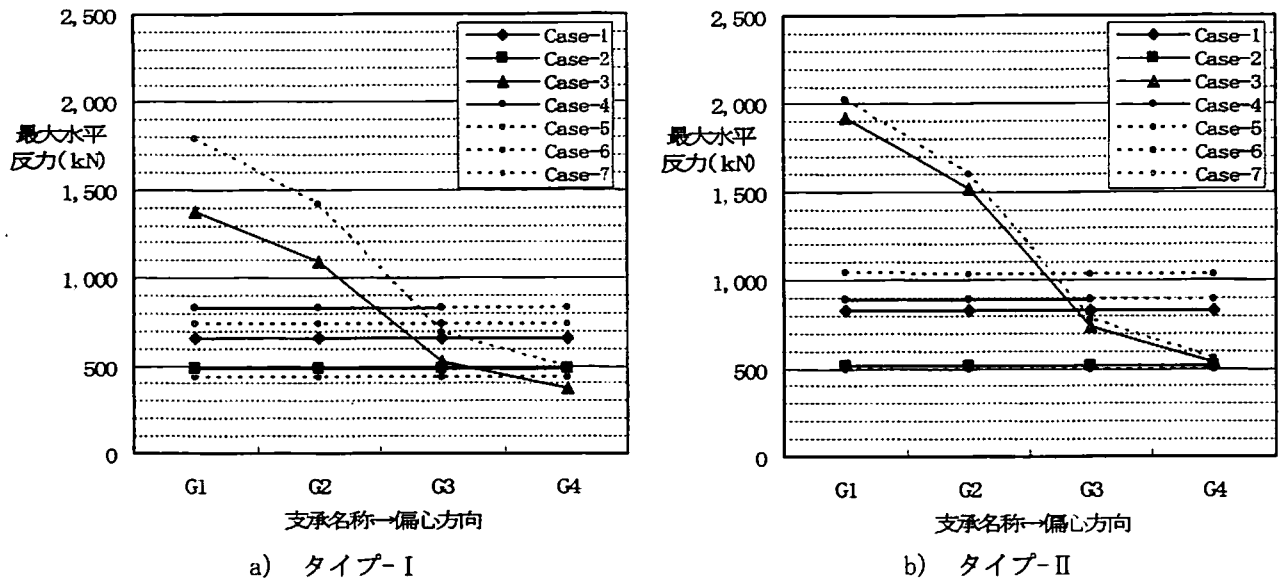


図 6-21 P2 橋脚における各支承最大水平反力値

(5) 橋軸直角方向の支承最大反力

橋軸方向と同様に、タイプ-I 及びIIによる橋軸直角方向の支承最大反力を表 6-15、16 及び図 6-18 に示した。

橋軸方向にも増して橋軸直角方向では柱剛性の違いの影響が大きく反映され、支承反力も当該橋脚に集中することがわかる。隣接橋脚の剛度がほぼ等しい場合には水平反力の差異は少ないが、剛度の違いが大きい場合 Case-4, 5 では RC 橋脚に、Case-6, 7 では逆L形鋼製橋脚に集中する結果となった。図 6-19 に各ケースの最大水平反力の合計値を示すが、橋軸方向と同様に Case-3 及び6 で大きな値となった。逆に、対称橋脚である Case1, 2 及び4 では小さな値といえる。

このように、橋軸直角方向水平反力は、同一支承線上での違いはないものの、同一振動系として偏心橋脚を抱える構造系では過度な水平反力が生じることがわかった。

(6) 水平力によるねじりモーメント

(4) に記した傾向からわかるように、橋軸方向(面外)の逆L形鋼製橋脚は過大な水平力を分担せざるを得ない。この反力値は同時刻発生値ではなく、時間差をもったものであるが、ここでは各支承が等分に水平力を分担する場合と、逆L形の分担で柱中心軸回りのねじりモーメントの大きさを比較する。ここで、逆L形橋脚の分担率はRC橋脚とほぼ等しい分担であるから等価として試算する。

1) P1 橋脚

等反力(対称)の場合：

$$\begin{aligned} M_{T0} &= 672.8 \times (0.0 + 2.6 + 5.2 + 7.8) \\ &= 10496 \text{tm} \quad [13201 \text{tm}] \end{aligned}$$

不等反力(逆L)の場合：

$$\begin{aligned} M_{T1} &= 1441.5 \times 0.0 + 1144.0 \times 2.6 + 560.7 \times 5.2 + 406.0 \times 7.8 \\ &= 9057 \text{tm} \quad [13287 \text{tm}] \end{aligned}$$

2) P2 橋脚

等反力(対称)の場合：

$$\begin{aligned} M_{T0} &= 662.5 \times (0.0 + 2.6 + 5.2 + 7.8) \\ &= 10335 \text{tm} \quad [12998 \text{tm}] \end{aligned}$$

不等反力(逆L)の場合：

$$\begin{aligned} M_{T2} &= 1380.7 \times 0.0 + 1089.4 \times 2.6 + 525.9 \times 5.2 + 377.1 \times 7.8 \\ &= 8509 \text{tm} \quad [11965 \text{tm}] \end{aligned}$$

なお、【 】内はタイプ-IIの値を示す。

よって、タイプ-IIのP1橋脚ではほぼ同等のねじりモーメントが生じ、他は等反力の値を下回るねじりモーメントである。同時刻の発生ではないことを考慮すれば、多径間連続逆L形鋼製橋脚ではねじりモーメントは単独橋脚に比べ問題は少ないと考えられる。ただし、水平力及び水平力による曲げモーメントは等反力の3~4割増しの値が作用することとなり、支承の設計に対し十分な留意が必要であることがわかる。なお、柱に作用する水平力や曲げモーメントに対しては、水平力の絶対値は大きいものの同時刻の総和としては、非偏心橋脚と大差はないのではないかと推察され、過分の断面力値とはならないと思われる。

6.4 まとめ

本章橋脚のモデル化はファイバー要素ではなくはり要素としているが、得られた結果を以下に示す。

- ① 鋼製橋脚を有する橋梁の方が固有周期が長く、RC橋脚では逆に短い。
- ② 鋼製橋脚のうち、スレンダーな対称橋脚である単T形鋼製橋脚の固有周期の方が長い。
- ③ 橋脚形状の組合せの如何にかかわらず、橋軸方向・橋軸直角方向ともに1次モードが卓越する。
- ④ 対称橋脚では動的解析により断面が決定するが、偏心橋脚では常時状態で断面が決定しており、動的解析には余裕がある。
- ⑤ 異種形式の橋脚を組合せる場合には、剛性の大きなRC橋脚に応力集中が生じ、耐力増加を余儀なくされる。
- ⑥ 支承の最大水平反力では、橋軸方向・橋軸直角方向ともに偏心している逆L形鋼製橋脚に過度な水平反力が生じる。橋軸方向には、柱中心軸に近い支承に水平反力が集中し柱先端の支承反力は偏心のない橋脚の平均値を下回る。

- ⑦ 異種形式の橋脚組合せでは、相対的に剛性の高い橋脚に水平反力が集中する。逆に同形式橋脚であれば最小で適切な水平反力しか生じない。
- ⑧ 橋軸方向水平反力により、逆L形鋼製橋脚に作用するねじりモーメントは、静的設計で用いる水平反力のねじりモーメントを上回ることはないが、水平反力の総和は時間差はあるものの静的設計に比べ大きなものとなる。

以上より、逆L形鋼製橋脚に着目すれば、

- ① 橋軸方向のねじりモーメントは、静的設計以上に考慮する必要はない。
- ② 隣接橋脚の剛度が異なる場合、過度な水平反力が生じるものの、一般に常時状態(死荷重+活荷重満載)で柱断面が決定されるため動的解析には余裕がある。
- ③ 柱断面としての問題はないものの、各支承の水平反力の差が大きく、支承設計にはそれを反映させる必要がある。しかしながら、柱断面をファイバー要素として解析する場合や2方向加震の場合には、柱断面隅角部が厳しい応力状態となる危険性がある。今後、この問題について更なる検討が必要と思われる。

参考文献

- 1) アーク情報システム：T-DAPⅢ使用手引書 バージョン2.12, 2004
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, 2000.2

第7章 結論

本論文は、コンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚を対象に煩雑な設計検討や動的解析による収束計算を行わずして、柱の断面構成のみ仮定できれば鋼中空部で崩壊せず、コンクリート充填基部に塑性ヒンジを生じる必要なコンクリート充填率を簡便に求めることができることを示している。これは、種々の既往研究や今回行った基礎実験及び検証実験により、妥当性を見出している。

第2章では、コンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚の実験的研究として、無補剛及び補剛断面各3供試体でコンクリート充填率を変化させ、終局挙動の実験を行っており、耐震上適切な橋脚としての最大強度や塑性率を確保できるコンクリート充填高や幅厚比パラメータを大まかに知ることができた。また、汎用 FEM 解析プログラムにより、履歴挙動の実験値と解析値の差異を調べ、適切なモデル化を行えばほぼ同等な結果を得ることが示せた。

第3章では、実験供試体での座屈パネルに着目し、コンクリート充填部と鋼中空部の崩壊形状や充填コンクリートの鋼パネル変形拘束効果の違いから、軸力・曲げモーメント・せん断力及びねじりモーメントが作用する場合のN-M最大強度相関曲線を定義することができた。その相関曲線を用いれば、偏心荷重の有無や水平力作用方向によらず、鋼中空部がコンクリート充填基部より先行して最大強度に達しないだけのコンクリート充填率を算定できることが示せた。

第4章では、第3章で求めたN-M最大強度相関曲線を用い、複数の算定手法を仮定しそれぞれコンクリート充填率を算定した。コンクリート充填率算定にあたり、関係する各種のパラメータをパラメトリックに解析し、また第2章の崩壊実験との適合を踏まえ、最適な算定手法を決定した。その結果、コンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚の正方形等厚断面において、面外方向及び面内方向に必要なコンクリート充填率を簡易式により求めることができることを示した。さらに、偏心荷重の大小すなわち初期フランジ応力度の大小により、最大強度にいち早く達する鋼パネルが変化することがわかった。

第5章では、第4章で求めたコンクリート充填率算定式の妥当性を検証するべく、他大学に実施された同種の崩壊実験でのコンクリート充填率と提案式から算定したコンクリート充填率との違い求め、ほぼ提案式値を満足すれば鋼中空部がコンクリート充填基部より最大強度に達しないことがわかった。また、新たに提案式値のコンクリート充填高を有する逆L形鋼製供試体を作成し実験で検証した結果、実用的範疇では十分に耐震性が確保されることがわかり、その妥当性を検証することができた。

第6章では、実構造物へのコンクリートを充填した逆L形鋼製橋脚の適用の可否やねじりモーメントの発生による当該橋脚への影響等を考えるべく、モデル化された橋梁を定義し、時刻歴による非線形動的解析を行った。その結果、逆L形鋼製橋脚の橋軸方向の作用するねじりモーメントは静的設計以上に考慮する必要はないことがわかった。

一方、本論文で提案したコンクリート充填率算定式は様々な適用制限があることもわかった。普遍的な算定式としていくには、充填率算定上の無補剛断面と補剛断面の幅厚比パラメータの関係、面内外フランジ板厚の違いによるコンクリート充填率算定式の変動、材質の違いによるN-M最大強度相関曲線の変化等が残された課題である。

また、本論文では崩壊パターンとして、コンクリート充填基部に局部座屈が発生し、地震による繰返し荷重を受けても局部座屈が鋼中空部の移行することなく、コンクリート充填基部の局部変形が

徐々に進展し、緩やかな強度の上昇とじん性の確保ができるコンクリート充填率が必要な充填率と定義している。しかしながら、鋼中空部への局部座屈の移行が生じて、実構造物としては十分な耐震性が確保できるケースが考えられる。これは、大地震時に要求される塑性率と安全率の議論となり、鋼中空部の局部座屈の発生が大きな水平変位で生じるならばコンクリート充填率を下げる事が可能であると考えられる。

しかしながら、現段階ではそのようにして数%充填率を下げることは実務上ほとんど意味のないことと考えており、要求されることは多くの時間と多大の労力をかけることなく、瞬時にしてコンクリート充填率が決定できることである。さらに、現状の設計では多くの労力をかけるにも関わらず、設計者によってコンクリート充填率が異なることがあるが、本論文手法では軸線が正方形であれば、設計者の違い、偏心の有無及び構造系(端柱またはラーメン)の違いによらず物理的に一定の充填率を得ることができる大きなメリットがある。一方、この充填率算定式により、長方形を含む全ての矩形鋼製橋脚で普遍的に容易にコンクリート充填率が求めることを目的としていない。極めて特殊な設計条件を有する鋼製橋脚にあっては、FEM解析や動的解析により最適な値を求めれば良いと考える。一般的に数多く計画される通常のコンクリート充填鋼製橋脚を対象とすれば十分であると考えている。

最後に、鋼製橋脚のコンクリート充填率算定に関する今後の研究課題として、以下の項目を考える。図7-1及び7-2に研究課題の断面を示す。

①面内外フランジ板厚の違いによる充填率算定式の変動

- 1) 対称断面形状(正方形、長方形)
- 2) 断面補剛形状(無補剛、補剛)
- 3) 面内外フランジ板厚(等厚、不等厚)
- 4) 偏心橋脚の圧縮側と引張側フランジ厚(一定、変化)

対象断面形状について、本論文は軸線正方形断面のみを対象としている。コンクリート充填率算定手法の観点からは、長方形断面であってもパラメータ適用範囲以内であれば、充填率算定は可能であると考えられるが、実橋脚は正方形断面が多く長方形断面は建築限界等がある場合にまれに採用されるのみと考えられる。従って、レアケースの長方形断面においては、別途解析によりコンクリート充填率を求めれば良いと考える、当面正方形断面のみを対象橋脚とすればよいのではないかと考える。

断面補剛形状について、本論文では無補剛断面を基本に両フランジ板厚が等厚の場合において、面内・面外方向のコンクリート充填率算定式を提案している。しかしながら、実橋脚では鋼重低減や座屈防止の観点から補剛材を設けフランジ板厚を薄肉とすることが一般的であり、逆に実橋脚寸法で無補剛断面は皆無である。従って、補剛断面に力点をおいて実用上十分なコンクリート充填率を求めることが非常に重要と考える。本論文では、正方形等厚断面において無補剛の幅厚比パラメータと等価な補剛断面の幅厚比パラメータを設定し、無補剛断面で得られた算定式に代入すれば良いのではないかと考えている。しかしながら、実験的、解析的研究が十分であるとは言えず、今後更なる検証が必要である。

面内外フランジ板厚については、実橋脚では両方向の板厚が異なることが一般的である。本論文では両フランジ厚を等厚として検討を進めてきたが、実用に供するためにはこれをクリアーする必要性がある。偏心状態で等厚の場合、いち早く最大強度に達するコンクリート充填部及び鋼中空部パネルがフランジ初期応力度の大小で決定され、実用に供される荷重状態では荷重方向のみの上下(充填部と中空部)パネルのみを判定対象にすればよい旨を示している。しかし、一般に偏心荷重が作用する場合、

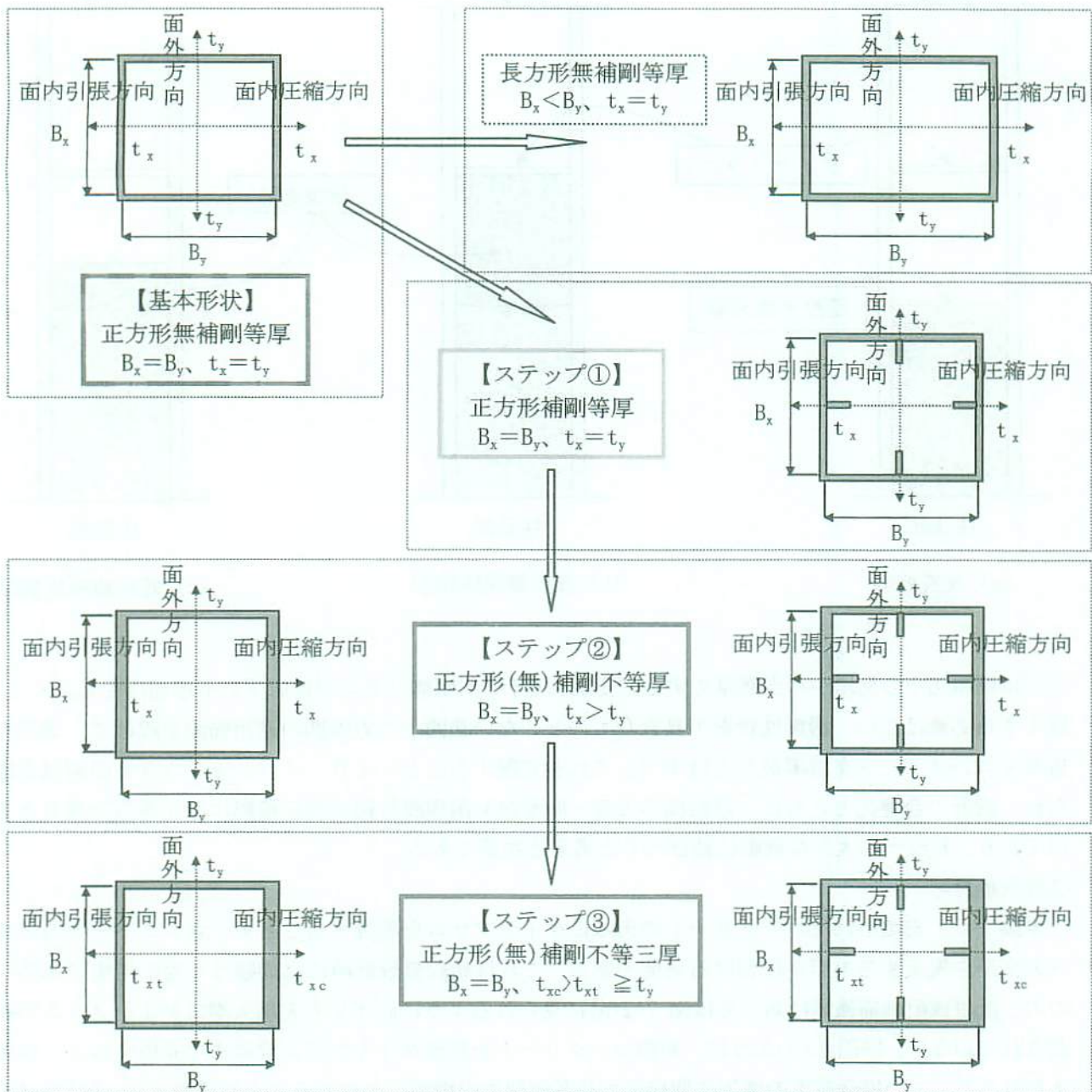
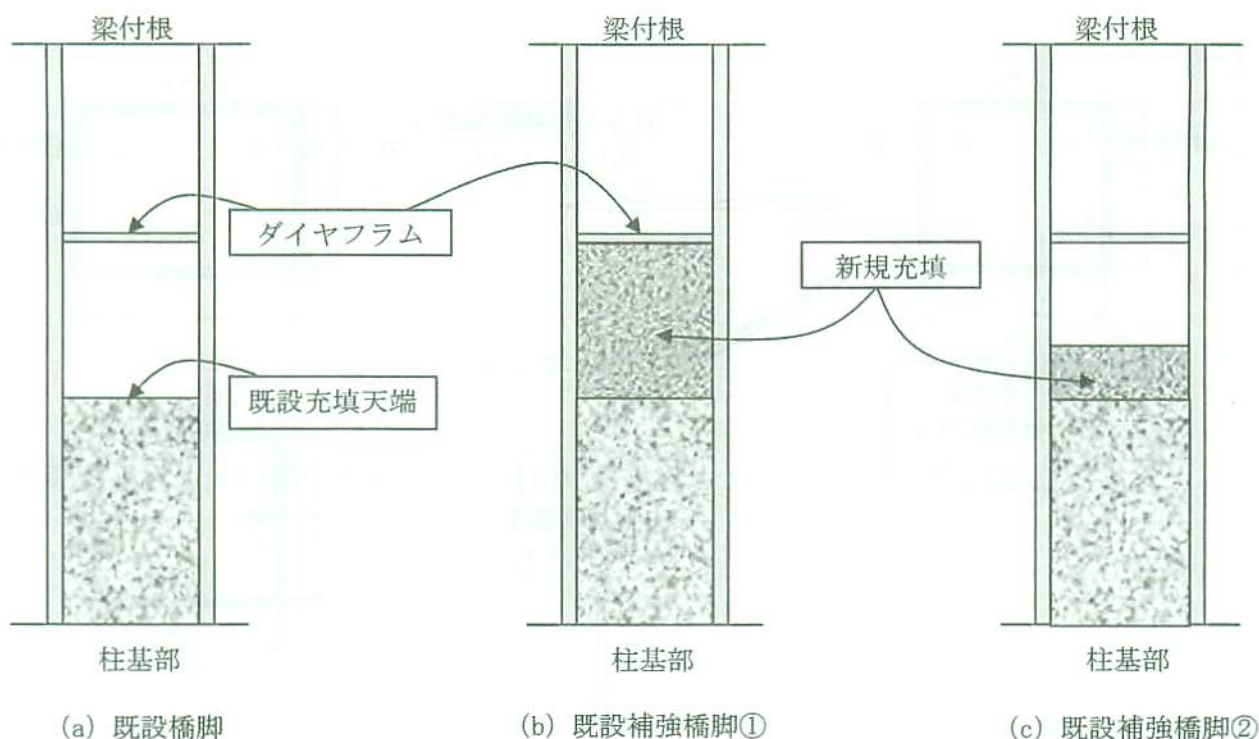


図 7-1 今後の研究橋脚断面

偏心方向(面内方向)のフランジを厚くするが、この状態で面外水平力が作用した場合、ねじりモーメントによる最大強度の低減や全塑性モーメントの違いにより、薄い鋼パネルが水平荷重初期の段階で局部変形し、本論文で述べた判定対象パネルが変化し、複雑な耐震性状を呈することが予想される。これには、追加破壊実験や FEM 解析による追跡が必要で、これをクリアして初めて大幅な設計の合理化が図られ、社会に大きく寄与、還元できるのではないかと考える。

最後に、偏心橋脚の圧縮側と引張側フランジ厚であるが、これは上記 3 事項を踏まえた後の応用問題である。現在の実際の設計は偏心荷重の有無によらず、両方向のフランジ厚は異なるが、方向別には圧縮側、引張側ともに同じ板厚である。しかしながら、偏心荷重が作用する場合、常時圧縮側フラ



ンジは座屈防止の見地から当然厚くする必要があるが、引張側フランジは必ずしも座屈は生じにくく、厚くする必要はない。耐震性状を不具合なものとしなない範囲かつ方向別の適用範囲を設けて、適正な板厚やコンクリート充填率があるはずで、これを克服することにより、イニシャルコストの縮減が図られ、設計の合理化とともに、道路橋示方書・同解説V耐震設計編の改正根拠になり得ると考えるものであり、社会への大きな貢献に結びつくと考え次第である。

②既設橋対応

本論文は、充填されたコンクリートの天端にダイヤフラムを設置することで、コンクリートの上方への変形を拘束するモデルにおける研究である。これは新設橋設計時には問題なく対応可能であるものの、既設橋耐震補強等にあつては図 7-2(a)に見られるように必ずしも充填天端にダイヤフラムが設置されていない。同図(b)のように、新設コンクリートを既設ダイヤフラム位置まで充填することが考えられるが、この場合荷重の増加や間接的な柱基部耐力の増加につながることを予想され、同図(c)のようにダイヤフラムに達しない充填とせざるを得ないケースが生じるものとする。このような条件では、鋼中空部やコンクリート充填部の最大強度解析モデルが本論手法と異なり、本論文手法の提要範囲外となる。

従って、新たな解析や検証実験を追加し、既設橋にも対応可能な研究を進めることが望ましいと考える。

おわりに

本論文は、筆者が(株)建設技術研究所に勤務しながら社会人大学院生として3年間の研究成果をとりまとめたものです。本論文をまとめるにあたり、熊本大学工学部山尾敏孝教授には、昼夜を問わず丁寧な御指導・御助言を頂き、所定の期間で一定の成果を上げることができました。記してここに御礼を申し上げます。

熊本大学長の崎元達郎氏(元.熊本大学工学部教授)には、筆者の社会人大学院への入学に際し多大な御足労をお掛け致しました。また、初年度の主査として、本研究の基本方針・アイデア等を頂き、本論文の根幹を構成することができました。深く感謝の意を表します。

崎元先生は筆者の主査でありましたが、院生初年度に熊本大学工学部長に着任し、その後まもなくして熊本大学長に就任され、事実上雲の上の存在とされました。山尾先生には、御多忙を極めるなか、2年度以降崎元先生からの主査の変更を快諾して頂き、スムーズに研究の連続性を得ることができました。両先生に対し、感謝の意に耐えません。

熊本大学工学部大津政康教授、最相元雄教授からは、本論文の内容及び不備な点について詳細かつ丁寧な御指導・御助言を頂き、研究の視野を広げることができました。今後、社会人として業務を遂行する上でも血や肉となるものであると感じております。誠に有難うございました。

熊本大学工学部松田泰治教授、渡辺浩助手からは、公私にわたり側面からバックアップして頂きました。友田祐一技術官には、御多忙中にも関わらず円滑な実験を行うべく、数多くの御協力とノウハウを頂きました。また、高田孝史朗君、津曲志郎君及び松本正樹君には本論文の第2章、3章及び5章作成にあたり、貴重な時間を実験・データ整理及び解析に割いて頂きました。ここに御礼を申し上げます。

最後になりましたが、本論文はここに記し尽くせないほどの多くの方々に支えられてまとめることができました。深く感謝の意を表しつつ、終わりに致します。

2005年3月
廣田 武聖

付 録

【付録1】 解法①におけるパネルに作用する軸力値及び曲げモーメント値

力の釣り合いにより、パネルに作用する軸力値(N/N_p)及び曲げモーメント値(M/M_p)を計算する方法について以下に示す。

(1) 死荷重作用時

① 中空部パネル

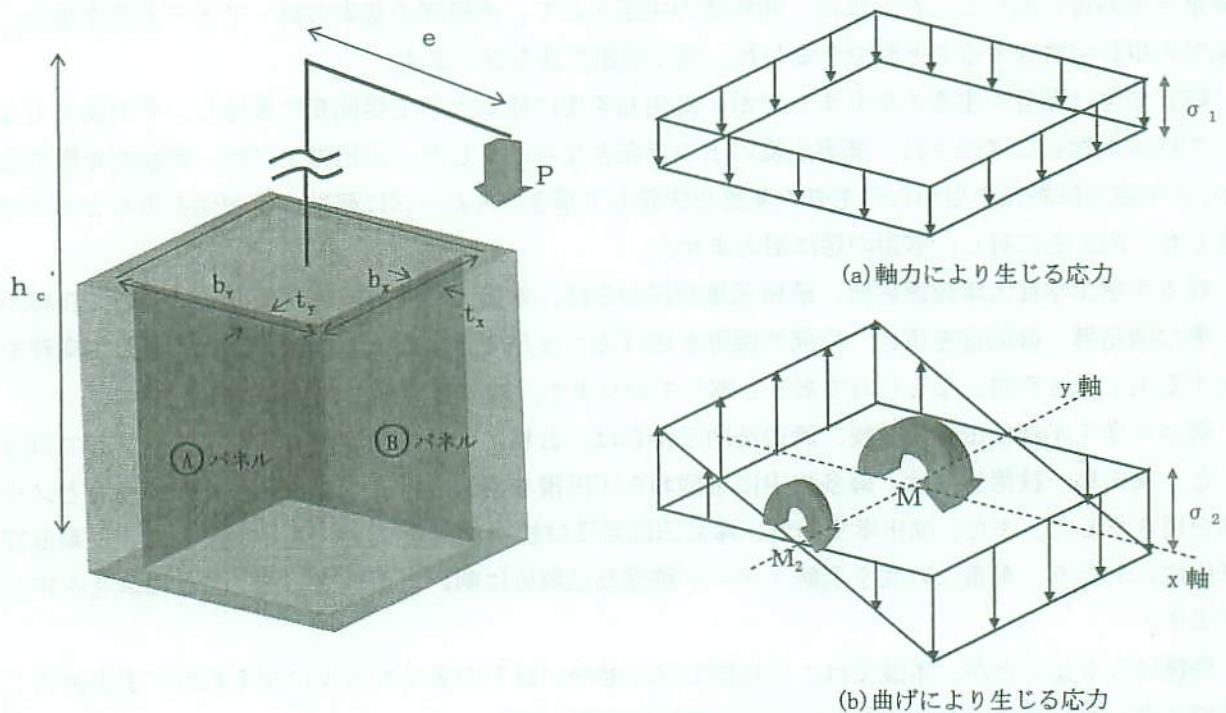


図-付1 中空断面部の応力状態

- 1) 軸力Pにより、パネルには一様に圧縮応力 $\sigma_1 (=P/A_s)$ が作用する。
- 2) 曲げモーメント $M=P \cdot e$ により、Bパネルには圧縮応力 σ_1 が作用し、Aパネルにはモーメント M_2 が作用する。

なお、モーメントの釣り合いは以下の通りである。

$$\begin{aligned} M &= P \cdot e = 1/6 \cdot \sigma_2 t_y B_y^2 \cdot 2 + \sigma_2 t_x B_x B_y \\ &= 1/3 \cdot \sigma_2 t_y B_y^2 \cdot 2 + \sigma_2 n t_y k B_y^2 \\ &= 1/3 \cdot \sigma_2 t_y B_y^2 (1 + 3n k) \end{aligned}$$

ここで、Aパネルに作用するモーメント M_2 は以下で表せる。

$$\begin{aligned} M_2 &= 1/6 \cdot \sigma_2 t_y B_y^2 = M / (6W_y) \cdot t_y B_y^2 \\ &= P \cdot e / (6W_y) \cdot t_y B_y^2 \end{aligned}$$

従って、Aパネル：

軸力値 : $\sigma_1 / \sigma_y = (P/A_s) / \sigma_y$

曲げモーメント値 : $M_2 / M_{PA} = \frac{P \cdot e / (6W_y) \cdot t_y B_y^2}{1/4 \cdot t_y \cdot B_y^2 \cdot \sigma_y} = \frac{2P \cdot e}{3W_y} / \sigma_y$

Bパネル：

軸力値 : $(\sigma_1 + \sigma_2) / \sigma_y = (P/A_s + P \cdot e / W_y) / \sigma_y$

曲げモーメント値 : 0

② 充填部パネル

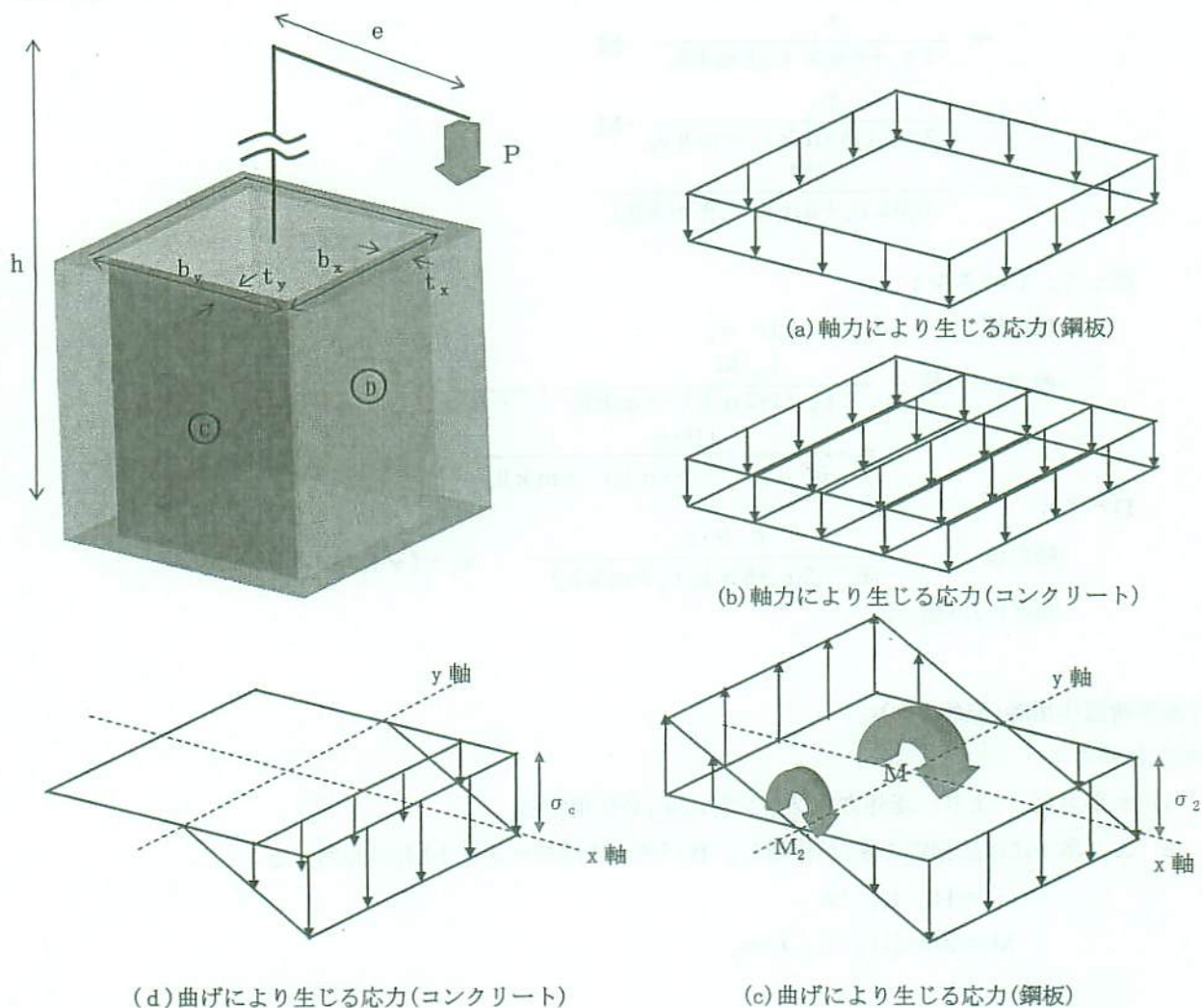


図-付2 充填断面部の応力状態

コンクリート充填部は、軸力及び曲げモーメントに対して、コンクリートが圧縮応力を分担する。なお、コンクリートは完全弾性体として取り扱う。

1) 軸力Pは鋼断面とコンクリート断面の合成となる。

$$\text{鋼断面が負担する軸力 } P' = \frac{A_s E_s}{A_s E_s + A_c E} \cdot P$$

よって、 $\sigma_1 = \gamma P / A_s$

2) 曲げモーメントは鋼断面とコンクリート断面(圧縮)とで分担する。

$$M_c = 1/6 \cdot \sigma_c B_x B_y^2 = 1/6 \cdot k \cdot E_c / E_s \sigma_2 B_y^3 = m k / 6 \cdot \sigma_2 B_y^3$$

よって、

$$\begin{aligned} M &= 1/3 \cdot \sigma_2 t_y B_y^2 (1 + 3 n k) + m k / 6 \cdot \sigma_2 B_y^3 \\ &= 1/6 \cdot \sigma_2 B_y^2 (2 t_y + 6 n k t_y + m k B_y) \end{aligned}$$

従って、パネル1枚に生じるモーメント M_2 は、

$$\begin{aligned} M_2 &= \frac{1/6 \cdot \sigma_2 B_y^2 t_y}{1/6 \cdot \sigma_2 B_y^2 (2 t_y + 6 n k t_y + m k B_y)} \cdot M \\ &= \frac{t_y}{2 t_y + 6 n k t_y + m k B_y} \cdot M \\ &= \frac{t_y}{2 t_y (1 + 3 n k) + m k B_y} \cdot M \\ \sigma_2 &= \frac{6 M}{B_y^2 (2 t_y + 6 n k t_y + m k B_y)} \end{aligned}$$

従って、Cパネル：

$$\begin{aligned} \text{軸力値} &: (\gamma P / A_s) / \sigma_y \\ \text{曲げモーメント値} &: \frac{t_y \cdot M}{2 t_y (1 + 3 n k) + m k B_y} \cdot \frac{4}{t_y B_y^2 \sigma_y} \\ &= \frac{4 P \cdot e}{B_y^2 (2 t_y (1 + 3 n k) + m k B_y)} / \sigma_y \end{aligned}$$

Dパネル：

$$\begin{aligned} \text{軸力値} &: \frac{6 P \cdot e}{B_y^2 (2 t_y + 6 n k t_y + m k B_y)} / \sigma_y + (\gamma P / A_s) / \sigma_y \\ \text{曲げモーメント値} &: 0 \end{aligned}$$

(2) 水平荷重作用時(面外方向)

① 中空部パネル

- 1) 水平力 H_y により、面外方向フランジに σ_3 が作用する。
- 2) Aパネルには圧縮応力 σ_3 が作用し、Bパネルにはモーメント M_3 が作用する。

$$\begin{aligned} \sigma_3 &= H_y \cdot h_c' / w_x \\ M_3 &= 2/3 \cdot (H_y \cdot h_c') / w_x \end{aligned}$$

従って、Aパネル

$$\begin{aligned} \text{軸力値} &: (P / A_s) / \sigma_y + (H_y \cdot h_c' / w_x) / \sigma_y \\ \text{曲げモーメント値} &: \frac{2 P \cdot e}{3 W_y} / \sigma_y \end{aligned}$$

Bパネルには、

$$\begin{aligned} \text{軸力値} &: (P / A_s + P \cdot e / W_y) / \sigma_y \\ \text{曲げモーメント値} &: \frac{2 H_y \cdot h_c'}{3 W_x} / \sigma_y \end{aligned}$$

②充填部パネル

$$M_c = 1/6 \cdot \sigma_c B_y B_x^2 = k^2/6 \cdot E_c/E_s \sigma_3 B_y^3 + m k^2/6 \cdot \sigma_3 B_y^3$$

$$\begin{aligned} M &= 1/6 \cdot \sigma_3 t_x B_x^2 \cdot 2 + \sigma_3 t_y B_y B_x + m k^2/6 \cdot \sigma_3 B_y^3 \\ &= n k^2/3 \cdot t_y B_y^2 \sigma_3 + k t_y B_y^2 \sigma_3 + m k^2/6 \cdot B_y^3 \sigma_3 \\ &= k B_y^2 \sigma_3 / 6 \cdot (2 n k t_y + 6 t_y + m k B_y) \end{aligned}$$

よってパネル1枚には、

$$\begin{aligned} M_3 &= \frac{k/6 \cdot B_y^2 \sigma_3 \cdot n k t_y}{k B_y^2 \sigma_3 / 6 \cdot (2 n k t_y + 6 t_y + m k B_y)} \cdot M \\ &= \frac{n k t_y}{2 n k t_y + 6 t_y + m k B_y} \cdot M \\ &= \frac{n k t_y H_y h}{2 t_y (n k + 3) + m k B_y} \end{aligned}$$

$$\sigma_3 = \frac{6M}{k B_y^2 (2 n k t_y + 6 t_y + m k B_y)}$$

従って、Cパネル：

$$\text{軸力値} : (\gamma P/A_s) / \sigma_y + \frac{6 H_y h}{k B_y^2 (2 n k t_y + 6 t_y + m k B_y)} / \sigma_y$$

$$\text{曲げモーメント値} : \frac{4 P \cdot e}{B_y^2 (2 t_y (1+3 n k) + m k B_y)} / \sigma_y$$

Dパネル：

$$\text{軸力値} : \frac{6 P \cdot e}{B^2 (2 t_y + 6 n k t_y + m k B_y)} / \sigma_y + (\gamma P/A_s) / \sigma_y$$

$$\begin{aligned} \text{曲げモーメント値} &: \frac{n k t_y H_y h}{2 t_y (n k + 3) + m k B_y} \cdot \frac{4}{t_x B_x^2 \sigma_y} \\ &= \frac{4 H_y h}{2 t_y (n k + 3) + m k B_y} \cdot \frac{1}{k B_y^2} / \sigma_y \end{aligned}$$

《用語の説明》

P	: 作用軸力	M	: 作用モーメント (= P · e)
e	: 偏心量	h	: 柱基部から水平力作用位置までの高さ
h _c '	: コンクリート充填上部から水平力作用位置までの高さ		
t _x	: 面内方向フランジ板厚	t _y	: 面外方向フランジ板厚
B _x	: 面内方向フランジ軸線幅	B _y	: 面外方向フランジ軸線幅
n	: 板厚比 (= t _x / t _y)	k	: 軸線幅比 (= B _x / B _y)
A _s	: 鋼断面積	A _c	: コンクリート断面積
E _s	: 鋼ヤング係数	E _c	: コンクリートヤング係数
m	: ヤング係数比 (= E _c / E _s)	γ	: 剛度比 (A _s E _s / (A _s E _s + A _c E _c))
W _x	: 面内方向鋼断面係数	W _y	: 面外方向鋼断面係数
σ _y	: 鋼降伏点強度	H _y	: 降伏水平力
M _{PA}	: Aパネルの全塑性モーメント (= 1/4 · t _y · B _y ² · σ _y)		
M _{PB}	: Bパネルの全塑性モーメント (= 1/4 · t _x · B _x ² · σ _y)		

(3) 作用応力値の集計

柱断面は正方形($B_x=B_y$)を対象とし $K=1$ とおく。また、鋼断面のみで抵抗する場合($\gamma=1, m=0$)とコンクリートと相まって抵抗する場合の応力値を表-付1及び2に示す。

表-付1 鋼・コンクリート断面が抵抗する場合

	パネル	応力値	死荷重作用時	降伏水平力作用時
中空部	A	N/N_y	$(P/A_s)/\sigma_y$	$(P/A_s)/\sigma_y + (H_y h_c' / W_x)/\sigma_y$
		M/M_p	$\frac{2Pe}{3W_y} / \sigma_y$	$\frac{2Pe}{3W_y} / \sigma_y$
	B	N/N_y	$(P/A_s + Pe/W_y)/\sigma_y$	$(P/A_s + Pe/W_y)/\sigma_y$
		M/M_p	0	$\frac{2H_y h_c'}{3W_x} / \sigma_y$
充填部	C	N/N_y	$(\gamma P/A_s)/\sigma_y$	$(\gamma P/A_s)/\sigma_y + \frac{6H_y h}{B_y^2(2nt_y + 6t_y + mB_y)} / \sigma_y$
		M/M_p	$\frac{4Pe}{B_y^2(2nt_y + 6nt_y + mB_y)} / \sigma_y$	$\frac{4Pe}{B_y^2(2nt_y + 6nt_y + mB_y)} / \sigma_y$
	D	N/N_y	$(\gamma P/A_s)/\sigma_y + \frac{6Pe}{B_y^2(2nt_y + 6nt_y + mB_y)} / \sigma_y$	$(\gamma P/A_s)/\sigma_y + \frac{6Pe}{B_y^2(2nt_y + 6nt_y + mB_y)} / \sigma_y$
		M/M_p	0	$\frac{4H_y h}{B_y^2(2nt_y + 6t_y + mB_y)} / \sigma_y$

表-付2 鋼断面のみ抵抗する場合

	パネル	応力値	死荷重作用時	降伏水平力作用時
中空部	A	N/N_y	$(P/A_s)/\sigma_y$	$(P/A_s)/\sigma_y + (H_y h_c' / W_x)/\sigma_y$
		M/M_p	$\frac{2Pe}{3W_y} / \sigma_y$	$\frac{2Pe}{3W_y} / \sigma_y$
	B	N/N_y	$(P/A_s + Pe/W_y)/\sigma_y$	$(P/A_s + Pe/W_y)/\sigma_y$
		M/M_p	0	$\frac{2H_y h_c'}{3W_x} / \sigma_y$
充填部	C	N/N_y	$(P/A_s)/\sigma_y$	$(P/A_s)/\sigma_y + \frac{3H_y h}{B_y^2 t_y (n+3)} / \sigma_y$
		M/M_p	$\frac{2Pe}{B_y^2 t_y (1+3n)} / \sigma_y$	$\frac{2Pe}{B_y^2 t_y (1+3n)} / \sigma_y$
	D	N/N_y	$(P/A_s)/\sigma_y + \frac{3Pe}{B_y^2 t_y (1+3n)} / \sigma_y$	$(P/A_s)/\sigma_y + \frac{3Pe}{B_y^2 t_y (1+3n)} / \sigma_y$
		M/M_p	0	$\frac{2H_y h}{B_y^2 t_y (n+3)} / \sigma_y$

【付録2】 解法②におけるパネルに作用する軸力値及び曲げモーメント値

N-M極限強度相関曲線は、ねじりモーメントによる低減を行わず、逆にねじりモーメントにより発生するせん断流によるせん断応力を曲げモーメントに加算して作用力を割増しすると仮定する。

死荷重作用時に関しては【付録1】と同値であり、ここでは水平荷重作用時(面外方向)について各パネルに作用する軸力値及び曲げモーメント値を示す。

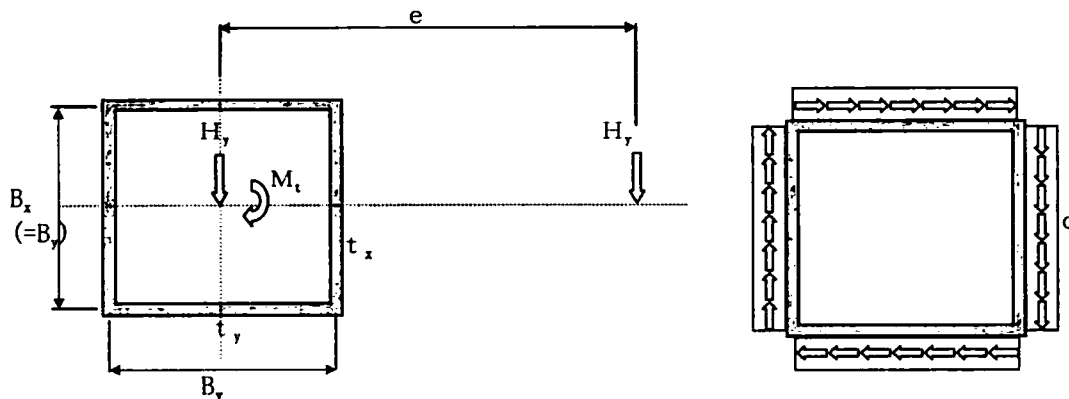


図-付3 作用荷重とせん断流

(1) 水平荷重作用時(面外方向)

鋼製橋脚のような薄肉閉断面部材が、図-付3のように図心にあるせん断中心から離れて水平力が作用する場合、単純ねじりを受けパネルには純せん断とは別にせん断流が発生する。

面内フランジ $S_x = q B_x = M_t / (2F) \cdot B_x = H_y e / (2B_y)$

面外フランジ $S_y = q B_y = M_t / (2F) \cdot B_y = H_y e / (2n B_y)$

ここに、 M_t : ねじりモーメント

q : せん断流

F : 閉断面積

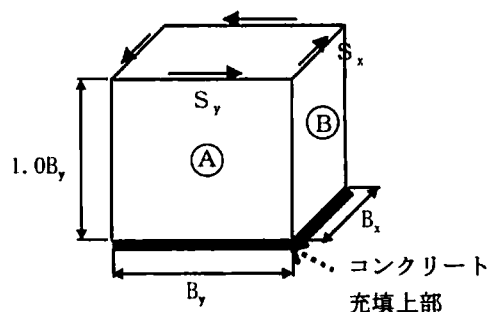


図-付4 加算せん断力

このせん断流によるせん断力をコンクリート充填上部の中空断面において、アスペクト比 1.0 のパネルの中心でフランジの全塑性モーメント比だけ応力が発生するものと仮定する。

【ねじりモーメントにより加算する曲げモーメント値】

Bパネル:

$$\begin{aligned} M/M_p &= S_x \times 0.5B_y / (1/4 \times t_x B_x^2 \sigma_y) \\ &= H_y e / (2B_y) \times 2B_y / (t_x B_x^2 \sigma_y) \\ &= H_y e / (n t_x B_y^2) / \sigma_y \end{aligned}$$

Aパネル:

$$M/M_p = H_y e / (t_y B_y^2) / \sigma_y$$

なお、Aパネルは水平力による圧縮方向と逆方向に作用するため考慮しないものとする。また、コンクリート充填部はコンクリートにより拘束されるため加算しない。

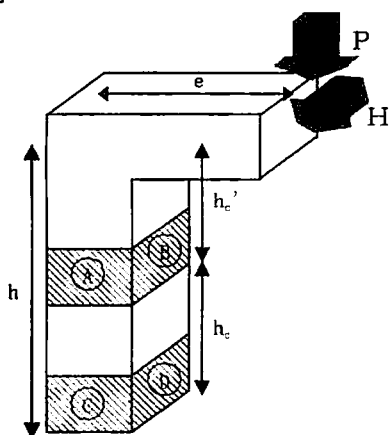
2) 作用応力値の集計

表-付3 解法②における作用応力値

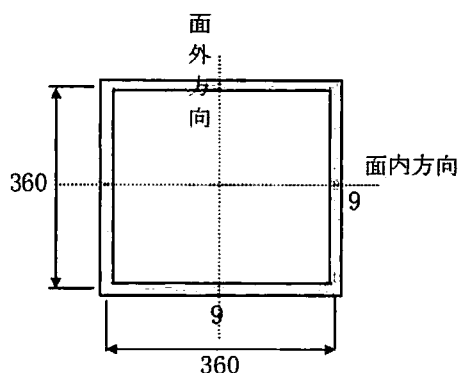
	パネル	応力値	死荷重作用時	降伏水平力作用時
中空部	A	N/N _y	$(P/A_s)/\sigma_y$	$(P/A_s)/\sigma_y + (H_y h_c' / W_x) / \sigma_y$
		M/M _p	$\frac{2Pe}{3W_y} / \sigma_y$	$\frac{2Pe}{3W_y} / \sigma_y$
	B	N/N _y	$(P/A_s + Pe/W_y) / \sigma_y$	$(P/A_s + Pe/W_y) / \sigma_y$
		M/M _p	0	$\frac{2H_y h_c'}{3W_x} / \sigma_y + \frac{H_y e}{n t_y B_y^2} / \sigma_y$
充填部	C	N/N _y	$(P/A_s) / \sigma_y$	$(P/A_s) / \sigma_y + (H_y h / W_x) / \sigma_y$
		M/M _p	$\frac{2Pe}{B_y^2 t_y (1+3n)} / \sigma_y$	$\frac{2Pe}{B_y^2 t_y (1+3n)} / \sigma_y$
	D	N/N _y	$(P/A_s) / \sigma_y + \frac{3Pe}{B_y^2 t_y (1+3n)} / \sigma_y$	$(P/A_s) / \sigma_y + \frac{3Pe}{B_y^2 t_y (1+3n)} / \sigma_y$
		M/M _p	0	$\frac{2H_y h}{3W_x} / \sigma_y$

【付録3】 解法①-1における充填率算定例

(1) 断面諸元



図付-4 橋脚形状



図付-5 橋脚断面

表付-4 柱断面諸元

	幅 (mm)	厚 (mm)	個数	断面積 (mm ²)	断面二次モーメント (mm ⁴)	断面係数 (mm ³)
面外フランジ*	369.0	9	2	6,642	215,245,634	-
面内フランジ*	9.0	351.0	2	6,318	64,865,327	-
面外補剛材	0	0	0	0	0	-
面内補剛材	0	0	0	0	0	-
合計				A=12,960	I _y =280,110,960 I _x =280,110,960	W _y =1,518,217 W _x =1,518,217

表付-5 鋼の物性値

	断面係数 (mm ³)
ヤング係数	211000 (N/mm ²)
降伏強度	284 (N/mm ²)
ポアソン比	0.33

実験に用いた供試体 LN-46 を例としてコンクリート充填率算定の例を以下に記述する。(図付 4, 5、表付 4, 5 を参照) なお、コンクリートの圧縮応力分担については考慮せず、鋼断面のみで外力に抵抗するものとする。また、他の物性値は以下の通りである。

表付-6 断面パラメータ

	面外方向	面内方向
断面半径 r (mm)	147.0	147.0
幅厚比 R	0.764	0.764
細長比 λ	0.278	0.278
作用軸力 P (kN)	258.1	
降伏軸力 P _y (kN)	3680.6	
降伏水平力 H _y (kN)	125.9	

$$r = \sqrt{I/A}$$

$$R = b/t \cdot \sqrt{(\sigma_y/E \cdot 12(1-\nu^2))/(4\pi^2)}$$

$$\lambda = 1/\pi \cdot \sqrt{\sigma_y/E} \cdot 2h/r$$

$$P_y = A\sigma_y$$

$$H_y = W/h \cdot (\sigma_y - P/A - P \cdot e/W)$$

(2) 基本最大強度相関曲線

$$N/N_y = \alpha_0 + \alpha_1 \left(\frac{M}{M_p} \right) + \alpha_2 \left(\frac{M}{M_p} \right)^2$$

[中空部]

$$\alpha_{e0} = 1.91 - 4.48R + 6.96R^2 - 4.02R^3$$

$$\alpha_{e1} = -0.01 - 2.21R + 2.99R^2 - 0.30R^3$$

$$\alpha_{e2} = -0.91 + 4.23R - 7.10R^2 + 2.61R^3$$

[充填部]

$$\alpha_{f0} = 1.76 - 2.60R + 2.74R^2 - 1.00R^3$$

$$\alpha_{f1} = -1.86 + 10.73R - 21.61R^2 + 12.93R^3$$

$$\alpha_{f2} = 0.51 - 6.28R + 13.85R^2 - 9.07R^3$$

ここで、幅厚比 R を上記式に代入すれば各パネルの相関曲線は以下のようになる。

$$[\text{中空部(面外、面内)}] \quad N/N_y = 0.757 - 0.087M/M_p - 0.658(M/M_p)^2$$

$$[\text{充填部(面外、面内)}] \quad N/N_y = 0.927 - 0.510M/M_p - 0.248(M/M_p)^2$$

次に、ねじりモーメントを考慮すれば中空部の相関曲線は以下のように低減される。

$$\gamma = 1 - 0.055 e / r = 1 - 0.055(700/147.0) = 0.738$$

$$\text{基本式の Y 切片} = 0.757$$

$$\text{基本式の X 切片} = -(-0.087) - \sqrt{((-0.087)^2 + 4 \times (-0.658) \times (-0.757))} / (2 \times (-0.658)) = 1.008$$

$$\text{低減式の Y 切片} = 0.757 \times 0.738 = 0.559$$

$$\text{低減式の X 切片} = 1.008 \times 0.738 = 0.744$$

$$\alpha_{e0} = 0.559$$

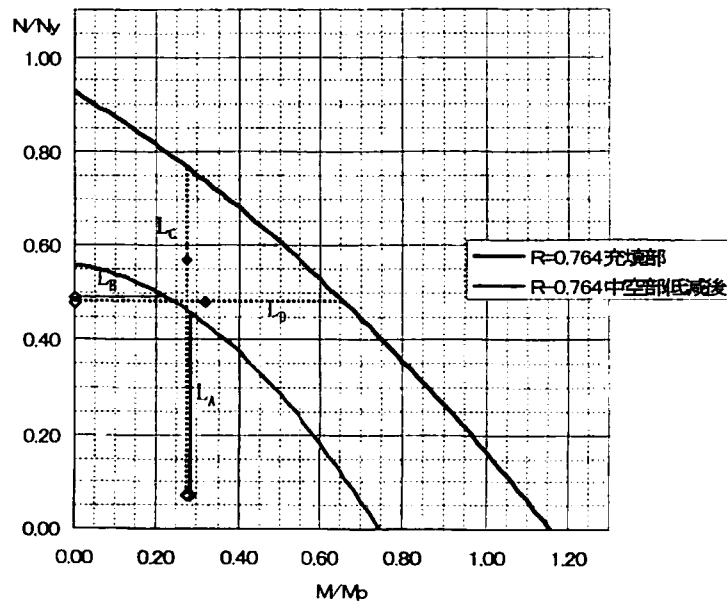
$$\begin{aligned} \alpha_{e1} &= \alpha_1 \cdot X_0 / (Y_0 \cdot (\alpha_2 \cdot Y_0 + \alpha_1)) = -0.087 \times 0.559 / (0.744 \times (-0.658 \times 0.744 - 0.087)) \\ &= -0.114 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_{e2} &= \alpha_2 \cdot X_0 / (Y_0 \cdot (\alpha_2 \cdot Y_0 + \alpha_1)) = -0.658 \times 0.559 / (0.744 \times (-0.658 \times 0.744 - 0.087)) \\ &= -0.856 \end{aligned}$$

よって、低減された中空部の相関曲線は、

$$[\text{中空部(面外、面内)}] \quad N/N_y = 0.559 - 0.114M/M_p - 0.856(M/M_p)^2$$

となり、充填部と中空部の最大強度相関曲線は図付-6 になる。



図付-6 解法①でのN-M最大強度相関曲線

(3) 断面に作用する応力値

1) 死荷重作用時

$$\begin{aligned} \text{B パネル: } N/N_y &= (P/A + P \cdot e/W_y) / \sigma_y \\ &= (258.1 \times 10^3 / 12960 + 258.1 \times 10^3 \times 700 / 1.518 \times 10^6) / 284 \\ &= 0.4891 \end{aligned}$$

$$M/M_p = 0.0$$

$$\begin{aligned} \text{Aパネル: } N/N_y &= (P/A) / \sigma_y \\ &= (258.1 \times 10^3 / 12960) / 284 \\ &= 0.0701 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M/M_p &= 2/3 \cdot P \cdot e / W_y / \sigma_y \\ &= 2/3 \times (258.1 \times 10^3 \times 700 / 1.518 \times 10^6) / 284 \\ &= 0.2793 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Dパネル: } N/N_y &= (P/A) / \sigma_y + 3P \cdot e / (B_y^2 t_y \times (1+3n)) / \sigma_y \\ &= 0.0701 + 3 \times 258.1 \times 10^3 \times 700 / (360^2 \times 9 \times (1+3 \times 1.00)) / 284 \\ &= 0.4792 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M/M_p &= 0.0 \\ \text{ここに、} n &= t_x / t_y = 1.00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cパネル: } N/N_y &= 0.0701 \\ M/M_p &= 2P \cdot e / (B_y^2 t_y \times (1+3n)) / \sigma_y \\ &= 2 \times 258.1 \times 10^3 \times 700 / (360^2 \times 9 \times (1+3 \times 1.00)) / 284 \\ &= 0.2727 \end{aligned}$$

2) 降伏水平力作用時

$$\begin{aligned} \text{Bパネル: } N/N_y &= 0.4891 \\ M/M_p &= 2H_y h_c' / (3W_x) / \sigma_y \\ &= 2 \times 125.9 \times 10^3 \times h_c' / (3 \times 1.518 \times 10^6) / 284 \\ &= 0.0001946 h_c' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Aパネル: } N/N_y &= (P/A) / \sigma_y + (H_y h_c' / W_y) / \sigma_y \\ &= 0.0701 + 125.9 \times 10^3 \times h_c' / 1.518 \times 10^6 / 284 \\ &= 0.0701 + 0.0002920 h_c' \\ M/M_p &= 0.2793 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Dパネル: } N/N_y &= 0.4792 \\ M/M_p &= 2H_y h / (B_y^2 t_y \times (n+3)) / \sigma_y \\ &= 2 \times 125.9 \times 10^3 \times 1750 / (360^2 \times 9 \times 4) / 284 \\ &= 0.3325 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Cパネル: } N/N_y &= (P/A) / \sigma_y + 3H_y h / (B_y^2 t_y \times (n+3)) / \sigma_y \\ &= 0.0701 + 3 \times 125.9 \times 10^3 \times 1750 / (360^2 \times 9 \times 4) / 284 \\ &= 0.5689 \\ M/M_p &= 0.2727 \end{aligned}$$

(4) 最大強度までの距離

1) 中空部Bパネル

$$0.559 - 0.114M/M_p - 0.856(M/M_p)^2 = 0.4891 \text{ の解は、} M/M_p = 0.2268$$

$$L_B = 0.2268 - 0.0 = 0.2268$$

2) 中空部Aパネル

$$N/N_y = 0.559 - 0.114 \times 0.2793 - 0.856 \times 0.2793^2 = 0.4604$$

$$L_A = 0.4604 - 0.0701 = 0.3903$$

3) 充填部Dパネル

$$0.927 - 0.510M/M_p - 0.248(M/M_p)^2 = 0.4792 \text{ の解は、 } M/M_p = 0.6637$$

$$L_D = 0.6637 - 0.0 = 0.6637$$

4) 充填部Cパネル

$$N/N_y = 0.927 - 0.510 \times 0.2727 - 0.248 \times 0.2727^2 = 0.7695$$

$$L_C = 0.7695 - 0.0701 = 0.6994$$

(5) 降伏水平力作用時の安全率

1) 中空部Bパネル

$$F_B = L_B / (M/M_p) = 0.2268 / 0.0001946 h_c' = 1 / (0.0008580 h_c')$$

2) 中空部Aパネル

$$F_A = L_A / (N/N_y) = 0.3903 / 0.0002920 h_c' = 1 / (0.0007481 h_c')$$

3) 充填部Dパネル

$$F_D = L_D / (M/M_p) = 0.6637 / 0.3325 = 1.996$$

4) 充填部Cパネル

$$F_C = L_C / (N/N_y) = 0.6994 / (0.5689 - 0.0701) = 1.402$$

(6) コンクリート充填率の算定

中空部においては、 $F_B < F_A$ でありBパネルが先行して最大強度に達する。

充填部においては、 $F_C < F_D$ でありCパネルが先行して最大強度に達する。

BパネルとCパネルが同時に最大強度に達する h_c' は、以下のように計算される。

$$1 / (0.0008579 h_c') = 1.402$$

$$h_c' = 831.2 \text{ mm}$$

$$h_c = h - h_c' = 1750 - 831.2 = 918.8 \text{ mm}$$

よって、コンクリート充填率は水平力作用位置を基準とすれば、

$$Y1 = h_c / h = 918.8 / 1750 = 52.5\%$$

また、実験供試体での充填率算定位置(梁付根高)と同様とすれば、

$$Y2 = h_c / h' = 918.8 / 1570 = 58.5\%$$

となる。

【付録4】 解法①-2における充填率算定例(コンクリート圧縮応力負担)

(1) 断面諸元

基本条件は、〔付録3〕と同様であるがそれにコンクリート物性値を追加する。コンクリートのヤング係数は応力上鋼の1/15とし、断面積は鋼軸線長を考える。

$$A_c = B_x \times B_y = 360 \times 360 = 1.296 \times 10^5 \text{mm}^2$$

$$m = E_c / E_s = 1/15 = 6.67 \times 10^{-2}$$

$$\gamma = A_s E_s / (A_s E_s + A_c E_c)$$

$$= 1.296 \times 10^4 \times 2.11 \times 10^5 / (1.296 \times 10^4 \times 2.11 \times 10^5 + 1.296 \times 10^5 \times 6.67 \times 10^{-2} \times 2.11 \times 10^5)$$

$$= 0.600$$

(2) 最大強度相関曲線

〔付録3〕と同様である。

$$\text{〔中空部(面外、面内)]} \quad N/N_y = 0.559 - 0.114M/M_p - 0.856(M/M_p)^2$$

$$\text{〔充填部(面外、面内)]} \quad N/N_y = 0.927 - 0.510M/M_p - 0.248(M/M_p)^2$$

(3) 断面に作用する応力値

1) 死荷重作用時

$$\text{Bパネル:} \quad N/N_y = 0.4891$$

$$M/M_p = 0.0$$

$$\text{Aパネル:} \quad N/N_y = 0.0701$$

$$M/M_p = 0.2793$$

$$\text{Dパネル:} \quad N/N_y = (\gamma P/A) / \sigma_y + 6P \cdot e / (B_y^2 \times (2t_y + 6nt_y + mB_y)) / \sigma_y$$

$$= 0.600 \times 258.1 \times 10^3 / 12960 / 284$$

$$+ 6 \times 258.1 \times 10^3 \times 700 / (360^2 \times (2 \times 9 + 6 \times 1.0 \times 9 + 6.67 \times 10^{-2} \times 360)) / 284$$

$$= 0.0421 + 0.3069$$

$$= 0.3490$$

$$M/M_p = 0.0$$

$$\text{Cパネル:} \quad N/N_y = (\gamma P/A) / \sigma_y$$

$$= 0.0421$$

$$M/M_p = 4P \cdot e / (B_y^2 \times (2t_y + 6nt_y + mB_y)) / \sigma_y$$

$$= 0.3069 \times 2/3$$

$$= 0.2046$$

2) 降伏水平力作用時

$$\text{Bパネル:} \quad N/N_y = 0.4891$$

$$M/M_p = 0.0001946 h_c'$$

$$\text{Aパネル:} \quad N/N_y = 0.0701 + 0.0002920 h_c'$$

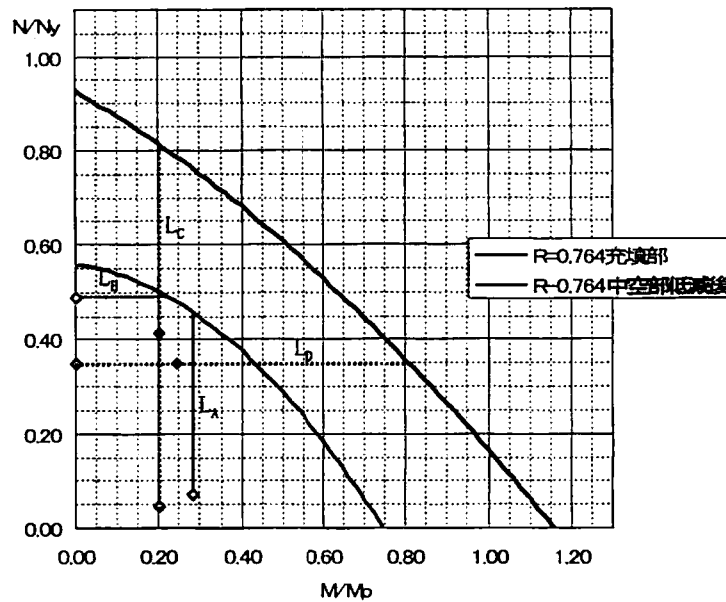
$$M/M_p = 0.2793$$

Dパネル： $N/N_y = 0.3490$

$$\begin{aligned} M/M_p &= 4H_y h / (B_y^2 \times (2n t_y + 6 t_y + mB_y)) / \sigma_y \\ &= 4 \times 125.9 \times 10^3 \times 1750 / (360^2 \times (18 + 54 + 6.67 \times 10^{-2} \times 360)) / 284 \\ &= 0.2495 \end{aligned}$$

Cパネル： $N/N_y = (\gamma P/A) / \sigma_y + 6H_y h / (B_y^2 \times (2n t_y + 6 t_y + mB_y)) / \sigma_y$
 $= 0.0421 + 1.5 \times 0.2495$
 $= 0.4163$

$$M/M_p = 0.2046$$



図付-7 解法①-2でのN-M最大強度相関曲線

(4) 最大強度までの距離

1) 中空部Bパネル

$$L_B = 0.2268 - 0.0 = 0.2268$$

2) 中空部Aパネル

$$L_A = 0.4604 - 0.0701 = 0.3903$$

3) 充填部Dパネル

$$0.927 - 0.510M/M_p - 0.248(M/M_p)^2 = 0.3490 \text{ の解は、 } M/M_p = 0.8124$$

$$L_D = 0.8124 - 0.0 = 0.8124$$

4) 充填部Cパネル

$$N/N_y = 0.927 - 0.510 \times 0.2046 - 0.248 \times 0.2046^2 = 0.8123$$

$$L_C = 0.8123 - 0.0421 = 0.7702$$

(5) 降伏水平力作用時の安全率

1) 中空部Bパネル

$$F_B = L_B / (M/M_p) = 0.2268 / (0.0001946 h_c) = 1 / (0.00085809 h_c)$$

2) 中空部Aパネル

$$F_A = L_A / (N/N_y) = 0.3903 / 0.0002920 h_c' = 1 / (0.0007481 h_c')$$

3) 充填部Dパネル

$$F_D = L_D / (M/M_p) = 0.8124 / 0.2495 = 3.256$$

4) 充填部Cパネル

$$F_c = L_c / (N/N_y) = 0.7702 / (0.4163 - 0.0421) = 2.058$$

(6) コンクリート充填率の算定

中空部においては、 $F_B < F_A$ でありBパネルが先行して最大強度に達する。

充填部においては、 $F_c < F_D$ でありCパネルが先行して最大強度に達する。

BパネルとCパネルが同時に最大強度に達する h_c' は、以下のように計算される。

$$1 / (0.0008579 h_c') = 2.058$$

$$h_c' = 566.3 \text{ mm}$$

$$h_c = h - h_c' = 1750 - 566.3 = 1189.7 \text{ mm}$$

よって、コンクリート充填率は水平力作用位置を基準とすれば、

$$Y1 = h_c / h = 1189.7 / 1750 = 68.0\%$$

また、実験供試体での充填率算定位置(梁付根高)と同様とすれば、

$$Y2 = h_c / h' = 1189.7 / 1570 = 75.8\%$$

となる。

【付録5】 解法②における充填率算定例

(1) 断面諸元

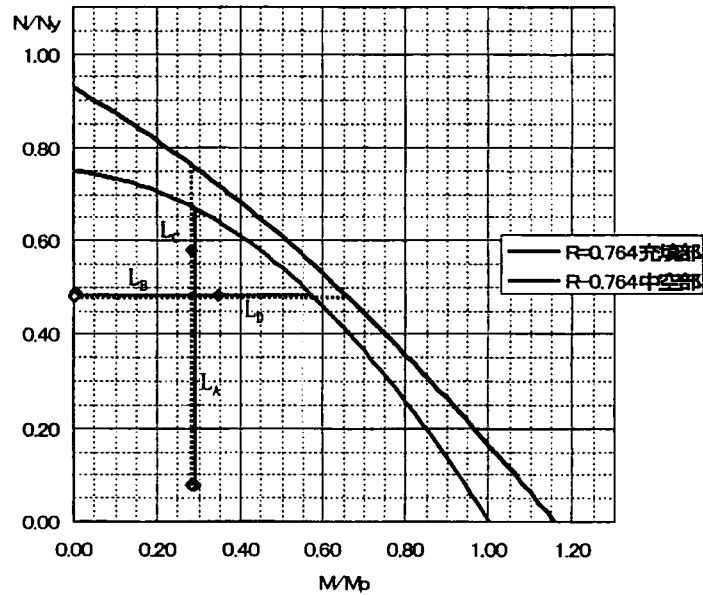
断面諸元は、【付録3】と同様である。

(2) 最大強度相関曲線

ねじりモーメントによる低減を考えないため以下の値となり、図付-7の曲線を示す。

$$\text{〔中空部(面外、面内)〕} \quad N/N_y = 0.757 - 0.087M/M_p - 0.658(M/M_p)^2$$

$$\text{〔充填部(面外、面内)〕} \quad N/N_y = 0.927 - 0.510M/M_p - 0.248(M/M_p)^2$$



図付-8 解法②でのN-M最大強度相関曲線

(3) 断面に作用する応力値

1) 死荷重作用時

【付録3】と同様である。

$$\text{Bパネル: } N/N_y = 0.4891$$

$$M/M_p = 0.0$$

$$\text{Aパネル: } N/N_y = 0.0701$$

$$M/M_p = 0.2793$$

$$\text{Dパネル: } N/N_y = 0.4792$$

$$M/M_p = 0.0$$

$$\text{Cパネル: } N/N_y = 0.0701$$

$$M/M_p = 0.2727$$

2) 水平力作用時

$$\text{Bパネル: } N/N_y = 0.4891$$

$$\begin{aligned} M/M_p &= 2H_y h_c' / (3W_y) / \sigma_y + H_y e / (n t_y B_y^2) / \sigma_y \\ &= 2 \times 125.9 \times 10^3 \times h_c' / (3 \times 1.518 \times 10^6) / 284 \\ &\quad + 125.9 \times 10^3 \times 700 / (1.0 \times 9 \times 360^2) / 284 \\ &= 0.2660 + 0.0001947 h_c' \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Aパネル: } N/N_y &= (P/A) / \sigma_y + (H_y h_c' / W_y) / \sigma_y \\
 &= (258.1 \times 10^3 / 12960) / 284 + 125.9 \times 10^3 \times h_c' / 1.518 \times 10^6 / 284 \\
 &= 0.0701 + 0.0002920 h_c'
 \end{aligned}$$

$$M/M_p = 0.2793$$

$$\text{Dパネル: } N/N_y = 0.4792$$

$$\begin{aligned}
 M/M_p &= 2H_y h / (3W_x) / \sigma_y \\
 &= 2 \times 125.9 \times 10^3 \times 1750 / (3 \times 1.518 \times 10^6) / 284 \\
 &= 0.3407
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Cパネル: } N/N_y &= (P/A) / \sigma_y + (H_y h / W_x) / \sigma_y \\
 &= 0.0701 + 125.9 \times 10^3 \times 1750 / 1.518 \times 10^6 / 284 \\
 &= 0.5811
 \end{aligned}$$

$$M/M_p = 0.2727$$

(4) 最大強度までの距離

1) 中空部Bパネル

$$0.757 - 0.087M/M_p - 0.658(M/M_p)^2 = 0.4891 \text{ の解は、 } M/M_p = 0.5754$$

$$L_B = 0.5754 - 0.0 = 0.5754$$

2) 中空部Aパネル

$$N/N_y = 0.757 - 0.087 \times 0.2793 - 0.658 \times 0.2793^2 = 0.6814$$

$$L_A = 0.6814 - 0.0701 = 0.6113$$

3) 充填部Dパネル

$$0.927 - 0.510M/M_p - 0.248(M/M_p)^2 = 0.4792 \text{ の解は、 } M/M_p = 0.6637$$

$$L_D = 0.6637 - 0.0 = 0.6637$$

4) 充填部Cパネル

$$N/N_y = 0.927 - 0.510 \times 0.2727 - 0.248 \times 0.2727^2 = 0.7695$$

$$L_C = 0.7695 - 0.0701 = 0.6994$$

(5) 降伏水平力作用時の安全率

1) 中空部Bパネル

$$F_B = L_B / (M/M_p) = 0.5754 / (0.2660 + 0.0001947 h_c') = 1 / (0.4623 + 0.0003384 h_c')$$

2) 中空部Aパネル

$$F_A = L_A / (N/N_y) = 0.6113 / 0.0002920 h_c' = 1 / (0.0004777 h_c')$$

3) 充填部Dパネル

$$F_D = L_D / (M/M_p) = 0.6637 / 0.3407 = 1.948$$

4) 充填部Cパネル

$$F_C = L_C / (N/N_y) = 0.6994 / (0.5811 - 0.0701) = 1.369$$

(6) コンクリート充填率の算定

$F_B = F_A$ となる h_c' は3319mmであり、事実上 $F_B < F_A$ である。

また、 $F_c < F_D$ よりCパネル及びBパネルが先行して最大強度に達する。

$$1/(0.4623 + 0.0003384 h_c') = 1.369$$

$$h_c' = 792.4\text{mm}$$

$$h_c = h - h_c' = 1750 - 792.4 = 957.6\text{mm}$$

よって、コンクリート充填率は水平力作用位置を基準とすれば、

$$Y1 = h_c / h = 957.6 / 1750 = 54.7\%$$

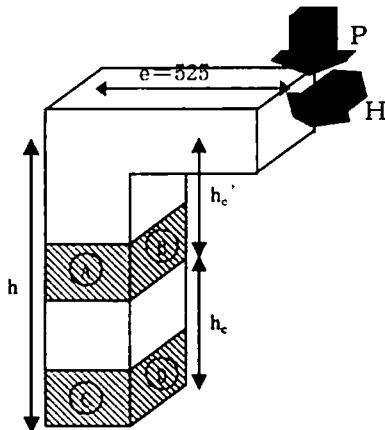
また、実験供試体での充填率算定位置(梁付根高)と同様とすれば、

$$Y2 = h_c / h' = 957.6 / 1570 = 61.0\%$$

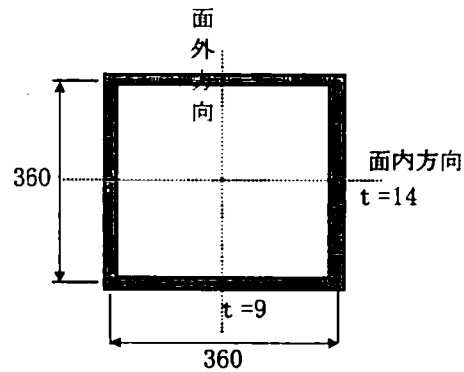
となる。

【付録 6】 解法①-1 における不等厚断面面外地震時の充填率算定例

(1) 断面諸元



図付-9 橋脚形状



図付-10 橋脚断面

表付-7 柱断面諸元

	幅 (mm)	厚 (mm)	個数	断面積 (mm ²)	断面二次モーメント(mm ⁴)	断面係数 (mm ³)
面内(in)フランジ	369.0	14	2	10,332	334,925,556	-
面外(out)フランジ	9.0	351.0	2	6,318	62,132,604	-
面内補剛材	0	0	0	0	0	-
面外補剛材	0	0	0	0	0	-
合計				A=16,560	I _{out} =319,063,860 I _{in} =397,058,160	W _{out} =1,706,224 W _{in} =2,152,077

表付-8 鋼の物性値

	断面係数 (mm ³)
ヤング係数	200,000(N/mm ²)
降伏強度	300(N/mm ²)
ポアソン比	0.30

表付-9 断面パラメータ

	out 方向	in 方向
断面半径 r (mm)	138.8	154.8
幅厚比 R	0.815	0.524
細長比 λ	0.311	0.279
作用軸力 P (kN)	283.0	
降伏軸力 P _y (kN)	4968.0	
降伏水平力 H _y (kN)	275.8	263.0

作用軸力 P は 283kN とする。

$$P_y = A \sigma_y = 16560 \times 300 = 4968.0 \text{ kN}$$

$$\sigma = P/A + P \cdot e / W_{in} = 283.0 \times 10^3 / 16560 + 283.0 \times 10^3 \times 525 / 2.152 \times 10^6 = 86.1 \text{ k/mm}^2$$

$$H_{y, in} = W_{in} / h \cdot (\sigma_y - P/A - P \cdot e / W_{in}) = 2.152 \times 10^6 / 1750 \times (300 - 86.1) = 263.0 \text{ kN}$$

$$H_{y, out} = W_{out} / h \cdot (\sigma_y - P/A) = 1.706 \times 10^6 / 1750 \times (300 - 17.1) = 275.8 \text{ kN}$$

(2) 各パネルの最大強度相関曲線

$$B \text{ パネル: } N/N_y = 0.895 - 0.390M/M_p - 0.267(M/M_p)^2$$

$$A \text{ パネル: } N/N_y = 0.706 + 0.012M/M_p - 0.765(M/M_p)^2$$

$$D \text{ パネル: } N/N_y = 1.006 - 0.310M/M_p - 0.283(M/M_p)^2$$

$$C \text{ パネル: } N/N_y = 0.920 - 0.470M/M_p - 0.318(M/M_p)^2$$

次に、ねじりモーメントによる低減を偏心方向の B パネルで考える。

$$\gamma = 1 - 0.055 e / r = 1 - 0.055 (525 / 154.8) = 0.814$$

$$Y \text{ 切片} = 0.895 \rightarrow 0.895 \times 0.814 = 0.728$$

X切片=1.240 → 1.240×0.814=1.009

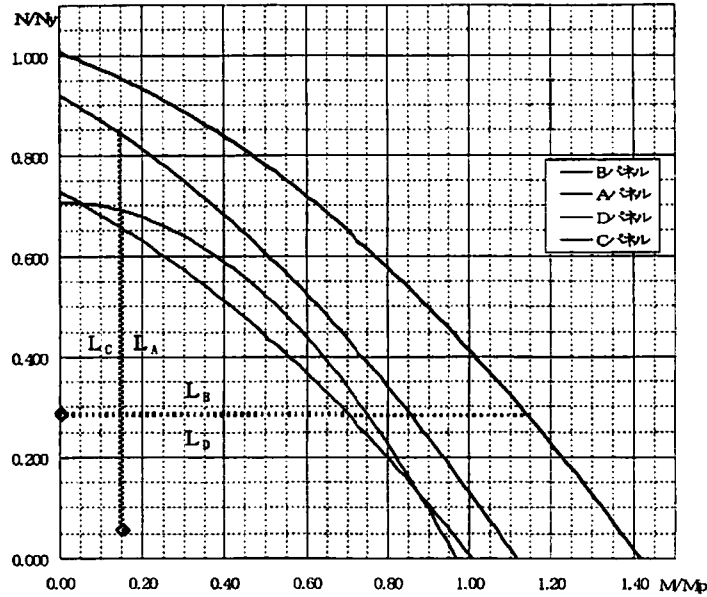
$\alpha_{e0} = 0.728$

$\alpha_{e1} = -0.427$

$\alpha_{e2} = -0.292$

よって、低減された中空部の相関曲線は以下となる。

Bパネル: $N/N_y = 0.728 - 0.427M/M_p - 0.292(M/M_p)^2$



図付-11 N-M最大強度相関曲線

(3) 断面に作用する応力値

1) 死荷重作用時

Bパネル: $N/N_y = (P/A + P \cdot e/W_{in}) / \sigma_y$
 $= (283.0 \times 10^3 / 16560 + 283.0 \times 10^3 \times 525 / 2.152 \times 10^6) / 300 = 0.2871$

$M/M_p = 0.0$

Aパネル: $N/N_y = (P/A) / \sigma_y$
 $= (283.0 \times 10^3 / 16560) / 300 = 0.0570$

$M/M_p = 2/3 \cdot P \cdot e / W_{in} / \sigma_y$
 $= 2/3 \times (283.0 \times 10^3 \times 525 / 2.152 \times 10^6) / 300 = 0.1534$

Dパネル: $N/N_y = (P/A) / \sigma_y + 3P \cdot e / (B_y^2 t_y \times (1 + 3n)) / \sigma_y$
 $= 0.0570 + 3 \times 283.0 \times 10^3 \times 525 / (360^2 \times 9 \times (1 + 3 \times 1.556)) / 300 = 0.2818$

$M/M_p = 0.0$

ここに、 $n = 14/9 = 1.556$

Cパネル: $N/N_y = 0.0570$

$M/M_p = 2P \cdot e / (B_y^2 t_y \times (1 + 3n)) / \sigma_y$
 $= 2 \times 283.0 \times 10^3 \times 525 / (360^2 \times 9 \times (1 + 3 \times 1.556)) / 300 = 0.1499$

2) 降伏水平力作用時

Bパネル: $N/N_y = 0.2871$

$M/M_p = 2H_y h_c' / (3W_{in}) / \sigma_y$

$$=2 \times 263.0 \times 10^3 \times h_c' / (3 \times 2.152 \times 10^6) / 300 = 0.0002716 h_c'$$

Aパネル: $N/N_y = (P/A) / \sigma_y + (H_y h_c' / W_{out}) / \sigma_y$
 $= 0.0570 + 263.0 \times 10^3 \times h_c' / 1.706 \times 10^6 / 300 = 0.0570 + 0.0005138 h_c'$

$$M/M_p = 0.1534$$

Dパネル: $N/N_y = 0.2818$

$$M/M_p = 2H_y h / (B_y^2 t_y \times (n+3)) / \sigma_y$$

$$= 2 \times 263.0 \times 10^3 \times 1750 / (360^2 \times 9 \times 4.556) / 300 = 0.5775$$

Cパネル: $N/N_y = (P/A) / \sigma_y + 3H_y h / (B_y^2 t_y \times (n+3)) / \sigma_y$
 $= 0.0570 + 3 \times 263.0 \times 10^3 \times 1750 / (360^2 \times 9 \times 4.556) / 300 = 0.9232$

$$M/M_p = 0.1499$$

(4) 極限強度までの距離

1) 中空部Bパネル

$$0.728 - 0.427M/M_p - 0.292(M/M_p)^2 = 0.2871 \text{ の解は、 } M/M_p = 0.6990$$

$$L_B = 0.6990 - 0.0 = 0.6990$$

2) 中空部Aパネル

$$N/N_y = 0.706 + 0.012 \times 0.1534 - 0.765 \times 0.1534^2 = 0.6897$$

$$L_A = 0.6897 - 0.0570 = 0.6327$$

3) 充填部Dパネル

$$1.006 - 0.310M/M_p - 0.283(M/M_p)^2 = 0.2818 \text{ の解は、 } M/M_p = 1.1429$$

$$L_D = 1.1429 - 0.0 = 1.1429$$

4) 充填部Cパネル

$$N/N_y = 0.920 - 0.470 \times 0.1499 - 0.318 \times 0.1499^2 = 0.8421$$

$$L_C = 0.8421 - 0.0570 = 0.7851$$

(5) 降伏水平力作用時の安全率

$$F_B = L_B / (M/M_p) = 0.6990 / 0.0002716 h_c' = 1 / (0.0003885 h_c')$$

$$F_A = L_A / (N/N_y) = 0.6327 / 0.0005138 h_c' = 1 / (0.0008121 h_c')$$

$$F_D = L_D / (M/M_p) = 1.1429 / 0.5775 = 1.979$$

$$F_C = L_C / (N/N_y) = 0.7851 / (0.9232 - 0.0570) = 0.906$$

(6) コンクリート充填率の算定

中空部においては、 $F_B > F_A$ であり A パネルが先行して最大強度に達する。

充填部においては、 $F_C < F_D$ であり C パネルが先行して最大強度に達する。

A パネルと C パネルが同時に最大強度に達する h_c' は、以下のように計算される。

$$1 / (0.0008121 h_c') = 0.906$$

$$h_c' = 1358.5 \text{ mm}$$

よって、充填率は

$$Y1 = h_c' / h = (1750 - 1358.5) / 1750 = 22.4\%$$

【付録7】 解法①-1における不等厚断面内地震時の充填率算定例

(1) 断面諸元

断面諸元は、【付録7】と同様である。

(2) 各パネルの最大強度相関曲線

Bパネル： $N/N_y = 0.895 - 0.390M/M_p - 0.267(M/M_p)^2$

Aパネル： $N/N_y = 0.706 + 0.012M/M_p - 0.765(M/M_p)^2$

Dパネル： $N/N_y = 1.006 - 0.310M/M_p - 0.283(M/M_p)^2$

Cパネル： $N/N_y = 0.920 - 0.470M/M_p - 0.318(M/M_p)^2$

ここで、面外方向に荷重は作用しないため、ねじりモーメントによる低減はない。

(3) 断面に作用する応力値

1) 死荷重作用時

Bパネル： $N/N_y = 0.2871$

$M/M_p = 0.0$

Aパネル： $N/N_y = 0.0570$

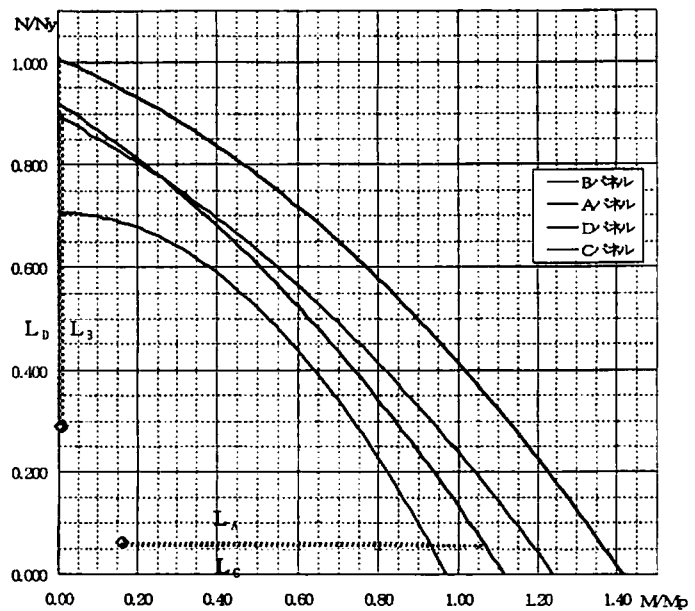
$M/M_p = 0.1534$

Dパネル： $N/N_y = 0.2818$

$M/M_p = 0.0$

Cパネル： $N/N_y = 0.0570$

$M/M_p = 0.1499$



図付-12 N-M最大強度相関曲線

2) 降伏水平力作用時

Bパネル： $N/N_y = 0.2871 + (H \times h_c' / W_{in}) / \sigma_y$
 $= 0.2871 + 263.0 \times 10^3 \times h_c' / 2.152 \times 10^6 / 300$
 $= 0.2871 + 0.0004073 h_c'$

$M/M_p = 0.0$

Aパネル： $N/N_y = 0.0570$

$M/M_p = 0.1534 + 2/3 \times (H \times h_c' / W_{in}) / \sigma_y$
 $= 0.1534 + 2/3 \times 263.0 \times 10^3 \times h_c' / 2.152 \times 10^6 / 300$
 $= 0.1534 + 0.0002716 h_c'$

Dパネル： $N/N_y = 0.2818 + (H \times h / W_{in}) / \sigma_y$
 $= 0.2818 + 263.0 \times 10^3 \times 1750 / 2.152 \times 10^6 / 300$
 $= 0.9947$

$M/M_p = 0.0$

Cパネル： $N/N_y=0.0570$

$$\begin{aligned} M/M_p &= 0.1499 + 2/3 \times (H \times h) / W_{in} / \sigma_y \\ &= 0.1499 + 2/3 \times 263.0 \times 10^3 \times 1750 / 2.152 \times 10^6 / 300 \\ &= 0.6252 \end{aligned}$$

(4) 極限強度までの距離

1) 中空部Bパネル

$$L_B = 0.895 - 0.2871 = 0.6079$$

2) 中空部Aパネル

$$\begin{aligned} 0.706 + 0.012M/M_p - 0.765(M/M_p)^2 &= 0.0570 \text{ の解は、 } M/M_p = 0.9288 \\ L_A &= 0.9288 - 0.1534 = 0.7754 \end{aligned}$$

3) 充填部Dパネル

$$L_D = 1.006 - 0.2818 = 0.7242$$

4) 充填部Cパネル

$$\begin{aligned} 0.920 - 0.470M/M_p - 0.318(M/M_p)^2 &= 0.0570 \text{ の解は、 } M/M_p = 1.0663 \\ L_C &= 1.0663 - 0.1499 = 0.9165 \end{aligned}$$

(5) 降伏水平力作用時の安全率

$$\begin{aligned} F_B &= 0.6079 / 0.0004073 h_c' = 1 / (0.0006700 h_c') \\ F_A &= 0.7754 / 0.0002716 h_c' = 1 / (0.0003503 h_c') \\ F_D &= 0.7242 / (0.9947 - 0.2818) = 1.016 \\ F_C &= 0.9165 / (0.6252 - 0.1499) = 1.928 \end{aligned}$$

(6) コンクリート充填率の算定

中空部においては、 $F_B < F_A$ でありBパネルが先行して最大強度に達する。

充填部においては、 $F_C > F_D$ でありDパネルが先行して最大強度に達する。

BパネルとDパネルが同時に最大強度に達する h_c' は、以下のように計算される。

$$1 / (0.0006700 h_c') = 1.016$$

$$h_c' = 1469.1 \text{ mm}$$

よって、充填率は

$$Y1 = h_c' / h = (1750 - 1469.1) / 1750 = 16.1\%$$