

新 制

工

1147

粗粒材の変形特性を考慮した軌道破壊
現象の解明に関する研究

石 川 達 也

粗粒材の変形特性を考慮した軌道破壊
現象の解明に関する研究

平成11年3月

石川達也

Proposal of a Theory of Track Deterioration Considering Cyclic Deformation Characteristics of Railroad Ballast

At ballasted railway track, the phenomenon that irregularity of rail level under train passage gets worse, that is what we call "track deterioration" or "growth of track irregularity", is frequently observed. Since such a phenomenon has serious influences on the safety of train operation, the elucidation of track deterioration is one of principal assignments in railway engineering, and the theory of track deterioration has been studied up to now in many countries. In general, the dominant factor of track deterioration is supposed to be the plastic deformation of "railroad ballast," a track component of ballasted railway track composed of crushed stone (ballast), as caused by cyclic train passages. But the current analysis method which regards railroad ballast as a structural body can't evaluate such a factor. So it is urgently necessary to develop a reasonable analysis method of track structure in order to rationalize the design method of ballasted railway track and to save the labor of track maintenance. The author examined the cyclic deformation characteristics of railroad ballast on the basis of both experimental results and analytical results to establish the theory of track deterioration that could explain the mechanism of the cyclic plastic deformation of railroad ballast in terms of the mechanics of granular materials, and to construct the analysis method of track structure with generality that could evaluate the movement of ballast particles sufficiently. This paper is composed of nine chapters. The resume of each chapter is as follows;

In Chapter 1, the present situation of railway track and the background of this study were stated, and the role and significance that this study fulfilled in railway engineering were discussed.

Chapter 2 presented the current design method of ballasted railway track and the conventional theory of track deterioration briefly, and orientated this study.

Chapter 3 indicated assignments of this study by examining the cyclic plastic deformation of railroad ballast in terms of geotechnology.

Chapter 4 dealt with cyclic loading tests of full-scale track. Vertical and horizontal cyclic loading tests of constant load amplitude were performed in order to grasp the cyclic deformation characteristics of railroad ballast respectively. As the result, the deformation properties of railroad ballast were quantified by test results, and a simple equation to predict the amount of plastic deformation of railroad ballast was proposed, which has high utility value for design and maintenance of ballasted railway track. Besides from test results that the pressure distribution on under-surface of tie becomes non-uniform, it was revealed that the movement of ballast particles influenced the deformation characteristics of railroad ballast strongly.

Chapter 5 dealt with triaxial tests of ballast. Monotonic loading and Cyclic loading triaxial compression tests under the same stress condition of railroad ballast on train passages were performed with samples of ballast in order to elucidate the material property of railroad ballast that is, the strength property

and the deformation property of coarse granular materials. As the result, it was revealed that the cyclic plastic deformation of railroad ballast originates in the material property of ballast, and that the cyclic plastic deformation of ballast could be explained from the viewpoint of the mechanics of granular materials exactly. So it was concluded that the most effective estimation of the deformation of railroad ballast needs regarding its part as an assemblage of coarse granular materials.

Chapter 6 dealt with the simulation of triaxial tests. As the basic study to analyze the deformation of railroad ballast regarding its part as an assemblage of coarse granular materials, the application method of discrete analysis treating the problem including discontinuous boundaries to the cyclic plastic deformation of coarse granular materials was discussed by simulating triaxial tests of ballast with DDA (Discontinuous Deformation Analysis). As the result, it was revealed that DDA with polygon elements divided by Voronoi tessellation was an proper method to analyze the deformation of coarse granular materials which have large internal friction angle such as ballast, and that DDA could simulate the cyclic plastic deformation of ballast without setting any particular constitutive relation except the frictional law.

Chapter 7 dealt with the simulation of full-scale track tests. The applicability of the discrete analysis to the cyclic plastic deformation of railroad ballast was examined by simulating full-scale track tests with FEM and DDA. As the result, it was denoted that the evaluation for discontinuity between tie and railroad ballast has serious influences on the reliability of analysis results in analyzing the deformation of track structure, and it was concluded that the discontinuum analysis was more useful than the continuum analysis in order to make the geotechnical treatment of railroad ballast in the analysis method of track structure reasonable. Besides, it was revealed that DDA considering the actual density distribution of railroad ballast could simulate the movement of ballast particles under cyclic loading to some extent, which causes the cyclic plastic deformation of railroad ballast. So it was concluded that the cyclic plastic deformation of railroad ballast was defined as the fabric transformation of particle alignment accompanied by sliding between particles in terms of the mechanics of granular materials.

Chapter 8 proposed the application method of this study to the design of ballasted railway track. Comparing the examination results derived from the former chapters with the conventional theory of track deterioration, the availability and novelty of this study were illustrated, and an original theory of track deterioration regarding railroad ballast as an assemblage of coarse granular materials was newly established. Besides, based on its theory, the new prediction methods in the amount of plastic deformation of railroad ballast utilized discrete analysis were proposed, and the application condition of three kinds of prediction methods proposed in this study was indicated considering the object and convenience of design.

In Chapter 9, the knowledge and insight which were made clear from the former chapters was briefly denoted, and it was mentioned how this study contributes to the progress in railway engineering. Also, the future prospect for the elucidation of track deterioration was discussed adducing several assignments that should be examined in future.

目 次

第 1 章 序 論

1-1	緒 論	1
1-2	軌道力学の研究課題	7
1-3	本研究の目的	10
1-4	本研究の構成	12

第 2 章 従来の軌道破壊理論

2-1	軌道構造設計手法の考え方	17
2-2	軌道破壊理論の変遷	22
2-2-1	軌道破壊理論 I	22
2-2-2	軌道破壊理論 II	24
2-2-3	軌道破壊理論 III	26
2-2-4	S 式	27
2-2-5	左右方向の軌道破壊理論	27
2-3	軌道破壊理論の解析上の課題	28

第 3 章 軌道破壊現象の地盤工学的考察

3-1	軌道破壊現象の定義とその構成要素	31
3-2	道床部繰返し変形挙動の定性的分析	36
3-2-1	繰返し載荷時の道床部の変形挙動	36
3-2-2	初期変位過程	36
3-2-3	漸進変位過程	38
3-3	軌道破壊現象の発生要因分析	39
3-4	結 論	41

第 4 章 実物大試験による道床部の繰返し変形挙動の検討

4-1	試験概要	43
-----	------	----

4-1-1	試験目的	43
4-1-2	試験装置および試験軌道	44
4-1-3	繰返し載荷試験方法	44
4-1-4	道床バラスト粒子の移動傾向把握試験方法	51
4-2	上下方向の繰返し変形特性	57
4-2-1	繰返し載荷による変位の増加傾向	57
4-2-2	繰返し載荷による変形機構の変化	59
4-2-3	変位振幅量に基づく塑性変形傾向	63
4-3	左右方向の繰返し変形特性	67
4-3-1	繰返し載荷による変位の増加傾向	67
4-3-2	繰返し載荷による変形機構の変化	67
4-3-3	変位振幅量に基づく塑性変形傾向	71
4-3-4	構造条件の差異による影響	73
4-4	道床部変形量の予測モデル	75
4-4-1	上下方向変形量の予測モデル	75
4-4-2	鉛直荷重負荷時の道床横抵抗力の増加特性	77
4-4-3	左右方向変形量の予測モデル	80
4-5	繰返し載荷時の道床バラスト粒子の移動傾向	83
4-5-1	まくらぎ下面における反力の分布傾向	83
4-5-2	三軸型加速度計による道床バラスト粒子の移動傾向	93
4-6	結論	99

第5章 大型繰返し三軸試験による道床バラストの変形特性の検討

5-1	試験概要	103
5-1-1	試験目的	103
5-1-2	試料および試験方法	104
5-2	道床バラストの強度・変形特性	110
5-2-1	単調載荷試験結果	110
5-2-2	道床部の応力状態の推定	110
5-3	道床バラストの繰返し変形特性	114
5-3-1	軸ひずみの増加傾向	114
5-3-2	応力～ひずみ曲線の変化	114
5-3-3	ダイレイタンスーに関する考察	119
5-3-4	弾性ひずみ増分に関する考察	120

5-3-5	塑性ひずみ増分に関する考察	121
5-4	道床バラストの繰返し変形特性のモデル化	124
5-4-1	道床バラストの変形特性と道床部の変形特性の比較	124
5-4-2	繰返し載荷時の応力～ひずみ関係のモデル化	127
5-5	結 論	139

第6章 粗粒材の繰返し変形挙動に対する不連続体解析手法の適用に関する検討

6-1	解析概要	143
6-1-1	解析目的	143
6-1-2	解析モデル	144
6-1-3	解析条件	147
6-2	不連続体解析手法と幾何学的平面分割手法	151
6-2-1	不連続変形法 (DDA) の基礎理論	151
6-2-2	ボロノイ分割法	165
6-3	DDAの単調載荷試験結果への適用	170
6-3-1	試験結果と解析結果の比較	170
6-3-2	粒子間摩擦角に関する検討	170
6-3-3	変形の局所化に関する検討	176
6-3-4	間隙率および配位数に関する検討	182
6-4	DDAの繰返し載荷試験結果への適用	184
6-4-1	繰返し載荷時の応力～ひずみ関係	184
6-4-2	繰返し塑性変形特性に関する検討	186
6-4-3	繰返し載荷に伴う粒子構造の変化	191
6-5	結 論	195

第7章 道床部の繰返し変形挙動に関する解析的検討

7-1	離散化解析手法の道床部への適用に関する検討	199
7-1-1	本章の目的と構成	199
7-1-2	道床部の変形挙動解析における離散化解析手法の意味	200
7-1-3	離散化解析手法の選択に関する課題	201
7-2	有限要素法の道床部への適用に関する検討	206
7-2-1	解析概要	206
7-2-2	現象のモデル化方法に関する検討	215

7-2-3	道床部の変形傾向と応力分布に関する検討	233
7-3	不連続変形法による道床部繰返し塑性変形機構の検討	282
7-3-1	解析概要	282
7-3-2	道床部繰返し変形挙動解析に対する適用性の検討	292
7-3-3	道床部の変形傾向と応力分布に関する解析的検討	323
7-3-4	解析精度の向上に関する検討	350
7-4	結 論	372

第8章 軌道構造設計への応用に関する検討

8-1	道床部塑性変形量簡易予測式の一般化に関する検討	377
8-1-1	従来の軌道破壊理論との関連性の検討	377
8-1-2	道床部塑性変形量簡易予測式の力学的根拠の明確化	379
8-2	道床バラストの塑性変形特性を考慮したFEM解析の提案	383
8-2-1	道床部変形挙動解析に対する線形構造解析の課題	383
8-2-2	道床部塑性変形量予測モデル	386
8-3	道床部変形挙動解析に対するDDA解析の有用性	391
8-4	軌道構造設計に対する各種解析手法の適用性	394

第9章 結 論

9-1	本研究の結論	399
9-2	今後の研究開発の方向性	401

謝 辞	407
-----	-----

付属資料

付属資料1	用語の定義	A1
付属資料2	記号表	A6

第1章 序論

1-1 緒論

線路は、鉄道の誕生以来2本のレールにより車輪を誘導走行させるというその基本的な構造を変えることなく受け継がれてきている。しかし、レールの固定支持方式は時代のニーズに沿って変化し、多種多様な軌道構造が現在用いられている。その中で誕生当初より用いられている代表的な軌道構造は、素地、盛土、切取りなどの土路盤上に道床バラストを敷き、その上のまくらぎを介してレールを固定するものである（図1-1-1参照）。このような軌道構造を土路盤上の有道床軌道と呼んでいるが、線路を一土木構造物として捉えた場合有道床軌道は、車輪から伝えられる列車荷重をレール、まくらぎ、道床バラストを介して応力を分散させつつ路盤に伝える構造物と考えることができる。概して線路は、一般の土木構造物と異なり、列車荷重によって生じるレール頭頂面の不整や軌道材料の劣化等に対する補修や材料交換を前提として設計されており、その意味で「不完全な構造物」ということができる。特に、現在の軌道構造の中で最も一般的な有道床軌道は、振動を伴う列車荷重により道床バラスト粒子の微小移動や路盤・路床部の圧密変形が生じ、列車の繰返し通過とともに鉛直・水平方向の残留変位量が累積されるという不可避的な構造上の欠陥を有している。さらに、線路各点における軌道状態は軌道構造が同じでも一様であるとは言い難く、レール継目部、溶接部等の軌道構造上の特異箇所が存在と相まって、その変形傾向は線路長手方向に不同となる。この結果、有道床軌道では軌道面の不整（軌道狂い）が列車の繰返し通過に伴い徐々に成長することになる。軌道狂いは列車の走行安全性や乗心地等の円滑な列車走行に支障を来すため、これを数mm程度のオーダー（表1-1-1参照）で検出し復元・補修する保守作業が常時必要となる。このため、有道床軌道で車両の走行安全性や乗心地を維持するには、一般の土木構造物と比べるとより多くの保守が使用開始後必要となる。しかしながら、その基本的な構造が100年近くの間変化していないのは、線路がきわめて長大な構造物であるため、修繕費が多少かかっても建設費が低廉でかつ補修が容易であることが望まれたからである。さらに、我が国のように軟弱な沖積平野が広がる国土では、軟弱地盤上に線路を敷設するケースが多く、そのような路盤上で保守の不要な軌道構造を構築するには、施工能率と建設コストがネックとなり、保守を前提とした有道床軌道という経験的構造物が選択されてきたのであろう。

近年、輸送力の増大や列車の高速化に対する期待が高まり、これまで以上に軌道構造に対する負荷は増大しつつある。その一方では、若年層の労働嗜好の変化と労働人口の高齢化に伴い、昨今の労働情勢はJR各社ともかなり逼迫した状態にある。また同時に、社会情勢を反映したいわゆる3K対策も急務であり、保守の不要な軌道構造の開発や保守用機械の開発による保守作業の省力化に各社とも取り組んでいる。これらの対策の中で最も本

質的であつ抜本的な解決法は、在来型の軌道構造をそれらのニーズにより適した構造に変更することであり、有道床軌道に代表される在来型軌道とは異なる軌道構造がこれまで開発され、新設線を中心に実用化されつつある。これらを総称して一般に「非在来型軌道」と呼んでおり³⁾、表1-1-2に示すようなものがある。このうち新幹線軌道では、スラブ軌道（図1-1-2参照）を中心とした非在来型軌道を新線建設時に導入しており、これにより保守作業量は減少し経済性のよい線路となっている。一方、列車の高速化や保守の省力化への期待は、現在供用されている既設線に対しても大きいものがある。しかし、既設営業線の軌道を新設線並のスラブ軌道に軌道更新するのは、施工性や経済性の面からきわめて困難である。そこで、限られた時間内に施工ができかつ施工後の列車の運行に支障をきたさないという条件で、所定の機能を有しかつ経済的に成立する非在来型軌道の開発が行われた。その開発例が填充道床軌道（図1-1-3参照）や舗装軌道（図1-1-4参照）であり、現在も首都圏内の営業線で試験施工中である^{3),4)}。しかしながら、これら非在来型軌道の導入は限られた範囲内に限定されており、依然として現用線路の大部分（JR全線の約90%）は在来型の有道床軌道である³⁾。これらに対しては軌道部材個々の部分的な改良や保守方法の改善により軌道の破壊・劣化の進行を抑制する方策が現実的である。このため、部材個々の耐久性の向上とともに軌道としての保守周期を延伸する軌道部材の開発（図1-1-5参照）や保守作業の効率化・合理化を図るために保守用機械の新規開発等による保守方法自体の改善が行われている。

さて、線路は本来経験的な構造物ではあるが、前述のような保守作業の最適化や振動・騒音問題に代表されるような環境への適応性を考慮した場合、現状ではもはや理論的根拠なしには成立しえない。線路を一土木構造物と考え列車走行時の変形挙動を力学的に考察し、その検討結果を用いて合理的な軌道構造の構築を指向する研究は従来から行われてきた。線路の力学的な研究が本格的になされたのは、Winklerに始まりZimmermanが1888年にとりまとめた弾性床上の梁に関するものが最初である。我が国においても、戦前堀越らが提案した軌道負担力の理論に始まり、東海道新幹線建設の際の理論的根拠として活用された佐藤らの最適軌道構造の理論が有名である⁶⁾。一般に、鉄道に関係する学門は「鉄道工学」と総称されるが、おおまかに見て鉄道工学は、列車の運行計画に代表されるような交通計画学と、線路の強度・変形特性を議論の対象とする「軌道力学」⁶⁾に区分される。特に後者の軌道力学は鉄道固有の学門体系であるといえ、金属、コンクリート、土・粗粒材といった材料物性の異なる複合構造に関する動力学問題を対象とする。このため、その専門分野は構造力学や土質力学から弾塑性力学や振動学など幅広く、対象となる研究課題も多岐にわたる。またその一方で、適用範囲が鉄道に限定されることが多いため研究開発市場の閉鎖性が強く、道路工学等他の土木研究分野に比べ研究に投入されるリソースが比較的少ない。しかし、自動車や航空機との旅客輸送におけるシェア争いが激化している現在、軌道力学の今後の発展がある意味で鉄道の未来を担っているといっても過言ではない。

表1-1-2 軌道構造の分類

軌道構造種別		構成要素	具体的な分類	
在 来 型 軌 道	有道床軌道	レール	30, 37, 40N, 50PS, 50N, 60kg	
		締結装置	犬くぎ, タイプレート, 板ばね式, 線ばね式	
		まくらぎ	木まくらぎ, PCまくらぎ, コンクリートまくらぎ	
		道床	砕石, ふるい砂利, 道床厚, 道床肩幅	
		路盤	土路盤, 強化路盤, コンクリート (高架橋, トンネル)	
非 在 来 型 軌 道	有道床軌道	填充道床軌道	レール	30, 37, 40N, 50PS, 50N, 60kg
			締結装置	各種
			まくらぎ	LPCまくらぎ
			注入材	超速硬性CAモルタル
			路盤	土路盤, 強化路盤, コンクリート (高架橋, トンネル)
		舗装軌道	レール	30, 37, 40N, 50PS, 50N, 60kg
			締結装置	各種
			まくらぎ	LPCまくらぎ
			注入材	特殊強化アスファルト
			路盤	土路盤, 強化路盤, コンクリート (高架橋, トンネル)
	無道床軌道	スラブ軌道	レール	30, 37, 40N, 50PS, 50N, 60kg
			締結装置	各種
			スラブ	普通スラブ, 防振スラブ, 枠型スラブ
			路盤	コンクリート, (土路盤上スラブ軌道も検討中)
		直結軌道	レール	30, 37, 40N, 50PS, 50N, 60kg
			締結装置	各種
			まくらぎ	木・PCまくらぎ, コンクリートブロック
			路盤	コンクリート
		橋梁上軌道	レール	30, 37, 40N, 50PS, 50N, 60kg
			締結装置	各種
まくらぎ	木まくらぎ, 合成まくらぎ			
その他	フックボルト, 鋼橋直結			

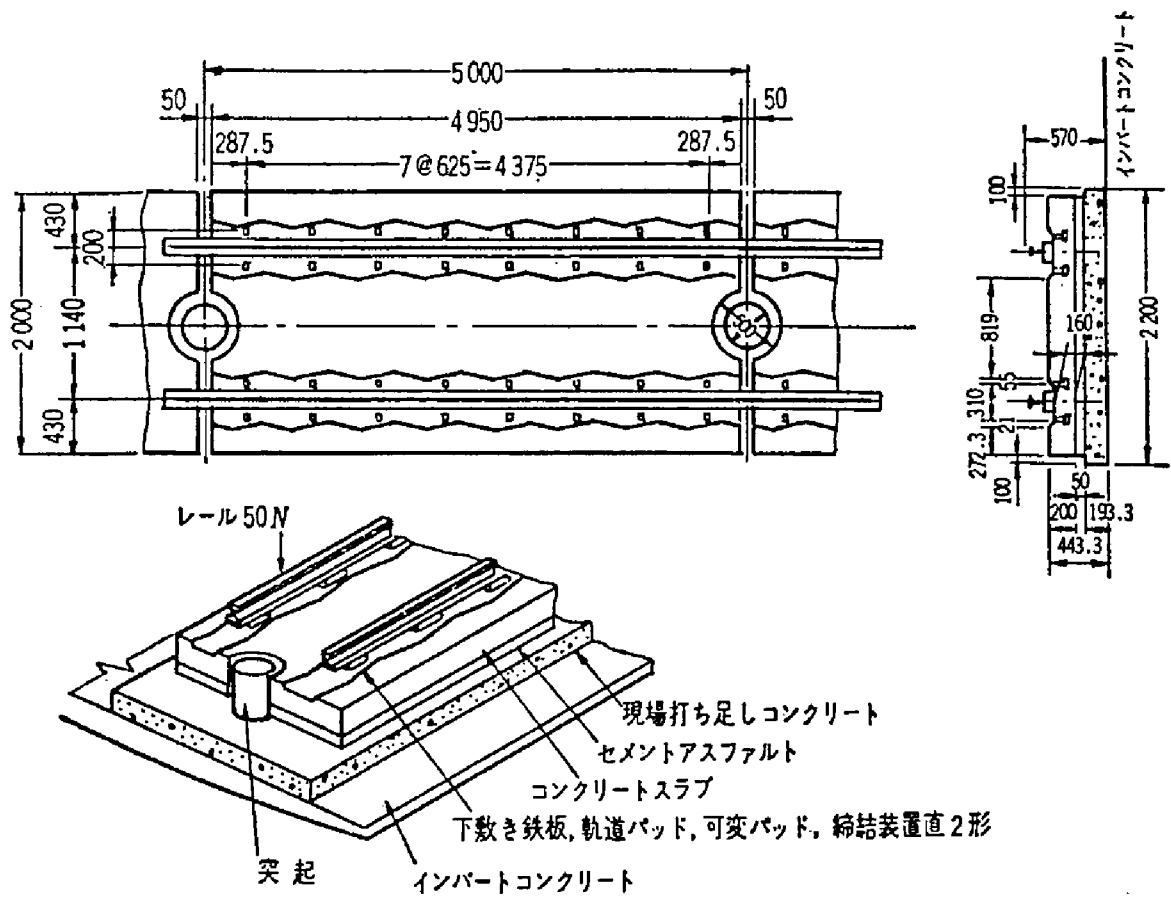


図1-1-2 スラブ軌道の構造

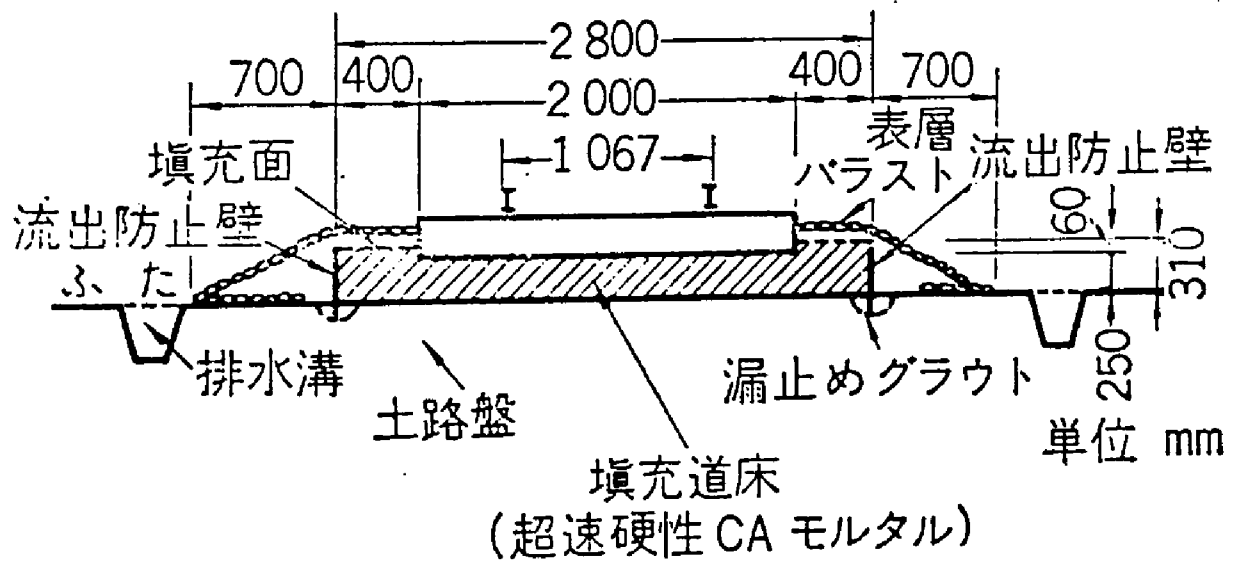


図1-1-3 充填道床軌道の構造

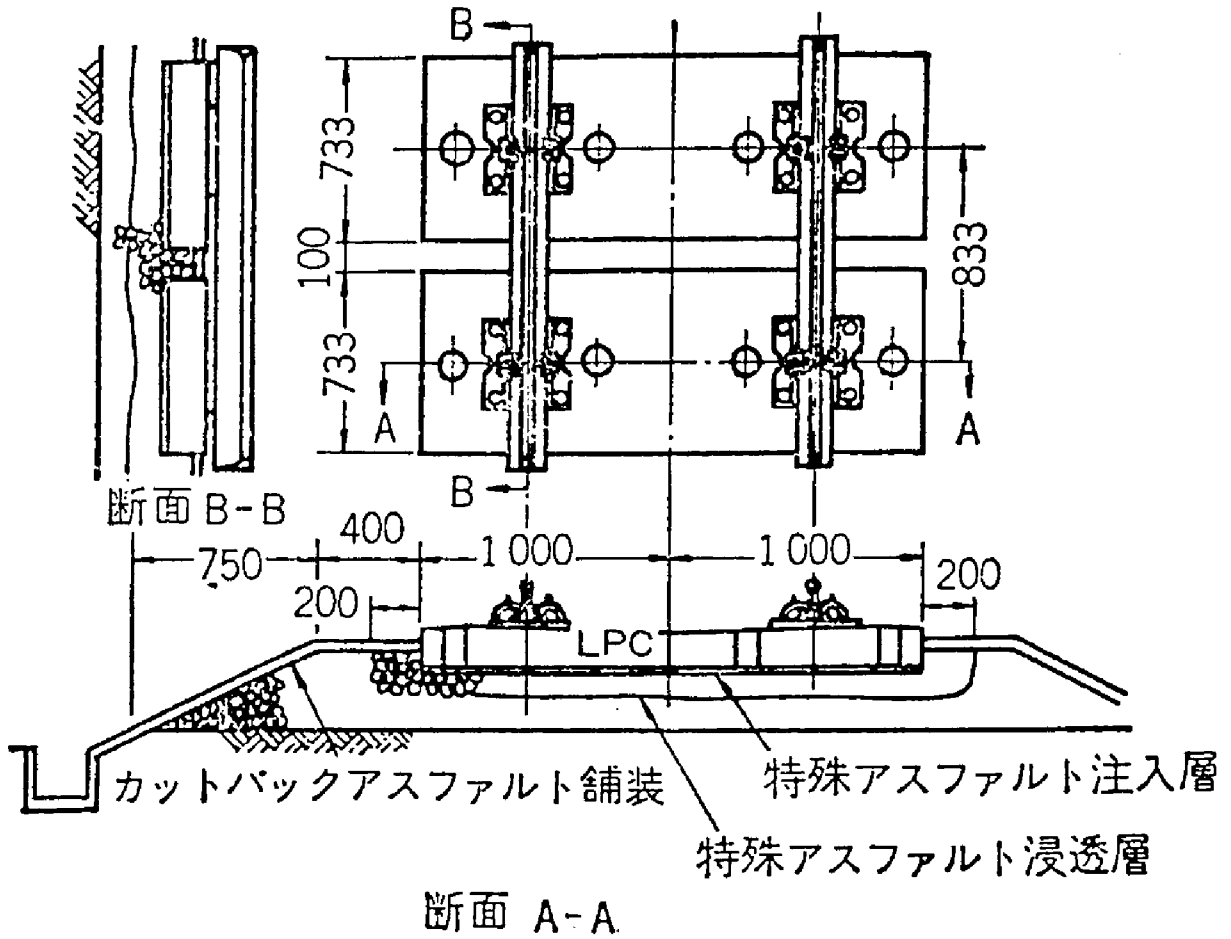


図1-1-4 舗装軌道の構造

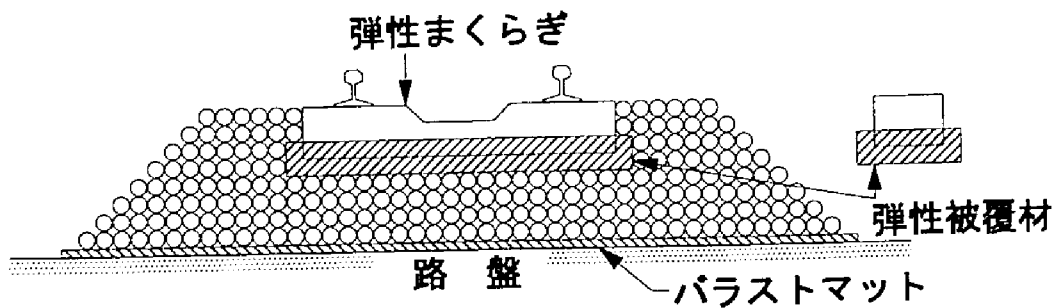


図1-1-5 有道床弾性まくらぎとバラストマット

1-2 軌道力学の研究課題

路盤以下の構造を除いた部分、つまり「施工基面上の道床バラストおよび軌框（レール、まくらぎを組み立てたもの）と直接これに付帯する施設」²⁾で構成される部分は「軌道」と称されており、その力学的挙動特性を理論的に考察する研究は「軌道力学」と称されている。一般に軌道力学が対象とする研究課題は、在来型の有道床軌道を対象とした場合大きく分けて次の3つになる。

- (1) 軌道を構成する各部材の強度に関する問題
- (2) 軌道の変形特性に関する問題
- (3) 車両と軌道の相互作用に関する問題

1つめは、レール、レール締結装置、まくらぎ、道床バラスト、路盤・路床といった軌道の構成要素の強度的な限度値と作用応力度（作用荷重）との応力照査に関する問題（表1-2-1参照）であり、各部材の構造破壊に関する問題である。これには疲労破壊等の漸進的な破壊現象も含まれる。2つめは、軌道を一つの構造物と考えた場合に提起される軌道が走行路としての機能を損なうことのない限界変形状態の推定に関する問題であり、各種の応力状態における軌道の変形挙動特性に関する問題である。これには、「軌道破壊」と称される軌道走行面における幾何学的不整（以下、「軌道狂い」と称す）の進行過程（図1-2-1参照）や「軌間拡大」現象であるレール踏面のねじれ（小返り）現象、ロングレール軌道等におけるレールの座屈問題などが含まれる。3つめは、車両と軌道をレール踏面で接触する一つの振動系と考えた際の加振・励起過程とその応答問題であり、車輪／レール間の凹凸によって生じる接触力に伴う強制加振機構の推定や、軌道狂いを主体とした車両と軌道の相互作用に基づく車体慣性力の作用機構の推定がその議論対象となる。これには、脱線のような走行安全性の問題や乗心地のような走行安定性の問題も含まれる。

実際の軌道構造を対象としたこれらの研究課題のうち、近年JR各社からの技術的要請の特に強いものは次の2つである。まず、1つめは、輸送力増強・到着時分短縮等を目的として近年盛んに行われている列車の速度向上が軌道の破壊・劣化に及ぼす影響の推定に関する問題である。速度向上を軌道構造に対する荷重条件の変化としてとらえた場合、速度が増加すれば荷重強度も増加するという検討結果が従来の研究により得られている^{7),8)}。このため、速度向上を行うには、従来よりも構造的強度の強い軌道構造が望まれるとともに、列車荷重による発生応力を十分に分散させ過剰な局所的応力がかからない軌道構造、あるいは速度の増加に伴い発生する荷重の増加を抑制できる軌道構造が望まれている。しかし、高強度を有し作用荷重による内部応力を充分分散させる軌道構造というのは、実際問題としてかなり難しい。構造力学的な観点から考えれば、高強度を有する部材には応力集中が生じ荷重の分散効果が減少することは明らかである。したがって、現実的には設計荷重に対する軌道各部の応力状態が部材の許容応力限度を越えないように、荷重の分散効

表1-2-1 軌道構造の応力照査検討項目

著大荷重に対する検討	繰返し荷重に対する検討
<ul style="list-style-type: none"> ○レール曲げ応力による疲労破壊 ○PCまくらぎのひび割れ ○路盤の強度 ○急激な通り狂い ○レール締結装置の横圧受部の破損 ○レール締結装置の押えばねの破損 ○犬くぎの押出し ○犬くぎの抜け上がり 	<ul style="list-style-type: none"> ○レール締結装置の横圧受部の破損 ○レール締結装置の押えばねの破損 ○軌道パッドの疲労



図1-2-1 軌道破壊現象

果と部材強度のバランスをとるのが合理的な設計方法であると考えられる。しかし、そのためには列車荷重載荷時の軌道各部の応力状態を充分把握する必要がある。2つめは、保守作業の省力化および効率化に関する問題である。前節で述べたように、軌道は、列車荷重による破壊や劣化に対する補修や材料交換を前提として設計されており、一定量の保守があつてはじめて列車の走行路としての機能を維持できる。特に在来型の有道床軌道の場合には、軌道の破壊・劣化現象の一つである軌道狂いにより列車の乗心地が悪くなるだけでなく、場合によっては脱線等を誘引し列車の走行安全性が損なわれることもある。また、軌道狂いが進めば車体動揺が大きくなるため列車荷重が大きくなり、その結果軌道狂いもさらに進むという悪循環を繰り返すことになる。このため、在来型の有道床軌道における軌道保守作業の大部分（保守作業の約60%²⁾）は、著大軌道狂いの整正、すなわち軌道破壊発生箇所の修復に費やされており、軌道破壊現象の現象論的な解明や軌道狂い進み量の推定は、保守作業を効率的に行う際に必要不可欠なものであり、省力化軌道や保線機械の技術開発を推進する上でも基礎研究としてその重要性を近年再認識されつつある。したがって、軌道破壊現象の解明は有道床軌道の主たる研究課題の一つと考えられており、鉄道生誕当初より研究が行われてきたにも関わらず100年近くが経過した現在においても依然として鉄道事業者からの技術的要請の強い研究課題の一つとなっている。なお、本研究では軌道保守作業を省力化する目的で開発された軌道構造を総称して「省力化軌道」と表現するものとし、スラブ軌道のような無道床型の非在来型軌道構造や填充道床軌道・鋪装軌道のような有道床型の非在来型軌道構造だけでなく（表1-1-2参照）、図1-1-5に示した有道床弾性まくらぎやバラストマット等のように軌道部材を一部改良した在来型軌道構造もその開発目的から省力化軌道に含むものとする。

1-3 本研究の目的

従来、軌道狂いの経時変化に関する研究は一般に「軌道破壊理論」と称せられ、保守作業の大半を占める上下方向の軌道狂いの進行速度の推定に関する研究を主体に、世界各国で検討されている^{9)・10)}。我が国でも、軌道破壊現象を、荷重載荷時の線路長手方向に対する偏差変位（以下、平均変形量に対する相対変位を「偏差変位」と称す）が列車の繰返し通過に伴い漸進的に蓄積される現象と定義し、ある時間経過後において観測される偏差変位の推移過程、すなわち軌道狂い進みを、絶対変位量の漸進的な増加割合と関係づけて、軌道破壊理論を構築してきた^{11)・12)}。従来の軌道破壊理論の主たる研究課題は、

- ①車輪／レール間の凹凸による接触励起加振機構や、軌道狂いによる車両／軌道の相互作用に起因する軌道への車体慣性力の作用機構等の外力推定
- ②軌道構造各部材への振動伝搬機構の推定、および荷重強度と道床振動加速度による道床バラスト部沈下量の推定
- ③路盤特性と荷重強度に基づく路盤部沈下量の推定

であり、列車荷重の繰返し載荷に伴って大きくなる道床バラスト部（以下、「道床部」と称す）または路盤部の絶対沈下量を推定することが研究の基本となってきた。しかし、現在の土構造物設計標準¹³⁾に従えば、今後新設される線路の路盤・路床部の強度はかなり高強度なものとなること、および高架橋上の有道床軌道を検討対象とした場合を考えると、路盤部よりも保守作業の主対象である道床部の変形挙動を推定することが改めて重要になると考えられる。一方、曲線部における乗心地向上のために、左右方向の軌道狂いの抑制が近年重要視されつつあり、設計手法としても許容左右方向変位の概念を採用する方向にある¹⁴⁾。この場合、有道床軌道の左右方向の変形挙動に支配的となるのは道床部の変形特性であり、従来の軌道破壊理論では検討対象とされていなかった列車荷重載荷時の道床部の左右方向の変形挙動に関しても上下方向と同様定量的に把握する必要性が生じている。しかし、従来の軌道破壊理論は構造工学的な見地から道床部をVoigt型のばね－ダッシュポット－質点系モデルと近似する軌道振動解析を主体として構築されたものであり、理論の核となる道床部の塑性変形特性に関しては昭和30年代に行われた実験結果に基づく経験則⁹⁾を適用してきた経緯がある。したがって、近年の軌道構造各部材の多様化や研究対象の多角化を考えると、現在の軌道力学の理論体系では軌道破壊現象を十分に説明できないことが最近認識されつつあり、鉄道事業者からの保守の省力化に対する技術的要請が細部化・広範囲化する現在、在来型軌道構造だけでなく一部の省力化軌道構造にも対応可能な一般性を有した理論体系の構築が急務になってきている。

以上のような状況を鑑み、本研究では、有道床軌道の主たる研究課題である道床部を主体とした軌道破壊現象を、粗粒材料の繰返し塑性変形挙動という地盤工学的観点から考察することにより、従来の破壊理論では曖昧にされていた道床バラスト粒子の移動という力

学的な挙動特性を評価した「軌道破壊理論」の確立を目的として研究を行う。また、同時に、現在の軌道構造の設計手法をより合理的なものとするべく、粒状集合体としての道床部の繰返し塑性変形特性を充分評価した汎用性のある軌道構造解析手法の構築を図るものである。

1-4 本研究の構成

従来の研究^{15), 16)}によると、道床部の沈下進みは、荷重強度の算定部分を除けばレール圧力と道床振動加速度の積で相対的に評価されており、変形特性と振動特性の両面からその検討を行っている。これは、道床部塑性変形の主因が道床内部での道床バラスト粒子の移動にあると考えられているため、荷重強度であるレール圧力により道床バラスト粒子間に作用するせん断力を、道床振動加速度で道床部の振動による道床バラスト粒子間摩擦抵抗力の減少をそれぞれ評価している。このため、一般に道床部に関する軌道破壊現象の研究としては、図1-4-1に示すようなアプローチが考えられ、その骨子は以下ようになる。

- ①繰返し効果や荷重履歴に基づく道床部の構造的特性（粒子配列等）の変化や応力状態に基づく変形特性の変化の定量化
- ②列車走行時の道床部の振動による道床バラスト粒子間摩擦抵抗力の減少に起因する道床部の動的耐力の定量化
- ③軌道構造の振動性状の相違による道床部の変形・振動特性への影響の定量化

本研究では、単一荷重の繰返し載荷時における道床部の上下・左右方向の塑性変形挙動を、その構成材料である道床バラストの材料特性、すなわち粗粒材の強度・変形特性を考慮して種々の検討を加え、軌道破壊現象の主要因である道床部の繰返し塑性変形機構を道床バラスト粒子の移動というミクロ的観点から推定する。このため、本研究では①に関する検討を主体として行うことになるが、混合荷重載荷時に検討が必要となる荷重履歴の相違による変形特性等への影響に関しては研究対象外とする。図1-4-1に本研究の研究範囲および位置づけを網掛けて示した。なお、軌道構造の設計・維持管理等の実務上は上下方向の軌道狂いである高低狂いと、左右方向の軌道狂いである通り狂いを別々に扱っているため、本研究においても繰返し載荷時の上下方向と左右方向の道床部の塑性変形特性を便宜上別々に検討することとした。

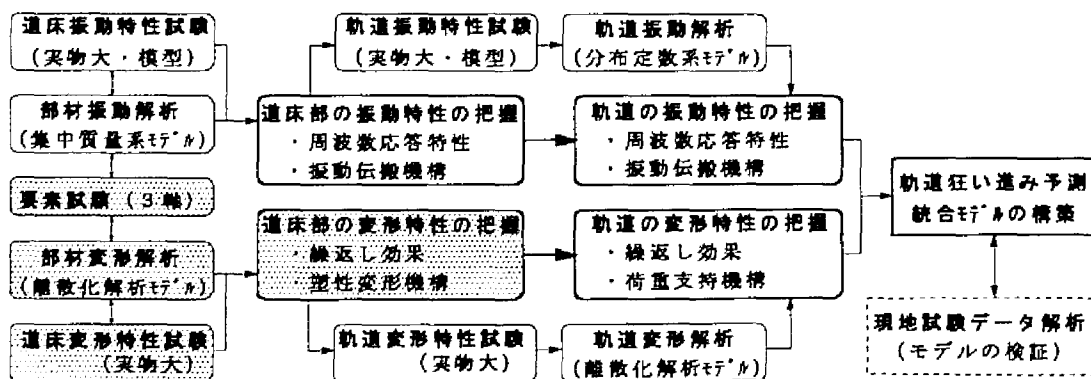


図1-4-1 道床部破壊機構の研究の概要

本研究では以下のように検討を進める。

まず初めに、道床部の繰返し塑性変形挙動の実態把握を行う。このため、実物大試験軌道に対する上下・左右方向の荷重振幅一定の繰返し載荷試験を行い、粗粒材としての材料特性を考慮して道床部の準静的な変形挙動をマクロ的に考察する。また、道床内部での道床バラスト粒子の移動傾向を把握するために、特殊な測定装置を設置した実物大試験軌道に対する上下方向の荷重振幅一定の繰返し載荷試験を行い、繰返し載荷時の道床内部の応力状態や変形機構に関して考察する。そしてさらに、試験結果を解析的に捉え道床部の繰返し塑性変形特性の定量化を図り、道床部塑性変形の主因が道床バラスト粒子間のすべりにあるとして道床部の塑性変形量をその変位振幅量からマクロ的に推定する簡易予測式の提案を行う。

次に、道床部の繰返し塑性変形挙動をより詳細に検討するために、その構成材料である道床バラストの材料特性を明らかにする。このため、道床バラストの大型三軸試験（単調載荷試験・繰返し載荷試験）を行い、粗粒材である道床バラストの力学的特性（強度・変形特性）を把握するとともに、繰返し載荷時の道床部の塑性変形挙動との関連性について検討する。また、道床バラストの粒状集合体としての性質を十分に表現できる不連続体解析手法の適用を検討するために、不連続変形法（DDA）により大型三軸試験結果をシミュレートし、解析メッシュや解析パラメーターの設定方法に関して検討を行う。そしてさらに、解析結果に基づき道床バラストの繰返し塑性変形挙動を粒状体力学の観点から考察する。

そして最後に、離散化解析手法による道床部の変形挙動解析を通して、それまでの検討で得られた繰返し載荷時の道床部の塑性変形挙動と道床バラストの繰返し塑性変形挙動とを定量的に結びつけるとともに、道床部の繰返し塑性変形機構を粒子配列の構造変化の点から明らかにし、粒状集合体としての道床部の材料特性を充分評価した汎用性のある軌道構造解析手法の構築を図る。このため、まず道床部を対象にした解析モデルの解析精度の向上を図り実現象に即した解析を可能にするために、有限要素法や不連続変形法により実物大試験軌道を用いた繰返し載荷試験結果をシミュレートし、これらの離散化解析手法の適用方法や適用限界について検証する。次に、不連続変形法による解析結果に基づき、道床部の繰返し塑性変形機構を道床バラスト粒子個々の移動という粒状体力学の観点から考察するとともに、これらの検討結果をもとに先に提案した簡易予測式の回帰係数の力学的な意味について解析面から解釈を試みる。さらに、簡易予測式より一般性のある予測手法の構築を目的として、道床バラストの繰返し塑性変形特性を応用した有限要素法（FEM）による軌道構造解析手法を提案し、有道床軌道の設計手法への応用について論じる。

以下に本研究の全体の流れを示すとともに、本研究の構成を図1-4-2に示す。

第1章では、鉄道線路の現状と研究の背景について述べ、本研究が鉄道工学に果たす役割や意義について論じる。そして、研究の目的とその内容・構成について概説する。

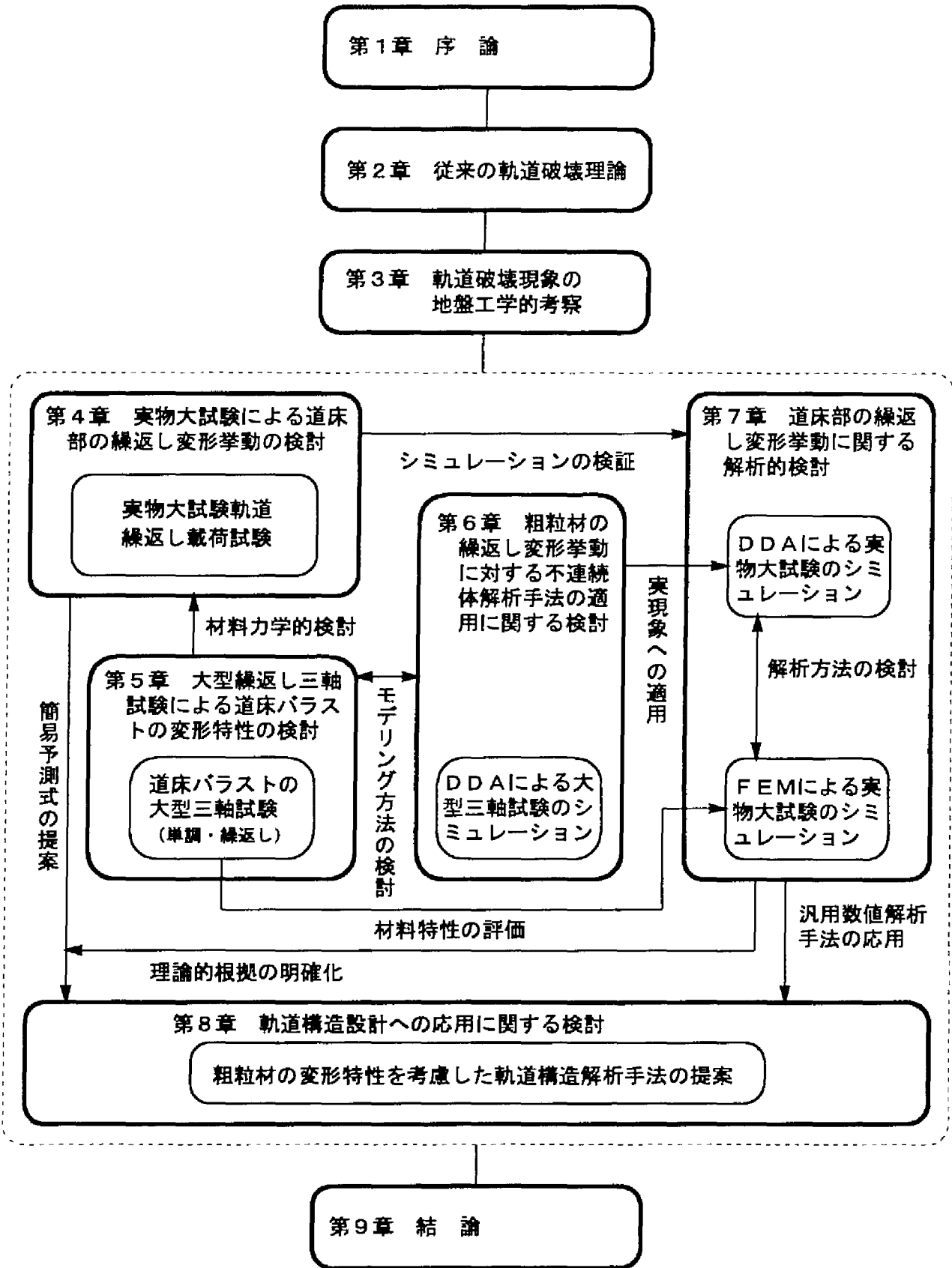


図1-4-2 本論文の各章の構成

第2章では、従来の研究動向として現在の軌道構造設計手法の構成と軌道破壊理論に関して概説し、本研究の必要性について論じる。

第3章では、軌道破壊現象を地盤工学的な観点からとらえて研究の理論的な方向づけを行い、研究課題を明確にする。

第4章では、実物大試験軌道に対する繰返し載荷試験結果から道床部の繰返し塑性変形特性をマクロ的に考察し、道床部塑性変形量の簡易予測式を提案する。

第5章では、大型三軸試験結果から道床バラストの力学的特性を明らかにするとともに、その試験結果をもとに道床部の繰返し塑性変形挙動との関連性について考察する。

第6章では、粗粒材の繰返し塑性変形挙動に対する不連続変形法（DDA）の適用方法に関して基礎的な検討を行う。

第7章では、道床部の繰返し塑性変形挙動に対するケーススタディを行い、道床部の変形挙動解析に対する離散化解析手法（FEM・DDA）の適用性について検討する。

第8章では、前章までの検討結果をもとに第4章の簡易予測式の力学的根拠について考察するとともに、より一般性のある予測手法として有限要素法（FEM）や不連続変形法（DDA）を用いた軌道構造解析手法を提案する。

第9章では、本研究によって明らかになった知見を結論として示すとともに、今後検討していくべき研究課題を提起する。

なお、本研究では鉄道工学（主として線路関係）における専門用語を多用しているため、これら用語の説明をまとめて付属資料1に示すこととした。また、本研究の中で使用する記号はすべてそれが初めてでてきたところで定義されるが、主要な記号をまとめて付属資料2に示すこととした。

参考文献

- 1) 関根悦夫, 須長 誠 : 軟弱地盤上低盛土における鉄道路盤の振動特性, 土木学会第43回年次学術講演会IV-251, pp.522-523, 1988.
- 2) 宮本俊充, 渡辺借年編 : 線路, 山海堂, 1980.
- 3) 小関昌信, 安藤勝敏, 関根悦夫 : E型舗装軌道の営業線敷設試験, 土木学会第47回年次学術講演会IV-372, pp.786-787, 1992.
- 4) 村尾和彦, 高木言芳, 安藤勝敏 : 土路盤上スラブ軌道の試験敷設, 土木学会第47回年次学術講演会IV-393, pp.828-829, 1992.
- 5) 三浦 重 : 線路保守の今後と研究開発, 鉄道総研報告, Vol.6 No.11, pp.1-8, 1992.
- 6) 佐藤 裕 : 軌道力学, 鉄道現業社, 1964.
- 7) 佐藤 裕 : 横圧に関する軌道強度の研究, 鉄道技術研究報告, No.110, 1960.
- 8) 内田雅夫, 小倉英章 : 曲線通過時の列車荷重の一般化に関する検討, 鉄道総研報告, Vol.6 No.11, pp.59-68, 1992.
- 9) M.J.Shenton : Ballast deformation and track deterioration, *Track Technology*, pp.253-265, 1985.
- 10) J.Eisenmann, G.Leykauf and L.Mattner : Deflection and settlement behaviour of ballast, *Proc Int Cnf Heavy Haul Railway 5th*, pp.193-199, 1993.
- 11) 佐藤吉彦 : 新軌道破壊理論の構成, 鉄道技術研究所速報, No.77-47, 1977.
- 12) 尾高達男, 佐藤吉彦 : 軌道破壊理論(Ⅲ)の提案と車両条件の影響の検討, 土木学会第40回年次学術講演会IV-37, pp.73-74, 1985.
- 13) 鉄道総合技術研究所編 : 鉄道構造物等設計標準・同解説「土構造物」, 丸善, 1992.
- 14) 石川達也, 内田雅夫, 小倉英章 : 有道床軌道の左右方向の軌道強度の定量化に関する検討, 鉄道総研報告, Vol.7 No.8, pp.33-40, 1993.
- 15) 佐藤裕, 武藤寅一, 豊田昌義, 梅窪茂 : 道床の強さ(第1報), 鉄道業務研究資料, 第11巻第9号, pp.11-22, 1954.
- 16) 岡部二郎 : バラスト支持力の実験的研究(上), 鉄道線路, Vol.9 No.8, pp.5-10, 1961.

第2章 従来の軌道破壊理論

2-1 軌道構造設計手法の考え方

軌道構造は、レール、まくらぎ、道床バラスト、路盤等で構成される簡素な構造物であるが、列車荷重を支持し、これを分散させて構造物に伝達するとともに、円滑な列車走行のための案内路を実現するという重要な役割を果たすものである。その設計にあたっては、他の土木構造物と同様に、列車荷重によりレールやまくらぎ等の軌道部材に発生する応力がそれらの耐力を超えないようにしなければならないことはいうまでもないが、特に、道床バラストを有するいわゆる「有道床軌道」については、列車の繰返し通過による道床部や路盤部の漸進的な塑性沈下・変形によって軌道面の不整（軌道狂い）の発生・成長を伴うため、円滑な列車走行を確保するための復元・補修作業が日常的に必要とされるという特徴を有する（図2-1-1参照）。このため、従来から「軌道構造」は「構造物」とは異なる分野として扱われ、国鉄時代ならびに国鉄改革後も「建造物設計標準」のような設計のための標準・指針等はなく、以下の2つの設計手法を織り込んだ部内規定により、軌道構造が決定されてきた。

(1) 軌道を構成するレール、まくらぎ等の部材強度に着目し、まず列車走行に伴う荷重条件および軌道構造条件から部材の作用応力度を求め、次にこの作用応力度と許容応力度の照査を行って軌道構造の妥当性を検討する方法

(2) 列車の繰返し通過による道床部や路盤部の漸進的な塑性沈下と、これを復元・補修するための保守作業量の関係に着目し、まず列車の走行安全性と乗心地を確保するための列車走行特性値の限度を列車速度と対応した形で求め、次にこれに対応する軌道状態と必要な保守作業量ならびに列車荷重条件や軌道構造条件との関係を求めることにより、列車速度および通過トン数に対応した軌道構造条件を求める手法

しかし、近年の列車の高速化・保守の省力化への強い期待から、列車荷重（列車速度およ

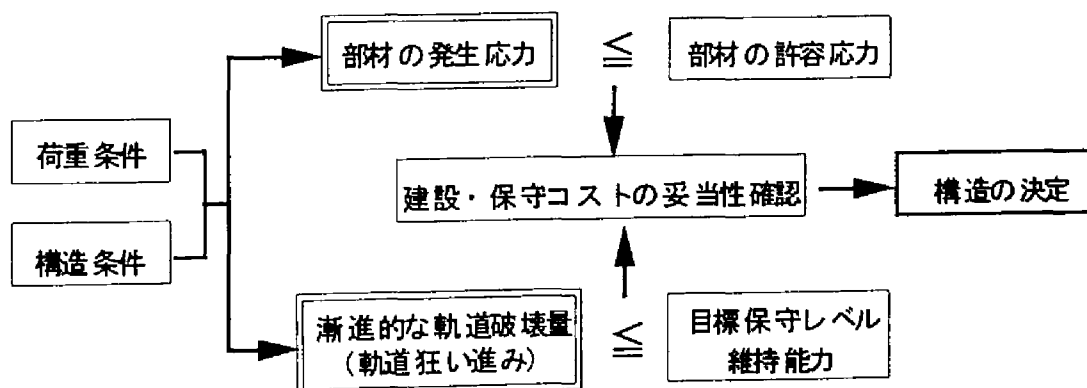


図2-1-1 有道床軌道の構造設計法の特徴

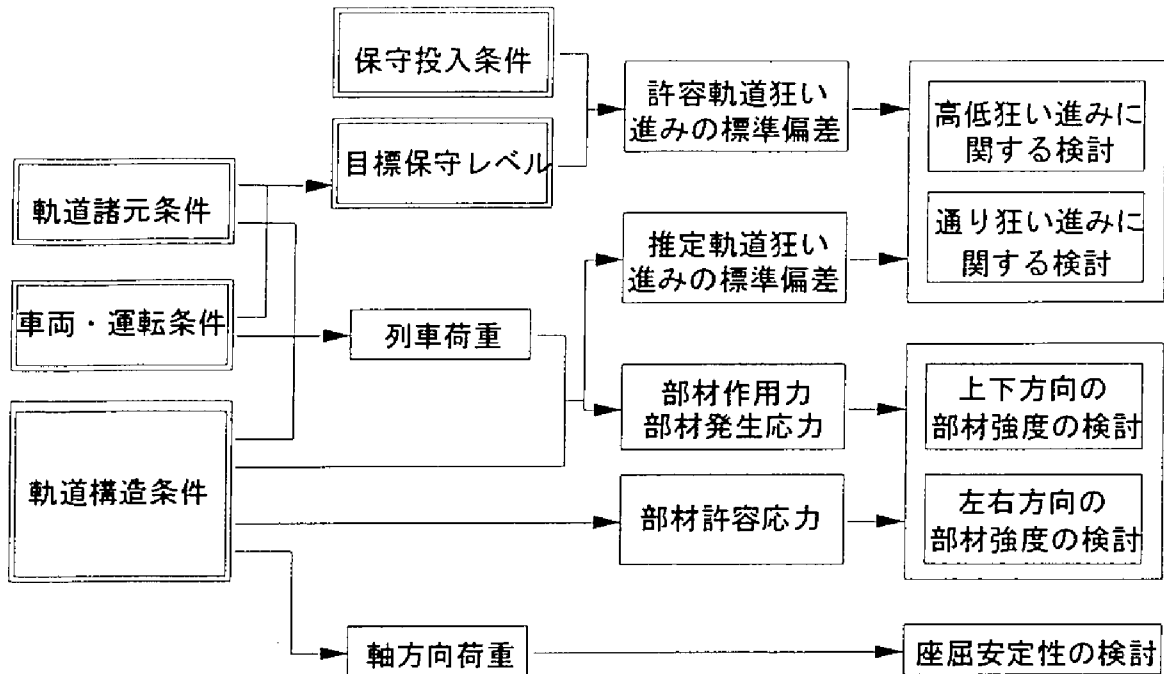


図2-1-2 有道床軌道における軌道構造の決定手法

び通過トン数)に対応した形で、

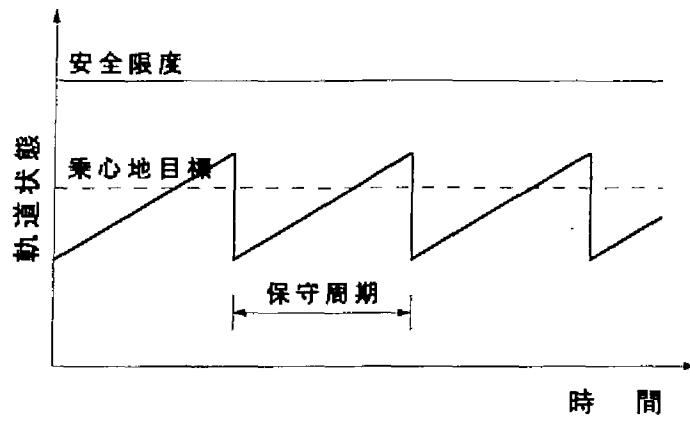
- 安全確保の面から最低限必要な軌道構造条件
- サービス水準や保守能力を考慮した軌道構造条件

を明らし、より合理的な有道床軌道の構造設計手法の体系化を行うことが必要になってきた。このため、平成2年度から運輸省の指導のもとに学識経験者や鉄道事業者の代表者等で構成される委員会において、従来手法に新たな研究成果を加えた形で「軌道構造〔有道床軌道〕設計標準(案)」^{11,12)}の検討が開始された。以下では「軌道構造〔有道床軌道〕設計標準(案)」の設計思想の骨子について述べることにする。

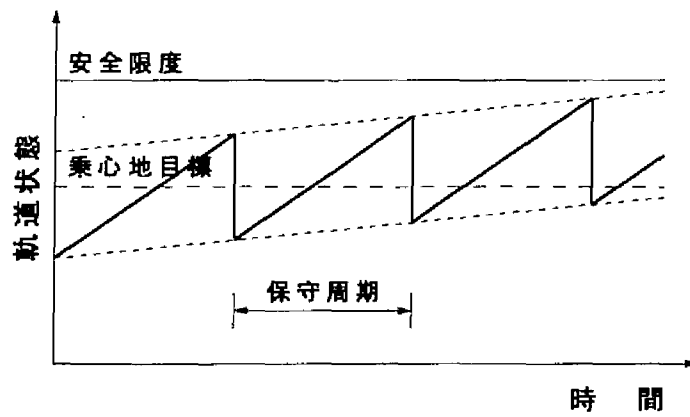
「軌道構造〔有道床軌道〕設計標準(案)」は、160km/hの速度領域までの普通鉄道における有道床軌道を検討範囲とし、従来の設計手法の再整理と見直しをベースにして、最近の新たな実験や調査、理論的検討を加え、これらを体系的にとりまとめたものである。設計の基本的な柱としては、①上下方向、左右方向それぞれに対応した繰返し荷重に対する軌道狂い進み等の照査、②著大荷重に対する部材応力等の照査、③座屈安定性に関する照査を挙げている(図2-1-2参照)。特に、軌道狂い進みに関する照査は有道床軌道の構造設計に特有のものである。一般に有道床軌道では、軌道狂いの進行に伴って車両の走行安定性は損なわれ、上下・左右方向の車体動揺が増加して乗客の乗心地は悪化する。また、さらに軌道狂いが進むと、車体動揺に伴う慣性力の増大により脱線の危険性も生じる。このため、従来から軌道狂い整備基準等が制定され、軌道狂いが一定の大きさを超えた場合には、劣化した軌道状態を復元するために軌道保守が行われてきた。この軌道状態の劣化-復元の過程は、一般に図2-1-3(a)に示すような保守投入時を周期としたサイクルになる。

つまり、軌道状態はある範囲内に維持されているのが普通であり、この状態では軌道状態の維持可能性が満足されているといえる。一方、図2-1-3(b)に示すように、軌道構造が充分でなく保守量に対して軌道狂い進みが一定値より大きい場合、あるいは軌道保守周期が一定値より長い場合は軌道状態は次第に悪化することになる。このような現象を設計に反映させるため、この設計法では、車両走行特性（走行安全性、乗心地）や保守投入量等の条件設定に基づく軌道狂い進みの許容値と、軌道構造と車両・運転条件から得られる軌道狂い進みの推定値を比較することにより、想定した軌道構造の妥当性を判断する方法を採っており、これが一つの特徴となっている。また、軌道狂い進みの許容限度値は、「安全確保の面から最低限必要な軌道構造条件」に関する基準と「サービス水準や保守能力を考慮した軌道構造条件」に関する基準という2面性を有している。この場合、前者は必要条件であり後者は十分条件となる。つまりこのことは、安全上必要最低限の軌道構造条件を満足しさえすれば、鉄道事業者が自社の経営判断に基づき乗心地に対するサービス水準や保守能力を考慮して軌道構造を設定できることを示しており、ある設計条件が提示されても軌道構造は一義的に定まらないことになる。したがって、設計上は、各鉄道事業者が自己の判断や選択に基づき車両の走行安全性と乗客の乗心地を満足する軌道狂いの限度に対応した目標保守レベルを設定し、想定した荷重条件の下で劣化－復元のサイクルが定常的に成り立つための軌道構造条件を求めることになる（図2-1-4、図2-1-5参照）。このため、有道床軌道の設計は一般の土木構造物の設計と類を異にするものであるが、設計思想自体は、列車の高速化や保守の省力化が指向される現状に適したものであると考えられる。しかし、軌道構造が多様化しよりフレキシブルな軌道構造の設計が望まれる現状で合理的な軌道構造設計を行うには、種々の設計条件に対して軌道破壊量を精度よく推定する基礎理論の確立が必要不可欠となる。この意味においても、軌道破壊理論の再構築は欠くことのできない研究課題なのである。

なお、本研究の成果がこの設計手法の中の軌道狂い進みを推定する際の基礎理論の一部として用いられていることを付記しておく。



(a) 一定範囲内に維持されている状態



(b) 徐々に悪化している状態

図2-1-3 軌道状態の推移

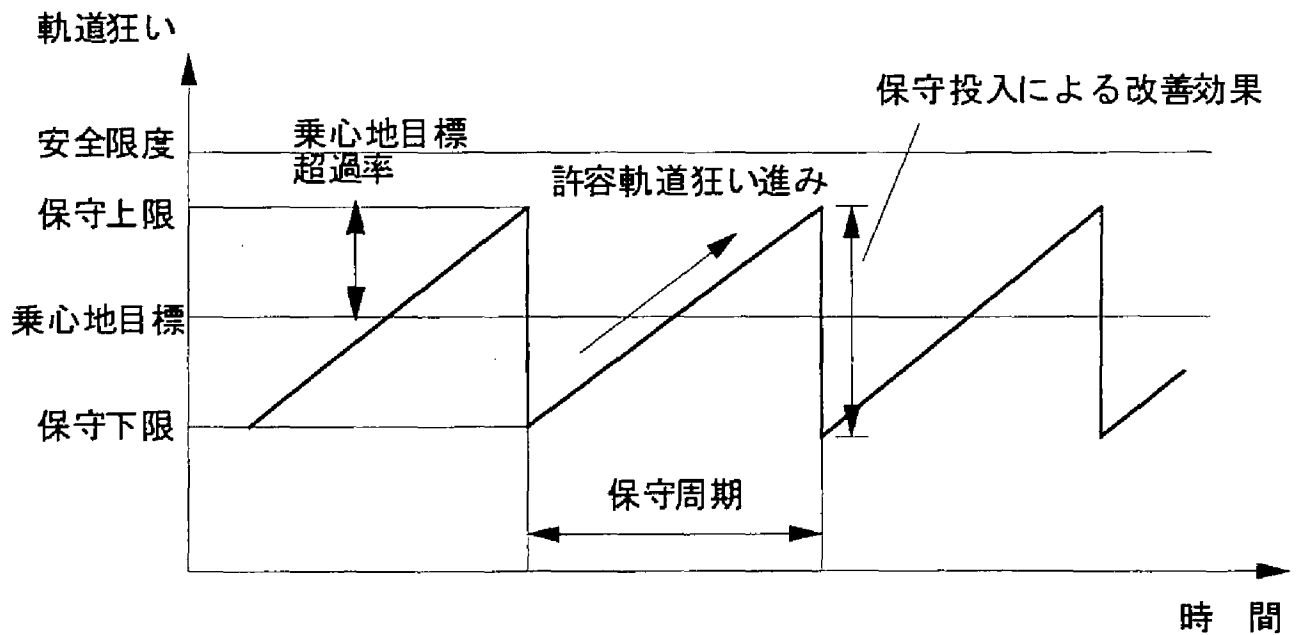
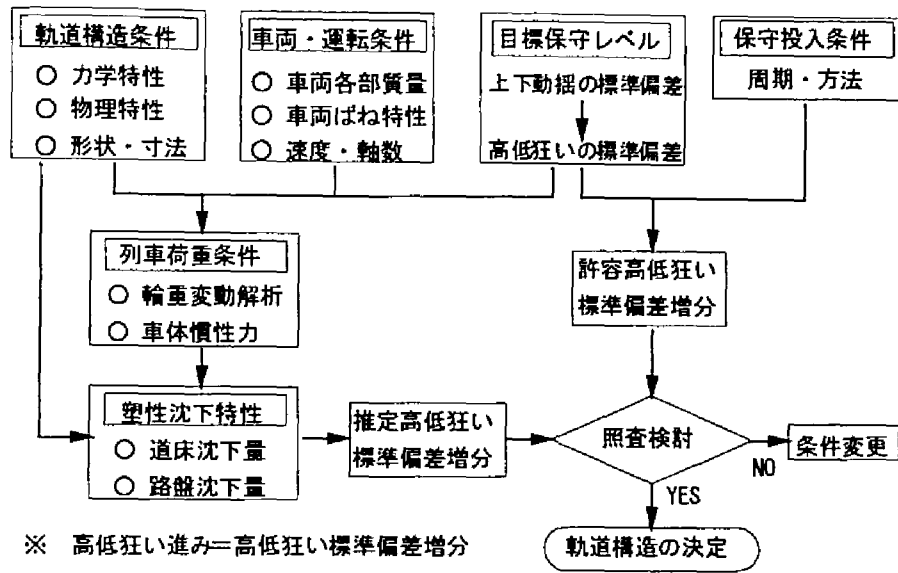
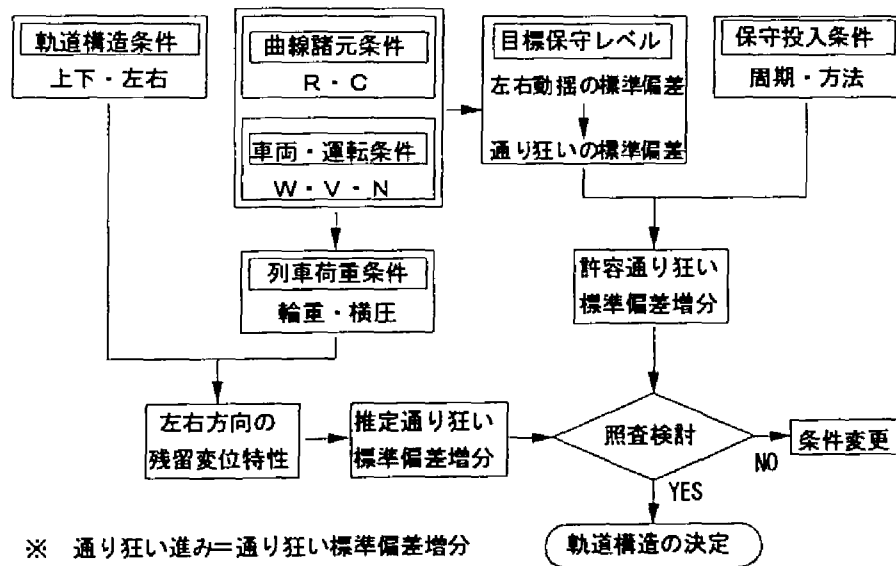


図2-1-4 軌道状態の劣化－復元サイクル



(a) 上下方向



(b) 左右方向

図2-1-5 軌道狂い進みの照査による軌道構造の決定手法

2-2 軌道破壊理論の変遷

従来、軌道狂い進みの解明に関する研究は「軌道破壊理論」と称せられ、保守作業の大半を占める高低狂い進み量の推定に関する研究を主体に行われてきた。この場合、軌道の平均沈下量の増加割合は、平均沈下量と沈下量のばらつきを示す標準偏差（この場合の「標準偏差」は偏差変位の分布特性を示す。）とがほぼ比例するという実験結果³⁾が得られていることから、高低狂い進みと比例関係にあるとされている。このため、従来の軌道破壊理論ではレール面での絶対沈下量を推定することで間接的に軌道狂い進みを予測してきた。したがって、軌道破壊理論とは、高低狂い進みに対応したレール面の漸進的な沈下傾向を予測する手法であり、弾塑性材である道床部または路盤部の繰返し塑性変形挙動を明らかにする理論である。

以下では、軌道破壊理論に関する国内の研究の主なものを紹介する。

2-2-1 軌道破壊理論 I⁴⁾

「軌道破壊理論」が初めて提案されたのは、東海道新幹線の開業を前にした昭和30年代中頃であり、新幹線の軌道構造の決定や在来線の軌道強化の検討における理論的根拠として活用された。この理論は、有道床軌道の軌道破壊の尺度として破壊係数 Δ を定義し、各軌道構造における軌道沈下の進行割合を標準的な軌道構造に対して相対評価した。一般に軌道保守作業後の軌道に列車荷重が繰返し載荷されると、レール面の沈下量 y は図2-2-1に示すようになり、この関係は式(2.2.1)のように表される。

$$y = c(1 - e^{-aN}) + bN \quad (2.2.1)$$

ここで、 N : 荷重繰返し数、 a , b , c : 係数

この理論では、軌道狂い進みは漸進的な沈下割合を示す b に主に関係すると考えた。また、この理論では、路盤の安定を前提条件にしており、軌道破壊は道床部の沈下に起因すると

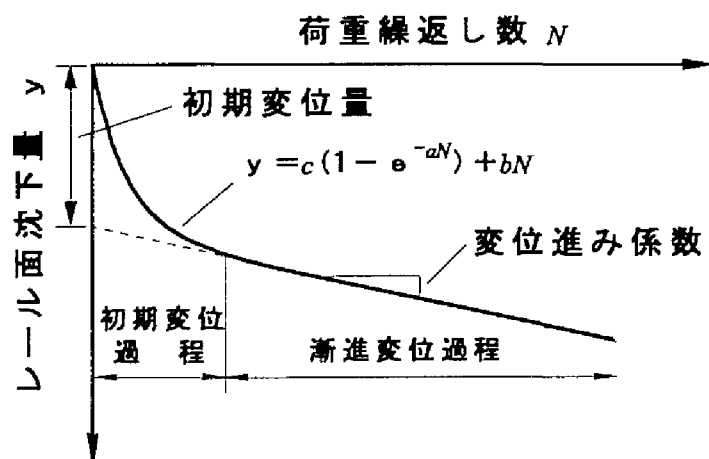


図2-2-1 道床部の沈下特性

仮定した。このため、まず道床沈下に関する試験結果から道床部の沈下特性に影響する因子の特定を行い、道床部に作用する圧力と道床バラスト粒子間摩擦力に関する実験^{5),6)}から以下のような結果を得た。

- ① b はまくらぎ下面圧力と道床振動加速度に比例する。
- ② 碎石の b はふるい砂利の場合の1/6～1/7になる。
- ③ b は荷重の繰返し速度の2乗に比例して増加する。
- ④ 土砂混入道床の b は、乾燥時には混入がない場合よりも小さいが、湿潤時には極端に大きくなる。
- ⑤ 石の摩擦係数は振動によって減少し、その程度は振動加速度に比例する。
- ⑥ 滑り出す振動条件は石質によらず静摩擦係数に依存する。
- ⑦ 石の間の接面圧をばね力によって増加させた場合、滑り出す加速度 α は次式による。

$$\alpha' = (1 + f' / f) \alpha \quad (2.2.2)$$

ここで、 f ：石の質量、 f' ：ばね力、 α ：ばね力がない時に滑り出す加速度

そして、これらの検討結果に基づき破壊係数 Δ を式(2.2.3)のような係数の相乗積で定義した。

$$\Delta = L \cdot M \cdot N \quad (2.2.3)$$

ここで、 L ：荷重係数、 M ：構造係数、 N ：状態係数

各係数の基本的な考え方は以下のとおりである。

- ① 破壊は荷重の大きさとその回数の積すなわち通過トン数に比例する。
- ② 走行車輪の衝撃による道床振動加速度は列車速度に比例する。
- ③ 車両のばね上質量およびばね下質量、あるいは車両のばね特性による影響として「車両係数 K 」を考え、石質体に対する実験結果より次のように求めた。

$$K = 1 / (1 + \xi \cdot M_{sp} / M_{unsp}) \quad (2.2.4)$$

ここで、 M_{sp} ：車両ばね上質量、 M_{unsp} ：車両ばね下質量

ξ ：ばねの特性を表す係数

- ④ 破壊はまくらぎ下面圧力 P_T に比例し、道床振動加速度 \dot{y} に比例する。

$$b \propto P_T \cdot \dot{y} \quad (2.2.5)$$

- ⑤ 一定の車輪衝撃に対する道床振動加速度 \dot{y} を図2-2-2の理論モデルによる計算から次のように求めた。

$$\dot{y} \propto \sqrt{k_1} / \sqrt{m} \quad (2.2.6)$$

ここで、 k_1 ：まくらぎパッドばね係数、 m ：（まくらぎ+道床+路盤）の質量

- ⑥ 同一車両が同一速度で走行したときの軌道構造の差異による衝撃の大きさを「衝撃係数 S 」とし、レール継目箇所における実験結果より次のように求めた。

$$S \propto 1 / \sqrt{EI \cdot k} \quad (2.2.7)$$

ここで、 k ：レール支持ばね係数、 EI ：レール曲げ剛性

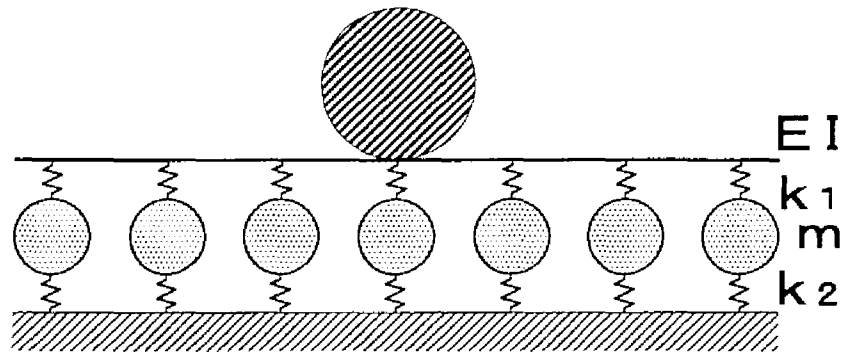


図2-2-2 軌道破壊理論 I の理論モデル

これらにより，荷重係数Lと構造係数Mは次のように表される。

$$L = (\text{車両係数}K) \times (\text{通過トン数}T) \times (\text{列車速度}V) \quad (2.2.8)$$

$$M = (\text{一定の列車荷重に対するまくらぎ下面圧力}P_T) \\ \times (\text{一定の車輪衝撃に対する道床振動加速度}\ddot{y}) \times (\text{衝撃係数}S) \quad (2.2.9)$$

特に構造係数Mは，一定荷重に対する道床部の沈下量を評価する項であり，道床部に作用する圧力と道床バラスト粒子間摩擦力に関する実験から $b \propto P_T \times \ddot{y}$ となることを考慮して式(2.2.9)のように表されている。これ以外で軌道破壊に影響すると考えられる因子，例えばレール・まくらぎ等軌道部材の経年による不均一性の増大，道床種別と土砂混入率，レール継目の数や状態等については状態係数Nで表現することとした。しかし，これらについては十分な定量化がなされなかった。以上の考え方により，破壊係数 Δ は基準となる荷重条件および軌道構造条件に対する比として求められ，軌道構造の強度に対する相対評価が可能となった。

2-2-2 軌道破壊理論 II⁷⁾

昭和40～50年代にかけて，輸送量の増大および列車の高速化の中で，全国的に線路状態が悪化する傾向を示してきた。この状況下で，土路盤の変形挙動を考慮した軌道破壊理論IIが提案された。軌道破壊理論Iに対するその理論的な変更点は以下のとおりである。

- ①繰返し荷重による路盤の塑性沈下量を算定した。
- ②軌道沈下量を道床沈下量と路盤沈下量の合計とした。
- ③軌道の加振源を車輪／レール間凹凸による輪重変動に求めた。
- ④（まくらぎ＋道床）の質量系による路盤圧力への緩衝効果を考慮した。

特にこの理論では，軌道破壊量を相対的な係数ではなく軌道の絶対沈下量として求めており，軌道全体の沈下量は道床部沈下量 δ_b と路盤部沈下量 δ_s の和で表されるとした。道床部沈下量の推定に関する基本的な考え方は，まくらぎ下面圧力がレール圧力に比例するため軌道破壊理論Iと同様であるが，式(2.2.10)で表した。

$$\delta_b = B_1 \cdot P_r \cdot \ddot{y} \quad (2.2.10)$$

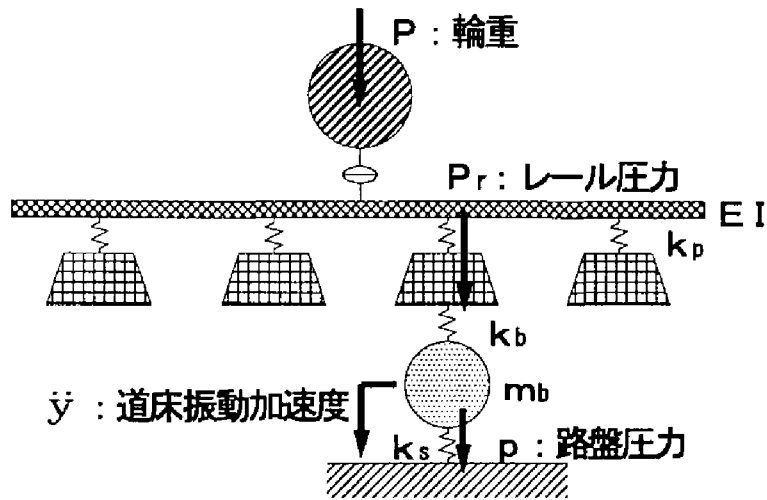


図2-2-3 軌道破壊理論Ⅱの理論モデル

ここで、 B_1 ：係数， P_r ：レール圧力

ただし，軌道の加振源に関しては車輪／レール間凹凸によるとし，一定の条件下では継目衝撃等の輪軸による衝撃とほぼ等しくなると考えた。このため，軌道破壊理論Ⅰのように継目衝撃のみにその加振源を求めるのではなく，継目等も含めた車輪／レール間凹凸による輪重変動分 $\sigma(\Delta P)$ を考えることとした。したがって，列車走行時の輪重 P はその変動分を含めて

$$P = P_{st} + 2\sigma(\Delta P) \quad (2.2.11)$$

ここで， P_{st} ：静的輪重

と与えられた。また，道床振動加速度 \dot{y} については，図2-2-3に示す中間質量の加振モデルにより求めた振動の道床部への通過率 α'' を用いて次のように表した。

$$\dot{y} = \alpha'' \cdot \Delta P_r / m \quad (2.2.12)$$

ここで， ΔP_r ：レール圧力変動分

この結果，道床沈下量が輪重に比例することは軌道破壊理論Ⅰと同じであるが，列車速度に関しては2次の項で影響することになった。

一方，路盤部沈下量 δ_s については，過去のレール面沈下の傾向と実験室における試験結果⁹⁾から考えて，式(2.2.13)で表されるとした。

$$\delta_s = B_s \cdot N^a \quad (2.2.13)$$

ここで， B_s ：初期载荷の沈下に相当する係数， N ：荷重繰返し数

$$a = \epsilon p^{1.5}$$

ϵ ：土質によって定まる定数， p ：路盤圧力

ただし，路盤圧力 p はまくらぎおよび道床質量の振動による緩衝効果を考え，式(2.2.14)のように表した。なお，まくらぎ下面圧力 P_T と路盤圧力 p の関係には掘越式⁹⁾を用いている。

$$p = 58 / (10 + h^{1.35}) \cdot P_T \quad (2.2.14)$$

ここで、 $P_T = 1 / S_t \cdot (P_r + \Delta P_b)$

$$\Delta P_b = \Delta P_r (1 - \alpha'' \cdot m / m_b)$$

h : 道床厚, S_t : まくらぎ底面積, m_b : (まくらぎ+道床)の質量

軌道破壊理論Ⅱにより、良路盤上では道床沈下が大きな部分を占め列車速度に1次比例して増加するのに対して、不良路盤上では道床沈下より路盤沈下が大きくなり、通過トン数よりは列車速度の影響が大きく現れることが明らかになった¹⁰⁾。

2-2-3 軌道破壊理論Ⅲ¹¹⁾

昭和60年代には、軌道破壊理論Ⅱに基づく現地調査ならびに実験が行われ、軌道破壊理論Ⅲが提案されたが、理論の基本的な考え方に関しては軌道破壊理論Ⅱの骨子を踏襲していた。道床部沈下におけるこの理論の新たな改良点としては、まず、輪重の動的変動成分 ΔP を軌道の高低狂いに基づくばね上質量による輪重変動成分 ΔP_{sp} と車輪/レール間の凹凸に基づくばね下質量による輪重変動成分 ΔP_{unsp} の合算値として式(2.2.15)のように与えたことである。

$$\Delta P = \sqrt{(\Delta P_{sp})^2 + (\Delta P_{unsp})^2} \quad (2.2.15)$$

ここで、 ΔP_{sp} 、 ΔP_{unsp} としてはそれぞれ軌道破壊理論Ⅱの $\sigma\{\Delta P\}$ 同様、変動分の標準偏差をとり、次のように表した。

$$\begin{aligned} \Delta P_{sp} &= \sqrt{(A_1/\pi) \cdot M_{sp} \cdot K_{sp} (1+Q_{sp}) \cdot V} \\ \Delta P_{unsp} &= \sqrt{(A_2/\pi) \cdot M_{unsp} \cdot K (1+Q) \cdot V} \end{aligned} \quad (2.2.16)$$

ここで、 A_1 : 高低狂いの振幅を表す係数

A_2 : 車輪/レール間の凹凸を表す係数

K_{sp} : 車両ばね係数, V : 列車速度

Q_{sp} : $1/(2\zeta_{sp})$, ζ_{sp} は車両減衰比 (詳細は文献11参照)

Q : 軌道の減衰係数による共振増加率

また、道床振動加速度に関しては軌道構造条件をより詳細に検討した結果、次のように表した。

$$\dot{y} = B_2 \cdot G_1 \cdot M_{unsp}^{0.7} \cdot V^{0.8} \quad (2.2.17)$$

ここで、 B_2 : 係数, G_1 : 軌道による係数

$$G_1 = m_r^{0.1} a^{0.2} m_t^{0.3} h^{0.4} k_p^{0.5} k_s^{0.6}$$

m_r : レール単位重量, m_t : まくらぎ質量, h : 道床厚

k_p : 軌道パッドばね係数, k_s : 路盤ばね係数, a : まくらぎ間隔

$a_1 \sim a_8$: 係数

一方、路盤沈下量は、伊東らによる模型試験結果¹²⁾から新たに、次のように表された。

$$\delta_s = B_3 \cdot \beta_0 \cdot p^3 \cdot q_c^2 \cdot N \quad (2.2.18)$$

ここで、 q_c : コーン貫入試験値、 B_3 、 β_0 : 係数

2-2-4 S式¹³⁾

昭和40年代後半から昭和50年代前半の軌道状態が悪化の一途をたどっていた時期に、杉山は軌道破壊量を表すパラメーターとして、高速軌道検測車の3ヶ月毎の検測記録から、高低狂いの推移を2年間分読み取り、この狂いの変化量とその間の経過日数から100日当たりの狂い進みを求めた。そして、この平均高低狂い進みに関して通過トン数、列車速度、構造係数、継目の有無、路盤状態を説明変数とする重回帰モデル、いわゆるS式を考え、全国31線区の調査結果について重回帰分析を行った。この結果、営業線の高低狂い進みはS式により推定が可能となった。S式によれば列車速度や構造係数は平均狂い進みとほぼ1次比例であり、通過トン数は0.3乗に比例する。また、形式上S式は、軌道破壊理論Iに基づき β と高低狂い進みの比例定数を路盤状態を考慮して決定したものであると考えることができる。このため、S式の回帰結果を検討すれば、軌道破壊理論Iが統計的にもほぼ妥当な関係にあることがわかる。しかし、その一方では路盤状態を考慮しなければならないことが明確に示された。さらに、昭和50年代後半から昭和60年代になると、杉山らは軌道破壊の因子として軌道状態の良否との相関が強く認識されるようになってきたことを踏まえ、従来のS式の説明変数として対象箇所内の平均P値を新たに導入し、実態調査結果に基づき重回帰分析を再試行した。その結果、次のような新S式を考案した。

$$S = 2.09 \times 10^{-3} T^{0.31} V^{0.98} M^{1.10} J^{0.21} R^{0.26} \quad (2.2.19)$$

ここで、S : 平均軌道狂い進み、T : 通過トン数、V : 平均列車速度、

M : 構造係数、J : 継目の有無を表す説明変数、R : 路盤状態を表す説明変数

なお、同時に新S式による軌道狂い進みの推定法を基本とした軌道構造の設定法の提案がなされた。

2-2-5 左右方向の軌道破壊理論¹⁴⁾

上下方向の軌道破壊理論に対しては、高低狂い進みに対応したレール面の不同沈下が対象となってきたが、横圧による左右方向の軌道破壊は上下方向と異なり、犬くぎの抜上がりや押出しおよび急激な通り狂いといった急激に生ずる破壊を従来対象としてきた。このため、左右方向の軌道破壊理論では、これまで通り狂い進みに対応した漸進的な塑性変形はあまり議論されてこなかった。しかし、曲線部の列車速度向上に伴い左右方向の乗心地の確保が重要視される近年では、通り狂い進みの予測も主要な研究課題の一つとなっている。

2-3 軌道破壊理論の解析上の課題

従来、軌道力学分野における主たる研究課題は、列車荷重載荷時の軌道の変形挙動特性の解明に重点がおかれてきた。この際の理論的な検討方向としては、軌道の変形挙動を動力学的見地からシミュレートする数値解析モデルによるものと、現地計測データを統計学的に処理する統計解析モデルを用いるものの2つに分類される。このうち、後者のモデルは大局的見地から軌道状態を考察するには適していると考えられるが、軌道の変形機構を解明するという詳細検討に有効な解析手法であるとは言い難い。したがって、本研究では、軌道各部の変形特性を充分評価しその変形機構を定性的に捉えられる前者の数値解析的アプローチの点から、軌道の変形挙動特性の解明を行うこととする。

さて、数値解析的アプローチとしては、鉄道車両と軌道構造の接触励起による振動の伝播を主体として従来研究が行われており、その一環として低周波から高周波までのほぼ全周波数帯に対する軌道各部の応答特性が実物大試験軌道や営業線での試験結果により明確にされてきている^{15),16)}。さらに、これらの試験結果と質点系・分布定数系等の数値解析モデルとの比較検討も行われている¹⁷⁾。しかし、従来の研究では、車輪/レール間の接触加振機構やレール以下の部材への振動の伝播機構に関する議論を主体としてきたために、軌道構造各部材を連続弾性体と仮定する構造力学的なアプローチを優先してきた感がある。このため、前節で述べた従来の軌道破壊理論には、次のような2つの課題があると考えられる。まず一つめは、道床部の繰返し塑性変形機構のモデル化に関するものである。従来の軌道破壊理論は軌道の振動解析を主体とした弾性論による理論解析を基に構築されており、数値解析モデル自体には道床部の塑性は考慮されていない。これは、道床部における塑性変形の発生機構を実験結果から得られた $\beta \propto P_T \times j$ (式(2.2.5)参照)で簡易に表現してしまったためであり、その後、道床部の塑性変形機構の本質に迫る研究はあまり行われずに現在に至っている。しかし、道床部を主体とした軌道破壊現象は、道床バラスト粒子個々の変位挙動をベクトル的に合成した結果現れる塑性変形挙動であるため、その解明には道床バラスト粒子個々の変位傾向や粒子間接触に基づく応力の伝達機構を実現現象に即してトレースすることが必要不可欠であると考えられる。二つめは、数値解析モデルの構成および解析パラメータの設定手法に関するものである。従来の軌道破壊理論では、構造力学的な見地から道床部を単なるばねや集中質量と考えるマクロな構造体として取り扱っており、道床部の変形挙動をその構成材料である道床バラストの材料特性、すなわち粗粒材の強度・変形特性から検討する土質力学的なアプローチはあまり試みられてこなかった。したがって、現在の数値解析モデルも、有道床軌道の解析を行う場合かなり支配的な要因となる道床部の変形特性を充分評価して構成されたものではないため、充分な解析精度が得られているとは言い難く、解析自体の工学的意味においても信頼性に欠ける面がある。また、数値解析モデルに用いる解析パラメータの設定手法についても確立されたものが

あるとは言い難く、特定の軌道構造条件でしか解析が行えないため、その汎用性がかなり制限される結果となっている。以上のような問題から、従来の研究においては、道床部の変形特性を評価して解析モデルやパラメーターを設定するのではなく、軌道構造全体の変形挙動が実現象と適合するように重回帰分析等により解析モデルを決定してきた。このため、パラメーターの構成関係あるいは解析モデルの構造が実験的な研究成果に必要以上に左右されることとなり、解析の理論的な根拠が曖昧なものになったと考えられる。今後、有道床軌道を対象にした理論解析モデルの解析精度を向上させて道床部の繰返し塑性変形機構を解明し、従来の経験則に基づく軌道破壊理論を改め力学的に一貫した軌道破壊理論を構築するには、道床部の変形特性を充分評価することが必要不可欠であり、またこれと合わせて従来の研究ではあまり行われてこなかった道床部の粒状集合体としての変形特性を粒状体力学等の観点から検討することが必要である。

参考文献

- 1) 内田雅夫, 石川達也, 三和雅史: 有道床軌道の設計に関する新しい考え方(上), 日本鉄道施設協会誌, 第34巻1号, pp.27-30, 1996.
- 2) 内田雅夫, 石川達也, 三和雅史: 有道床軌道の設計に関する新しい考え方(下), 日本鉄道施設協会誌, 第34巻2号, pp.29-32, 1996.
- 3) 佐藤 裕: 軌道力学, 鉄道現業社, 1964.
- 4) 軌道破壊理論ワーキング・グループ: 軌道破壊過程の研究(上), 鉄道線路, Vol.29 No.4, pp.17-22, 1981.
- 5) 佐藤 裕, 武藤寅一, 豊田昌義, 梅窪 茂: 道床強さ(第1報), 鉄道業務研究資料, 第11巻第9号, pp.11-22, 1954.
- 6) 佐藤 裕: 繰返荷重による道床沈下の実験, 鉄道技術研究報告, No.65, 1959.
- 7) 佐藤吉彦: 新軌道破壊理論の構成, 鉄道技術研究所速報, No.77-47, 1977.
- 8) 伊東孝之, 板井幸市: 路盤の経時沈下(その2), 鉄道技術研究所速報, No.84-52, 1984.
- 9) 堀越一三: 道床の強度について, 鉄道業務研究資料, 第19巻41号, 1931.
- 10) 平野雅之: 新軌道破壊理論による軌道沈下量の試算, 鉄道技術研究所速報, No.78-51, 1978.
- 11) 尾高達男, 佐藤吉彦: 軌道破壊理論(Ⅲ)の提案と車両条件の影響の検討, 土木学会第40回年次学術講演会Ⅳ-37, pp.73-74, 1985.
- 12) 伊東孝之: 軟弱地盤上盛土の経時沈下, 鉄道総研報告, Vol.4 No.12, pp.24-30, 1990.
- 13) 杉山徳平: 軌道狂い進みの実態調査とその解析, 鉄道技術研究報告, No.1081, 1978.
- 14) 佐藤 裕: 横圧に関する軌道強度の研究, 鉄道技術研究報告, No.110, 1960.
- 15) 平野雅之, 小井戸八十一, 長藤敬晴: 高崎線における土路盤上有道床軌道の振動測定, 鉄道技術研究所速報, No.78-80, 1978.
- 16) 尾高達男: ガイドウェイ試験装置による土路盤上有道床軌道の特性試験結果の解析, 鉄道技術研究所速報, No.A-85-183, 1985.
- 17) 三浦 重: 軌道構造の動特性モデルの構築, 鉄道総研報告, Vol.9 No.12, pp.7-12, 1995.

第3章 軌道破壊現象の地盤工学的考察

3-1 軌道破壊現象の定義とその構成要素

軌道破壊現象とは、列車の繰返し通過に伴い荷重載荷時の軌道面の不整（軌道狂い）が漸進的に増加・拡大する現象であり、ある時間経過後において観測される軌道面の不整（軌道狂い）の推移過程を表すものである。「軌道破壊現象」を厳密に定義すると以下のようになる。

「線路上のある点における荷重載荷時のレール頭頂面での上下・左右方向の変形で、線路長手方向に対する平均変形量からの相対変位量（偏差変位量）が列車の繰返し通過に伴い漸進的に蓄積される現象」

したがって、軌道破壊現象は、列車荷重載荷状態における軌道構成各部材の発生応力がその破壊限度を超過し、部材の構造的な破壊に到る部材強度的な破壊現象とは異なる概念である。また、「軌道狂い」は、「線路上のある点における荷重載荷時のレール頭頂面での上下・左右方向の変形で、線路長手方向に対する平均変形量からの相対変位量（偏差変位量）」と定義され、その推移過程は「軌道狂い進み」と称されている。図3-1-1は、横軸に経過日数を、縦軸に軌道狂いの絶対量をとった場合の一般的な軌道狂い進みの推移過程を示している。図中の軌道狂い進み曲線が急激に下降している箇所は、軌道保守により軌道狂いが整正される状況を示している。このため、軌道狂い進みは、軌道保守が行われたある時点から次に軌道保守が行われる時点までを1サイクルとして、その推移過程を繰り返すといえ、実際的にはこの1サイクルが研究対象となる場合が多い。なお、軌道の保守作業は一般に「道床つき固め作業」（図3-1-2参照）により行われるが、道床つき固め作業により軌道面の不整（軌道狂い）は整正されるものの、道床部では逆に粒子配列が乱される傾向にあり、道床部の締固め状態については必ずしも良化したことにはならない。従来の研究¹⁾によると、このような軌道破壊現象は図3-1-3に示す4つの現象の相互作用の結果生じるものである。

- (1) 圧縮 : 道床バラスト粒子間空隙の減少
- (2) 流動 : 道床バラスト粒子が側方等に移動する現象
- (3) 貫入 : 道床バラスト粒子の路盤への貫入現象
- (4) 破碎 : 道床バラスト粒子自体の破碎による細粒化現象

「圧縮」は、道床バラスト粒子間の空隙が列車荷重の載荷に伴い減少する現象である。荷重載荷前よりも荷重載荷後の道床部の密度は増加し、荷重除荷後も荷重載荷前の状態に戻らず主に上下方向の残留変位を生じる。この現象は特に軌道保守直後の空隙が多い軌道状態で顕著に現れると考えられ、列車の繰返し通過により道床部が充分締め固められた状態ではこの作用による変形は起こりにくいと思われる。

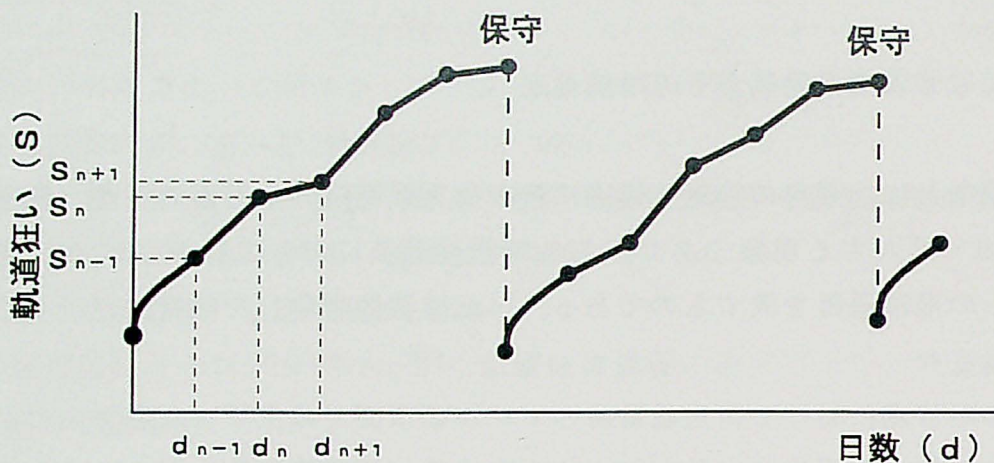


図3-1-1 軌道狂い推移の概念図



図3-1-2 道床つき固め作業

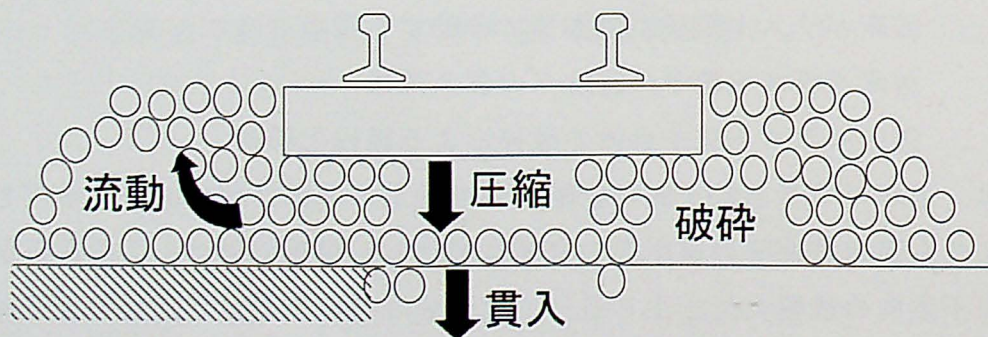


図3-1-3 軌道破壊のイメージ

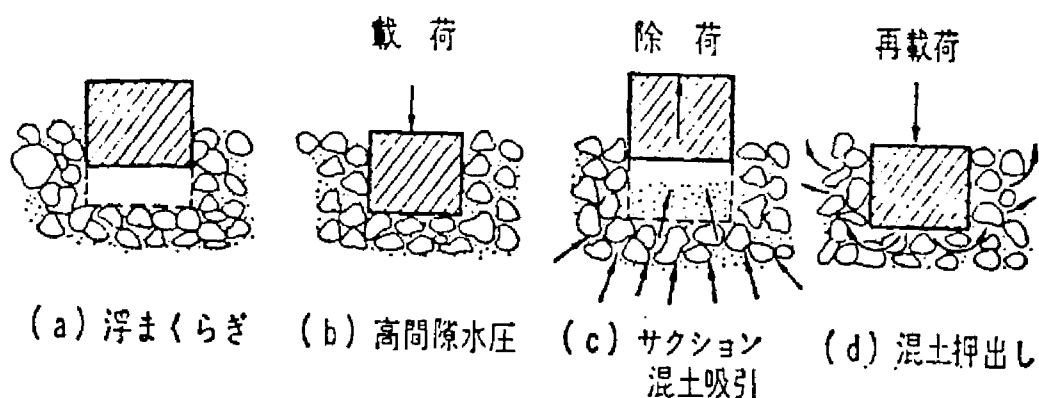


図3-1-4 浮きまくらぎによるポンピング作用

「流動」は、道床バラスト粒子が側方または上方に移動する現象である。軌道保守直後の道床バラスト粒子の状態を考えた場合、まくらぎ直下における道床バラスト粒子の密度はつき固めにより締め固められた状態にあり、まくらぎ間の道床部ではつき固めにより逆に道床バラスト粒子の構造配列が乱され保守前よりも空隙が大きくなる。このため、軌道保守直後の道床部では、まくらぎ直下の道床バラスト粒子がまくらぎ間の道床部へ流動する。さらに、荷重の繰返し載荷で道床部が充分締め固められた状態においても、せん断変形により道床バラスト粒子は移動するため、道床部表面への膨れ上がりや道床肩部でのくずれを伴って変形がある程度継続する。

「貫入」は、道床部からの作用応力が路盤面でのせん断抵抗力を超過することにより、道床バラスト粒子が路盤面へ貫入する現象である。一般的に粘性土は含水比が大きくなると急激に強度が低下する。また、繰返しにより乱された場合にも強度の低下が見られる。土路盤の場合、列車の通過時に急激な荷重の負荷・除荷が繰り返されるため、路盤面に繰返し応力が作用することになり、表層部での強度低下が進行する。特に、まくらぎ底部が道床部表面より浮いた状態にある「浮きまくらぎ」の場合には、いわゆる「ポンピング作用」¹⁾が発生する(図3-1-4参照)。この現象は次のように説明されている。まず、荷重載荷による路盤内の間隙水圧の増加が路盤表面のせん断強度の低下を招き、道床バラスト粒子が路盤に貫入するとともに、路盤土を繰返し状態にしその強度的な低下を促進させる。次に、急激な除荷によりまくらぎ下面に負圧が生じ、まくらぎ直下付近の道床部の構造を緩くするとともに、その近辺の路盤から間隙水と泥土を吸い上げ、道床部の弾性的機能を阻害したり道床バラスト粒子間の摩擦抵抗を減少させる。これらの現象は、軟弱路盤や含水比の高い路盤で特に顕著であり、路盤噴泥の主たる要因であることが従来の研究において明らかにされている²⁾。貫入は、高架上のコンクリート路盤や強化路盤では見られない現象であるが、従来型の土路盤では路盤表層部の破壊である道床バラスト粒子の貫入や路盤噴泥を引き起こす現象であり、軌道破壊現象の主要因の一つである。

「破碎」は、道床バラスト粒子の耐久強度を越える衝撃的な著大列車荷重の載荷や疲労

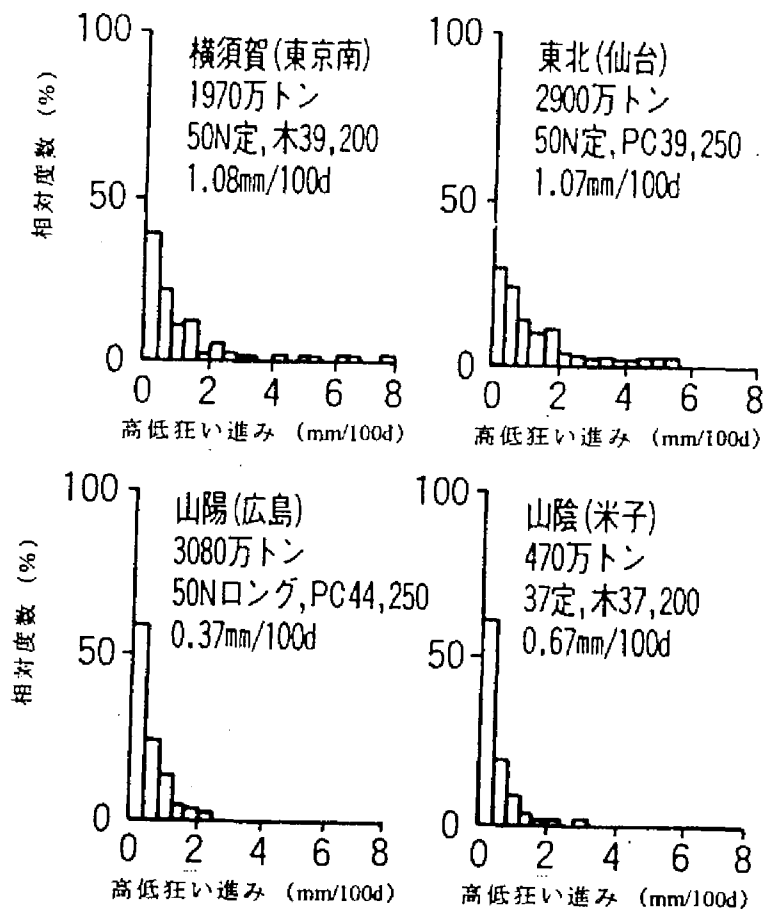


図3-1-5 高低狂い進みの実態

破壊をもたらす列車荷重の繰返し载荷により、道床バラスト粒子自体が粉砕や摩滅をおこし細粒化する現象である。長期にわたる細粒分の増加は道床噴泥を引き起こし、路盤噴泥等の現象と呼応して道床バラスト粒子間の摩擦抵抗力や道床部の弾性効果を低下させ、道床部の機能を阻害することになる。また、道床バラストとして要求される条件の一つに道床バラスト粒子間の摩擦力の大きさが挙げられるが、道床部の材料として一般的な砕石は稜角性に富んでおり粒子表面での摩擦抵抗力が大きい。このため、道床肩部でのくずれ等の粒子移動を抑制し軌道破壊量を減少させるが、破砕により粒子表面の摩滅が進行した場合、砕石の稜角性が失われ粒子表面における摩擦抵抗力は減少することになる。以上のように、破砕は軌道破壊の主要因とはならないが、長期的にみればその影響は無視できない。なお、従来の研究³⁾においても、軌道沈下に対する細粒化の影響は定量的には充分捉えられていない。

以上の議論は、その検討対象部位を道床部に限定して考察した結果であり、土路盤の場合には路盤や路床自体の圧密沈下も考慮する必要がある。しかし、鉄道盛土の経時沈下量を長期にわたって測定した報告⁴⁾によると、良質な盛土材を用いて十分な転圧施工を行った場合には、盛土の予測最終沈下量を30mm以内に抑えることが可能であるとされている。これに対して実際の軌道における年間の軌道狂い進み量（高低狂い）は、図3-1-5⁵⁾に示す

ように100日当たりの高低狂い進みが3～6mm/100dと大きな箇所では、年間10～20mm程度であり、盛土部を広義の路盤と捉えた場合年間沈下量に対する圧密沈下量の割合は著しく小さい。さらに、現在の土構造物設計標準⁶⁾に従えば、今後新設される線路の路盤・路床部の強度はかなり高強度なものが要求されることになり、路盤・路床部自体の圧密沈下は無視しうる。一方、軌道保守作業の面から路盤・路床部の沈下をみた場合、既設線における路盤・路床部の沈下抑制対策は基本的にかかなり大規模な保守作業となるため、実際に軌道の保守作業として行われることは少なく、代わりに道床作業に基づく軌道扛上を行うのが一般的である。したがって、路盤・路床部の圧密沈下分を道床部の変形量として考えた方が軌道保守作業上は実用的である。これらのことから、本研究では道床部の変形挙動を主に考察し、路盤・路床部自体の経時的な塑性変形挙動については検討対象しないこととする。なお、本節での議論は上下方向の軌道破壊を主体として扱ってきたが、左右方向に対しても同様の議論展開が可能である。ただし、「貫入」は左右方向の軌道破壊に対してはあまり影響しない。

3-2 道床部繰返し変形挙動の定性的分析

3-2-1 繰返し载荷時の道床部の変形挙動

本節では、前節での軌道破壊現象の定性的な理論考察を踏まえ、軌道破壊現象の時間的推移を変形自体の構造特性の変化と捉えて論じる。図3-1-1からわかるように、1サイクルの軌道狂い進みの時間的な推移は、軌道保守直後の数回程度の列車通過によって急激な変位が起こる過程と、繰返し载荷により初期の急激な変位が鎮静化しある程度落ちついた状態から微少ではあるが漸進的な変位が継続する過程に分けられる。一方、道床つき固め保守作業後の軌道に一定の列車荷重が繰返し载荷された場合、従来の研究^{7),8)}によると、道床部沈下量と荷重繰返し数との関係は図2-2-1に示すようになり、軌道保守直後から次の軌道保守直前までの軌道狂い進み曲線の形状と類似する。さらに、強化路盤上やコンクリート路盤上の有道床軌道では道床部が塑性変形の主体になること、および既設線の土路盤においても線路敷設より充分時間が経過している場合には、二次圧密の状態に近い状態のため軌道保守直後の軌道面の急激な沈下を路盤部の塑性変形では表現しえないことから、軌道狂い進みの主因は道床部の塑性変形にあると考えるのが妥当である。このため、前章で述べたように従来の研究においても、軌道狂い進みは道床部沈下量と関係づけられて考えられてきた。したがって、従来の研究^{7),8)}では、道床部沈下量 y と荷重繰返し数 N の関係もまた式(2.2.1)で表現した。この際、式(2.2.1)の第1項は、軌道保守直後の急激な変形（以下、「初期変位過程」と称す）を表現するものであり、第2項は初期変位過程終了後の漸進的な変形（以下、「漸進変位過程」と称す）を表現するものである（図2-2-1参照）。このように従来の研究においても軌道破壊現象は「初期変位過程」と「漸進変位過程」という2つの過程に分割されて検討されてきた。この場合、初期変位過程は定常状態である漸進変位過程への過渡的現象である。以下では、これら2つの過程がどのような特徴を有しているか変形の構造的な面からより詳細に考察する。

3-2-2 初期変位過程

初期変位過程は軌道保守直後の変形であるため、多分に軌道保守作業自体の特性に左右される。図3-2-1は道床つき固め作業直後の道床部の状態を模式的に示したものであるが、この場合の道床部の変形メカニズムとしては図3-2-2に示すAとBの2つが考えられる。このうちAは、まくらぎ直下とまくらぎ間の道床バラスト粒子配列の密度的差異に起因するものである。道床つき固め作業により、まくらぎ直下の道床部は締め固められ間隙が減少するが、まくらぎ間の道床部では、列車の繰返し通過によって保守作業前は締め固められていた道床バラスト粒子配列が、保守により逆に乱された状態になり間隙が増加する。道床バラスト粒子間空隙が多く密度分布が不均一な道床部の状態では、列車荷重载荷時の道床内部の応力分布は不均一なものとなり、比較的大きな局所せん断応力が発生する。こ

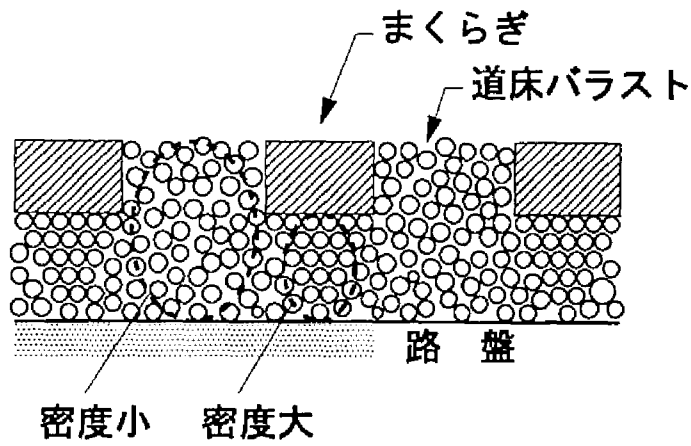


図3-2-1 道床つき固め作業後の道床部のイメージ

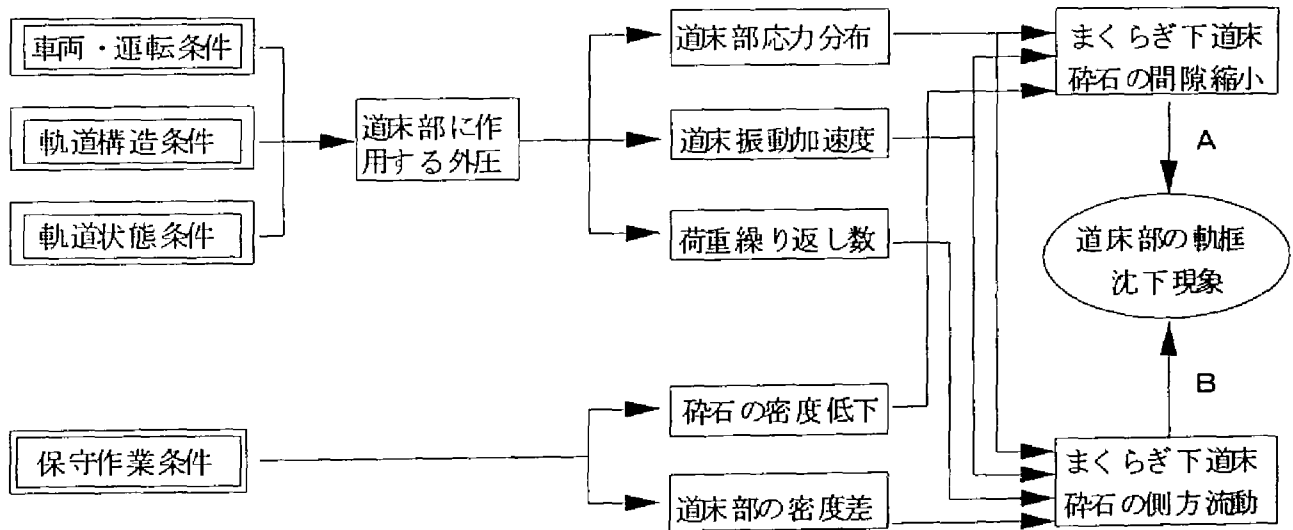


図3-2-2 道床部の沈下メカニズムの概略

のせん断応力が道床バラスト粒子間の摩擦抵抗力を上回ると道床バラスト粒子は滑動することになるが、その変位傾向としてまくらぎ直下の道床バラスト粒子が空隙の多く拘束圧の低いまくらぎ中間部に移動することは容易に推測される。一方Bは、つき固めによるまくらぎ直下の道床部の密度低下に起因するものである。道床つき固め作業の特性として、まくらぎ直下の道床部でも保守後の粒子密度は保守前のものより低下する⁹⁾。このため、列車荷重の載荷によりまくらぎ直下の道床部で圧縮現象が発生し、その変形量は保守直後の道床バラスト粒子密度の低下時に大きくなる。以上まとめると、初期変位過程は、軌道保守直後の道床バラスト粒子間空隙の不均一分布を是正するように、列車荷重載荷時に道床バラスト粒子が空隙率の大きい領域方向に移動する現象であり、空隙の減少による体積変化すなわち圧縮変形的な傾向が強い。また、繰返し載荷に伴う道床部の砕石密度の均一化により、まくらぎ直下の道床部における応力集中も徐々に緩和されるため、圧縮現象は終局状態に漸近し、初期変位過程は終了する。なお、初期変位過程の道床部の変形では、圧縮、流動の両現象が支配的である。

3-2-3 漸進変位過程

漸進変位過程は初期変位過程終了後の変形挙動であるため、道床部の粒子の配列状態は、軌道保守による乱れや密度分布の不均一性がある程度解消しており、密度的にも粒子間空隙の少ない密な状態にある。このため、漸進変位過程では、軌道保守時の道床部の締固め程度のばらつきによる影響は表面化しにくく、変形挙動に対する影響は空隙比よりも拘束圧や応力履歴の方が大きくなる。また、密度分布の均一化が進んでいるため局所的なせん断応力は初期変位過程よりも小さくなるものの、初期変位過程により密度的に空隙の少ない構造となっているため、変形挙動の主体は圧縮変形よりもせん断変形になる。したがって、漸進変位過程では、道床部表面への膨れ上がりや道床肩部でのくずれを伴って変形が長期間持続すると同時に、変形自体が道床部の空隙率にあまり影響されないため、その変形の変化割合もほぼ一定である。なお、漸進変位過程の道床部の変形では流動現象が支配的となり、道床バラスト粒子間摩擦力の減少という形で破碎が影響する。

3-3 軌道破壊現象の発生要因分析

これまでの議論から明らかなように、軌道の破壊・劣化現象の一つである軌道破壊現象は、列車荷重と列車の通過によって励起される振動の相乗作用による軌道狂いの漸進的な増加現象である。そして、その原因は、有道床軌道の場合主に圧縮変形とせん断変形によって生じる道床部の塑性変形にあると考えられる。この道床部塑性変形挙動の本質は、列車荷重によって発生するせん断応力が道床バラスト粒子間の摩擦抵抗力を上回った場合に生じる道床バラスト粒子の滑動現象にあり、道床部全体としてみると塑性変形を生じることになるものと考えられる。また、この現象を変位量の点から捉えると、弾性変形は道床バラスト粒子間隔の一時的な変化として表現され、塑性変形は弾性限界変位以上となった場合の除荷時の道床バラスト粒子のすべりの集積として表現される。このため、軌道破壊現象を解析的に捉える場合、粒子間接触により発現される摩擦抵抗力の定量化および粒子間接触に基づく応力の伝達機構、道床バラスト粒子個々の変位傾向の把握に留意する必要がある。したがって、道床部の変形特性は、弾性体的性質の強い他の軌道構造部材と異なり、連続体としての特性よりも粒状体としての特性を呈し易く、以下のような現象が影響すると考えられる。

○道床バラスト粒子間空隙の存在に起因する圧縮変形

- ・粒子間空隙の不均一分布による荷重載荷時の粒子間せん断応力の局所化
- ・道床バラスト粒子の移動に対する粒子間空隙による拘束圧の低下
- ・道床部振動による粒子間摩擦係数の低下

○道床バラスト粒子の側方流動に基づくせん断変形

- ・道床内部の密度差および拘束圧差による粒子の移動抑制力の低下
- ・道床部振動による粒子間摩擦係数の低下
- ・粒子破砕によるインターロッキングの低下

上記の現象には、粒子間空隙（間隙比）、粒子形状、粒度分布、拘束圧、荷重繰返し数、応力履歴、ひずみ振幅、ひずみ速度等が支配的な要因になると考えられるが、これらの物性的因子は、荷重条件・軌道構造条件・軌道状態・保守の作業特性といった外的なあるいは構造的な入力条件に左右されることとなり、物性的因子を個々に制御するのは実際には不可能に近い。つまり、実際の変形挙動を解析的に説明する物性的因子は、実際の軌道で制御可能な荷重条件・軌道構造条件・軌道状態・保守の作業特性といった入力条件と関係づけられて初めて意味をなすものである。軌道破壊現象に関与する入力条件としては次のようなものが考えられる。

○道床部への荷重の影響：輪重・横圧〔車両・運転条件、軌道諸元条件、軌道状態条件〕、軌道各部の変形特性〔軌道構造条件〕

○道床部への振動の影響：車両の慣性質量（ばね下質量）〔車両・運転条件〕、車両の

振動特性〔車両・運転条件〕，レール頭頂面凹凸・軌道狂い〔軌道状態条件〕，軌道各部の振動特性〔軌道構造条件〕

○道床部の変形特性 : 道床バラスト粒子の積層状態（空隙率，粒度分布）〔軌道構造条件，軌道状態条件，保守作業条件〕，道床バラスト粒子構造体の物性（摩擦係数，粘着力）〔軌道構造条件，軌道状態条件，保守作業条件〕

○その他要因 : まくらぎ／道床間接触状態〔軌道構造条件，軌道状態条件，保守作業条件〕，路盤状態（土の分類，含水率）〔軌道構造条件，軌道状態条件，保守作業条件〕

上記の各条件は，図2-1-5や図3-2-2のように軌道破壊現象に影響すると考えられる。前章で紹介したように，従来我が国における軌道破壊理論の研究においては，上記のような入力条件と道床部沈下量との相関関係を直接的に推定したものが多い。また，軌道状態を考慮する理論的アルゴリズムが欠如している面が多分にあり，「状態係数」という曖昧な概念で道床部の状態を評価するしかなかった。しかし，今後軌道破壊現象のより高精度な解明を行うには，道床部の材料特性に起因する変形特性を考慮した構造解析を行う必要があり，そのためには，軌道状態・保守の作業特性といった入力条件を前述の物性的因子と関係づけて細分化し道床部の状態を評価することが必要である。またこれにより，道床部関係パラメーターの構成関係が解析理論の厳密さを損なうことなく推測可能になるとともに，軌道構造解析モデル自体の適正化・深度化を図る上で実際的な根拠が得られるものと考えられる。

3-4 結 論

本章では、軌道破壊現象を地盤工学的な観点から捉え、本研究の理論的な方向づけを行うとともに研究課題を明確にした。検討の結果得られた知見を要約すると、以下のようになる。

(1) 有道床軌道で見られる軌道破壊現象の主因は、列車荷重の繰返し载荷に伴う圧縮変形とせん断変形によって生じる道床部の塑性変形であり、この現象をよりマイクロにみれば軌道破壊現象は道床バラスト粒子の滑動現象と考えることができる。したがって、軌道破壊現象を従来より高精度に解明するには、①粒子間接触により発現される摩擦抵抗力の定量化、②粒子間接触に基づく応力の伝達機構の解明、③道床バラスト粒子個々の変位傾向の把握を検討する必要がある。

(2) 軌道保守直後の急激な変形（初期変位過程）は、道床バラスト粒子間空隙の不均一分布を是正するように、列車荷重载荷時の道床バラスト粒子が空隙率の大きい領域方向に移動する現象であり、空隙の減少による体積収縮的な変形挙動（圧縮変形）となる。このため、繰返し载荷により道床部の碎石密度が均一化されれば、初期の急激な圧縮変形は収束し変形量の変化割合は一定値に漸近する。

(3) 繰返し载荷初期の急激な変形が沈静化した状態でも、道床部の変形は微小ではあるが漸進的な塑性変形が継続的に発生する（漸進変位過程）。これは、繰返し载荷に伴い道床部が密度的に空隙の少ない構造となったことにより、変形挙動の主体が圧縮変形からせん断変形に変化したためであると考えられる。

本章での検討結果に基づき、本研究では「強化路盤およびコンクリート路盤上の在来線有道床軌道の道床部繰返し塑性変形挙動」を研究対象とする。なおこの際、以下のような仮定を設ける。

- (1) 圧密沈下等の路盤・路床部自体の経時的な塑性変形は生じない。
- (2) 路盤に対する道床バラスト粒子の「貫入」現象は生じない。
- (3) 「破碎」（細粒化）現象等道床バラスト粒子自体の破壊現象については検討しない。

参考文献

- 1) 宮本俊充, 渡辺偕年編：線路, 山海堂, 1980.
- 2) 関口吉男：路盤噴泥の発生初期過程に関する土質動力学的基礎研究, 鉄道線路, Vol.31 No.8, 1983.
- 3) 高谷時哉, 乾 清一, 田中耕造：中間粒度バラストの細粒劣化, 軌道沈下に及ぼす効果, 鉄道技術研究所速報, 1976.
- 4) 佐藤吉彦, 梅原利之編：線路工学, 日本鉄道施設協会, 1987.
- 5) 杉山徳平：在来線における軌道狂い進みの実態調査とその解析, 鉄道線路, Vol.26 No.2, pp.59-62, 1978.
- 6) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説「土構造物」, 丸善, 1992.
- 7) 佐藤 裕：繰返荷重による道床沈下の実験, 鉄道技術研究報告, No.65, 1959.
- 8) 岡部二郎：バラスト支持力の実験的研究（上）, 鉄道線路, Vol.9 No.8, pp.5-10, 1961.
- 9) 須長誠・石川達也・名村明：鉄道線路における道床部の設計・維持管理技術の現状, 土と基礎, pp.10-14, 1995.

第4章 実物大試験による道床部の繰返し変形挙動の検討

4-1 試験概要

4-1-1 試験目的

本章では、繰返し荷重下における上下・左右方向の道床部の変形特性を実用的な観点から検討するため、実物大試験軌道を用いた繰返し載荷試験を目的別に2期に分けて行う。まず第1期の試験では、道床部の繰返し変形特性の概括的な把握を目的として、実物大試験軌道に対する上下・左右方向の荷重振幅一定の繰返し載荷試験をそれぞれ行い、粗粒材としての材料特性を考慮して道床部の準静的な変形挙動を以下の点から考察する。

①上下方向の変形挙動

- a) 荷重強度，荷重繰返し数による変位量の増加傾向
 - ・弾塑性変形量と塑性変形量の関係
- b) 荷重強度，荷重繰返し数による道床部変形機構の変化
 - ・荷重～変位関係（ばね係数）の変化
- c) 荷重強度，荷重繰返し数による残留変位量の差異
 - ・塑性変形量と変位振幅量の関係

②左右方向の変形挙動

- a) 荷重強度，拘束圧，荷重繰返し数による変位量の増加傾向
 - ・弾塑性変形量と塑性変形量の関係
- b) 荷重強度，拘束圧，荷重繰返し数による道床部変形機構の変化
 - ・拘束圧（鉛直荷重）による道床横抵抗力の増加傾向
 - ・繰返し載荷による荷重～変位関係（ばね係数）の変化
- c) 荷重強度，拘束圧，荷重繰返し数による残留変位量の差異
 - ・塑性変形量と変位振幅量の関係

また、試験結果を解析的に捉え道床部の繰返し変形特性の定量化を図り、道床部塑性変形量の簡易予測手法の提案を以下の点から行う。

- ①初期変位過程における塑性変形量の推定
- ②漸進変位過程における塑性変形量の推定

次に第2期の試験では、道床バラスト粒子の移動傾向のマクロ的な把握を目的として、特殊な測定装置を設置した実物大試験軌道に対する上下方向の荷重振幅一定の繰返し載荷試験を行い、繰返し載荷時の道床内部の応力状態や変形機構に関する考察を以下の点から行う。

- ①まくらぎ下面における垂直反力の分布傾向
- ②まくらぎ下面におけるせん断方向反力の分布傾向

③三軸加速度計による道床バラスト粒子の移動傾向

4-1-2 試験装置および試験軌道

第1期の試験装置および試験軌道を以下に示す。

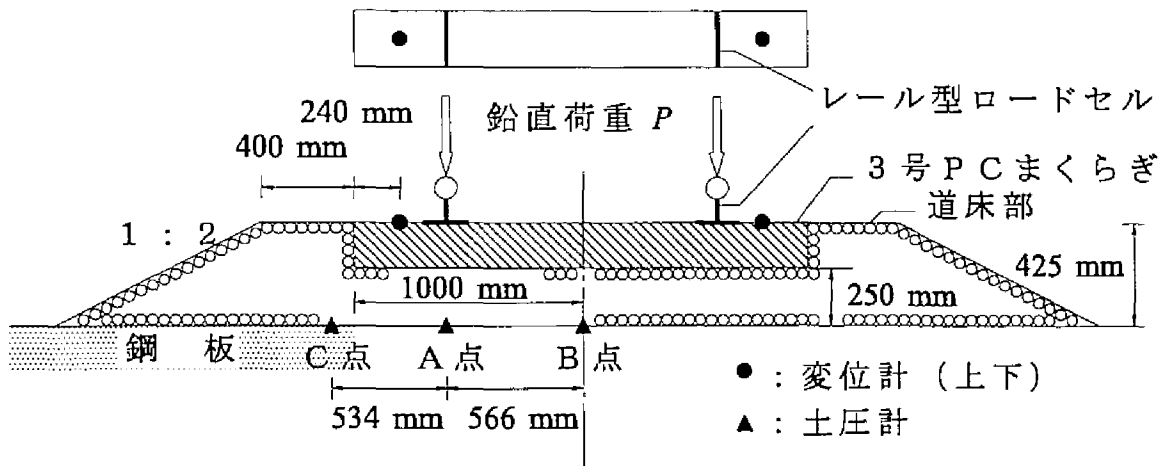
試験軌道は、上下・左右方向の繰返し載荷試験ともJR各社の在来線直線部で標準的に使用されている図4-1-1に示すような断面とした。ただし、今回の一連の試験は道床部の変形特性の把握を主眼としているため他の軌道部材の影響を可能な限り受けないように、また軌框剛性により荷重が隣接まくらぎに分散しないように、上下方向載荷試験では荷重をPCまくらぎ1本で、左右方向載荷試験ではPCまくらぎ2本で支持させている。まず、上下方向の載荷試験装置を図4-1-2に示す。図のように上下方向の載荷試験では、まくらぎ3本分の長さの実物大試験軌道を鋼製ピット内に構築した。なお、この鋼製路盤の使用により、一定の弾性（ K_{30} 値＝170MPa/m相当、ただし K_{30} 値とは直径が30cmの平板載荷試験によってもとまる地盤反力係数）を有するようにするとともに、路盤部への道床バラスト（道床碎石）の貫入が生じないようにした。一方、左右方向の載荷試験装置を図4-1-3に示す。図のように載荷は移動式軌道動的載荷試験装置（図4-1-4参照、略称「DYLOC」）の載荷輪を用いて行った。また、左右方向の載荷試験では土路盤（ K_{30} 値＝230MPa/m）を用いたが、水平荷重による繰返し載荷試験前に鉛直方向のプレロードを充分に行い、試験中上下方向の路盤変形が卓越しないように配慮した。なお、上下方向の載荷試験ではまくらぎ種別を3号PCまくらぎに固定して試験を行っているが、左右方向の載荷試験ではまくらぎ種別を図4-1-5に示す3号PCまくらぎ、6号PCまくらぎ、6号PCまくらぎ（座屈防止板付）の3種類とした。

道床部を構成する道床バラストとしては一般に安山岩の碎石を用いる¹⁾が、試験に用いた道床バラストは山梨県大月市で産出された安山岩の碎石であり、気乾燥状態のものを用いた。最近10年間にその地山で採取された試料の粒度分布を図4-1-6に示し、原石または道床部としての各種試験結果^{1),2)}を表4-1-1に示す。なお、図および表にはJR各社で用いられている基準値¹⁾も示した。道床部の作製は実際の保守作業と同様以下のような手順で行った。まず、所定の断面に近い形に道床バラストをかき均しランマーで締固めを行い、まくらぎを配置した。その後、タンピングツールによるレール位置直下のまくらぎ下道床部の突固め、およびランマーによる道床肩部の締固め等の軌道整備を行った。なお、本試験は保守作業実施後の軌道状態からの変形挙動をトレースする試験のため、各試験開始前には上記の軌道整備を行い、前回の試験の影響が残らないように配慮した。

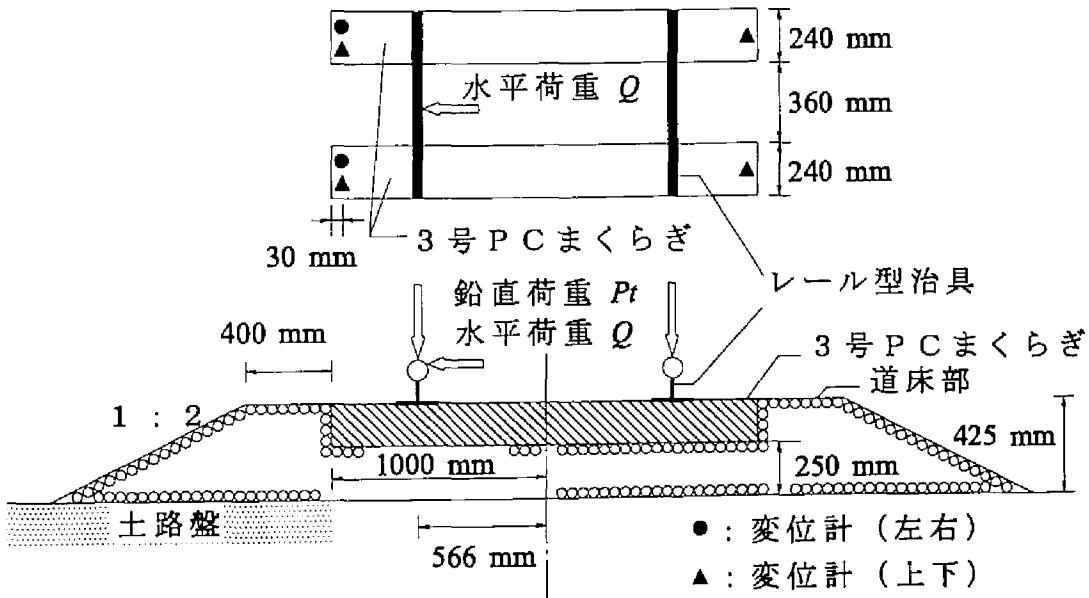
測定項目および計測器を一覧表にして表4-1-2に、各試験の測点配置図を図4-1-1に示す。

4-1-3 繰返し載荷試験方法

第1期の繰返し載荷試験方法を以下に示す。



(a) 上下方向荷重試験軌道



(b) 左右方向荷重試験軌道

図4-1-1 試験軌道概略図



圖4-1-2 上下方向載荷試驗裝置

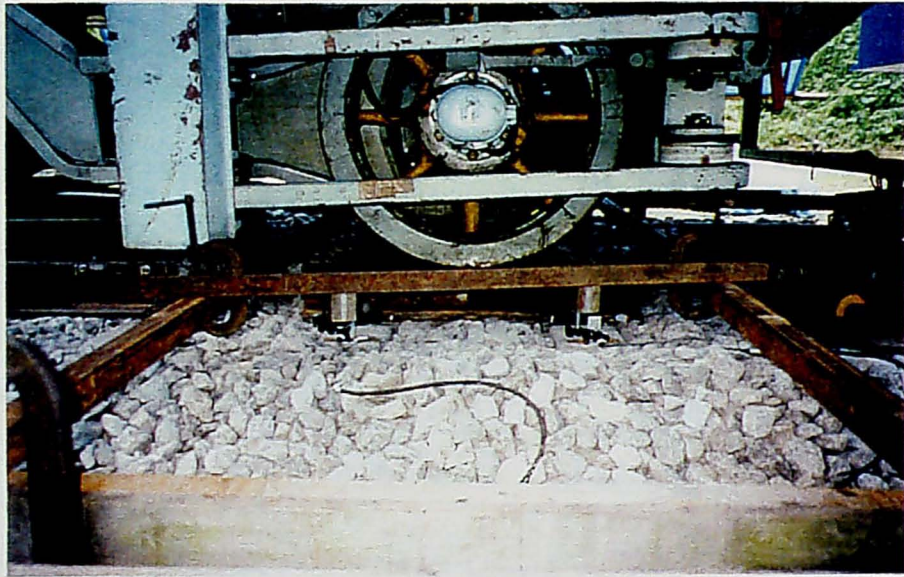


圖4-1-3 左右方向載荷試驗裝置

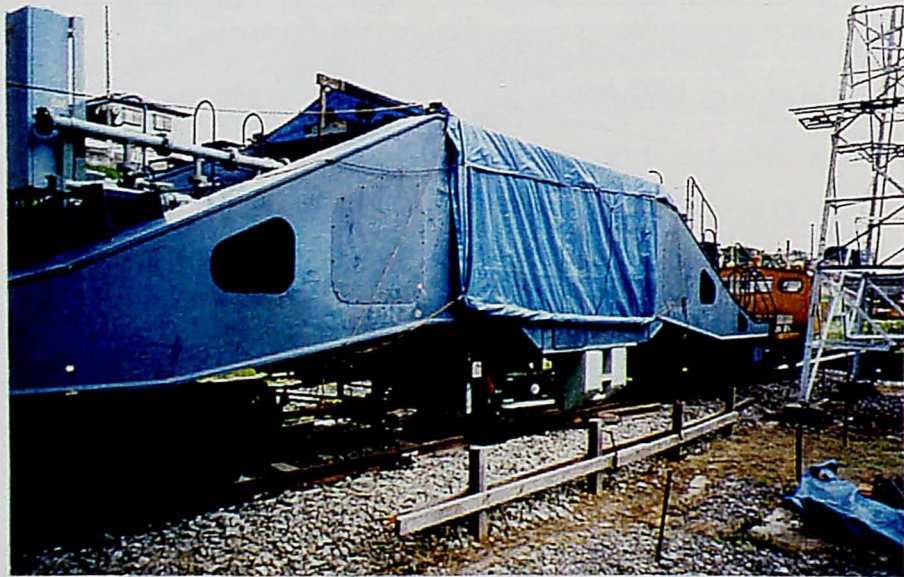
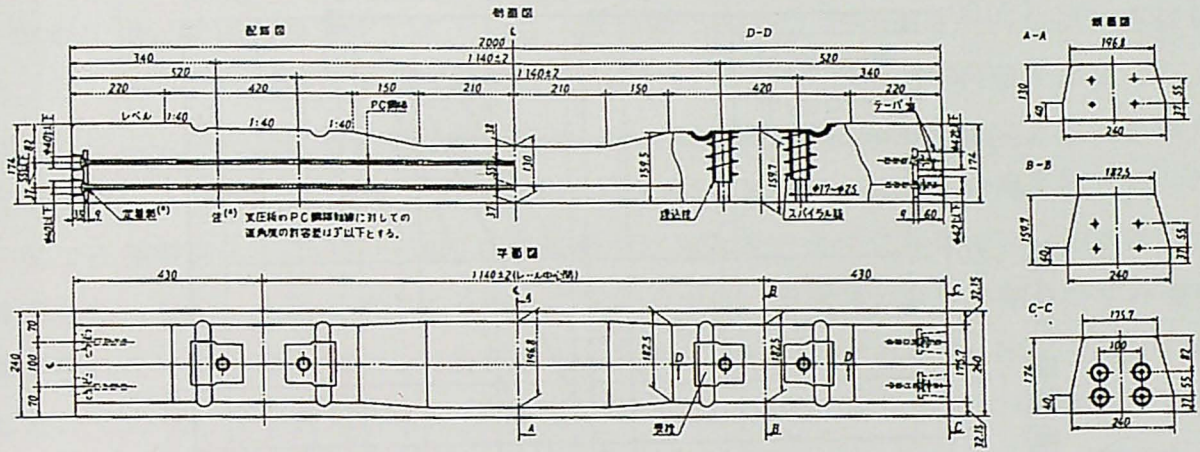


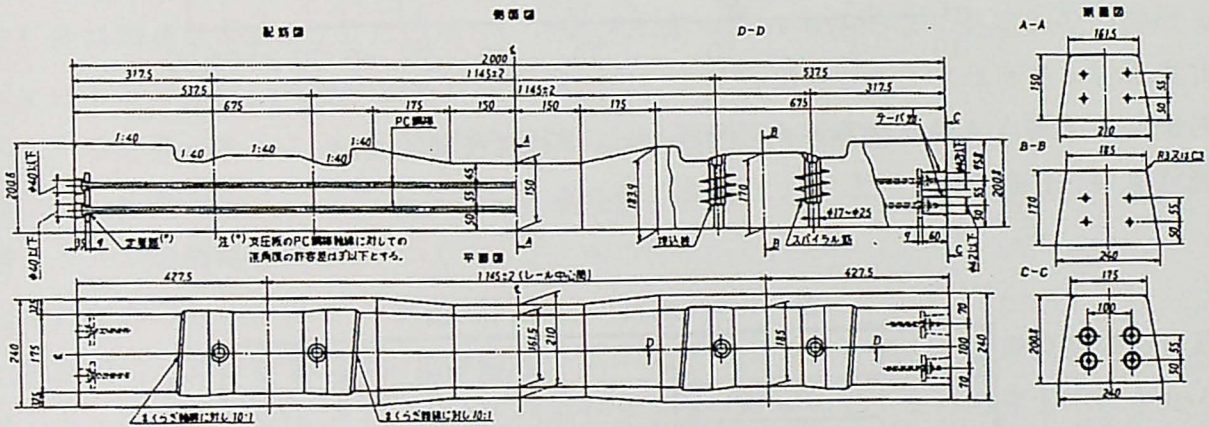
圖4-1-4 移動式軌道動的載荷試驗裝置

単位 単位



(a) 3号PCまくらぎ

単位 単位



(b) 6号PCまくらぎ



(c) 6号PCまくらぎ (座屈防止板付)

図4-1-5 各種まくらぎの諸元

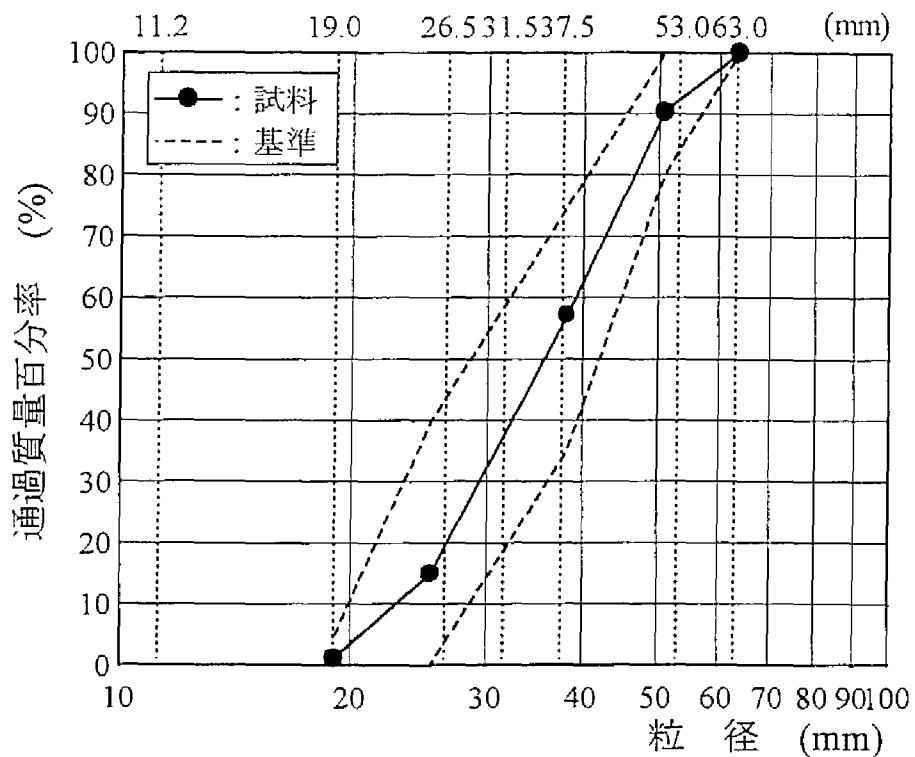


図4-1-6 道床バラストの粒径加積曲線

表4-1-1 試料の各種試験結果

試料名	安山岩		試験結果	基準値
原石	硬度		18.5~19.2	≥ 17.0
	吸水率	%	0.30~2.40	≤ 3.0
	吸水耐圧強度	MPa	140~260	≥ 80.0
	密度	t/m ³	2.75	——
	圧縮強さ	MPa	230.0	——
道床部	均等係数		1.70	——
	単位容積質量	t/m ³	1.60~1.70	≥ 1.40
	摩損率	%	14.3~21.6	≤ 27.0
	圧縮粉碎率	%	12.2~19.4	≤ 24.0

表4-1-2 測定項目および計測器一覧表

測定項目	品名	型番	感度	設置数	
				上下	左右
まくらぎ上下変位	変位計	東京測器 CDP-25	500 μ/mm	2	4
まくらぎ左右変位	変位計	東京測器 CDP-25	500 μ/mm	0	2
路盤圧力	土圧計	東京測器 KD-5A	400 μ/(kgf/cm ²)	3	0

(1) 上下方向載荷試験

試験では、鉛直荷重をPCまくらぎ（底面積：0.48m²）の両側レール位置に直接載荷した。片レール当たりの最大鉛直荷重強度 P_{max} としては、実際の列車荷重を想定した上、軌框剛性による荷重分散効果を考慮して20, 25, 30, 35, 40kNの5ケースとした。載荷方法としては、まず1回目の載荷では所定の P_{max} まで5.0kN刻みで負荷・除荷を繰り返しながら手動で圧縮載荷し、2回目～10回目の載荷では刻みをいれずに手動で P_{max} まで負荷した後、除荷した。なお、手動で載荷する場合の載荷速度は、道床部の変形挙動にひずみ速度の影響が現れないようなものとして各試験とも10kN/30秒（ひずみ速度0.1%/分以下）程度とした。その後、中心荷重 $P_{max}/2$ 、片振幅 $\Delta P = P_{max}/2$ の2Hzの正弦波形で40,000回まで繰返し圧縮載荷した。そして、40,000回載荷後に、手動で所定の P_{max} まで5.0kNずつ刻みをいれながら負荷した後、除荷した。この際、 P_{max} が40kNより小さい試験に対しても、40,000回後の載荷に限り負荷・除荷の繰返しを鉛直荷重強度が40kNに達するまで行った。なお、繰返し載荷周波数を2Hzとしたのは、①当研究は道床部の準静的な変形挙動の把握を主体としているため繰返し載荷周波数は道床部の変形特性に影響をあまり及ぼさない程度まで小さくする必要があること、②実際の線路における繰返し載荷の状況から試験の荷重繰返し数はその実施計画上できる限り多くする必要があることによった。図4-1-7に本試験の載荷パターンの概略を示す。

(2) 左右方向載荷試験

試験では、鉛直荷重は左右両レール位置に、水平荷重は片側のレール位置のみに直接載荷した。荷重としては、上下方向と同様列車荷重等を想定し、まくらぎ1本にかかる鉛直荷重の合計（ $P_t = 2 \times P_{max}$ ）と最大水平荷重強度 Q_{max} の組合せを表4-1-3のように変えて試験した。載荷方法としては、まず軌道整備直後に所定の鉛直荷重を繰返し載荷し、上下方向の変形が収束した後、鉛直荷重を所定の値に固定したまま、水平荷重による繰返し載荷試験を行った。水平荷重の基本的な載荷パターンは上下方向の場合と同様であるが、まず1回目の載荷では所定の Q_{max} まで2.5kN刻みで負荷・除荷を繰り返しながら手動で圧縮載荷し、2回目～10回目の載荷では刻みをいれずに手動で Q_{max} まで負荷した後、除荷した。その後、中心荷重 $Q_{max}/2$ 、片振幅 $\Delta Q = Q_{max}/2$ の2Hzの正弦波形で20,000回まで繰返し載荷し、20,000回載荷後に再度手動で所定の Q_{max} まで2.5kNずつ刻みをいれながら負荷した後、除荷した。なお、手動で載荷する場合の載荷速度は上下方向と同程度とした。

本章で用いる鉛直荷重・水平荷重といった表記は、従来鉄道工学で用いられてきた専門用語と対比した場合表4-1-4のような関係にある。ただし、表中の分散率は次式のように定義する。

$$R_P = P_r / P \quad (4.1.1)$$

$$R_Q = Q_t / H \quad (4.1.2)$$

ここで、 R_P ：輪重の分散率

Q_o ：外軌側横圧

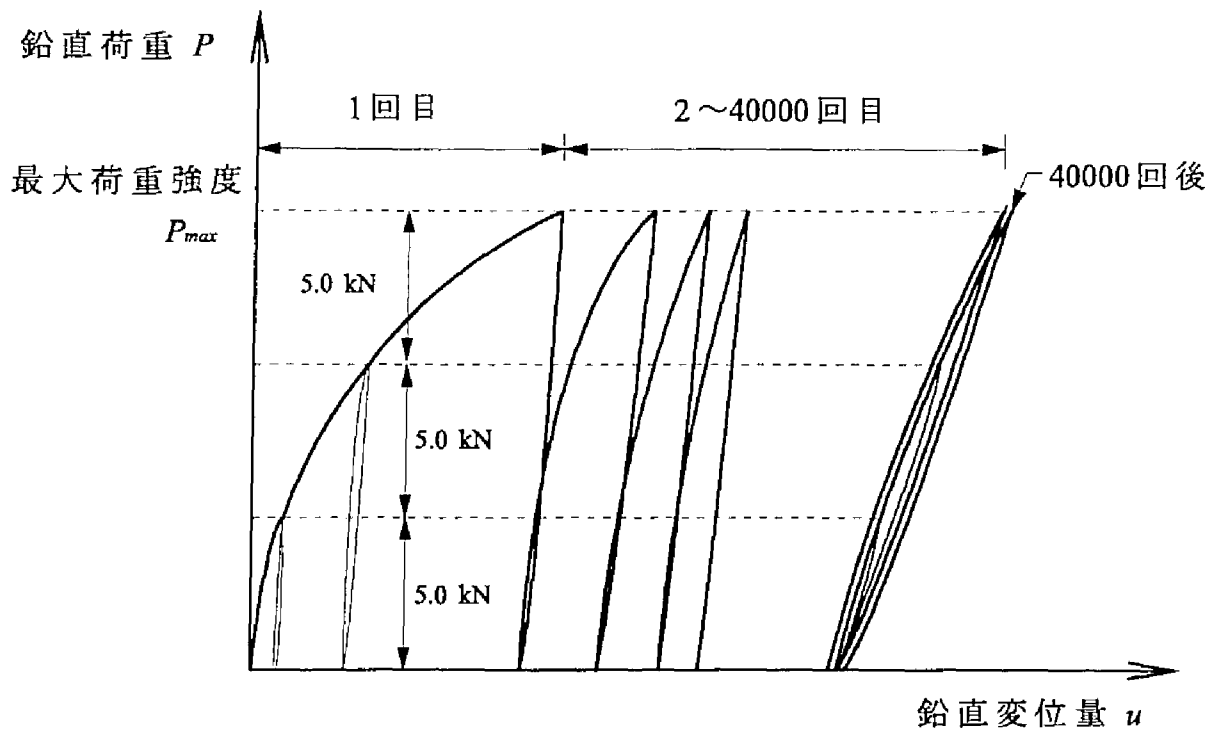


図4-1-7 試験載荷パターン

表4-1-3 試験条件 (左右方向載荷試験)

まくらぎ 種別	鉛直荷重 P_t	最大水平荷重 Q_{max} (kN)			
		10.0	15.0	17.5	20.0
3号PC	40kN	○	○		
	50kN	○	○	○	○
	55kN		○	○	○
	60kN		○	○	○
6号PC	50kN	○			○
6号+座屈	50kN	○			○

表4-1-4 表記方法の比較

第4章の表記方法	従来の表記方法
最大鉛直荷重強度 P_{max}	レール圧力 P_r = 輪重 P × 輪重の分散率 R_p
最大水平荷重強度 Q_{max}	まくらぎ横圧力 Q_t = 輪軸横圧 H × 輪軸横圧の分散率 R_q
まくらぎ1本の鉛直荷重の合計 P_t	左右レールのレール圧力の和 P_t

R_H : 輪軸横圧の分散率	Q_i : 内軌側横圧
P : 輪重	Q_t : まくらぎ横圧力
P_r : レール圧力	$H = Q_o - Q_i$

表からわかるように、本章の鉛直荷重強度 P_{max} は、軌框剛性による荷重分散効果 R_P を輪重に乗じて得られるレール圧力に相当し、まくらぎ 1 本にかかる鉛直荷重の合計 P_t は、左右レールのレール圧力の和に相当する。また、本章の水平荷重強度 Q_{max} は、軌框剛性による荷重分散効果 R_H を輪軸横圧 H に乗じて得られるまくらぎ横圧力に相当する。

4-1-4 道床バラスト粒子の移動傾向把握試験方法

第 2 期の道床バラスト粒子移動傾向把握試験に用いた試験装置・試験軌道および繰返し載荷試験方法を以下に示す。

試験軌道は、第 1 期の上下方向載荷試験軌道と同様な図 4-1-8 に示すような断面とした。ただし、試験装置としては、道床バラスト粒子の移動傾向を把握するため、以下のような特殊な測定装置を設置した。

① 3 軸型加速度計

繰返し載荷時の道床部内部の振動性状を把握するため、互いに直交する 3 方向の加速度を同時に測定できる 3 軸型加速度計（表 4-1-5 参照）を図 4-1-8 に示す 3 カ所の位置に設置した（図 4-1-9 参照）。なお、以下では図 4-1-8 中の設置位置 A を「レール直下」、設置位置 B を「道床肩」、設置位置 C を「道床法面」と称す。

② 2 方向ロードセル

繰返し載荷時の PC まくらぎ直下の垂直・せん断方向の荷重分布を測定するため、3 号 PC まくらぎ下面に図 4-1-10 のような SS-400 製のカバーを取付け、その内部に 27 個の 2 方向ロードセルを図 4-1-11 のように配置した。なお、2 方向ロードセルを取り付けた 3 号 PC まくらぎは、No.6 の 2 方向ロードセル（図 4-1-11 参照）が図 4-1-8 の左側のレール位置直下に配置されるように設置した。試験に用いた 2 方向ロードセルは、谷ら⁹⁾が模型帯基礎（フーチング）直下の荷重を測定するために開発したものを今回の道床部の試験用に設計し直したものである。このロードセルは、断面 2 次モーメントを局所的に非常に小さくすることにより生じる両端固定梁の平行平版変形モードを利用して、図 4-1-12 に示すように荷重の作用方向と直交する方向に開けた孔の肉薄部分に貼り付けた 8 個のひずみゲージ（東京測器製 FLA-05-11）により 4 ゲージ法でホイートストンブリッジを組み、直荷重とせん断荷重の 2 方向力を検出する構造である。表 4-1-5 に 2 方向ロードセルの性能を示す。測定は、図 4-1-13 のように 2 方向ロードセルの受圧板（図 4-1-11(a) 参照）にサンドペーパー（AA120）を貼り付けて行った。

なお、試験に用いた道床バラスト、試験軌道の作製方法、上記以外の計測器（測点配置は図 4-1-8 参照）、繰返し載荷試験方法は、第 1 期の上下方向載荷試験に準ずる。

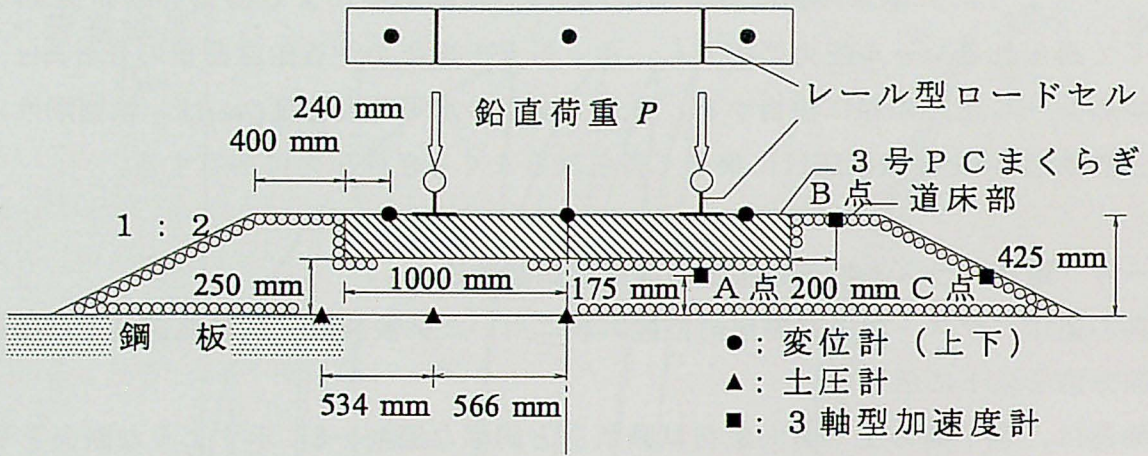


図4-1-8 試験軌道概略図 (道床バラスト粒子移動傾向把握試験)

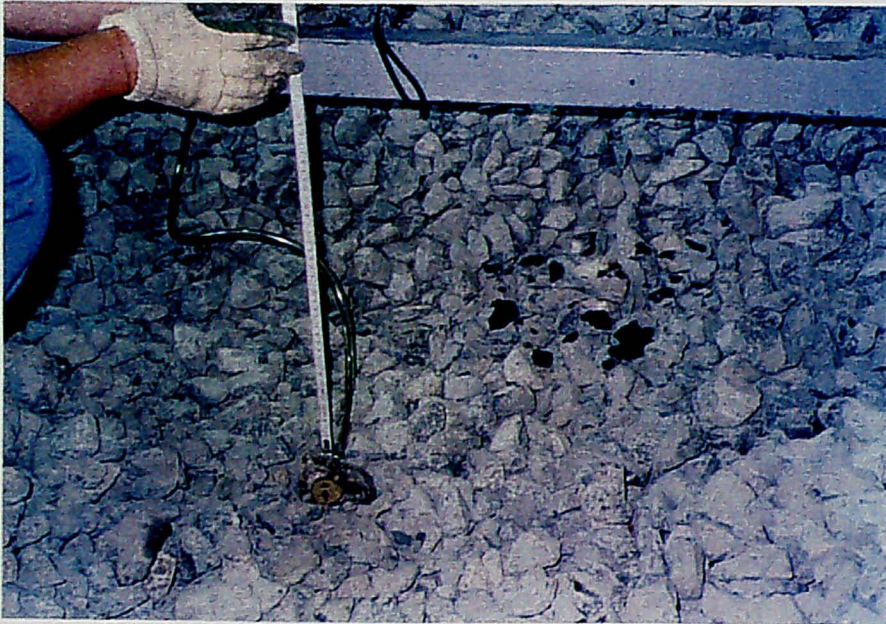
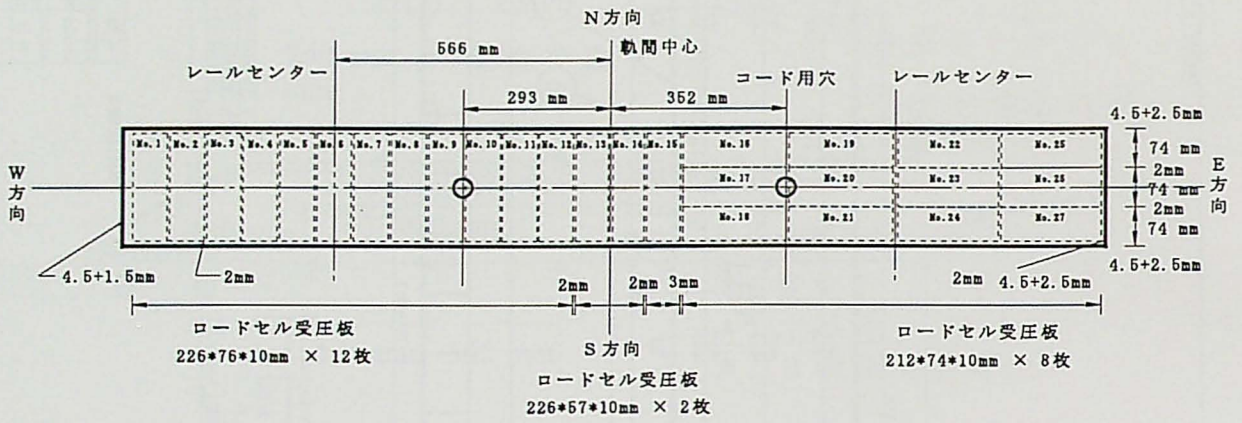


図4-1-9 3軸型加速度計の設置状況

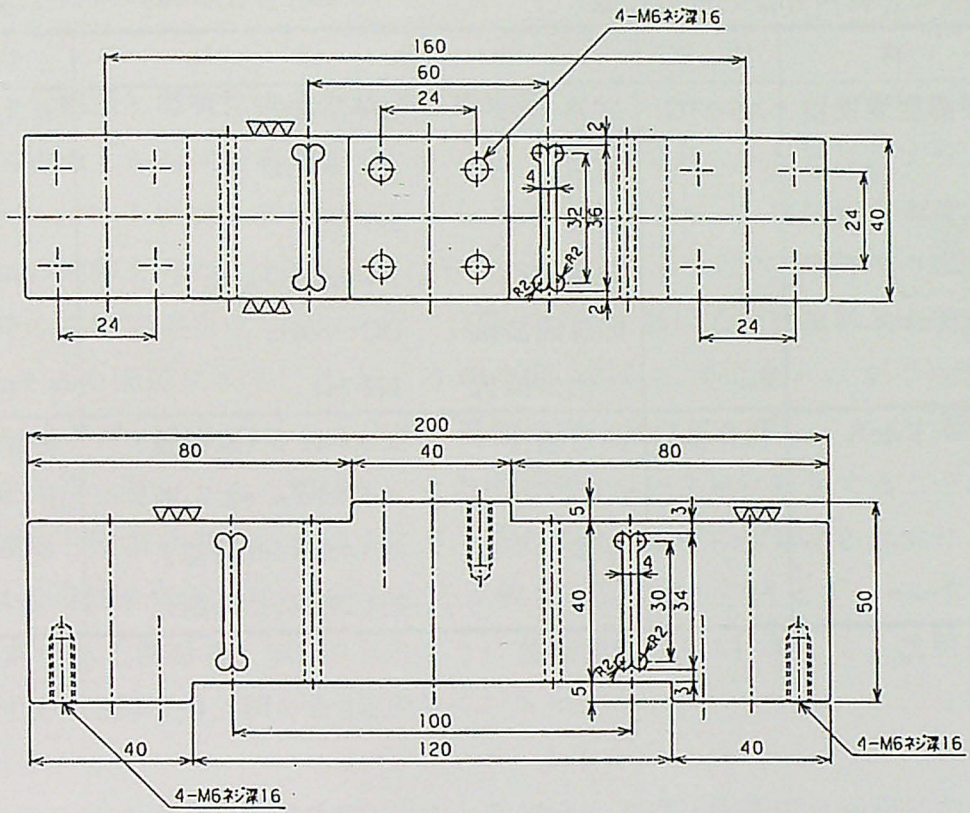


(a) 2方向ロードセル配置図



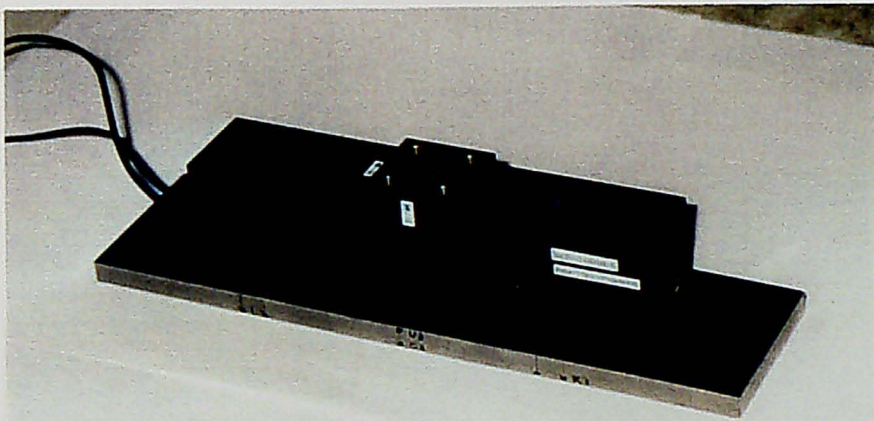
(b) 2方向ロードセル設置状況

図4-1-11 2方向ロードセルの設置状況の概略



注記：角部ノ面取りハC0.5トスル

(a) 2方向ロードセル設計図



(b) 2方向ロードセル概略図

図4-1-12 2方向ロードセルの概略

表4-1-5 使用計器とその仕様

名 称	型 式	仕 様	制作会社
3 軸型加速度変換器	AS-2TG	定格出力 : $614 \mu \text{ V/V}$ 感度 : $\pm 614 \mu / \text{G}$ 容量 : 2G 非直線性 : 1%Rated Output 応答周波数 : DC~63Hz 入出力抵抗 : 122.7Ω	共和電業
2 方向ロードセル	試作品	測定感度 : $\pm 6.80 \text{ N}/\mu$ (直荷重) : $\pm 2.86 \text{ N}/\mu$ (せん断) 容量 : 約6.45kN (直荷重) : 約1.27kN (せん断)	東京測器研究所



図4-1-13 まくらぎ下面圧力測定用PCまくらぎ

4-2 上下方向の繰返し変形特性

4-2-1 繰返し载荷による変位の増加傾向

上下方向繰返し载荷試験時のまくらぎの鉛直方向変位量の推移を検討する。一例として、 $P_{max}=40\text{kN}$ における繰返し载荷試験時の最大鉛直変位量 u_{max} 、残留鉛直変位量 u_p 、鉛直変位振幅量 u_a の推移を合わせて図4-2-1に示す。ここで、 u_{max} は P_{max} 負荷時の弾塑性変形量を、 u_p は除荷時の塑性変形量を、 u_a は1回の負荷・除荷における変位振幅量を表し、各数値間は $u_{max}=u_a+u_p$ の関係にある。なお、本章で用いる鉛直変位量とはまくらぎ上の2測点（図4-1-1(a)参照）の平均値をさすが、路盤の変位量は差し引いてある。図から u_{max} および u_p は荷重繰返し数とともに増加し、その増加割合は一定値に収束することがわかる。一方、 u_a は繰返し载荷初期には増加するが、その後は一定値に収束する傾向にある。同様な傾向は図4-2-2に示すように P_{max} が異なる試験でも見られた。そこで、 u_{max} および u_p の増加割合が一定である部分を、式(4.2.1)のように荷重繰返し数 N に対して1次関係にあると仮定し近似する（図4-2-1、図4-2-2参照）。

$$u = \alpha + \beta N \quad (4.2.1)$$

式(4.2.1)を第3章で述べた式(2.2.1)と比較した場合、 β は、漸進変位過程における1回の負荷・除荷に対する変位量の増加割合（以下、「変位進み係数」と称す）を近似的に示し、 α は、初期変位過程終了時の変位量（以下、「初期変位量」と称す）を示すものであると考えられる。なお、 u_{max} および u_p の近似直線の傾きをそれぞれ β_{max} 、 β_p 、各近似直線が縦軸と交わる点（y切片）の変位量を α_{max} 、 α_p とし、それらを表4-2-1に示す。まず、表中の β_{max} と β_p はほぼ同一の値であることから、漸進変位過程における u_{max} の増加は、 u_p の増

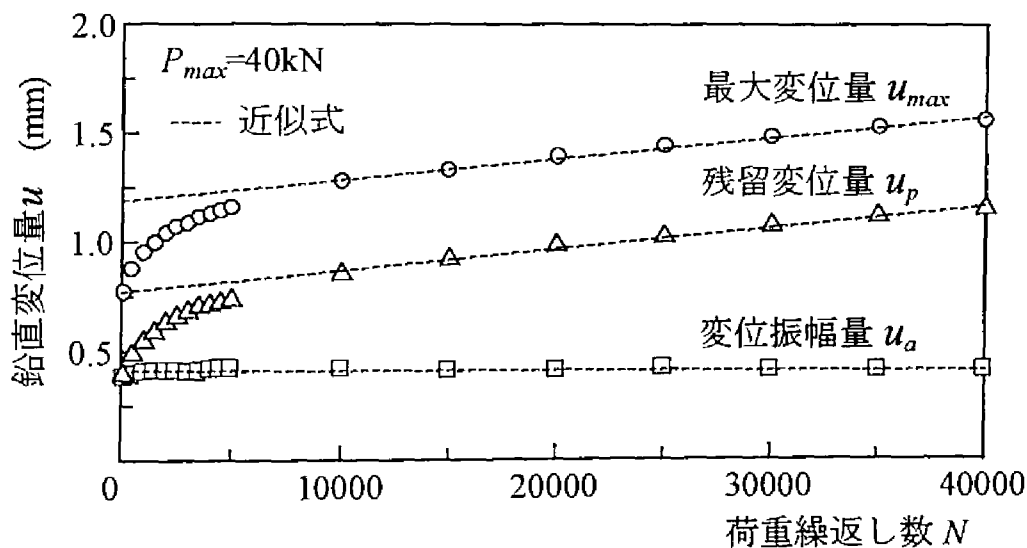
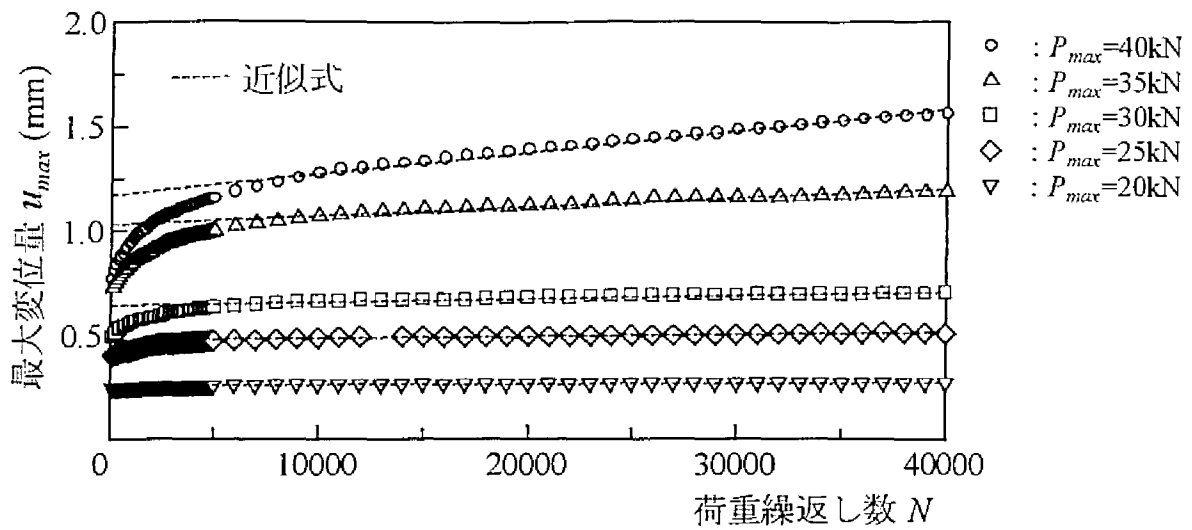
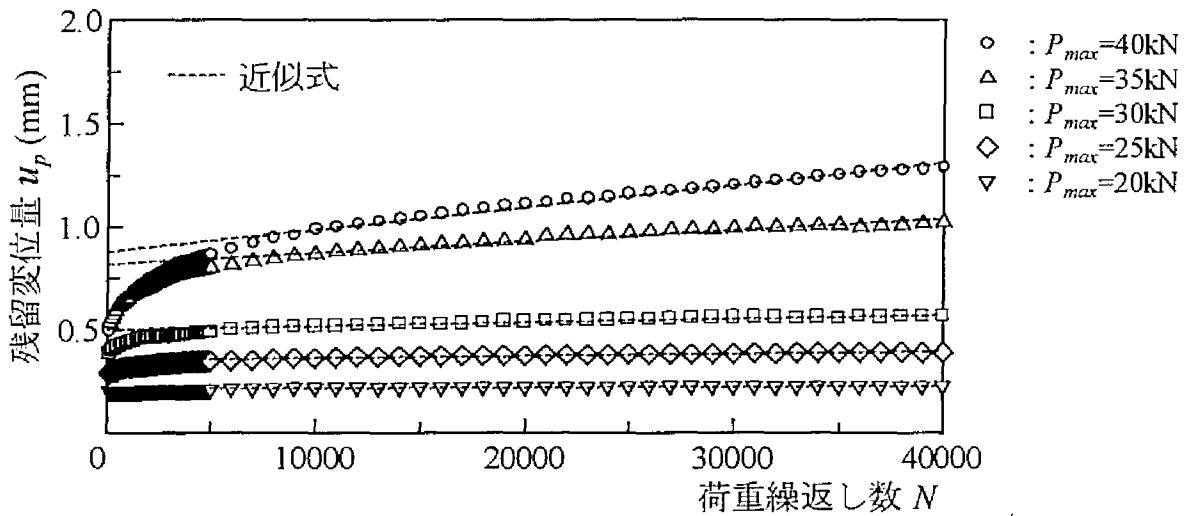


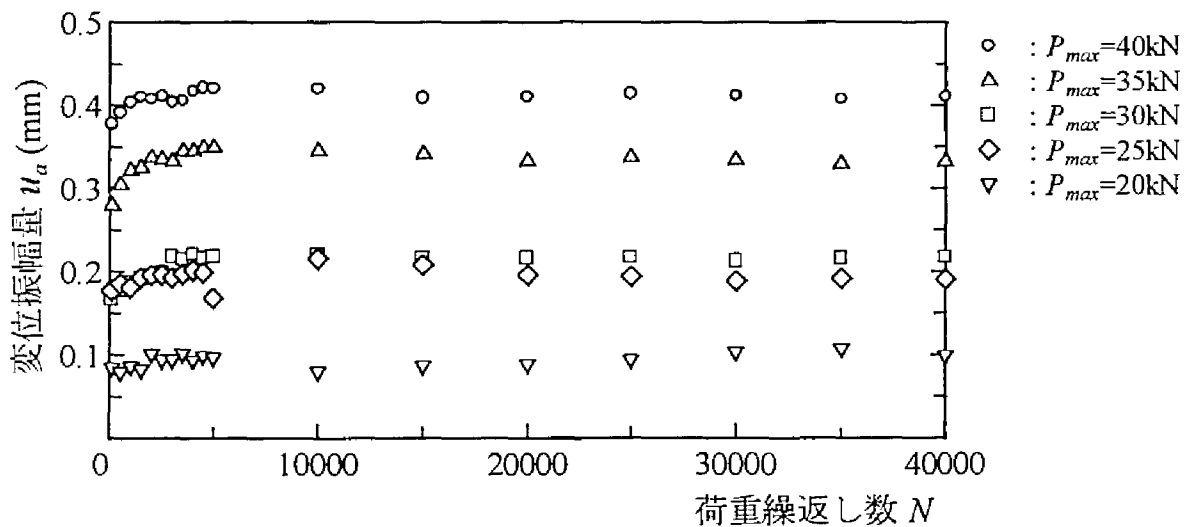
図4-2-1 鉛直変位量と荷重繰返し数の関係



(a) 最大鉛直変位量



(b) 残留鉛直変位量



(c) 鉛直変位振幅量

図4-2-2 各種変位量と荷重繰返し数の関係

表4-2-1 上下方向载荷試験の回帰結果

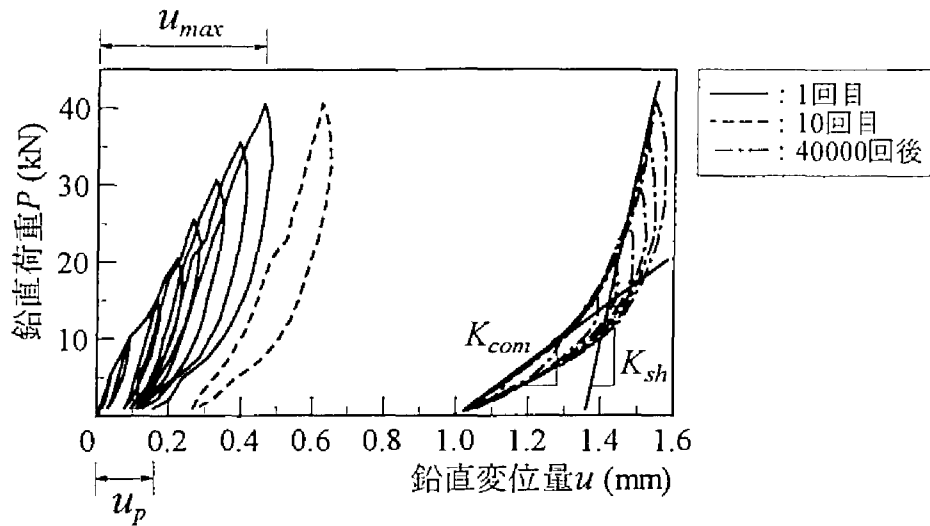
P_{max}	回 帰 係 数			
	α_{max} (mm)	α_p (mm)	β_{max} (mm/回)	β_p (mm/回)
20kN	0.262	0.165	2.58×10^{-7}	2.00×10^{-7}
25kN	0.479	0.273	8.52×10^{-7}	1.12×10^{-6}
30kN	0.644	0.419	1.53×10^{-6}	1.81×10^{-6}
35kN	1.030	0.665	4.25×10^{-6}	5.26×10^{-6}
40kN	1.172	0.771	1.02×10^{-5}	9.79×10^{-6}

加のみに依存すると考えられる。一方、 α_{max} と α_p には有意差が認められること、および繰返し载荷初期における u_0 の増加傾向から、初期変位過程における u_{max} の増加は、 u_p および u_0 の増加に起因することがわかる。また、表4-2-1と図4-2-2から P_{max} の増加に伴い初期変位過程の収束は遅くなるとともに初期変位量が増加すること、および変位進み係数も P_{max} の増加に伴い増加する傾向にあることがわかる。

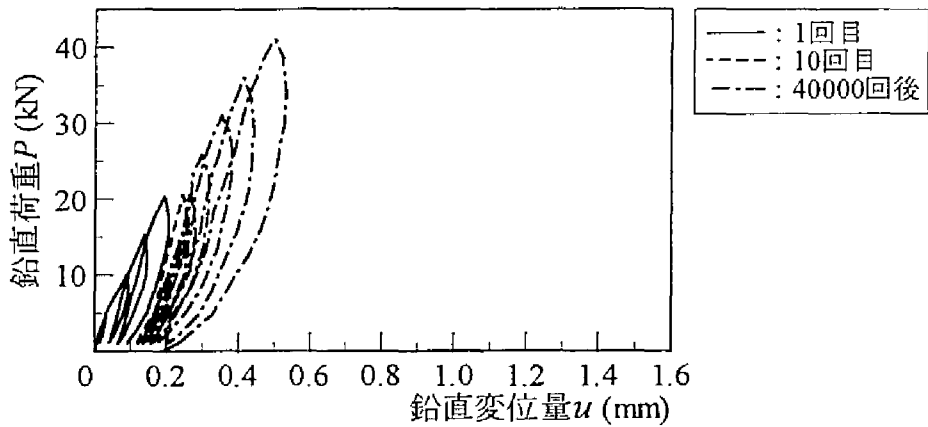
4-2-2 繰返し载荷による変形機構の変化

繰返し载荷による変形機構の変化を荷重～変位関係等から検討する。図4-2-3(a)に $P_{max} = 40\text{kN}$ の試験における1回目、10回目および40,000回载荷後の負荷・除荷時の荷重～変位関係を、図4-2-3(b)に同じく $P_{max} = 20\text{kN}$ の場合の関係を示す。図から繰返し载荷初期には負荷曲線と除荷曲線は大きなヒステリシス・ループを描き、残留変位量の増加は大きく塑性傾向の強い弾塑性状態を示すが、荷重繰返し数が増加するにつれて各回での残留変位量の増加は減少し、弾性化が進行することがわかる。また、負荷曲線の形は荷重繰返し数の増加とともに下に凸の曲線に変化し、非線形性が強まる傾向にある。なお、図4-2-4は5kNごとのヒステリシス・ループを用いて各荷重段階の u_{max} から u_p をひきその値を鉛直荷重に対して示したものである。このため、図に示す荷重繰返し数ごとの各線は弾性成分による各回での負荷曲線を示すと考えられる。図から弾性成分の負荷曲線は弾塑性成分の負荷曲線と同様の傾向を示しており、繰返し载荷に伴う負荷曲線の湾曲は弾性成分によるものであることがわかる。

図4-2-5は繰返し载荷に伴う各測点（図4-1-1(a)のA点～C点）の路盤圧力の変化を P_{max} 別に示したものであり、 P_{max} 負荷時と除荷時の路盤圧力について各々プロットした。なお、本章でいう路盤圧力とは死荷重による路盤圧力分を差し引いた値であり、負荷荷重による圧力変動を示すものである。図から、各測点の路盤圧力とも繰返し载荷初期には変動するものの、その後は一定値に収束する傾向にあること、および無負荷時の路盤圧力は繰返し载荷前後で異なることがわかる。一方、図4-2-6は、1回目の载荷時（以下、「初期



(a) $P_{max} = 40\text{kN}$ の場合



(b) $P_{max} = 20\text{kN}$ の場合

図4-2-3 繰返し載荷時の荷重～変位関係の変化

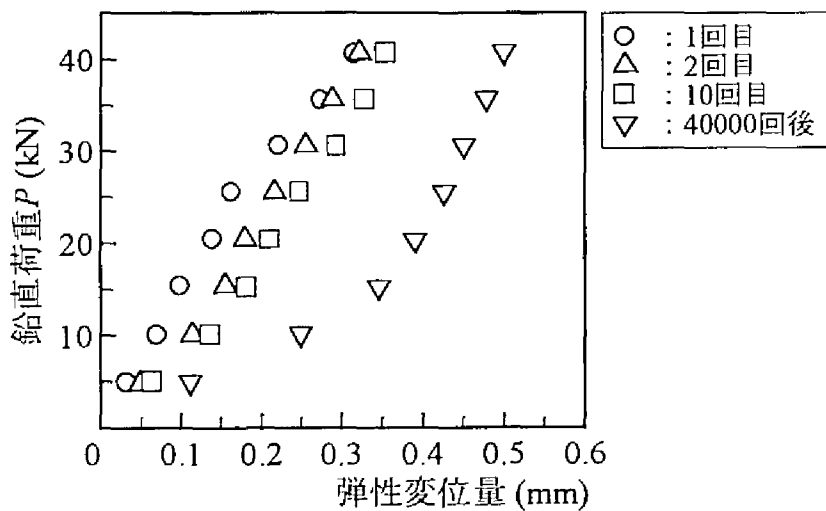
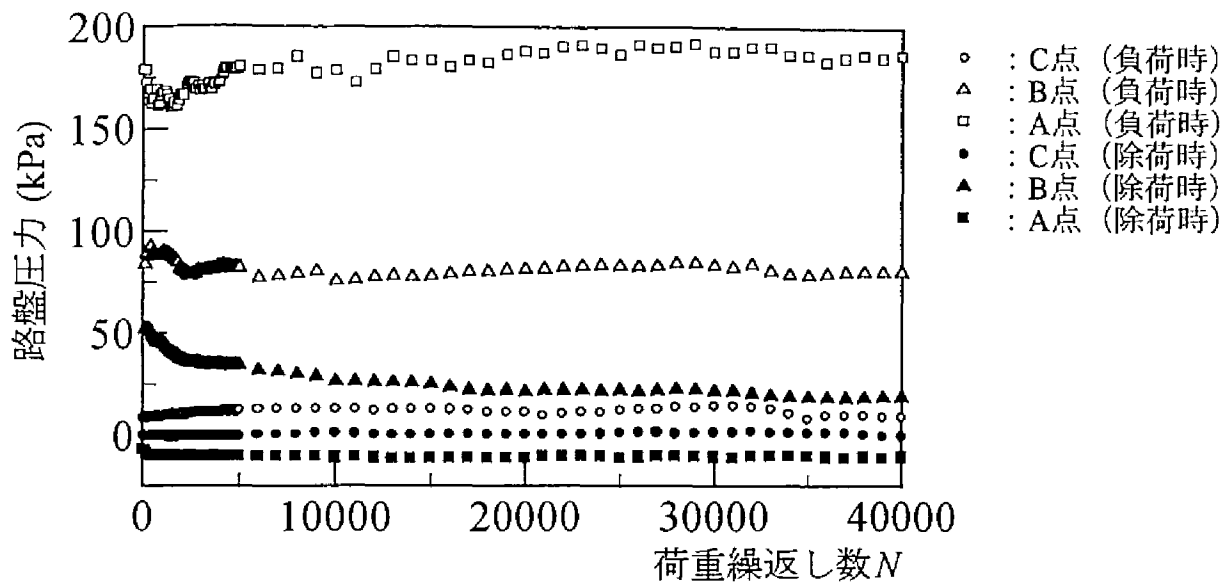
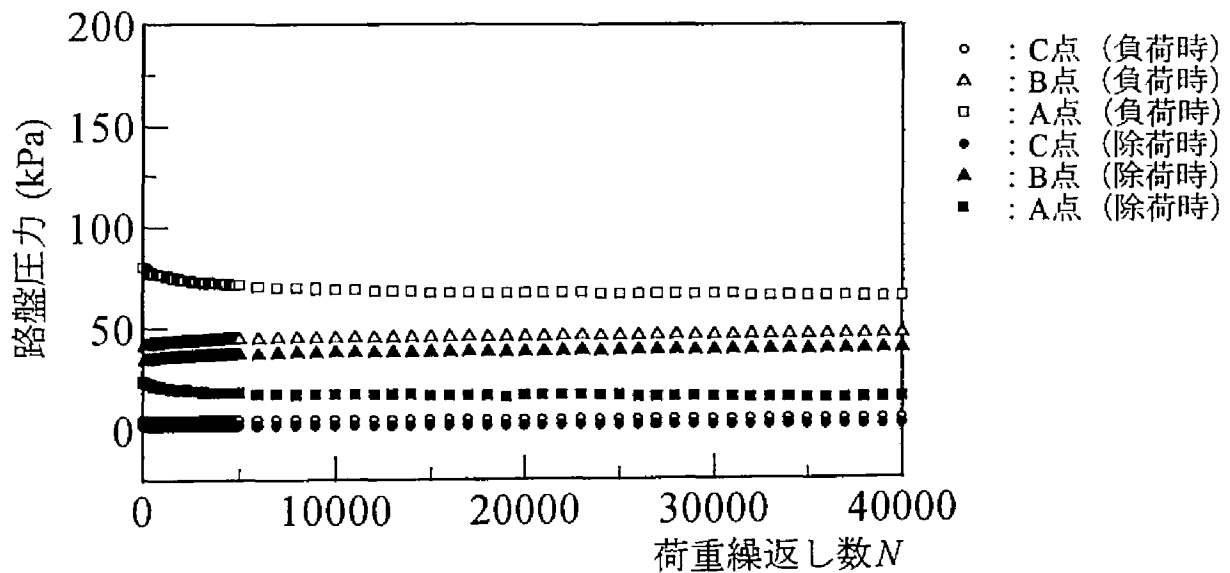


図4-2-4 繰返し載荷による弾性成分の変形特性の変化

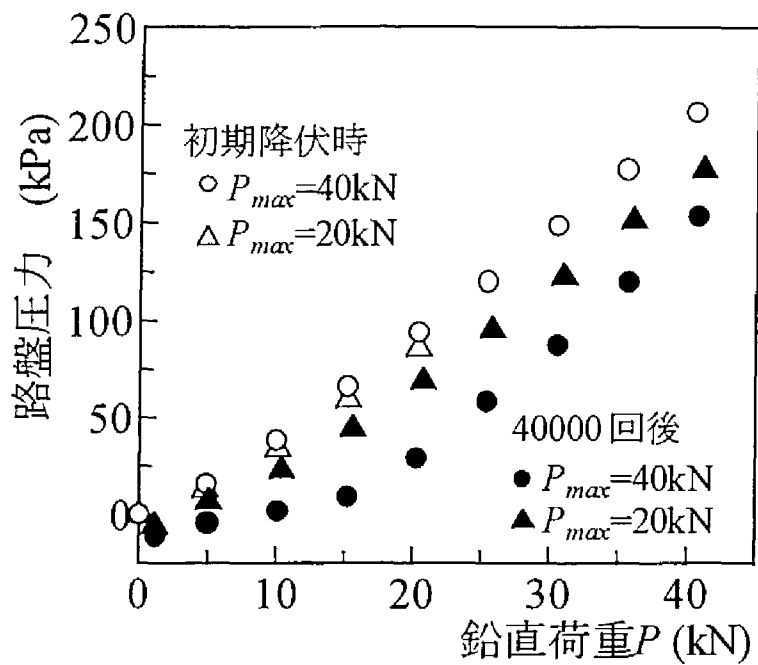


(a) $P_{max} = 40\text{kN}$ の場合

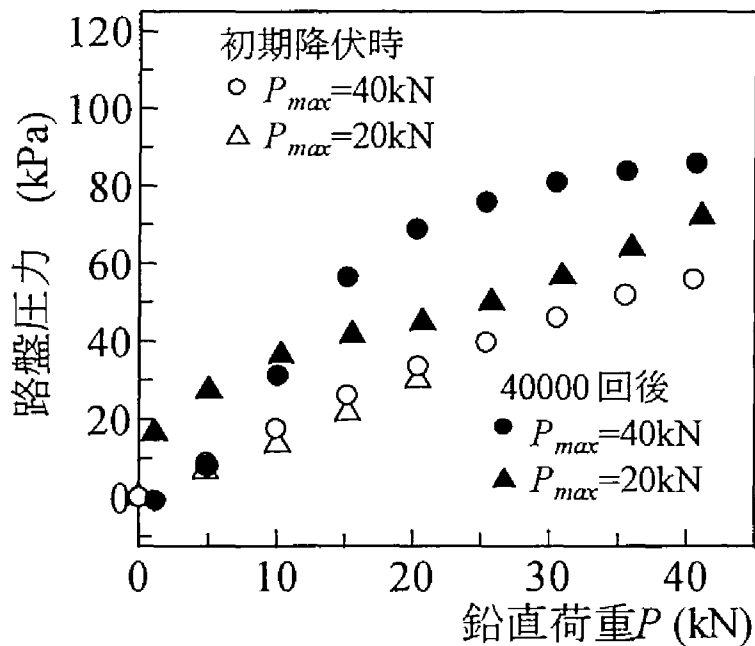


(b) $P_{max} = 20\text{kN}$ の場合

図4-2-5 路盤圧力と荷重繰返し数の関係



(a) レール直下の場合 (A点)



(b) まくらぎ中央の場合 (B点)

図4-2-6 繰返し载荷による路盤圧力の変化

降伏時」と称す)と40,000回載荷後のレール直下(図4-1-1(a)のA点)およびまくらぎ中央位置(図4-1-1(a)のB点)における負荷時の路盤圧力と鉛直荷重との関係を示したものである。図から、A・B两点とも初期降伏時には P_{max} の違いによる路盤圧力の差は見られないが、40,000回載荷後のA・B两点の路盤圧力は、同じ鉛直荷重負荷時でも P_{max} により異なったものになることがわかる。これらの現象は、道床部の構造的特性が繰返し載荷に伴い P_{max} に依存して変化したことを示唆するものである。また、図4-2-3と図4-2-6を比較すると以下のことがわかる。まず、図4-2-3(a)において $P_{max}=40\text{kN}$ を40,000回載荷した後の負荷曲線を見ると、 $P=15\text{kN}$ 近傍を境にして傾きが変化しており、図4-2-6でも 15kN 近傍を境にしてレール直下における路盤圧力は急激に増加し、まくらぎ中央の路盤圧力は逆に増加割合が急に鈍る傾向にある。さらに、図4-2-3(b)を見ると、40,000回載荷後に試験時の $P_{max}=20\text{kN}$ よりも大きな鉛直荷重を負荷・除荷した場合、再び大きな残留変位量が生じる傾向にあり、図4-2-6でもまくらぎ中央の路盤圧力の増加割合が $P=20\text{kN}$ を境にして変化している。これらのことから、漸進変位過程の負荷曲線が非線形性を呈するのは、荷重状態に応じて道床部の変形機構が変化することによると推定される。

繰返し載荷に伴う道床部の構造的特性の変化を検討するため、図4-2-7に示すようなバイニア型の荷重～変位関係を仮定し、実際の負荷曲線に対して近似を行った(図4-2-3参照)。この際、荷重強度が小さい場合のばね係数を K_{com} 、大きい場合のばね係数を K_{sh} と定義した。なお、 K_{sec} は割線係数を表現する。一例として、 $P_{max}=40\text{kN}$ の場合の荷重繰返し数に対する各ばね係数の推移を図4-2-8に示す。図から、 K_{sh} は荷重繰返し数の増加に伴い増加し、 K_{com} と K_{sec} は減少する傾向にあること、および各ばね係数とも最終的には一定値に収束することがわかる。また、割線係数が繰返し載荷初期に減少することは、4-2-1項の u_a の増加傾向と一致するものであり、初期変位過程は割線係数が一定値に収束した時点でほぼ終了すると考えられる。したがって、漸進変位過程では負荷時の荷重～変位関係は特定の状態に収束していると考えられる。各ばね係数の収束値を縦軸に、 P_{max} を横軸にとり図4-2-9に示す。図から、各ばね係数とも P_{max} の増加に伴い減少する傾向にあることがわかる。

4-2-3 変位振幅量に基づく塑性変形傾向

道床部のような粒状集合体の変形では、変形量が大きくなれば粒子間のすべりが発生し塑性変形を生じるため、変位振幅量と残留変位量の間にも相関関係があると考えられる。この傾向を把握するために、まず初期変位過程に対する検討を行う。図4-2-10に初期降伏時の最大変位量 u_{max} と残留変位量 u_p の関係(図4-2-3参照)を白マークで、初期変位過程終了時の最大初期変位量 α_{max} と残留初期変位量 α_p の関係(図4-2-1参照)を黒マークで、それぞれ P_{max} ごとに示す。図から、 u_{max} と u_p 、および α_{max} と α_p はそれぞれ1次関係にあることがわかる。これは、第3章で検討したように初期変位過程終了時までは圧縮変形的な傾

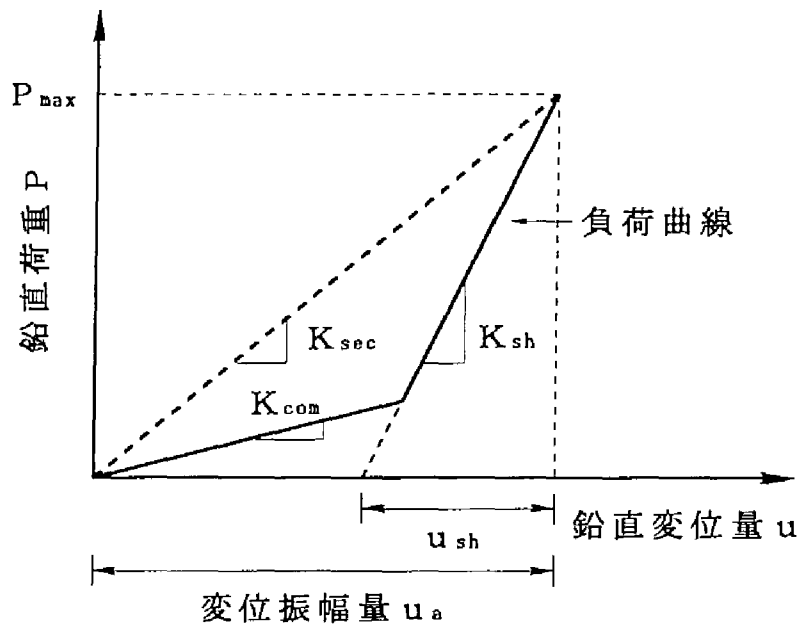


図4-2-7 バイリニア型負荷曲線

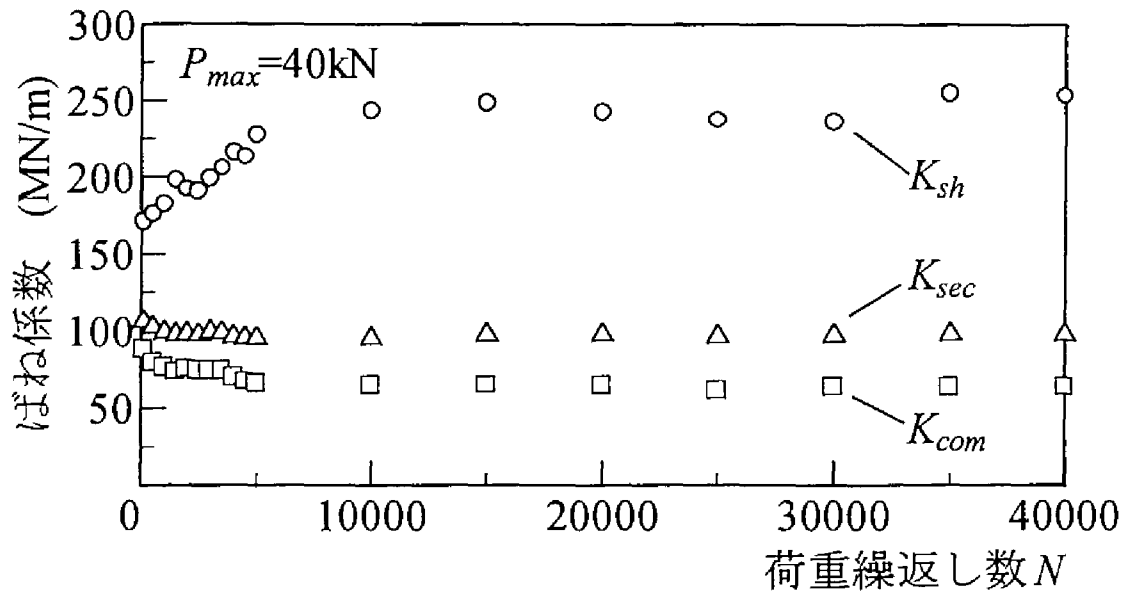


図4-2-8 繰返し載荷時のばね係数

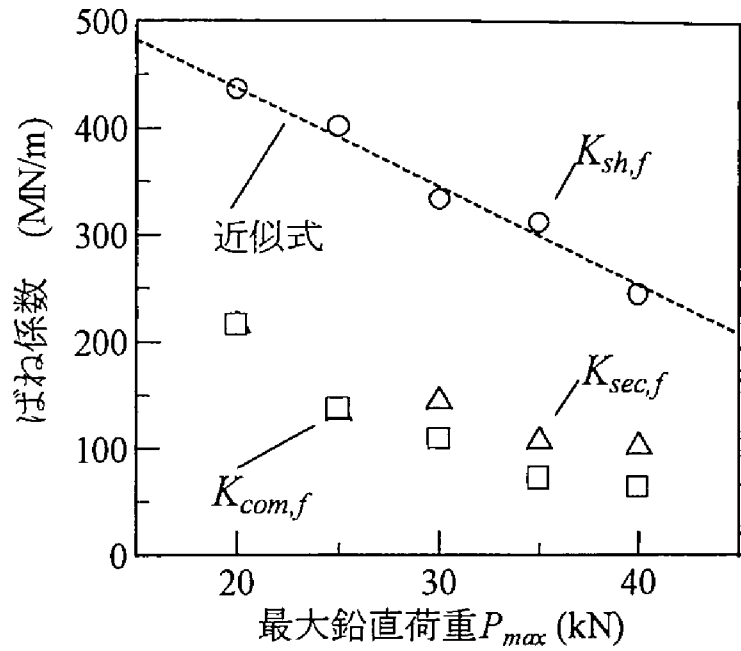


図4-2-9 鉛直荷重のばね係数への影響

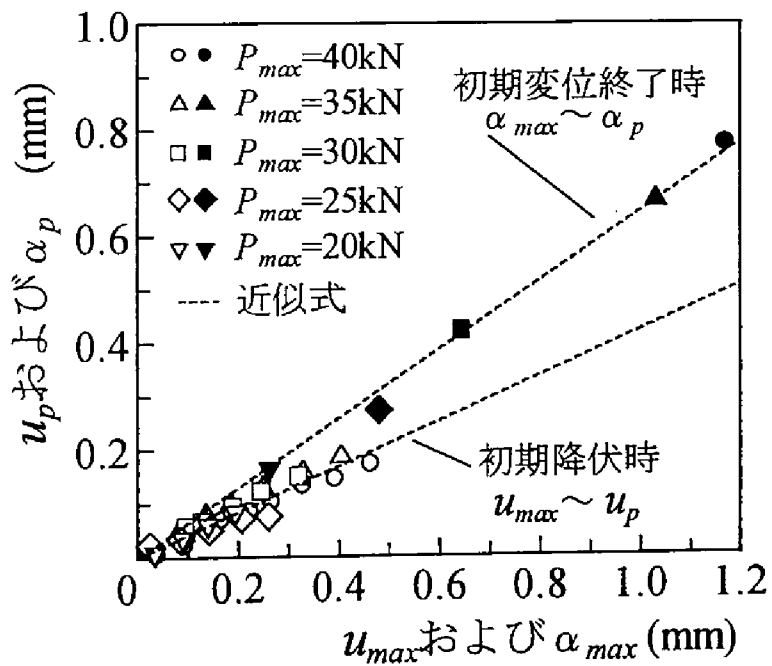


図4-2-10 初期変位過程における塑性変形傾向（上下方向）

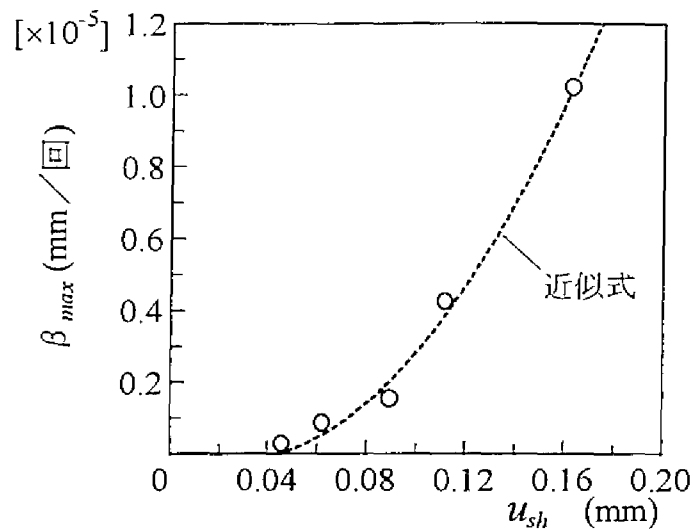


図4-2-11 漸進変位過程における塑性変形傾向（上下方向）

向が強いため、初期降伏時と初期変位過程終了時の塑性変形傾向が同様なものになることによると考えられる。そこで、最大変位量と残留変位量の関係を原点を通る直線で近似すると、次式のようなになる。

$$u_p = 0.422 u_{max} \quad (4.2.2)$$

$$\alpha_p = 0.646 \alpha_{max} \quad (4.2.3)$$

上式より初期降伏時には u_{max} の約42%が残留変位量となり、初期変位過程終了時には α_{max} の約65%が残留変位量となることがわかる。両式の係数の差は、初期変位過程における繰返し荷重により残留変位量が蓄積されることに起因すると考えられる。

次に、漸進変位過程に対する検討を行う。図4-2-3からも推測されるように、漸進変位過程における弾性限界荷重は繰返し荷重により P_{max} に近いものになると推定される。このため、荷重強度が小さい場合に生じる変形は漸進変位過程の塑性変形挙動に影響しないと仮定する。この仮定に従って、荷重強度が大きい場合の変形挙動を表現する指標として、 K_{sh} の収束値 K_{shf} を用いて式(4.2.4)により求められる変位量を採用し、これを変位振幅量 u_{sh} として定義する（図4-2-7参照）。

$$u_{sh} = P_{max} / K_{shf} \quad (4.2.4)$$

一方、漸進変位過程の1回の負荷・除荷で生じる残留変位量は、図4-2-1からわかるように一定であり、 β_p あるいは β_p と等しい β_{max} で表される。したがってここでは、漸進変位過程における塑性変形傾向を、 u_{sh} と β_{max} の関係から検討する。 u_{sh} を横軸に、 β_{max} を縦軸にとり図4-2-11に示す。図から、 u_{sh} と β_{max} は初期変位過程のような1次関係にはないものの、 u_{sh} の増加に伴い β_{max} も増加する傾向にあることがわかる。

以上の結果から、変形機構の如何によらず道床部の上下方向の変形では、変位振幅量が大きくなれば除荷時に残留変位を生じることがわかる。これは、道床部の粗粒材として変形特性によるものであると考えられる。

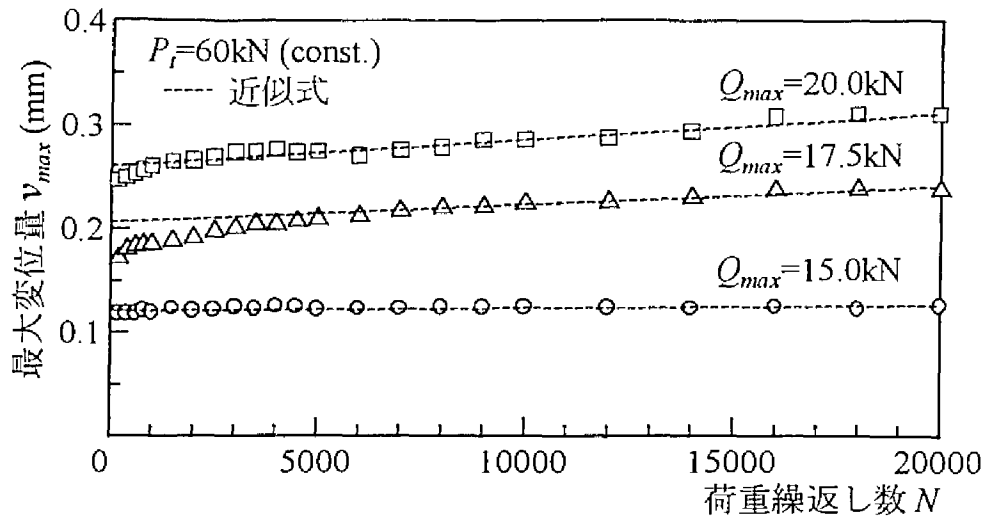
4-3 左右方向の繰返し変形特性

4-3-1 繰返し载荷による変位の増加傾向

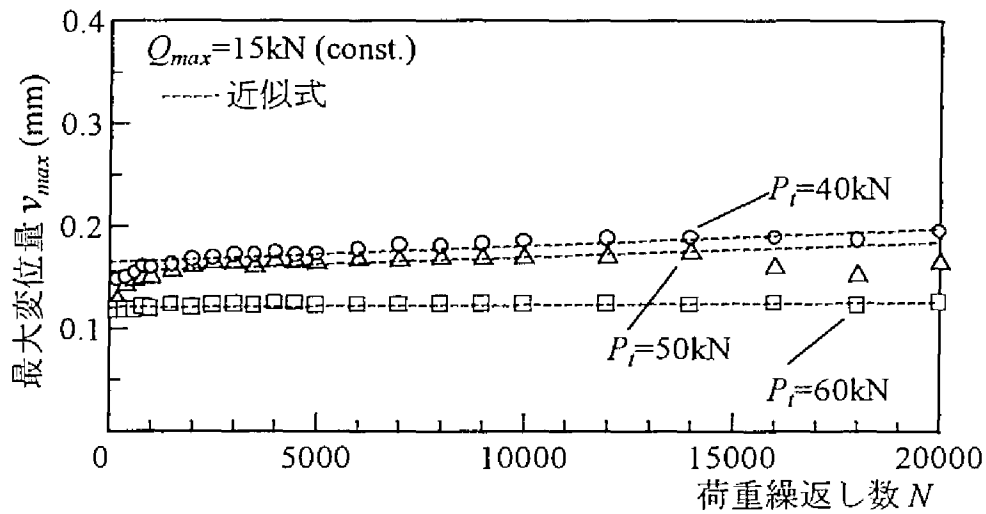
左右方向繰返し载荷試験時のまくらぎの水平方向変位量の推移を検討する。まず一例として、 P_t を60kNで一定にし Q_{max} を変化させた場合の荷重繰返し数と最大変位量 v_{max} の関係を図4-3-1(a)に示し、 Q_{max} を15kNで一定にし P_t を変化させた場合の関係を図4-3-1(b)に示す。なお、本章で用いる水平変位量とはまくらぎ2本の測点(図4-1-1(b)参照)の平均値をさすものとし、本節以降で用いる左右方向の用語の定義は4-2節と同様とする。図から、 v_{max} は荷重繰返し数に伴い増加し、その増加割合は一定値に収束する傾向にあることがわかる。また、4-2-1項のような最大変位量、残留変位量、変位振幅量に対する検討はここでは省略するが、図4-3-2に示すように水平変位量についても鉛直変位量と同様な関係にある。そこで、4-2-1項同様 v_{max} の増加割合が一定である部分を荷重繰返し数に対して直線近似し、その近似直線の傾きを β'_{max} 、y切片を α'_{max} とする(図4-3-1参照)。まず Q_{max} を横軸に α'_{max} を縦軸にとり、各 P_t 別に図4-3-3に示す。図から最大初期変位量 α'_{max} は Q_{max} の増加に伴い増加する傾向にあること、および Q_{max} の影響度と比較すると初期変位量に対する P_t の影響度はかなり低いことがわかる。次に、 Q_{max} を横軸に β'_{max} を縦軸にとり、各 P_t 別に図4-3-4に示す。図から、変位進み係数 β'_{max} は Q_{max} の増加および P_t の減少に伴い増加することがわかる。

4-3-2 繰返し载荷による変形機構の変化

繰返し载荷による変形挙動の推移の例として、図4-3-5に $Q_{max}=20\text{kN}$ ・ $P_t=60\text{kN}$ の試験における1回目、10回目および20,000回载荷後の負荷・除荷時の荷重～変位関係を示す。図から、上下方向载荷試験時と同様繰返し载荷初期には塑性傾向の強い弾塑性状態を呈するが、荷重繰返し数が増加するにつれて弾性化が進行することがわかる。また、負荷曲線の形は荷重繰返し数が増加しても直線的であり、上下方向载荷試験時のように繰返し载荷に伴い非線形性が強まる傾向は見られない。このため、漸進変位過程における左右方向の変形挙動では、上下方向と異なり Q_{max} 以下の荷重状態に対してほぼ一定の変形機構にあると考えられる。そこで、荷重～変位関係をここでは線形と仮定し、繰返し载荷試験時の実際の負荷曲線に対して近似を行った。なお、この際線形と仮定した負荷曲線の傾きを道床横ばね係数 K' として定義した。一例として、 $P_t=60\text{kN}$ の場合の荷重繰返し数に対する K' の推移を Q_{max} ごとに図4-3-6に示す。図から、 K' は繰返し载荷に伴い低下し荷重状態に応じて一定値に収束すること、および上下方向(図4-2-8参照)と比較した場合かなり速く一定値に収束する傾向にあることがわかる。この現象を荷重条件別に比較するため、 K' の収束値 K'_c を縦軸に、 P_t を横軸にとり Q_{max} ごとに図4-3-7に示す。図から、 K'_c は P_t の減少および Q_{max} の増加に伴い減少する傾向にあることがわかる。また、前項で述べたように α'_{max}



(a) $P_l = 60\text{kN}$ で一定の場合



(b) $Q_{max} = 15\text{kN}$ で一定の場合

図4-3-1 最大水平変位量と荷重繰返し数の関係

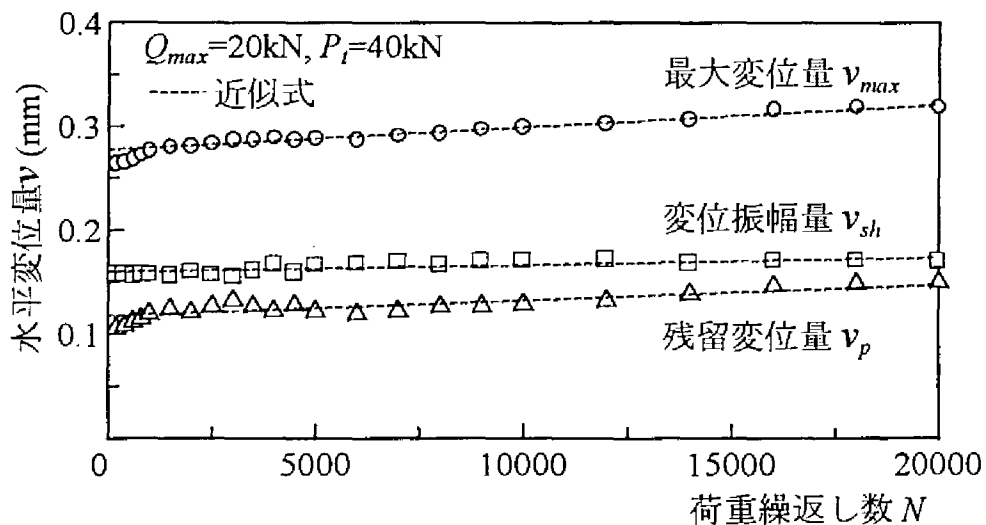


図4-3-2 水平変位量と荷重繰返し数の関係

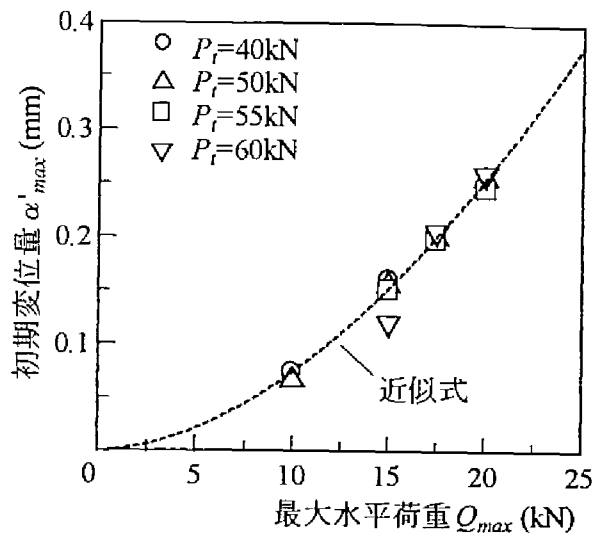


図4-3-3 水平荷重の初期変位量への影響

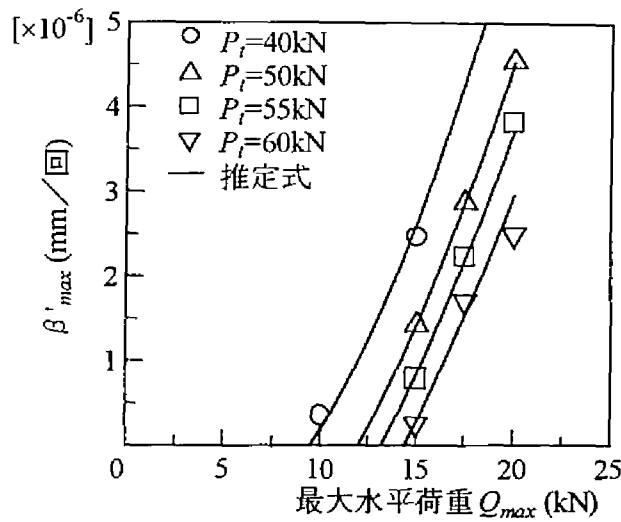


図4-3-4 水平荷重の変位進み係数への影響

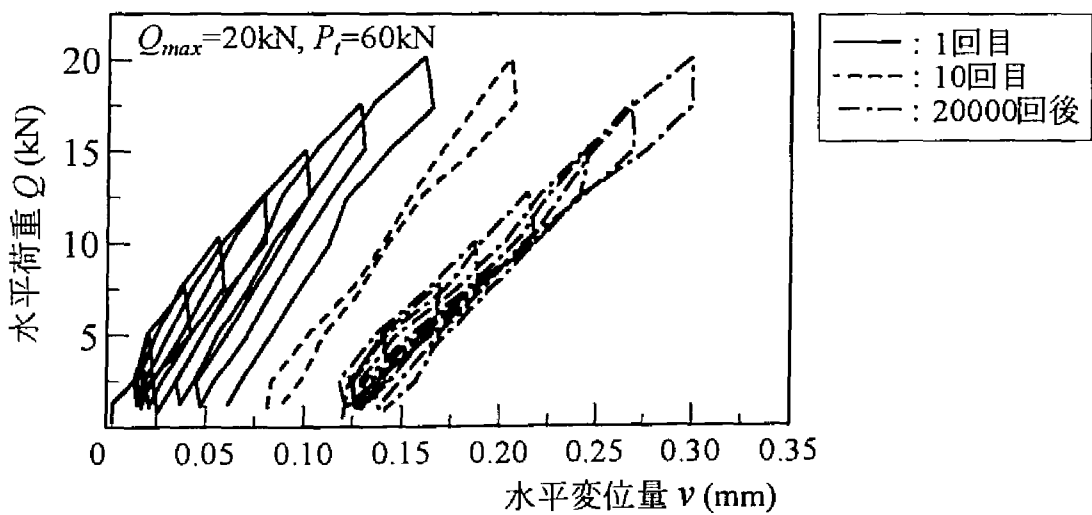


図4-3-5 繰返し載荷時の荷重～変位関係の変化

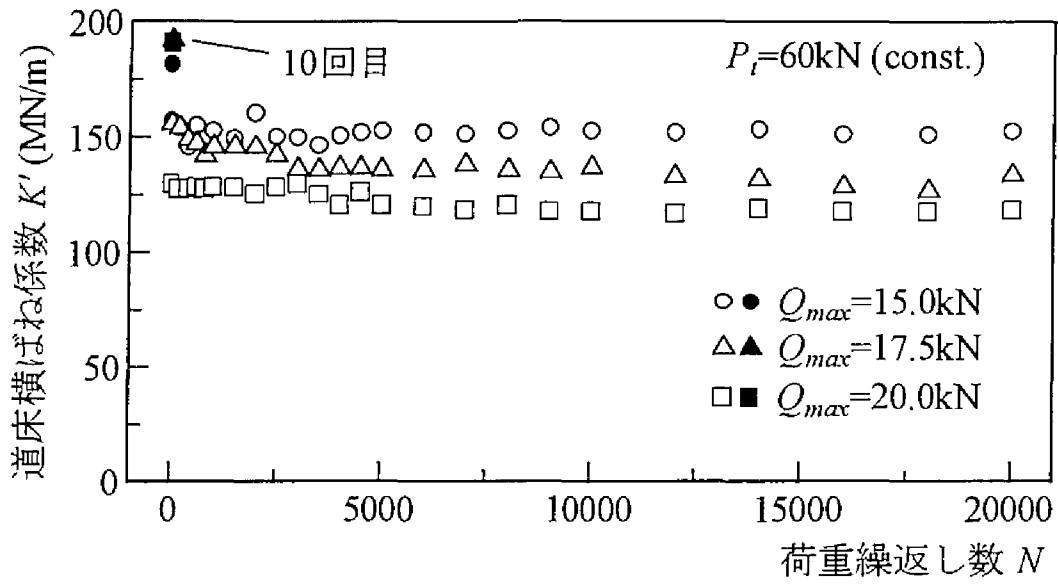


図4-3-6 繰返し載荷時の道床横ばね係数の変化

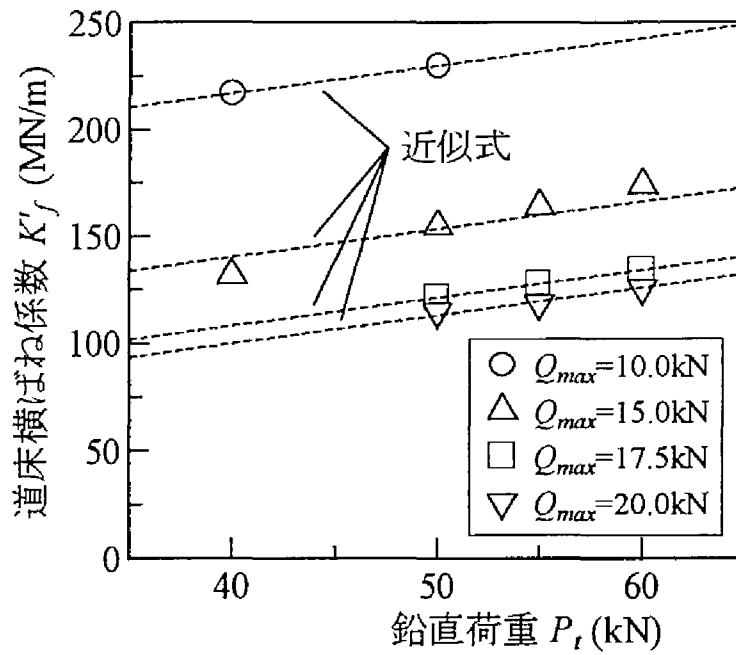


図4-3-7 鉛直荷重の道床横ばね係数への影響

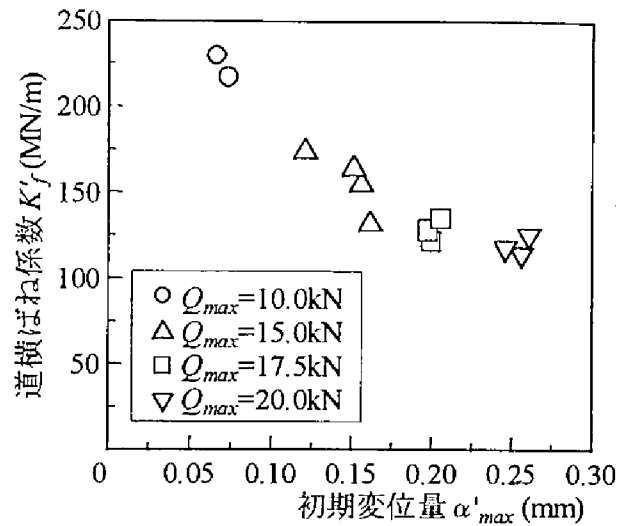


図4-3-8 道床横ばね係数と初期変位量の関係

は荷重条件と相関関係があるため、 K'_f と α'_{max} にも相関関係があると考え α'_{max} と K'_f の関係を Q_{max} ごとに図4-3-8に示す。図から、 α'_{max} の増加に伴い K'_f は減少する傾向にあることがわかる。

4-3-3 変位振幅量に基づく塑性変形傾向

4-2-3項同様塑性変形傾向について、まず初期変位過程に対する検討から行う。図4-3-9に初期降伏時の最大変位量 v_{max} と残留変位量 v_p の関係を白マークで、最大初期変位量 α'_{max} と残留初期変位量 α'_p の関係を黒マークで、それぞれ P_i ごとに示す。図から、 α'_{max} と α'_p の関係にはばらつきがあるものの、 v_{max} と v_p 、および α'_{max} と α'_p はそれぞれ P_i と無関係にほぼ同一の1次関係にあることがわかる。そこで、最大変位量と残留変位量の関係を原点を通る直線で近似すると、次式のようになる。

$$v_p = 0.317 v_{max} \quad (4.3.1)$$

$$\alpha'_p = 0.335 \alpha'_{max} \quad (4.3.2)$$

上式より、初期降伏時よりも初期変位過程終了時の係数の方が繰返し荷重の影響により多少大きいこと、および両者ともほぼ v_{max} および α'_{max} の約30%強が残留変位量となることがわかる。また、両式の係数の差が小さいことから、初期変位過程は上下方向の場合よりも比較的少ない荷重繰返し数で終了すると推定される。

次に、漸進変位過程に対する検討を行う。4-2節同様漸進変位過程の1回の負荷・除荷で生じる残留変位量は β'_{max} で表される。一方、負荷時の荷重～変位関係は線形であるため、変位振幅量は式(4.3.3)により求められる。

$$v_{sh} = Q_{max} / K'_f \quad (4.3.3)$$

そこで、 v_{sh} を横軸に、 β'_{max} を縦軸にとり図4-3-10に示す。図から、 v_{sh} の増加に伴い β'_{max} も増加すること、および v_{sh} が同程度であれば β'_{max} は P_i の増加に伴い減少する傾向にあるこ

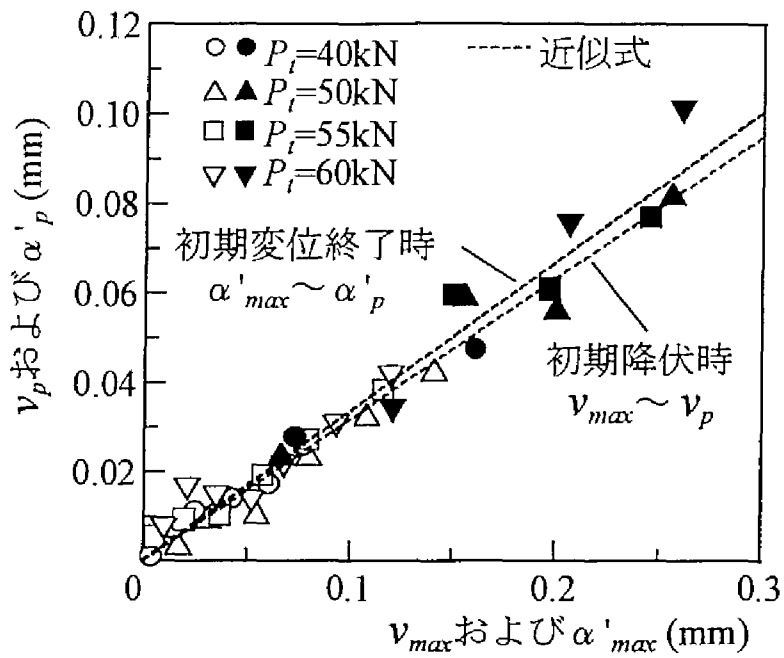


図4-3-9 初期変位過程における塑性変形傾向（左右方向）

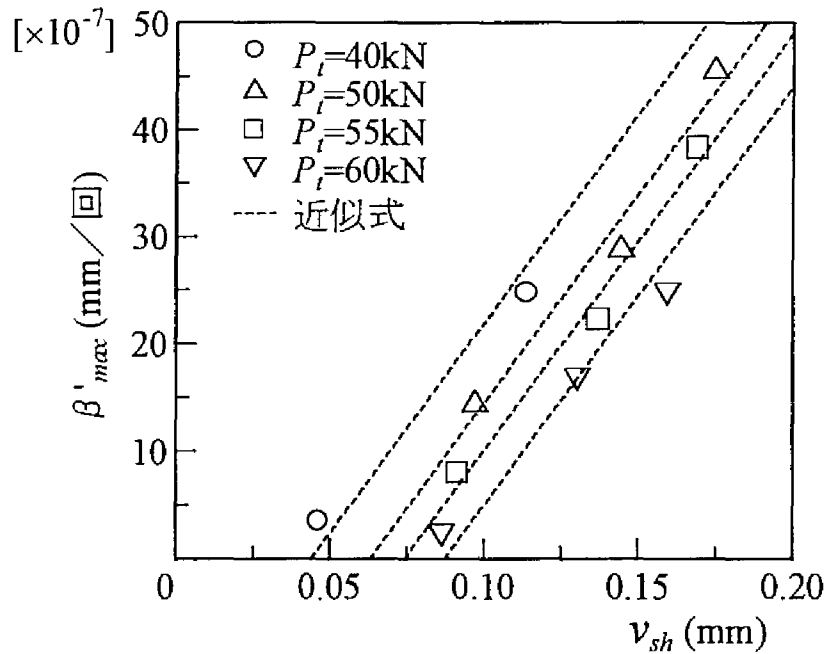


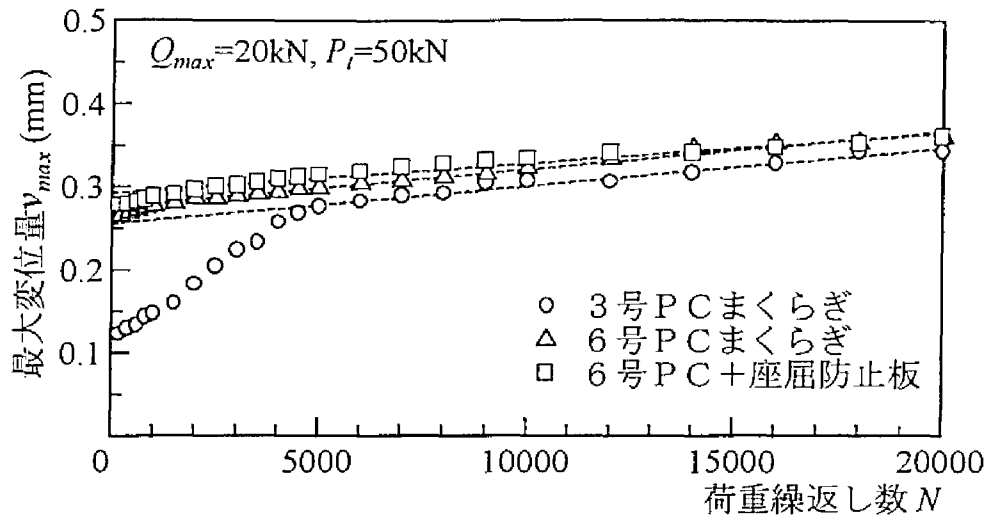
図4-3-10 漸進変位過程における塑性変形傾向（左右方向）

とがわかる。

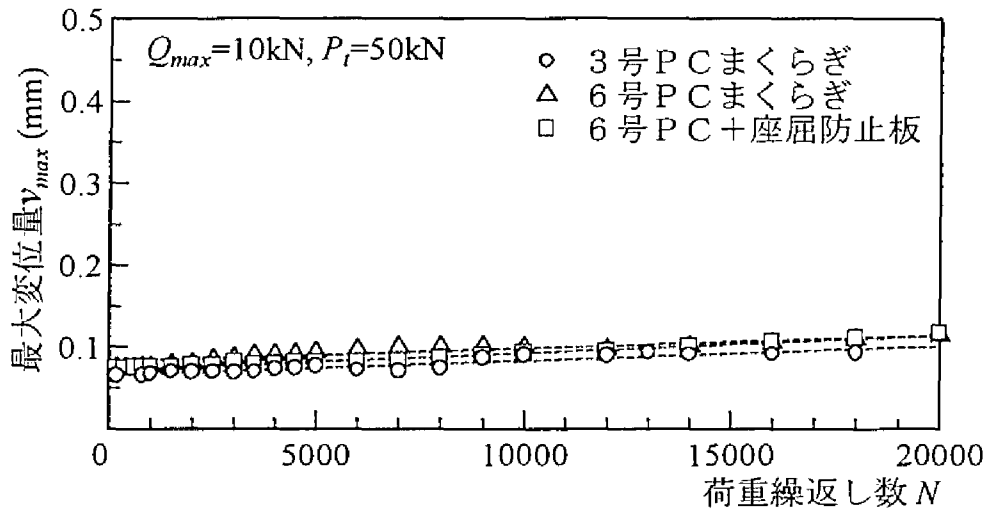
以上の結果から、4-2節同様左右方向の変形においても、変位振幅量が大きくなれば除荷時に残留変位を生じることがわかる。また、上記のように、初期変位過程と漸進変位過程で塑性変形傾向に対する P_t の影響度が異なるのは、初期の圧縮変形よりも1回の塑性変形量のかなり小さいせん断変形時に P_t の影響が表面化するためであると考えられる。

4-3-4 構造条件の差異による影響

前項までは、3号PCまくらぎの試験結果をもとに考察を行ってきたが、ここでは左右方向の繰返し変形特性や塑性変形傾向に対するまくらぎ種別や座屈防止板の影響について検討する。まず、左右方向繰返し載荷試験時のまくらぎの水平変位量の推移について検討する。図4-3-11(a)は $Q_{max}=20\text{kN}$ 、 $P_t=50\text{kN}$ の場合の荷重繰返し数と v_{max} の関係を各種まくらぎについて示したものである。図では初期変位過程が収束するまでの荷重繰返し数に、3号PCまくらぎと6号PCまくらぎ（座屈防止板付を含む）の間で差があるものの、初期変位量・変位進み係数の値自体は各まくらぎともほぼ同じと考えてよい。同様な傾向は同図(b)のように荷重条件が異なる場合にも見られた。一方、図4-3-12は図4-3-9で示した初期降伏時の最大変位量 v_{max} と残留変位量 v_p の関係を、各まくらぎについてプロットしたものである。図から、初期降伏時の塑性変形傾向に対するまくらぎ種別による違いはほとんど見られないことがわかる。



(a) $Q_{max}=20\text{kN}$, $P_t=50\text{kN}$ の場合



(b) $Q_{max}=10\text{kN}$, $P_t=50\text{kN}$ の場合

図4-3-11 まくらぎ種別の水平最大変位量への影響

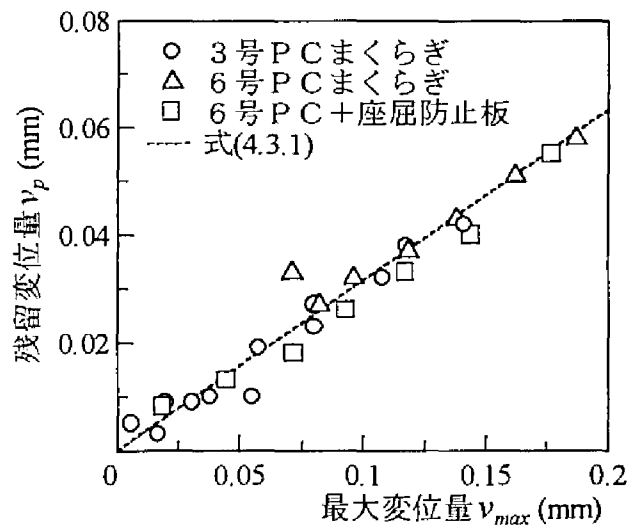


図4-3-12 まくらぎ種別の塑性変形傾向への影響 (初期降伏時)

4-4 道床部変形量の予測モデル

保守直後の軌道の初期不整状態や、軌道狂い進みの程度を予測することは、経済的な軌道構造の設計や効率的な維持管理を行うために重要である。この場合、軌道の保守周期からみれば初期変位過程は瞬時的な変形挙動に近いので、初期変位量（式(4.2.1)の α ）は、軌道の初期不整の程度を表現することになる。一方、変位進み係数（式(4.2.1)の β ）は、従来考えられてきたように軌道狂い進みの程度を表現する。このため、以下では最大初期変位量と最大変位進み係数の予測手法を提案する。

4-4-1 上下方向変形量の予測モデル

まず α_{max} を推定する。図4-4-1に、初期降伏時の負荷曲線と $P_{max} \sim \alpha_{max}$ の関係を示す。図から、初期降伏時の負荷曲線と $P_{max} \sim \alpha_{max}$ の関係は、 $P_{max}=20\text{kN}$ 程度までは重なる傾向にあることがわかる。これは、 P_{max} が 20kN より小さい場合には、初期降伏時に初期変位過程は終了しその後は急激な変形が生じないことを示唆するものである。一方、 P_{max} が 20kN より大きい場合には、初期降伏時の負荷曲線から $P_{max} \sim \alpha_{max}$ の関係へと、繰返し荷重に伴って次第に u_{max} が増加していくことを示唆しており、初期変位過程における u_{max} の急激な増加現象を表している。したがって、各 P_{max} に対応する α_{max} は、図中点線のように表されると考えられ、この関係をべき乗と仮定して近似すると、次式のようになる。

$$\alpha_{max} = a_1 \cdot P_{max}^{2.9} \quad (4.4.1)$$

ここで、 $a_1 = 7.60 \times 10^{-4} \text{ (mm)}$

なお、 $P_{max} \sim \alpha_{max}$ の関係は初期降伏時の負荷曲線と異なり、実際の $P \sim u$ 関係の負荷曲線を示しているのではないことに留意する必要がある。

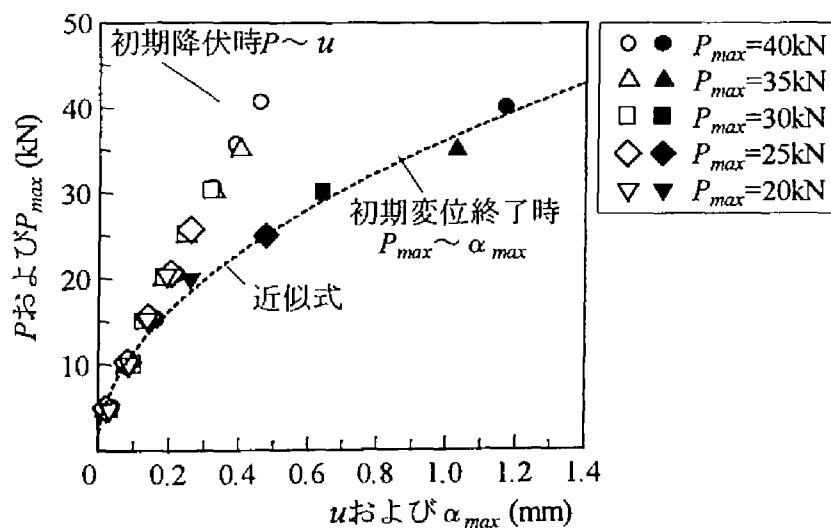


図4-4-1 初期変位過程における荷重～変位関係（上下方向）

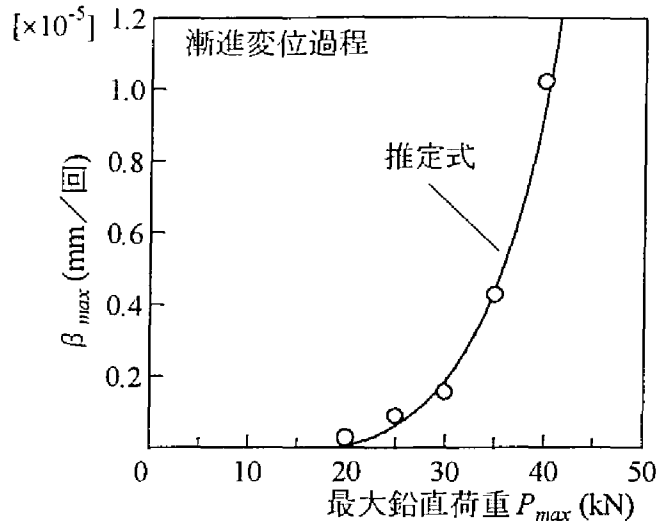


図4-4-2 鉛直荷重の変位進み係数への影響

次に β_{max} を推定する。4-2節の検討結果から、漸進変位過程の変形挙動を推定するには、以下のことを考慮する必要のあることがわかっている。

- ①繰返し载荷による負荷曲線の傾きの変化を考慮した荷重～変位関係
- ②粗粒材としての道床部の材料特性を評価した変位振幅量と残留変位量の関係から得られる塑性変形特性

まず、①に関して K_{sh} を推定する。このため、図4-2-9に示す K_{sh} を P_{max} の1次関数と仮定して近似を行う。この近似結果を図中に点線で示すとともに、式(4.4.2)に示す。

$$K_{sh} = -a_2 \cdot P_{max} + b_2 \quad (4.4.2)$$

ここで、 $a_2 = 9.41 \text{ (mm}^{-1}\text{)}$ 、 $b_2 = 6.28 \times 10^2 \text{ (MN/m)}$

一方、②に関係する変位振幅量 u_{sh} と β_{max} は、図4-2-11に示す関係にある。ここでは β_{max} を u_{sh} の2次関数と仮定して近似し、図中に点線で示すとともに、式(4.4.3)に示す。

$$\beta_{max} = a_3 - b_3 \cdot u_{sh} + c_3 \cdot u_{sh}^2 \quad (4.4.3)$$

ここで、 $a_3 = 2.31 \times 10^{-7} \text{ (mm/回)}$ 、 $b_3 = 2.98 \times 10^{-5} \text{ (回}^{-1}\text{)}$ 、

$c_3 = 5.60 \times 10^{-4} \text{ (mm}^{-1} \cdot \text{回}^{-1}\text{)}$

この結果、 β_{max} は式(4.3.1)、式(4.4.2)、式(4.4.3)から繰返し荷重強度 P_{max} により式(4.4.4)のように推定できる。

$$\beta_{max} = a_3 - b_3 \frac{P_{max}}{K_{sh}} + c_3 \left(\frac{P_{max}}{K_{sh}} \right)^2 \quad (4.4.4)$$

式(4.4.4)による推定値を図4-4-2に実線で示し、実測値と比較する。図から、近似は試験データに対してほぼ妥当なものとなっており、推定式が軌道の設計上想定される荷重範囲 ($P_{max} = 20 \sim 40 \text{ kN}$) において有効であることがわかる。また、推定曲線が横軸と交わる点 (x 切片) が $P_{max} = 20 \text{ kN}$ 程度となることから、初期変位過程終了時には、繰返し载荷により塑性変形の進行が発生しない P_{max} の領域の生じることがわかる。なお、この x 切片は、

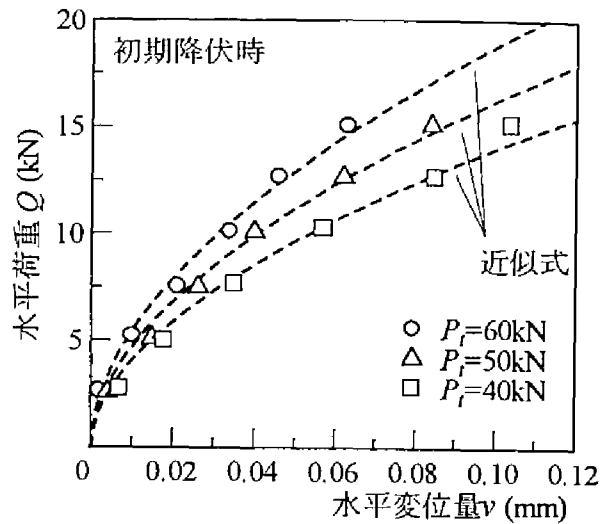


図4-4-3 道床横抵抗力に対する鉛直荷重の影響

従来「閾値」⁴⁾と称されてきた沈下の進行に対して有効に働く道床圧力の下限值を表現するものであると考えられる。

以上のことから、 P_{max} が20kN程度以下の場合には初期変位量のみを予測すればよく、 P_{max} が20kN程度以上の場合には初期変位量、変位進み係数とも予測する必要があることがわかる。

4-4-2 鉛直荷重負荷時の道床横抵抗力の増加特性

鉛直荷重負荷時の道床横抵抗力の増加傾向を荷重～変位関係から検討する。図4-4-3に1回目の負荷時の水平荷重 Q とまくらぎの水平変位量 v の関係を P_r ごとに示す。図から、同一水平荷重強度における水平変位量は P_r の増加に伴い減少することがわかる。また、この関係を強制変位量と反力関係として捉えれば、図の荷重～変位関係は v_{max} と道床横抵抗力の関係と考えることができ、 P_r の増加に伴い道床横抵抗力も増加することがわかる。従来、道床横抵抗力はまくらぎ端面（幅約24cm×高さ約17cmの側面）および側面（長さ約200cm×高さ約17cmの側面）における抵抗力と、まくらぎ底面における摩擦抵抗力の合力であると考えられている⁵⁾。このため、鉛直荷重が増加した場合まくらぎ底面での垂直抗力の増加により底面摩擦抵抗力が増大し、道床横抵抗力は図4-4-3のように大きくなる。したがって、鉛直荷重載荷時の道床横抵抗力 G_1 は、まくらぎ底面におけるまくらぎ/道床バラスト間摩擦係数 μ ⁶⁾の導入により次式で表現できる。

$$G_1 = G_0 + \mu P_r \quad (4.4.5)$$

ここで、 G_0 ：鉛直荷重無載荷時の道床横抵抗力

従来の研究⁷⁾によると、 G_0 は水平変位量が小さい場合は変位量の増加に伴って漸増し、ある変位量（滑動限界水平変位量 v_{lim} ）以上では一定値（鉛直荷重無載荷時の最終道床横抵

表4-4-1 左右方向載荷試験の回帰結果

P_i	回帰係数	
	a''	b''
40kN	57.2	0.51
50kN	42.8	0.43
55kN	65.2	0.59
60kN	60.8	0.62
平均	—	0.54

抗力 G_{0f})に収束するとされている。また、文献6では、鉛直荷重載荷時の G_1 と水平変位量の関係も同様な傾向にあり、 G_1 も一定値(鉛直荷重載荷時の最終道床横抵抗力 G_{1f})に収束することが指摘されている。したがって、道床横抵抗力が変位量とともに漸増する過程では、道床横抵抗力に対するまくらぎ端面等の抵抗力とまくらぎ底面における摩擦抵抗力の負担割合が不明確なため、鉛直荷重の載荷に伴う道床横抵抗力の増分を評価することは難しいが、水平変位量が v_{lim} 以上の場合には最終道床横抵抗力 G_{0f} と G_{1f} の差は μP_i に相当する。なお、一般に滑動限界水平変位量 v_{lim} の値としては2mmが用いられており⁹⁾、 μ に関する従来の研究としては、文献5でPCまくらぎと碎石間の無載荷時の値として0.75が示されている。しかし、輪重載荷時の木まくらぎと碎石間の μ に関する研究⁹⁾では0.65~0.83の値が用いられており、垂直圧により μ が変動するとされている。このため、鉛直荷重載荷時のPCまくらぎと碎石間の μ を図4-4-3の試験結果を用いて同定する。式(4.4.5)によると、鉛直荷重載荷時の道床横抵抗力の増加分は μP_i で表される。一方、従来の研究⁹⁾によると v_{max} が小さい場合には、式(4.4.6)が比較的よい近似を与えるとされている。そこで、式(4.4.6)を用いて図4-4-3の試験結果を近似した。この近似結果を表4-4-1に示す。

$$Q_{max} = a'' \cdot v_{max}^{b''} \quad (4.4.6)$$

ここで、 a'' 、 b'' : 係数

式(4.4.6)の係数の内、係数 b'' は主にまくらぎ端面やまくらぎ側面での抵抗力を表現すると仮定すると、特定の軌道構造条件では係数 b'' は一定値になる。そこで、係数 b'' を表4-4-1の近似結果の平均値である $b''=0.54$ に固定し、図4-4-3の試験結果を係数 a'' に関して再回帰した。この近似結果を図4-4-3に点線で示し、実測値と比較する。図から、近似は試験データに対してほぼ妥当なものとなっており、近似が有効であることがわかる。また、再回帰した結果を、係数 a'' を縦軸に、まくらぎ1本にかかる鉛直荷重の合計 P_i を横軸にとり図4-4-4に示す。図を見ると $P_i=40\sim 60$ kNの範囲では P_i と係数 a'' が直線関係にあることから、鉛直荷重による道床横抵抗力の増加は係数 a'' で表現されると考えられる。このため、 $P_i=40\sim 60$ kNの範囲で μ は変動しないと仮定し、係数 a'' を P_i の1次関数として近似した。近似結果を図中に点線で示すとともに、式(4.4.7)に示す。

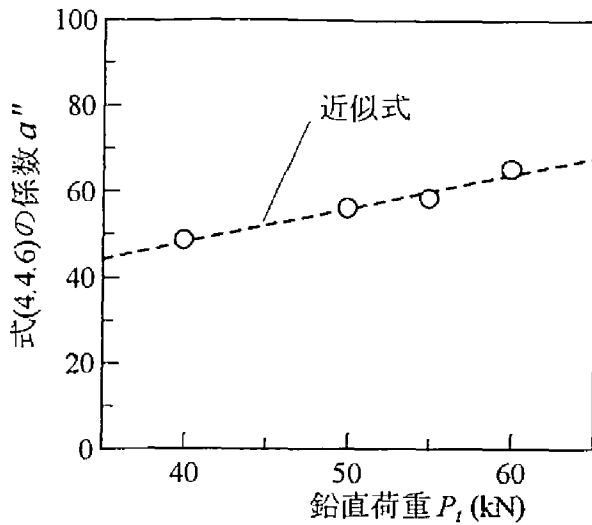


図4-4-4 係数 a'' に対する鉛直荷重の影響

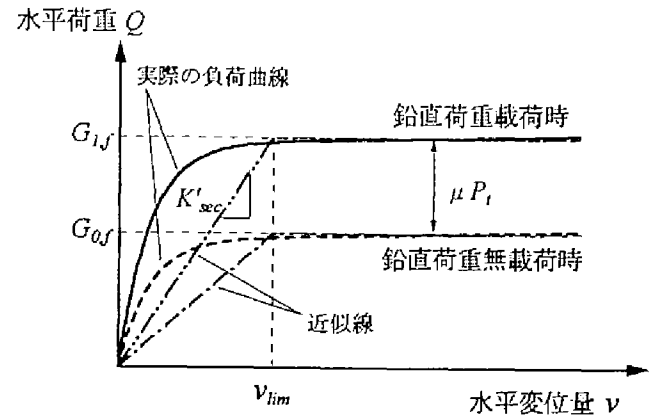


図4-4-5 道床横ばね係数の考え方

$$a'' = 16.8 + 0.79 \cdot P_t \quad (4.4.7)$$

この結果、初期降伏時の負荷曲線は式(4.4.6)、式(4.4.7)から P_t 別に式(4.4.8)のように推定できる。

$$Q_{max} = (a_4 + b_4 \cdot P_t) \cdot v_{max}^{0.54} \quad (4.4.8)$$

ここで、 $a_4 = 16.8$ (kN) , $b_4 = 0.79$

一方、まくらぎ横圧力（本章では「水平荷重 Q 」に相当）とまくらぎ左右変位量（本章では「水平変位量 v 」に相当）の比は、従来「道床横ばね係数」と称されてきた。このため、図4-4-3のような非線形な荷重～変位関係において、式(4.4.9)で定義される割線ばね係数 K'_{sec} もまた K' 同様道床横ばね係数と考えることができる。

$$K'_{sec} = (G_0 + \mu P_t)_i / v_i \quad (4.4.9)$$

ここで、 v_i ：任意の水平変位量、 $(G_0 + \mu P_t)_i$ ： $v = v_i$ の時の道床横抵抗力

上式の形から、道床横ばね係数はあるまくらぎ変位量に対する道床部の横抵抗力を表現するものであり、鉛直荷重の載荷により硬くなることがわかる。また、前述のように水平変位量が v_{lim} 以上の場合には道床横抵抗力は一定値であり、まくらぎは滑動状態にあると考えることができる。このため、鉛直荷重載荷時・無載荷時の荷重～変位関係を、図4-4-5のような最終道床横抵抗力を滑動限界とする完全弾塑性状態で単純化する。このような近似を行った場合、鉛直荷重の載荷による道床横ばね係数の増加は $\mu P_t / v_{lim}$ で表現される。また、式(4.4.8)と式(4.4.9)を比較すると、両式の右辺括弧内の形は類似しており、式(4.4.8)の0.79はまくらぎ底面におけるまくらぎ/道床バラスト間摩擦係数 μ に相当することがわかる。前述のように従来 μ の値としては0.75が用いられていることを考慮すれば、本章の試験結果から得られた μ の値はほぼ妥当なものであり、本節の検討過程で設けたいくつかの仮定は実際的なものであると考えることができる。

4-4-3 左右方向変形量の予測モデル

まず α'_{max} を推定する。なお、以下では特に断らない限り 3 号 PC まくらぎの試験結果を用いて検討を進めることとする。図 4-4-6 に、初期降伏時の負荷曲線と $Q_{max} \sim \alpha'_{max}$ の関係を P_i ごとに示す。図では、 P_i ごとに初期降伏時の負荷曲線が異なるものの、初期降伏時の負荷曲線と $Q_{max} \sim \alpha'_{max}$ の関係は、 $Q_{max} = 7.5\text{kN}$ 程度までは重なる傾向にある。これは Q_{max} が 7.5kN より小さい場合には 1 回目の載荷時に初期変位過程は終了し、その後は急激な変形が生じないことを示唆するものである。一方、 Q_{max} が 7.5kN より大きい場合には 1 回目の載荷時の負荷曲線から $Q_{max} \sim \alpha'_{max}$ の関係へと、繰返し載荷に伴って次第に v_{max} が増加していくことを示唆しており、初期変位過程における v_{max} の急激な増加現象を表している。このため、 Q_{max} の影響度と比較すると α'_{max} に対する P_i の影響度はかなり低いことを考慮すれば、各 Q_{max} に対応する α'_{max} は図 4-3-3、図 4-4-6 の点線のように表されると考えられ、上下方向と同様にこの関係をべき乗と仮定して近似すると、式 (4.4.10) のようになる。

$$\alpha'_{max} = a_5 \cdot Q_{max}^{1.8} \quad (4.4.10)$$

ここで、 $a_5 = 1.24 \times 10^{-3} \text{ (mm)}$

一方、 β'_{max} を推定する際の留意点に関しても、4-3 節の検討結果から上下方向と同様であることがわかる。このため、まず道床横ばね係数 K' の収束値 K'_r を推定する。式 (4.4.9) のように K' は道床部の横抵抗力を表すことから、繰返し載荷に伴う K' の低下は、まくらぎ/道床バラスト間の摩擦抵抗力の減少と、まくらぎ端部等で道床部が有する抵抗力の減少に起因すると考えられる。ここで、 K'_r を推定するにあたり以下の 2 つの仮定を設ける。

① 繰返し載荷が充分行われた場合 μ は Q_{max} や P_i に無関係に一定値 μ_f に収束する。

② まくらぎ端部等で道床部が有する抵抗力の低下は P_i に影響されない。

上記の仮定に基づき、まず摩擦抵抗力の影響から検討する。 Q_{max} 一定の場合の P_i に対する

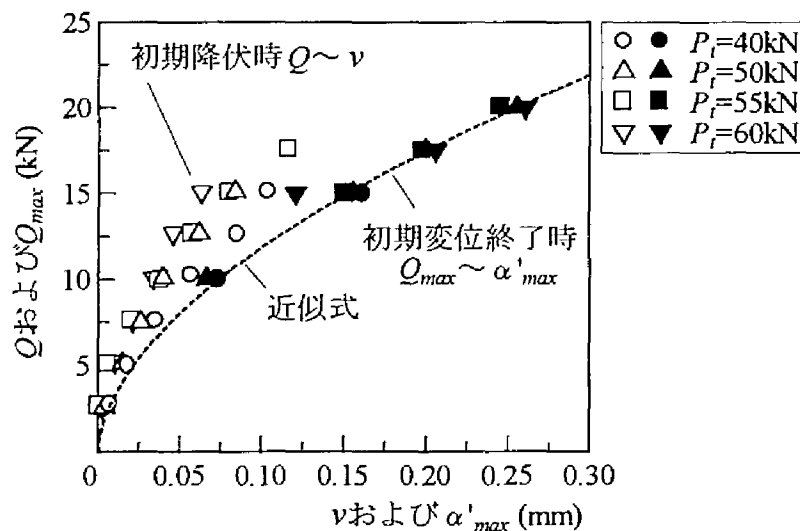


図 4-4-6 初期変位過程における荷重～変位関係（左右方向）

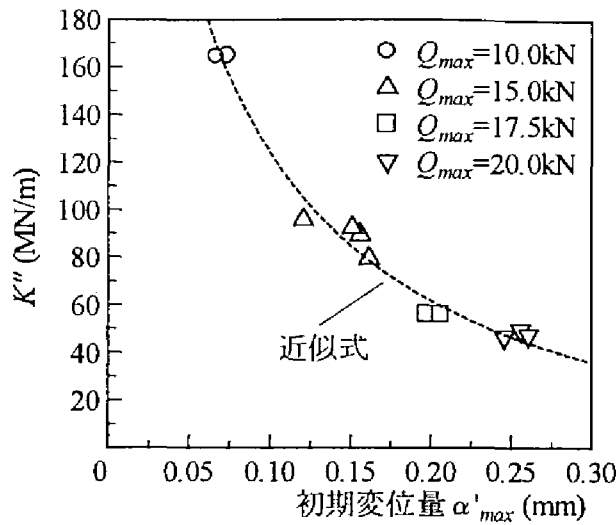


図4-4-7 K'' と初期変位量 α'_{max} の関係

K_f の増加割合を μ' として定義すると、 μ' は式(4.4.9)の右辺第2項の μ/v_1 に相当し、まくらぎ/道床バラスト間の摩擦抵抗力に起因するばね係数の増分を表現することになる。さて、①の仮定によれば繰返し载荷が充分行われた場合 μ は μ_f に収束すること、および図4-3-2のように漸進変位過程における変位振幅量 v_{sh} は一定であることを考慮すれば、 μ' は一定値 μ'_f に収束すると仮定できる。さらに、②の仮定から式(4.4.9)の右辺第1項は P_i に対し独立である。したがって、同一 Q_{max} に対する K_f と P_i は1次関係にあると考えることができる。この推論をもとに、図4-3-7の $K_f \sim P_i$ 関係に対して Q_{max} 別に近似直線を引き、その傾きを平均すると $\mu'_f = 1.30$ になる。図4-3-7の点線は $\mu'_f = 1.30$ とした場合の近似直線であるが、図中の近似直線がデータの傾向を充分捉えていることから上記の仮定は実用的であることがわかる。次に、まくらぎ端部等で道床部が有する抵抗力の影響について検討する。 K_f から摩擦抵抗力に起因するばねの剛性分を式(4.4.11)のように除いた場合、 K'' はまくらぎ端部等で道床部が有する抵抗力を近似的に表現する。

$$K'' = K'_f - \mu'_f P_i \quad (4.4.11)$$

一方、図4-3-8からわかるように道床部の抵抗力の減少は初期変位量と関係づけられるため、 α'_{max} と K'' の関係を Q_{max} ごとに示すと図4-4-7のようになる。図では K'' が α'_{max} の増加に伴い減少するため、 K'' の大小は端部等が繰返し载荷によりどの程度乱されたかに影響されると考えることができる。なお、この推論は、 α'_{max} の大小は P_i にあまり影響されないという4-3-1項の検討結果を考慮すれば、前述した②の仮定と矛盾しないことがわかる。両者間の関係を双曲線近似すると、図中の点線および式(4.4.12)のようになる。

$$K'' = -a_6 + \frac{b_6}{\alpha'_{max} + c_6} \quad (4.4.12)$$

ここで、 $a_6 = 26.4$ (MN/m) , $b_6 = 21.5$ (kN) , $c_6 = 0.0427$ (mm)

この結果 $K'f$ は式(4.4.10)～式(4.4.12)により式(4.4.13)のように推定可能となる。

$$K'f = -a_6 + \frac{b_6}{a_5 \cdot Q_{max}^{1.8} + c_6} + \mu'f \cdot P_t \quad (4.4.13)$$

次に、塑性変形特性を表す変位振幅量 v_{sh} と β'_{max} の関係を図4-3-10から推定する。この際、ここでは、両者間の関係を同一の傾きを有する直線群と仮定して P_t 別に近似した。近似結果を図4-3-10中に点線で示すとともに、式(4.4.14)に示す。

$$\beta'_{max} = a_7 \cdot v_{sh} - (b_7 \cdot P_t - c_7) \quad (4.4.14)$$

$$\begin{aligned} \text{ここで、} & a_7 = 3.90 \times 10^{-5} \text{ (回}^{-1}\text{)}, \quad b_7 = 8.38 \times 10^{-8} \text{ (mm/回/kN)}, \\ & c_7 = 1.67 \times 10^{-6} \text{ (mm/回)} \end{aligned}$$

この結果、 β'_{max} は式(4.3.3)、式(4.4.10)～式(4.4.14)から繰返し荷重強度 Q_{max} と P_t により式(4.4.15)のように推定できる。

$$\beta'_{max} = a_7 \frac{Q_{max}}{K'f} - (b_7 \cdot P_t - c_7) \quad (4.4.15)$$

式(4.4.15)による推定値を図4-3-4に実線で示し、実測値と比較する。図から、上下方向と同様、推定式が軌道の設計上想定される荷重範囲 ($Q_{max} = 10 \sim 20 \text{ kN}$) において有効であることがわかる。また、各推定曲線のx切片の傾向から、初期変位過程終了時には繰返し載荷により塑性変形の発生しない Q_{max} の領域が、 P_t に依存して生じることがわかる。

なお、4-3節の試験結果をみる限り左右方向の初期変位量および変位進み係数に対するまくらぎ種別の影響は微小であり、式(4.4.10)および式(4.4.15)は本章で試験対象とした各種PCまくらぎについて適用可能であると考えられる。

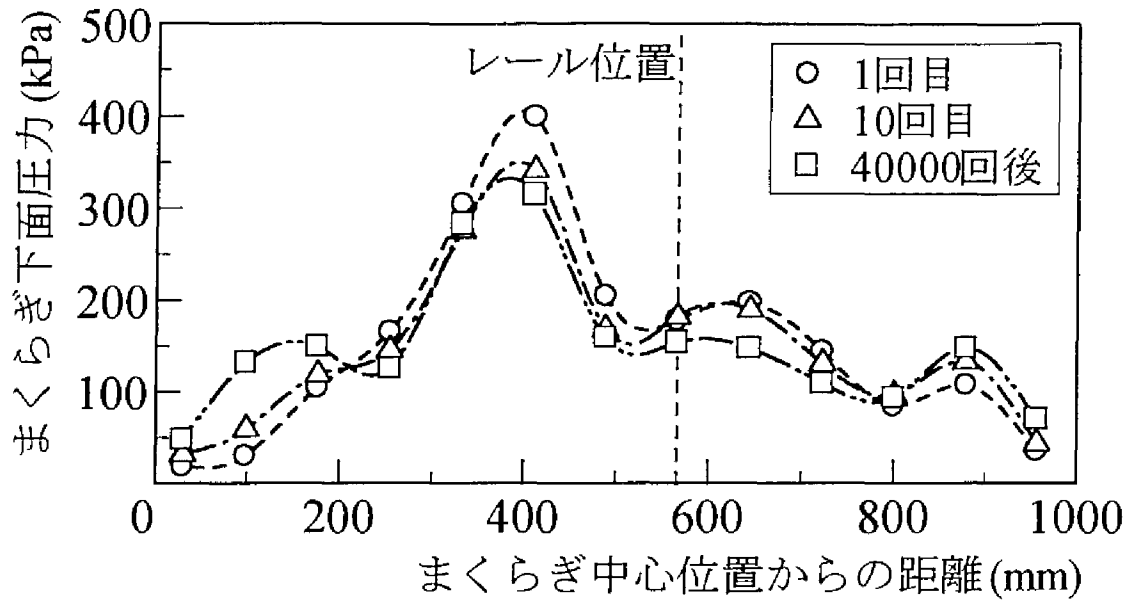
4-5 繰返し載荷時の道床バラスト粒子の移動傾向

4-5-1 まくらぎ下面における反力の分布傾向

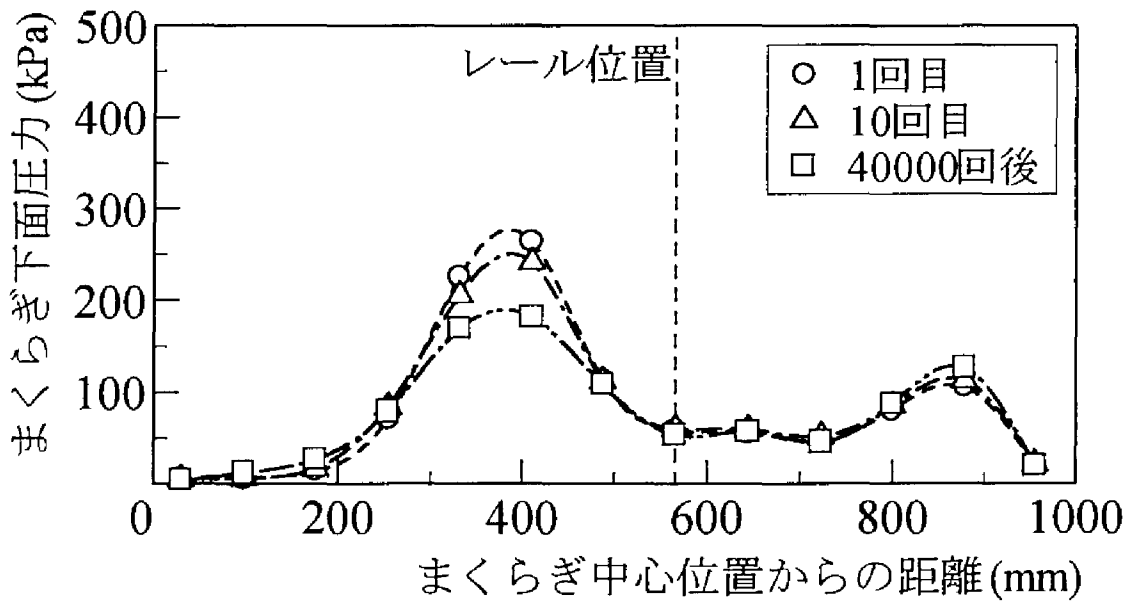
(1) 垂直反力の分布傾向

まくらぎ下面における垂直反力の分布傾向は、従来弾性床上の有限梁にレール圧力が作用した場合の反力分布として求められてきた¹⁰⁾。しかし、図4-2-6からわかるように繰返し載荷により路盤圧力の分布傾向は変化するため、まくらぎ下面における垂直反力の分布も繰返し載荷に伴い変化することが予想される。このため、道床部のばね係数を繰返し載荷前後で一定とする線形弾性論から求められる理論上のまくらぎ下面圧力の分布傾向と実現象が一致するとは必ずしも限らない。ここでは、2方向ロードセルを下面に配置した測定用特殊まくらぎを用いてまくらぎ下面の垂直反力を測定し、その測定結果から道床部の応力状態やまくらぎの支持状態を明らかにするとともに、4-2節で述べた路盤圧力の分布傾向や増加傾向が繰返し載荷や荷重状態により変化する要因をまくらぎ下面における垂直反力の分布傾向から検討する。

まず、まくらぎ長手方向のまくらぎ下面圧力 P_{WN} の分布傾向について検討する。なお、本節でいうまくらぎ下面圧力 P_{WN} とは、2方向ロードセルで測定される直荷重を受圧板面積で除したものであり、各2方向ロードセルが受ける平均圧力を示すものである。また、まくらぎ長手方向とは図4-1-11のW-E方向を示すものとする。繰返し載荷時のまくらぎ下面圧力分布の推移の一例として、 $P_{max}=40\text{kN}$ の試験における1回目、10回目および40,000回載荷後の P_{max} 負荷時のまくらぎ下面圧力分布を図4-5-1(a)に示し、図4-5-1(b)に同じく $P_{max}=20\text{kN}$ の場合の分布を示す。なお、図の横軸はまくらぎ中心からNo.1~No.13の2方向ロードセルまでのまくらぎ長手方向に対する距離を表し、各プロット点のx座標は2方向ロードセル個々の中心位置を示している。また、各プロット点を結ぶ曲線は各プロット点間をスプライン補間した結果である。図から、 P_{WN} はまくらぎ長手方向に不均一であり、レール中心位置よりもまくらぎ中心よりも最大となる点のあること、および繰返し載荷初期にはまくらぎ中央付近の P_{WN} は小さいが、繰返し載荷によりレール位置直下近傍の P_{WN} の最大値が小さくなるとともにまくらぎ中央付近の P_{WN} の大きくなることからわかる。次に、まくらぎ幅方向の P_{WN} の分布傾向について検討する。ただし、まくらぎ幅方向とは図4-1-11のN-S方向を示すものとする。繰返し載荷時のまくらぎ下面圧力分布の推移の一例として、 $P_{max}=40\text{kN}$ の試験における1回目、10回目および40,000回載荷後の P_{max} 負荷時のまくらぎ下面圧力分布をまくらぎ中心からの位置別に図4-5-2に示し、図4-5-3に同じく $P_{max}=20\text{kN}$ の場合の分布を示す。なお、両図の横軸はまくらぎ中心からNo.16~No.27の2方向ロードセルまでのまくらぎ幅方向に対する距離を表しており、プロット点のx座標が正の値であれば2方向ロードセルの中心位置はまくらぎ中心よりもN側に、負の値であればS側にあることをそれぞれ示している。ただし、No.16~No.27の2方向ロードセルは、

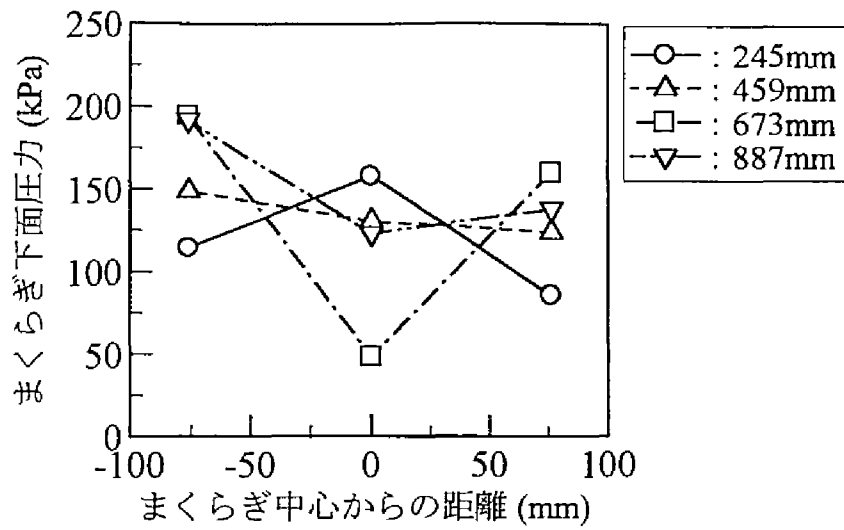


(a) $P_{max} = 40kN$ の場合

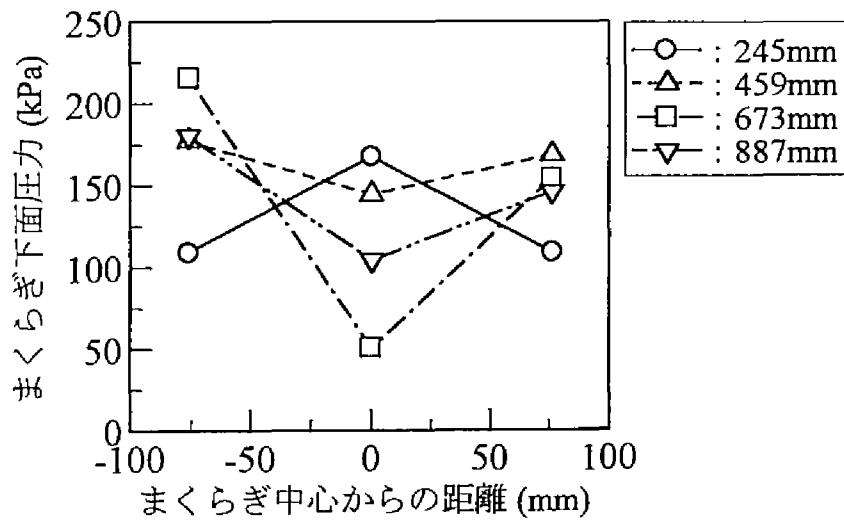


(b) $P_{max} = 20kN$ の場合

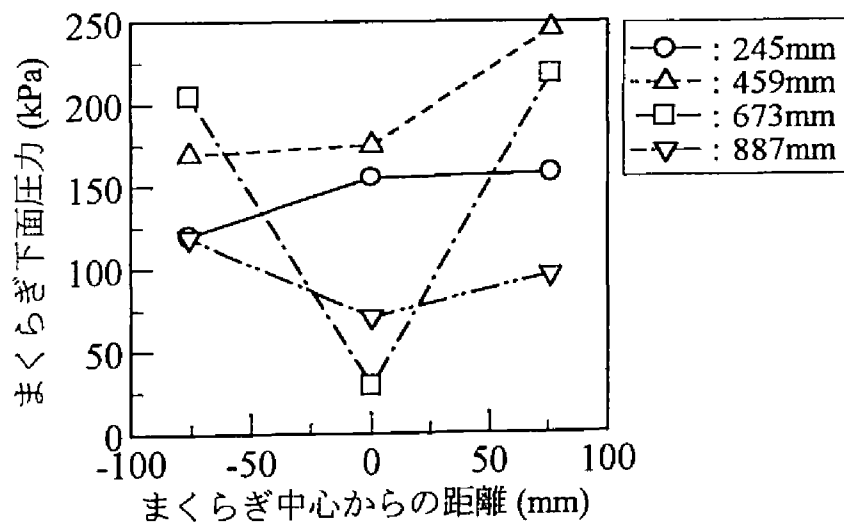
図4-5-1 まくらぎ下面における垂直反力の分布傾向 (まくらぎ長手方向)



(a) 1回目の載荷時

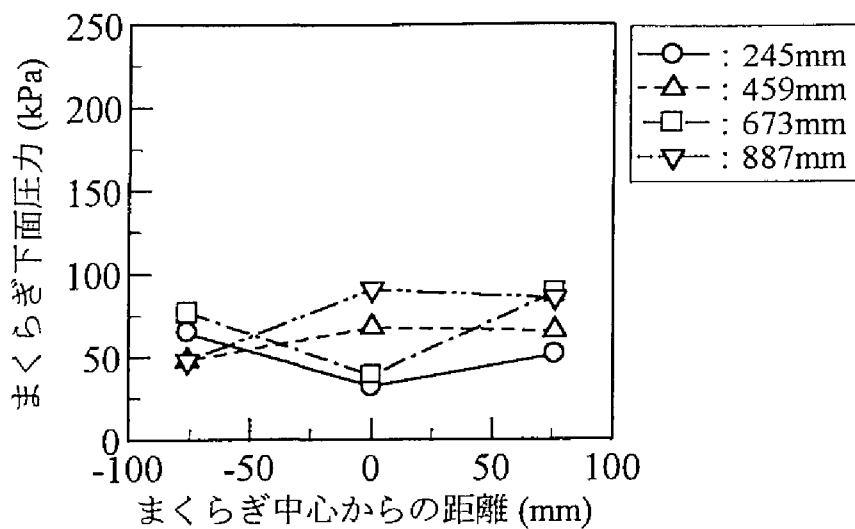


(b) 10回目の載荷時

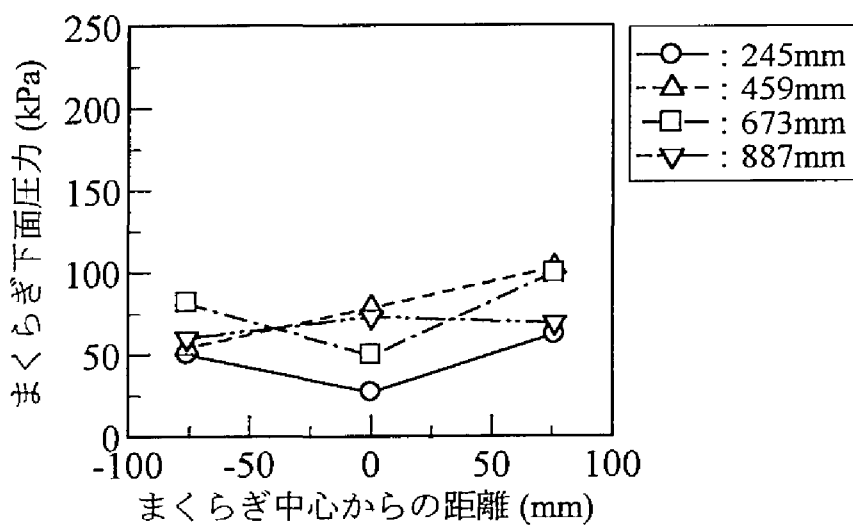


(c) 40000回載荷後

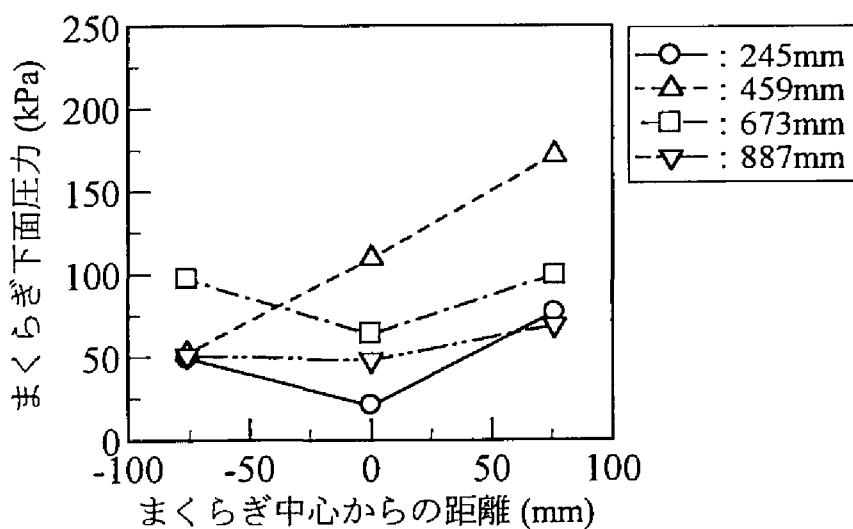
図4-5-2 垂直反力の分布傾向 (まくらぎ幅方向・ $P_{max}=40kN$ の場合)



(a) 1回目の載荷時



(b) 10回目の載荷時



(c) 40000回載荷後

図4-5-3 垂直反力の分布傾向 (まくらぎ幅方向・ $P_{max}=20kN$ の場合)

表4-5-1 まくらぎ底面の荷重分担率

荷重繰返 し数 N	鉛直荷重 P_{max}	
	40.0kN	20.0kN
1回目	75.2%	76.6%
10回目	76.0%	78.4%
40000回後	76.8%	78.1%

まくらぎ長手方向の同一位置に3個ずつ配置しており（図4-1-11参照）、このまくらぎ長手方向の位置の違いは両図におけるプロット点の種類の違いで表してある。図を見る限り、まくらぎ幅方向の P_N の分布は、一部にややばらつきが見られるものの大筋ではほぼ均一に近く、図4-5-1と異なりロードセルの位置の違いや繰返し载荷に基づく分布傾向の差異は明確には見られない。

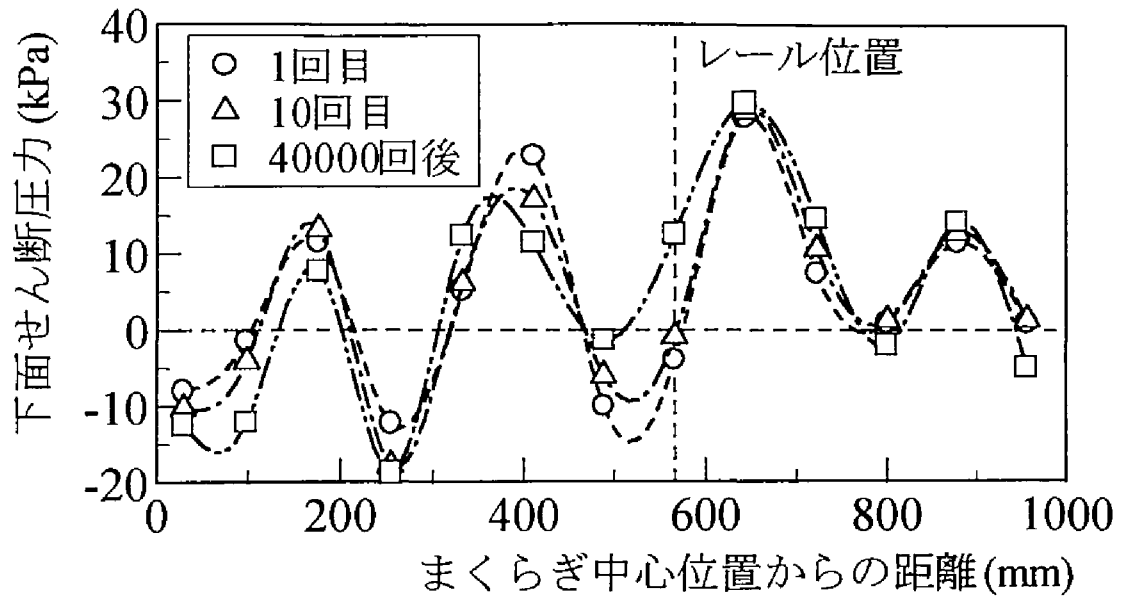
以上のことから、まくらぎ下面における垂直反力は、まくらぎ幅方向に対して明確な傾向が見られないものの、まくらぎ長手方向に対してはレール位置直下近傍で大きくまくらぎ中央付近で小さいという不均一な分布を呈しており、その分布傾向も繰返し载荷に伴いレール位置直下近傍の垂直反力が減少しまくらぎ中央付近の垂直反力が増加するという特徴を有することがわかる。一方、前述のように路盤圧力の分布傾向や増加傾向も繰返し载荷や荷重状態により変化する。図4-2-6をもとに繰返し载荷前後の路盤圧力の分布傾向を同一鉛直荷重強度で比較した場合、レール直下の路盤圧力は繰返し载荷に伴い減少するのに対し、まくらぎ中央の路盤圧力は逆に増加する傾向にあることがわかる。この繰返し载荷に伴う路盤圧力の分布傾向の変化は、図4-5-1の繰返し载荷に伴うまくらぎ下面圧力分布傾向の変化が原因であると考えられる。つまり、まくらぎ下面における道床部の荷重支持状態は、繰返し载荷初期の垂直反力のまくらぎ長手方向の不均一分布を多少なりとも是正するように、繰返し载荷に伴いレール位置直下付近からまくらぎ中央に移行するが、この垂直反力の分布は見方を変えれば道床部上面における分布荷重となるため、その分布形状が繰返し载荷に伴い変化すれば、道床部の応力状態や路盤圧力の分布傾向も変化することは容易に理解できる。なお、繰返し载荷中に2方向ロードセルで測定されたまくらぎ下面における垂直反力の合計の2分の1は、表4-5-1に示すように载荷荷重である最大鉛直荷重強度 P_{max} の8割程度であった。この負担割合は、測定まくらぎ側面での周面摩擦やロードセル取付け治具で担う垂直反力を考慮すればほぼ妥当な値であると考えられる。

（2）せん断方向反力の分布傾向

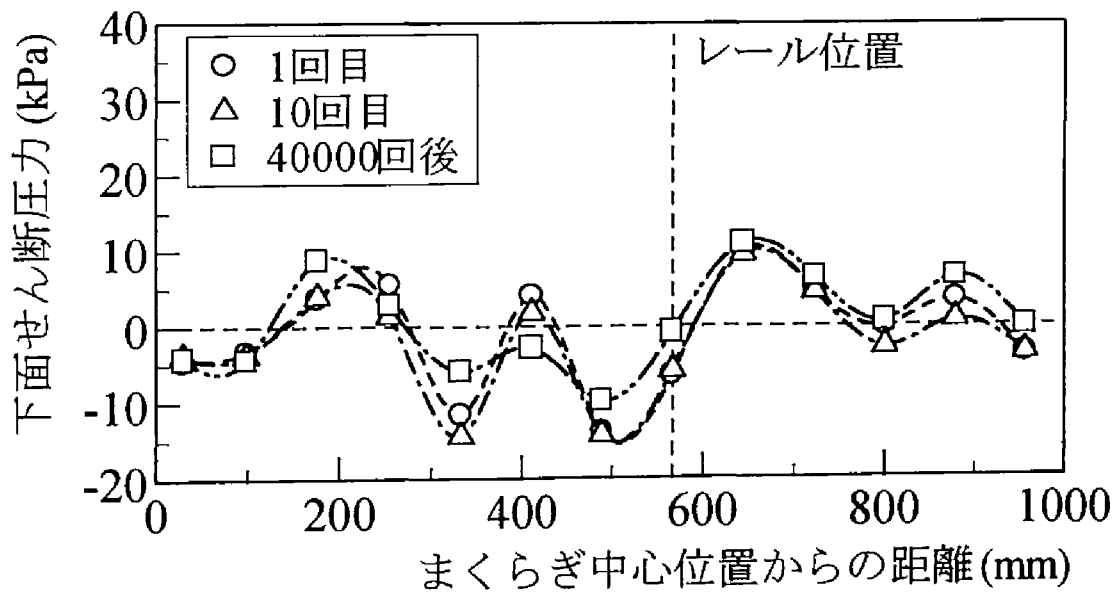
前章で考察したように、道床バラスト粒子の移動（すべり）は道床内部の局所せん断応力の発生傾向や密度分布に重要な影響を与えていると考えられ、繰返し载荷に伴ってこの道床バラスト粒子の移動傾向が変化するために、初期変位過程や漸進変位過程のような現

象が生じるものと考えられる。したがって、ここでは(1)と同様2方向ロードセルを下面に配置した測定用特殊まくらぎを用いてまくらぎ下面のせん断方向反力を測定し、その測定結果から道床部の応力状態や道床バラスト粒子の移動傾向を明らかにするとともに、道床部の構造特性や変形機構が繰返し載荷や荷重状態により変化する要因をまくらぎ下面におけるせん断反力の分布傾向から検討する。

まず、まくらぎ長手方向のまくらぎ下面せん断圧力 P_{IS} の分布傾向について検討する。なお、本節でいうまくらぎ下面せん断圧力 P_{IS} とは、2方向ロードセルで測定されるせん断荷重を受圧板面積で除したものであり、各2方向ロードセルが受ける平均せん断圧力を示すものである。繰返し載荷時のまくらぎ下面せん断圧力分布の推移の一例として、 $P_{max}=40\text{kN}$ の試験における1回目、10回目および40,000回載荷後の P_{max} 負荷時のまくらぎ下面せん断圧力分布を図4-5-4(a)に示し、図4-5-4(b)に同じく $P_{max}=20\text{kN}$ の場合の分布を示す。ただし、 P_{IS} は、2方向ロードセルに働くせん断荷重が図4-1-11のW方向を向く場合正の値になるように符号の正負を定めている。すなわち、まくらぎ下面の道床バラスト粒子がまくらぎ中心から離れる方向(W方向)に移動すれば、 P_{IS} は正の値を示すことになる。なお、図の横軸は図4-5-1と同様まくらぎ中心から2方向ロードセルまでのまくらぎ長手方向に対する距離を表しており、各プロット点間も図4-5-1と同様スプライン補間してある。図から、 P_{IS} はレール位置直下近傍でほぼゼロであり、レール位置直下から左右に離れるに従い符号の正負が交互に反転するまくらぎ長手方向に不均一な分布となること、および繰返し載荷によりレール位置直下付近の P_{IS} の絶対値が小さくなることともに、まくらぎ中央付近やまくらぎ端部の P_{IS} の大きくなることがわかる。これらのことからまくらぎ長手方向の道床バラスト粒子の移動傾向を検討した場合、レール位置直下近傍では道床バラスト粒子はレール位置直下から遠ざかるように左右に移動し、まくらぎ中央付近ではまくらぎ中心方向に移動する傾向にあること、および繰返し載荷初期には載荷点であるレール位置直下近傍で道床バラスト粒子が移動する傾向が強いのにに対し、繰返し載荷が充分行われるとその傾向が弱くなるとともに、まくらぎ中央付近やまくらぎ端部の道床バラスト粒子が移動する傾向が強まることわかる。また、図4-5-4のように P_{IS} の符号が交互に反転するのは、道床バラスト粒子の移動方向がまくらぎ下面における空隙の分布状況により変化するためであると考えられる。次に、まくらぎ幅方向の P_{IS} の分布傾向について検討する。繰返し載荷時のまくらぎ下面圧力分布の推移の一例として、 $P_{max}=40\text{kN}$ の試験における1回目、10回目および40,000回載荷後の P_{max} 負荷時のまくらぎ下面せん断圧力分布をまくらぎ中心からの位置別に図4-5-5に示し、図4-5-6に同じく $P_{max}=20\text{kN}$ の場合の分布を示す。ただし、 P_{IS} は2方向ロードセルに働くせん断荷重が図4-1-11のN方向を向く場合正の値になるように符号の正負を定めており、まくらぎ下面の道床バラスト粒子がまくらぎ中心からN方向に移動すれば、 P_{IS} は正の値を示すことになる。なお、両図の横軸は図4-5-2、図4-5-3と同様まくらぎ中心から2方向ロードセルまでのまくらぎ幅方向に対す

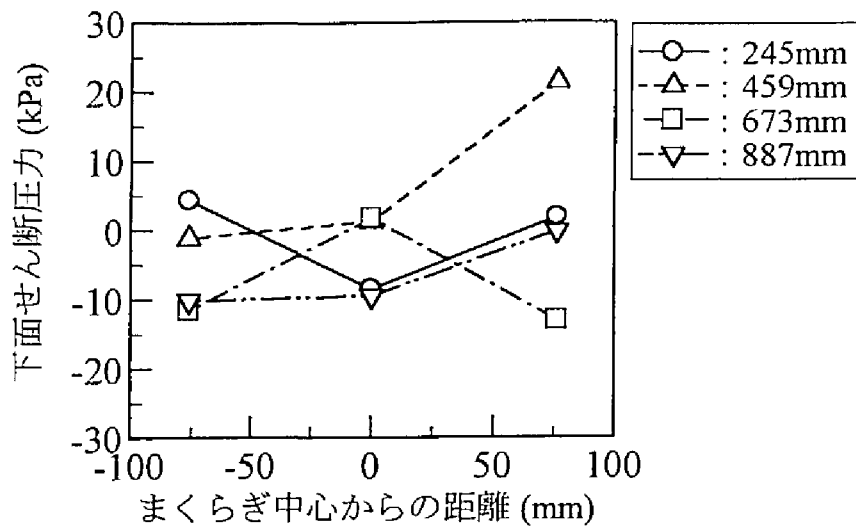


(a) $P_{max} = 40\text{kN}$ の場合

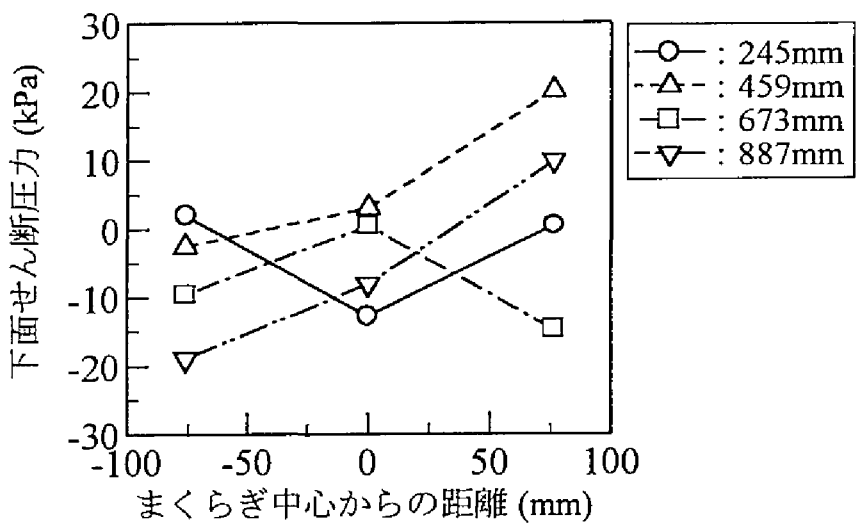


(b) $P_{max} = 20\text{kN}$ の場合

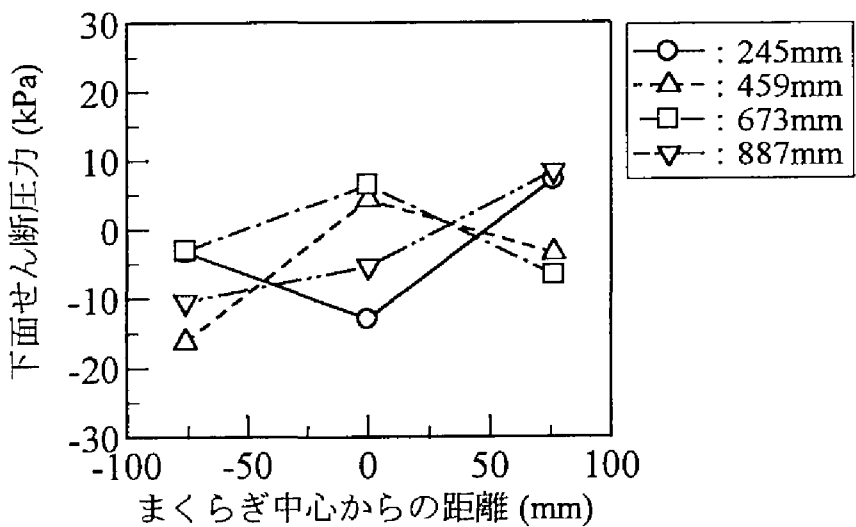
図4-5-4 まくらぎ下面におけるせん断方向反力の分布傾向（まくらぎ長手方向）



(a) 1回目の載荷時



(b) 10回目の載荷時



(c) 40000回載荷後

図4-5-5 せん断方向反力の分布傾向 (まくらぎ幅方向・ $P_{max}=40kN$ の場合)

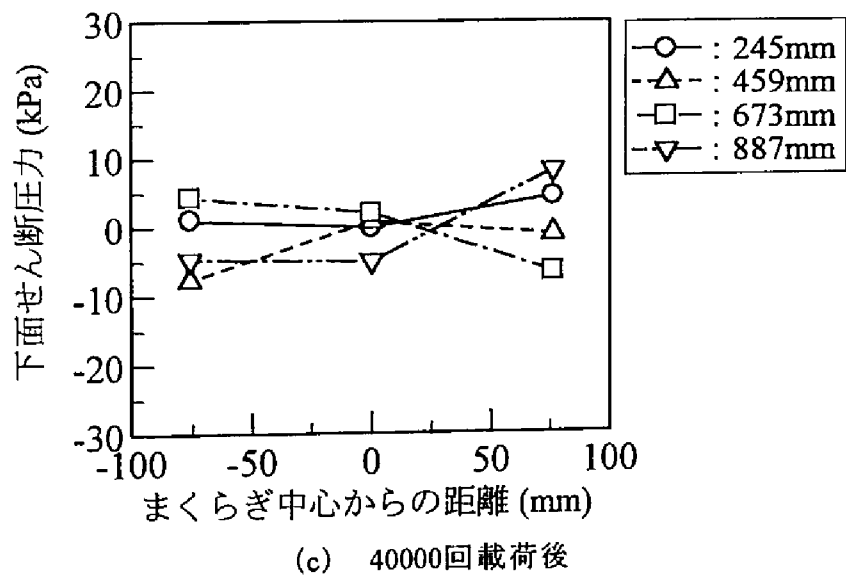
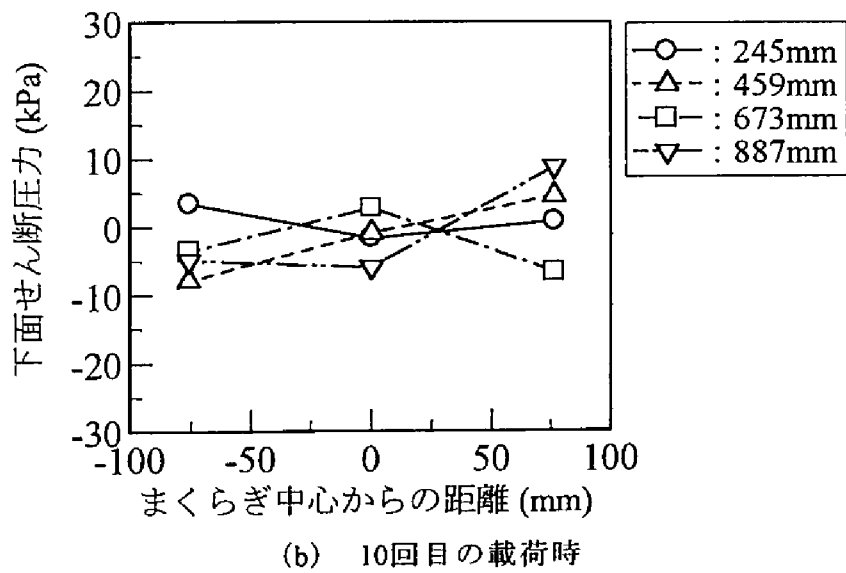
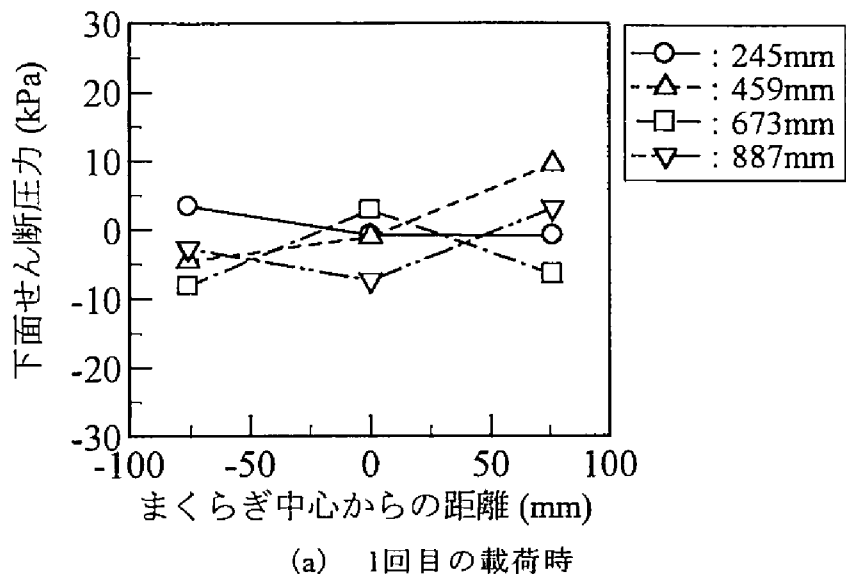


図4-5-6 せん断方向反力の分布傾向（まくらぎ幅方向・ $P_{max}=20kN$ の場合）

る距離を表している。図を見る限り、 P_{is} は、ロードセルの位置の違いや繰返し載荷に基づくまくらぎ幅方向の分布傾向の差異は明確に見られないものの、各図とも縦軸のゼロ点をまたぐ全体的に右上がりのデータ分布となる傾向にある。このことからまくらぎ幅方向の道床バラスト粒子の移動傾向を検討すると、道床バラスト粒子はまくらぎ中心から遠ざかるように左右のまくらぎ間に移動する傾向にあることがわかる。なお、同一 P_{max} の図4-5-4(a)と図4-5-5でまくらぎ長手方向とまくらぎ幅方向の P_{is} を比較した場合、その絶対値はまくらぎ長手方向の P_{is} の方が多少大きくなる。

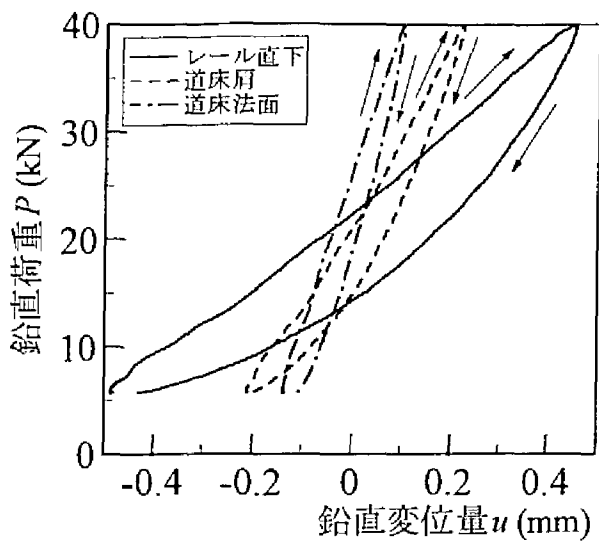
以上のように、まくらぎ下面におけるせん断反力の測定は、まくらぎ下面における道床バラスト粒子の移動傾向を詳細に検討する場合かなり有益な基礎データとなる。以下では、このまくらぎ下面におけるせん断反力の分布傾向から、(1)で述べた道床部の応力状態やまくらぎの支持状態が繰返し載荷に伴い変化する要因を明らかにするとともに、4-2節で述べた荷重～変位関係が繰返し載荷や荷重状態により変化する要因について検討する。まず、(1)のまくらぎ垂直反力の分布傾向との関係について考察する。前述のように、まくらぎ下面におけるまくらぎ長手方向の垂直反力の分布傾向は、繰返し載荷初期にはレール位置直下近傍で大きくまくらぎ中央付近で小さいという不均一な分布傾向を呈しているが、繰返し載荷に伴ってこの不均一分布は徐々に解消される。この繰返し載荷初期の垂直反力の不均一分布は、道床内部の応力分布を不均一にし、レール位置直下近傍に局所的なせん断応力を生じさせる原因となるため、前述のように繰返し載荷初期にはレール位置直下近傍の道床バラスト粒子がより拘束圧（垂直反力）の低いまくらぎ中央部やまくらぎ端部に移動する傾向が強くなったと考えられる。一方、繰返し載荷に伴って道床バラスト粒子がレール位置直下近傍からまくらぎ中央部やまくらぎ端部方向に移動したり、不均一な垂直反力分布でレール位置直下近傍の道床部が周辺部よりも大きく塑性沈下した場合、レール位置直下近傍の道床部上層では道床バラスト粒子の密度低下が生じ、まくらぎ中央付近やまくらぎ端部の道床部上層では逆に繰返し載荷前よりも密度増加が生じることになる。このため、繰返し載荷初期には道床つき固め作業により周辺部よりも締め固まっているレール位置直下近傍でまくらぎを支持するが、繰返し載荷によりレール位置直下近傍の密度低下が進むにつれてまくらぎ中央部やまくらぎ端部でまくらぎを支持するようになると考えられる。次に、道床部の構造特性の変化が荷重～変位関係に与える影響について検討する。4-2節で述べたように鉛直変位量 u の弾性成分は荷重繰返し数の増加とともに強い非線形を次第に示すようになるため（図4-2-4参照）、負荷曲線の形も繰返し載荷が進むと下に凸の曲線に変化する。この現象を前述の道床バラスト粒子の移動傾向と関連づけて検討した場合、その理由は以下のように考えることができる。まず、レール位置直下近傍の道床部上層では、前述のように繰返し載荷により道床バラスト粒子の密度低下が生じており、場合によってはまくらぎと道床部上面の間に微小な隙間が生じている可能性もある。また、その一方でレール位置直下近傍の道床部の中層以下では、圧縮により繰返し載荷前よりも

密度が増加していると思われる。このような道床部の状態で鉛直荷重を載荷した場合、レール位置直下近傍における道床部上層の密度低下領域に対する圧縮が終了するまでの、あるいはレール位置直下近傍のまくらぎ底面と道床部上面の間の微小な隙間がなくなるまでの荷重～変位関係は小さな傾きを示し、その後は傾きが急激に増加すると考えられる。この場合の小さな傾きを有する負荷荷重載荷初期の荷重～変位関係は、まくらぎの剛性によってもたらされるものであるからその間の変形は弾性的である。これらは、先に示した図4-2-4の傾向と一致するものであり、繰返し載荷に伴う道床バラスト粒子の移動傾向と関連づければ繰返し載荷に伴う道床部の構造特性や変形機構の変化を矛盾なく説明できることを示すものである。なお、4-2-3項では荷重強度が小さい場合に生じる変形は、漸進変位過程の塑性変形挙動に影響しないと仮定し、 K_{shf} と P_{max} により求められる変位振幅量 u_{sh} と β_{max} の関係から漸進変位過程の塑性変形挙動を特徴づけた。荷重強度が低い場合の変形挙動はまくらぎの変形によってもたらされるものであり、漸進変位過程における道床部の構造特性や変形機構は荷重強度の大きい領域で表面化するという前述の検討結果を踏まえれば、この仮定はほぼ妥当なものであったと考えられる。また、第3章で述べたように漸進変位過程の変形が長期間継続されるのは、部分的な変動はあるものの、繰返し載荷が進んでもまくらぎ下面せん断力の大きさが図4-5-4～図4-5-6のように全体としてはあまり変化しないためであると考えられる。

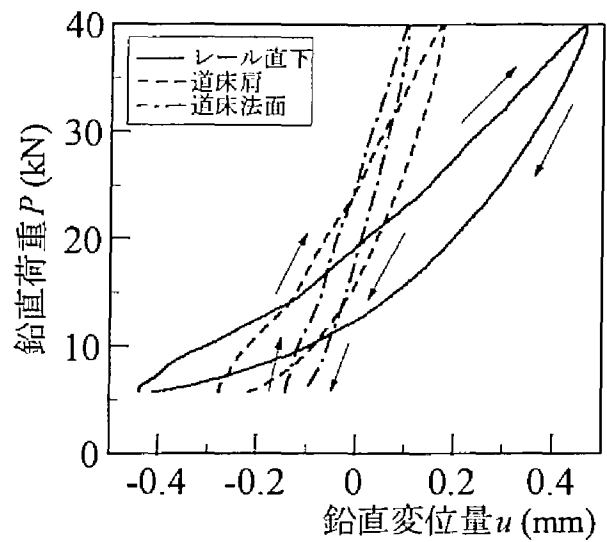
4-5-2 三軸型加速度計による道床バラスト粒子の移動傾向

前章で考察したように、道床部塑性変形挙動の本質は、列車荷重によって発生するせん断応力が引き起こす道床バラスト粒子の滑動現象にあると考えられる。特に、軌道破壊現象の主因の一つである「流動」現象は、従来からまくらぎ直下の道床バラストがまくらぎ中間部等に移動する現象であると考えられており、前項でもまくらぎ下面におけるせん断圧力の分布傾向からその現象を確認することができた。しかし、前節で用いた測定方法は、まくらぎ下面における道床バラスト粒子の移動傾向をマクロ的に把握できるものの、測定されるのは荷重であり塑性変形挙動の本質である道床バラスト粒子間のすべり量（変位量）は測定できないこと、およびまくらぎ下面以外の箇所における道床バラスト粒子の移動傾向を把握するには利用できない等の課題を残すものであった。このため、本項では、道床各部に埋め込んだ3軸型加速度計を用いて道床バラスト粒子の移動傾向を変位量の面から検討する。

まず、繰返し載荷時の道床各部の鉛直方向の荷重～変位関係の一例として、 $P_{max}=40\text{kN}$ の試験における250回目の負荷・除荷時の荷重～変位関係（ただし、載荷方向を図中の矢印で示す。）を箇所別にして図4-5-7(a)に示し、同じく40000回載荷後の関係を図4-5-7(b)に示す。同様に、 $P_{max}=20\text{kN}$ の試験における250回目および40000回載荷後の負荷・除荷時の鉛直荷重～鉛直変位関係を箇所別にして図4-5-8に示す。なお、本項でいう変位量

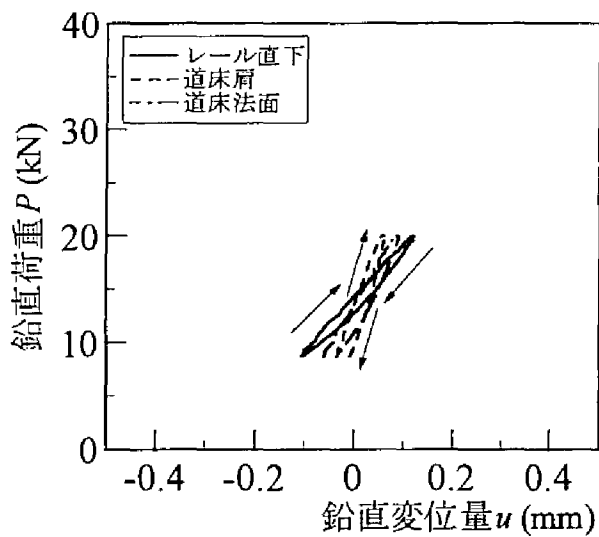


(a) 250回目の載荷時

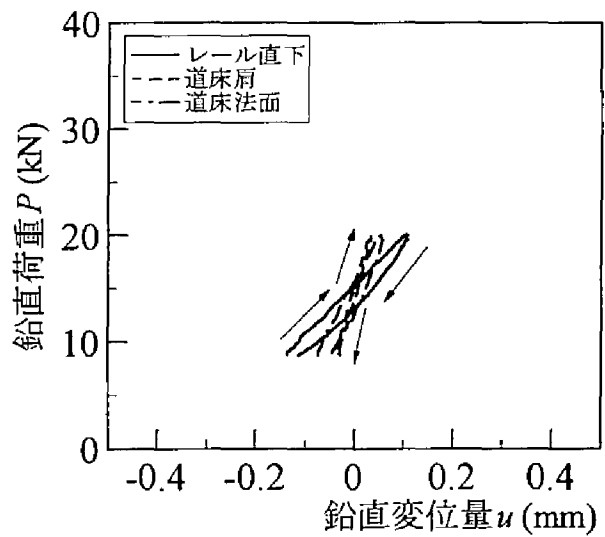


(b) 40000回載荷後

図4-5-7 道床各部の鉛直荷重～鉛直変位関係 ($P_{max}=40\text{kN}$ の場合)



(a) 250回目の載荷時

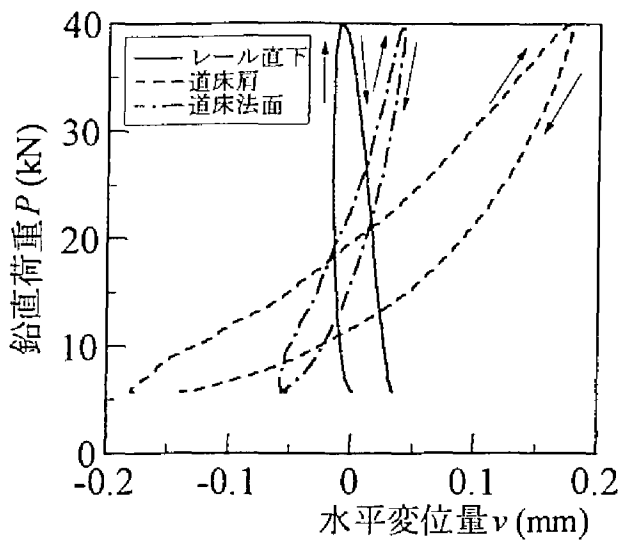


(b) 40000回載荷後

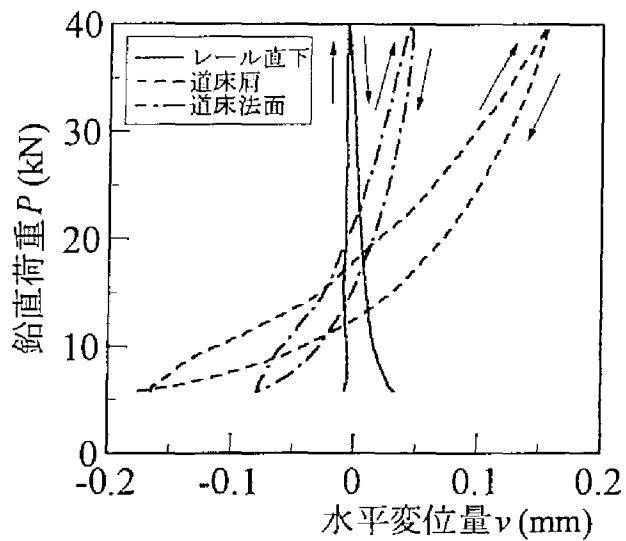
図4-5-8 道床各部の鉛直荷重～鉛直変位関係 ($P_{max}=20\text{kN}$ の場合)

は道床各部に埋め込んだ3軸型加速度計(図4-1-8参照)による加速度波形をAD変換し、これを波形解析ソフトで数値積分したものである。このため、荷重の負荷・除荷に伴う各荷重強度間の相対変位量を評価することはできるものの、ゼロ点が不定となるため繰返し載荷前からの絶対変位量を特定することはできない。したがって本項では、3軸型加速度計の測定結果を数値積分する際に、分析結果の負荷曲線と除荷曲線が描くヒステリシス・ループ1ループ分の変位量の平均値がゼロになるように積分定数を定めており、変位量は、鉛直方向の場合3軸型加速度計が沈下すれば正の値を示し、水平方向の場合3軸型加速度計が図4-1-11のW方向に移動すれば正の値を示すように符号の正負を定めている。また、本項の鉛直変位量に限って各箇所とも鋼製路盤の鉛直変位量が含まれているが、路盤の鉛直変位量と鉛直荷重の関係は線形に近く、路盤のヒステリシス・ループの面積は道床各部のループと比較すると無視できる。図から以下のことがわかる。まず、前述のように路盤でのエネルギー損失は無視できることから、各箇所のヒステリシス・ループの面積は道床各部におけるエネルギー損失の大きさを表すと考えられるが、このエネルギー損失の一番大きいレール直下では、繰返し載荷に伴って負荷曲線の傾きが若干増加するとともに、ヒステリシス・ループの面積が減少する。このように繰返し載荷に伴い荷重～変位関係の傾きが増加し減衰比が減少するのは、3軸型加速度計を設置したレール位置直下近傍の道床部中層が締め固まり道床バラスト粒子個々のすべりが生じにくくなるためであると考えられる。一方、道床肩では、荷重繰返し数の増加に伴い変位振幅量が増加するとともにヒステリシス・ループの面積も増加する傾向にあり、レール直下と逆の傾向を呈している。この理由は、繰返し載荷試験開始前にはランマーによる締め固め等の軌道整備により締め固まっていた道床肩部の道床バラストの積層状態が、繰返し載荷が進むにつれて次第に乱され、道床バラスト粒子個々のすべりが生じ易くなることによると考えられる。なお、レール直下、道床肩、道床法面の順にヒステリシス・ループの面積と鉛直方向の変位振幅量は小さくなり、道床法面では、繰返し載荷に伴うヒステリシス・ループの変化はあまり見られなかった。

次に、繰返し載荷時の道床各部のまくらぎ長手方向(ただし、前節までの「水平方向」と同義であるため、以下では単に「水平方向」と称す)の変位量と鉛直荷重関係の一例として、 $P_{max}=40\text{kN}$ の試験における250回目の負荷・除荷時の荷重～変位関係を箇所別にして図4-5-9(a)に示し、同じく40000回載荷後の関係を図4-5-9(b)に示す。同様に、 $P_{max}=20\text{kN}$ の試験における250回目および40000回載荷後の負荷・除荷時の鉛直荷重～水平変位関係を箇所別にして図4-5-10に示す。図から、レール直下および道床肩では、繰返し載荷に伴って変位振幅量が若干減少するとともに、ヒステリシス・ループの面積も減少すること、および道床法面では繰返し載荷に伴って変位振幅量が若干増加することがわかる。これらは、道床バラストの積層状態が繰返し載荷によりレール位置直下近傍の道床部中層では鉛直方向と同様に締め固まり、道床法面では次第に乱される傾向にあることを示すものであ

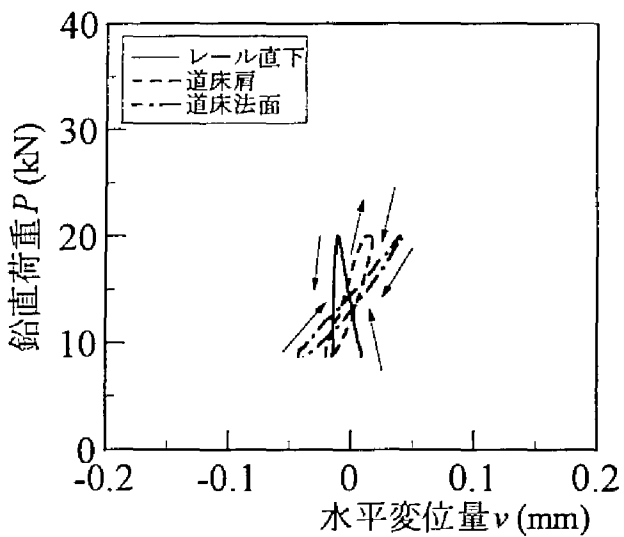


(a) 250回目の載荷時

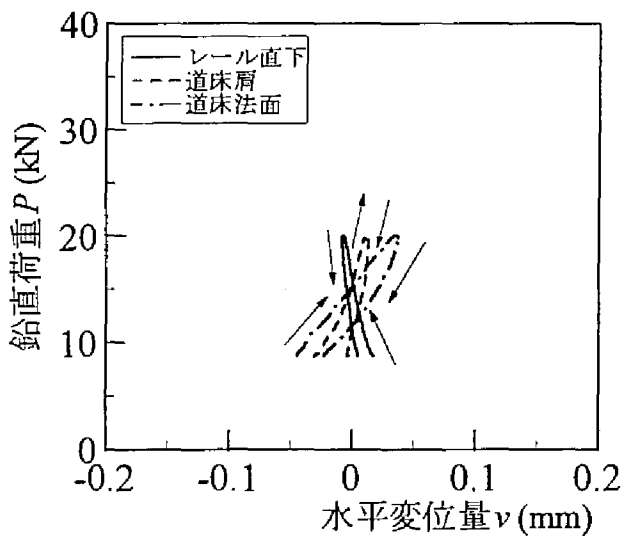


(b) 40000回載荷後

図4-5-9 道床各部の鉛直荷重～水平変位関係 ($P_{max}=40kN$ の場合)



(a) 250回目の載荷時

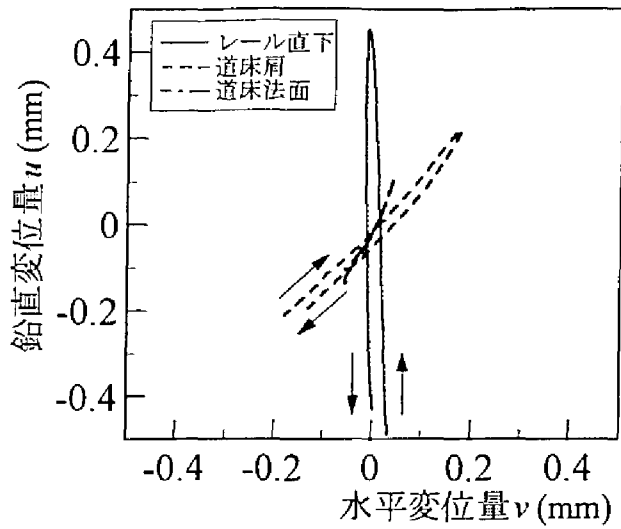


(b) 40000回載荷後

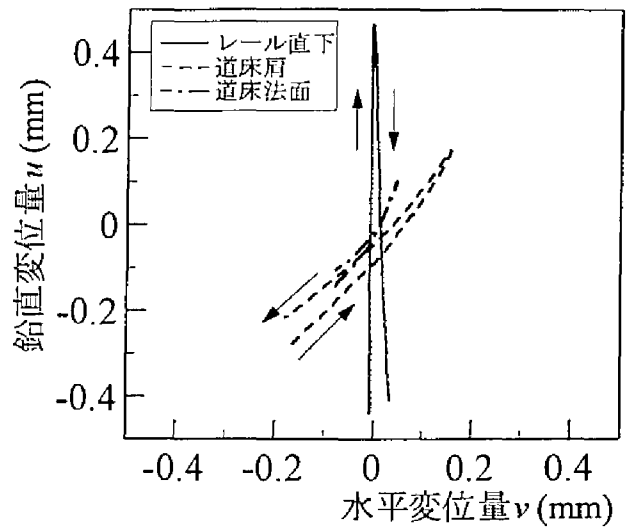
図4-5-10 道床各部の鉛直荷重～水平変位関係 ($P_{max}=20kN$ の場合)

る。他方、道床肩部の積層状態が鉛直方向と異なり締め固まる理由については、今回の試験結果だけでは十分な説明を与えることはできなかった。

最後に、同一荷重繰返し数・同一荷重強度における鉛直方向と水平方向の変位量を合成し、繰返し載荷時の道床各部での道床バラスト粒子の移動方向と移動量について検討する。図4-5-11(a)に $P_{max}=40\text{kN}$ の試験における250回目の負荷・除荷時の鉛直変位量～水平変位量関係を箇所別にして示し、同じく40000回載荷後の関係を図4-5-11(b)に示す。同様に、 $P_{max}=20\text{kN}$ の試験における250回目および40000回載荷後の負荷・除荷時の鉛直変位量～水平変位量関係を箇所別にして図4-5-12に示す。図から、レール直下では鉛直変位が主体であり、水平方向にはほとんど変位しないこと、および道床肩や道床法面では、鉛直荷重の載荷によって水平変位が生じており、特に道床肩では鉛直変位量とほぼ同程度の水平変位量が生じていることがわかる。これらのことから、レール位置直下近傍の道床部中層での変形挙動は圧縮が主体となるが、道床肩部や道床法面ではせん断変形による流動が主体となることがわかる。この際、道床肩や道床法面での鉛直変位が沈下する方向に発生しているのは、各箇所の鉛直変位量に路盤の鉛直変位量が含まれているためであると考えられる。これは、鉛直荷重が作用していない道床肩部や道床法面にある道床バラスト粒子が道床部単体の変形で沈下するとは考え難いこと、および今回のように水平変位が両箇所ともまくらぎ端から離れる方向に発生している状況では、まくらぎ下から道床肩部や道床法面への側方流動が生じていると考えるのが妥当であり、この場合の両箇所の鉛直変位は、拘束圧の低い道床部外周に道床バラスト粒子が移動するように発生することから、上向となることはあっても下向となることはないためである。今回の試験結果では、まくらぎ端での道床部の膨れ上がりや道床法面でのくずれを厳密に捉えることはできなかったが、上記の理由から道床肩や道床法面における鉛直変位は路盤の変位によるものであると考えられる。なお、まくらぎ幅方向の変位に関しては、測定された加速度のS/N比があまり良くないためヒステリシス・ループの乱れが大きく、まくらぎ長手方向の変位と比較すると変位量自体も無視できるレベルにあることから、本項では検討を行わなかった。

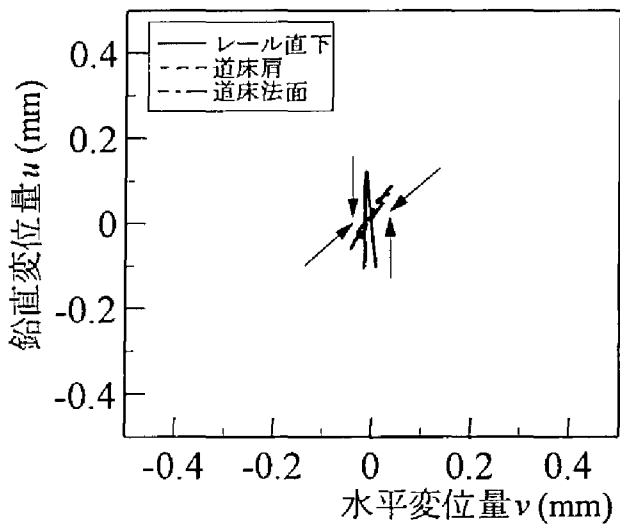


(a) 250回目の載荷時

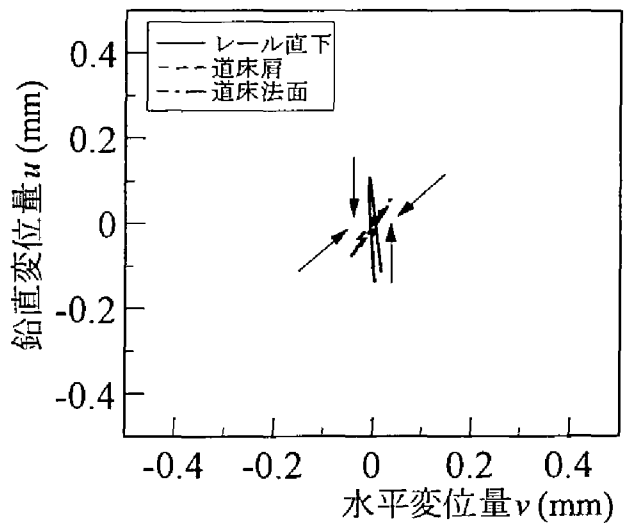


(b) 40000回載荷後

図4-5-11 道床各部の鉛直変位～水平変位関係 ($P_{max} = 40\text{kN}$ の場合)



(a) 250回目の載荷時



(b) 40000回載荷後

図4-5-12 道床各部の鉛直変位～水平変位関係 ($P_{max} = 20\text{kN}$ の場合)

4-6 結 論

本章では、実物大試験軌道載荷試験結果をもとに従来の軌道破壊理論では十分な検討がなされていない道床部の繰返し変形特性に関して、粗粒材としての材料特性を考慮し実用的な観点から検討した。検討の結果得られた知見を要約すると、以下のようになる。

(1) 初期変位過程は、繰返し載荷初期における道床部の構造変化に伴い、ヒステリシス・ループが弾性化しながらその形を変えていく過程であり、繰返し荷重強度に依存した割線ばね係数の低下および残留変位量の増加により急激な変形が生じる。

(2) 漸進変位過程は、繰返し載荷により道床部の構造的特性が安定状態にある場合の変形挙動であり、繰返し荷重強度以下の荷重に対して変形は弾性的あるいは残留変位量の微少な増加に伴い漸進的となる。しかし、繰返し荷重強度より大きな荷重が載荷された場合には、再び強い塑性傾向を示し変形は急進的となる。

(3) 上下方向の負荷曲線の形は、繰返し載荷に伴い鉛直変位量の弾性成分が強い非線形性を次第に示すようになるため、繰返し載荷が進むと下に凸の曲線へと変化する。一方、左右方向の負荷曲線の形は繰返し載荷が進んでも線形関係にある。また、鉛直荷重載荷時の左右方向の荷重～変位関係と道床横抵抗力～水平変位量の関係は双対的であり、鉛直荷重の増加に伴う道床横抵抗力の増加傾向から鉛直荷重が増加すれば道床横ばね係数も大きくなる。

(4) 変形機構の如何によらず道床部の変形では、残留変位量の進行率と変位振幅量に相関関係がある。この場合、初期変位過程では両者は比例関係にあるが、漸進変位過程では塑性変形の進行が生じない変位振幅量が荷重条件に応じて存在する。このため、初期変位過程における残留変位量の増加が終了すれば、それ以上塑性変形の進行しない荷重強度の上限がある。

(5) 初期変位量は繰返し荷重強度と式(4.4.1)や式(4.4.10)のようにべき乗関係で近似できる。また、変位進み係数はばね係数と塑性変形傾向の点から荷重条件と式(4.4.4)や式(4.4.15)のような関係にある。これらの関係に基づき提案した最大初期変位量と最大変位進み係数の予測手法は、軌道の設計上想定される荷重範囲において有効である。特に、左右方向の道床部塑性変形量の予測式は、本章で試験対象とした各種PCまくらぎについて適用可能である。

(6) まくらぎ下面における道床部の荷重支持状態は、繰返し載荷に伴いレール位置直下近傍を中心とした支持状態からまくらぎ中央部やまくらぎ端部を主体とした支持状態へと移行する。これは、繰返し載荷初期に見られるまくらぎ下面圧力の不均一分布を是正するように道床バラスト粒子がレール位置直下近傍から移動し道床部の構造特性が変化するためである。また、まくらぎ下面圧力の分布形状が変化するため、道床部の応力状態や路盤圧力の分布傾向も繰返し載荷に伴って変化する。

(7) 上下方向のヒステリシス・ループが繰返し載荷や荷重状態に伴って変化するのは、繰返し載荷に伴う道床バラスト粒子の移動により道床バラストの積層状態が変化し、道床部の構造特性に変化が生じるためである。特に漸進変位過程で見られるバイリニア型の荷重～変位関係は、繰返し載荷によりレール位置直下近傍の道床部上層に密度低下領域が発生し、荷重強度が低い場合の変形挙動ではまくらぎ自体の変形が主体となるために生じるものである。また、道床部の変形機構も道床バラスト粒子の移動傾向の違いにより各部で異なり、レール位置直下近傍の道床部中層では圧縮変形が、道床肩部や道床法面ではせん断変形がそれぞれ主体になる。

粗粒材の変形挙動を考えた場合、供試体の密度や粒子破砕の程度はその変形特性にかなり影響する。本章の検討では、密度に関する十分な情報は得られていないが、試験結果のばらつきの程度を考えると、試験に用いた保守方法による締固め状態のばらつきは比較的少ないと考えられる。また、繰返し載荷に伴う粒子破砕の程度は微量であり、粒子破砕の伴わない良好な状態で試験が行われたと考えることができる。したがって、本章で提案した簡易予測手法は、まくらぎの形状や路盤条件等の構造条件に依存したものではあるが、定性的な側面におけるその推論の過程は他の構造条件に対しても十分な意味をもつものであり、軌道構造の設計・維持管理上その利用価値は充分あると考えられる。また、本章の検討で得られた道床バラスト粒子の移動傾向は、第3章で考察した初期変位過程や漸進変位過程の変形挙動の特色をほぼ説明するものであり、第3章で明らかにした本研究の理論的な方向付けや研究課題が正しかったことを証明するものである。このため、繰返し載荷に伴う道床内部での道床バラスト粒子の移動傾向を明確にすることは、道床部の変形機構や構造特性あるいはまくらぎの支持状態や道床部の応力状態等を詳細に検討する場合かなり有益な基礎データになると考えられる。しかし、この道床バラスト粒子の移動傾向は、前述のようにまくらぎの形状や剛性あるいは路盤条件などにより変化することが予想されるため、任意の荷重条件および構造条件に対しても適用可能なように本章で提案した簡易予測手法の一般化を図るには、推定式の誘導上用いた仮定の理論的意味を明確にすることが必要になる。この際の研究課題としては、

(1) 荷重～変位関係(ばね係数)が繰返し載荷や荷重状態により変化すること、および上下方向と左右方向で漸進変位過程の変形特性が異なることを、繰返し載荷に伴う道床部の構造特性の変化や負荷時の道床部の変形機構との関連性から明らかにする。

(2) 変位振幅量と残留変位量の進行率の関係の具体的な意味づけや、上下方向と左右方向で塑性変形傾向が異なる要因を、道床バラスト粒子の移動傾向や道床部の応力状態に着目して明らかにする。

などが挙げられるが、これらの研究課題については次章以降で道床バラスト粒子の移動傾向を評価できる解析手法の導入を含めてよりミクロ的観点から検討する。

参考文献

- 1) 大島洋志：道床バラストの石質と技術的問題点，鉄道総研報告，Vol.4 No.4，pp.18-26，1990.
- 2) 桜井 孝，高橋昭教：三軸圧縮試験における硬岩の変形特性，鉄道技術研究所速報，No.82-155，1982.
- 3) 谷 和夫，龍岡文夫，山口 顕：砂地盤上の帯基礎の模型支持力実験（第2報），第21回土質工学研究発表会講演集，pp.1165-1166，1986.
- 4) 山口義信，家田 仁：軌道走行路の劣化特性モデルについて，土木学会第43回年次学術講演概要集IV－253，pp.526-527，1988.
- 5) 佐藤吉彦，宮井徹：各種有道床まくらぎ軌道の道床横抵抗力とその特性，鉄道技術研究所速報，No.76-150，1976.
- 6) 佐藤 裕：横圧に関する軌道強度の研究，鉄道技術研究報告，No.110，1960.
- 7) 佐藤吉彦，浜崎郷広：道床横抵抗力の特性に関する試験結果，鉄道技術研究所速報，No.82-1010，1982.
- 8) 柳川秀明：道床横抵抗力の評価方法と増強策，日本鉄道施設協会誌，pp.26-28，1983.
- 9) 宮井 徹，飯田啓善，細川岳洋，浜崎郷広：営業線における道床横抵抗力，鉄道技術，pp.143-144，1983.
- 10) 佐藤 裕：軌道力学，鉄道現業社，1964.

第5章 大型繰返し三軸試験による道床バラストの変形特性の検討

5-1 試験概要

5-1-1 試験目的

従来我が国における実験的検討としては、道床バラストの種類・粒度、道床厚、まくらぎ種別、路盤強度といった構造条件と、繰返し周波数、荷重強度といった荷重条件に着目し、それらの条件と道床部沈下量との相関関係を実物大試験結果から直接的に推定したものが多いため、道床部自体の変形機構を厳密に考察した研究は少なく、文献1や文献2で各種の試験結果から道床部の沈下特性を定性的に検討した程度に留まる。しかし、最近の海外における研究^{3),4)}では、荷重履歴の影響や路盤の圧縮性等に着目した道床部の変形機構に関する土質力学的アプローチが盛んであり、研究上は要素試験と位置づけられる大型三軸試験による道床バラストの力学特性に関する研究^{5),6)}も試みられている。一方、本研究においても、第4章では実物大試験軌道を用いた繰返し載荷試験を行った。そして、試験結果からこの試験条件と類似した軌道状態に限定してはいるが、粗粒材としての材料特性を考慮して道床部を主体とした有道床軌道の塑性変形量の予測手法を提案した。しかし、この予測手法も従来の研究と同様荷重～変位関係から道床部全体のマクロ的な変形挙動を把握するものであり、道床内部のミクロ的な変形機構を充分把握するまでには至らなかった。このため、本章では、繰返し載荷時の道床内部の変形機構を応力～ひずみ関係というよりミクロ的な観点から考察するため、列車荷重載荷時の道床部の応力状態を想定した道床バラストの大型三軸試験（単調載荷試験・繰返し載荷試験）を行う。そして、その結果から粗粒材である道床バラストの強度特性を把握するとともに、列車荷重載荷時の道床部の応力状態を推定する。また、離散化解析手法を道床部の変形解析に適用する際の基礎的な検討として、数値解析モデル化する際に必要になる道床バラストの基本的な材料特性、特に繰返し載荷時の塑性変形傾向について考察し、道床部の変形挙動との関連性について検討する。そして、最後に道床バラストの変形特性をモデル化する。具体的な検討項目としては以下のようなものが挙げられる。

①道床バラストの強度特性（単調載荷試験）

- ・強度定数（ c , ϕ ）の把握
- ・道床部の応力状態の推定

②道床バラストの繰返し変形特性（繰返し載荷試験）

- ・繰返し載荷時の軸ひずみの増加傾向と応力～ひずみ関係の変化傾向の把握
- ・繰返し載荷時のダイレイタンスー挙動に関する検討
- ・繰返し載荷時の弾性および塑性ひずみの増加傾向の把握

③道床バラストの繰返し変形特性のモデル化

- ・道床バラストの変形特性と道床部の変形特性の比較
- ・繰返し载荷時の応力～ひずみ関係のモデル化

5-1-2 試料および試験方法

試験に用いた道床バラストは、山梨県大月市で産出される安山岩の砕石である。試験に用いた道床バラストの粒度分布を図5-1-1の③で示す。なお、我が国の鉄道では同図の①と②の間に挟まれる範囲の粒度分布を用いており⁹⁾、①は最も粗粒（均等係数 $U_c=1.52$ ）、②は最も細粒となる（ $U_c=1.65$ ）。このため、今回の試料である③は①と②の中間（ $U_c=1.7$ ）となる。また、JSF-T111-1990の試験法に基づいて行った道床バラスト粒子の密度試験結果を表5-1-1に示す。試験供試体は直径30cm、高さ60cmであり、JSF-T531-1990の試験法に準じた圧密排気条件のCD試験を行った。供試体は、厚さ2mmのメンブレンを装着した供試体作製用モールド内に気乾燥試料を10cmの層ごと（合計6層）に分けて投入し、各層を小型バイブレーター（重さ20.4kg、図5-1-2参照）により最大密度（ $1.72t/m^3$ 程度）になるように一定時間（5分間）振動締固めて作製した。供試体作製に当たり、供試体上下端面付近の緩み層を軽減するために、供試体の端面に小粒径の砕石を入れ、上下端面は平行・平滑になるように丁寧に整形した。供試体上下端はアクリル板とろ紙一枚を介してキャップまたはペDESTALに接している。試験に用いた大型三軸試験装置の概要を図5-1-3および図5-1-4に示す。軸荷重は供試体のキャップ直上に設置した平行平板形門型構造を有するひずみゲージ式ロードセル（容量±50tonf）で測定した。これは、ピストンと軸受部に作用する摩擦力の影響を除去するためである。なお、軸受部とピストンの間をベアリングでガイドすることにより摩擦力は別途軽減している。供試体の軸変位は次の2種類の方法で測定した。一つは供試体のキャップの動きを対角線上に設置した2個の非接触変位計（ギャップセンサーGap Sensor、容量10mm、以下「GS」と称す）で測定する方法、もう一つは局所変形測定装置（Local Deformation Transducer、以下「LDT」と称す）⁹⁾で測定する方法である。この場合、前者の測定値は供試体上下端での緩み層の過大な変位（ベッディングエラーBedding Error、以下「BE」と称す）を含んでいる可能性があり、 10^{-4} 以下の微小ひずみの測定に対し前者の方法は必ずしも適当とはいえない⁹⁾。したがって、ベッディングエラーの影響を含まない応力～ひずみ関係を正確に測定するために、軸ひずみ約1%まではLDTを併用している。使用したLDTは大LDT（長さ500mm×幅6mm×厚さ1mm）2個と小LDT（長さ180mm×幅4mm×厚さ0.2mm）4個であり、両方とも材料にりん青銅板を用いている。LDTの取付状況の詳細を図5-1-5に示す。また、供試体の側方変位は、供試体の対角位置の2測線に各々1セット3個づつ、合計6個取り付けた非接触変位計（容量4mm）で計測した。

試験では、単調载荷試験（ML）と繰返し载荷試験（CL）の両方を行った。試験条件を表5-1-2に示す。この際、拘束圧 σ_3 を20kPa～60kPa程度としたのは、道床部で発生する拘

表5-1-1 道床バラスト粒子の密度試験結果

粒 径 (cm)	0.10 ~ 4.75			4.75 ~ 9.50		
粒子の密度 (g/cm ³)	2.767	2.771	2.758	2.779	2.773	2.771
平均値 (g/cm ³)	2.765			2.774		

表5-1-2 単調載荷試験と繰返し載荷試験の試験条件

試 験 No.	拘束圧 σ_3 (kPa)	最大主応力比 (σ_1/σ_3) _{max}	荷重繰 返し数	密度 (t/m ³)	間隙比 e	E_{max} (MPa)
ML-01	19.6	—————	単調載荷	1.69	0.64	274.5
CL-01	19.6	3.0	3000	1.70	0.63	251.8
CL-02	19.6	4.0	3000	1.72	0.61	249.4
CL-03	19.6	5.0	3000	1.74	0.59	293.8
CL-04	19.6	6.0	3000	1.72	0.61	261.4
ML-02	39.2	—————	単調載荷	1.72	0.61	395.4
CL-05	39.2	3.0	3000	1.71	0.62	387.8
CL-06	39.2	4.0	3000	1.74	0.59	394.1
CL-07	39.2	5.0	3000	1.73	0.60	399.9
CL-08	39.2	6.0	3000	1.71	0.62	390.0
ML-03	58.9	—————	単調載荷	1.71	0.62	531.3
CL-09	58.9	3.0	3000	1.70	0.63	402.4
CL-10	58.9	4.0	3000	1.72	0.61	504.6
CL-11	58.9	5.0	3000	1.72	0.61	539.5
CL-12	58.9	6.0	3000	1.72	0.61	483.9
ML-04	78.5	—————	単調載荷	1.70	0.63	518.4

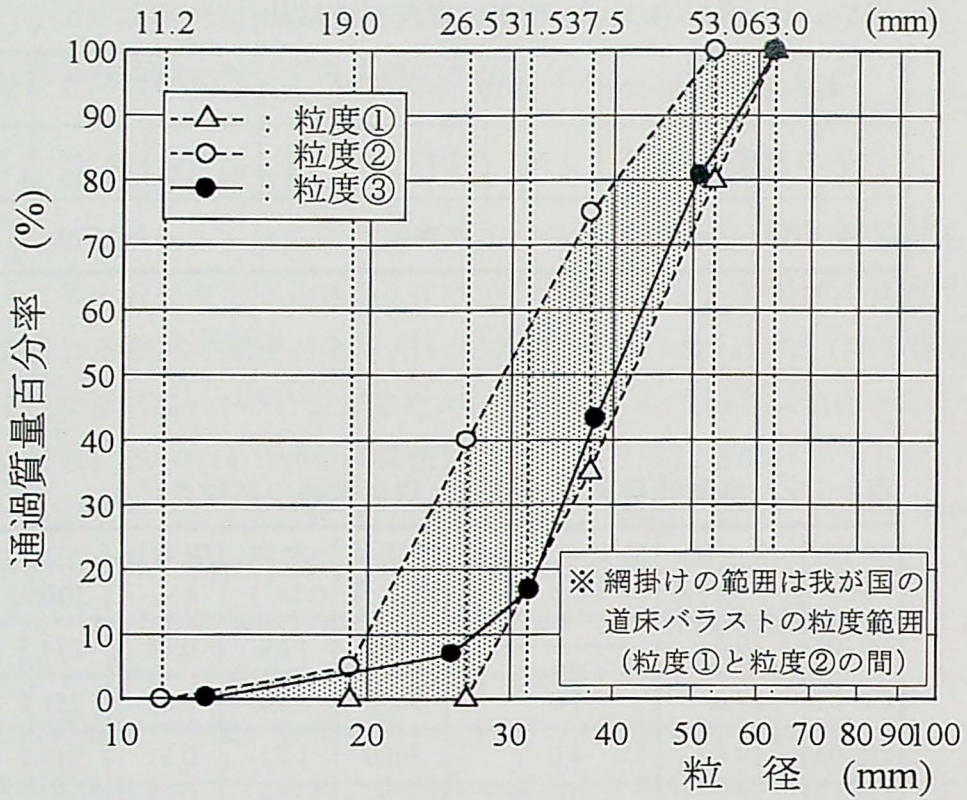
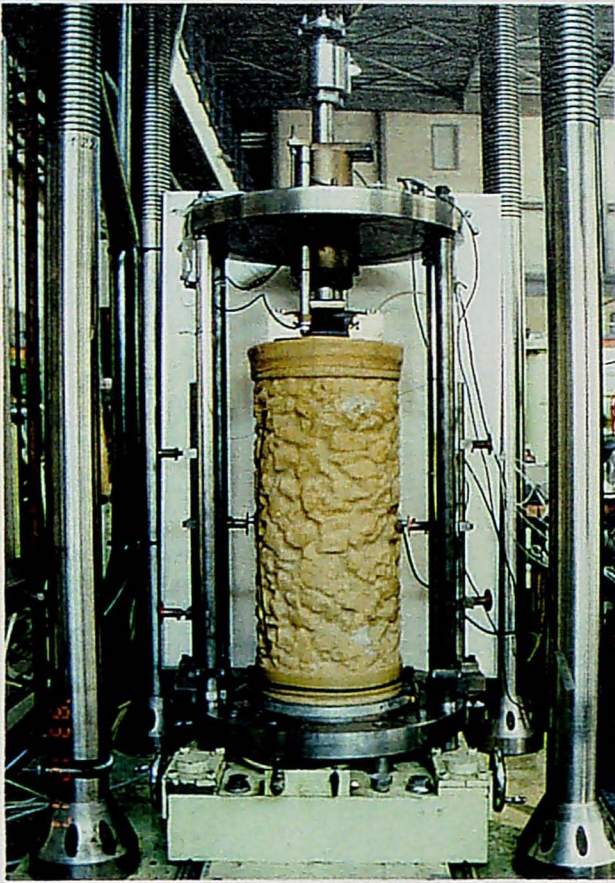


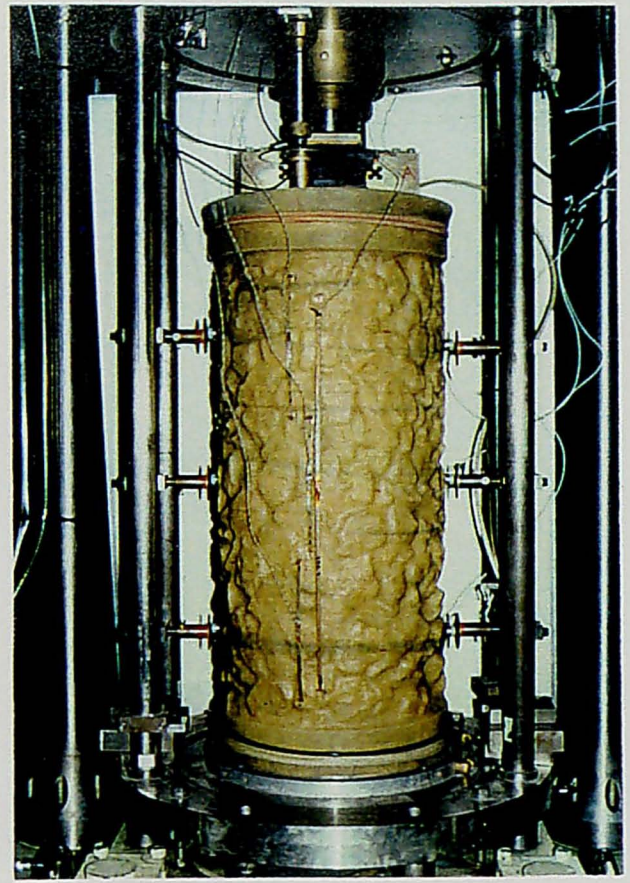
図5-1-1 試験に用いた道床バラスト (粒度③) の粒度分布



図5-1-2 小型バイブレータによる締固め



(a) 試験装置全体図 (LDT設置前)



(b) 試験装置拡大図 (LDT設置後)

図5-1-3 大型三軸試験装置

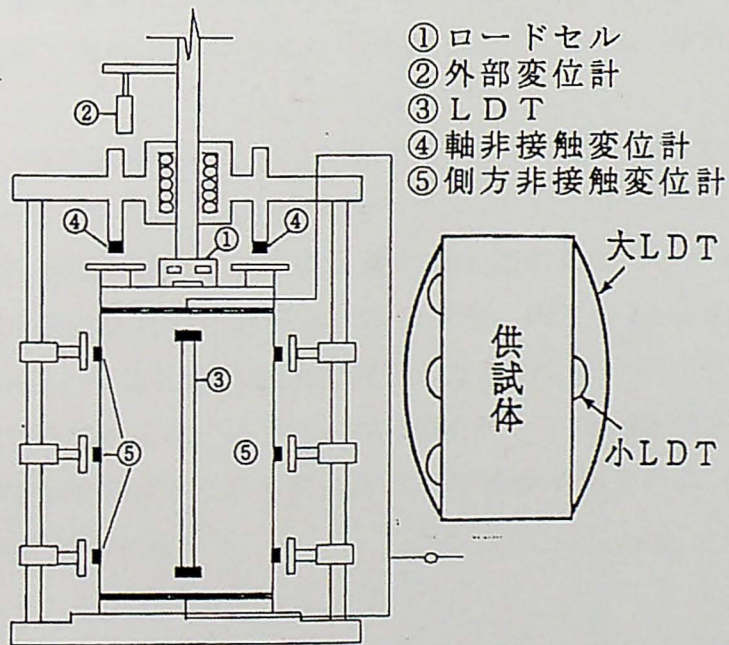


図5-1-4 大型三軸試験装置の概要

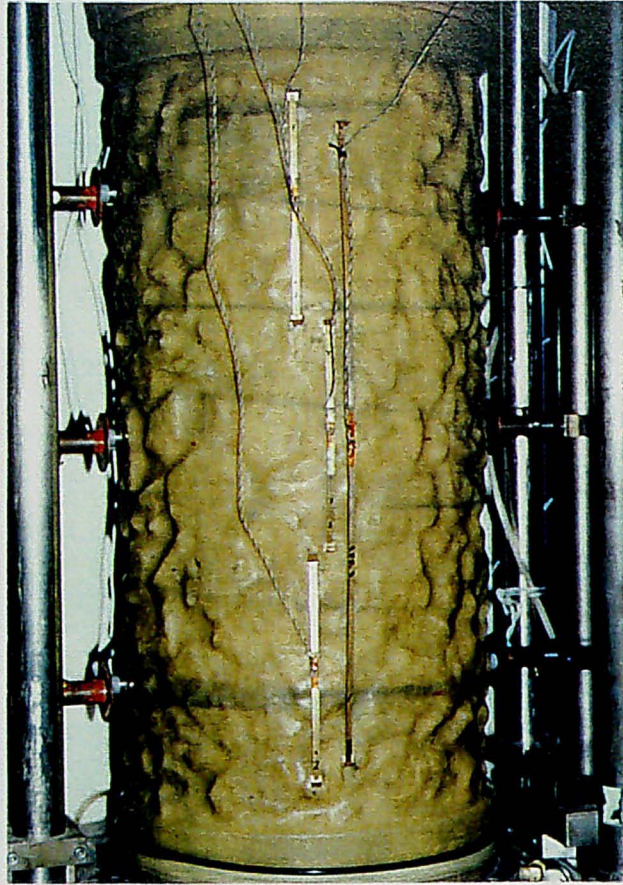


図5-1-5 LDTの取付状況

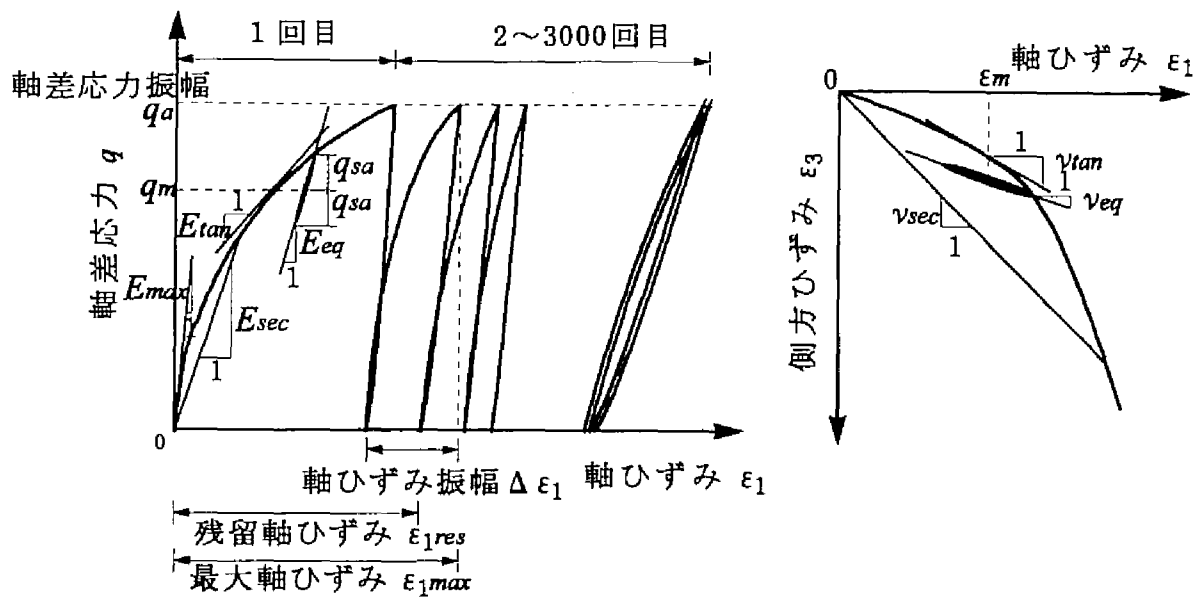


図5-1-6 応力～ひずみ関係の定義

束圧が文献3の試験結果からこの程度であると推定されるためである。なお、供試体の拘束圧は供試体周囲から与えるのではなく、供試体内部に負圧を与えポテンショメータ型負圧計で測定した。単調載荷試験では4種類の拘束圧 σ_3 を設定した。試験方法としては、供試体をまず所定の圧力まで負圧で等方圧密してから、その後側圧一定の下でひずみ制御（ひずみ速度0.1%/分）で軸荷重を増加した。繰返し載荷試験では、所定の拘束圧（ $\sigma_3 = 19.6, 39.2, 58.9\text{kPa}$ ）まで等方圧密してから、側圧一定の下で正弦波形の繰返し軸圧縮荷重を加えた。具体的には、次の順序で繰返し載荷を行った。

- ① $\sigma_1 = 10\text{kN}$ 刻みで微少な負荷・除荷（ $q_{sa} = 2.5\text{kN}$ ，図5-1-6参照）を行いながら、所定の最大主応力 σ_{1max} まで軸荷重をゆっくりと手動で上げてから、等方応力状態まで除荷した。
- ② $(\sigma_1 + \sigma_3)_{max}/2$ まで軸荷重をゆっくりと手動で上げてから、0.01Hzで片振幅 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{max}/2$ の正弦波形の繰返し軸圧縮荷重を10回載荷した。
- ③ 0.5Hzで②と同じ片振幅の繰返し軸圧縮荷重を3,000回載荷した。その後1回目の載荷時と同様に10kN刻みで微少な負荷・除荷を行いながら、所定の σ_{1max} まで軸荷重をゆっくりと手動で上げてから、等方応力状態まで除荷した。

本章の軸ひずみは特に断らない限り大LDT2個を用いて供試体側面で測定した値の平均であり、側方ひずみは非接触変位計6個による測定値の平均である。なお、以下で用いる各用語は図5-1-6のように定義する。

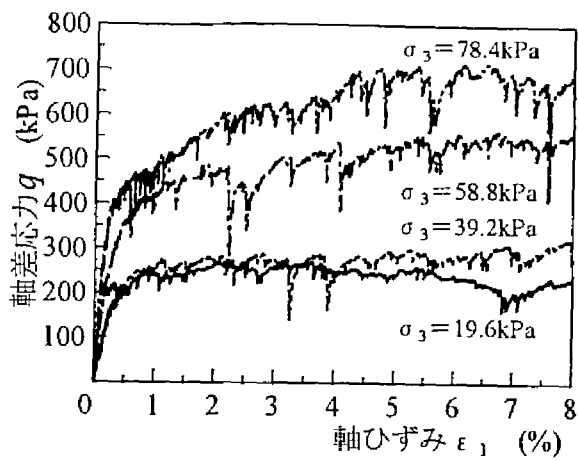
5-2 道床バラストの強度・変形特性

5-2-1 単調載荷試験結果

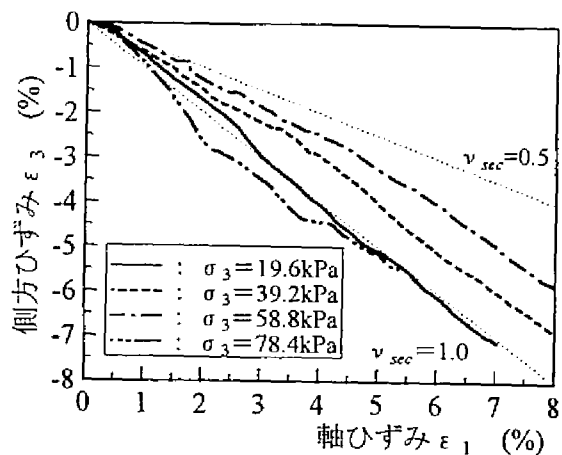
図5-2-1(a)に単調載荷試験から得られた σ_3 別の道床バラストの軸差応力 q ($q = \sigma_1 - \sigma_3$) ~ 軸ひずみ ε_1 曲線を示す。なお、図5-2-1における ε_1 は1%を越えているため、LDTで測定したものではなく、2個のGSで測定した値の平均を用いている。図から、道床バラストの応力~ひずみ曲線は、荷重載荷に伴い鋸状になり明瞭なピークをもたないことがわかる。図5-2-1(b)には単調載荷試験時の σ_3 別の軸ひずみ ε_1 ~側方ひずみ ε_3 の関係を示す。図から、 ε_1 が1%を越えた場合、等価割線ポアソン比 ν_{sec} (図5-1-6参照)は0.5より大きくなることがわかる。一方、0.01%以下の軸ひずみレベルでは、 ν_{sec} の値はほぼ一定で0.2~0.3の範囲にあるとされている⁹⁾。表5-2-1は、LDTで測定した ε_1 が0.01%および1%以下の応力~ひずみ関係等 (図5-2-2参照) から求めた割線変形係数 E_{sec} (図5-1-6参照) と ν_{sec} を σ_3 別に示したものである。なお、同表には圧縮強度 q_{max} の値も合わせて示した。表から今回の試験における ν_{sec} の値が従来と同程度であること、および ε_1 が0.01%の場合と1%の場合を比較すると、いずれの σ_3 でも前者の場合の方が E_{sec} は大きく ν_{sec} は小さいことがわかる。特にひずみ依存性を有する ν_{sec} の傾向から、 ε_1 の小さいときに道床バラストは収縮 (圧縮) し、 ε_1 が大きくなるとその変形は膨張または流動状態に移行することがわかる。次に、図5-2-3から強度定数 (c , ϕ) を求めると内部摩擦角 ϕ は約 54° となるが、この値は道床部の試験結果から推定された値¹⁰⁾とほぼ等しい。なお、参考に安山岩の力学特性¹¹⁾を表5-2-2に示した。

5-2-2 道床部の応力状態の推定

単調載荷試験結果と道床部で発生するまくらぎ下面圧力との関係を検討する。まず、図5-2-4に単調載荷試験から得られた破壊時と1%ひずみ時の応力状態 (σ_1 , σ_3) を各々プロットした。図を見る限りこれらの σ_1 と σ_3 の値には相関関係が見られ、1%ひずみ時の主応力比 σ_1/σ_3 は約7.8程度、破壊時の場合は約10.6程度になる。次に、列車荷重載荷時の道床部の応力状態について検討する。まくらぎ1本の片レール位置に作用する鉛直荷重を20kN~40kNとし、その荷重がレール直下を中心とした (0.75m×0.24m) の範囲¹²⁾のまくらぎ下面に平均的に分布すると仮定した場合、まくらぎ下面の道床部に作用する圧力 (以下、「まくらぎ下面圧力」と称す) は110kPa~220kPa程度になる。このまくらぎ下面圧力を軸差応力 q と考え、前述のように道床部で発生する拘束圧 σ_3 を20.0kPa~60.0kPaと仮定すると、鉛直荷重40kNの時の軸圧 σ_1 は240kPa~280kPaとなる。この関係を鉛直荷重ごとに図5-2-4に示す。図からわかるように、 σ_3 を20.0kPa~60.0kPaと仮定した場合、20kN~40kNの荷重範囲では主応力比は3以上になる。一方、40kNの荷重を軌道整備直後の道床部に初めて載荷した際道床部に発生するひずみは、ひずみが深さ方向に均一に分布すると仮定した場合、

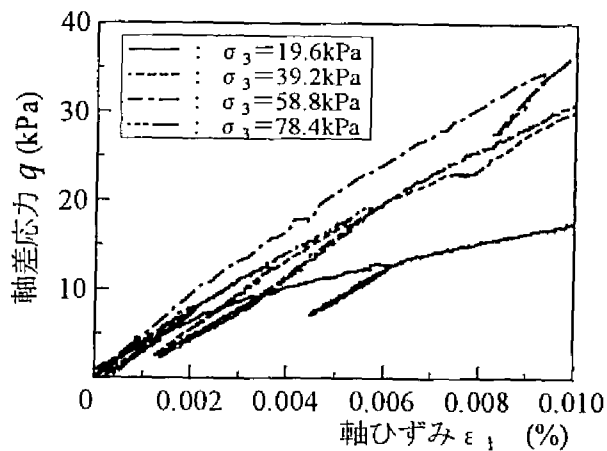


(a) 軸差応力～軸ひずみ関係

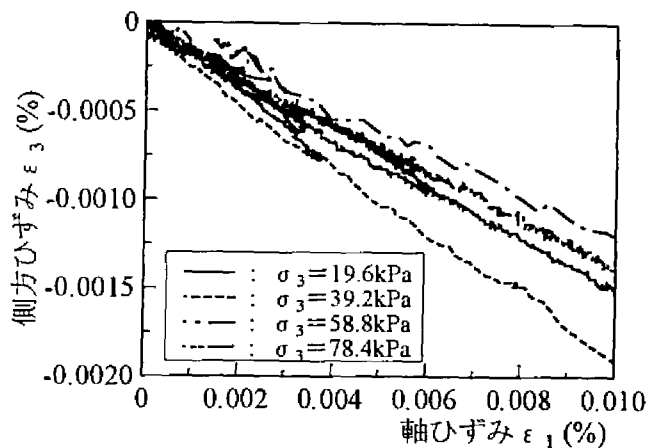


(b) 軸ひずみ～側方ひずみ関係

図5-2-1 単調載荷試験結果 (GS)



(a) 軸差応力～軸ひずみ関係



(b) 軸ひずみ～側方ひずみ関係

図5-2-2 単調載荷試験結果 (LDT)

表5-2-1 単調載荷試験結果

拘束圧 σ_3 (kPa)	圧縮強度 q_{max} (kPa)	$\epsilon_1 = 0.01\%$		$\epsilon_1 = 1.0\%$	
		E_{sec} (MPa)	ν_{sec}	E_{sec} (MPa)	ν_{sec}
19.6	269.0	169.8	0.15	23.9	0.79
39.2	322.0	299.3	0.19	26.9	0.71
58.8	575.2	349.7	0.13	43.9	0.63
78.4	715.0	316.5	0.13	48.2	0.91

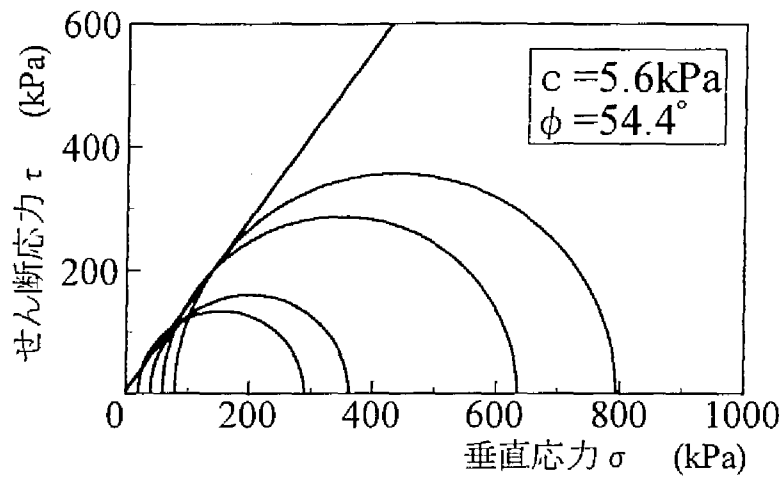


図5-2-3 モール円と強度線

表5-2-2 原石の力学特性

試料名		安山岩
密度	t/m ³	2.75
圧縮強さ	MPa	230.0
変形係数 E_{50}	GPa	22.9
ポアソン比		0.1
内部摩擦角 ϕ	°	57.0
粘着力 c	MPa	33.0

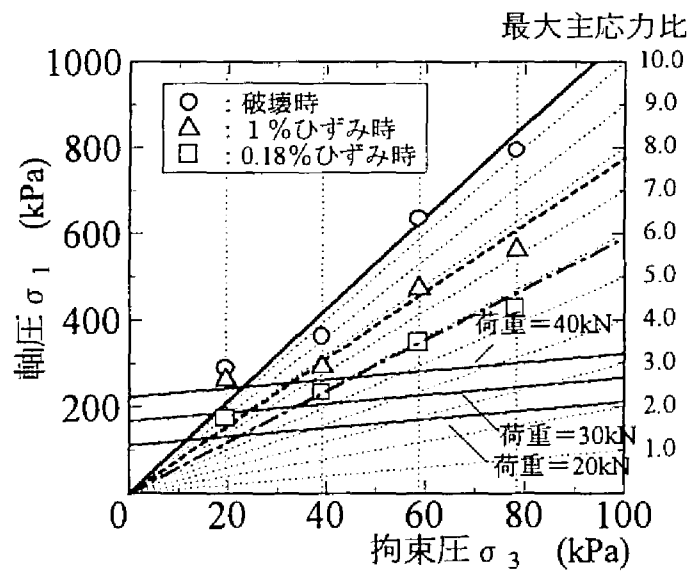


図5-2-4 実現象に対する試験条件の位置づけ

第4章の試験結果から約0.18%となり、荷重20kNでは約0.08%となる。そこで、単調荷重試験から得られた0.18%ひずみ時の応力状態 (σ_1 , σ_3) を図5-2-4にプロットした。図を見る限り0.18%ひずみ時の σ_1 と σ_3 の値には1%ひずみ時と同様相関関係が見られ、その主応力比 σ_1/σ_3 は約5.9程度になる。このことから、20kN~40kNの荷重荷重に伴い道床部で発生する σ_1 は、大きくても主応力比6程度であると考えられる。以上の検討結果を踏まえ、繰返し荷重試験の荷重条件を表5-1-2のように最大主応力比3~6の間で設定したことは、実現象を再現しているものと考えられる。

5-3 道床バラストの繰返し変形特性

5-3-1 軸ひずみの増加傾向

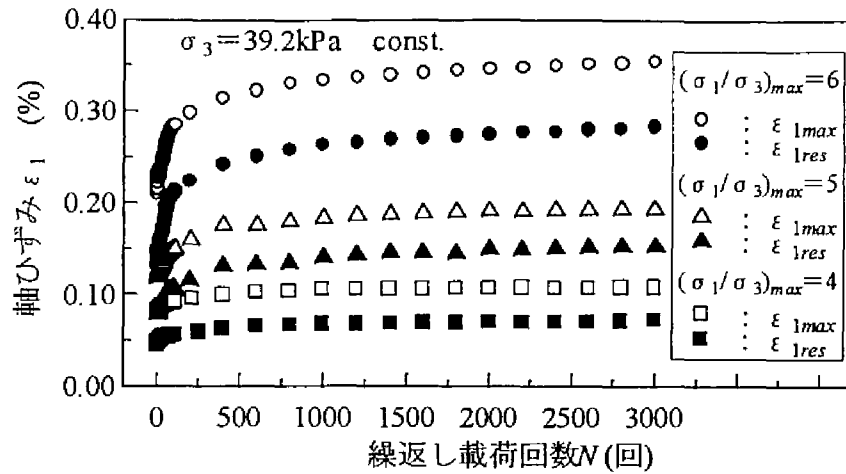
繰返し載荷試験から得られた軸ひずみの増加傾向の一例として、 $\sigma_3=39.2\text{kPa}$ 一定で最大主応力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ を変化させた場合の繰返し載荷回数 N と ϵ_1 関係を図5-3-1(a)に示し、 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}=5$ 一定で σ_3 を変化させた場合の関係を図5-3-1(b)に示す。図から、各試験における繰返し載荷中の軸差応力振幅 q_a ($q_a=(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$, 図5-1-6参照)が一定でも最大軸ひずみ ϵ_{1max} (軸差応力振幅負荷時の軸ひずみ, 図5-1-6参照)は繰返し載荷回数とともに増加すること、およびその増分は次第に減少し繰返し載荷回数が250回以上でほぼ一定となる傾向にあることがわかる。また、繰返し載荷回数が250回程度までの急速に変形する部分を除いて、最大軸ひずみの増分は残留軸ひずみ ϵ_{1res} (図5-1-6参照)の増分とほぼ一致する傾向にある。これらの結果は道床バラストの変形特性が繰返し載荷に伴い弾性化することを示すものである。なお、他の試験条件においても同様の傾向が見られた。一方、道床部の塑性変形挙動では第4章で示したように残留変位量と変位振幅量に相関関係があった。このため、残留変位量と変位振幅量の和である最大変位量と残留変位量にも図5-3-2のような相関関係がある。同様にここでは、道床バラストの塑性変形挙動を検討するために、1回目、10回目および3000回目の繰返し載荷における ϵ_{1max} と ϵ_{1res} の関係を σ_3 別に図5-3-3に示す。図から、両者は $\sigma_3=19.6\sim 58.9\text{kPa}$ という低拘束圧下では拘束圧とは無関係な係数 a , b を用いて式(5.3.1)のように表せることがわかる。

$$\epsilon_{1res} = a \cdot (\epsilon_{1max} - b) \quad (5.3.1)$$

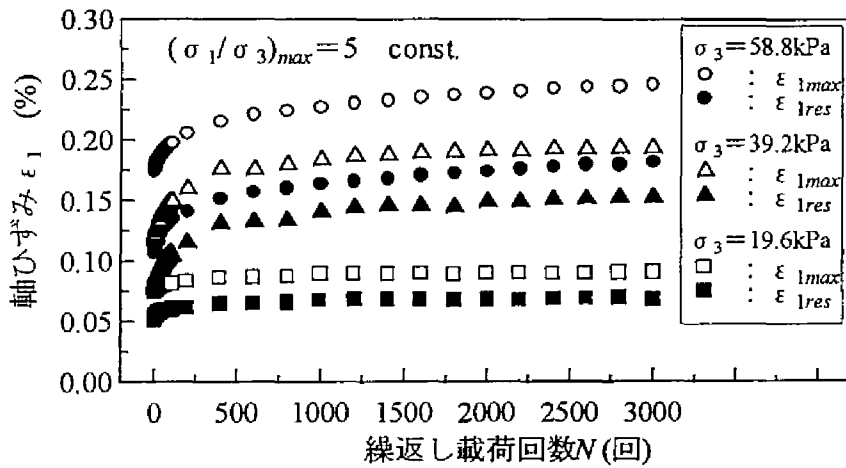
ただし、係数 a , b は繰返し載荷回数 N に伴い増加し、図5-3-4のような関係にある。このうち、 $b/\epsilon_{1max} \approx 0$ なので係数 a は最大軸ひずみ ϵ_{1max} に対する残留軸ひずみ ϵ_{1res} の割合を表すもの(以下、「累積塑性化率」と称す)であり、同図(a)の傾向から道床バラストの変形挙動では、繰返し載荷に伴い累積塑性化率は高まるものの、その増分は次第に減少する。一方、係数 b は弾性限界ひずみを近似的に表すと考えられるが、同図(b)の傾向から繰返し載荷に伴い弾性限界ひずみは大きくなるものの、最終的には一定値に収束する。なお、残留軸ひずみと最大軸ひずみに相関関係があることから、道床バラストの塑性変形挙動は残留変位量と最大変位量に相関関係のある道床部の塑性変形挙動と類似することがわかる。

5-3-2 応力～ひずみ曲線の変化

図5-3-5に繰返し載荷試験(CL-03)における1, 10, 100, 3000回目の負荷・除荷時の各 $q \sim \epsilon_1$ 曲線を示す。図から繰返し載荷初期には負荷曲線と除荷曲線は大きなヒステリシス・ループを描き、残留軸ひずみの増加は大きく塑性傾向の強い弾塑性状態を示すが、繰返し載荷回数が増加するにつれて各回での残留軸ひずみの増加量は減少し、弾性化が進行することがわかる。龍岡ら^{13), 14)}は、礫材の応力～ひずみ関係においてみられる応力誘導異方



(a) 拘束圧一定



(b) 最大主応力比一定

図5-3-1 繰返し载荷試験結果 (LDT)

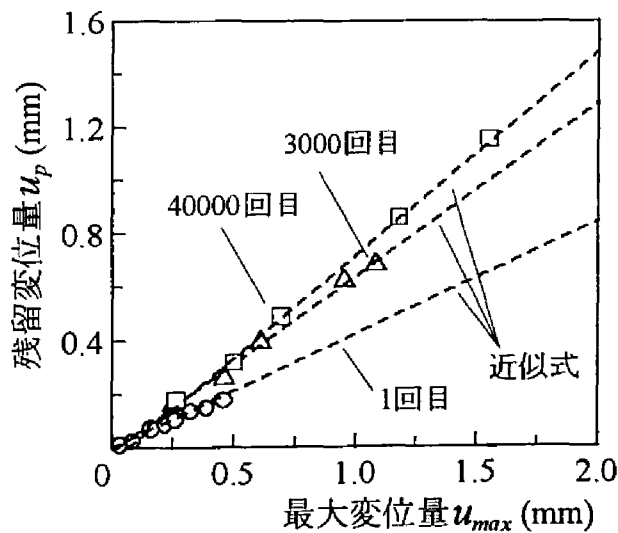


図5-3-2 実物大試験における塑性変形傾向

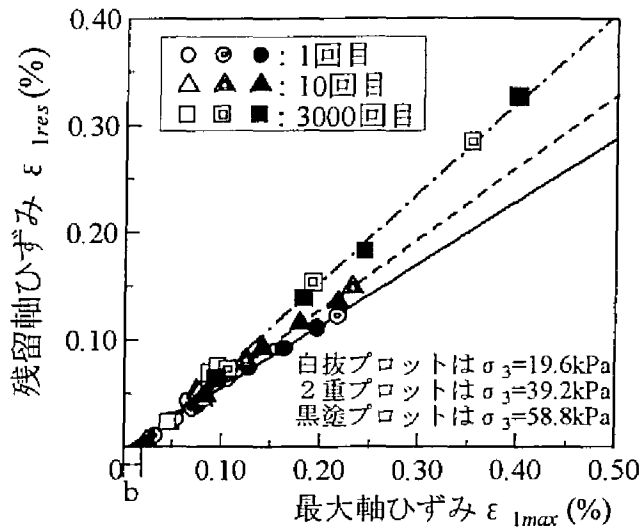
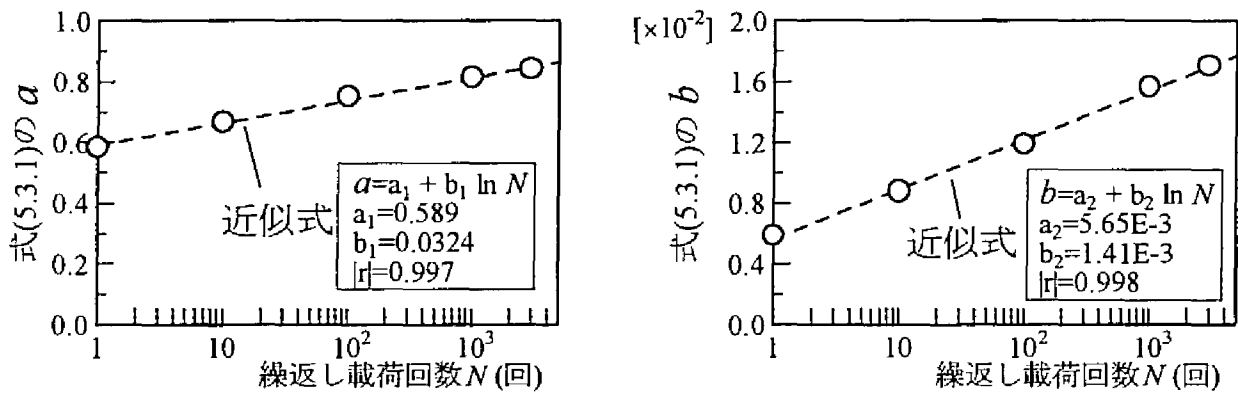


図5-3-3 軸ひずみの塑性変形傾向



(a) 係数 a

(b) 係数 b

図5-3-4 式(5.3.1)の係数と繰返し载荷回数との関係

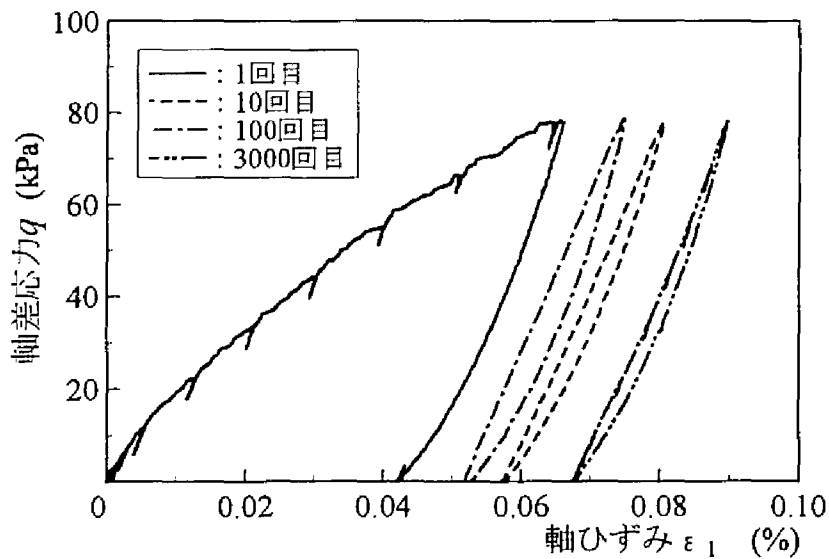
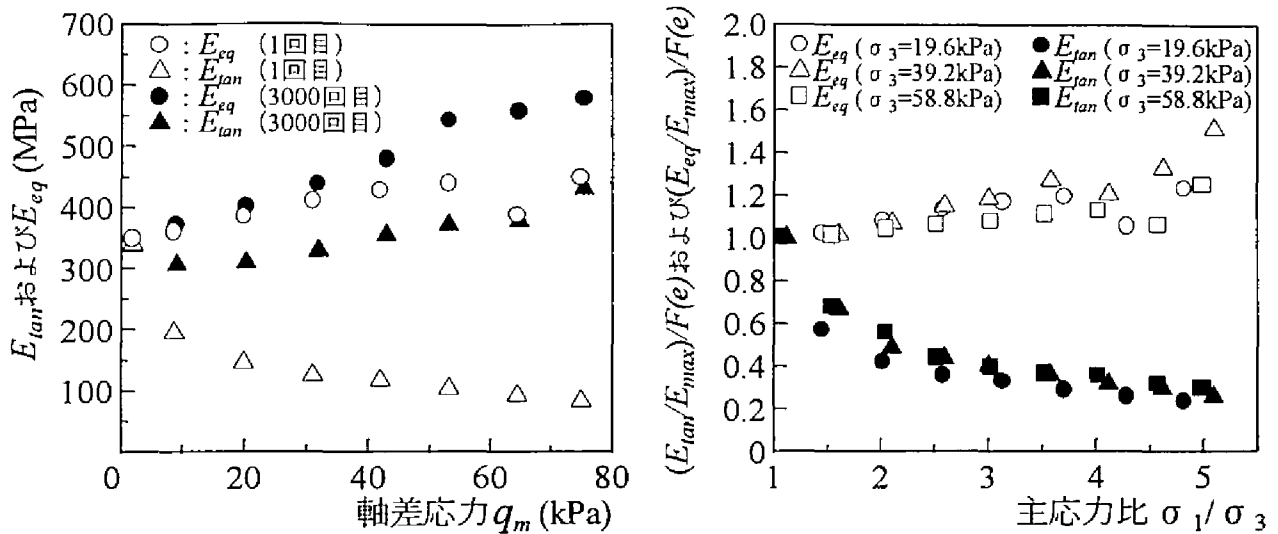


図5-3-5 繰返し载荷時の応力～ひずみ関係 (CL-03)



(a) 繰返し载荷の影響 (σ₃ = 19.6kPa)

(b) 拘束圧の影響

図5-3-6 応力～ひずみ曲線の各種変形係数

性を、「損傷関数」・「塑性化関数」で定義される「非線形化関数」を用いて説明できるとしているが、図5-3-5のように道床バラストの負荷曲線も繰返し载荷回数が増加とともに湾曲し非線形性が強まる傾向にある。このため、ここでは道床バラストの変形特性における応力依存性および繰返し载荷履歴の影響を、龍岡らの考えに基づき同一 q_m (図5-1-6参照) に対する接線変形係数 E_{tan} と等価変形係数 E_{eq} (図5-1-6参照) の関係から検討する。なお、E_{tan}、E_{eq} は次式で定義する。

$$E_{tan} = dq / (d\varepsilon_1^e + d\varepsilon_1^p) \quad (5.3.2)$$

$$E_{eq} = dq / d\varepsilon_1^e \quad (5.3.3)$$

ここで、dq : 軸差応力増分
 dε₁^p : 塑性軸ひずみ増分
 dε₁^e : 弾性軸ひずみ増分

図5-3-6(a)は、CL-03の1回目と3000回目の応力～ひずみ関係から得られた E_{eq} と E_{tan} を q_m に対して示したものである。図から、まず E_{tan} に関して、1回目の E_{tan} は q_m の増加に伴い減少するが3000回目の E_{tan} は逆に増加すること、および1回目と3000回目の値を比べると等方応力状態付近では両者の差異はあまりみられないものの q_m が大きくなるにつれて繰返し载荷による E_{tan} の増加が顕著になることがわかる。これらは、道床バラストの応力～ひずみ関係が、繰返し载荷により上に凸の曲線から下に凸の曲線に変化することを示している^{15), 16)}。他方、E_{eq} は各応力点の弾性ひずみ増分に対応した弾性変形係数を表すが、図から E_{eq} は軸圧の増加に伴い増加すること、および q_m が大きいところでは E_{eq} は繰返し载荷に伴い若干増加することがわかる。さらに、繰返し载荷回数ごとに E_{tan} と E_{eq} の関係を比較すると、各 q_m で両者の差は3000回目の方が小さくなっている。これは、E_{tan}/E_{eq} が式(5.3.2)および式

(5.3.3)により式(5.3.4)で表されることを考えれば、繰返し载荷により変形がより弾性的になるためであるとわかる。

$$E_{tan}/E_{eq} = 1 - d \varepsilon_1^p / (d \varepsilon_1^e + d \varepsilon_1^p) \quad (5.3.4)$$

また、図5-3-6(b)は $(\sigma_1/\sigma_3)_{max} = 5$ の各試験における1回目の応力～ひずみ曲線の E_{tan}/E_{max} と E_{eq}/E_{max} を σ_3 別に示したものである。ただし、 E_{max} は等方応力状態からせん断を開始した場合の $\varepsilon_1 = 0.001\%$ 以下で定義される接線変形係数である(図5-1-6参照)。なお、縦軸は間隙比 e のばらつきの影響を排除するため、次式で定義される $F(e)^{13)}$ で正規化した。

$$F(e) = (2.17 - e)^2 / (1 + e) \quad (5.3.5)$$

図から、1回目の载荷時の E_{tan}/E_{max} および E_{eq}/E_{max} を間隙比で正規化した場合、主応力比 σ_1/σ_3 の増加に伴う E_{tan}/E_{max} および E_{eq}/E_{max} の増減傾向に対する σ_3 の影響はあまりみられないことがわかる。龍岡らは、礫材の応力～ひずみ関係において微小ひずみレベルでの鉛直弾性直ひずみに対する接線変形係数は主に軸圧の関数であり拘束圧の影響は小さく、逆に微小ひずみレベルでの水平弾性直ひずみに対する接線変形係数は拘束圧の関数であり軸圧の影響は小さいとしている^{13),14)}。すなわち、微小ひずみレベルでの弾性直ひずみに対する接線変形係数は、鉛直・水平両方向ともそれぞれ载荷方向の直応力に依存し、主応力比 σ_1/σ_3 が変化すると、 $(E_{eq})_1/(E_{eq})_3$ が変化するという応力誘導異方性が存在する。この点を踏まえて図5-3-6(b)を捉えると、等方応力状態において鉛直方向と水平方向の E_{max} は等しくなるから、図中の E_{tan}/E_{max} および E_{eq}/E_{max} は各応力状態における鉛直方向と水平方向の接線変形係数の比を表すことになる。図5-3-6(b)では、 $\sigma_1/\sigma_3 = 1$ の場合 E_{tan}/E_{max} および E_{eq}/E_{max} はほぼ1であるが、 $\sigma_1/\sigma_3 \neq 1$ の場合 E_{tan}/E_{max} は1より小さく E_{eq}/E_{max} は1より大きくなっており、道床バラストの変形挙動は応力誘導異方性を示すことがわかる。また、図5-3-6(a)のように繰返し载荷に伴って q_m の増加による E_{tan} や E_{eq} の増減傾向が変化するということは、水平方向の E_{max} が軸圧の繰返し载荷による影響を受けないと仮定すれば、応力履歴誘導異方性(繰返し载荷履歴誘導異方性)を表現することになる。

図5-3-7は、縦軸に式(5.3.6)で定義する「塑性化率 G 」を、横軸に σ_1/σ_3 をとり、1回目の値(σ_3 別)と3000回目の値($\sigma_3 = 19.6\text{kPa}$ の場合)を示したものである。

$$G = 1 - E_{tan}/E_{eq} = d \varepsilon_1^p / (d \varepsilon_1^e + d \varepsilon_1^p) \quad (5.3.6)$$

図から、繰返し载荷により塑性化率が低下すること、および塑性化率の増減傾向に対する σ_3 の影響はあまりみられないことがわかる。また、1回目・3000回目の载荷時とも塑性化率が主応力比とともに増加することから、軸差応力の増加に伴い塑性傾向は強くなること、および繰返し载荷により応力～ひずみ曲線上の各点で塑性軸ひずみ増分が減少し弾性化が進んだ状態でも、繰返し応力振幅 q_a 近くの応力状態では G は0.3程度であり、道床バラストの塑性変形が無視できないことがわかる。

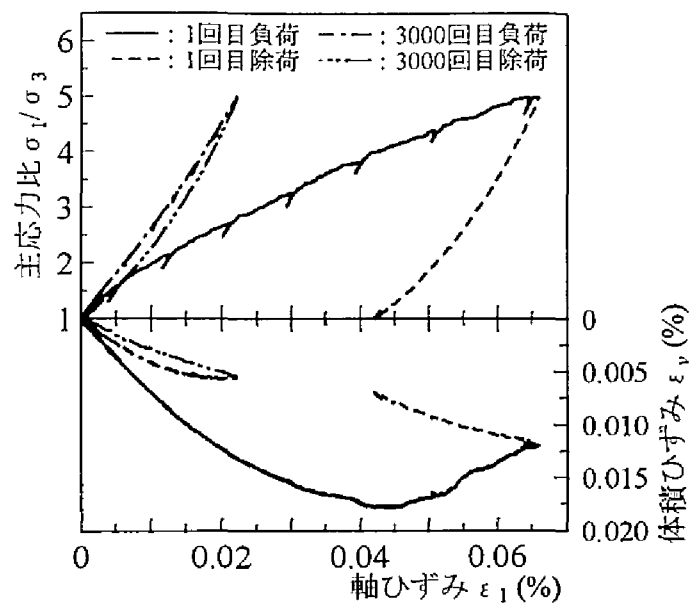
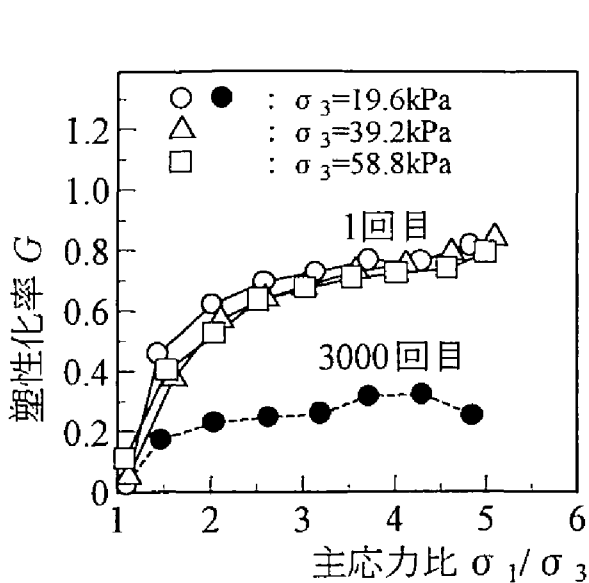
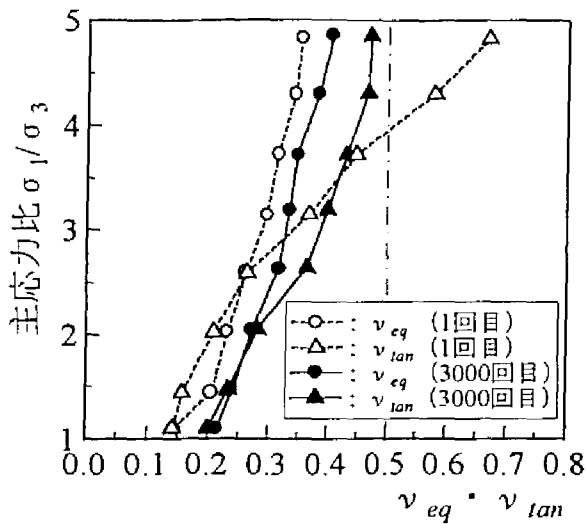


図5-3-7 繰返し載荷時の塑性化率 図5-3-8 応力～ひずみ～ダイレイタンスー曲線 (CL-03)

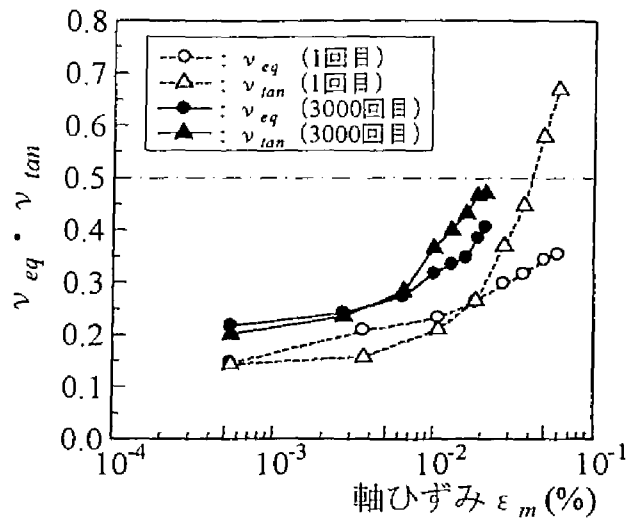
5-3-3 ダイレイタンスーに関する考察

一般に粒状集合体の変形挙動ではせん断過程で体積変化（ダイレイタンスー）を生じるが、道床バラストの変形においても図5-2-1や表5-2-1にその傾向がみられる。したがってここでは、繰返し載荷時の道床バラストの変形機構の変化をダイレイタンスーの観点から検討する。図5-3-8に繰返し載荷試験（CL-03）における1回目および3000回目の負荷・除荷時の $\sigma_1/\sigma_3 \sim \epsilon_1 \sim$ 体積ひずみ ϵ_v ($\epsilon_v = \epsilon_1 + 2\epsilon_3$) 曲線を示す。なお、3000回目の関係については $\epsilon_1 \cdot \epsilon_v$ とも載荷開始時の初期ひずみをそれぞれゼロとしている。図から以下のことがわかる。

- ①1回目の負荷過程において、 ϵ_v は $\sigma_1/\sigma_3 = 4.0$ 程度までは主応力比の増加に伴い増加するが、それ以上の主応力比では減少する。この傾向は密な構造の粒状体の変形挙動で一般的にみられるものであるが、道床バラストの変形でも ϵ_1 がある程度（図5-3-8では $\epsilon_1 = 0.045\%$ 程度）大きくなると、変形は収縮傾向から膨張傾向に転じる。
- ②3000回目の負荷過程では、1回目の載荷時のような主応力比の増加に伴う ϵ_v の減少は見られず、変形は常に収縮的である。また、繰返し載荷前後の同一 ϵ_1 に対応する ϵ_v は3000回目の方が小さくなっており、同一ひずみレベルでの体積収縮率は繰返し載荷に伴い大きく減少する。
- ③1回目の除荷終了時の ϵ_v がゼロにならないことから、載荷により顕著な体積収縮が発生したことがわかる。また、この残留体積ひずみが残留軸ひずみよりも小さくなることから、側方ひずみは負の値であり、供試体は除荷終了時に軸方向には塑性的に収縮し、周方向には塑性的に膨張したことがわかる。



(a) 主応力比別



(b) 軸ひずみ別

図5-3-9 等価ポアソン比に対する繰返し载荷の影響 (CL-03)

④3000回目の除荷終了時の残留体積ひずみがほぼゼロになることから、そのヒステリシス・ループ内での変形は弾性的である。なお、このことから繰返し载荷により変形が弾性化したことがわかる。

5-3-4 弾性ひずみ増分に関する考察

以下では、前項の傾向をより詳細に検討するため、ひずみ（全ひずみ ϵ_i 、ただし $i=1,3$ ）を弾性成分（弾性ひずみ ϵ_i^e ）と塑性成分（塑性ひずみ ϵ_i^p ）に分けて考察する。図5-3-9(a)は、CL-03の1回目と3000回目の負荷時の $\epsilon_1 \sim \epsilon_3$ 関係から得られた等価接線ポアソン比 ν_{tan} 、等価弾性ポアソン比 ν_{eq} （図5-1-6参照）を主応力比に対して示したものであり、同図(b)は軸ひずみ ϵ_m （図5-1-6参照）に対して示したものである。なお、 ν_{eq} 、 ν_{tan} は次式で定義する。

$$\nu_{eq} = -d\epsilon_3^e / d\epsilon_1^e \quad (5.3.7)$$

$$\nu_{tan} = -(d\epsilon_3^e + d\epsilon_3^p) / (d\epsilon_1^e + d\epsilon_1^p) \quad (5.3.8)$$

ここで、 $d\epsilon_3^e$ ：弾性側方ひずみ増分

$d\epsilon_3^p$ ：塑性側方ひずみ増分

このため、図5-1-6からわかるように ν_{tan} は弾性ひずみ増分と塑性ひずみ増分の和である全ひずみ増分に関する軸ひずみと側方ひずみの比であり、 ν_{eq} は同様に弾性ひずみ増分に関する比を表す。図から、まず ν_{tan} に関して、1回目と3000回目はともに ν_{tan} は主応力比または ϵ_m の増加に伴い増加すること、3000回目の ν_{tan} は主応力比、 ϵ_m が増加しても0.5以下であるが、1回目の ν_{tan} は主応力比4程度で0.5を越えること、および ν_{tan} は繰返し载荷によ

り主応力比の小さいところで増加し、大きなところで減少することがわかる。他方 v_{eq} に関しても、主応力比、 ε_m の増加に伴い増加する傾向は繰返し载荷の前後で変わらないが、すべての応力レベルで v_{eq} は繰返し载荷により 0.5 を超えない範囲で増加する。さらに、繰返し载荷回数ごとに v_{tan} と v_{eq} の関係を比較すると、主応力比、 ε_m が小さい場合には1回目も3000回目も v_{tan} は v_{eq} にほぼ等しく繰返し载荷による影響はあまり見られないが、主応力比、 ε_m が大きくなると1回目の载荷時に見られる v_{tan} と v_{eq} の大きな差異が3000回目には減少し両者の値は近づく傾向にある。以上から次のことがわかる。

- ①同一ひずみレベルにおける v_{tan} と v_{eq} の関係、すなわち全ひずみ増分 $d\varepsilon_i$ ($d\varepsilon_i = d\varepsilon_i^e + d\varepsilon_i^p$) と弾性ひずみ増分 $d\varepsilon_i^e$ に関する軸方向と周方向のひずみの比を繰返し载荷回数ごとに比較した場合、両者の差異は軸方向と周方向に発生する塑性ひずみ増分 $d\varepsilon_i^p$ に起因する。このため、塑性化率 G の高い応力レベルで両者の差異は大きくなるとともに、繰返し载荷により弾性化が進行し、塑性ひずみ増分が微小になるとその差は小さくなる。
- ②同一ひずみレベルで繰返し载荷前後の変形特性を比較した場合、弾性成分・弾塑性成分とも繰返し载荷により体積収縮特性が減少する。ひずみレベルの増加に伴い負荷過程で v_{tan} と v_{eq} が増加するのも同様の理由による。なお、この傾向は、図(a)では1回目と3000回目の v_{tan} が主応力比3.5程度で交差してしまうため、主応力比から検討した場合には見られないが、この原因は同一主応力比で発生する3000回目の ε_1 が5-3-2項で述べた繰返し载荷に伴う E_{tan} の増加により、1回目の負荷時に比べて小さくなることによると考えられる。

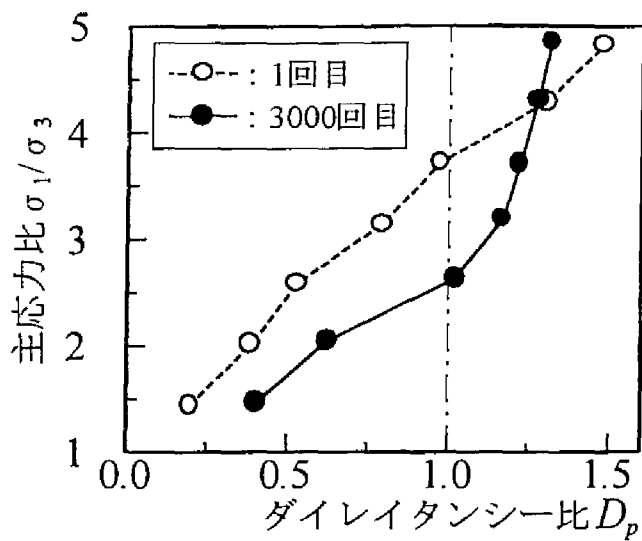
5-3-5 塑性ひずみ増分に関する考察

図5-3-10は、三軸圧縮過程での繰返し载荷に伴う塑性成分の変化について検討したものである。なお、図中のダイレイタンス比 D_p は式(5.3.9)の第1式で定義し、式(5.3.2)～式(5.3.8)により誘導される第2式を用いて計算される。このため、 D_p は塑性ひずみ増分に関する等価ポアソン比の2倍と考えることができる。

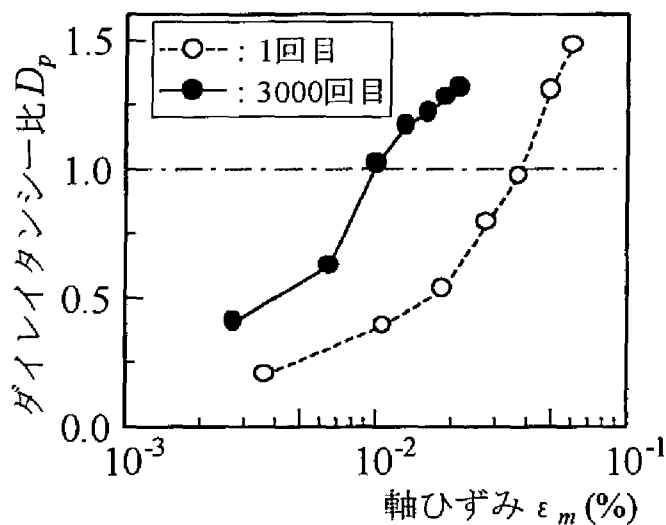
$$D_p = -2d\varepsilon_3^p / d\varepsilon_1^p$$

$$= \frac{2}{G} v_{tan} - \frac{2(1-G)}{G} v_{eq} \quad (5.3.9)$$

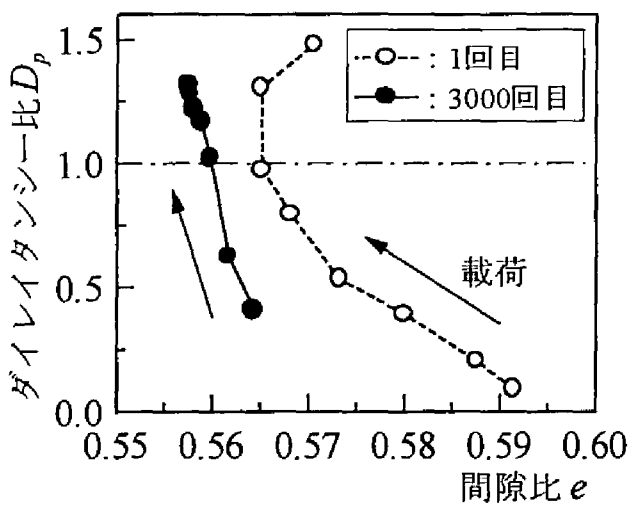
まず同図(b)から、1回目と3000回目はともに D_p は ε_1 の増加に伴い増加し最終的には1.0を越えること、および同一ひずみレベルで比較した場合 D_p は繰返し载荷により顕著に増加することがわかる。また、同図(a)でも繰返し载荷の前後で主応力比とともに D_p が増加する傾向は見られるが、同一主応力比で発生する ε_1 が繰返し载荷に伴う E_{tan} の増加により1回目よりも3000回目の方が小さくなるため、主応力比の高い所で D_p は繰返し载荷により見かけ上減少する。さらに同図(c)に D_p と間隙比 e の関係を示す。なお、図中の矢印は载荷方向を表している。図から、 e は繰返し载荷に伴いすべての応力レベルで顕著に減少するこ



(a) 主応力比別



(b) 軸ひずみ別



(c) 間隙比に対する影響

図5-3-10 ダイレイタンシー比に対する繰返し载荷の影響 (CL-03)

と、および D_p に伴う e の増減傾向は繰返し载荷前後で異なることがわかる。以上をまとめると以下のとおりである。

- ① 塑性的な変形は、繰返し载荷の前後で D_p がある軸ひずみあるいはある間隙比を越えると1.0より大きくなることから、圧縮変形による体積収縮的挙動からせん断変形による体積膨張的挙動へと変化する。また、この変形機構が変化するひずみは繰返し载荷履歴によって小さくなるが、これは繰返し载荷に伴い間隙率が減少することに起因すると考えられる。なお、弾性的な変形は、 v_{eq} が繰返し载荷前後の各応力レベルで0.5以下となることから、負荷過程の間中圧縮変形による体積収縮的挙動となる。
- ② 1回目の载荷時の間隙比 e は D_p が1.0を越えると減少から増加に転じる。これは塑性ひずみ増分が体積収縮傾向から体積膨張傾向へと推移することによると考えられる。一方、3000回目の载荷時も主応力比の増加により D_p は1.0を越えるのに e の増減傾向があまり変化しないのは、塑性化率が繰返し载荷履歴により低下し、変形特性に対する塑性成分の影響が小さくなるためであると考えられる。なお、図5-3-9(a)で示したように、1回目の载荷時の v_{tan} は0.5を越えるのに3000回目の载荷時には0.5以下となるのも同様の理由による。

5-4 道床バラストの繰返し変形特性のモデル化

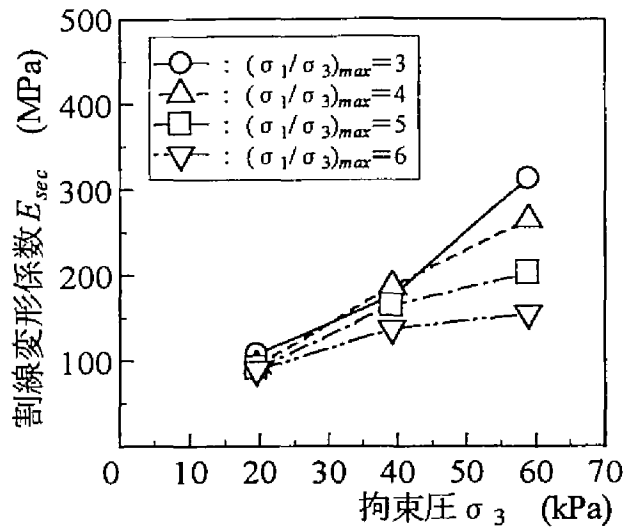
5-4-1 道床バラストの変形特性と道床部の変形特性の比較

本項では、第4章で提案した道床部塑性変形量の予測手法を一般化するための基礎的な検討として、第4章の実物大試験結果と本章の大型繰返し三軸試験結果を比較し道床部繰返し変形挙動と道床バラストの繰返し変形特性との関連性について検討する。また、有限要素法の線形弾性解析等を想定した比較的簡易な数値解析手法を道床部の変形解析に応用するための基礎的な検討として、数値解析モデル化する際に必要になる材料定数の応力依存性や繰返し载荷履歴依存性について考察する。

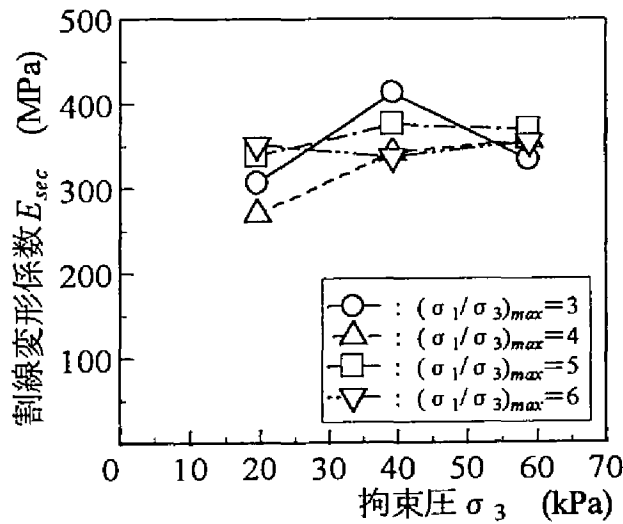
まず、第4章の試験結果から得られた道床部の繰返し変形挙動に関する知見を要約すると以下のようなになる。

- ①軌道保守直後の道床部には荷重の载荷に伴い急激な変形が発生するが、この初期の急激な変形収束後は変位量の増加割合は次第に小さくなる（図4-2-1参照）。
- ②変位量の増加は、繰返し载荷初期に起こる割線ばね係数の低下現象（図4-2-8参照）と、繰返し载荷に伴って継続的に発生する残留変位量の蓄積によってもたらされる。
- ③道床部の変形では、最大変位量と残留変位量に相関関係がある（図5-3-2参照）。

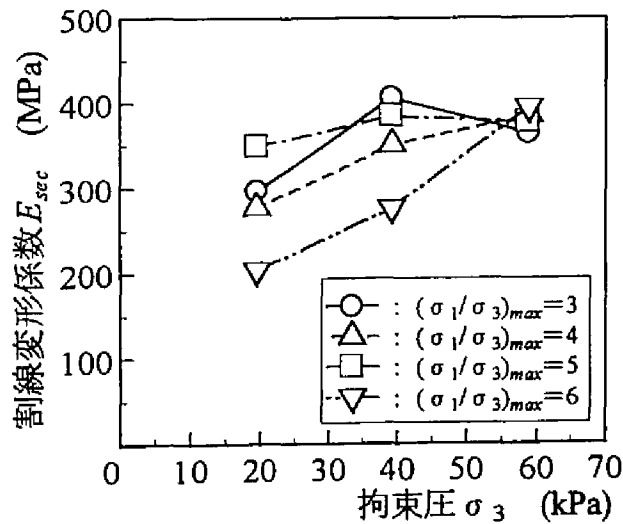
これらの知見と本章の試験結果を比較すると、まず①の繰返し载荷に伴う道床部変位量の増加傾向は、図5-3-1に示した軸ひずみの増加傾向と類似していることがわかる。また、図5-3-3に示したように塑性軸ひずみと最大軸ひずみに相関関係があることから、道床バラストの塑性変形挙動は③のように最大変位量と残留変位量に相関関係のある道床部の塑性変形挙動と類似することがわかる。一方、②の割線ばね係数の低下現象に関しては、割線変形係数との相関が強いと考えられるが、ここまでの議論では割線変形係数に関しては特に検討してこなかった。これは、図5-3-6に示したように接線変形係数が応力誘導異方性や応力履歴誘導異方性（繰返し载荷履歴誘導異方性）を示すこと、および割線変形係数はそれまでの応力経路とは無関係に各応力状態で一意的に定義されるものであり、定義された応力状態近傍でのみ正解を与えるものとなることから、応力経路に沿って負荷履歴の影響を検討するひずみ増分理論的な考え方に対しては必ずしも適切な指標であるとは言い難いためである。しかし、「軌道構造〔有道床軌道〕設計標準（案）」^{18),19)}では構造解析手法として線形構造解析を前提にしており、これに基づいて有限要素法等を用いた線形弾性解析により設計計算を行うには、ヤング率やポアソン比が必要になる。このため、次にこれらの解析パラメータに対する応力状態や繰返し载荷履歴の影響について検討する。各試験の1回目、10回目および3000回目の繰返し载荷における軸差応力振幅 q_a 負荷時（図5-1-6参照）の割線変形係数 E_{sec} と σ_3 の関係を $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ 別に図5-4-1に示す。なお、図5-3-1に示した ε_{1max} と ε_{1res} の関係を見ると軸ひずみ振幅 $\Delta\varepsilon_1$ は繰返し载荷に伴いほぼ一定となることから、軸ひずみ振幅と軸差応力振幅 q_a 間の関係を表す割線変形係数 E_{sec} も、



(a) 1回目の載荷時



(b) 10回目の載荷時



(c) 3000回目の載荷時

図5-4-1 割線変形係数に対する繰返し載荷の影響

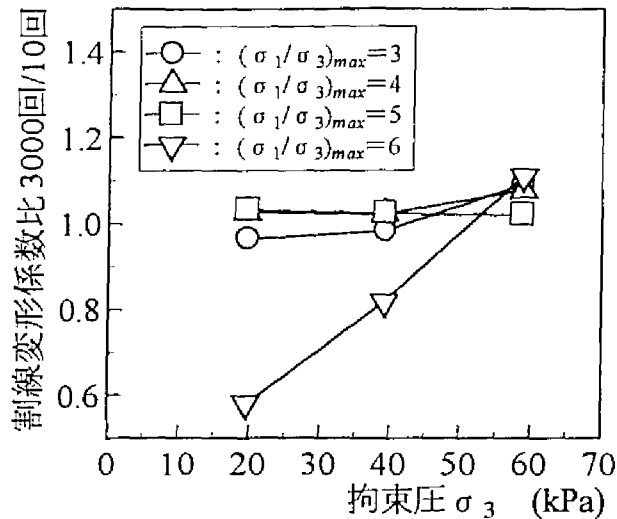


図5-4-2 繰返し載荷による割線変形係数の低下

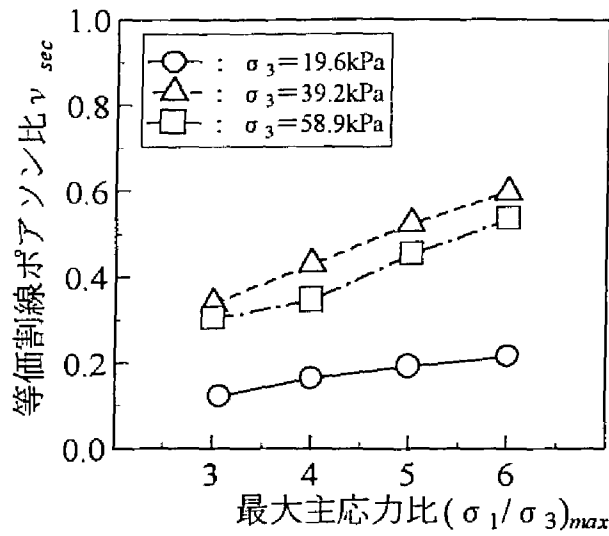
繰返し載荷がある程度行われた場合一定になると考えられる。図から、1回目の載荷時の $\sigma_3 = 58.9 \text{ kPa}$ では $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ の増加に伴う E_{sec} の増加傾向が見られるものの、全体的には $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ の影響はあまり明確ではなく、 E_{sec} は σ_3 の増加に伴い増加する傾向にあること、およびこの傾向は繰返し載荷の前後で変わらないことがわかる。また、 E_{sec} の値を繰返し載荷の前後で比較した場合、1回目の値は $100 \text{ MPa} \sim 300 \text{ MPa}$ の範囲にあるのに対し10回目や3000回目の値は $200 \text{ MPa} \sim 400 \text{ MPa}$ の範囲にあり、繰返し載荷初期の値は繰返し載荷後の値に比べ全体的に小さいことがわかる。これは、5-3-2項で述べたように1回目の載荷時はその後の載荷時に比べ残留軸ひずみの増加が大きくヒステリシス・ループが大きくなるためであると考えられる。さらに、繰返し載荷初期の急激な残留軸ひずみの増加が収束した後の繰返し載荷に伴う E_{sec} の増減傾向を把握するため、10回目と3000回目の割線変形係数の比を縦軸に、 σ_3 を横軸にとり、 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ 別にプロットして図5-4-2に示す。図を見ると、 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max} = 6$ で σ_3 の低い場合に3000回目の E_{sec} は10回目の E_{sec} に比べ小さくなるものの、それ以外の場合にはあまり大きな変化は見られず、道床部で見られる割線ばね係数の低下現象に対応する現象は大型三軸試験ではあまり見られないことがわかる。4-5-1項で考察したように道床部で見られる割線ばね係数の低下現象は、不均一なまくらぎ下面圧力分布に伴ってレール位置直下近傍の道床バラスト粒子が移動し、道床部上層に局所的な密度低下領域が生じ、荷重～変位関係がバイリニア型になるために発生するものである。このため、まくらぎ自体の変形が主体となるような荷重強度の低い場合の変形挙動を含まない荷重～変位関係では、割線ばね係数（ただし、この場合の割線ばね係数は図4-2-7の K_{sh} に近いものになる。）の低下現象は図4-2-8の繰返し載荷に伴う K_{sh} の推移からもわかるように見られないと推定される。他方、図5-4-1および図5-4-2の割線変形係数はLDTの測定結果から得られたものであり、供試体中央部の変形挙動を表したものとなる。したがって、その応力～ひずみ関係には大型三軸試験装置のキャップやベデスタルの変形挙動は含まれな

いため、応力～ひずみ関係がバイリニア型で近似するほど強い非線形性を有するに至らず図5-4-2のように割線変形係数が繰返し载荷によって低下しない結果になったと考えられる。一方、各試験の1回目、10回目および3000回目の繰返し载荷における軸差応力振幅 q_a 負荷時（図5-1-6参照）の等価割線ポアソン比 ν_{sec} と $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ の関係を σ_3 別にプロットして図5-4-3に示す。図から、 ν_{sec} に対する σ_3 の影響は明らかではないが、1回目の载荷時の ν_{sec} が $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ の増加に伴い増加する傾向は各 σ_3 とも明確に見られる。10回目、3000回目の载荷時にも1回目の载荷時と同様な増加傾向が若干見られるものの、 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ に対する ν_{sec} の増加割合はかなり小さくほぼ一定値（ $\nu_{sec}=0.35$ 程度）になっている。また、 $\sigma_3=39.2\text{kPa}$ および 58.9kPa の試験で1回目の载荷時に $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ が大きくなると ν_{sec} は0.5を越えているが、このことも残留軸ひずみの増加が1回目の载荷時に大きいことと関係があると考えられる。

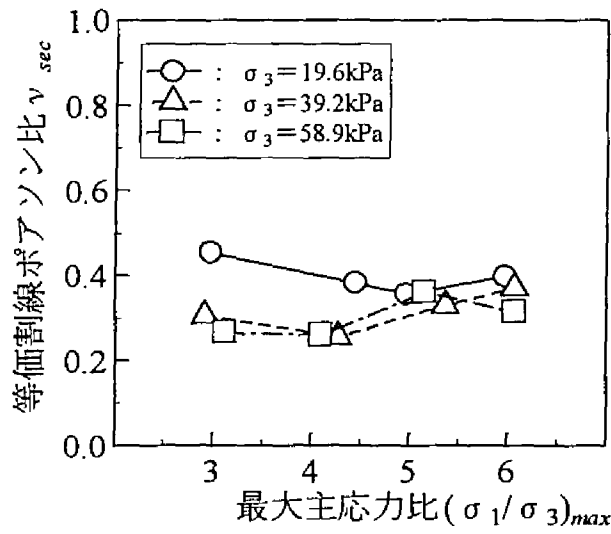
以上のことから、大型繰返し三軸試験結果から得られた道床バラストの繰返し変形特性は、繰返し载荷に伴う割線ばね係数の低下現象についてはあまり相関が見られないものの、その他の知見に関しては繰返し载荷時の道床部変形挙動と定性的にほぼ一致し、道床部の変形挙動をより詳細に検討する場合に有益な基礎資料となることがわかる。しかし、本項での議論は、静的な繰返し载荷に依存する道床部の準静的な力学特性に限定したものであること、および要素試験と実物大試験との関係が定量的に明らかになったとは必ずしもいえないことなどの課題を残している。さらに、実際の道床部の変形挙動では、拘束圧が载荷荷重とともに変動すること、および繰返し载荷に伴い無負荷時の拘束圧が変化することが指摘されており³⁾、拘束圧一定の大型繰返し三軸試験結果を道床部の応力～ひずみ関係として適用するには、応力依存性や繰返し载荷履歴依存性の影響を充分考慮する必要がある。また、 E_{sec} や ν_{sec} が $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ や σ_3 の増減あるいは繰返し载荷に伴い変化する応力依存性や繰返し载荷履歴依存性を有することから、道床部を対象とした線形弾性解析を行う場合にもこれら定数の解析結果に対する感度を充分考慮し、解析対象や検討項目に応じた適切な解析定数を設定することが重要になると考えられる。

5-4-2 繰返し载荷時の応力～ひずみ関係のモデル化

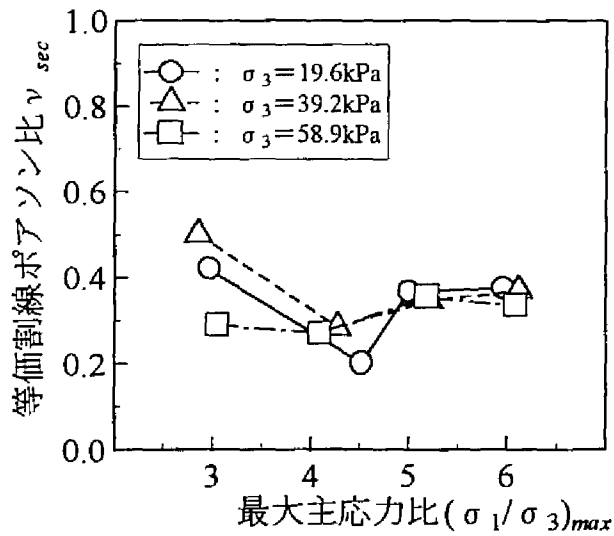
5-3-2項でも述べたように礫材の応力～ひずみ関係を検討する手法として、龍岡ら^{13),14)}は「損傷関数」・「塑性化関数」で定義される「非線形化関数」を提案しているが、本項では本章で得られた道床バラストの大型繰返し三軸試験結果をもとに、これら関数の定式化を行いその妥当性について検証する。このため、まず龍岡らの非線形化関数の概略について簡単に紹介する。なお以下では、各関数の名称は龍岡らの定義に準じて用いることとする。図5-4-4は損傷関数 f ・塑性化関数 g ・非線形化関数 h の説明図である。三軸圧縮試験で等方応力状態（ $(\sigma_1)_0 = \sigma_3$ 、図5-4-4(a)参照）からせん断を開始した場合を考える。あるせん断応力レベル SL （ただし、せん断応力レベルを $SL=q_m/q_{max}$ で定義する。）での接線



(a) 1回目の荷重時

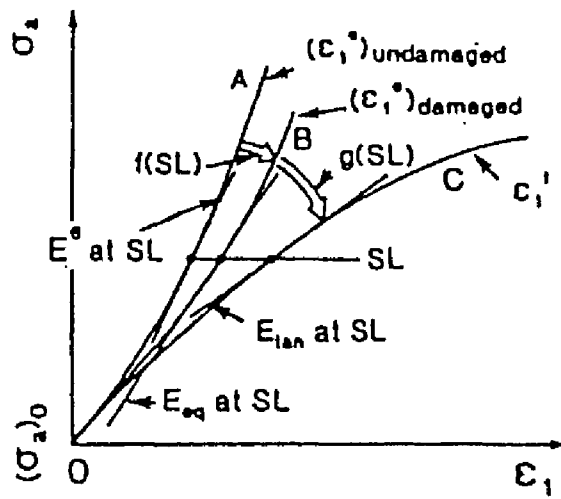


(b) 10回目の荷重時

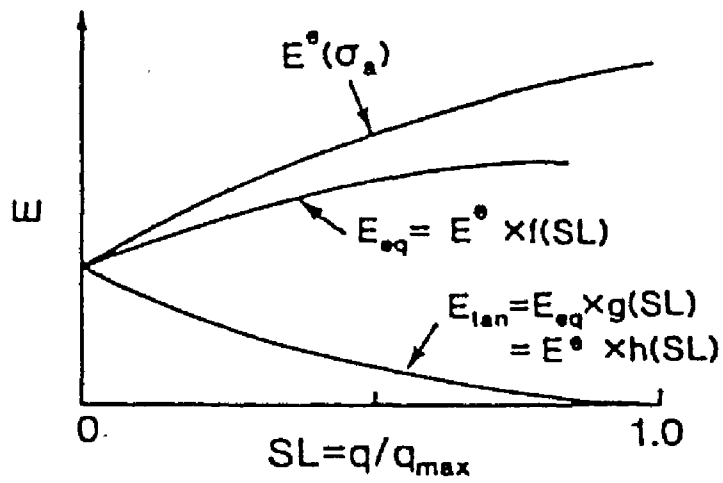


(c) 3000回目の荷重時

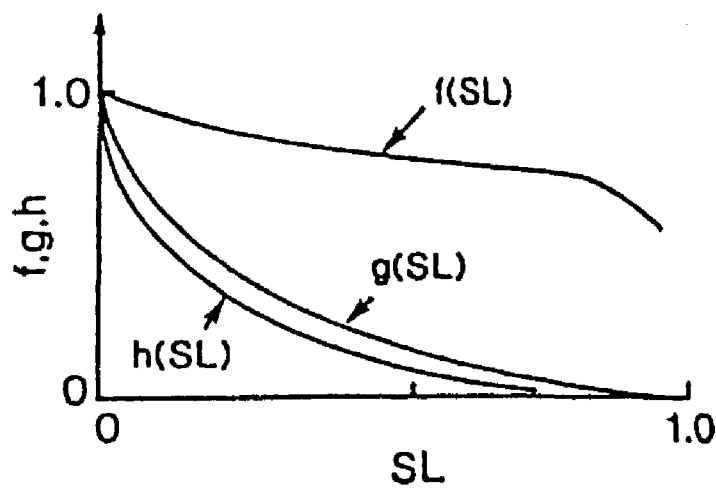
図5-4-3 等価割線ポアソン比に対する繰返し荷重の影響



(a) 各関数のイメージ



(b) 変形係数と各関数の関係



(c) 各関数の特性

図5-4-4 損傷関数・塑性化関数・非線形化関数の模式図

係数 E_{tan} は、図5-4-4(a)の曲線Cのような応力～ひずみ関係の全ひずみ ϵ_1 に対応する接線勾配である(式(5.3.2)参照)。また、等価変形係数 E_{eq} は、単調载荷中のあるSLで弾性限界内の微小軸ひずみ振幅の除荷・再载荷を行うことで得られるが(図5-1-6参照)、せん断変形に伴って粒子間のセメンテーションやマイクロ構造は損傷を受ける^{13),14)}と考えられるので、 E_{eq} は図5-4-4(a)の曲線Bのような損傷を受けた弾性軸ひずみ ϵ_1^* に対応する接線勾配である(式(5.3.3)参照)。さらに、非損傷の弾性変形係数 E^* は、図5-4-4(a)の曲線Aのような非損傷の弾性軸ひずみに対応する接線勾配であり、次式で定義される。

$$E^* = E_{max} \times (\sigma_1 / (\sigma_1)_0)^m \quad (5.4.1)$$

ここで、 E_{max} : せん断開始時の0.001%以下で定義される非損傷弾性変形係数

$(\sigma_1)_0$: せん断開始時の軸圧

m : E^* の σ_1 依存性程度を表すパラメータ、 $m \geq 0$

したがって、 E^* 、 E_{eq} 、 E_{tan} はそれぞれ図5-4-4(a)の曲線A、B、Cの微係数であり、SLとの関係は図5-4-4(b)のようになる。ここで、図中の $f(SL)$ は損傷関数を、 $g(SL)$ は塑性化関数を、 $h(SL)$ は応力～全ひずみ関係の非線形性の程度を表す非線形化関数をそれぞれ表している。各関数は次式で定義される。

$$f(SL) = E_{eq}/E^* \quad (5.4.2)$$

$$g(SL) = E_{tan}/E_{eq} \quad (5.4.3)$$

$$h(SL) = E_{tan}/E^* = f(SL) \times g(SL) \quad (5.4.4)$$

また、各関数とSLとの関係は図5-4-4(c)のようになる。

次に、今回の道床バラストの試験結果を用いてこれらの各関数を定式化する。まず、非損傷の弾性変形係数 E^* について考える。式(5.4.1)の E_{max} は、等方応力状態からせん断を開始した場合の0.001%以下の軸ひずみ領域において、弾性限界内の微小軸ひずみ振幅の除荷・再载荷を行うことで得られる非損傷の弾性変形係数である。これに対し、式(5.4.1)で定義される E^* は、概念的にはせん断開始後のあるせん断応力レベルに対する非損傷の弾性変形係数であるが、実際にはせん断変形に伴って粒子構造の損傷が派生するため、 E^* は架空のものとなり、等方応力状態以外で試験結果から E^* を同定することはできない。しかし、側圧一定の三軸圧縮試験において軸差応力 q と軸ひずみ ϵ_1 で定義される非損傷弾性変形係数 E^* は軸圧 σ_1 にのみ依存するとされているため^{13),14)}、ある σ_1 ($\neq (\sigma_1)_0$)の E^* は $\sigma_1 = \sigma_3$ の場合の E_{max} と等しいことになる。図5-4-5は、各試験の E_{max} (表5-1-2参照、ただし、 $E^* = E_{max}$)と $(\sigma_1)_0$ ($= \sigma_3$)との関係を両対数目盛で示したものである。図から、 E_{max} は $(\sigma_1)_0$ の増加に伴い増加し、両者は両対数紙上で1次関係にあることがわかる。両者の関係をべき乗と仮定して近似し、図中に点線で示すとともに式(5.4.5)に示す。

$$E^* = a_1 \cdot (\sigma_1)_0^{0.53} \quad (5.4.5)$$

ここで、 $a_1 = 55.8$ (MPa)

次に、損傷関数 $f(SL)$ について考える。なお、以下ではCL-03の試験結果を例にとり説明す

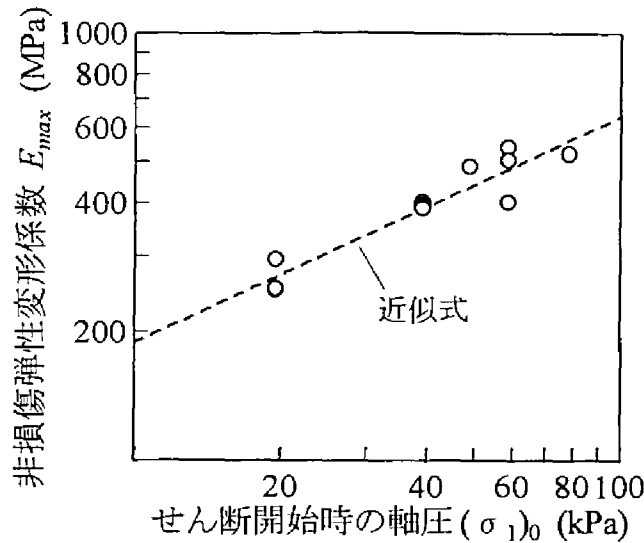


図5-4-5 繰返し載荷時の塑性化率

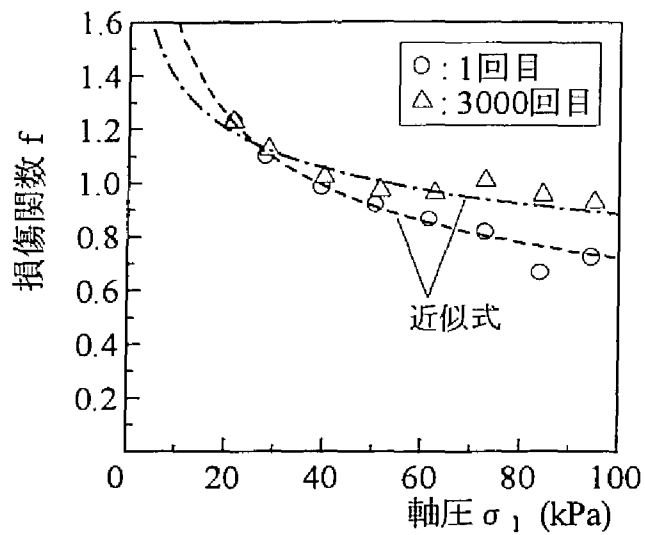
ることとする。損傷関数 $f(SL)$ は式(5.4.2)で定義されるが、式(5.4.2)の E_{eq} は5-3-2項において等方応力状態から軸差応力 $q_m = 10\text{kN}$ 刻みで求めている (図5-3-6参照)。また、これに対応した E^* は E_{eq} が求められている軸圧 σ_1 を式(5.4.5)の $(\sigma_1)_0$ に代入することで得られる。図5-4-6(a)は1回目と3000回目の載荷時の損傷関数 $f(SL)$ を軸圧 σ_1 に対して示したものである。図から、1回目の載荷時、3000回目の載荷時とも $f(SL)$ は σ_1 の増加に伴い減少すること、および同一応力レベルで1回目と3000回目の載荷時の $f(SL)$ を比べた場合、3000回目の載荷時の方がやや大きくなることがわかる。特に後者の特性については、繰返し載荷によりせん断開始時の状態に復元したのではなく、繰返し載荷に伴う間隙の減少等の粒子構造の変化が異方性を誘導し、その結果 $f(SL)$ が派生的に大きくなったと考えられる。このため、厳密な意味では、繰返し載荷前後の $f(SL)$ の大小によりせん断開始時の粒子構造に対する損傷の程度を判断することはできない。両者の関係をべき乗と仮定して繰返し載荷回数ごとに近似し、図中に点線および一点鎖線で示すとともに式(5.4.6)、式(5.4.7)に示す。

$$1\text{回目} \quad : \quad f(SL) = a_2 \cdot \sigma_1^{-0.34} \quad (5.4.6)$$

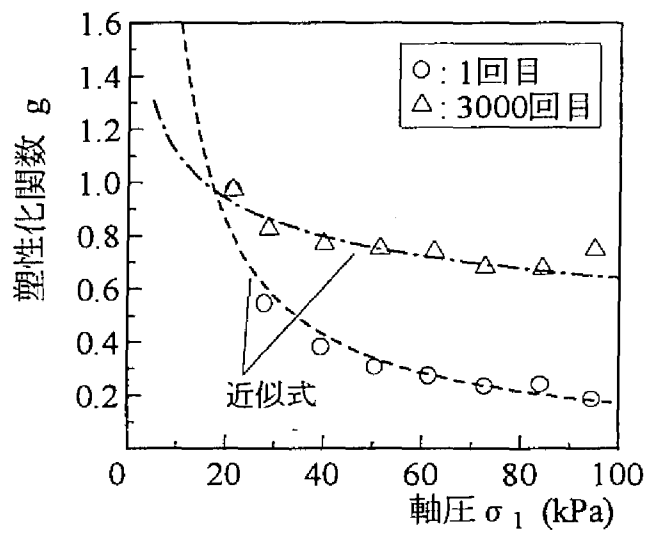
$$3000\text{回目} \quad : \quad f(SL) = b_2 \cdot \sigma_1^{-0.19} \quad (5.4.7)$$

ここで、 $a_2 = 3.53$, $b_2 = 2.14$

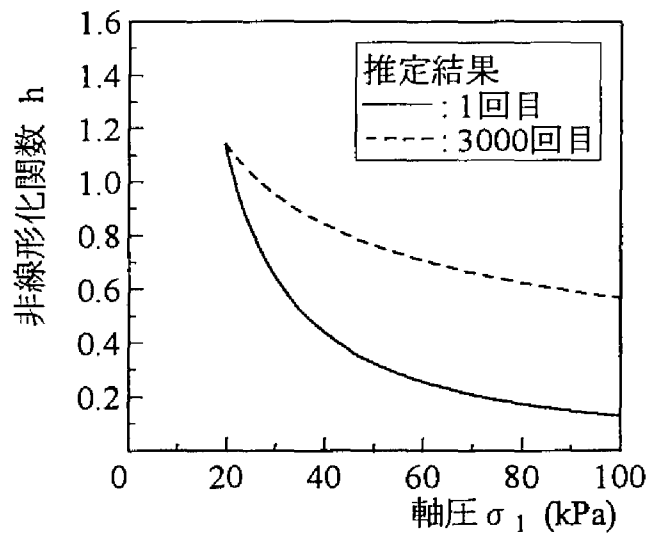
さらに、塑性化関数 $g(SL)$ について考える。塑性化関数 $g(SL)$ は式(5.4.3)で定義されるが、式(5.4.3)の E_{eq} および E_{tan} は前述のように5-3-2項において求めている。このため、両者を式(5.4.3)に代入すれば、ある軸圧 σ_1 に対応した $g(SL)$ が得られることになる。図5-4-6(b)は1回目と3000回目の載荷時の損傷関数 $g(SL)$ を軸圧 σ_1 に対して示したものである。図から、1回目の載荷時、3000回目の載荷時とも $g(SL)$ は σ_1 の増加に伴い減少すること、および同一応力レベルで1回目と3000回目の載荷時の $g(SL)$ を比べた場合、3000回目の載荷時の方がかなり大きくなることがわかる。特に後者の特性については、5-3-2項で述べたように繰



(a) 損傷関数 $f(SL)$



(b) 塑性化関数 $g(SL)$



(c) 非線形化関数 $h(SL)$

図5-4-6 損傷関数・塑性化関数・非線形化関数の模式図

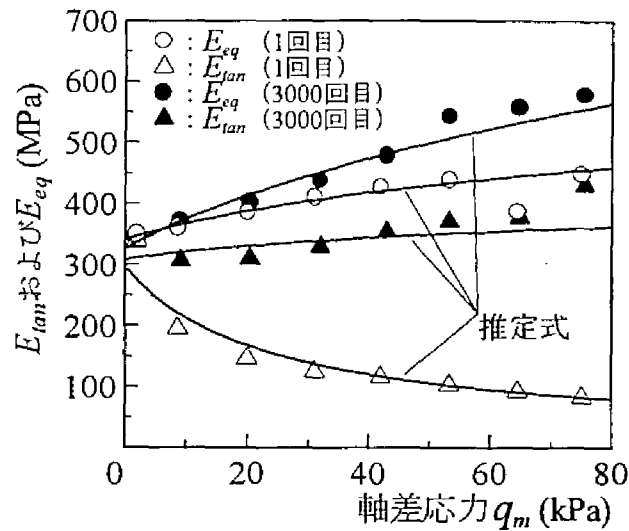


図5-4-7 非線形化関数による各種変形係数の推定

返し载荷により変形がより弾性的になるためであると考えられる。両者の関係をべき乗と仮定して繰返し载荷回数ごとに近似し、図中に点線および一点鎖線で示すとともに式(5.4.8)、式(5.4.9)に示す。

$$1\text{回目} \quad : \quad g(SL) = a_3 \cdot \sigma_1^{-0.99} \quad (5.4.8)$$

$$3000\text{回目} \quad : \quad g(SL) = b_3 \cdot \sigma_1^{-0.24} \quad (5.4.9)$$

ここで、 $a_3 = 16.8$ 、 $b_3 = 1.92$

なお、5-3-2項の塑性化率 G と塑性化関数 $g(SL)$ の関係は式(5.4.10)のようになる。

$$G = 1 - E_{tan}/E_{eq} = 1 - g(SL) \quad (5.4.10)$$

式(5.4.4)に式(5.4.6)と式(5.4.8)を代入すると1回目の载荷時の非線形化関数 $h(SL)$ は式(5.4.11)のように表され、同様に式(5.4.4)に式(5.4.7)と式(5.4.9)を代入すると3000回目の载荷時の非線形化関数 $h(SL)$ は式(5.4.12)のように表される。なお、試験結果から得られた非線形化関数 $h(SL)$ と σ_1 との関係を図5-4-6(c)に示す。

$$1\text{回目} \quad : \quad h(SL) = a_4 \cdot \sigma_1^{-1.33} \quad (5.4.11)$$

$$3000\text{回目} \quad : \quad h(SL) = b_4 \cdot \sigma_1^{-0.43} \quad (5.4.12)$$

ここで、 $a_4 = 59.3$ 、 $b_4 = 4.11$

図から、繰返し载荷前後の非線形化関数 $h(SL)$ を同一応力レベルで比較した場合、 $h(SL)$ は繰返し载荷により推定式の有効範囲である $(\sigma_1)_0$ (同図の場合 $(\sigma_1)_0 = 19.6\text{kPa}$)以上の応力レベルで増加することがわかる。なお、この1回目と3000回目の载荷時の $h(SL)$ の差異について龍岡らは、繰返し载荷に伴う $f(SL)$ や $g(SL)$ の差異をまとめた形で応力履歴誘導異方性関数を定義し説明している¹³⁾。これらの各関数により E_{eq} および E_{tan} は、図5-4-4(b)のように表現されるから、式(5.4.5)～式(5.4.7)を用いて1回目と3000回目の载荷時の E_{eq} および E_{tan} を推定し、図5-3-6(a)の試験結果と比較して図5-4-7に示す。図から、近似は試験デー

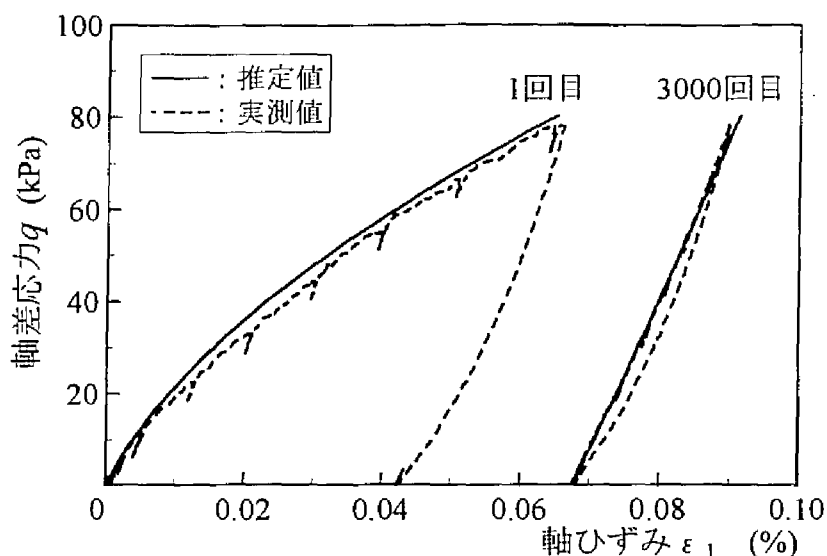


図5-4-8 応力～ひずみ関係の比較

タの傾向を充分捉えており、各関数の推定式が各変形係数を推定する上で有効となることがわかる。

最後に、これら各変形係数の推定結果をもとに繰返し載荷時の応力～ひずみ関係を推定する。まず、図5-3-5のような繰返し載荷時の応力～全ひずみ関係について検討する。1回目と3000回目の載荷時の E_{tan} は前述の検討結果から次式のように表される。

$$1回目 \quad : \quad E_{tan} = a_5 \cdot \sigma_1^{-0.80} \quad (5.4.13)$$

$$3000回目 \quad : \quad E_{tan} = b_5 \cdot \sigma_1^{0.10} \quad (5.4.14)$$

ここで、 $a_5 = 3.31 \times 10^3$ (MPa) , $b_5 = 2.29 \times 10^2$ (MPa)

図5-4-4(a)に示したように E_{tan} は曲線Cのような応力～全ひずみ曲線の微係数であるため、微小軸差応力増分 dq を E_{tan} で除したものは微小軸ひずみ増分 $d\varepsilon_1$ となる。したがって、全ひずみ ε_1 は $d\varepsilon_1$ を q で積分すれば次式のように求められる。

$$1回目 \quad : \quad \varepsilon_1 = \int \frac{dq}{E_{tan}} = \int \frac{dq}{3.31 \times 10^4 (q+19.6)^{-0.80}} = \frac{(q+19.6)^{1.8}}{5.96 \times 10^4} - 3.56 \times 10^{-3} \quad (5.4.15)$$

$$3000回目 \quad : \quad \varepsilon_1 = \int \frac{dq}{E_{tan}} = \int \frac{dq}{2.29 \times 10^2 (q+19.6)^{0.10}} = \frac{(q+19.6)^{0.9}}{2.06 \times 10^3} + 6.05 \times 10^{-2} \quad (5.4.16)$$

ただし、上式中の積分定数は図5-3-1(b)から得られる以下の条件を満足するように決定した。

$$1回目 \quad : \quad q = 0.0 \text{ kPa} \text{ のとき } \varepsilon_1 = 0.0\% \quad (5.4.17)$$

$$3000回目 \quad : \quad q = 0.0 \text{ kPa} \text{ のとき } \varepsilon_1 = 0.0676\% \quad (5.4.18)$$

図5-4-8は、式(5.4.15)および式(5.4.16)から得られる1回目と3000回目の載荷時の応力～ひずみ関係を図5-3-5で示した実測の試験結果と比較したものである。図から、推定式は実測の応力～ひずみ関係が繰返し載荷に伴い上に凸の曲線から下に凸の曲線に変化する傾向を

充分捉えており、定量的にも十分な精度で推定できることがわかる。次に、図5-3-3に示した残留軸ひずみの発生傾向について検討する。1回目と3000回目の載荷時の E_{eq} は前述の検討結果から次式のように表される。

$$1\text{回目} \quad : \quad E_{eq} = a_6 \cdot \sigma_1^{0.19} \quad (5.4.19)$$

$$3000\text{回目} \quad : \quad E_{eq} = b_6 \cdot \sigma_1^{0.34} \quad (5.4.20)$$

ここで、 $a_6 = 1.97 \times 10^2$ (MPa) , $b_6 = 1.19 \times 10^2$ (MPa)

図5-4-4(a)に示したように E_{eq} は曲線Bのような応力～弾性ひずみ曲線の微係数であるため、微小軸差応力増分 dq を E_{eq} で除したものは微小弾性軸ひずみ増分 $d\varepsilon_1^e$ となる。したがって、弾性軸ひずみ ε_1^e は $d\varepsilon_1^e$ を q で積分すれば次式のように求められる。

$$1\text{回目} \quad : \quad \varepsilon_1^e = \int \frac{dq}{E_{eq}} = \int \frac{dq}{1.97 \times 10^2 (q+19.6)^{0.19}} = \frac{(q+19.6)^{0.81}}{1.60 \times 10^3} - 6.96 \times 10^{-3} \quad (5.4.21)$$

$$3000\text{回目} \quad : \quad \varepsilon_1^e = \int \frac{dq}{E_{eq}} = \int \frac{dq}{1.19 \times 10^2 (q+19.6)^{0.34}} = \frac{(q+19.6)^{0.66}}{7.85 \times 10^2} - 9.08 \times 10^{-3} \quad (5.4.22)$$

ただし、上式中の積分定数は以下の条件を満足するように決定した。

$$1\text{回目} \quad : \quad q = 0.0 \text{ kPa} \text{ のとき } \varepsilon_1 = 0.0\% \quad (5.4.23)$$

$$3000\text{回目} \quad : \quad q = 0.0 \text{ kPa} \text{ のとき } \varepsilon_1 = 0.0\% \quad (5.4.24)$$

この結果、1回目の載荷時の塑性軸ひずみ ε_1^p は式(5.4.15)と式(5.4.21)を用いて次式のように表される。

$$\begin{aligned} \varepsilon_1^p &= \varepsilon_1 - \varepsilon_1^e \\ &= \frac{(q + \sigma_3)^{1.8}}{a_7} - \frac{(q + \sigma_3)^{0.81}}{b_7} + c_7 \end{aligned} \quad (5.4.25)$$

ここで、 $\sigma_3 = 19.6$ (kPa) , $a_7 = 5.96 \times 10^4$ ($\%^{-1}$) , $b_7 = 1.60 \times 10^3$ ($\%^{-1}$) ,

$$c_7 = 3.40 \times 10^{-3} \text{ (\%)}$$

図5-4-9は、式(5.4.15)および式(5.4.25)から推定される1回目の載荷時の ε_1 と ε_1^p の関係を実測の1回目の載荷時の ε_{1max} と ε_{1res} の関係(図5-3-3参照)と比較したものである。なお、図中の実測のプロット点については、CL-03の試験結果のひずみ範囲($\varepsilon_1 = 0.10\%$ 以下、図5-3-1(b)参照)内にある図5-3-3のプロット点のみを σ_3 の区別をつけずにプロットしている。また、図中に示した実測値の近似直線の内一点鎖線は $\varepsilon_1 = 0.10\%$ 以下の実測プロット点を対象にして回帰したものであり、二点鎖線は図5-3-3の全プロット点に対する回帰線である。図から、推定式による ε_1^p は ε_1 の増加に伴い増加することがわかる。この傾向は実測値と定性的に一致するものであり、定量的にもCL-03のひずみ範囲に近い $\varepsilon_1 = 0.10\%$ 以下の近似直線(図中の一点鎖線)と比較した場合、推定式の $\varepsilon_1 \sim \varepsilon_1^p$ 関係は x 切片で異なるものの実測の $\varepsilon_{1max} \sim \varepsilon_{1res}$ 関係とほぼ同様の傾きを有する1次関係にあることがわかる。このため、式(5.4.26)を用いて近似することとした。

$$\varepsilon_1 = a' \cdot (\varepsilon_1^p - b') \quad (5.4.26)$$

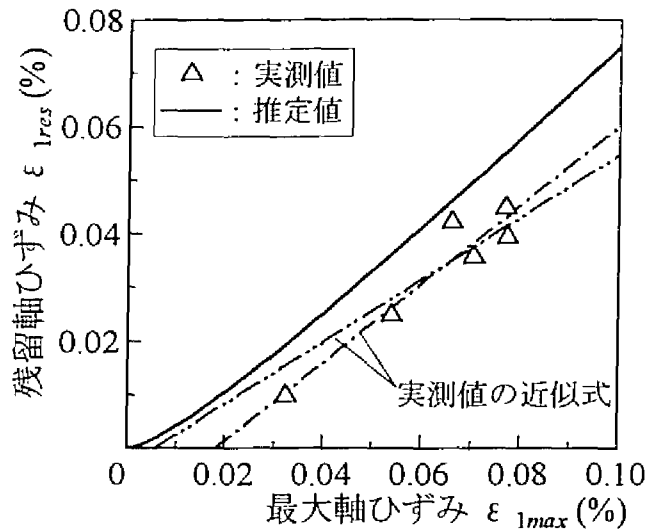


図5-4-9 残留ひずみの発生傾向の比較

表5-4-1 残留ひずみの増加傾向に関する回帰結果

近似直線の種別	回帰係数	
	傾き a, a'	x 切片 b, b'
図5-4-9の推定値	0.777	7.20×10^{-3}
図5-4-9の実測値 (破線)	0.736	1.83×10^{-2}
図5-4-9の実測値 (一点鎖線)	0.582	5.88×10^{-3}

式(5.4.26)の近似結果を実測の近似結果 (式(5.3.1)の係数 a, b および $\varepsilon_1 = 0.10\%$ 以下の近似直線の係数 a, b) と比較して表5-4-1に示す。表から、弾性限界ひずみを近似的に表すと考えられる x 切片 (係数 b') は $\varepsilon_1 = 0.10\%$ 以下の近似直線の係数 b より多少小さいが、近似直線の傾き a' に関しては $\varepsilon_1 = 0.10\%$ 以下の近似直線の係数 a とほぼ同じであることがわかる。x 切片が試験結果より小さい理由に関しては以下のように考えられる。前述のように x 切片は弾性限界ひずみを近似的に表すと考えられるから、推定値の x 切片が試験結果に比べ小さいということは予測上の弾性限界ひずみを実測値よりも小さいということを意味する。一方、推定式の傾き a' については実測値の近似直線の傾き a とほぼ同じであるため、推定値は弾性限界ひずみの差 (b と b' の差) の分だけ実測値を左方に平行移動したものと考えることもできる。予測値の弾性限界ひずみは式(5.4.21)のように微小軸差応力増分 dq を E_{eq} で除したものを q で積分することにより得られるから、小さくなる原因は E_{eq} の推定精度が充分でないためであると考えるのが論理的である。今回の損傷関数 $f(SL)$ の近似結果では、図5-4-6(a)のように応力レベルの低い範囲で損傷関数 $f(SL)$ が1.0を越えているが、これは損傷関数の定義を考えると問題がある。龍岡らは粘性土やセメント改良土で E^* に比べせん断開始後の E_{eq} が小さくなる理由を粒子間のセメンテーションやマイクロ構造が損傷を受

けるためであると説明し、損傷関数を定義しているが、セメンテーションのない砂礫やロック材に対する試験でも同様に $f(SL)$ が1.0以下になることを報告している^{13),14)}。この原因としては、せん断変形に伴う粒子の破碎や摩滅による粒子間のインターロッキングや粒子表面の摩擦抵抗の減少が考えられるが、砂礫と同様の特徴を有する道床バラストでもほぼ同様の傾向を示すものと考えられる。しかし、前述のように損傷関数 $f(SL)$ の推定値は σ_1 の小さい範囲で1.0を越えており、推定結果はこれに反するものとなっている。このため、 $f(SL) > 1.0$ となる応力レベルで式(5.4.19)による推定値が実際の E_{eq} よりも大きくなっている可能性がある。式(5.4.19)による推定値が実際の E_{eq} よりも大きい場合、式(5.4.21)による弾性軸ひずみ ε_{1^p} の推定値は実際の弾性軸ひずみよりも小さくなる。これに対し全ひずみ ε_1 は式(5.4.15)から直接求められるから、 E_{eq} の推定精度とは無関係である。一方、塑性軸ひずみ ε_{1^p} は式(5.4.25)により求められるから、弾性軸ひずみ ε_{1^p} の推定値が実際よりも小さくなれば塑性軸ひずみ ε_{1^p} の推定値は増加する。この結果、式(5.4.19)による推定値が実際の E_{eq} よりも大きい場合、推定上のプロット点は同一の ε_1 で ε_{1^p} が増加するように実際のプロット点を移動させたものとなるから、推定上の $\varepsilon_1 \sim \varepsilon_{1^p}$ 関係は実際の $\varepsilon_1 \sim \varepsilon_{1^p}$ 関係を見かけ上左方に平行移動させたものとなる。したがって、 $f(SL)$ が龍岡らの試験結果と同じようにすべての応力レベルで1.0を越えないと仮定した場合、図5-4-9に示した推定式による $\varepsilon_1 \sim \varepsilon_{1^p}$ 関係は現在よりも図5-4-9の実測値の近似直線に近づくことになる。このことから、推定値は実測値と定性的に一致する傾向にあるだけでなく、 σ_1 の小さい応力レベルにおける E_{eq} の推定精度が改善されれば、定量的にも十分な精度で実際の $\varepsilon_1 \sim \varepsilon_{1^p}$ 関係を推定できることがわかる。すなわち、 ε_1 と ε_{1^p} が1次に近い関係にあることが、龍岡らの非線形化関数の論理構成からも実証された。また、逆にこれらのことから1回目の载荷時に関して式(5.3.1)は塑性化関数 $g(SL)$ の一つの表現形であることもわかる。

なお、1回目の载荷時の関係にのみ着目したのは、繰返し载荷を行った場合3000回目の载荷時の応力～ひずみ関係から得られる ε_1 と ε_{1^p} の関係が図5-3-3で示した3000回目の近似線にプロットされるわけではないためである。図5-3-3の3000回目の ε_{1max} と ε_{1res} の関係は3000回繰返し载荷後の各試験の軸差応力振幅 q_a 負荷時(図5-1-6参照)の点をプロットしたものであり、 ε_1 と ε_{1^p} の関係のようにある試験の3000回目の応力～ひずみ関係における各軸差応力での ε_{1^p} の発生傾向を示したものではない。この場合、前述のように接線変形係数や等価変形係数が繰返し载荷誘導異方性を示すことから、たとえ3000回目の载荷時の軸差応力が同一であっても、繰返し载荷履歴の異なる3000回目の ε_{1max} と ε_{1res} の関係と3000回目の応力～ひずみ関係における ε_1 と ε_{1^p} の関係を同一視するのは論理上無理がある。また、軸差応力振幅 q_a 負荷時に推定値と実測値を比較することはできても、今回の解析ではCL-03の試験結果1点のみの比較となり十分な検討は行えない。一方、1回目の载荷時については繰返し载荷の影響を考慮する必要がないため、間隙比や粒度分布等の初期状態と拘束圧 σ_3 が同じであれば、各試験の軸差応力振幅 q_a 負荷時の $\varepsilon_{1max} \sim \varepsilon_{1res}$ 関係を同一試験

の応力～ひずみ関係から得られたものとも考えることも可能となる。これらのことから、3000回目の载荷時よりデータの母数が多く信頼性の高い1回目の载荷時の関係にのみ着目することとした。ただし、今回の試験では、 $\varepsilon_1 \sim \varepsilon_1^p$ 関係が試験上の不手際によりCL-03の試験についてしか得られなかったため、軸ひずみの塑性変形特性に関する σ_3 の影響については検討できなかった。

5-5 結 論

本章では、道床バラストの粗粒材としての強度・変形特性の解明を目的として行った一連の大型三軸試験結果をもとに道床バラストの基本的な材料特性、特に繰返し載荷時の塑性変形傾向に関して、列車荷重繰返し載荷時の道床部塑性変形挙動との関連性を考慮し検討した。検討の結果得られた知見を要約すると、以下ようになる。

(1) 列車荷重載荷時の道床部の応力状態は、鉛直荷重を20kN～40kN、拘束圧を20.0kPa～60.0kPaと仮定すると、まくらぎ下面圧力の分布傾向と道床部に発生するひずみの大きさから、主応力比3～6の状態にある。なお、このときの割線変形係数は1回目の載荷時には100～300MPa、3000回目の載荷時には200～400MPaの範囲にあり、等価割線ポアソン比は繰返し載荷によらず約0.35である。

(2) 低拘束圧 ($\sigma_3=19.6\sim 58.9\text{kPa}$) 下における道床バラストの塑性変形挙動では、最大軸ひずみと残留軸ひずみは拘束圧と無関係な1次関係にある。また、この関係は道床部における最大変位量と残留変位量の関係と類似することから、道床部の塑性変形は道床バラストの材料特性に起因するものである。

(3) 繰返し載荷前後の変形特性を比較した場合、応力～ひずみ関係は上に凸の曲線から下に凸の曲線に変化し、同一ひずみレベルでの体積収縮特性は減少する。これは、繰返し載荷に伴う空隙率の減少により塑性圧縮変形特性が減少し、変形が塑性変形から弾性変形にシフトすることに起因する。

(4) 繰返し載荷初期の変形挙動では、塑性化率が相対的に高いため変形特性に対する塑性成分の影響も大きい。したがって、塑性変形挙動が主応力比の増加により圧縮変形による体積収縮的挙動からせん断変形による体積膨張的挙動へと変化するのに伴い、全ひずみに対する変形係数やポアソン比も変化する。

(5) 繰返し載荷により弾性化が進行した場合の変形挙動でも、塑性化率は主応力比とともに増加するため、繰返し応力振幅近くの応力状態では依然として塑性変形は小さくない。しかし、繰返し載荷により塑性化率が全体的に低下するため、発生する塑性ひずみは小さく、変形挙動に対する影響も小さい。

(6) 道床バラストの弾性変形挙動では繰返し載荷前後のすべての応力レベルで $\nu_{eq} < 0.5$ となる。一方、塑性変形挙動では繰返し載荷初期においてもある応力レベルより大きくなると $D_p > 1.0$ となる。これらは道床バラストの弾性変形挙動の本質がせん断変形にいたるまでの圧縮変形にあることを示すものである。

(7) 道床バラストの繰返し変形挙動においても、繰返し載荷時の応力～ひずみ曲線の変化や残留軸ひずみの発生傾向を龍岡らの非線形化関数により説明できる。また、試験結果のひずみレベルでは非線形化関数を応用した推定 $\varepsilon_1 \sim \varepsilon_1^*$ 関係が1次関係にあることから、式(5.3.1)は塑性化関数の一つの表現形である。

道床バラストの強度・変形特性を明らかにすることは、従来荷重～変位関係というマクロ的アプローチに依存していた道床部の変形挙動の把握を、応力～ひずみ関係から推定するという高精度のミクロ的アプローチに移行する際の基礎データとなるものであり、従来の軌道破壊理論では経験則であった道床部の塑性変形特性を力学的な根拠を明確にして数値解析モデル化する場合に役立つと考えている。しかし、5-4-1項で述べたように拘束圧一定の大型繰返し三軸試験結果を道床部の応力～ひずみ関係として適用するには、応力経路の影響を充分考慮し、解析対象や検討項目に応じて適切な解析パラメータの選定を行う必要がある。このような研究課題については、第7章で道床部の繰返し塑性変形挙動を解析的見地から検討した後、第8章でその応用方法について検討する。

参考文献

- 1) 佐藤 裕：繰返荷重による道床沈下の実験，鉄道技術研究報告，No.65，1959.
- 2) 岡部二郎：バラスト支持力の実験的研究（上），鉄道線路，pp.5-10，Vol.9 No.8，1961.
- 3) Gillian M.Norman and Ernest T.Selig：Ballast performance evaluation with box tests, *AREA*, No.692, pp.207-239, 1983.
- 4) Raymond, G.P. and Bathurst,R.J.：Performance of large-scale model single tie-ballast systems, *Transportation Research Record*, No.1131, pp.7-14, 1987.
- 5) R.Janardhanam and C.S.Desai：Three-dimensional testing and modeling of ballast, *Journal of Geotechnical Engineering Proc. of ASCE*, No.109, pp.783-796, 1983.
- 6) Harry E.Stewart：Permanent strains from cyclic variable-amplitude loadings, *Journal of Geotechnical Engineering Proc. of ASCE*, No.112, pp.646-660, 1986.
- 7) 大島洋志：道床バラストの石質と技術的問題点，鉄道総研報告，Vol.4 No.4，pp.18-26，1990.
- 8) 後藤 聡，龍岡文夫：粒状体の三軸圧縮時の強度変形特性に与える試験条件の影響，第21回土質工学研究発表会講演集，pp.237-240，1986.
- 9) 董 軍，中村和之，龍岡文夫，木幡行宏：単調および繰返し載荷による粗粒材料の三軸せん断特性，「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性－試験法・調査法および結果の適用－」に関する国内シンポジウム発表論文集，pp.211-216，1994.
- 10) 佐藤吉彦，宮井 徹：各種有道床まくらぎ軌道の道床横抵抗力とその特性，鉄道技術研究所速報，No.76-150，1976.
- 11) 桜井 孝，高橋昭教：三軸圧縮試験における硬岩の変形特性，鉄道技術研究所速報，No.82-155，1982.
- 12) 鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説「土構造物」，丸善，1992.
- 13) 龍岡文夫，木幡行宏，Teachavorasinskun.S.，董 軍，水本圭輔：地盤材料の側圧一定三軸圧縮試験での応力～ひずみ関係の考察，第28回土質工学研究発表会講演集，pp.837-840，1993.
- 14) 木幡行宏，龍岡文夫：三軸圧縮状態での地盤材料の変形係数に関する考察，第29回土質工学研究発表会講演集，pp.695-698，1994.
- 15) Eqramul Hoque and Fumio Tatsuoka：Elasto-plasticity of sand deformation, *Proc. of The 11th Engineering Mechanics Conference ASCE*, pp.547-550, 1996.
- 16) J. Dong, F. Tatsuoka and T. Sato：Effects of cyclic prestraining on stress-strain behaviour of gravel in triaxial test，第27回土質工学研究発表会講演集，pp.795-798，1992.
- 17) A. Flora, G.L.Jiang, Y. Kohata and F. Tatsuoka：Small strain behaviour of a gravel along some

triaxial stress paths, *Proc. of Pre-failure Deformation of Geomaterials*, pp.279-285, 1994.

- 18) 内田雅夫, 石川達也, 三和雅史: 有道床軌道の設計に関する新しい考え方(上), 日本鉄道施設協会誌, pp.27-30, 1996.
- 19) 内田雅夫, 石川達也, 三和雅史: 有道床軌道の設計に関する新しい考え方(下), 日本鉄道施設協会誌, pp.29-32, 1996.

第6章 粗粒材の繰返し変形挙動に対する不連続体解析手法の適用に関する検討

6-1 解析概要

6-1-1 解析目的

前章までの議論では、道床部を主体とした軌道破壊機構の解明を目的として行った実物大載荷試験結果や列車荷重載荷時の道床部の応力状態を想定した道床バラストの大型三軸試験結果から、数値解析モデル化する際に必要になる道床バラストの基本的な力学特性を把握するとともに、道床バラストの繰返し塑性変形特性が繰返し載荷時の道床部の塑性変形挙動を詳細検討する際に有益な基礎資料となることを明らかにした。この結果、粗粒材である道床部の変形挙動の本質を捉えるには、道床部を粒状集合体と考えた理論検討を行うことが現時点で最も適切であると考えられる。このため、解析手法としては、第2章で述べたような道床部全体をマクロな構造体と仮定する解析モデルではなく、道床バラスト本来の材料特性である礫材の強度・変形特性を考慮したモデル化によるシミュレーションが有効となる。一般に道床バラストのような礫材の変形挙動を予測するには、粒子個々の移動傾向を把握する必要がある、そのためには粒子形状の評価とともに粒子間空隙の評価が重要な研究課題の一つとなる。このような粒状体の粒状性を考慮した数値解析モデルとしては、不連続体解析手法の適用が考えられる。しかし、不連続体解析手法は比較的最近開発されたものであり、その応用に対してはいまだ未知の要素が多く、今後ケーススタディ等により解析上のノウハウを蓄積し、解析手法自体の深度化を図る必要がある。

本章では、このような状況を踏まえ、道床部を粒状集合体と考えた解析を行うための基礎的検討として、粗粒材の繰返し変形挙動に対する不連続体解析手法の適用方法について検討する。このため、不連続体解析手法の1種である不連続変形法（DDA）により道床バラストの大型三軸試験結果を解析し、解析メッシュや解析パラメータの設定方法に関して検討を行う。さらに、解析の妥当性を粒状体力学の観点から評価するとともに、解析結果に基づき道床バラストの変形挙動を粒子配列の構造変化の点から考察する。具体的な検討項目としては以下のようなものが挙げられる。

①DDAの単調載荷試験結果への適用

- ・大型三軸試験結果と解析結果の応力～ひずみ関係の比較
- ・変形の局所化に対する不連続体解析手法の適用性に関する検討
- ・粒子間摩擦角や空隙率の設定方法の妥当性に関する検討

②DDAの繰返し載荷試験結果への適用

- ・繰返し載荷時の応力～ひずみ関係の変化傾向に関する試験結果と解析結果の比較
- ・繰返し載荷時の塑性軸ひずみの増加傾向に関する試験結果と解析結果の比較
- ・繰返し塑性変形挙動と繰返し載荷に伴う粒子配列の構造変化との関連性の把握

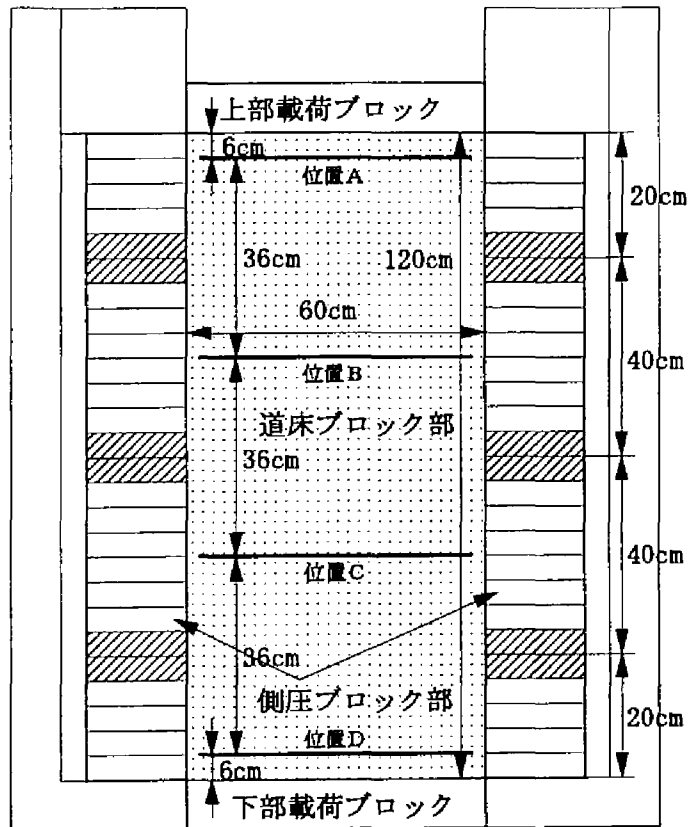
なお、本章ではShi (1984) により開発されたDDAを用いて解析を行うが、DDAの基礎理論については6-2項で述べる。

6-1-2 解析モデル

第5章の大型三軸試験を模擬した2次元平面ひずみ状態の解析モデルの概略を図6-1-1に示す。同図に示すように解析モデルは、三軸供試体部の道床バラスト粒子を表現するブロック（以下、「道床ブロック」と称す）、キャップまたはペDESTAL等を表現するブロック（以下、「載荷ブロック」と称す）、メンブレンを擬似的に表現するブロック（以下、「側圧ブロック」と称す）から構成されており、個々のブロックはブロック境界で不連続となっている。なお、本章では解析領域分割時の最小単位である部分領域（要素）を「ブロック」と表現し、材料特性が等しいブロックの集合体を「道床ブロック部」というように表現する。また、第5章の大型三軸試験の供試体サイズと図6-1-1の解析モデルの供試体サイズの違いについては、大型三軸試験が要素試験であることを考慮し供試体サイズの違いによる影響はないと判断して、計算の都合上倍半分に設定した。本章の解析で用いる解析パラメータを表6-1-1に示す。DDAで用いる材料定数は、ブロック境界の力学特性としてブロック間の摩擦角 ϕ_u および粘着(応)力 C_u 、ブロックの入力定数として単位体積質量 ρ 、ヤング率 E 、ポアソン比 ν である。このうちブロック境界の力学特性は、道床ブロック間の摩擦角だけを与え、それ以外のブロック間の摩擦角および粘着力はすべてゼロに設定した。なお、道床ブロック間の粒子間摩擦角 ϕ_u は第5章の大型三軸試験から得られた内部摩擦角 $\phi = 54.4^\circ$ を参考にして設定したが、一般に内部摩擦角と粒子間摩擦角は異なるため、 ϕ_u の設定方法については6-3節で検討することとした。一方、ブロックの入力定数は、道床ブロックについては、道床バラスト原石（安山岩）の試験結果¹⁾に基づき ρ 、 E 、 ν をそれぞれ設定したが²⁾、側圧ブロックおよび載荷ブロックについては、道床ブロックの変形挙動に影響を及ぼさないように側圧ブロックのヤング率は小さく、載荷ブロックが剛体挙動をするように載荷ブロックのヤング率は大きく、それぞれ道床ブロックのヤング率と1オーダー以上の差がつくように設定した。なお、側圧ブロックおよび載荷ブロックの ρ は、それらブロックの質量が解析モデルの変形挙動に影響をあまり及ぼさないように、道床ブロックの ρ に比べ幾分小さめの値に設定した。

解析モデルの初期状態（図6-1-2の状態）は、大型三軸試験における供試体の積層状態、特に粒子間空隙や粒子配列のランダム性を表現するために、第5章の大型三軸試験とほぼ同様な以下のような手順で作成した。

- ①側圧ブロック群および下部載荷ブロック（図6-1-1参照）を固定した状態で、道床ブロック群を高さ30cmの位置から積層体の高さが120cm程度になるまで徐々に自由落下（重力1G）させた（図6-1-3参照）。
- ②上面が比較的平滑になるように道床ブロックの追加・削除を行った後、上部載荷ブロッ



- ※1 ハッチした側圧ブロックは側方ひずみ計算点
 ※2 位置A～Dは局所軸ひずみ計算箇所

図6-1-1 解析モデルの概略図

表6-1-1 解析パラメーター一覧

	ブロック種別	道床ブロック	荷重ブロック	側圧ブロック
要素	単位体積質量 ρ	2.77t/m ³	1.00t/m ³	1.00t/m ³
	ヤング率 E	20.0GPa	1000.0GPa	0.1GPa
	ポアソン比 ν	0.1	0.1	0.1
境界	粘着力 C_u	0	0	0
	摩擦角 ϕ_u	50 or 55°	0	0

※ただし、粒子間摩擦角は同一材料の接触の場合
 材料が異なる接触の場合にはすべてゼロとする

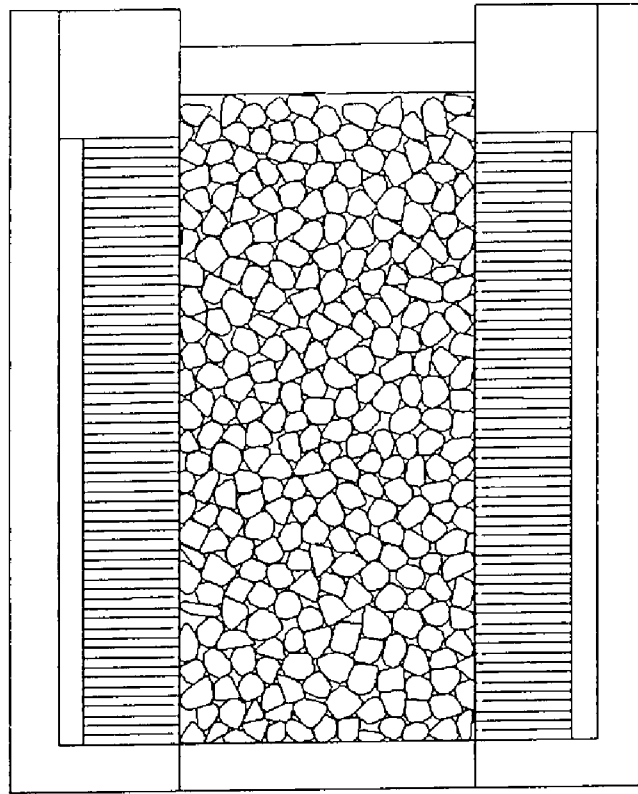


図6-1-2 解析モデルの初期状態 (case1)

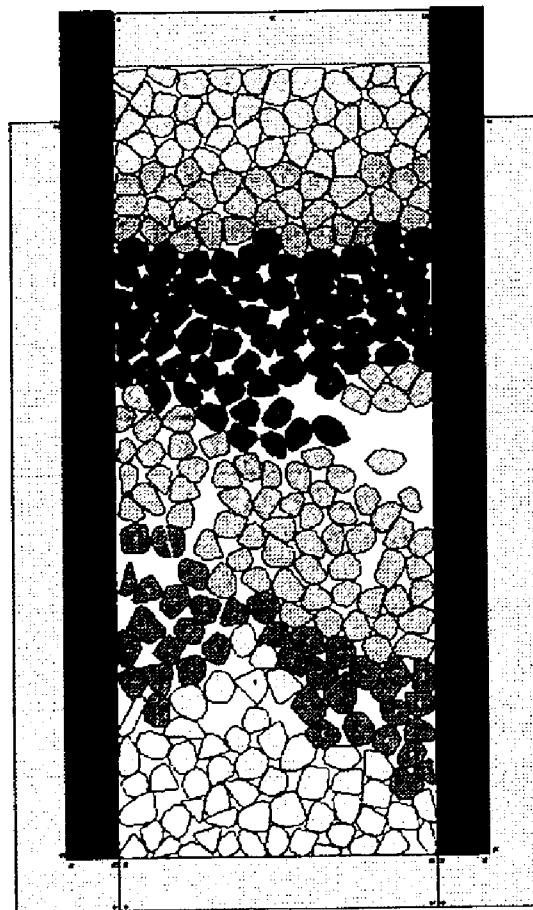


図6-1-3 解析モデルの作成方法

ク（図6-1-1参照）を自由落下させた。

なお、この際の道床ブロック間の ϕ_u は一律 55° とした。また、道床ブロックは、 $120\text{cm} \times 60\text{cm}$ の長方形領域をボロノイ分割⁹⁾して作成したが、その際に分割数を変えて分割を行い、粒度分布の異なる3種類（図6-1-4および表6-1-2のcase1～case3）の解析モデルを作成した。ただし、側圧ブロックおよび载荷ブロックについては各解析モデルとも共通である。解析モデルcase1～case3の解析モデル図を図6-1-5(a)～(c)に示す。なお、道床ブロックの平均粒径 D_{50} は、表6-1-2に示すように各解析モデルとも第5章の大型三軸試験で用いた道床バラスト（粒度分布は図6-1-4参照）の D_{50} よりやや大きめになっている。

6-1-3 解析条件

初期状態の解析モデルを用いて、単調载荷試験と繰返し载荷試験の平面ひずみ圧縮状態（2軸圧縮）のシミュレーションを行った。解析条件を表6-1-3に示す。载荷方法としては、単調载荷解析（AML）、繰返し载荷解析（ACL）とも、まず側圧ブロックの固定を解除した後、側圧ブロックおよび上部载荷ブロックに拘束圧 σ_3 に相当する等分布荷重を载荷し初期状態の解析モデルを等方圧縮する（以下、この状態を「初期等方状態」と称す、図6-1-5参照）。なお、面内にはこの他に重力が作用している。その後、単調载荷解析では、側圧一定の下で、三軸供試体の上端部に位置する道床ブロックに軸荷重に相当する軸方向の等分布荷重を载荷し（図6-1-6参照）、軸ひずみ ε_1 が約2%程度になるまで応力制御（主応力比 $\sigma_1/\sigma_3=1$ 増加に対し1秒の速度で、ひずみ速度に単純に換算すると約0.25～0.35%/秒）でその等分布荷重を増加させた。一方、繰返し载荷解析では、初期等方状態から側圧一定の下で所定の最大主応力 σ_{1max} に相当する荷重強度まで三軸供試体の上端部に位置する道床ブロックに载荷した軸方向の等分布荷重を増加し、その後等方状態まで除荷するプロセスを5回繰返した。この三角波形の軸圧縮荷重の载荷は0.25Hzで行った。検討に用いる軸圧 σ_1 は上部载荷ブロックの反力と応力制御された負荷荷重との比から求めており、軸ひずみ ε_1 は上部载荷ブロックの中央部および両端点の上下変位量を、側方ひずみ ε_3 は左右の上中下部の側圧ブロック計6点の側方変位をそれぞれ平均して求めている（図6-1-1参照）。なお、本研究では、単調载荷解析、繰返し载荷解析とも応力制御でシミュレーションを行ったが、第5章の大型三軸試験で得られた破壊時のひずみ（ $\varepsilon_1=4\%$ 以上）と比べると、2%程度と比較的小さなひずみ領域を解析対象としていること、および载荷速度も比較的遅いことから、ひずみ制御による解析結果と比較して大きな差異はあまりないと考えられる。

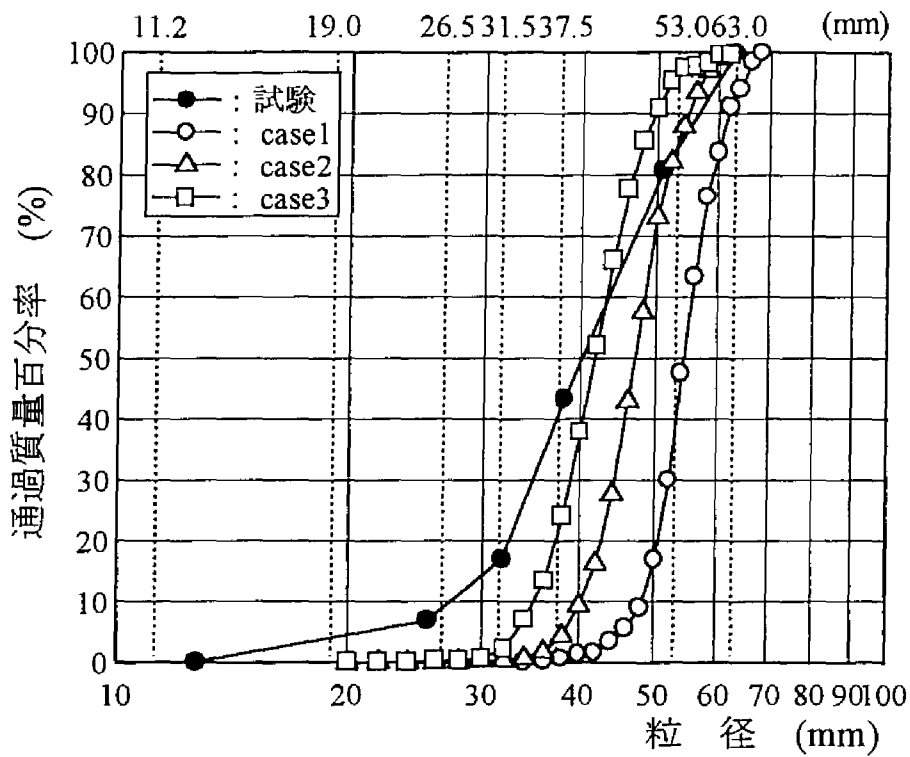
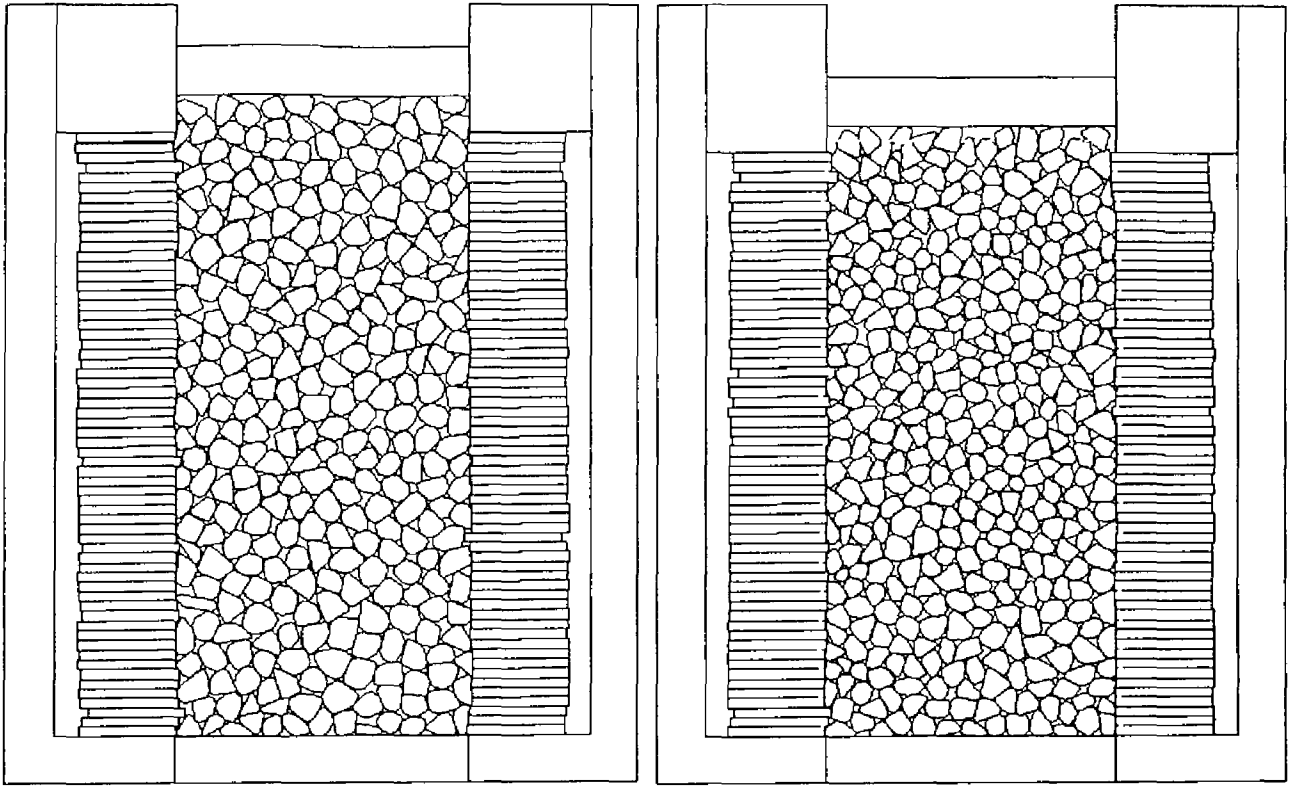


図6-1-4 道床ブロックの粒度分布

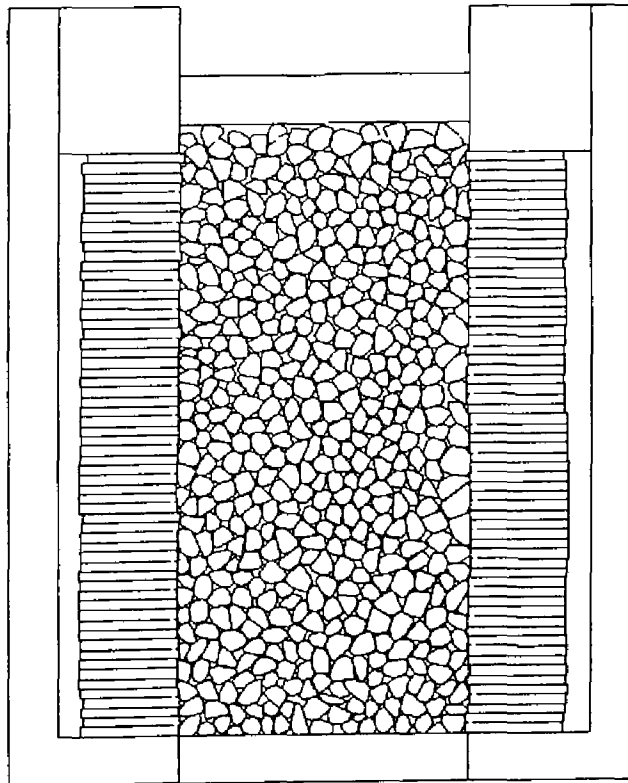
表6-1-2 道床ブロックの組成

モデル	道床ブロック数	均等係数 U_c	平均粒径 D_{50}	間隙率 n	平均配位数 \bar{N}
case1	296	1.15	5.4 cm	15.8 %	4.82
case2	389	1.20	4.6 cm	16.5 %	4.35
case3	489	1.23	4.2 cm	15.9 %	4.56
試験	—	1.70	4.1 cm	38.2 %	—



(a) 解析モデルcase1

(b) 解析モデルcase2



(c) 解析モデルcase3

図6-1-5 解析モデルの初期等方状態

表6-1-3 解析条件

(a) 単調載荷解析

解析 No.	解析モデル	拘束圧 σ_3	摩擦角 ϕ_u	q_{max} (kPa)
AML-11a	case1	19.6kPa	50°	126.8
AML-11b	case1	19.6kPa	55°	135.1
AML-12a	case1	39.2kPa	50°	225.5
AML-12b	case1	39.2kPa	55°	282.2
AML-13a	case1	58.9kPa	50°	319.5
AML-13b	case1	58.9kPa	55°	397.3
AML-21b	case2	19.6kPa	55°	121.5
AML-22a	case2	39.2kPa	50°	260.0
AML-22b	case2	39.2kPa	55°	261.6
AML-23b	case2	58.9kPa	55°	335.6
AML-31b	case3	19.6kPa	55°	44.0
AML-32a	case3	39.2kPa	50°	203.1
AML-32b	case3	39.2kPa	55°	210.7
AML-33b	case3	58.9kPa	55°	346.8

(b) 繰返し載荷解析

解析 No.	解析モデル	拘束圧 σ_3	摩擦角 ϕ_u	主応力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$
ACL-11b	case1	19.6kPa	55°	5.0
ACL-12b	case1	39.2kPa	55°	5.0
ACL-13b	case1	58.9kPa	55°	4.0
ACL-14b	case1	58.9kPa	55°	5.0
ACL-15b	case1	58.9kPa	55°	6.0

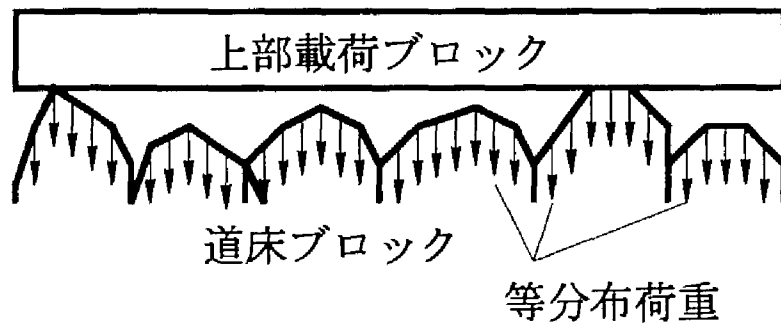


図6-1-6 軸圧の載荷方法

6-2 不連続体解析手法と幾何学的平面分割手法

6-2-1 不連続変形法 (DDA) の基礎理論^(1,5)

(1) 未知数と要素形状関数

DDAでは、大変位や大変形は、各時間ステップ計算の変位や変形の集積として表現され、各時間ステップ計算におけるブロック内の任意の点の変位は微小である。個々のブロックではブロック内の応力とひずみが一定であると仮定すると、2次元の場合未知数は次の6個である (図6-2-1参照)。

$$\{D_i\} = \{u_0 \ v_0 \ \gamma_0 \ \varepsilon_x \ \varepsilon_y \ \gamma_{xy}\}^T \quad (6.2.1)$$

ここで、以下の各記号はブロック*i*の6個の変位変数 (未知数) を表す。

u_0 : x方向の剛体変位	ε_x : x方向の垂直ひずみ
v_0 : y方向の剛体変位	ε_y : y方向の垂直ひずみ
γ_0 : 剛体回転の回転角	γ_{xy} : せん断ひずみ

ブロック*i*内の任意の点(x, y)における変位(u, v)は、この6個の変位変数 (D_i) を用いて表すことができる。まず、ブロック内の変位(u, v)を座標(x, y)の関数として式(6.2.2)で表す。

$$\begin{aligned} u &= a_1 + a_2x + a_3y \\ v &= b_1 + b_2x + b_3y \end{aligned} \quad (6.2.2)$$

点(x_G, y_G)での変位(u_G, v_G)は式(6.2.2)を用いて式(6.2.3)で表される。

$$\begin{aligned} u_G &= a_1 + a_2x_G + a_3y_G \\ v_G &= b_1 + b_2x_G + b_3y_G \end{aligned} \quad (6.2.3)$$

なお、点(x_G, y_G)は剛体変位を求める点の座標であり、一般にはブロックの重心である。

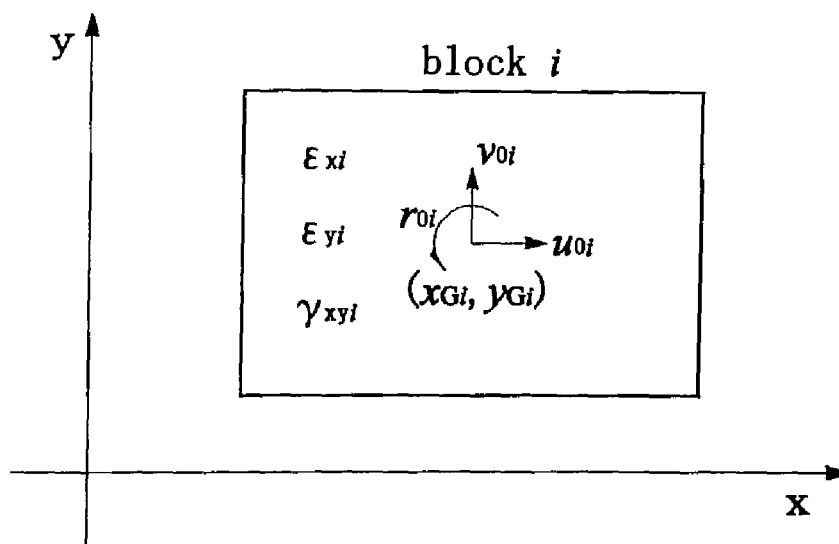


図6-2-1 ブロックの座標系と未知数

さて、式(6.2.2)から式(6.2.3)を引くと、

$$\begin{aligned} u &= a_2(x-x_G) + a_3(y-y_G) + u_G \\ v &= b_2(x-x_G) + b_3(y-y_G) + v_G \end{aligned} \quad (6.2.4)$$

さらに上式から

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} = a_2 \quad (6.2.5)$$

$$\varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} = b_3 \quad (6.2.6)$$

$$\frac{1}{2}\gamma_{xy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial y} \right) = \frac{1}{2}(b_2 + a_3) \quad (6.2.7)$$

また、剛体回転 γ_0 は

$$\gamma_0 = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y} \right) = \frac{1}{2}(b_2 - a_3) \quad (6.2.8)$$

となる。式(6.2.5)～式(6.2.8)を式(6.2.4)に代入し、変位変数 $\{D_i\}$ で整理すると次式が得られる。

$$\begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & -(y-y_G) & (x-x_G) & 0 & (y-y_G) \\ 0 & 1 & (x-x_G) & 0 & (y-y_G) & (x-x_G) \end{bmatrix} \{D_i\} = [T_i(x,y)] \{D_i\} \quad (6.2.9)$$

式(6.2.9)は変形と要素形状の関係を示す式で、これを用いて各時間ステップ計算で要素形状が更新される。

(2) 剛性マトリックス

個々のブロックは、ブロック同士が接触しお互いに変位を拘束しあうことでブロックシステムを構成する。システムが n 個のブロックから成る場合、連立平衡方程式は、

$$\begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & \cdots & K_{1n} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & \cdots & K_{2n} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & \cdots & K_{3n} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ K_{n1} & K_{n2} & K_{n3} & \cdots & K_{nn} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} D_1 \\ D_2 \\ D_3 \\ \vdots \\ D_n \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ \vdots \\ F_n \end{Bmatrix} \quad \text{or} \quad [K]\{D\} = \{F\} \quad (6.2.10)$$

となる。ここで、 $[K_{ij}]$ は 6×6 のサブマトリックスであり、 $\{F_i\}$ は6個の変位変数に対応するブロック i の荷重である。なお、サブマトリックス $[K_{ii}]$ はブロック i の材料物性によるマトリックスであり、 $[K_{ij}]$ ($i \neq j$) はブロック i と j の接触関係により決定される。これらの平衡式は、外力や応力による全ポテンシャルエネルギー Π を最小化することにより導かれる。式(6.2.10)の i 行は6組の1次方程式

$$\frac{\partial \Pi}{\partial d_n} = 0, \quad r=1, \dots, 6 \quad (6.2.11)$$

により構成される。なお、 d_n は式(6.2.1)の第 i ブロック (i = ブロック番号) の未知数 $\{D_i\}$ の各コンポーネント ($r=1, \dots, 6$) を表す。また、微分

$$[K_{ij}]_{rs} = \frac{\partial^2 \Pi}{\partial d_{ri} \partial d_{sj}} \quad (6.2.12)$$

は、変数 d_{ri} に対応する平衡式(6.2.11)の未知数 d_{sj} の係数である。したがって、 $[K_{ij}]_{rs}$ は全体の平衡方程式(6.2.10)におけるサブマトリックス $[K_{ij}]$ の r 行 s 列成分となる。

(3) 要素のひずみエネルギー

ブロックのひずみエネルギー Π_e は、有限要素法 (FEM) と同様に 2 次元の平面ひずみ状態と仮定した場合、次式で表される。

$$\begin{aligned} \Pi_e &= \iint \frac{1}{2} (\epsilon_x \sigma_x + \epsilon_y \sigma_y + \gamma_{xy} \tau_{xy}) dx dy \\ &= \iint \frac{1}{2} \{\epsilon_i\}^T \{\sigma_i\} dx dy = \iint \frac{1}{2} \{\epsilon_i\}^T [E] \{\epsilon_i\} dx dy \\ &= \iint \frac{1}{2} \{D_i\}^T [E_i] \{D_i\} dx dy = \frac{S}{2} \{D_i\}^T [E_i] \{D_i\} \end{aligned} \quad (6.2.13)$$

ここで、 $[E]$: 応力～ひずみマトリックス, $\{\epsilon_i\}$: ひずみベクトル, $\{\sigma_i\}$: 応力ベクトルであり、各々次のように表される。また、 S はブロックの面積である。

$$\{\epsilon_i\} = \{\epsilon_x \ \epsilon_y \ \gamma_{xy}\}^T \quad (6.2.14)$$

$$\{\sigma_i\} = \{\sigma_x \ \sigma_y \ \tau_{xy}\}^T, \quad \{\sigma_i\} = [E] \{\epsilon_i\} \quad (6.2.15)$$

$$[E] = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \nu/(1-\nu) & 0 \\ \nu/(1-\nu) & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-2\nu)/(2(1-\nu)) \end{bmatrix} \quad (6.2.16)$$

$$[E_i] = \begin{bmatrix} [0] & [0] \\ [0] & [E] \end{bmatrix} \quad (6.2.17)$$

ここに、 E : 弾性 (接線) 係数, ν : ポアソン比, $[0]$: 3×3 の 0 マトリックス,

$[E_i]$: 6×6 のブロック i の応力～ひずみマトリックス

ブロック i の剛性マトリックス $[K_e]$ を得るために、式(6.2.13)で表されるひずみエネルギー Π_e を変分原理を用いて最小化すると、

$$[K_e] = \frac{\partial^2 \Pi_e}{\partial d_{ri} \partial d_{sj}} = \frac{S}{2} \frac{\partial^2}{\partial d_{ri} \partial d_{sj}} \{D_i\}^T [E_i] \{D_i\} = S [E_i] \quad r, s = 1, \dots, 6 \quad (6.2.18)$$

となり、 $[K_e]$ は 6×6 のサブマトリックスをなす。これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $[K_{ij}]$ に重ね合わせる。このように、ポテンシャルエネルギー最小化原理を用いることにより、平衡方程式に必要な個々の要素がそれぞれ定式化できる。

(4) 点荷重

点荷重 (F_x, F_y) がブロック i 内の点 (x, y) 上に作用し変位 (u, v) が生じたとき、点荷重によるポテンシャルエネルギー Π_p は、

$$\Pi_p = -(F_x u + F_y v) = -(u \ v) \begin{pmatrix} F_x \\ F_y \end{pmatrix} = -\{D_i\}^T [T_i(x,y)]^T \begin{pmatrix} F_x \\ F_y \end{pmatrix} \quad (6.2.19)$$

となる。ブロックの重心で Π_p を最小化するために微分すると、

$$\{F_p\} = -\frac{\partial \Pi_p}{\partial d_n} = \frac{\partial}{\partial d_n} \{D_i\}^T [T_i(x,y)]^T \begin{pmatrix} F_x \\ F_y \end{pmatrix} = [T_i(x,y)]^T \begin{pmatrix} F_x \\ F_y \end{pmatrix} \quad r=1, \dots, 6 \quad (6.2.20)$$

となり、 $\{F_p\}$ は 6×1 のサブマトリックスをなす。これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $\{F_i\}$ に重ね合わせる。なお、 $\{F_p\}$ はブロック i の重心での点荷重ベクトルである。

(5) 初期応力

初期応力 (σ_x^0 σ_y^0 τ_{xy}^0) によるポテンシャルエネルギー Π_σ は

$$\Pi_\sigma = -\iint (\epsilon_x \sigma_x^0 + \epsilon_y \sigma_y^0 + \gamma_{xy} \tau_{xy}^0) dx dy = -S(\epsilon_x \sigma_x^0 + \epsilon_y \sigma_y^0 + \gamma_{xy} \tau_{xy}^0) = -S\{D_i\}^T \{\sigma_0\} \quad (6.2.21)$$

$$\text{ここで、} \{\sigma_0\} = \{0 \ 0 \ 0 \ \sigma_x^0 \ \sigma_y^0 \ \tau_{xy}^0\}^T \quad (6.2.22)$$

となる。 Π_σ を最小化するために微分すると、

$$\{F_\sigma\} = -\frac{\partial \Pi_\sigma}{\partial d_n} = S \frac{\partial \{D_i\}^T \{\sigma_0\}}{\partial d_n} = S\{\sigma_0\} \quad r=1, \dots, 6 \quad (6.2.23)$$

となり、 $\{F_\sigma\}$ は 6×1 のサブマトリックスをなす。これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $\{F_i\}$ に重ね合わせる。なお、 $\{F_\sigma\}$ はブロック i の初期応力の外力ベクトルである。

(6) 体積力

ブロック i に一様な体積力 (f_x, f_y) が働いており、このブロックの重心を (x_G, y_G) としたとき、以下の諸式が成り立つ。

$$x_G = S_x/S, \quad y_G = S_y/S \quad (6.2.24)$$

$$S = \iint dx dy, \quad S_x = \iint x dx dy, \quad S_y = \iint y dx dy \quad (6.2.25)$$

体積力 (f_x, f_y) によるポテンシャルエネルギー Π_w は、

$$\Pi_w = -\iint (f_x u + f_y v) dx dy = -\iint (u \ v) \begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} dx dy = -\{D_i\}^T \iint [T_i(x,y)]^T dx dy \begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} \quad (6.2.26)$$

(x_G, y_G) が重心のとき、式(6.2.24)および式(6.2.25)が成り立つことから

$$\iint [T_i(x,y)]^T dx dy = \begin{pmatrix} S & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & S & 0 & 0 & 0 & 0 \end{pmatrix}^T \quad (6.2.27)$$

となる。このため、

$$\Pi_w = -\{D_i\}^T (f_x S \ f_y S \ 0 \ 0 \ 0 \ 0)^T \quad (6.2.28)$$

となる。 Π_w を最小化するために微分すると、

$$\{F_w\} = -\frac{\partial \Pi_w}{\partial d_n} = \frac{\partial}{\partial d_n} \{D_i\}^T (f_x S \ f_y S \ 0 \ 0 \ 0 \ 0)^T = (f_x S \ f_y S \ 0 \ 0 \ 0 \ 0)^T \quad r=1, \dots, 6 \quad (6.2.29)$$

となり、 $\{F_w\}$ は 6×1 のサブマトリックスをなす。これを全体の平衡方程式(6.2.10)の

{F_i} に重ね合わせる。なお、{F_w} はブロック*i*の体積力ベクトルである。

(7) 慣性力

ブロック*i*の任意の点(x, y)の時間ごとの変位を(u(*t*), v(*t*))としMを単位面積あたりの質量とすれば、単位面積あたりの慣性力は、

$$\begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} = -M \begin{pmatrix} \frac{\partial^2 u_0}{\partial t^2} \\ \frac{\partial^2 v_0}{\partial t^2} \end{pmatrix} \quad (6.2.30)$$

となる。ブロック*i*の慣性力によるポテンシャルエネルギーΠ_aは、

$$\Pi_a = - \iint (u \ v) \begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} dx dy = \iint M \{D_i\}^T [T_i(x, y)] [T_i(x, y)] \frac{\partial^2 \{D_0\}}{\partial t^2} dx dy \quad (6.2.31)$$

となる。ここで、{D₀}を時間ステップ計算の初期におけるブロックの変位、Δ*t*を時間ステップ、{D_i}を時間ステップ計算後の変位として時間積分を行えば、

$$\{D_i\} = \frac{\Delta t^2}{2} \frac{\partial \{D_0\}}{\partial t^2} + \Delta t \frac{\partial \{D_0\}}{\partial t} \quad (6.2.32)$$

$$\frac{\partial^2 \{D_0\}}{\partial t^2} = \frac{2}{\Delta t^2} \{D_i\} - \frac{2}{\Delta t} \frac{\partial \{D_0\}}{\partial t} = \frac{2}{\Delta t^2} \{D_i\} - \frac{2}{\Delta t} \{V_0\} \quad (6.2.33)$$

ここで、{V₀} = $\frac{\partial \{D_0\}}{\partial t}$: 時間ステップ計算の初期の変形速度 (初速)

なお、次の時間ステップ計算における初期の変形速度 {V₁} は、この時間ステップ計算における最終速度となり、式(6.2.33)により次式で表される。

$$\{V_1\} = \Delta t \frac{\partial^2 \{D_0\}}{\partial t^2} + \{V_0\} = \left[\frac{2}{\Delta t} \{D_i\} - \{V_0\} \right] \quad (6.2.34)$$

式(6.2.33)を考慮すると式(6.2.31)は

$$\Pi_a = \{D_i\}^T \iint [T_i(x, y)] [T_i(x, y)] dx dy \left[\frac{2M}{\Delta t^2} \{D_i\} - \frac{2M}{\Delta t} \{V_0\} \right] \quad (6.2.35)$$

平衡条件を得るために、ポテンシャルエネルギーΠ_aを {D_i}^rについて最小化すると、

$$\begin{aligned} \{F_r\} &= - \frac{\partial \Pi_a}{\partial d_n} = - \frac{\partial}{\partial d_n} \left[\{D_i\}^T \iint [T_i(x, y)] [T_i(x, y)] dx dy \left[\frac{2M}{\Delta t^2} \{D_i\} - \frac{2M}{\Delta t} \{V_0\} \right] \right] \\ &= - \iint [T_i(x, y)] [T_i(x, y)] dx dy \left[\frac{2M}{\Delta t^2} \{D_i\} - \frac{2M}{\Delta t} \{V_0\} \right] \quad r=1, \dots, 6 \end{aligned} \quad (6.2.36)$$

となり、{F_a} は6×1のサブマトリックスをなす。これを全体の平衡方程式(6.2.10)の {F_i} に重ね合わせる。しかし、式(6.2.36)には未知数 {D_i} が含まれているので、

$$[K_r] = \frac{\partial^2 \Pi_a}{\partial d_n \partial d_n} = \frac{2M}{\Delta t^2} \iint [T_i(x, y)] [T_i(x, y)] dx dy \quad (6.2.37)$$

を全体の平衡方程式(6.2.10)の [K_i] に、

$$\{F_i\} = \frac{2M}{\Delta t} \iint [T_i(x,y)]^T [T_i(x,y)] dx dy \{V_i\} \quad (6.2.38)$$

を $\{F_i\}$ に重ね合わせる。なお、 $[K_a]$ はブロック i の慣性力マトリックスであり、 $\{F_a\}$ はブロック i の慣性力ベクトルである。式(6.2.37)および式(6.2.38)における積分は 6×6 のサブマトリックスをなす。 (x_G, y_G) をブロックの重心とし、

$$\tilde{x} = x - x_G$$

$$\tilde{y} = y - y_G$$

とすると、被積分マトリックスは、

$$[T_i(x,y)]^T [T_i(x,y)] = \begin{pmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \\ -\tilde{y} & \tilde{x} \\ \tilde{x} & 0 \\ 0 & \tilde{y} \\ \tilde{y}/2 & \tilde{x}/2 \end{pmatrix} \begin{pmatrix} 1 & 0 & -\tilde{y} & \tilde{x} & 0 & \tilde{y}/2 \\ 0 & 1 & \tilde{x} & 0 & \tilde{y} & \tilde{x}/2 \end{pmatrix} \quad (6.2.39)$$

となり、積分は次式で表される。

$$\iint [T_i(x,y)]^T [T_i(x,y)] dx dy = \begin{pmatrix} S_0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & S_0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & S_1 + S_2 & -S_3 & S_3 & (S_1 - S_2)/2 \\ 0 & 0 & -S_3 & S_1 & 0 & S_3/2 \\ 0 & 0 & S_3 & 0 & S_2 & S_3/2 \\ 0 & 0 & (S_1 - S_2)/2 & S_3/2 & S_3/2 & (S_1 + S_2)/4 \end{pmatrix} \quad (6.2.40)$$

$$\text{ここに、 } S_1 = \iint (x^2 - x_0 x) dx dy = S_{xx} - x_0 S_x \quad S_{xx} = \iint x^2 dx dy \quad S = \iint dx dy$$

$$S_2 = \iint (y^2 - y_0 y) dx dy = S_{yy} - y_0 S_y \quad S_{yy} = \iint y^2 dx dy \quad S_x = \iint x dx dy \quad (6.2.41)$$

$$S_3 = \iint (xy - x_0 y) dx dy = S_{xy} - x_0 S_y \quad S_{xy} = \iint xy dx dy \quad S_y = \iint y dx dy$$

(8) ある点での変位の拘束 (固定点)

境界条件としてブロックをブロック i 内の点 (x, y) で固定する。

$$(u(x,y), v(x,y)) = (0, 0)$$

ここで、 (u, v) は計算された変位である。 x 方向・ y 方向の 2 本のばねを考え、ばねの剛性を p とすると、ばねの力は

$$\begin{pmatrix} f_x \\ f_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -pu \\ -pv \end{pmatrix} \quad (6.2.42)$$

となる。ばねに蓄えられたひずみエネルギー Π_m は、

$$\Pi_m = \frac{p}{2}(u^2 + v^2) = \frac{p}{2}(u \ v) \begin{pmatrix} u \\ v \end{pmatrix} = \frac{p}{2} \{D_i\}^T [T_i(x,y)] [T_i(x,y)] \{D_i\} \quad (6.2.43)$$

となる。ばねのひずみエネルギー Π_m を最小化するために微分すると

$$\begin{aligned} [K_{rs}] &= \frac{\partial^2 \Pi_m}{\partial d_r \partial d_s} = \frac{p}{2} \frac{\partial^2}{\partial d_r \partial d_s} \{D_i\}^T [T_i(x,y)] [T_i(x,y)] \{D_i\} \quad r, s=1, \dots, 6 \\ &= p [T_i(x,y)]^T [T_i(x,y)] \end{aligned} \quad (6.2.44)$$

となり、 $[K_m]$ は 6×6 のサブマトリックスをなす。これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $[K_{ii}]$ に重ね合わせる。なお、 $[K_m]$ はブロック i 内の点 (x, y) での固定点マトリックスである。

(9) ブロックの接触と貫入

ブロックシステムの運動では、ブロック同士の相互貫入がなく、ブロック間には引張力が働かないという2つの拘束条件がある。これらの拘束条件を満足させるための数学的記述は連立不等式となる。DDAでは拘束条件を表すこの連立不等式を「ペナルティマトリックス」を導入することで線形方程式に重ね合わせる。ブロックシステムが移動、あるいは変形するときブロックは境界に沿ってのみ接触するため、2つのブロックが接触した場合非貫入のための不等式は貫入量がゼロであるという等式に変換することができる。それらの等式は1方向または2方向への動きを固定(Lock)するための非常に剛なばね、つまりペナルティを加えることによって全体方程式に取り込むことができる。ペナルティを適用する物理的な意味は相互貫入が起こったブロックを最短距離で押し戻し、ブロック間の貫入量を一定の誤差範囲以内に収めることにある。本研究では、ブロックの貫入に対するペナルティ法の適用方法として、佐々木ら(1994)⁹⁾の方法を用いている。佐々木らは、ブロック表面のせん断力がせん断抵抗力以下の場合(これを「Lock条件」と称す)、ブロックの接触に関するペナルティ法を垂直方向(軸方向)のみに適用し、接線方向(せん断方向)にはペナルティの代わりに工学的なばね、すなわちせん断ばね K_s を与えている(図6-2-2参照)。ブロック表面の強度・変形特性を図6-2-3に示す。図からわかるようにこの方法を用いると、せん断力がMohr-Coulombの摩擦条件によるせん断抵抗力以下の場合、接触面の変形特性としてせん断ばね K_s を用い、せん断抵抗力以上の場合には抵抗しない。すなわち、

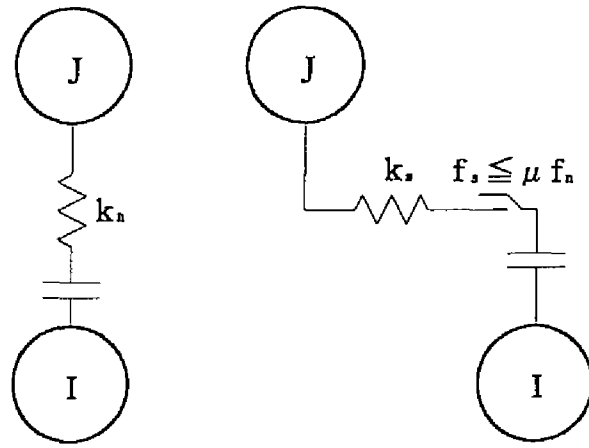
$$\begin{aligned} \tau_{ss} < C_u + \sigma_{ns} \tan \phi_u \quad \text{の場合, せん断ばね} &= K_s \\ \tau_{ss} \geq C_u + \sigma_{ns} \tan \phi_u \quad \text{の場合, せん断ばね} &= 0 \end{aligned} \quad (6.2.45)$$

ここで、 τ_{ss} : ブロック表面のせん断応力、 σ_{ns} : ブロック表面の軸応力

C_u : 粘着(応)力、

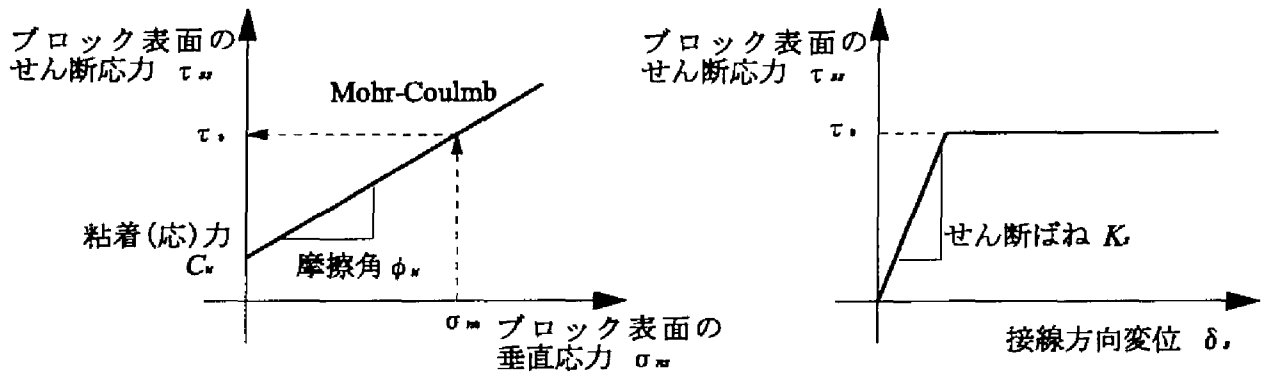
ϕ_u : ブロック表面の摩擦角

図6-2-4はブロックの運動時にブロック i の点 P_1 がブロック j の辺 P_2P_3 を越え相互貫入が生じている状態を示す。式(6.2.45)を考慮して図6-2-4の接触状態を検討すると、次の3つの



(a) 法線方向 (b) 接線方向

図6-2-2 DDAの接触点のモデル



(a) 強度特性 (b) 変形特性

図6-2-3 ブロック表面の摩擦条件

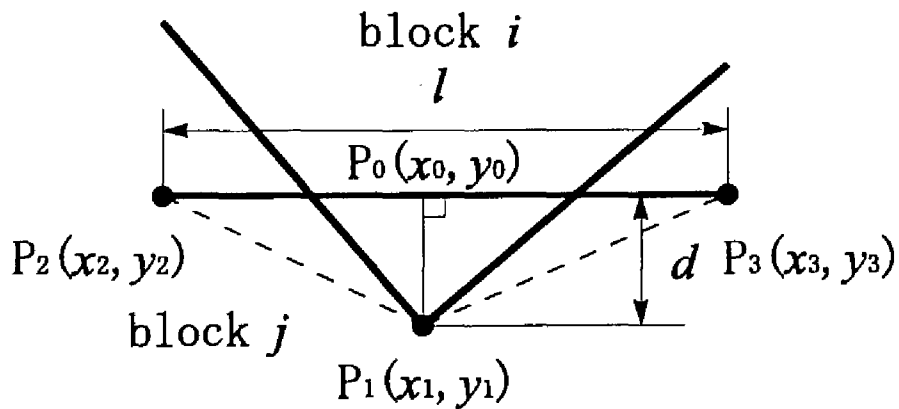


図6-2-4 ブロックの貫入

状態が起こり得る。

- ① 辺 P_2P_3 に沿う接触力の垂直方向成分 R_n が引張の場合、ペナルティおよびせん断ばねは適用されない。
- ② 辺 P_2P_3 に沿う接触力の垂直方向成分 R_n が圧縮で、接触力の接線方向成分 R_t がブロック表面のせん断抵抗力以上の場合、ペナルティは適用されるが、せん断ばねは適用されない。このため、ブロックの運動は1方向が固定され、滑動は運動後の辺 $P_2'P_3'$ に沿って発生する。この状態では、(10)で検討する垂直方向のブロックの貫入に対する式と、(11)で検討するブロック間の摩擦によるエネルギー散逸の式が用いられる。
- ③ 辺 P_2P_3 に沿う接触力の垂直方向成分 R_n が圧縮で、接触力の接線方向成分 R_t がブロック表面のせん断抵抗力より小さい場合、ペナルティおよびせん断ばねが適用される。このため、ブロックの運動は2方向が固定される。この状態では、(10)で検討する垂直方向のブロックの貫入に対する式と、(12)で検討する接線方向のせん断ばねによる式が用いられる。

(10) ブロックの貫入に対するペナルティマトリックス

ブロック同士の貫入は、貫入しているブロック j の辺 P_2P_3 に垂直な量 d をスカラー量として求める。したがって、ここではブロック i の貫入角度は考慮しない。時間ステップ計算による変位増加に伴い相互貫入が発生した場合の貫入量 d は次式で表される。

$$d = \frac{\Delta}{l} = \frac{1}{l} \begin{vmatrix} 1 & x_1+u_1 & y_1+v_1 \\ 1 & x_2+u_2 & y_2+v_2 \\ 1 & x_3+u_3 & y_3+v_3 \end{vmatrix} \quad (6.2.46)$$

$$\text{ここで、} l \text{ は辺 } P_2P_3 \text{ の長さで、} l = \sqrt{(x_2-x_3)^2 + (y_2-y_3)^2} \quad (6.2.47)$$

$(x_i, y_i), (u_i, v_i) : P_i (i=1,2,3)$ の座標と変位増加

さらに、

$$\Delta = S_0 + \begin{vmatrix} 1 & u_1 & y_1 \\ 1 & u_2 & y_2 \\ 1 & u_3 & y_3 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} 1 & x_1 & v_1 \\ 1 & x_2 & v_2 \\ 1 & x_3 & v_3 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} 1 & u_1 & v_1 \\ 1 & u_2 & v_2 \\ 1 & u_3 & v_3 \end{vmatrix} \quad (6.2.48)$$

$$\text{ここで、} S_0 \text{ は図6-2-4中の破線の三角形の面積の2倍で、} S_0 = \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{vmatrix} \quad (6.2.49)$$

式(6.2.9)を考慮し点 P_1, P_2, P_3 の変位をブロック i の変位変数 $\{D_i\}$ とブロック j の変位変数 $\{D_j\}$ で表すと、貫入量 d は次式のようになる。

$$d = \frac{S_0}{l} + \{e_r\}^T \{D_i\} + \{g_r\}^T \{D_j\} \quad r=1, \dots, 6 \quad (6.2.50)$$

ここで、 $\{e_r\} = (e_1 \ e_2 \ e_3 \ e_4 \ e_5 \ e_6)^T, \{g_r\} = (g_1 \ g_2 \ g_3 \ g_4 \ g_5 \ g_6)^T$

$$\begin{aligned}
e_r &= [(y_2 - y_3) [T_1(x_1, y_1)]_{1r} + (x_3 - x_2) [T_1(x_1, y_1)]_{2r}] / l \\
g_r &= [(y_3 - y_1) [T_1(x_2, y_2)]_{1r} + (x_1 - x_3) [T_1(x_2, y_2)]_{2r}] / l \\
&\quad + [(y_1 - y_2) [T_1(x_3, y_3)]_{1r} + (x_2 - x_1) [T_1(x_3, y_3)]_{2r}] / l
\end{aligned} \tag{6.2.51}$$

なお、式(6.2.48)の右辺第4項は2次の微小項のため無視した。

ブロックの貫入による運動エネルギー Π_k は、

$$\Pi_k = \frac{p}{2} d^2 = \frac{p}{2} \left(\frac{S_0}{l} + \{e_r\}^T \{D_r\} + \{g_r\}^T \{D_r\} \right)^2 \tag{6.2.52}$$

ここで、 p : 充分大きな正の値のペナルティ係数

となる。式(6.2.52)の貫入量 d をある一定値以下にするという制約条件のもとで解くためにブロックの貫入による運動エネルギー Π_k を最小化すると、ペナルティに関する剛性マトリックスとして $[K_{k,ii}]$, $[K_{k,ij}]$, $[K_{k,ji}]$, $[K_{k,jj}]$ の 6×6 のサブマトリックスが4個、外力項として $\{F_{k,i}\}$, $\{F_{k,j}\}$ の 6×1 のサブマトリックスが2個導かれる。まず、 $[K_{k,ii}]$ は

$$\begin{aligned}
[K_{k,rs}] &= \frac{\partial^2 \Pi_k}{\partial d_r \partial d_s} = \frac{p}{2} \frac{\partial^2}{\partial d_r \partial d_s} \{D_r\}^T \{e_r\} \{e_s\}^T \{D_s\} \quad r, s = 1, \dots, 6 \\
&= p \{e_r\} \{e_s\}^T
\end{aligned} \tag{6.2.53}$$

となり、これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $[K_{ii}]$ に重ね合わせる。次に、 $[K_{k,ij}]$ は

$$\begin{aligned}
[K_{k,rs}] &= \frac{\partial^2 \Pi_k}{\partial d_r \partial d_s} = \frac{p}{2} \frac{\partial^2}{\partial d_r \partial d_s} \{D_r\}^T \{e_r\} \{g_s\}^T \{D_s\} \quad r, s = 1, \dots, 6 \\
&= p \{e_r\} \{g_s\}^T
\end{aligned} \tag{6.2.54}$$

となり、これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $[K_{ij}]$ に重ね合わせる。次に、 $[K_{k,ji}]$ は

$$\begin{aligned}
[K_{k,rs}] &= \frac{\partial^2 \Pi_k}{\partial d_r \partial d_s} = \frac{p}{2} \frac{\partial^2}{\partial d_r \partial d_s} \{D_r\}^T \{g_r\} \{e_s\}^T \{D_s\} \quad r, s = 1, \dots, 6 \\
&= p \{g_r\} \{e_s\}^T
\end{aligned} \tag{6.2.55}$$

となり、これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $[K_{ji}]$ に重ね合わせる。次に、 $[K_{k,jj}]$ は

$$\begin{aligned}
[K_{k,rs}] &= \frac{\partial^2 \Pi_k}{\partial d_r \partial d_s} = \frac{p}{2} \frac{\partial^2}{\partial d_r \partial d_s} \{D_r\}^T \{g_r\} \{g_s\}^T \{D_s\} \quad r, s = 1, \dots, 6 \\
&= p \{g_r\} \{g_s\}^T
\end{aligned} \tag{6.2.56}$$

となり、これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $[K_{jj}]$ に重ね合わせる。なお、ペナルティマトリックス $[K_k]$ は

$$[K_k] = [K_{k,ii}] + [K_{k,ij}] + [K_{k,ji}] + [K_{k,jj}] \tag{6.2.57}$$

となる。一方、 $\{F_{k,i}\}$ は

$$\{F_{k,r}\} = - \frac{\partial \Pi_k}{\partial d_r} = - \frac{p S_0}{l} \frac{\partial}{\partial d_r} \{D_r\}^T \{e_r\} = - \frac{p S_0}{l} \{e_r\} \quad r = 1, \dots, 6 \tag{6.2.58}$$

となり，これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $\{F_i\}$ に重ね合わせる。次に， $\{F_{k_j}\}$ は

$$\{F_{k_j}\} = -\frac{\partial \Pi_k}{\partial d_j} = -\frac{pS_0}{l} \frac{\partial}{\partial d_j} \{D_j\}^T \{g_r\} = -\frac{pS_0}{l} \{g_r\} \quad r=1, \dots, 6 \quad (6.2.59)$$

となり，これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $\{F_j\}$ に重ね合わせる。なお，ペナルティの外力ベクトル $\{F_k\}$ は

$$\{F_k\} = \{F_{k_i}\} + \{F_{k_j}\} \quad (6.2.60)$$

となる。

(1 1) ブロック表面の摩擦条件

ブロック i とブロック j の接触状態が (9) の ② の場合，接触面の法線方向へのブロックの運動は Lock されるため，運動後の辺 $P_2'P_3'$ に沿ってブロック i は滑動する。ブロック i がブロック j の一边 $P_2'P_3'$ に沿って滑動する場合，その方向は方向余弦 (l'_x, l'_y) を用いて以下のように表される。

$$l'_x = \frac{x_3 + u_3 - x_2 - u_2}{l'}, \quad l'_y = \frac{y_3 + v_3 - y_2 - v_2}{l'} \quad l'^2_x + l'^2_y = 1 \quad (6.2.61)$$

ここで， l' : 辺 $P_2'P_3'$ の長さ

このため，ブロック i の点 $P_1(x_1, y_1)$ の接線方向の変位は， $l'_x u_1 + l'_y v_1$ で表される。また，点 P_1 から辺 P_2P_3 におろした垂線との交点を $P_0(x_0, y_0)$ とすると，点 P_0 の座標は次式で表される。

$$x_0 = x_2 + s(x_3 - x_2), \quad y_0 = y_2 + s(y_3 - y_2) \quad (6.2.62)$$

$$\text{ここで， } s = \frac{1}{l^2} \{ (x_3 - x_2)(x_1 - x_2) + (y_3 - y_2)(y_1 - y_2) \} \quad (6.2.63)$$

また，点 P_0 の変位増加 (u_0, v_0) は次式で表される。

$$u_0 = u_2 + s(u_3 - u_2), \quad v_0 = v_2 + s(v_3 - v_2) \quad (6.2.64)$$

このため，ブロック j の点 P_0 の接線方向の変位は，

$$l'_x u_0 + l'_y v_0 = l'_x \{u_2 + s(u_3 - u_2)\} + l'_y \{v_2 + s(v_3 - v_2)\} \quad (6.2.65)$$

となる。辺 $P_2'P_3'$ に沿うブロック i の滑動量 d_x は点 P_0 に対する点 P_1 の相対変位量で表現されるから，

$$\begin{aligned} d_x &= (l'_x u_1 + l'_y v_1) - l'_x \{u_2 + s(u_3 - u_2)\} - l'_y \{v_2 + s(v_3 - v_2)\} \\ &\doteq (l'_x u_1 + l'_y v_1) - l'_x \{u_2 + s(u_3 - u_2)\} - l'_y \{v_2 + s(v_3 - v_2)\} \end{aligned} \quad (6.2.66)$$

$$\text{ここで， } l'_x = \frac{x_3 - x_2}{l'}, \quad l'_y = \frac{y_3 - y_2}{l'} \quad (6.2.67)$$

となる。なお，式(6.2.66)の第2式では2次の微小項を無視した。

一方，滑動時のせん断抵抗力を

$$C + R_n \tan \phi_u, \quad \text{ここで， } C: \text{粘着力， } R_n: \text{接触力の垂直方向成分}$$

とすれば，ブロック間の摩擦によるエネルギー散逸 Π_λ は

$$\begin{aligned}\Pi_1 &= (C + R_s \tan \phi_s) d_s = (C + R_s \tan \phi_s) \left\{ (u_1 \ v_1) \begin{pmatrix} l_x \\ l_y \end{pmatrix} - (1-s)(u_2 \ v_2) \begin{pmatrix} l_x \\ l_y \end{pmatrix} - s(u_3 \ v_3) \begin{pmatrix} l_x \\ l_y \end{pmatrix} \right\} \\ &= (C + R_s \tan \phi_s) (\{D_r\}^T [T_r(x_r, y_r)]^T \{L\} - (1-s)\{D_r\}^T [T_r(x_r, y_r)]^T \{L\} - s\{D_r\}^T [T_r(x_r, y_r)]^T \{L\})\end{aligned}\quad (6.2.68)$$

$$\text{ここで, } \{L\} = (l_x \ l_y)^T \quad (6.2.69)$$

となる。 Π_1 を最小化するために微分すると、外力項として $\{F_{\lambda, i}\}$, $\{F_{\lambda, j}\}$ の 6×1 のサブマトリックスが2個導かれる。まず、 $\{F_{\lambda, i}\}$ は

$$\begin{aligned}\{F_{\lambda, i}\} &= -\frac{\partial \Pi_1}{\partial d_r} = -(C + R_s \tan \phi_s) \frac{\partial}{\partial d_r} \{D_r\}^T [T_r(x_r, y_r)]^T \{L\} \\ &= -(C + R_s \tan \phi_s) [T_r(x_r, y_r)]^T \{L\} \quad r=1, \dots, 6\end{aligned}\quad (6.2.70)$$

となり、これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $\{F_i\}$ に重ね合わせる。次に、 $\{F_{\lambda, j}\}$ は

$$\begin{aligned}\{F_{\lambda, j}\} &= -\frac{\partial \Pi_1}{\partial d_r} = (C + R_s \tan \phi_s) \frac{\partial}{\partial d_r} [(1-s)\{D_r\}^T [T_r(x_r, y_r)]^T \{L\} + s\{D_r\}^T [T_r(x_r, y_r)]^T \{L\}] \\ &= (C + R_s \tan \phi_s) [(1-s)[T_r(x_r, y_r)]^T \{L\} + s[T_r(x_r, y_r)]^T \{L\}] \quad r=1, \dots, 6\end{aligned}\quad (6.2.71)$$

となり、これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $\{F_j\}$ に重ね合わせる。なお、ブロック間の摩擦ベクトル $\{F_\lambda\}$ は

$$\{F_i\} = \{F_{\lambda, i}\} + \{F_{\lambda, j}\} \quad (6.2.72)$$

となる。

(1 2) せん断剛性のサブマトリックス

ブロック*i*とブロック*j*の接触状態が(9)の③の場合、ブロックの運動は接触面の法線、接線方向ともLockされる。この状態の運動が(11)の運動と異なる点は、ブロック*i*の運動が運動後のブロック*j*の一边 $P_2'P_3'$ に沿って生じないことである。図6-2-5は時間ステップ計算前後のブロック*i*とブロック*j*の相対位置関係を示したものである。運動後のブロック*j*の一边 $P_2'P_3'$ の接線方向のブロック*i*の移動量 d_x' は、時間ステップ計算後のブロック*i*の点 P_1' から辺 $P_2'P_3'$ におろした垂線との交点 P_0' と時間ステップ計算後の点 P_0 (点 P_0')との距離で表されるから、

$$d_x' = (d_1 - d_0) + dl \quad (6.2.73)$$

となる。この dl は、 $\triangle P_2'P_3'P_4$ と $\triangle P_0P_1P_5$ が相似であることから、

$$\overline{P_2'P_3'} : \overline{P_3'P_4} = \overline{P_0P_1} : \overline{P_1P_5} \quad \therefore dl = \frac{\overline{P_1P_0} \cdot \overline{P_3'P_4}}{l'} = \frac{(x_1 - x_0)(u_3 - u_2) + (y_1 - y_0)(v_3 - v_2)}{l'} \quad (6.2.74)$$

となる。一方、 $(d_1 - d_0)$ は式(6.2.66)を参考にすると

$$d_1 - d_0 = (l'_x u_1 + l'_y v_1) - l'_x \{u_2 + s(u_3 - u_2)\} - l'_y \{v_2 + s(v_3 - v_2)\}$$

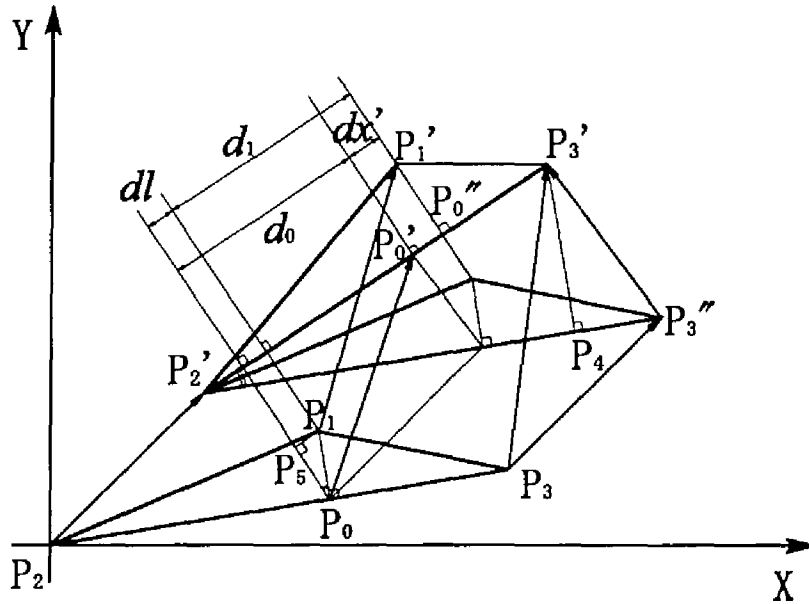


図6-2-5 せん断ばねの設定

$$\doteq (l_x u_1 + l_y v_1) - l_x \{u_2 + s(u_3 - u_2)\} - l_y \{v_2 + s(v_3 - v_2)\} \quad (6.2.75)$$

となる。なお、式(6.2.75)の第2式では2次の微小項を無視した。したがって、 dx' は

$$\begin{aligned} d_x' &= (l_x u_1 + l_y v_1) - l_x \{u_2 + s(u_3 - u_2)\} - l_y \{v_2 + s(v_3 - v_2)\} + \frac{(x_1 - x_0)(u_3 - u_2) + (y_1 - y_0)(v_3 - v_2)}{l'} \\ &= (u_1 \ v_1) \begin{pmatrix} l_x \\ l_y \end{pmatrix} + \frac{1}{l'} (u_2 \ v_2) \begin{pmatrix} -x_1 + 2(1-s)x_2 - (1-2s)x_3 \\ -y_1 + 2(1-s)y_2 - (1-2s)y_3 \end{pmatrix} + \frac{1}{l'} (u_3 \ v_3) \begin{pmatrix} x_1 - (1-2s)x_2 - 2sx_3 \\ y_1 - (1-2s)y_2 - 2sy_3 \end{pmatrix} \end{aligned} \quad (6.2.76)$$

となる。

せん断ばねに蓄えられたひずみエネルギー Π_f は、

$$\begin{aligned} \Pi_f &= \frac{K_s}{2} d_x'^2 = \frac{K_s}{2} (\{D_i\}^T [T_i(x_i, y_i)]^T [L] + \{D_j\}^T [T_j(x_j, y_j)]^T [L_2] + \{D_k\}^T [T_k(x_k, y_k)]^T [L_3])^2 \\ &= \frac{K_s}{2} (\{D_i\}^T \{b_i\} + \{D_j\}^T \{c_j\})^2 \end{aligned} \quad (6.2.77)$$

$$\text{ここで、} \{L_2\} = \begin{pmatrix} l_{2x} \\ l_{2y} \end{pmatrix} = \frac{1}{l'} \begin{pmatrix} -x_1 + 2(1-s)x_2 - (1-2s)x_3 \\ -y_1 + 2(1-s)y_2 - (1-2s)y_3 \end{pmatrix}, \quad \{L_3\} = \begin{pmatrix} l_{3x} \\ l_{3y} \end{pmatrix} = \frac{1}{l'} \begin{pmatrix} x_1 - (1-2s)x_2 - 2sx_3 \\ y_1 - (1-2s)y_2 - 2sy_3 \end{pmatrix} \quad (6.2.78)$$

$$\{b_i\} = (b_1 \ b_2 \ b_3 \ b_4 \ b_5 \ b_6)^T, \quad \{c_j\} = (c_1 \ c_2 \ c_3 \ c_4 \ c_5 \ c_6)^T$$

$$b_i = l_x [T_i(x_i, y_i)]_{1r} + l_y [T_i(x_i, y_i)]_{2r}$$

$$c_j = l_{2x} [T_j(x_j, y_j)]_{1r} + l_{2y} [T_j(x_j, y_j)]_{2r} + l_{3x} [T_j(x_j, y_j)]_{1r} + l_{3y} [T_j(x_j, y_j)]_{2r} \quad (6.2.79)$$

となる。 Π_f を最小化するために微分を実行すると、せん断剛性に関する剛性マトリック

スとして $[K_{f,ii}]$, $[K_{f,ij}]$, $[K_{f,ji}]$, $[K_{f,jj}]$ の 6×6 のサブマトリックスが4個導かれる。まず, $[K_{f,ii}]$ は

$$\begin{aligned} [K_{f,ii}] &= \frac{\partial^2 \Pi_f}{\partial d_{ri} \partial d_{ri}} = \frac{K_r}{2} \frac{\partial^2}{\partial d_{ri} \partial d_{ri}} \{D_i\}^T \{b_r\} \{b_r\}^T \{D_i\} \quad r, s=1, \dots, 6 \\ &= K_r \{b_r\} \{b_r\}^T \end{aligned} \quad (6.2.80)$$

となり, これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $[K_{ii}]$ に重ね合わせる。次に, $[K_{f,ij}]$ は

$$\begin{aligned} [K_{f,ij}] &= \frac{\partial^2 \Pi_f}{\partial d_{ri} \partial d_{sj}} = \frac{K_r}{2} \frac{\partial^2}{\partial d_{ri} \partial d_{sj}} \{D_i\}^T \{b_r\} \{c_s\}^T \{D_j\} \quad r, s=1, \dots, 6 \\ &= K_r \{b_r\} \{c_s\}^T \end{aligned} \quad (6.2.81)$$

となり, これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $[K_{ij}]$ に重ね合わせる。次に, $[K_{f,ji}]$ は

$$\begin{aligned} [K_{f,ji}] &= \frac{\partial^2 \Pi_f}{\partial d_{sj} \partial d_{ri}} = \frac{K_r}{2} \frac{\partial^2}{\partial d_{sj} \partial d_{ri}} \{D_j\}^T \{c_s\} \{b_r\}^T \{D_i\} \quad r, s=1, \dots, 6 \\ &= K_r \{c_s\} \{b_r\}^T \end{aligned} \quad (6.2.82)$$

となり, これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $[K_{ji}]$ に重ね合わせる。次に, $[K_{f,jj}]$ は

$$\begin{aligned} [K_{f,jj}] &= \frac{\partial^2 \Pi_f}{\partial d_{rj} \partial d_{rj}} = \frac{K_r}{2} \frac{\partial^2}{\partial d_{rj} \partial d_{rj}} \{D_j\}^T \{c_r\} \{c_r\}^T \{D_j\} \quad r, s=1, \dots, 6 \\ &= K_r \{c_r\} \{c_r\}^T \end{aligned} \quad (6.2.83)$$

となり, これを全体の平衡方程式(6.2.10)の $[K_{jj}]$ に重ね合わせる。なお, せん断剛性マトリックス $[K_f]$ は

$$[K_f] = [K_{f,ii}] + [K_{f,ij}] + [K_{f,ji}] + [K_{f,jj}] \quad (6.2.84)$$

となる。

(13) 全体の平衡方程式を時間積分

(3)～(12)までの操作を全ブロックについて行くと, 全体の連立平衡方程式(6.2.10)が次式のように得られる。

$$([K_r] + [K_s] + [K_w] + [K_e] + [K_f]) \{D\} = \{F_p\} + \{F_s\} + \{F_w\} + \{F_e\} + \{F_t\} + \{F_i\} \quad (6.2.85)$$

$$\text{ここで, } [K] = [K_r] + [K_s] + [K_w] + [K_e] + [K_f] \quad (6.2.86)$$

$$\{F\} = \{F_p\} + \{F_s\} + \{F_w\} + \{F_e\} + \{F_t\} + \{F_i\} \quad (6.2.87)$$

この全体の連立平衡方程式の解は, 適当な時間ステップ Δt で式(6.2.88)の連立方程式を解くことによって得られる。

$$[K]_i \{\Delta D\}_i = \{F\}_i \quad (6.2.88)$$

$$\{\Delta D\}_i = [K]_i^{-1} \{F\}_i \quad (6.2.89)$$

ここで、 $[K]_i$: 第*i*時間ステップ計算の全体剛性マトリックス

$\{F\}_i$: 第*i*時間ステップ計算の全体の荷重ベクトル

$\{\Delta D\}_i$: 第*i*時間ステップ計算の変位増分ベクトル

このため、総変位ベクトル $\{D\}$ は式(6.2.90)で表される。

$$\{D\} = \sum \{\Delta D\}_i \quad (6.2.90)$$

ただし、各時間ステップ計算でブロックの貫入量*d*をある一定値以下にするという制約条件が課せられるため、収束計算が必要となる。このため、連立平衡方程式が解かれた後でブロックの変位変数が計算され、貫入量*d*と接触力の垂直方向成分 R_n が式(6.2.91)により計算される。

$$R_n = -pd = -p \sum_{r=1}^6 (e_r d_{nr} + g_r d_{nr}) + \frac{p S_0}{l} \quad (6.2.91)$$

もし、 $R_n = -pd < 0$ ならば2つのブロック間の接触力は引張りであり、ブロック間のLockが解けて2つのブロックは離れてしまう。また、もし $R_n = -pd \geq 0$ ならば2つのブロック間の接触力は圧縮であり、1方向または2方向へのブロックの動きをLockするために接触ばねが適用される。このような新しいばねの選択に従って連立平衡方程式(6.2.86)は変わるため、接触状態が変化するとともに連立方程式の係数を部分的に修正し解くことになる。したがって、連立方程式を解く計算過程と接触ばねを選択する計算過程は、貫入と引張りがないという拘束条件がすべての接触位置で満足されるまで各時間ステップ計算で繰り返される。

6-2-2 ポロノイ分割法^{3),6)}

(1) 概要

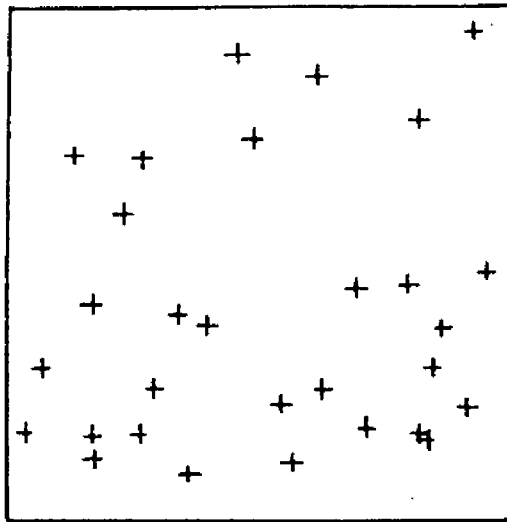
空間内の点集合をとらえるのに、それらを空間分割や回路網にみたて幾何学模様の特徵づける見方がある。幾何学の問題では、星につながりを与えて星座として浮かび上がらせるように、任意性を排して適当な補助線を入れることにより本質を浮かび上がらせようとしている。このような幾何学的平面分割手法の1つにポロノイ分割法があり、以下のように定義されている。

「平面上に散乱した*N*個の点 P_i ($P_i = (x_i, y_i)$, $i = 1, 2, \dots, N$) が与えられたとき、第*i*番目の点 P_i に関するポロノイ領域 (Voronoi region) π_i は、次式で定義される。

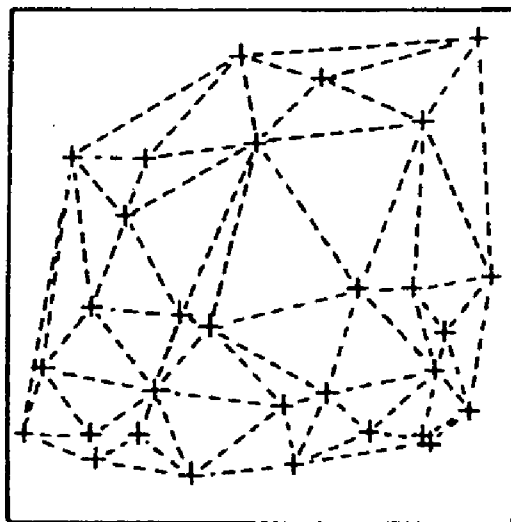
$$\pi_i = \bigcap_{j \neq i} \{P \mid d(P, P_i) \leq d(P, P_j)\} \quad (6.2.92)$$

ここで、 $d(P, P_i)$: 点*P*と点 P_i の距離」

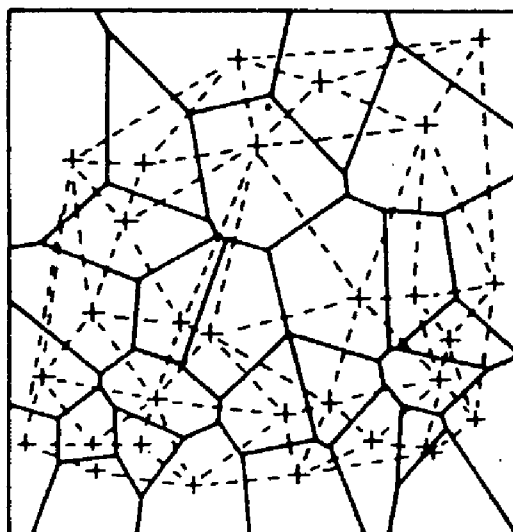
ポロノイ領域 π_i (π_i , $i = 1, 2, \dots, N$) は一般に凸多角形となり、平面を一義的に分割する。これをポロノイ図 (Voronoi diagram) といい、このときの点 P_i を π_i の核という。いま平面上に多数の点 (核) が配置されたとする (図6-2-6(a)参照)。この際、これらの点同士を



(a) 核の設定



(b) ドロネイ三角形網



(c) ボロノイ多角形

図6-2-6 ボロノイ分割手法

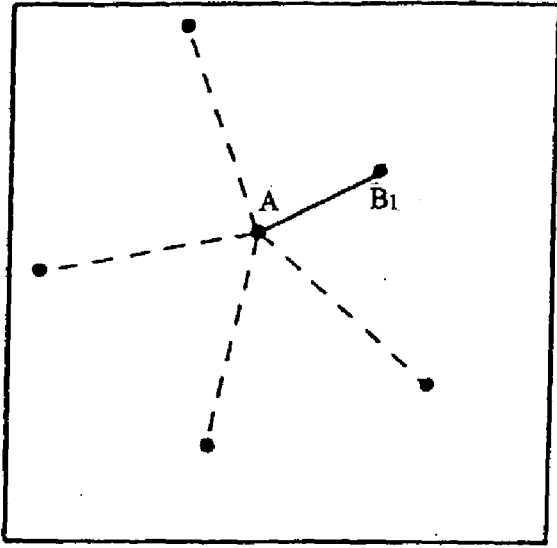
結び作った三角形の外接円の内部、および円周上にこれら三点以外の点が存在しないように各三角形を作れば、点集合の三角形分割が得られる（図6-2-6(b)参照）。これをドロネイ三角形分割（Delaunay triangulation）という。次に、各三角形の辺の垂直二等分線（線分の中点を通り線分に垂直に引いた直線）を描いていくと、一般に各三角形の外心をつらねた辺を有する凸多角形ができ、この多角形すなわちボロノイ領域により平面は一義的に分割される（図6-2-6(c)参照）。このとき、各分割線をボロノイ辺（Voronoi edge）、凸多角形の頂点をボロノイ点（Voronoi vertex）という。なお、ボロノイ点はそこで接している3つのボロノイ領域の核を結んで作られるドロネイ三角形の外心となる。

ボロノイ分割法の特徴は、①領域の代表点（核）を任意の空間位置にランダムに配置できること、②すべての分割線（ボロノイ辺）がその辺を共有する2つのボロノイ領域の核から等距離にある点の軌跡となるため、分割線は両側の核から等しい強さの影響を受けるということである。また、核はボロノイ領域の中心に位置しているから、ボロノイ領域はその核のなわばりと考えることができる。このような特徴からボロノイ分割法は、物理学の分野では計算機実験での物質結晶化の観測に、生物学の分野では動物のなわばりの配置の研究に、都市工学では公共施設の配置の研究に用いられている⁷⁾。また、岩盤工学の分野では、分割する際にランダム性を考慮できるため、不規則な割れ目を有する節理性岩盤の変形解析に用いられており⁸⁾、核となる点の配置を統計的に処理できるため、実際の亀裂特性を表現できるモデル作成への適用の可能性も秘めている。

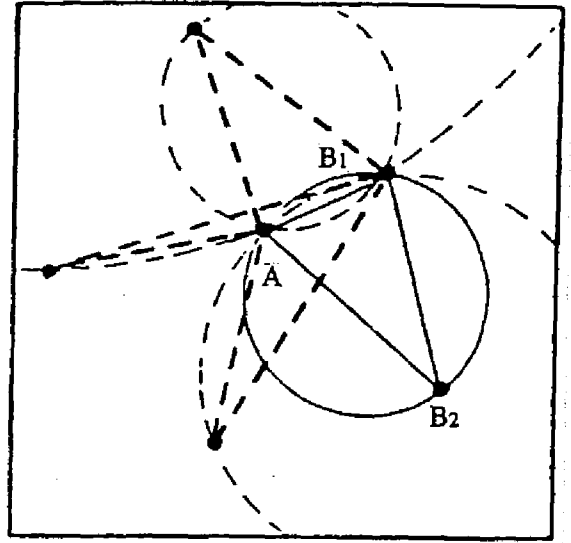
（2）ボロノイ図構成アルゴリズム

ボロノイ分割法は19世紀のフランスの数学者Voronoiによって提案された。彼がこの分割手法を提案して以来多数の人たちによりそのアルゴリズムが考えられているが、本研究において用いた分割手法は、コンピューターによる一様乱数を用いて核となる点を対象とする長方形領域にランダムに発生させ、種村らが考案したアルゴリズム⁹⁾により分割を行うものである。そのアルゴリズムの概要を以下に示す。

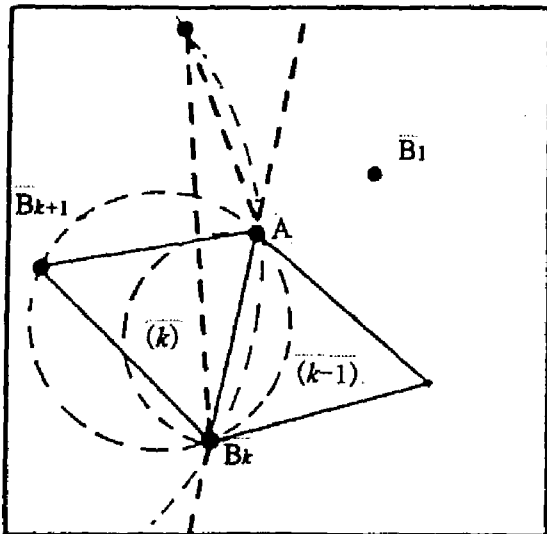
- ①平面上に配置されたN個の点の中からある一点Aを選び、A点にもっとも近い点B₁を捜す（図6-2-7(a)参照）。
- ②A点とB₁点の2点を除いた点集合の中から1点を選び、A点とB₁点と結んで三角形を作る。これらの三角形の中で外接円の半径が最小となる点B₂を選ぶ（図6-2-7(b)参照）。これが最初のドロネイ三角形となる。
- ③次にk番目のドロネイ三角形を作る。いま図6-2-7(c)でk-1で表される三角形がk-1番目のドロネイ三角形である。A点とB_k点を結びB_{k-1}点すなわちk-1番目のドロネイ三角形を含まない側からB_{k+1}点を選びA点、B_k点とB_{k+1}点からk番目のドロネイ三角形を作る。その際B_{k+1}を選ぶ方法は②とは多少方法が異なる。辺AB_kを弦とする円を描いたときに、その円内に点が含まれる場合はそれらの点とA、B_kで形成する三角形が外接する円を作ったときの半径が最大となる点をB_{k+1}として選び、円内に点がない場合は円外の点とA、



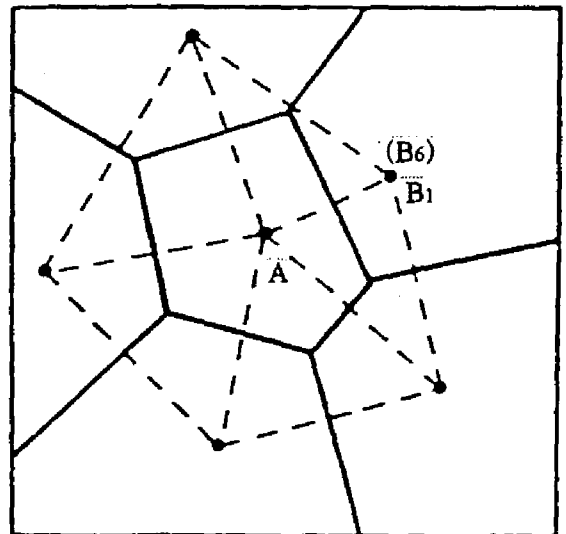
(a) 最近接点の選択



(b) 最初のドロネイ三角形作成



(c) k番目のドロネイ三角形作成



(d) A点に関するポロノイ多角形

図6-2-7 ポロノイ多角形の作成

B_k でつくる三角形が外接する円の半径が最小になる点を選ぶ。

- ④③を B_k 点が B_1 点に重なるまで繰り返す。したがってAに関するボロノイ領域は $k-1$ 角形となる（図6-2-7(d)参照）。
- ⑤①から④までの作業を順次N個の点にわたって行い、このときのN個のボロノイ領域の面積の和と対象とする長方形領域の面積が定められた誤差範囲内に収まった時に分割は完了する。この手法では計算時間節約のため、各ボロノイ領域作成時に長方形領域全体の点を検索するのではなく、その点近傍のある領域内の点だけを調べるようにしている。もし面積誤差が大きい場合にはこの検索領域を広げて再計算する。ここで、端面は1つの領域区分線と考え、領域外については無視する。

6-3 DDAの単調載荷試験結果への適用

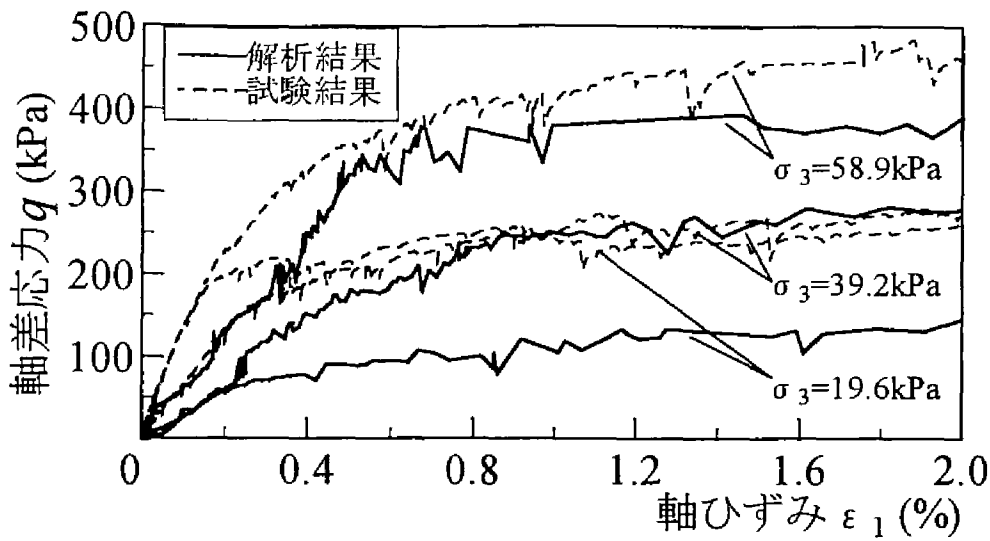
6-3-1 試験結果と解析結果の比較

まず、単調載荷解析から得られたマクロな応力～ひずみ関係の一例として、 $\phi_u=55^\circ$ 一定で σ_3 を変化させた場合の軸差応力 q ($q=\sigma_1-\sigma_3$)～軸ひずみ ε_1 関係を解析モデル別にして図6-3-1に示す。なお、同図(a)には大型三軸試験から得られた応力～ひずみ関係(軸非接触変位計(GS)の測定結果、図5-1-4参照)も合わせて示した。まず、同図(a)から、解析結果と試験結果の応力～ひずみ関係は、圧縮につれて軸差応力は増加するが $\varepsilon_1=0.8\%$ 程度でグラフが平坦に向かい明瞭なピーク強度をもたない傾向や、スティックスリップ状の挙動を有する鋸型の形状となる点で各 σ_3 とも類似がみられる。また、第5章の試験結果同様単調載荷解析においても、 σ_3 の増加に伴い解析結果のピーク強度は増加する傾向にある。これらの傾向は同図(b)や同図(c)からもわかるように解析モデルcase2およびcase3の解析においてもみられた。しかし、解析結果と試験結果の定量的な比較では、解析結果の軸差応力は各 σ_3 とも同一ひずみレベルの試験結果の5～8割程度しか得られておらず、解析結果の応力レベルは全体的に低い。この理由に関しては6-3-2項で検討する。また、図6-3-2に $\phi_u=55^\circ$ 一定および $\sigma_3=39.2\text{kPa}$ 一定の場合の解析モデルcase1～case3の $q\sim\varepsilon_1$ 関係を大型三軸試験の測定結果と比較して示す。同図から、要素数が多く平均粒径が小さい解析モデルほどピーク強度が低下する傾向にあること、および要素数が多い解析モデルほど試験結果の $q\sim\varepsilon_1$ 関係に近づくことがわかる。一般に、粗粒材の強度特性は空隙率や粒度に影響され、空隙率が同じであれば最大粒径の大きなものほど強度定数は低下する⁹⁾。これは、粒径の増大が粒子の破砕性と関係するからであり、ブロックの破砕性を考慮しない本解析では、同図のような結果になったと考えられる。

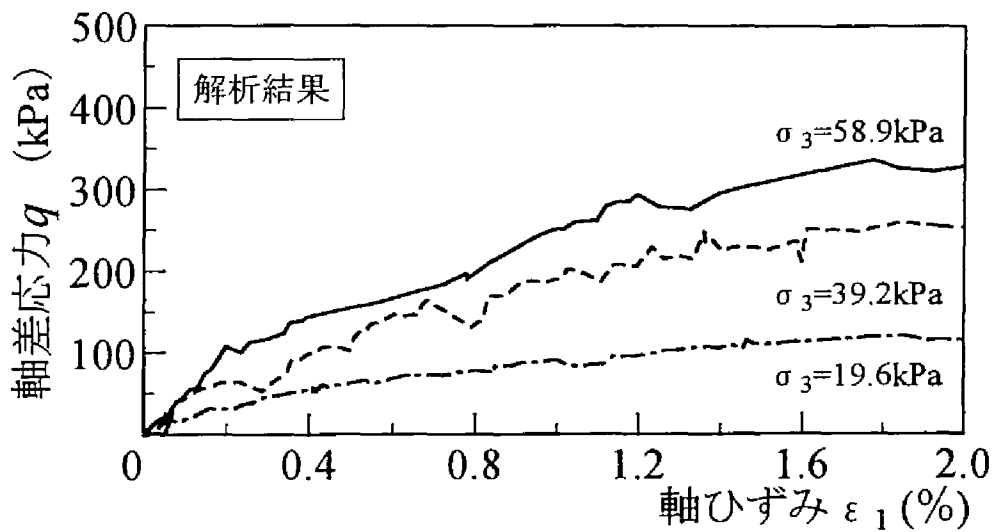
次に、単調載荷解析から得られたマクロな軸ひずみ～側方ひずみ関係の一例として、 $\phi_u=55^\circ$ 一定で σ_3 を変化させた場合の解析モデルcase1の軸ひずみ ε_1 ～側方ひずみ ε_3 関係を図6-3-3(a)に、 $\phi_u=55^\circ$ 一定および $\sigma_3=39.2\text{kPa}$ 一定の場合の解析モデルcase1～case3の $\varepsilon_1\sim\varepsilon_3$ 関係を図6-3-3(b)に示す。なお、同図には大型三軸試験から得られた $\varepsilon_1\sim\varepsilon_3$ 関係(軸・側方非接触変位計の測定結果、図5-1-4参照)も合わせて示した。図を見る限り試験結果の $\varepsilon_1\sim\varepsilon_3$ 関係は、 $\varepsilon_1=2\%$ 以下のひずみ領域において各 σ_3 とも等価割線ポアソン比 $\nu_{sec}(=-\varepsilon_3/\varepsilon_1)=0.5\sim 1.0$ の範囲にある。一方、解析結果の $\varepsilon_1\sim\varepsilon_3$ 関係は、同じひずみ領域において各解析モデルとも $\nu_{sec}=1.0$ を越えており、解析結果と試験結果のマクロな側方ひずみの発生傾向に差異が生じている。

6-3-2 粒子間摩擦角に関する検討

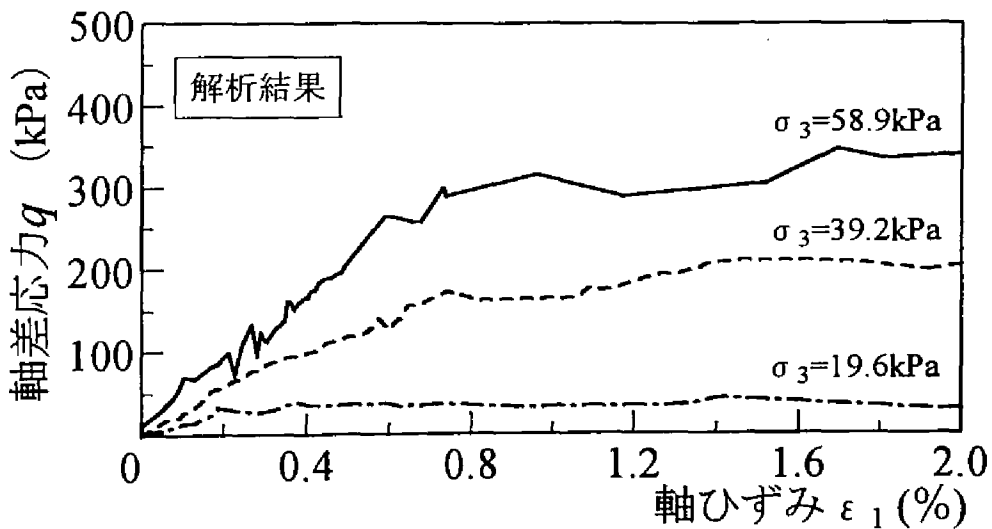
DDAでは前述のように要素間の摩擦接触特性として、内部摩擦角 ϕ ではなく、要素間の摩擦係数を表現するブロック間摩擦角 ϕ_u をDEM同様直接解析で用いている。諸戸⁹⁾は、



(a) 解析モデル case1



(b) 解析モデル case2



(c) 解析モデル case3

図6-3-1 応力～軸ひずみ関係 (σ_3 別)

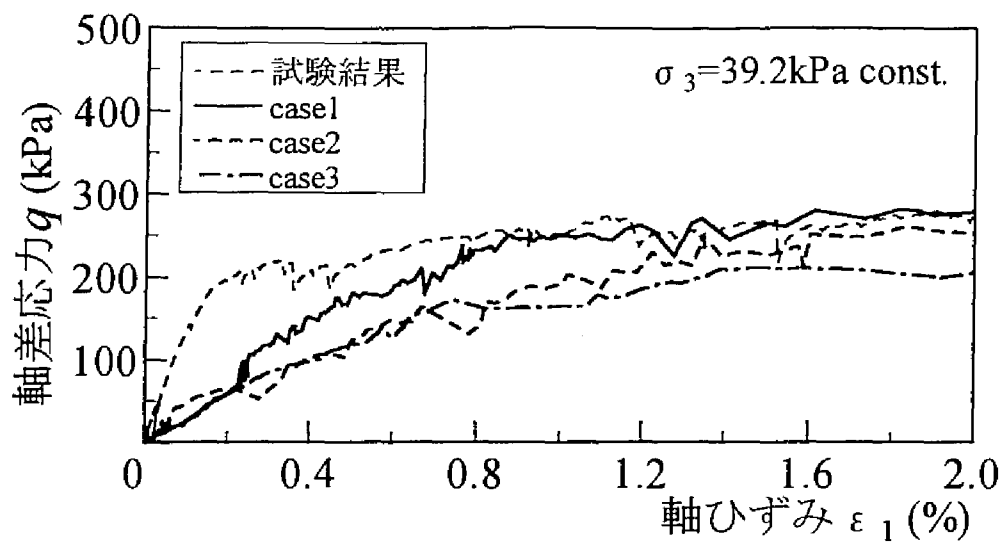
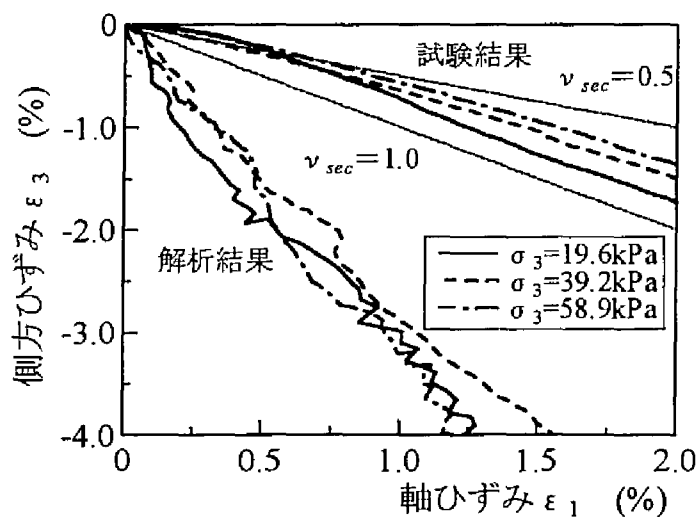
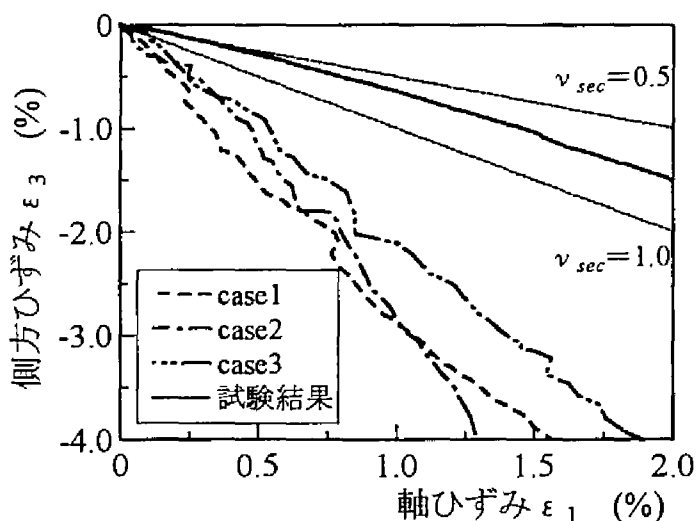


図6-3-2 応力～軸ひずみ関係 (解析モデル別)



(a) 拘束圧 σ_3 別 (解析モデル case1)



(b) 解析モデル別 ($\sigma_3 = 39.2 \text{ kPa}$)

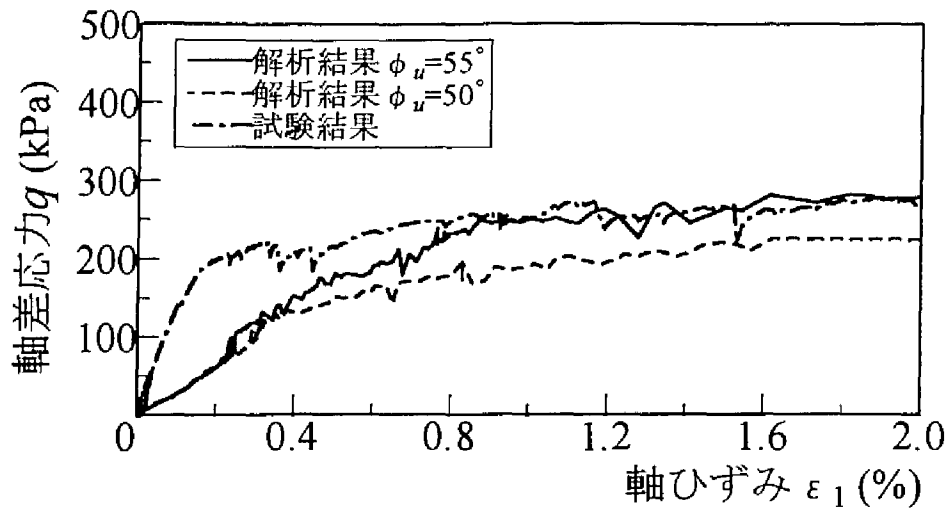
図6-3-3 軸ひずみ～側方ひずみ関係

両者の関係について、限界状態の内部摩擦角 ϕ_{cv} と粒子間摩擦角 ϕ_{cu} の関係として式(6.3.1)を提案しており、両者の適用方法については、表面の粗い境界面でせん断される場合には、 ϕ_{cv} を採用するのが適当だが、表面の滑り易い境界面でせん断される場合には、 ϕ_{cu} を用いるのが良いとしている。

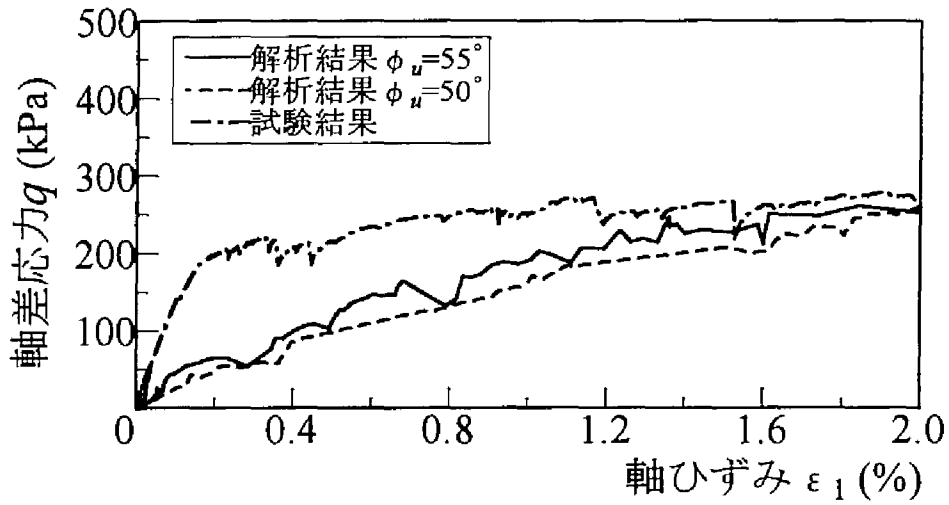
$$\sin \phi_{cv} = \frac{1.22 \tan \phi_{cu}}{\tan \phi_{cu} + 0.62} \quad (6.3.1)$$

上式に第5章の試験結果から得られた内部摩擦角 54.4° を ϕ_{cv} の値として代入すると、 ϕ_{cu} は 51° となる。このためここでは、試験結果から得られた内部摩擦角に近い 55° と式(6.3.1)から得られた粒子間摩擦角に近い 50° を用い、粒子間摩擦角の設定方法について検討する。まず、応力～ひずみ関係に対する粒子間摩擦角の影響について検討する。図6-3-4は、解析モデル case1～case3 の単調載荷解析から得られた $\sigma_3 = 39.2 \text{ kPa}$ 一定で ϕ_u を変化させた場合の $q \sim \varepsilon_1$ 関係を大型三軸試験の測定結果と比較したものである。図から、各解析モデルとも ϕ_u が小さくなればピーク強度も減少すること、および $\phi_u = 55^\circ$ と $\phi_u = 50^\circ$ の場合の $q \sim \varepsilon_1$ 関係を比較した場合 $\phi_u = 55^\circ$ のピーク強度の方が各解析モデルとも試験結果に近づくことがわかる。このような傾向は、 σ_3 が異なる解析においてもみられた(図6-3-5参照)。また、図6-3-6に示すように粒子間摩擦角の影響は $\varepsilon_1 \sim \varepsilon_3$ 関係に関してはあまり見られなかった。

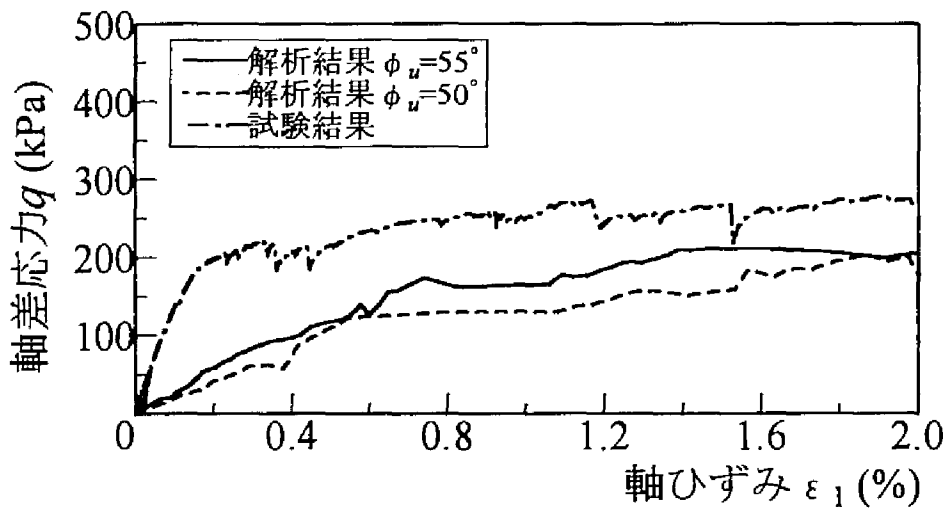
次に、表6-1-3に示した解析モデル case1 の σ_3 別の最大軸差応力 q_{max} を用いて、図6-3-7に示すモールの応力円を描き強度定数 (c, ϕ) を求めると、 $\phi_u = 55^\circ$ の場合粘着力 c^* はほぼゼロ、内部摩擦角 ϕ^* は約 51° となった(以下、試験結果と解析結果の強度定数の混同を避けるため、解析の結果得られる強度定数には*の添字を付す。)。一方、 $\phi_u = 50^\circ$ の場合の ϕ^* は約 47° であった。このため今回の解析では、解析上の粒子間摩擦角 ϕ_u が小さくなれば解析結果から得られる内部摩擦角 ϕ^* も ϕ_u の差とほぼ同程度減少する結果となった。円要素を用いたDEM解析では、粒子間摩擦角を大きくしても内部摩擦角が 20° 程度までしか上がらないことや、粒子間摩擦角の影響は非常に小さいことが報告されており、この原因として要素形状の影響が大きいとしている¹⁰⁾。本解析で用いた多角形要素はポロノイ分割により作成したものではあるが、実際の道床バラストの粒子形状に稜状のものが多く¹¹⁾を考慮して、ポロノイ核¹²⁾の配置をある程度制御し比較的粒子形状のそろったブロック群を意図的に作成した。このため、楕円のように扁平な要素が少なく要素形状としては円要素に近い。また、要素表面に角張った端部をもつためある程度 Angularity (粒子の角張り具合を示す指標) も評価している。今回の解析では、後者の特性が影響して円要素を用いたDEM解析と異なり、解析結果から試験結果に近い内部摩擦角が得られたと考えられる。このことは、道床バラストのように内部摩擦角の大きい粗粒材の解析手法として、ポロノイ分割を用いたDDA解析が有効であることを示すものである。なお、解析モデルの分割方法については、別途行った解析¹³⁾により、分割数が同程度であれば幾何学的



(a) 解析モデルcase1



(b) 解析モデルcase2



(c) 解析モデルcase3

図6-3-4 応力～軸ひずみ関係に対する ϕ_u の影響 ($\sigma_3 = 39.2\text{kPa}$)

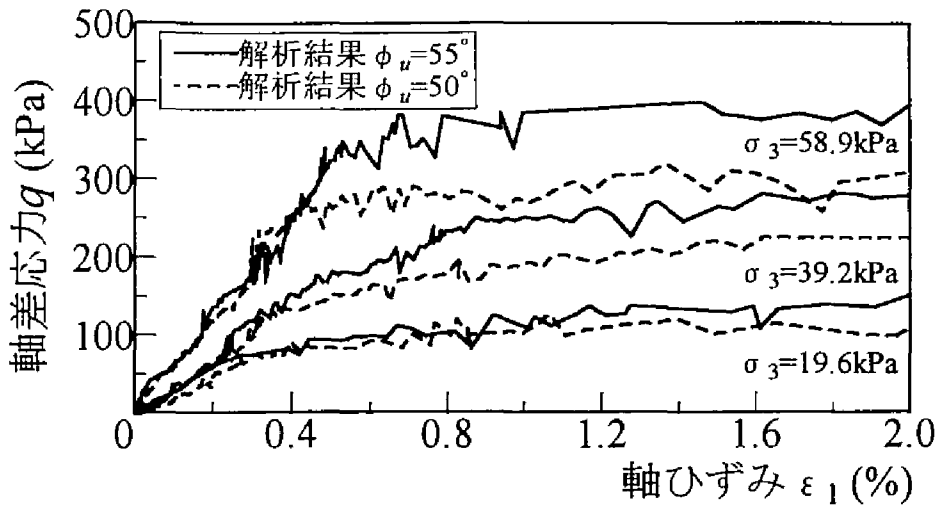


図6-3-5 応力～軸ひずみ関係に対する ϕ_u の影響 (解析モデル case1)

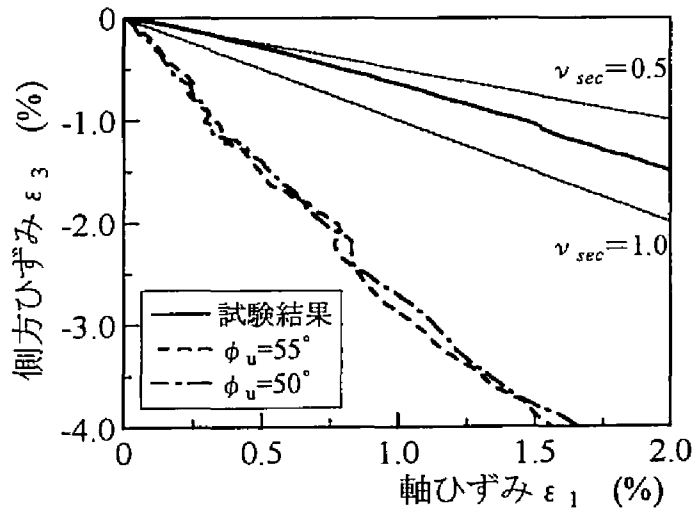


図6-3-6 軸ひずみ～側方ひずみ関係に対する ϕ_u の影響
(解析モデル case1, $\sigma_3 = 39.2 \text{ kPa}$)

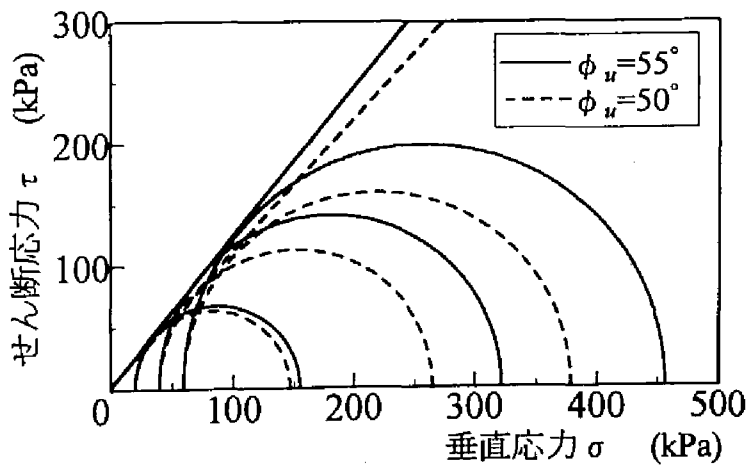


図6-3-7 モール円と強度線 (解析モデル case1)

なランダム分割であるボロノイ分割が強度的に最も強くなる傾向にあることを確認している。

しかし、一般に内部摩擦角 ϕ は、粒子表面の固体摩擦角 ϕ_u 、インターロッキングによる成分 ϕ_{ra} 、ダイレイタンスによる成分 ϕ_d からなるとされており¹²⁾、 ϕ は ϕ_u に比べ大きくなる。一方、今回の解析結果から得られた内部摩擦角 ϕ^* は、各解析モデルとも粒子間摩擦角 ϕ_u に比べ若干小さくなった。この理由に関しては、 $\varepsilon_1=2\%$ 以下のひずみ領域における最大軸差応力を用いて内部摩擦角を算出したことにも一因があるが、図6-3-1のように同一ひずみレベルでの軸差応力に試験結果と解析結果で差が生じていることから、要素形状や要素間の接触特性にも原因があると考えられる。このような傾向は円要素を用いたDEM解析でも報告されており、DEM解析では、解析の結果得られる内部摩擦角が砂の内部摩擦角と比べかなり小さい原因を、要素形状と要素の表面形状の点から検討している。前者について澤田ら¹⁰⁾は、要素のSphericity（球形度）を考慮して楕円要素を用いたDEM解析により、要素の扁平率が内部摩擦角に大きな影響を与えることを示している。また、後者について岩下ら¹³⁾は、要素表面のAngularityを考慮して要素接点での回転剛性を取り入れたDEM解析によりモーメントの伝達を要素接点で考慮した場合、ピーク強度が大きくなることを示している。今回の解析の場合、まず要素形状については、楕円要素のように扁平な要素を用いることも考えられるが、実際に用いられている道床バラストで扁平な粒子の占める割合は30%以下¹⁴⁾であるため、今回用いた要素形状はほぼ妥当であると考えられる。一方、要素の表面形状の影響に関しては、多角形要素を用いたことにより要素形状に起因するモーメントの伝達をある程度評価していると考えられるが¹⁴⁾、角と辺や辺と辺といった接触の際に面接触を考慮したモーメントの伝達を評価することは本解析においても行っていない。今回の解析結果から要素接点でのモーメントの伝達の影響を充分推定することはできないが、道床碎石粒子表面の凹凸形状を考えた場合、粒子接触におけるAngularityの影響を過小評価している可能性のあることは否定できない。Angularityの影響に関しては、 ϕ^* が ϕ_u よりも小さくなる原因がDDAの要素間の接触特性に起因するものなのか、あるいは解析上の ϕ_u の決定方法に問題があるのかといったことを含めて、今後さらに検討を要する。なお、以下では、試験結果から得られた内部摩擦角に近い解析結果を示した $\phi_u=55^\circ$ を解析上の粒子間摩擦角と仮定し検討を進めることとするが、このことは前述のような諸戸の考え方に従えば、表面の粗い境界面でせん断される場合に相当するため、実際の道床碎石粒子表面の凹凸形状を考えると現実的な選択であると考えられる。

6-3-3 変形の局所化に関する検討

まず、三軸供試体部の道床ブロックの応力状態と移動傾向に関して検討する。図6-3-8は、解析モデルcase1の $\sigma_3=39.2\text{kPa}$ の単調載荷解析（表6-1-3(a)のAML-12b）から得られた $\varepsilon_1=2\%$ 時の主応力図（図(a)）と変位ベクトル図（図(b)）である。同じく解析モデル

case2の解析結果（表6-1-3(a)のAML-22b）を図6-3-9に、解析モデルcase3の解析結果（表6-1-3(a)のAML-22b）を図6-3-10に示す。なお、変位ベクトル図は初期等方状態のブロック重心の位置と $\varepsilon_1=2\%$ 時に重心が移動した点を直線で結んだものである。図(a)から、一般にいわれているように最大主応力が軸方向に伸びて主応力の柱を形成し、軸圧に抗していることがわかる。また、図(b)から、载荷ブロックを底辺とするくさび形の領域が上下にできておりその領域が一体となって上下に変位していること、およびくさび形の領域外では側方流動が著しく道床ブロックの移動方向や移動量は三軸供試体全域で一様でないことがわかる。これらのことから、三軸供試体内部の変形は一様でないことが予想される。そこで、ここでは6-3-1項で検討したような三軸供試体全域の平均的挙動を表現するマクロな応力～ひずみ関係ではなく、三軸供試体部を高さ方向に3分割してより局所的な応力～ひずみ関係について検討する。図6-3-11は、図5-1-4のように三軸供試体の上部、中部、下部に取り付けたLDT（局所変形測定装置）¹⁵⁾で測定した軸ひずみを用いた局所的な応力～ひずみ関係（図(a)）と、解析モデルcase1, case2およびcase3の単調载荷解析から得られた三軸供試体部のほぼ同様な位置における応力～ひずみ関係（図(b), 図(c), 図(d)）を比較したものである。ただし、解析結果の局所的な軸ひずみは、図6-1-1のA～Dの位置にある数個のブロックの平均変位量から各位置間の相対変位量を算出して求めた。また、応力としては図6-3-1同様供試体全体に対する軸差応力を用いた。まず、同図(a)に示すように、試験結果の3つの小LDTの軸ひずみは、上端から荷重を载荷した場合上部、中部、下

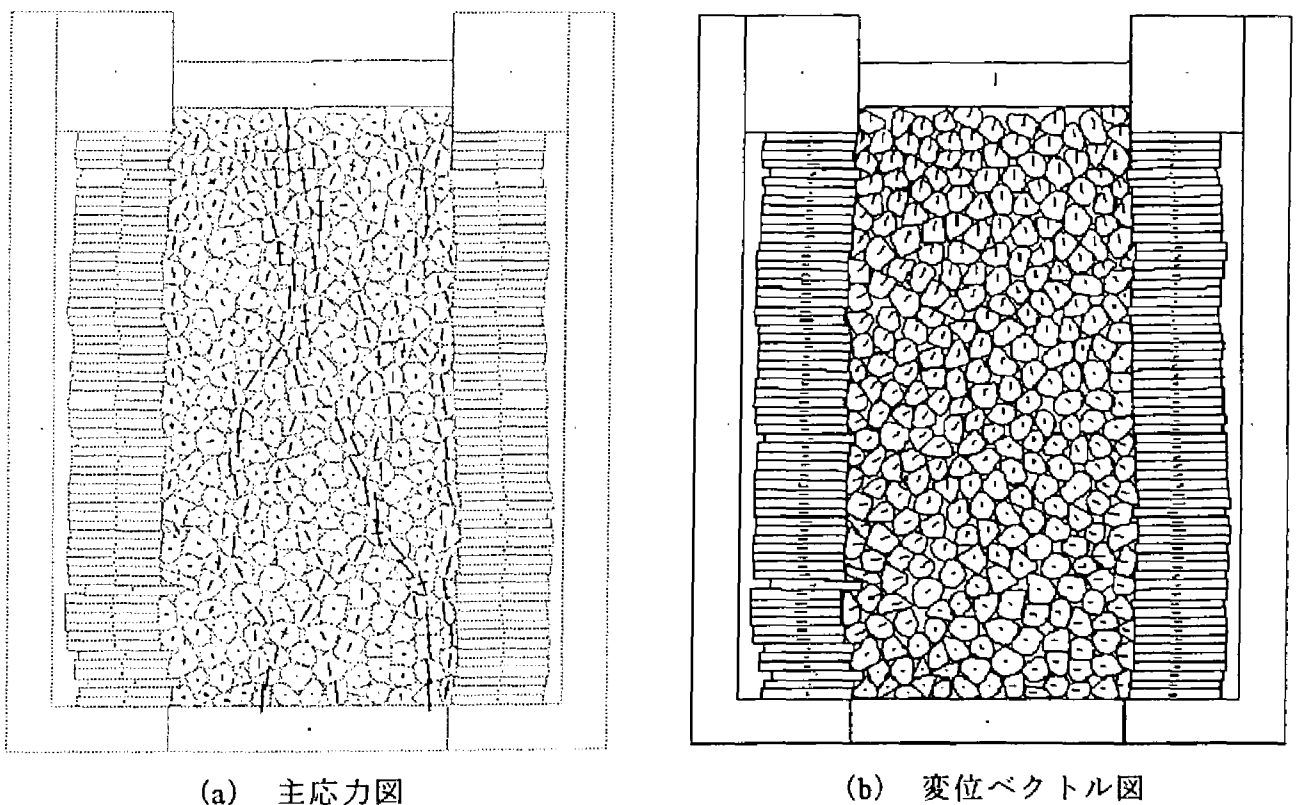
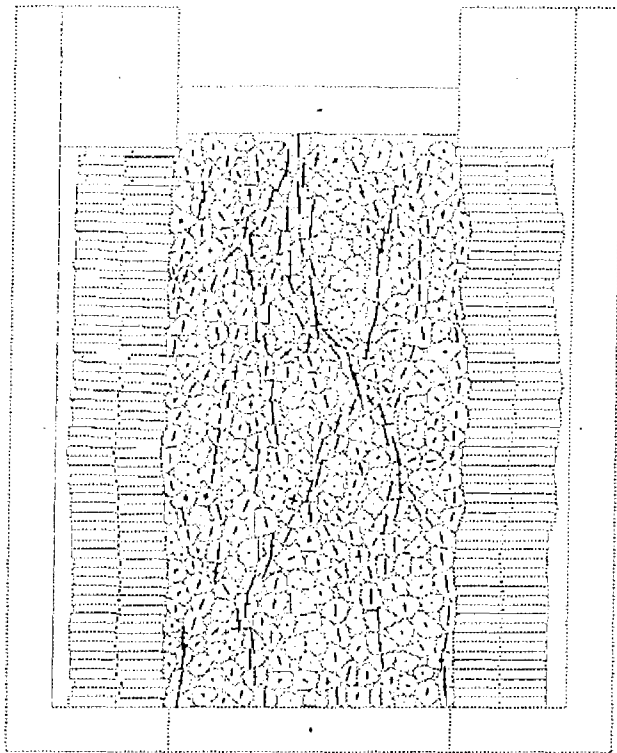
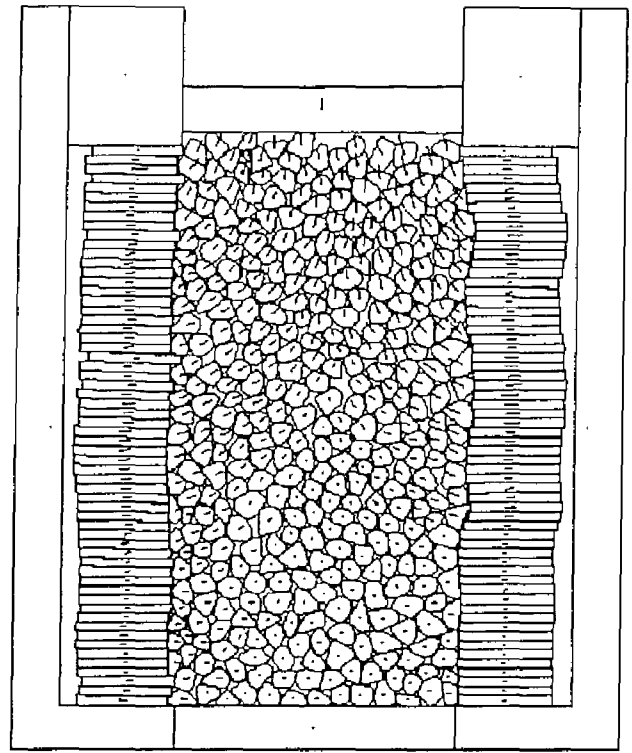


図6-3-8 道床ブロックの応力状態と移動傾向（解析モデルcase1）

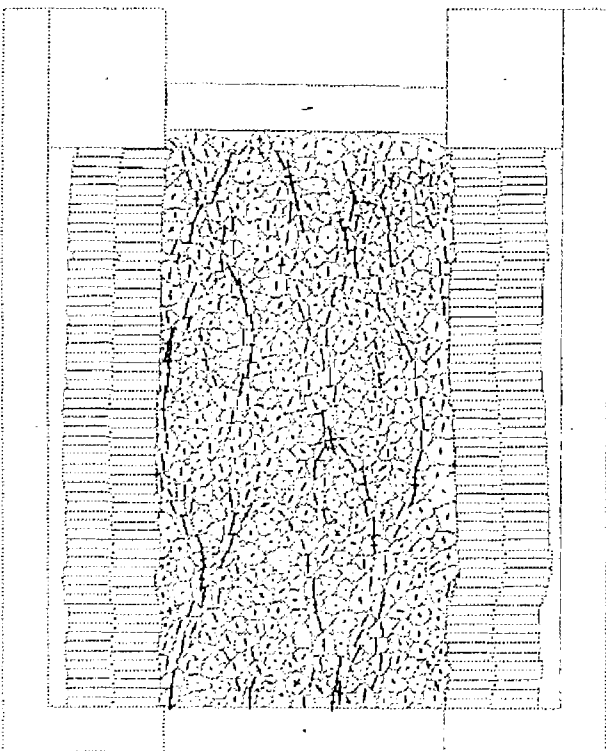


(a) 主応力図

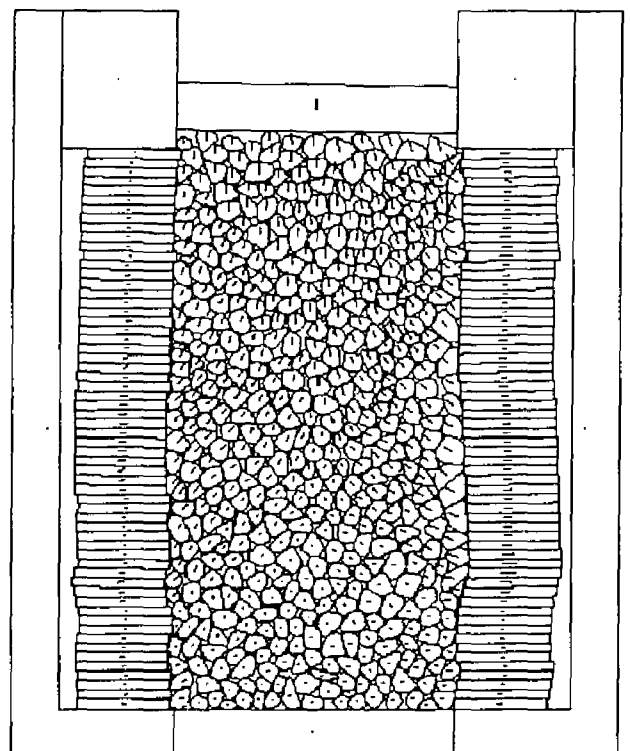


(b) 変位ベクトル図

図6-3-9 道床ブロックの応力状態と移動傾向 (解析モデルcase2)

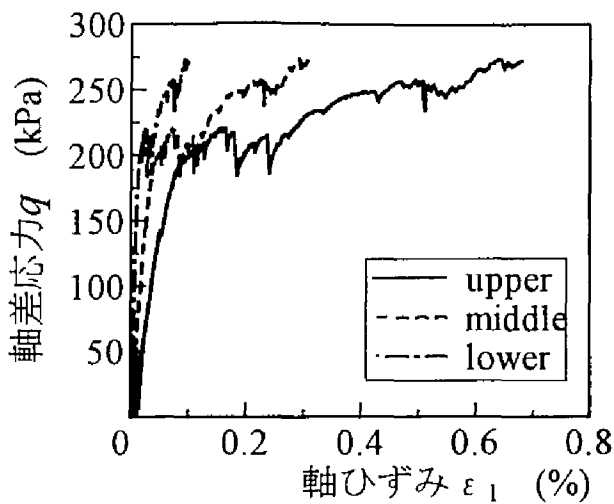


(a) 主応力図

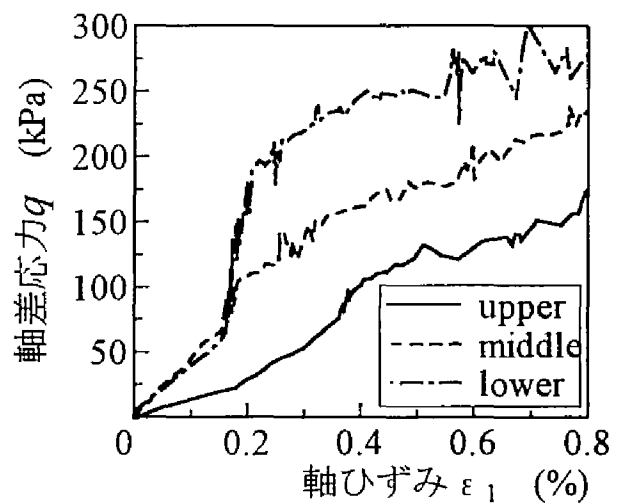


(b) 変位ベクトル図

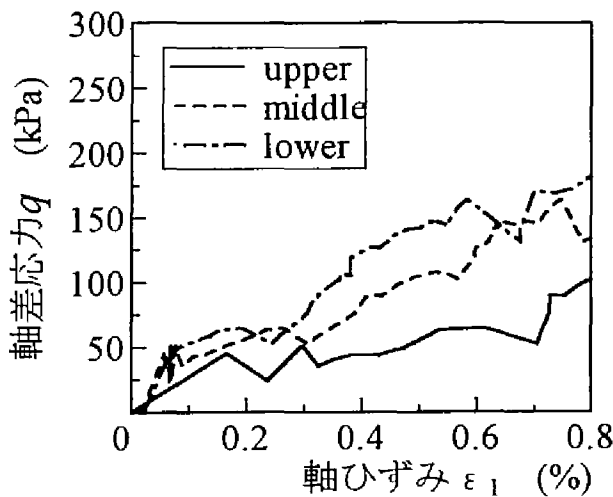
図6-3-10 道床ブロックの応力状態と移動傾向 (解析モデルcase3)



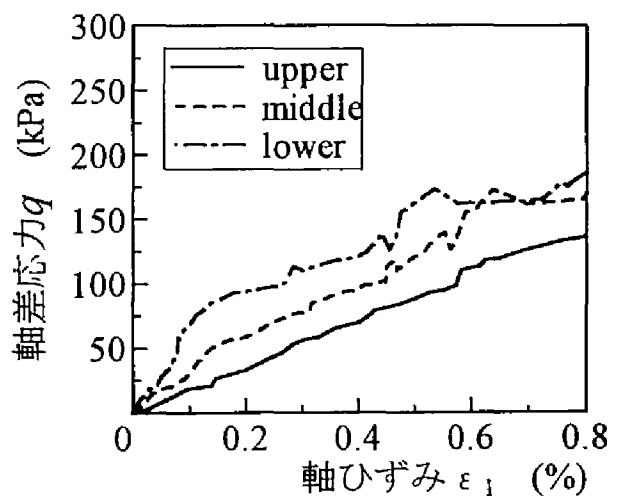
(a) 大型三軸試験結果



(b) case1解析結果 (AML-12b)



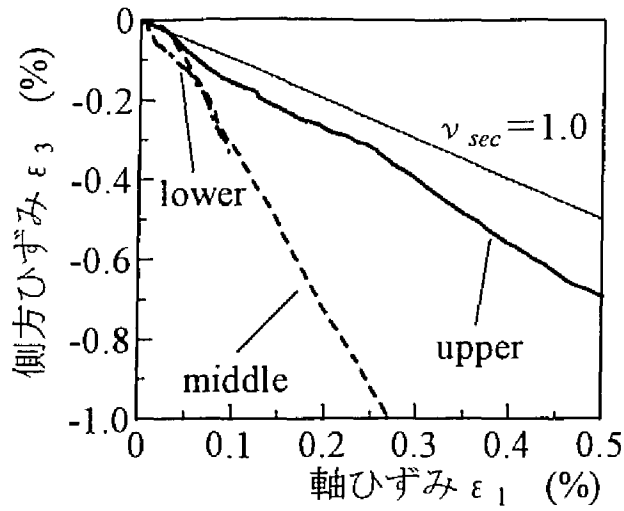
(c) case2解析結果 (AML-22b)



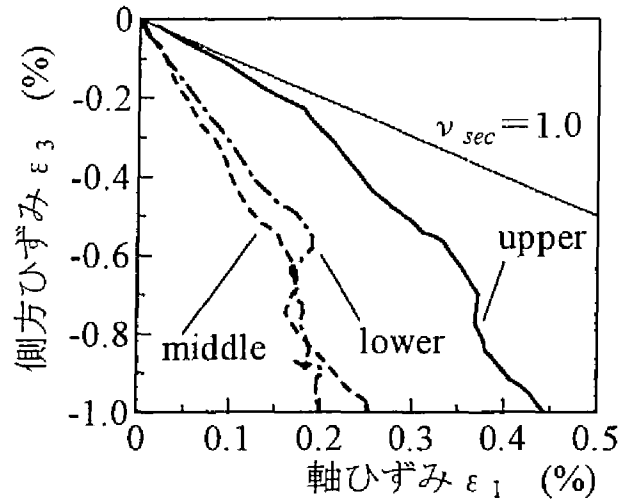
(d) case3解析結果 (AML-32b)

図6-3-11 局所的な応力～ひずみ関係

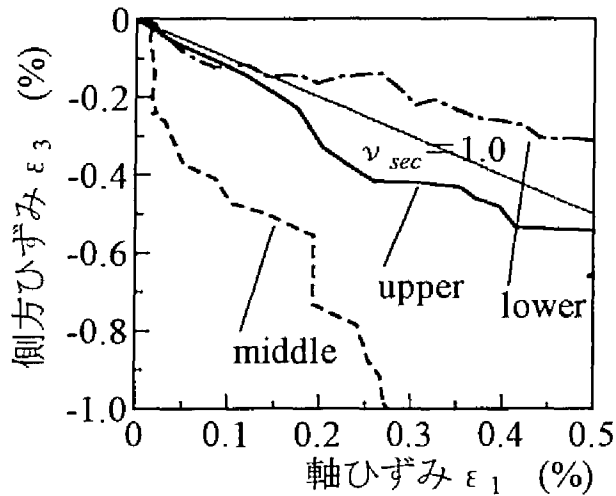
部の順で小さくなっており、三軸供試体内部の変形は局所化する傾向にある。他方、同図 (b), (c), (d) に示す各解析モデルの局所的な軸ひずみも上部、中部、下部の順で小さくなっており、試験結果の小LDTの軸ひずみの発生傾向と類似している。図6-3-12は、同様に試験結果と解析結果の局所的な軸ひずみ～側方ひずみ関係を比較したものである。図から、各解析モデルの側方ひずみの箇所別の発生傾向は三軸供試体の高さ方向に一様でない点で、試験結果の局所的な軸ひずみ～側方ひずみ関係と類似性が見られること、および試験結果と解析結果の局所的な軸ひずみ～側方ひずみ関係は各箇所とも $\nu_{sec} = 1.0$ をほぼ越えていることがわかる。このうち、後者の傾向は、図6-3-3のマクロな軸ひずみ～側方ひずみ関係に対する傾向と矛盾するものであるが、この理由に関しては以下のように考えられる。図6-3-3の軸ひずみは、LDTの測定範囲 ($\pm 1\%$ 以下) を越えているためGSで測定した



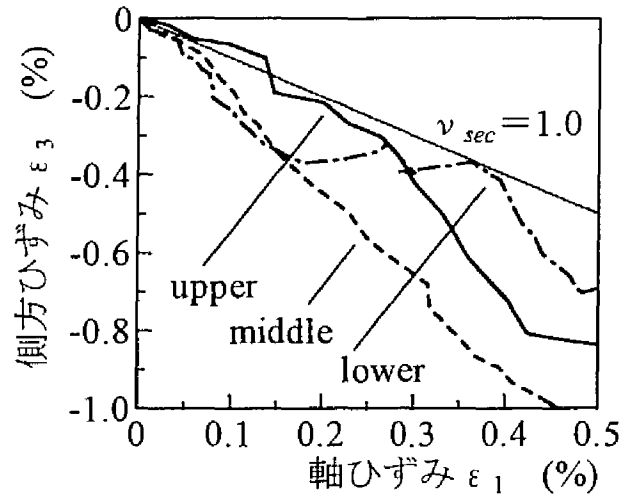
(a) 大型三軸試験結果



(b) case1解析結果 (AML-12b)



(c) case2解析結果 (AML-22b)



(d) case3解析結果 (AML-32b)

図6-3-12 局所的な軸ひずみ～側方ひずみ関係

軸ひずみを用いたが、GSで測定した軸ひずみは、供試体上下端面の平滑度やキャップとペDESTALとの平行度が充分でない場合や供試体整形時に緩み層が形成されたとき、ベッディングエラー (BE) の影響によりLDTで測定した軸ひずみに比べ大きくなるとされている¹⁶⁾。側方ひずみについては両ケースとも同じ非接触変位計 (図5-1-4参照) の測定結果を用いるから、LDTとGSで測定した軸ひずみ～側方ひずみ関係を比較した場合、LDTの測定結果よりもBEの影響を含むGSの測定結果の方が ν_{sec} は小さくなる。一方、解析結果の3つの局所的な軸ひずみの合計は、キャップの変位から求めた軸ひずみ ϵ_1 にほぼ等しく、解析結果の軸ひずみ ϵ_1 にはBEの影響があまり見られない。これは、前述のように解析の軸差応力は境界付近のブロックに等分布荷重として载荷しており (図6-1-6参照)、供試体ブロック上下端面でも荷重が均一に分布すること、および試験での供試体作成時に

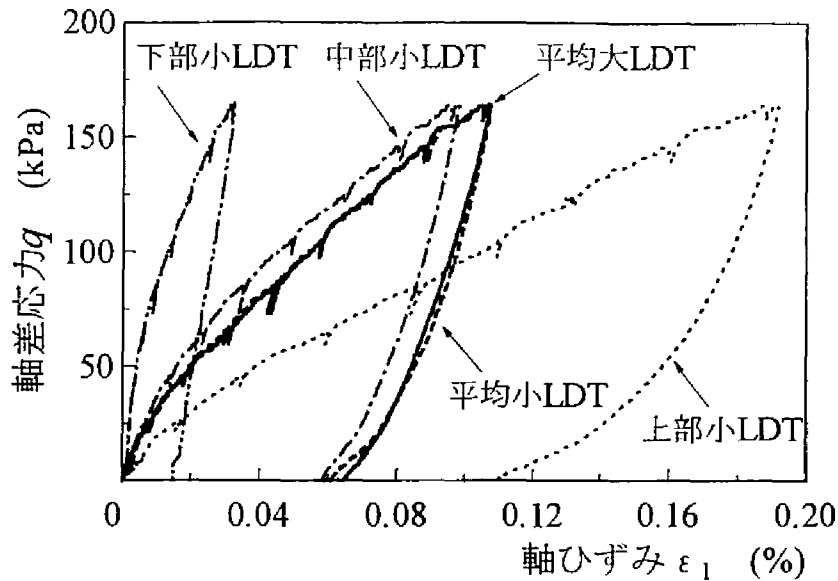


図6-3-13 軸ひずみの発生状況（大型三軸試験結果CL-07）

は供試体上下端面付近が中央部と比較して相対的に緩い状態になることがあるのに対し、解析での供試体ブロック作成時には供試体上下端面付近でもあまり不均一にブロックが配置されないことがその理由であると考えられる。また、供試体上下端面付近で接触力の分布が不均一であるということは、接触箇所にかかる応力が均一に分布した場合に比べ非常に大きくなるということでもある。このような箇所では実際の道床碎石粒子の場合破砕が生じ、破砕の影響でさらに軸ひずみが大きめにでることも考えられる。これに対し解析ではブロックの破砕性は考慮していないため、解析結果の軸ひずみにはBEの影響があまり見られない結果になったとも考えられる。以上のような理由により、解析ではキャップの変位から求めた軸ひずみ ϵ_1 が大LDT（図5-1-4参照）で得られた測定結果と同様BEの影響を含まないものになったため、図6-3-3のように解析結果の v_{sec} も試験結果の v_{sec} に比べ小さくなったと考えられる。なお、試験結果の小LDT 3個の平均値は大LDTの値にほぼ等しい（図6-3-13参照）。

以上のように、DDA解析では各箇所の局所的なひずみに差が生じており、試験結果と同様変形が局所化する傾向にある。三軸供試体を等方線形弾性体と仮定した場合、連続体の理論では、発生するひずみが三軸供試体各部で一定になることを考えれば、今回の解析結果は粗粒材の変形解析に対して道床碎石粒子の動きを捉えることのできる不連続体解析手法が有効であることを示すものである。なお、ブロック数の少ない解析モデルでは解析結果がブロック個々の動きに左右され易いため、表6-1-2に示すように解析モデルの間隙率にあまり差がない場合ブロックの平均粒径が道床バラストの平均粒径に近づきブロック数が多くなるほど、解析結果は現実に近くなると考えられるが、今回の解析では、局所的な軸ひずみの発生傾向や局所的な軸ひずみ～側方ひずみ関係に明確な差異は見られなかつ

た。また、本章では、変形の局所化として局所的な応力～ひずみ関係について検討したが、せん断帯の形成といった議論に比べると若干マクロ的な議論となっている。

6-3-4 間隙率および配位数に関する検討

粗粒材の変形解析を行うには、粒子形状の評価と並んで間隙率の評価が重要になる。しかし、今回の解析では初期状態の三軸供試体部の間隙率 n は表6-1-2のように各解析モデルとも16%程度であり、大型三軸試験から得られた道床バラストの間隙率 $n=38\%$ と比較するとかなり小さい。また、間隙率は平均配位数（ただし、配位数は1粒子当たりの接点数）とユニークな関係にあるとされており、Field¹⁷⁾は礫を用いた実験結果から粒度分布や粒子形状に左右されない間隙比 e と平均配位数 \bar{N} の関係として式(6.3.2)を提案している。

$$\bar{N}=12/(1+e) \quad (6.3.2)$$

この式に道床バラストの間隙比として $e=0.61$ ($n=38\%$) を代入した場合、平均配位数は7.5となる。しかし、表6-1-2に示すように初期状態の各解析モデルの（総接点数 $\times 2$ / ブロック数）から得られる平均配位数は4.4～4.8であり、式(6.3.2)から得られた値と比較すると小さくなる。これらの理由に関してまず要素形状の点から検討する。円要素を用いたDDA解析¹⁸⁾により道床バラストの粒度分布にできる限り合わせてパッキングを行った結果（図6-3-14参照）では、今回用いた多角形要素よりも円要素の方が間隙率は若干大きくなるものの、 $n=19\%$ とほぼ同様な値が得られた。この結果、円形に近い要素で粒度分布を合わせて2次元的にパッキングした場合、この程度の間隙率しか得られないものと推定される。したがって、2次元状態で間隙率を実現象に合わせるには、要素形状を変更することが必要になり、これは今回の要素形状が妥当であるとした6-3-2項の考察と矛盾する。このため、次に2次元パッキングと3次元パッキングの相違点から検討する。前述のように解析モデルの均等係数が $U_c=1.2$ 程度とほぼ均一粒径に近いことおよび実際の道床バラストでもやはり均等係数が $U_c=1.7$ 程度と低いことを考慮して、ここでは、直径の等しい球を用いたパッキングで2次元状態と3次元状態の間隙率の関係を考えてみる。Smith¹⁹⁾らは、等しい球のランダムな充填は図6-3-15のようなSimple cubic配列（以下、「Cubic配列」と略す。）とTetrahedral配列（以下、「Tetra配列」と略す。）の2つのクラスターの集まりであるとしている。実際、Cubic配列とTetra配列の間隙率はそれぞれ47.6%と26.0%であり、道床バラストの間隙率はその間にある。また、Cubic配列とTetra配列を2次元に投影した場合、間隙率はそれぞれ21.5%と9.3%、同じく配位数はそれぞれ4と6であり、各解析モデルの初期状態の間隙率および平均配位数はその間にある。これらのことから、道床バラストの粒子配列も解析モデルの要素配列も、Cubic配列とTetra配列の混在した配列であると考えられる。この2つの配列について2次元状態と3次元状態での間隙率を比較すると、Cubic配列で約2.2倍、Tetra配列で約2.8倍、2次元状態の間隙率に比べ3次元状態の間隙率は大きくなる。この結果を今回の解析結果に適用すると、2次元状態で

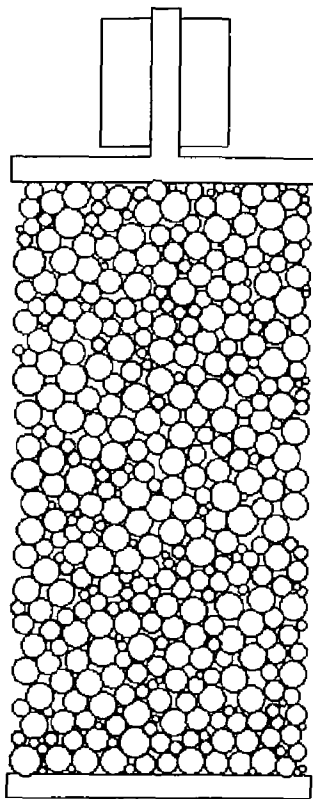
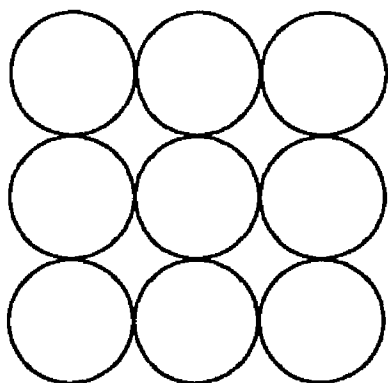
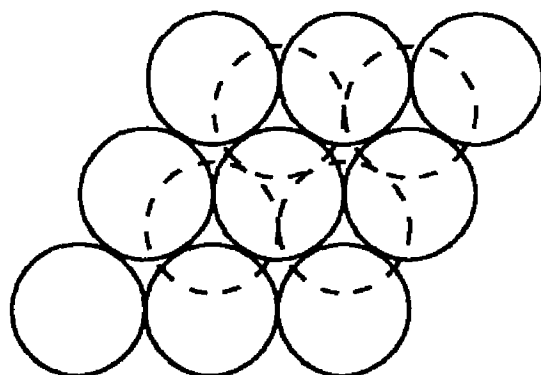


図6-3-14 DDAの円形要素によるパッキング



(a) Simple cubic配列



(b) Tetrahedral配列

図6-3-15 等径球の規則配列

16%の間隙率を有する場合 3 次元的には約35~45%の間隙率を有することになり、道床バラストの間隙率 $n=38\%$ はこの範囲にある。したがって、2次元パッキングと3次元パッキングの対応を考えた場合、間隙率的にはあまり問題がないことになる。均一でない粒度分布で3次元的な間隙率を2次元的に評価した場合、適正な値がどの程度なのかについては今回の検討結果だけでは明らかにできないが、6-3-3項で述べたように局所的な v_{sec} にさほど差異がないことを考えれば、今回の間隙率の設定はほぼ妥当であると考えられる。

6-4 DDAの繰返し載荷試験結果への適用

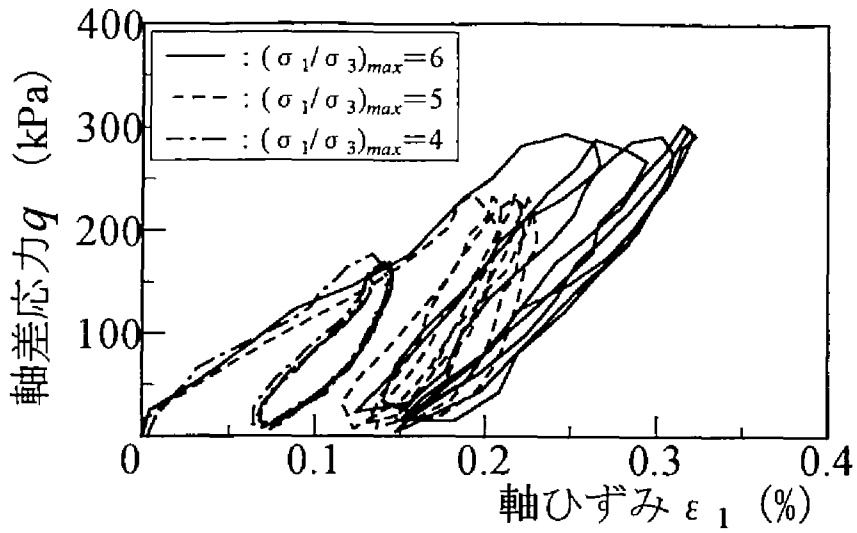
6-4-1 繰返し載荷時の応力～ひずみ関係

前節で検討したように、本解析で得られた $q \sim \varepsilon_1$ 関係の応力レベルは試験結果の応力レベルと比較すると全体的に低い。この理由については今回の解析結果だけではよくわからないが、図6-3-12の局所的な軸ひずみ～側方ひずみ関係にはあまり差異が見られないことから、同一ひずみレベルにおける試験結果と解析結果の変形挙動はほぼ一致するものと考えられる。したがって以下では、発生するひずみが解析結果と試験結果で一致するように解析上の軸差応力を補正することとした。このため、まず、第5章の繰返し載荷試験時に得られた軸ひずみ（図5-3-1参照）をもとに解析対象とするひずみ領域を $\varepsilon_1 = 0 \sim 0.4\%$ に設定し、そのひずみ領域における解析結果と試験結果の割線変形係数 E_{sec} を単調載荷解析結果（図6-3-1(a)参照）と第5章の単調載荷試験結果（大LDT2個の測定結果の平均値、図5-2-2参照）から求めた（表6-4-1参照）。次に、各拘束圧別に解析結果と試験結果の E_{sec} の比を求めそれらを平均した。このようにして求めた解析結果と試験結果の E_{sec} の比の平均値が0.60となるため、解析上の軸差応力の低減率を6割に設定した。なお、計算時間と計算機の記憶容量の関係から繰返し載荷解析は解析モデルcase1を用いて行った。

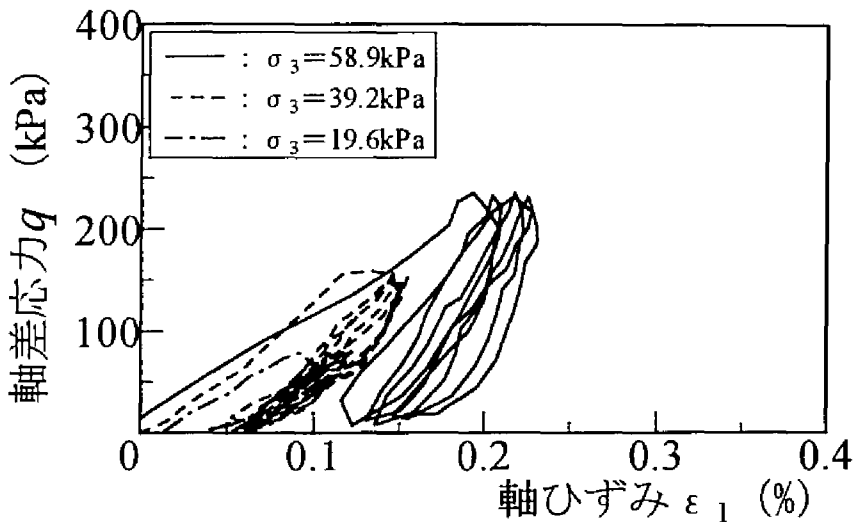
繰返し載荷解析から得られたマクロな応力～ひずみ関係の一例として、 $\sigma_3 = 58.9\text{kPa}$ 一定で最大主応力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ を変化させた場合（表6-1-3(b)のACL-13b～15b）の負荷・除荷時の各 $q \sim \varepsilon_1$ 関係を図6-4-1(a)に、 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max} = 58.9\text{kPa}$ 一定で拘束圧 σ_3 を変化させた場合（表6-1-3(b)のACL-11b,12b,14b）の負荷・除荷時の各 $q \sim \varepsilon_1$ 関係を図6-4-1(b)に、繰返し載荷解析（ACL-15b）における1, 5回目の関係を同一荷重条件の大型三軸試験結果（大LDT2個の測定結果の平均値）と比較して図6-4-1(c)に示す。なお以下では、解析結果に関しては解析上の軸差応力を1.67倍（低減率6割の逆数）して図中の軸差応力および主応力比の値としている。まず、同図(a)から各解析条件とも、解析結果の負荷曲線と除荷曲線は繰返し載荷初期には大きなヒステリシス・ループを描き、残留軸ひずみの増加は大きく塑性傾向の強い弾塑性状態を示すが、繰返し載荷回数の増加に伴いヒステリシス・ループの面積が減少するとともに、各回での残留軸ひずみの増加量は減少し、弾性化が進行す

表6-4-1 割線変形係数の比較

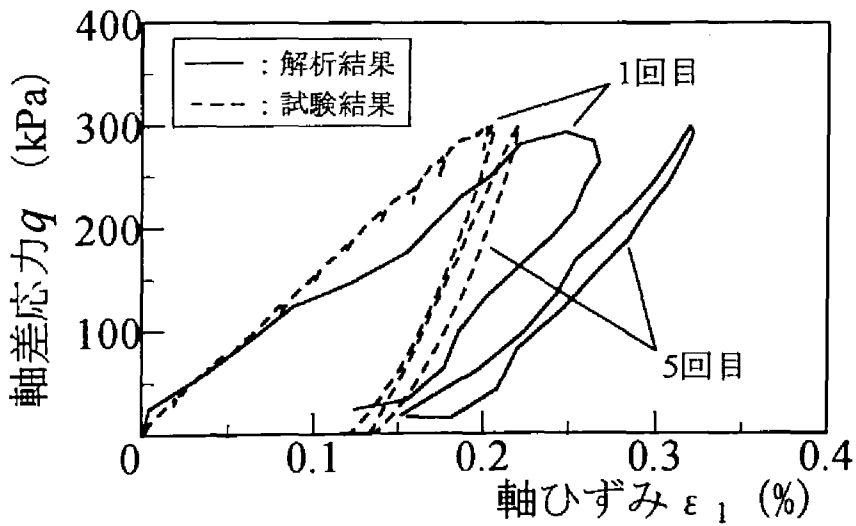
拘束圧 σ_3	解析結果		試験結果		E_{sec} の比
	解析 No.	割線変形係数 E_{sec}	試験 No.	割線変形係数 E_{sec}	
19.6kPa	AML-11b	19.6MPa	ML-01	51.5MPa	0.38
39.2kPa	AML-12b	36.9MPa	ML-02	50.8MPa	0.73
58.9kPa	AML-13b	62.4MPa	ML-03	90.0MPa	0.69



(a) 最大主応力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ 別 ($\sigma_3 = 58.9\text{kPa}$)



(b) 拘束圧 σ_3 別 ($(\sigma_1/\sigma_3)_{max} = 5$)



(c) 試験結果 (CL-12) と解析結果 (ACL-15b) の比較

図6-4-1 繰返し载荷解析結果 (解析モデル case1)

ることがわかる。同様な傾向は、同図(b)に示すように $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}=5$ 一定で σ_3 が異なる他の解析条件(ACL-11b,12b,14b)においても見られた。また、同図(c)から、解析結果のこのような傾向は、試験結果と定性的にほぼ一致することがわかる。これらの結果からDDA解析では、流動則や損失係数を導入しなくても塑性変形や摩擦によるエネルギー損失を評価でき、実現象のモデル化を比較的簡易に行えることがわかる。なお、繰返し載荷に伴い変形係数が増加し減衰比が減少するのは、三軸供試体部が締め固まり道床ブロック個々のすべりが生じにくくなって塑性流動や摩擦損失が小さくなることによると考えられる。一方、図6-4-2は同一荷重条件の解析結果と試験結果(大LDT2個の測定結果の平均値)の定量的な比較を、1回目の載荷時の最大軸ひずみ ε_{1max} (軸差応力振幅負荷時の軸ひずみ、図6-4-3参照)と残留軸ひずみ ε_{1res} (軸差応力除荷時の累積塑性ひずみ、図6-4-3参照)に関して行ったものである。図から、 ε_{1max} については解析結果の方が試験結果より若干大きいのが、 ε_{1res} についてはかなり良い一致をみせることがわかる。なお、解析結果の ε_{1max} が試験結果に比べ大きくなる理由は、図6-4-1(c)で解析結果の $q \sim \varepsilon_1$ 関係が試験結果に比べねていることからわかるように、軸差応力に対して行った補正だけでは解析結果を実現象の応力～ひずみ関係に近づけるのに充分でないことによると考えられる。このため、解析手法自体にはまだ改善の余地があると推定される。

6-4-2 繰返し塑性変形特性に関する検討

まず、繰返し載荷解析から得られた繰返し載荷に伴うマクロな軸ひずみの増加傾向の一例として、 $\sigma_3=39.2\text{kPa}$ 一定で $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ を変化させた場合(表6-1-3(b)のACL-13b~15b)の繰返し載荷回数 N と ε_1 の関係を図6-4-4(a)に、 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}=5$ 一定で σ_3 を変化させた場合(表6-1-3(b)のACL-11b,12b,14b)の N と ε_1 の関係を図6-4-4(b)に、大型三軸試験から得られた $N \sim \varepsilon_1$ 関係(大LDT2個の測定結果の平均値)と解析結果(ACL-15b)の比較を図6-4-5に示す。図6-4-4から、軸差応力振幅 q_a ($q_a=(\sigma_1-\sigma_3)_{max}$)が一定でも $\varepsilon_{1max} \cdot \varepsilon_{1res}$ はともに繰返し載荷回数の増加に伴い増加すること、および1回目の載荷時には大きな塑性ひずみを生じるが、2回目以降の繰返し載荷で発生する各回の塑性ひずみは、1回目の載荷時に発生する塑性ひずみと比較して急激に減少するとともにほぼ一定になることがわかる。また、図6-4-5から、 ε_{1max} については解析結果と試験結果でその大きさや繰返し載荷に伴う増加傾向が若干異なるものの、 ε_{1res} については大きさもまたその増加傾向もほぼ等しいことがわかる。なお、他の解析条件についてもほぼ同様な傾向が見られた(図6-4-6~図6-4-9参照)。本解析では特に試験供試体の粒子構造をトレースして解析モデルを構築したわけではないため、上記のような解析結果が得られたことは、試験供試体と解析モデルで粒子配列や粒子形状等が異なることを考慮すれば、かなり良い一致を見せていると考えられる。したがって、DDA解析を用いることにより繰返し載荷に伴う道床バラストの塑性ひずみの増加傾向はおおまかに把握することができると考えられる。

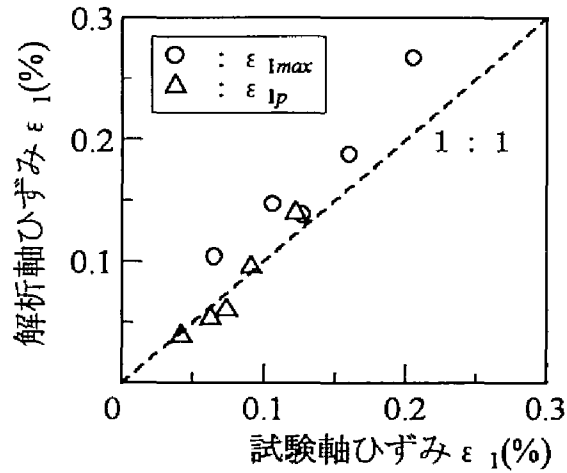


図6-4-2 試験結果と解析結果の比較

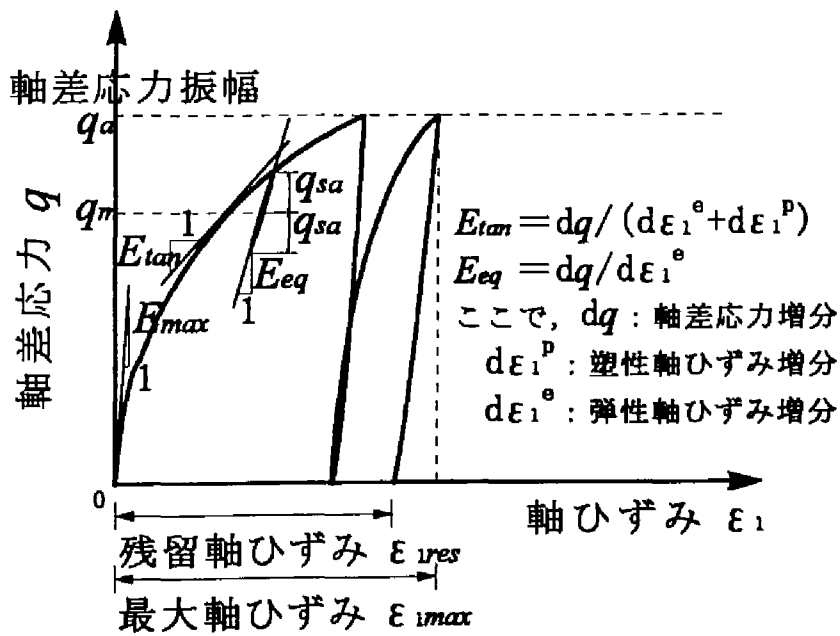
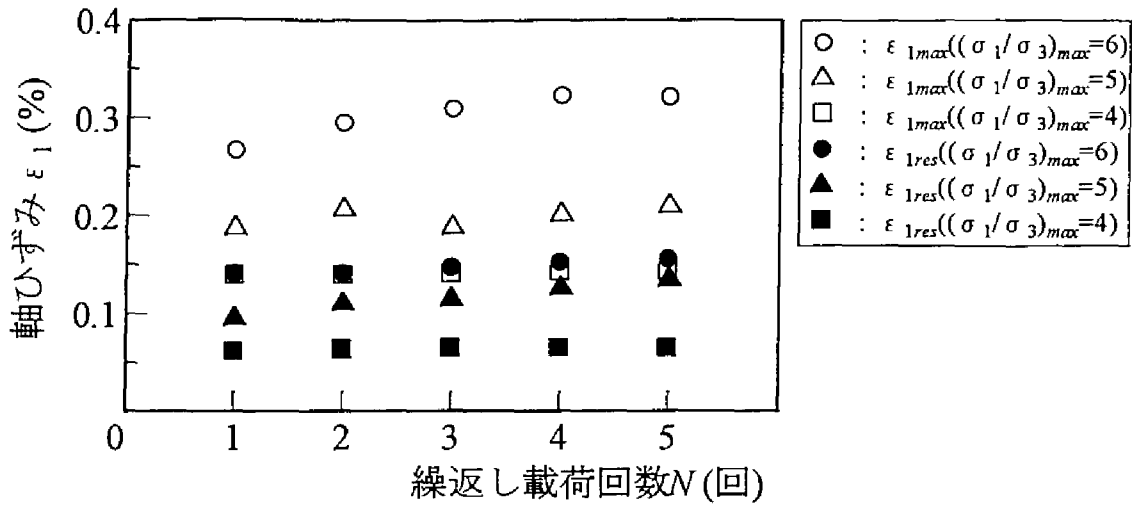
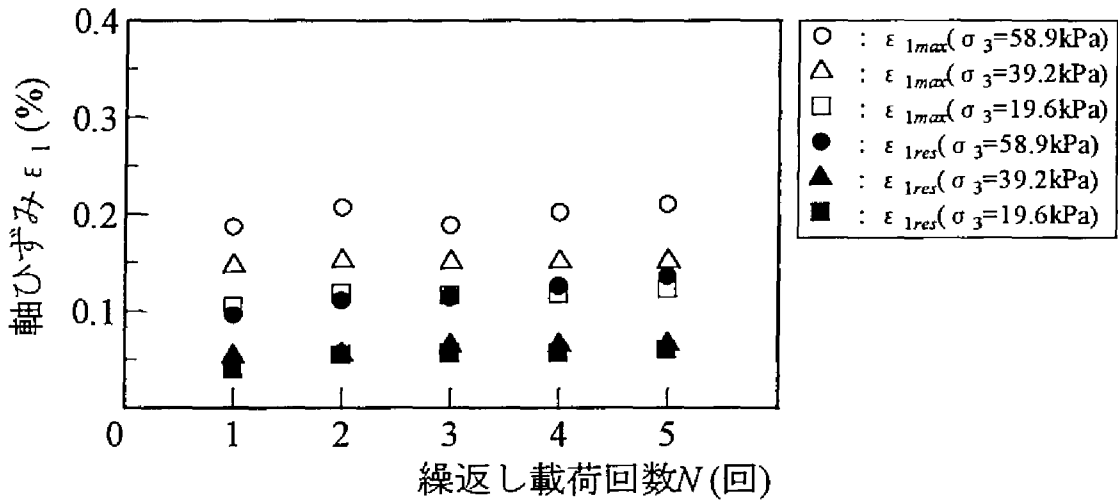


図6-4-3 応力～ひずみ関係の定義



(a) 最大主応力比 $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ 別 ($\sigma_3=58.9\text{kPa}$)



(b) 拘束圧 σ_3 別 ($(\sigma_1/\sigma_3)_{max}=5$)

図6-4-4 軸ひずみと繰返し载荷回数との関係 (解析モデルcase1)

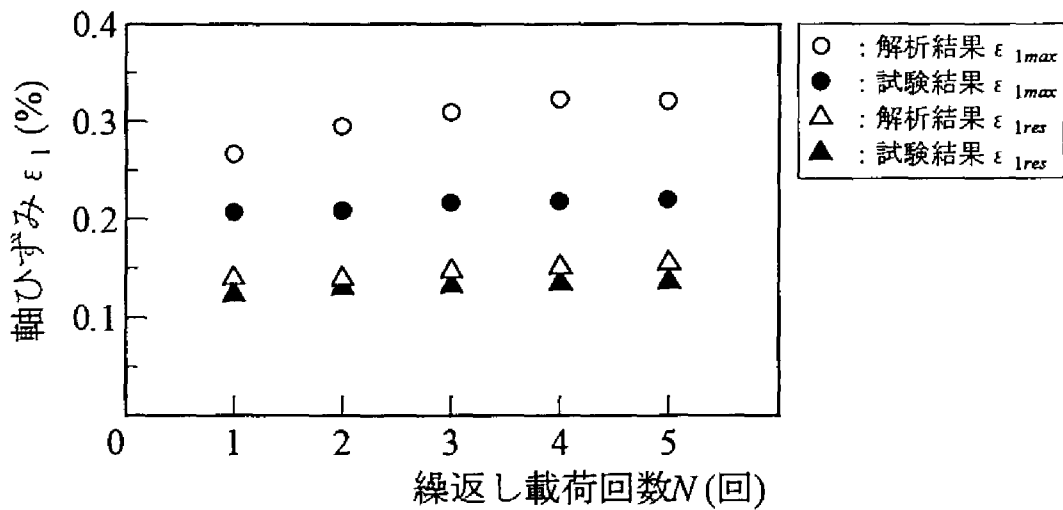


図6-4-5 試験結果 (CL-12) と解析結果 (ACL-15b) の比較

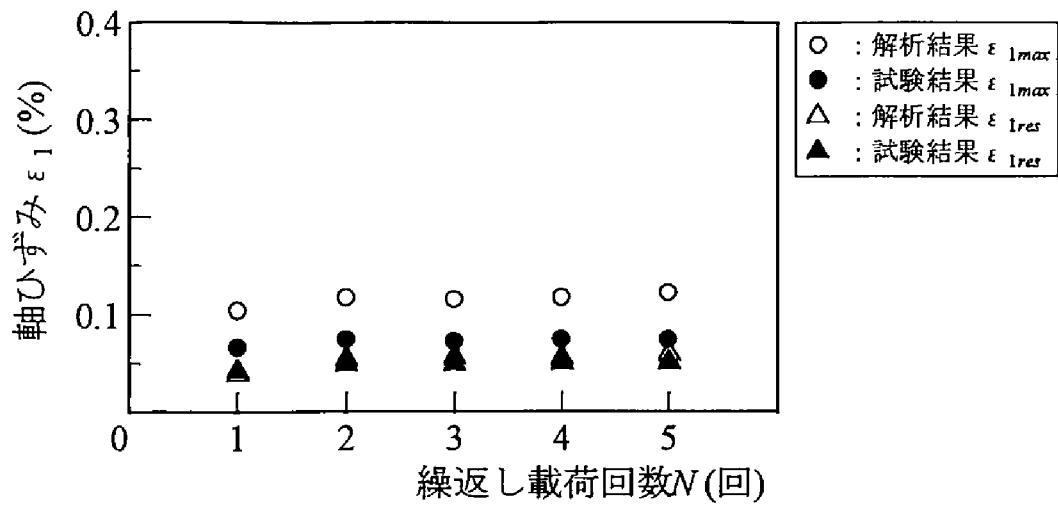


図6-4-6 試験結果 (CL-03) と解析結果の比較 (ACL-11b)

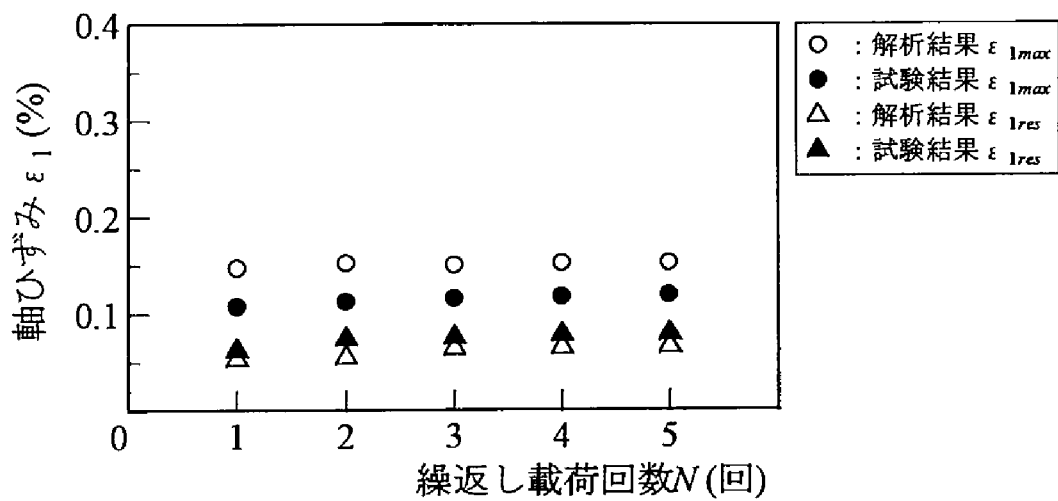


図6-4-7 試験結果 (CL-07) と解析結果の比較 (ACL-12b)

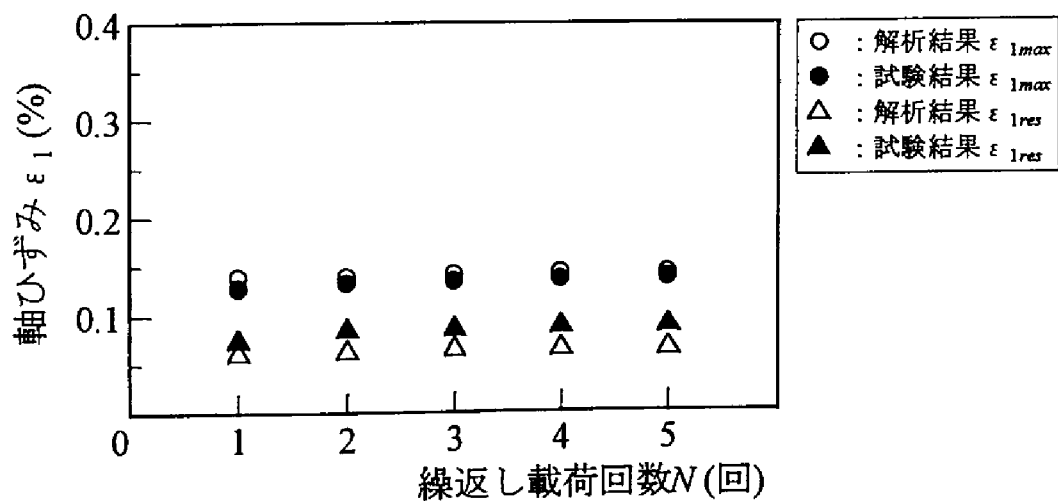


図6-4-8 試験結果 (CL-10) と解析結果の比較 (ACL-13b)

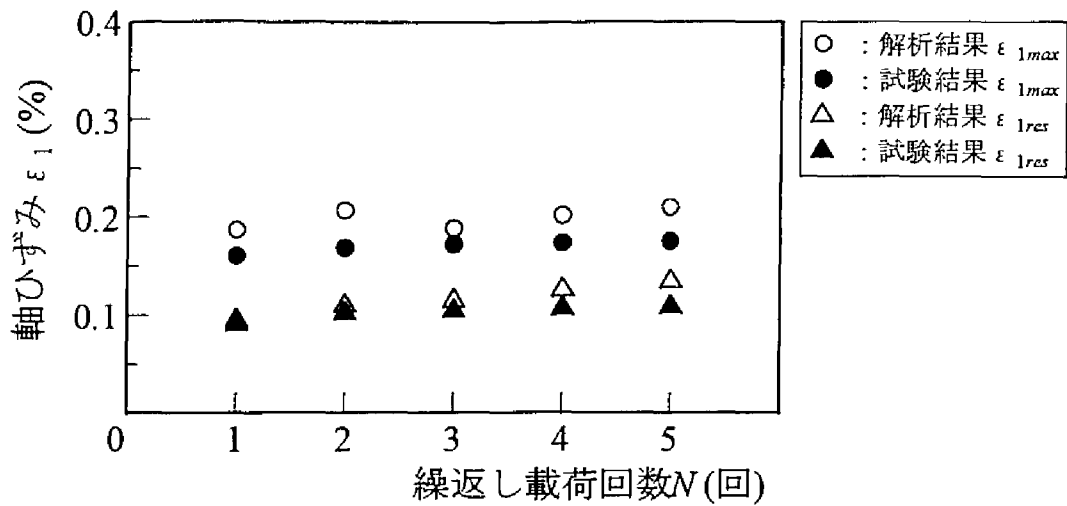


図6-4-9 試験結果 (CL-11) と解析結果の比較 (ACL-14b)

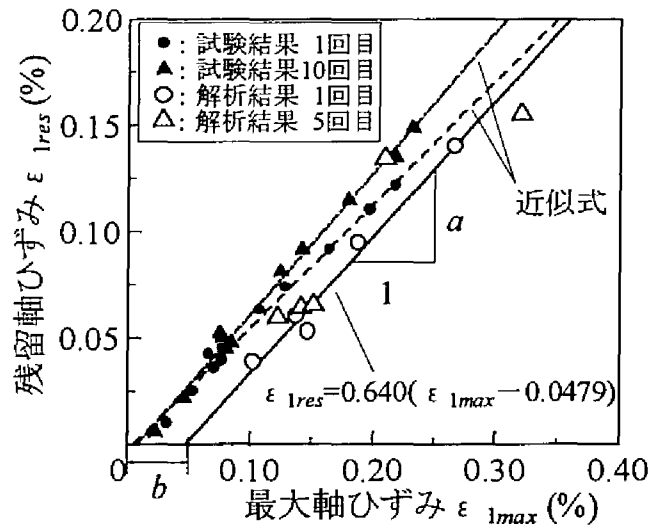


図6-4-10 軸ひずみの塑性変形傾向

一方、低拘束圧 ($\sigma_3 = 19.6 \sim 58.9 \text{ kPa}$) 下の大型三軸試験における道床バラストの塑性変形挙動では、最大軸ひずみ ε_{1max} と残留軸ひずみ ε_{1res} は拘束圧とは無関係な係数 a , b を用いて式(5.3.1)のように表せる。

$$\varepsilon_{1res} = a \cdot (\varepsilon_{1max} - b) \quad (5.3.1)$$

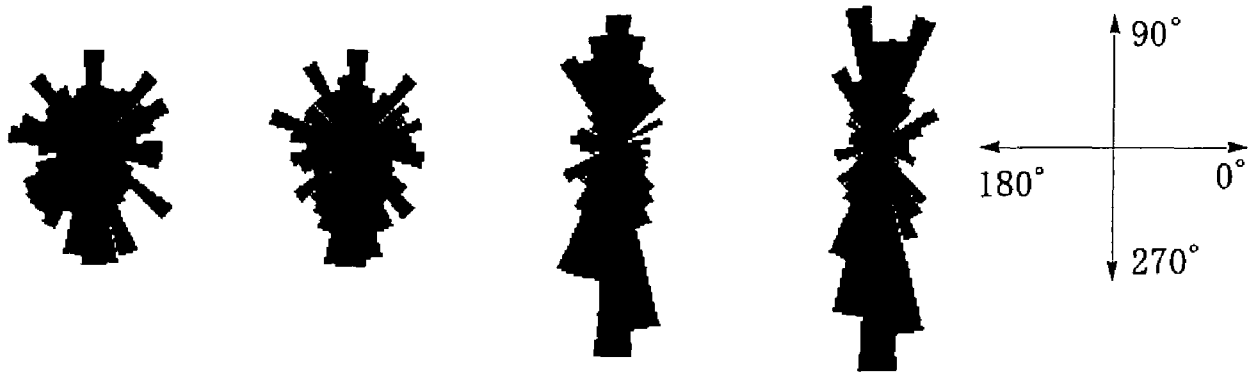
同様にここでは、DDA解析における道床ブロックの塑性変形特性を検討するため、繰返し载荷解析 (ACL-11b~15b) の1回目と5回目の载荷時の ε_{1max} と ε_{1res} の関係を図6-4-10に示す。なお、同図には、大型三軸試験の1回目と10回目の载荷時の $\varepsilon_{1max} \sim \varepsilon_{1res}$ 関係から得られた式(5.3.1)の近似結果も合わせて示した。図から、各回の解析結果とも ε_{1res} は ε_{1max} の増加に伴い増加することがわかる。この傾向は試験結果と定性的に一致するものであり、特に1回目の载荷時 (初期降伏時) の $\varepsilon_{1max} \sim \varepsilon_{1res}$ 関係は試験結果とほぼ同様な1次関係にあるため、式(5.3.1)を用いて近似することとした。その結果、弾性限界ひずみを近似的に

表すと考えられる x 切片 (係数 b) は試験結果 (表5-4-1参照) より多少大きい、近似直線の傾き a に関しては試験結果の1回目の載荷時の傾きとほぼ同程度であった (図6-4-10参照)。塑性に関する構成則を導入していない本解析で、試験結果とほぼ同様な傾きを有する $\varepsilon_{1max} \sim \varepsilon_{1res}$ 関係が得られたことは、道床バラストの塑性変形の主因が道床碎石粒子の相対的な位置関係の変化 (すべり) に起因することを示すものである。また、試験結果より解析結果の弾性限界ひずみが大きいのは、試験供試体と解析モデルで幾何形状が異なることも一因であるが、道床碎石粒子の破碎性にも原因があると考えられる。大島ら²⁰⁾は道床バラストの初期沈下量と粒子破碎率の相関関係が高いことを指摘しているが、本解析ではブロックの破碎性を考慮していない。したがって、道床ブロックの稜角部等の破壊に起因する塑性変形は生じないため、解析結果の弾性限界ひずみが大きくなったと考えられる。なお、5回目の解析結果の $\varepsilon_{1max} \sim \varepsilon_{1res}$ 関係に多少ばらつきがみられるのは、繰返し載荷回数が充分でないため各解析の変形特性が繰返し載荷履歴に依存してばらつくことによると考えられる。

6-4-3 繰返し載荷に伴う粒子構造の変化

礫材の応力 \sim ひずみ関係を検討する手法として、龍岡ら^{21), 22)}は損傷関数・塑性化関数で定義される非線形化関数を提案しており、本研究においても第5章でその有用性について検討し、式(5.3.1)が塑性化関数の一つの表現形であることを実証した。一方、損傷関数は、等方応力状態の変形係数 E_{max} (図6-4-3参照) と各応力状態における変形挙動の弾性的性質を表現する等価変形係数 E_{eq} (図6-4-3参照) の比として定義される。この場合、第5章で考察したように、主応力比 σ_1/σ_3 の増加に伴う E_{eq}/E_{max} の値の変化 (図5-3-6(b)参照) は、道床バラストの変形挙動において応力誘導異方性を表現すること、および粒状体力学では一般に応力誘導異方性は粒子間接触法線方向分布の偏りで特徴づけられることから、結果的に E_{eq} は粒子間接触法線方向の分布となんらかの関係を有することになる。このためここでは、一つの試みとして道床バラストの変形挙動における応力依存性および繰返し載荷履歴の影響を、粒子構造の変化の点から検討する。

図6-4-11は、繰返し載荷解析 (ACL-15b) における初期等方状態、1回目・5回目の最大軸差応力負荷時、5回目の除荷時の道床ブロック間のすべての接点における要素間接触力ベクトルの方向 θ の度数分布を示したものである。なお、接触力ベクトルの方向 θ は最大主応力面から反時計回りに測っており、 270° で重力方向に一致する。また、棒状放射グラフは 10° 分の幅を有しており、棒の長さでその範囲にある θ の度数を表している。まず、初期等方状態 (図(a)) では重力の作用方向である 270° 近辺に若干 θ の集中が見られる以外は平均的にばらついており、特に目立った傾向は見られない。しかし、軸差応力が負荷されると (図(c)) $\theta = 270^\circ$ 付近が突出し、接触力が軸圧に抗するように分布する様子が見られる。また、図(a)と図(b)の比較から等方応力状態では繰返し載荷の影響による差異



(a) 初期等方状態 (b) 5回目の除荷時 (c) 1回目の負荷時 (d) 5回目の負荷時

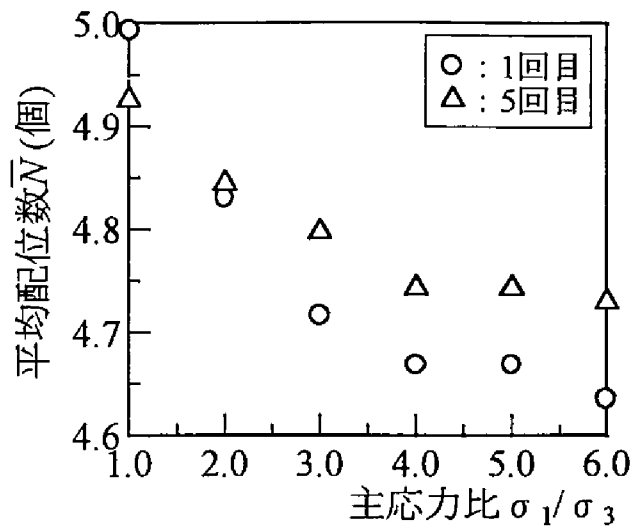
図6-4-11 要素間接触力の分布状況

は顕著に見られないものの、図(c)と図(d)を比較すると最大軸差応力負荷時には、繰返し載荷により最小主応力の作用方向である 0° と 180° 近辺の方向力を有する接点数が減少し、 270° 近辺の方向力を有する接点数が全体的に多くなるように接触力分布が再構成されることがわかる。これらの結果から粒子構造は、負荷された軸差応力を効率よく支持できるように繰返し載荷に伴い再配列されると考えられる。そこで、この変化をより定量的に捉えるため、次に平均配位数 \bar{N} とVM (vector magnitude)¹²⁾の点から検討する。ただし、VMは式(6.4.1)で定義される配向度の指標であり、 θ の頻度分布が一様であればゼロに、特定方向に集中すれば1になる。なお、 θ の卓越方向は図6-4-11からもわかるように繰返し載荷解析中常に軸圧の載荷方向(最大主応力方向)であった。

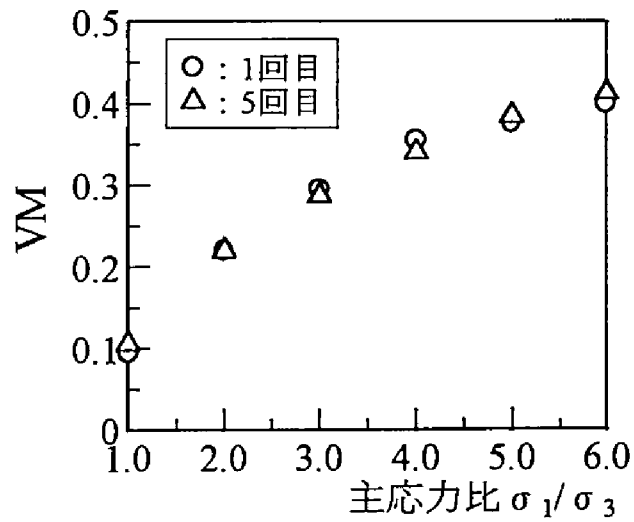
$$VM = \frac{1}{M} \left\{ \left[\sum_{k=1}^M \cos 2\theta_k \right]^2 + \left[\sum_{k=1}^M \sin 2\theta_k \right]^2 \right\}^{1/2} \quad (6.4.1)$$

ここで、M：道床ブロック間の接点数

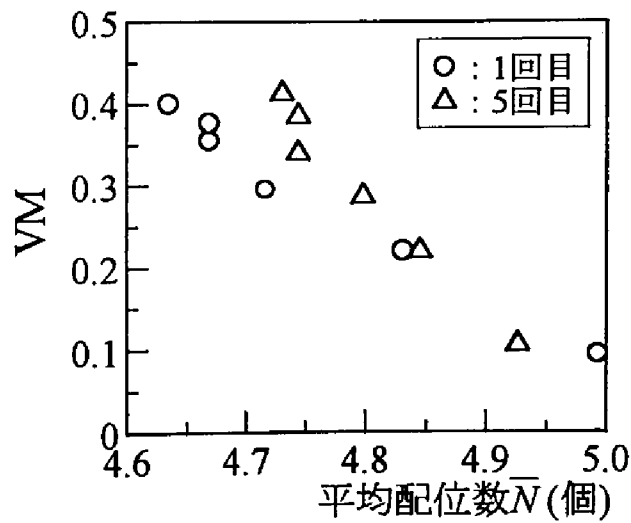
まず、図6-4-12(a)は繰返し載荷解析(ACL-15b)における1回目・5回目の載荷時の道床ブロックの平均配位数 \bar{N} と主応力比 σ_1/σ_3 の関係を示したものである。図から、1回目・5回目の載荷時とも \bar{N} は主応力比の増加に伴い減少すること、および \bar{N} は繰返し載荷により等方応力状態付近で減少し、主応力比3~6の範囲で増加することがわかる。同図(b)は同じくVMと主応力比の関係を示したものである。図から、1回目・5回目の載荷時ともVMは主応力比の増加に伴い増加すること、およびVMの増加傾向は繰返し載荷の前後であまり変化しないことがわかる。さらに同図(c)は同じく \bar{N} とVMの関係を示したものである。図から、1回目・5回目の載荷時とも主応力比の増加に伴い \bar{N} が減少すると、VMは逆に増加することがわかる。これらの結果から、主応力比の増加に伴って軸圧の載荷方向の接触力を有する接点数が増加し、外力に対する支持力が増加する一方で、主応力比の増加に伴う総接点数の減少により支持力は低下する傾向にあることがわかる。これらは一見矛盾する現象であるが、主応力比の増加に対する変化率は図6-4-12にみられるように \bar{N} よりもVMの



(a) 主応力比と \bar{N} の関係



(b) 主応力比とVMの関係



(c) \bar{N} とVMの関係

図6-4-12 繰返し载荷に伴う粒子構造の変化 (ACL-15b)

方が大きいと、変形特性に対する影響度はVMの方が大きく、全体として外力に対する支持力は増加すると考えられる。このような現象は粒状体の変形挙動で一般的に見られる最大主応力方向に伸びる柱の形成による硬化現象と、間隙量の増加に伴う軟化現象¹²⁾に対応すると考えられる。実際、柱の形成は図6-3-8～図6-3-10に示すように要素の最大主応力が軸圧の荷重方向へ集中する現象であるため、VMと関係がある。また、配位数の減少は間隙の増加と関係が深いと考えられるから、結果的にVMの増加は硬化を、配位数の減少は軟化を表すと考えられる。このような観点に立てば、今回の解析結果を見る限りでは、第5章の道床バラストの大型三軸試験で見られた E_{eq} の増加現象は、VMあるいは \bar{N} の増減傾向と以下のように関係づけて説明することができる。

- ①主応力比の増加に伴う軸圧の荷重方向の E_{eq} の増加現象はVMの増加傾向と関係がある。
- ②主応力比の大きいところで見られる繰返し荷重に伴う軸圧の荷重方向の E_{eq} の増加現象は、VMの主応力比に対する増加傾向には繰返し荷重前後であまり変化が見られないことから、図6-4-12(a)に示す繰返し荷重に伴う配位数の減少傾向と関係がある。

6-5 結 論

本章では、道床バラストの大型三軸試験結果をDDAにより解析し、粗粒材の変形挙動に対するDDAの適用方法や粒子配列の構造変化を伴う道床バラストの繰返し塑性変形機構を、粒状体力学の観点から検討した。得られた知見を要約すると以下のようになる。

(1) ボロノイ分割を用いたDDA解析を行った結果、内部摩擦角について円要素を用いたDEM解析よりも実現象に近い値がえられるとともに、粒子間摩擦角の影響を検討することができた。このため、内部摩擦角の大きい粗粒材の変形挙動解析に対してボロノイ分割を用いたDDA解析は有効である。

(2) 同一ひずみレベルで試験結果と解析結果を比較した場合、局所的な等価ポアソン比や塑性変形傾向はかなりよい一致を見せる。このため、解析モデルの要素形状や間隙率の設定はほぼ適正であり、軸差応力の応力レベルが低いのは要素間の接触機構や解析上の ϕ 、 μ の設定方法に問題があると考えられる。

(3) ボロノイ分割を用いたDDA解析では、新たに構成則を導入することなく実現象に近い繰返し塑性変形挙動を表現できる。このため、道床バラストの塑性変形挙動の本質は、道床碎石粒子間の相対的な位置関係の変化（すべり）にある。

(4) 粒子構造の変化と応力誘導異方性や繰返し載荷履歴の影響との関係を検討した結果、主応力比の増加や繰返し載荷に伴う配位数の増減傾向や要素間接触力の分布傾向から、硬化特性を表現するVMの増加傾向は応力誘導異方性と、軟化特性を表現する配位数の減少傾向は繰返し効果とそれぞれなんらかの関係を有することがわかった。

ボロノイ分割を用いたDDA解析により道床碎石粒子個々を解析上の構成要素とし、粒子間空隙や粒子形状を直接的に表現する解析が可能になったことは、従来経験則で表現されてきた道床部の塑性変形機構を、道床碎石粒子の移動という粒状体力学の観点から検討する場合に非常に有効な手段になる。しかし、間隙率の差異からもわかるように、3次元的な挙動をとる実際の道床碎石粒子の動きを平面ひずみ状態の2次元解析で完全に表現することは、事実上不可能に近く、その意味で本章の解析結果は実現象に対する第一次近似解と考えるべきであろう。このため、DDA解析の道床部への適用、さらには軌道構造設計手法への応用にあたっては、今後3次元問題に対する2次元近似の有効性の検証等現象のモデル化方法や解析結果の解釈方法に関する研究を、実データを用いたケーススタディにより深度化する必要がある。

参考文献

- 1) 桜井 孝, 高橋昭教: 三軸圧縮試験における硬岩の変形特性, 鉄道技術研究所速報, No.82-155, 1982.
- 2) 石川達也, 大西有三: 粗粒材の三軸試験結果へのDDA適用に関する一考察, 第30回土質工学会研究発表会講演集, pp.2081-2082, 1995.
- 3) 大西有三, 河野正雄: ボロノイ分割法を適用した岩盤の個別要素解析について, 土木学会論文集, No.376/III-6, pp.231-239, 1986.
- 4) Shi, G.H.: Block system modeling by Discontinuous Deformation Analysis, Univ. of California, Berkeley, Dept.of Civil Eng., 1989.
- 5) 佐々木猛, 大西有三, 吉中龍之進: 不連続変形法 (DDA) とその岩盤工学への適用に関する研究, 土木学会論文集, No.493/III-27, pp.11-20, 1994.
- 6) 今井 浩, 今井桂子: 計算幾何学, 共立出版, 1994.
- 7) 高木隆司: かたちの不思議, 講談社現代新書, 1984.
- 8) 種村正美, 長谷川政美: Geometrical Models of Territory, *Academic Press.*, 1980.
- 9) 諸戸靖史: 砂や礫の内部摩擦角, 土と基礎, Vol.31 No.8, pp.5-9, 1983.
- 10) 澤田純男, プラダンテージ B.S., 土岐憲三, 山下典彦: 個別要素解析における要素形状と初期密度の影響, 地盤の破壊とひずみの局所化に関するシンポジウム発表論文集, pp.163-170, 1994.
- 11) 榎本秀明, 木谷日出男, 太田岳洋: 道床バラストの形を測る, R R R, Vol.51 No.8, pp.12-15, 1994.
- 12) 粒状体力学に関する国内委員会: 粒状体の力学, 土質工学会, 1993.
- 13) 岩下和義, 松浦浩一, 小田匡寛: 粒子接点でのモーメント伝達を考慮した個別要素法の研究, 土木学会論文集, No.529/III-33, pp.145-154, 1995.
- 14) 松島亘志, 小長井一男: 正多角形要素を用いた個別要素法による粒状体の単純せん断シュミレーション, 生産研究, Vol.48 No.7, pp.343-346, 1996.
- 15) 後藤 聡, 龍岡文夫: 粒状体の三軸圧縮時の強度変形特性に与える試験条件の影響, 第21回土質工学研究発表会講演集, pp.237-240, 1986.
- 16) 董 軍, 中村和之, 龍岡文夫, 木幡行宏: 単調および繰返し载荷による粗粒材料の三軸せん断特性, 「地盤および土構造物の動的問題における地盤材料の変形特性一試験法・調査法および結果の適用一」に関する国内シンポジウム発表論文集, pp.211-216, 1994.
- 17) Field, W.G.: Towards the statistical definition of a granular mass, *Proc. 4th A. and N.Z. cont. on Soil Mech.*, pp.143-148, 1963.
- 18) Y. Ohnishi and S.Miki: Development of circular and elliptic disc element for DDA, *Proc. of The*

First International Forum on Discontinuous Deformation Analysis(DDA) and Simulations of Discontinuous Media, pp.44-51, 1996.

- 19) Smith, W.O., Foote, P.D. and Busang, P.E. : Packing of homogeneous spheres, *Phy. Rev.*, Vol.34, pp.1271-1274, 1977.
- 20) 大島洋志, 榎本秀明, 高木盛男 : バラストの形状が道床沈下に及ぼす影響, 鉄道技術研究所速報, No.A-86-195, 1986.
- 21) 龍岡文夫, 木幡行宏, Teachavorasinskun.S., 董 軍, 水本圭輔 : 地盤材料の側圧一定三軸圧縮試験での応力～ひずみ関係の考察, 第28回土質工学研究発表会講演集, pp.837-840, 1993.
- 22) 木幡行宏, 龍岡文夫 : 三軸圧縮状態での地盤材料の変形係数に関する考察, 第29回土質工学研究発表会講演集, pp.695-698, 1994.



第7章 離散化解析手法による道床部の繰返し変形挙動の検討

7-1 離散化解析手法の道床部への適用に関する検討

7-1-1 本章の目的と構成

前章までの議論により、道床部の繰返し塑性変形挙動を従来の軌道破壊理論よりも実現象に即した形で解析し軌道破壊機構の解明に寄与するには、粗粒材としての道床部の材料特性を考慮し道床部を粒状集合体と考える必要のあることが明らかになった。また、道床部の変形挙動解析を行うに際して、有限要素法（FEM）の線形弾性解析を想定した比較的簡易な数値解析手法を適用する場合に必要な道床バラストの基本的な材料定数（ヤング率、ポアソン比等）を第5章の実験的検討結果から把握する一方で、第6章の解析的検討結果からは粗粒材の変形挙動解析に対する不連続体解析手法の有用性を明らかにした。しかし、拘束圧一定の大型三軸試験結果を道床部の応力～ひずみ関係として適用するには、第5章で研究課題として明確にしたように道床バラストの応力～ひずみ関係が有する応力依存性や繰返し载荷履歴依存性が問題となり、これらを考慮せずにFEM解析を行った場合、実現象にそぐわない解の得られる可能性がある。一方、DDA解析の道床部への適用、さらには軌道構造設計手法への応用に関しても、第6章で研究課題として明確にしたように、3次元問題を2次元近似する際の現象のモデル化方法や2次元解析結果の解釈方法等DDA解析の適用方法に関する検討事項が、要素試験よりもさらに複雑な境界条件や材料物性の空間的分布を有する解析条件下で残っている。

本章では、これらの研究課題をふまえ、道床部の変形挙動解析に対する離散化解析手法の適用性について検討する。このため、まず7-1-2項では道床部の変形挙動解析における離散化解析手法の意味について改めて考察し、7-1-3項では各種離散化解析手法を道床部の変形挙動解析に用いた場合の長所・短所を明確にする。次に7-2節では、2次元モデルと3次元モデルを用いてFEMの静的線形弾性解析を行い、道床部の変形挙動に対する解析パラメーターの感度について分析する。また、2次元モデルと3次元モデルの解の特性やその差異について検討するとともに、第4章の実物大载荷試験結果とFEM解析結果との整合性について検討し、3次元問題に対する2次元近似の有効性を道床部の変形傾向や応力分布の観点から考察する。最後に7-3節では、DDAの2次元平面ひずみ解析により繰返し载荷時の道床部の塑性変形挙動を解析し、解析メッシュや荷重条件等の解析方法に関する検討を行い、道床部の変形挙動解析に対するDDA解析の適用方法について考察する。また、解析結果と試験結果との整合性について検討するとともに、解析結果に基づき道床部の繰返し塑性変形挙動を道床バラスト粒子の移動傾向や粒子配列の構造変化の点から考察する。

7-1-2 道床部の変形挙動解析における離散化解析手法の意味

従来、有道床軌道の応力計算や振動解析等の設計計算手法としては、レールを連続梁と考えた弾性論による理論解析が主流であった。具体的には、弾性床上にあるレールが連続的に支持されると仮定する等弾性連続支承上の梁モデルや、まくらぎを各支点と考え離散的に弾性支持されると仮定する有限間隔支持モデルの2つが挙げられる。これらのモデルで従来より解析上の課題とされてきたのは、レール支持機構のモデル化である。特にまくらぎと路盤の間に介在し応力分散機能を有する道床部は、それ自体が塑性変形体であるばかりでなくミクロ的にみれば道床碎石の粒状集合体であるため、変形特性ならびに応力伝達機構を推測し難い。このため、現行の有道床軌道の設計計算では、道床部を弾性体と仮定した理論値や試験軌道による実験式を用いて応力計算等を行っている¹⁾。しかし、弾性論に基づく支配方程式を解析的に解き得るのは実際の問題を理想化した場合に局限されること、および現在の実験式に基づく解法では適用範囲がかなり限定されること等の問題点があり、計算結果も大まかなものとならざるを得ない。

一方、有道床軌道の主たる研究課題である軌道破壊現象の予測手法としては、道床部をマクロな構造体として扱うばね-ダッシュポット-質点系モデルを用いた粘弾性論を理論的骨子にし、模型試験、室内試験、現地試験によるデータ解析によって裏付けを行った軌道破壊理論²⁾が提案されている。しかし、この理論では、理論の核となる道床部の塑性変形特性を第2章で述べたように塑性変形量が道床部に作用する荷重と振動加速度に比例するという実験結果に基づく経験則で表現しており、解析モデル自体は塑性学的な理論展開をせず構築されている。また、その後解析モデルとして道床部を階層化したモデル³⁾が提案されているが、構造工学的な観点からの解析を重視したこともあり、このモデルにおいても道床部を積層する集中質量系と近似する手法を用いている。これらの近似は道床部全体のマクロ的な変形挙動を論じる場合には問題とならないが、道床内部のミクロ的な変形挙動を解析する手法としては必ずしも適当であるとは言い難い。これは、道床部塑性変形の主因が道床バラスト粒子のすべりにあると考えられるためであり、第4章で研究課題として明確にしたように道床バラスト粒子の移動傾向はまくらぎの形状や道床部の形状などにより変化すると考えられるためである。したがって、道床部塑性変形の本質と考えられる道床バラスト粒子個々の変位傾向に関する解析上の検討は充分なされておらず、道床部の繰返し塑性変形機構の解明には至っていない。

これらの課題を解決し、道床内部のミクロ的な変形機構を表現可能なように有道床軌道を対象とした構造解析手法の解析精度の向上を図るには、道床部全体を1つのマクロな構造体として扱うのではなく、空間的な広がりをもつ質量系として評価することが必要になる。この場合特に、空間的な広がりをもつ有質量領域を有限の領域に区分して近似解を求める離散化解析手法は、複雑な幾何学的形状や材料物性の空間的分布を有する境界値問題を扱うことが可能なため、これらの課題解決に対し有効な解析手法となる。

7-1-3 離散化解析手法の選択に関する課題

現在、離散化解析手法のうち最も一般的なものはFEM（有限要素法，Finite Element Method）であり、海外の研究ではFEMを道床部の変形挙動解析に応用した例^{4)・5)}もある。しかし、連続体の解析手法であるFEMを不連続体である道床部に適用し弾塑性解析を行うには、多くの場合道床部を等価連続体と近似することになり、その適用にあたっては以下のような問題が生じる。

①不連続面の評価が難しい

FEMは地盤や構造物における局所破壊の発生を調べるのには有用であるが、斜面安定や支持力などのような全体破壊を対象とする解析はあまり得意ではないとされている⁶⁾。これは、応力あるいはひずみの状態に応じて発生する局所的な破壊面やさらにこれから進展する逐次破壊面のようにあらかじめ不連続面の位置や方向が明らかでない場合、進行性破壊のメカニズムや局所破壊後の変形挙動などに対する問題への適用がFEMの課題の一つとなっているからである。この解決策として、近年ではFEMにおいてもジョイント要素⁷⁾の導入により不連続面を表現することが可能になってきている。しかし、その適用は構造物と地盤との接触面や岩盤内の断層や卓越したクラックといった顕在的な不連続面を表現する場合にやはり特化されており、モデル化領域内に無数に存在する不連続面を評価する場合には、前述のように現状では等価連続体解析法を適用する傾向にある。この要因の一つとして、ジョイント要素を用いて細かい不連続性をモデル化することが、データ入力や計算時間の面で不連続体解析に対して必ずしも有利とならないことがあげられる。また、多数のすべり線すなわちジョイント要素を有限要素メッシュに組み込み解析を行うことは原理的には可能である。しかし、このようなシステムで大変形問題を解析する場合、あるジョイントが閉合しないという拘束条件を満たすための補正が、別のジョイントにおける補正と矛盾をきたす可能性があり、FEMにおける不連続面の設定には自ずと限界があると考えられる。

②新しい構成則の導入が必要

有道床軌道における道床部を主体とした軌道破壊機構の解明には、前章までの議論からもわかるように道床部を粒状集合体と考えた理論検討を行うことが重要であり⁸⁾、解析手法としては道床バラスト本来の材料特性である礫材の強度・変形特性を考慮したモデル化によるシミュレーションが有効となる。従来の研究^{9)・10)}によると、砂や礫のような粒状集合体の繰返し変形挙動を等価連続体としてモデル化するには、載荷応力レベルや繰返し載荷履歴を考慮して応力～ひずみ関係を設定するとともに、繰返し塑性モデル¹¹⁾のように降伏応力以下でも塑性変形の生じる繰返し塑性を考慮することが重要になる。しかし、この場合に用いられる構成則は粒状体で見られる実際の構造変化と少なくとも矛盾のないものでなければならないため、モデル化にはこれらを包含した新しい構成則の構築とその導入が必要条件となる。第5章の非線形化関数は道床バラストの構成則の一種であると考えられ

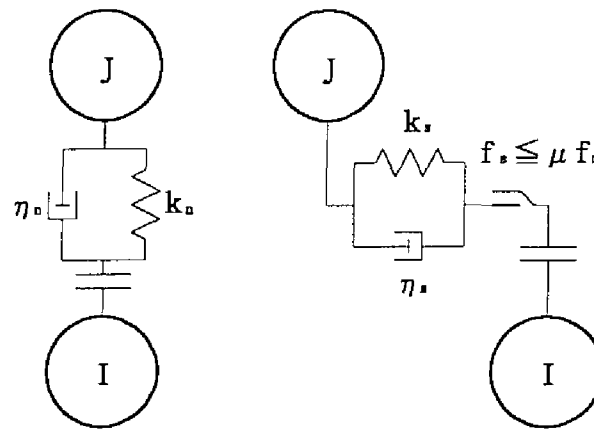


図7-1-1 DEMの接触点のモデル

るが、今回の研究では単一荷重繰返し載荷状態の初期降伏時と漸進変位過程の非線形化関数を個別に誘導したのに留まり、単一荷重繰返し載荷状態や混合荷重繰返し載荷状態における応力履歴が非線形化関数に及ぼす影響を評価する応力履歴誘導異方性関数については十分な検討結果が得られているとは言い難い。一方、第4章の検討結果からも明らかなように単一荷重の繰返し載荷を行ったとしても道床各部の応力状態は繰返し載荷に伴って変化する。したがって、繰返し載荷が進んだ状態で道床部の変形挙動解析を行う場合、繰返し載荷開始初期からの道床各部の応力履歴を加味しなければ構成則の厳密性は保たれないことになり、前章までの道床バラストに関する研究成果だけでは充分とはいえない。以上のような理由から、現状ではFEMを用いて道床部のような粒状集合体の繰返し変形挙動を、道床バラスト粒子個々の変位傾向や粒子間接触に基づく応力の伝達機構に着目して解析を行うのは難しいと考えられる。

一方、道床部全体の弾塑性変形は、道床バラスト粒子個々の変位挙動をベクトル的に合成した結果であるため、不連続体の理論を用いて検討するのが適当であろう。不連続性の仮定を用いた離散化解析手法によれば、道床バラストの材料物性を充分評価した解析により道床バラスト粒子個々の変位傾向を把握することができる。また、道床部を等価連続体と仮定したときのように、新たに構成則を導入することなく弾性および塑性変形量を推定することが理論的には可能となる。不連続体解析手法としてはDEM^{11,12)}（個別要素法，Distinct Element Method）がよく知られており、その有用性が現在までに種々のケースで確認されている。しかし、その一方で以下のような課題のあることも指摘されている。

①エネルギーの散逸機構が不明確

粒状集合体の変形挙動では、その構成粒子間の接触部で発生する摩擦により、エネルギー散逸が生じることは容易に理解できる。一般にDEMでは、要素の接触部で図7-1-1のような力学モデルが設定される。ここで、 k_s はばね係数、 η_s は粘性ダッシュポットの減衰定数を表す。このため、前述のエネルギー散逸は、ダッシュポットにより表現されると思わ

れるが、DEMの場合ダッシュポットは系の内部減衰を表すためではなく、ダンピングにより接触力を一定化し要素の振動を抑え、解析の収束性を安定させることが主目的であると考えられている¹²⁾。また、粒状集合体の変形挙動が準静的な場合には、本来粘性抵抗は考慮する必要のないものである。このため、準静的な変形挙動をDEMで表現する場合、減衰定数に物理的な意味を持たせることは難しくなる。以上のような理由から、DEMではエネルギーの散逸機構が力学的に不明確であり、粒子間摩擦が主要なエネルギー散逸となる準静的な変形挙動を検討する場合特にその傾向が強くなる。

②解の唯一性が保証されない

DEMは剛体要素の集合体を系と考え、系における大変位・大変形を、各要素の運動を微小時間毎に追跡することでシミュレートする数値解析手法である。計算のフローとしては、まず各微小時間毎にすべての要素間の接触状態の判定を行い、次にその結果に基づき各要素毎に独立な運動方程式をたてる。そして、最後にそれを時間領域で差分近似することで解き系全体の挙動を決定する。このため、系内での要素の平行および回転移動の大きさには制限がなく、要素間のどのような接触も自由となる。したがって、時間刻み Δt が異なれば解の到達点も異なり解の唯一性が保証されないばかりでなく、時間刻み Δt の与え方によっては非現実的な要素間の相互貫入が発生することもありうる。なお、解の安定性についても要素間の接触剛性と時間刻み Δt の間に数値解析上の安定条件があり、これに関しても現在研究段階にある。以上の理由から、DEMでは時間刻み Δt 等の解析条件の設定に経験と知識が必要であり、実現象に即したシミュレーションを行うには解析条件を変更して計算結果の有効性に対する検討を行うことが必要になる。

これらの課題は、本研究のように道床バラストの準静的な変形挙動を検討する解析手法として、DEMが必ずしも適当でないことを示すものであると考えられる。

さて、前章で用いたDDA（不連続変形法，Discontinuous Deformation Analysis）¹³⁾も、任意形状の多角形で構成された弾性ブロック（弾性要素）群の動的および準静的な挙動を解析する不連続体解析手法である。DDAでは、6-2-1項で述べたように変分原理に基づいて系の全ポテンシャルエネルギーを最小化することにより平衡方程式を組み立てるため、その定式化はFEMとほぼ同様である。しかし、DDAの要素境界は本質的に不連続であり、未知数は各要素の剛体変位、剛体回転、要素ひずみとなる。このため、DDAは不連続体の大変位・大変形問題を扱えるというFEMにない解析上の利点を有する。また、DDAは要素の接触部で図6-2-2に示すようなばねを設定する点でDEMと類似しているが、理論上は次の2点でDEMと異なる。第一に、DDAは、ブロックシステムの運動に対して、要素同士の相互貫入がなく、要素間に引張力が働かないという2つの拘束条件を厳密に課している。大変位・大変形の問題を扱う場合、ブロックシステムの運動は、粒子の運動理論や簡単な式で表せる単一剛体の運動とは異なり、上記の拘束条件のようにブロックの運動学的考察を行わなければならない。一般にこれらの拘束条件は不等式で表されるが、Shiは「要素

間の貫入によるポテンシャルエネルギーを最小二乗法で評価する制約条件を設けること（ペナルティ法）」で、不等式の拘束条件を含む平衡方程式の解法を開発した。この手法を用いることにより、DDAでは要素間の貫入量を一定の誤差範囲に収める解が能率よく求められる。また、DDAの定式化では、基本的に変分原理（ポテンシャルエネルギー最小化原理）を一貫して用いているため、DEMと異なりFEMと同様に解の唯一性が保証される。第二に、DDAの要素の接触部では、静的・動的計算過程を問わずMohr-Coulombの摩擦条件が適用され、要素間の摩擦によるエネルギー損失が全ポテンシャルエネルギー算出時に考慮される。したがって、これがDDAにおける主要なエネルギー散逸機構となるため、DEMよりも解析のプロセスを概念的に捉えやすく、要素間の接触特性を表現するパラメータもその物理的な意味が比較的明解である。このように、DDAは、FEMでは表現しにくい不連続体の変形挙動をDEMよりもエネルギーの散逸機構等の解析の工学的解釈を明確にしてシミュレートする解析法であるといえる。以上の検討結果から、本章では連続体解析手法ではあるが比較的簡易な解析手法でありかつ知名度の高い解析手法であるFEMと、不連続体解析手法の中で今回のような準静的な変形挙動の解析に適しており、第6章の検討でも道床バラストのような粗粒材の変形挙動解析に対するその有効性が実証されたDDAを用いて道床部の繰返し塑性変形挙動を解析的に検討する。

なお、参考として佐々木らがまとめた不連続体モデルにおける代表的な手法の比較表¹⁾からDDA、FEMおよびDEMの各項目を抜粋し表7-1-1に示す。

表7-1-1 不連続体モデルにおける代表的な手法の比較

項目 \ 手法	ジョイント要素 (FEM)	不連続変形法 (DDA)	個別要素法 (DEM)
提 案 者	Goodman et al., 1968	G.H.Shi, 1984	Cundall, 1971
変 形	微小変形	大変形	大変形
要素の特性	弾性・弾塑性体	弾性・弾塑性体	剛 体
不連続面の剛性と決定法	<ul style="list-style-type: none"> ・弾性, 非線形 ・実験, 計測 	<ul style="list-style-type: none"> ・ペナルティ係数 ・貫入がゼロになるように解く 	<ul style="list-style-type: none"> ・バネ・ダッシュポット ・不連続面付近の実質部の疑似剛性
運動方程式	静的・動的 (Hamiltonの原理)	動的 (Newtonの運動の第2法則)	動的 (Hamiltonの原理)
特 徴	<ul style="list-style-type: none"> ・FEM要素の一つ ・未知数の数が多い ・任意の構成則が可能 ・FEM要素と組み合わせで利用 	<ul style="list-style-type: none"> ・要素が任意形状 ・要素のひずみ, 応力を計算可能 ・任意の構成則を用いることが可能 	<ul style="list-style-type: none"> ・要素が任意形状 ・剛性の設定に経験が必要
適 用 例	<ul style="list-style-type: none"> ・断層の滑り解析 ・クラックの進展 	<ul style="list-style-type: none"> ・斜面, 空洞, 岩盤基礎の安定解析 ・落石解析 	<ul style="list-style-type: none"> ・斜面の崩壊 ・トンネルの崩壊 ・空洞の安定解析

7-2 有限要素法の道床部への適用に関する検討

7-2-1 解析概要

(1) 解析目的

現在、FEMは通常の解析手法として用いられるまでになり、実験的ないし現場的な問題を取り扱った論文においてもFEM解析による結果と対比しているものや、また逆に現場の実測を行なうことによってFEM解析に用いた材料特性や解析手法の妥当性を検討するものがかなり増加し、もはやFEMの適用は地盤工学の分野においても特別な解析法ではなくなっている。このような状況下で道床部の変形挙動解析に対するFEMの解析精度を向上し軌道構造設計手法への応用を図る場合、以下のようなものが解析結果の信頼性を左右する要因になると考えられる。

- a) 現象のモデル化方法（解析次元の選択、不連続面のモデル化、地盤の構成モデルの選択など）
- b) 解析用物性値の不確実性
- c) FEM解析自体に内在するもの（要素の分割様式、要素自体の特性など）

第4章や第5章の試験結果からもわかるように、道床部の構造特性や変形特性は応力状態や繰返し载荷履歴によって変化するため、上記要因のうちa) 現象のモデル化方法とb) 解析用物性値の不確実性が、道床部の変形挙動解析結果の信頼性を低下させる最大の要因となることはいうまでもない。これらのうち現象のモデル化方法に関する課題を解決するには、実現象を再現可能なようにより精密なモデル化を行う必要があり、2次元解析よりは3次元解析、線形解析よりは非線形解析の方が実現象に即した解析結果が得られることは容易に理解できる。しかし、複雑で不均質な実際の地盤を3次元モデル化して解析するには複雑な解析条件が必要となり、未知量の急激な増加による電子計算機の記憶容量と計算速度の不足など計算環境の問題、あるいは複雑な幾何学的形状を有した解析領域に対する膨大な数の3次元要素分割と入力データの作成など作業労力の問題が生じるため、鉄道事業者が有道床軌道の構造設計にFEM解析を利用するのは容易ではない。また、用いる要素の構成式が精密であればあるほど解析に必要なパラメータの数が増大し、解析用物性値の不確実性が大きな問題になってくる。すなわち解析パラメータの値として実現象に適合したものを的確に選択しなければ、解析結果の信頼性を大きく低下させることになり、いくら精密な構成式を用いようとも期待した解析精度が充分得られないこともある。

本節では、これらの研究課題を踏まえ、鉄道事業者が利用可能な数値解析手法を用いて有道床軌道構造の設計計算を比較的簡易に行う状況を想定して、道床部の変形挙動解析に対するFEMの静的線形弾性解析の適用方法について検討する。このため、まず、2次元モデルと3次元モデルにより道床部の変形挙動解析を行い、道床部変形量に対する解析パラメータの感度について分析し、道床バラストの応力～ひずみ関係が有する応力依存性や

繰返し載荷履歴依存性等の材料非線形性や、まくらぎ／道床バラスト間のような不連続境界部を有する幾何学的非線形性を踏まえた解析条件の設定方法について考察する。次に、2次元モデルと3次元モデルの解の特性やその差異について考察するとともに、解析結果と試験結果との整合性を道床部の変形傾向や応力分布の点から検討し、3次元問題に対する2次元近似の有効性に関して考察する。具体的な検討項目としては以下のようなものが挙げられる。

①道床部変形量予測を主目的とした解析条件の設定方法

- ・道床部変形量に対する解析パラメータの数値的影響度の把握
- ・材料非線形&幾何学的非線形問題に対する線形弾性解析の有効性の検証

②3次元問題に対する2次元近似の有効性の検証

- ・道床部変形量に対する解析次元の影響の把握
- ・道床部の変形傾向と応力分布に関する試験結果と解析結果の比較

なお、先に解析結果の信頼性を左右する要因としてあげた要素の分割様式や要素自体の特性などFEM解析自体に内在する計算誤差の影響については、道床部の変形挙動解析とはほぼ無関係に应用数学的あるいは計算工学的にアプローチすべき問題であるので、本研究では検討対象としないことにする。

(2) 解析モデル

解析には、Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc.製のABAQUS/Standard（以下、「ABAQUS」と称す）を用いる。非線形解析プログラムABAQUSは、広範囲な構造解析分野における種々の問題を効果的かつ効率的に解析することを目的とした高度な機能を有するFEM汎用構造解析プログラムである。特に、強い非線形性の含まれる複雑な問題のシミュレーションに威力を発揮し、民間・国立研究所や大学等で多くのシミュレーション実績を有している。ABAQUSは、信頼性の高いFEM定式化に基づいた充実した要素ライブラリーと、豊富な材料ライブラリー（金属、ゴム、プラスチック、複合材料、コンクリート、砂、粘土など）により、種々の非線形性を含む問題を忠実にシミュレーションすることが可能である。さらに、ほとんどすべての要素に有限変位、有限回転、有限ひずみの定式化が施されており、接触をモデル化する広範な機能が提供されている。また、線形・非線形応力変位解析、固有モード解析、座屈固有値解析、周波数応答解析、J分析・き裂進展解析等が可能であり、解析アルゴリズムには自動荷重増分調整機能や収束の自動判定機能が導入されており、解析を円滑に行うと同時に利用者の負担を極力軽減する工夫がなされている。

第4章の実物大載荷試験を模擬したFEM解析モデルの概略を図7-2-1および図7-2-2に示す。同図に示すように解析モデルは、まくらぎ3本分の軌道を解析領域としたものであり、まくらぎ部、道床部、路盤部から構成されている。なお、第4章の左右方向載荷試験では図4-1-5に示す3号PCまくらぎ、6号PCまくらぎなど断面形状の異なるPCまくらぎを数種類用いており、各PCまくらぎ自体も長手方向の断面形状は一定でなく中央部がや

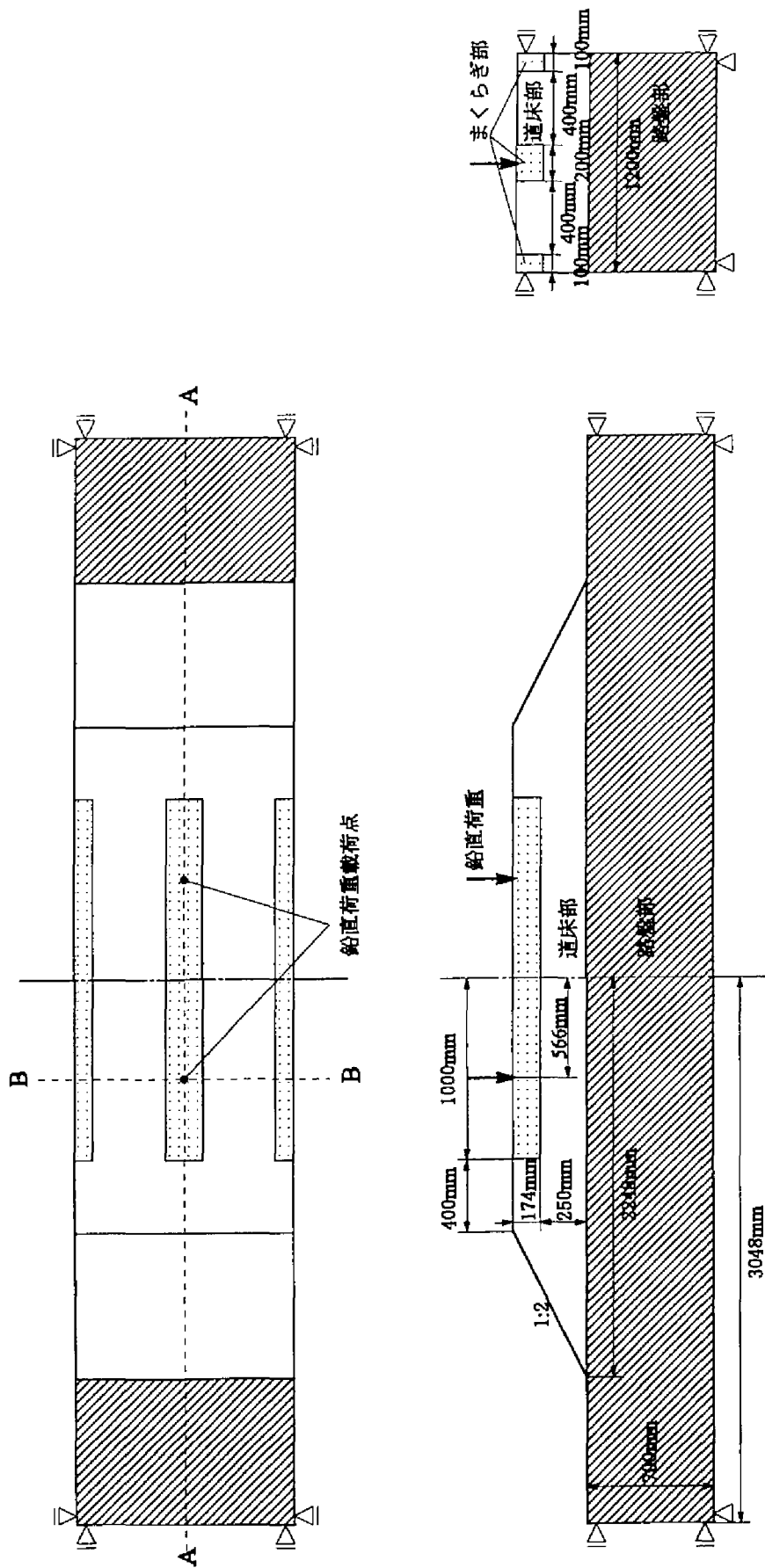


図7-2-1 FEM解析モデルの概略図（上下方向）

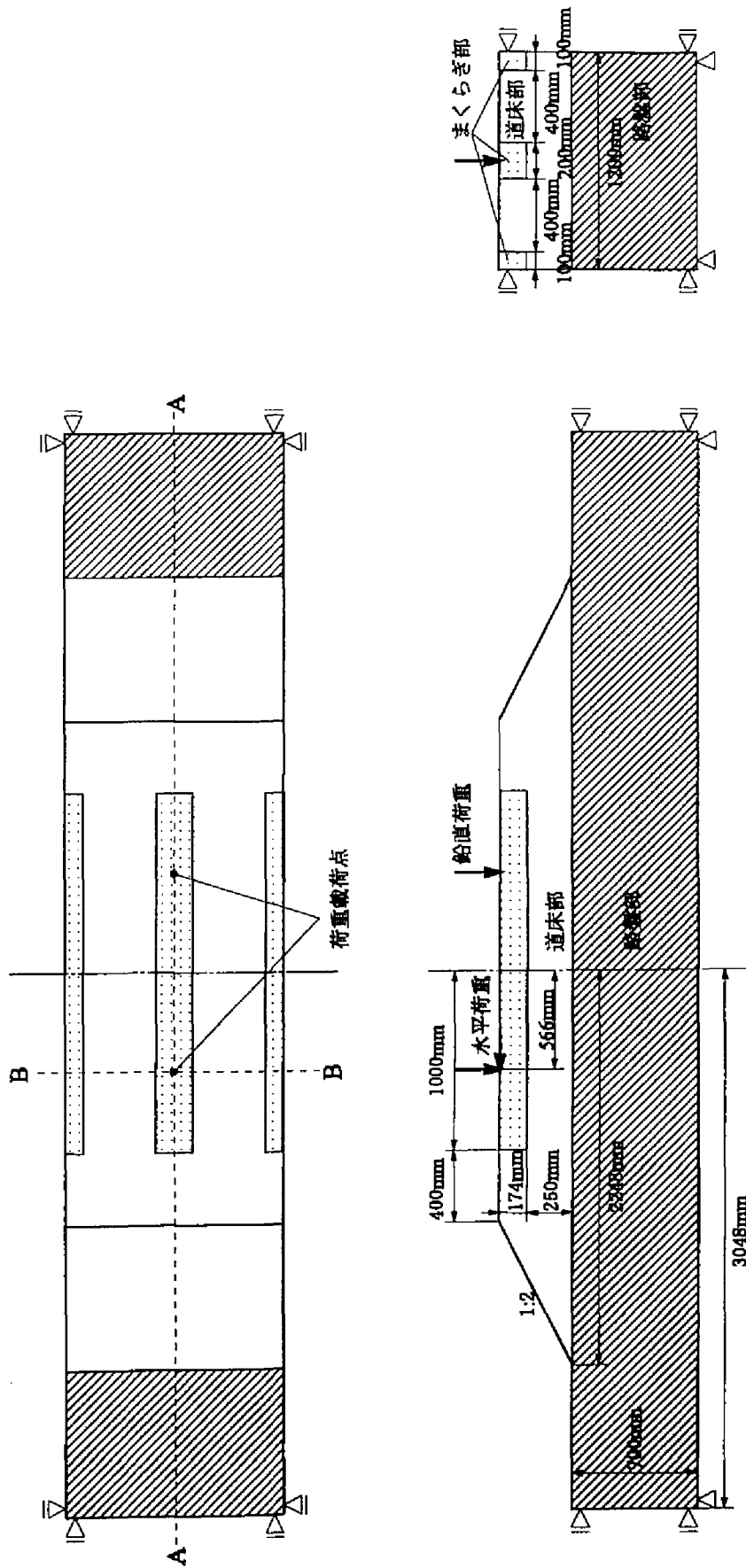


図7-2-2 FEM解析モデルの概略図 (左右方向)

やくびれた形状になっている。このように複雑な幾何学的形状を有した解析領域を3次元的に要素分割し入力データを作成するのは多大な作業労力を要すること、および3次元的な形状を有した解析領域を2次元モデルで完全に表現するのは不可能であることから、本研究ではまくらぎ形状を簡略化し直方体（幅20.0cm×高さ17.4cm×長さ200.0cm）で近似した。図7-2-3に3次元モデルの解析メッシュ図を、図7-2-4に横断方向の2次元モデルの解析メッシュ図を、図7-2-5に縦断方向の2次元モデルの解析メッシュ図をそれぞれ示す。ただし、横断方向の2次元モデルは図7-2-1および図7-2-2のA-A断面を、縦断方向の2次元モデルは図7-2-1および図7-2-2のB-B断面をそれぞれ表しており、両解析モデルとも平面ひずみ要素を用いている。なお、計算機の記憶容量の関係から3次元モデルでは路盤厚さを700mmから300mmに減少させて解析を行っている。このため、解析モデル形状の違いから、2次元モデルと3次元モデルの解析結果を比較することは厳密にはできないが、本節の検討では第4章と同様路盤部の変位量を差し引いた道床部変形量のみをその検討対象とすることから、路盤部の形状差による影響については特に考慮しない。本節で用いる解析モデルを一覧表にして表7-2-1に示す。なお、以下では各解析モデルを表7-2-1に示したモデル名で略称する。

(3) 解析条件

a) 上下方向解析

FEMの静的線形弾性解析で用いる材料定数は、要素の入力定数として単位体積質量 ρ 、ヤング率 E 、ポアソン比 ν である。本節で用いる解析パラメータを一覧表にして表7-2-2に示す。このうち、まくらぎ部の材料定数(ρ_t, E_t, ν_t)については、PCまくらぎが解析対象であることを考慮し、コンクリート構造物の設計¹⁴⁾等で用いられている値を採用した。また、路盤部の ρ_s, ν_s については須長が強化路盤を対象として行ったFEM解析¹⁵⁾で用いた値を採用し、ヤング率 E_s だけは第4章の平板載荷試験結果から求めた K_{30} 値=170MPa/mを次式¹⁶⁾に代入して求めた。

$$E_s = \frac{2\pi a(1-\nu^2)K_{30}}{2 \times 2.2} \quad (7.2.1)$$

ここで、 K_{30} ：平板の直径30cmでの試験結果

ν ：ポアソン比（表7-2-2の路盤の値）

a ：円形載荷板の半径（75cmの半分）、 π ：円周率

一方、道床部のヤング率やポアソン比については、列車荷重載荷時の道床部の応力状態を想定した第5章の大型三軸試験結果から、初期降伏時における割線変形係数は100～300MPaの範囲にあり、漸進変位過程における割線変形係数は200～400MPaの範囲にあること、および等価割線ポアソン比は繰返し載荷によらず約0.35であることが明らかになっている。これらのことを考慮し、FEM解析における道床部のヤング率 E_b は50～400MPaの範囲で、同じく道床部のポアソン比 ν_b は0.25～0.45の範囲で変化させ、道床部の変形挙動に対

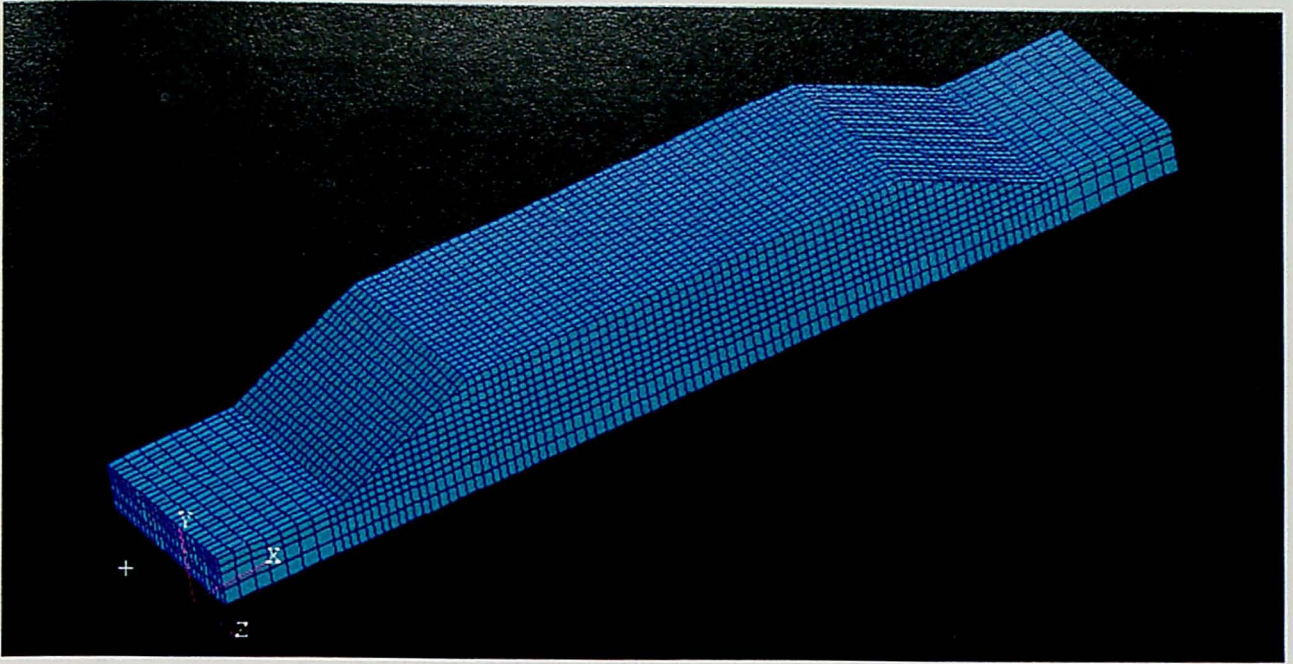


図7-2-3 FEM解析メッシュ図 (3次元モデル)

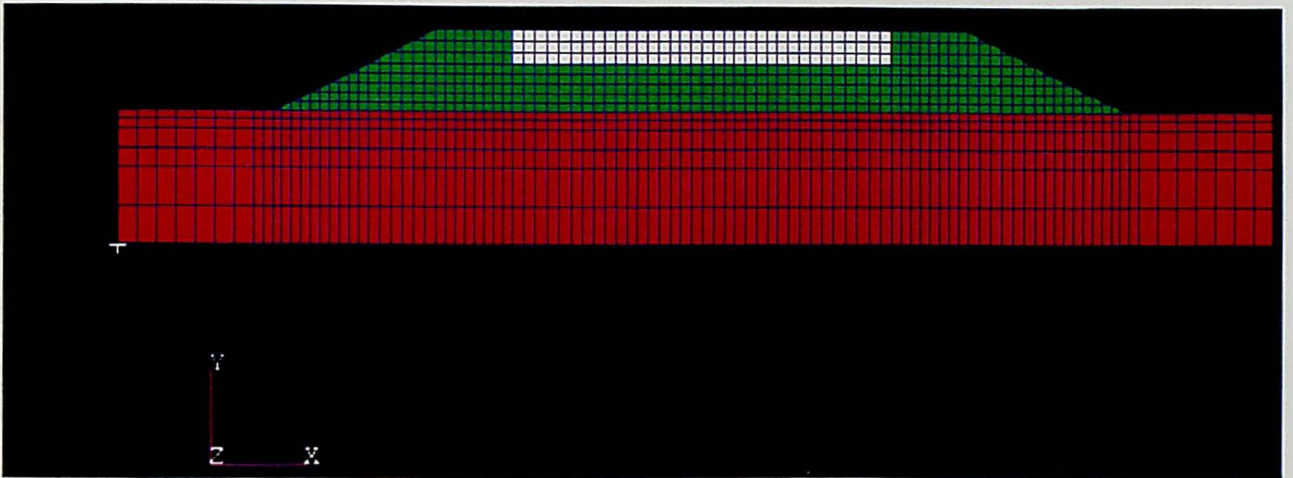


図7-2-4 FEM解析メッシュ図 (横断方向の2次元モデル)

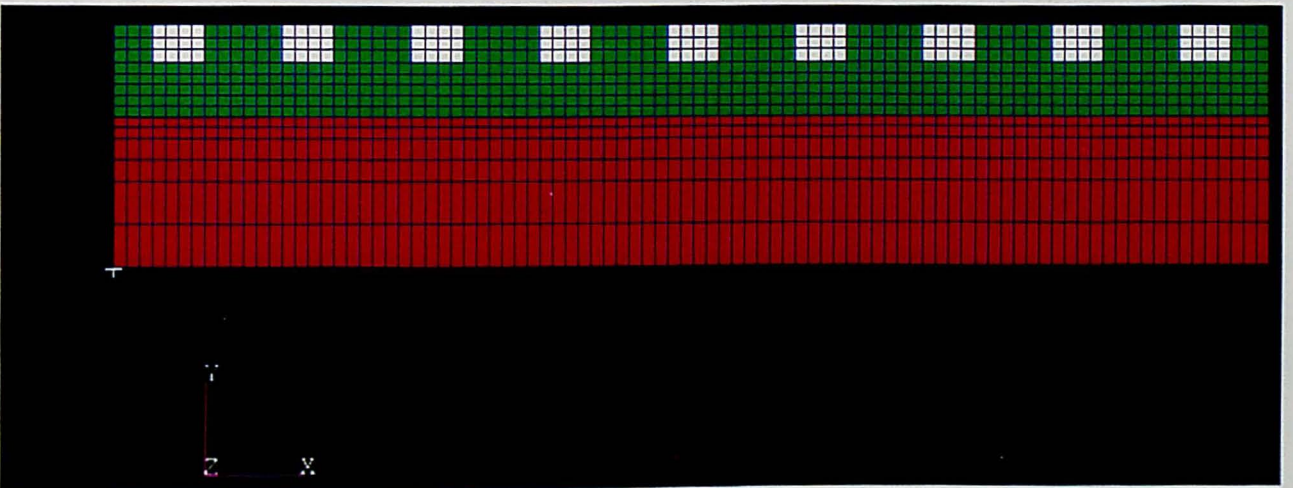


図7-2-5 FEM解析メッシュ図 (縦断方向の2次元モデル)

表7-2-1 解析モデル一覧表

解析次元	断面方向	モデル名	まくらぎ間隔	道床厚	道床肩幅
3次元	—————	N3D	60.0 cm	25.0 cm	40.0 cm
2次元	縦断方向	N2T	60.0 cm	25.0 cm	—————
	横断方向	N2Y	—————	25.0 cm	40.0 cm

表7-2-2 解析パラメーター一覧

要素	要素種別	まくらぎ部	道床部	路盤部
	単位体積質量 ρ	$\rho_t = 2.38\text{t/m}^3$	$\rho_b = 1.70\text{t/m}^3$	$\rho_s = 2.20\text{t/m}^3$
	ヤング率 E	$E_t = 30.0\text{GPa}$	$E_b = 50.0 \sim 400.0\text{MPa}$	$E_s = 75.0\text{MPa}$ (上下) $E_s = 101.0\text{MPa}$ (左右)
	ポアソン比 ν	$\nu_t = 0.20$	$\nu_b = 0.25 \sim 0.45$	$\nu_s = 0.40$

する解析パラメータの数値的影響度を検討することにした。ただし、ヤング率が変化している場合はポアソン比を0.35に固定し、ポアソン比が変化している場合はヤング率を一定値 ($E_b = 100$ or 400MPa) に固定した。なお、 ρ_b については表5-1-2の道床バラストの三軸供試体密度を参考にして 1.70t/m^3 に設定した。

解析は各解析モデルについて以下のような条件で行った。まず、拘束条件は3次元モデルでは底面完全固定・4側面スライド拘束（側面の法線方向のみ固定）とし、2次元モデルでは底辺完全固定・2側辺スライド拘束（側辺と直角方向のみ固定）とする（図7-2-1参照）。次に、荷重条件は、第4章の実物大載荷試験との整合性をとるため、3次元モデルでは鉛直点荷重を解析領域中央のまくらぎ部両側レール位置（図7-2-1の鉛直荷重載荷点）に直接載荷した。この際、片レール当たりの最大鉛直荷重強度 P_{max} としては、第4章の上下方向載荷試験と同様20, 25, 30, 35, 40kNの5ケースとした。なお、本節で行う解析では、負荷荷重と比較して自重の影響は無視しうる程度に小さく解析も線形弾性解析が主体であることから、各解析ケースとも荷重条件として重力は考慮しておらず自重による初期応力解析も行っていない。さて、横断方向の2次元モデルにおいても鉛直荷重の載荷点はまくらぎ部両側レール位置としたが（図7-2-1参照）、2次元モデルによる解析は平面ひずみ状態で行われるため、点載荷であっても荷重は奥行き方向に広がりを持つ線荷重となる。このため、横断方向の2次元モデルでは、 P_{max} を3次元モデルのまくらぎ幅（20cm）で除した単位奥行き当たりの最大鉛直荷重強度 $P_{max,B}$ を片レール当たりの荷重強度とした（表7-2-3参照）。なお、 P_{max} をまくらぎ幅（20cm）で除した $P_{max,B}$ を片レール当たりの荷重強度としたのは、4-5-1項で検討したように鉛直荷重負荷時のまくらぎ幅方向のまくらぎ下面圧力分布が、位置や繰返し載荷の影響をあまり受けず、ばらつきは見られ

表7-2-3 解析荷重条件一覧（上下方向）

解析次元	モデル名	ヤング率 E_b	鉛直荷重					
			P_{max}	20.0kN	25.0kN	30.0kN	35.0kN	40.0kN
3次元	N3D	100~400MPa	P_{max}	20.0kN	25.0kN	30.0kN	35.0kN	40.0kN
2次元	N2T	100MPa	$P_{max,A}$	38.5kN	48.1kN	57.7kN	67.3kN	76.9kN
		400MPa	$P_{max,A}$	52.6kN	65.8kN	78.9kN	92.1kN	105.3kN
	N2Y	100~400MPa	$P_{max,B}$	100.0kN	125.0kN	150.0kN	175.0kN	200.0kN

※ただし、表中の $P_{max,A}$ および $P_{max,B}$ は単位奥行き（1.0m）当たりの荷重強度である

るものの大筋でほぼ均一となるためである（図4-5-2，図4-5-3参照）。一方，図4-5-1からわかるように，鉛直荷重負荷時のまくらぎ下面圧力分布はまくらぎ長手方向に不均一となるため，軌道の縦断方向に対する道床部の変形挙動もまくらぎ中心からの位置毎に異なることが予想される。この現象を縦断方向の2次元モデルで表現するには，まくらぎ中心からの位置毎に縦断面を仮定し，各断面毎に横断方向の2次元モデルの変形挙動と合致するように異なる鉛直荷重を載荷して解析を行う必要がある。このため，前述のように縦断方向の2次元モデルでB-B断面を表現するには，荷重条件を除いた他の解析条件をすべて同じにして解析した場合の鉛直荷重載荷点の鉛直変位量が，横断方向と縦断方向の2次元モデルで等しくなるように，縦断方向の2次元モデルの鉛直荷重強度を決定すればよい。この場合，縦断方向においても横断方向と同様解析は平面ひずみ状態で行われるため，縦断方向の2次元モデルの鉛直荷重強度を決定するということは，ある意味で最大値に近いまくらぎ下面圧力が鉛直荷重載荷点付近で平均的に分布する領域を定めることになる。従来の研究¹⁰⁾によると，平均的なまくらぎ下面圧力が平均的に分布すると仮定できるのは，図7-2-6に示すようなレール位置を中心とした75cm×24cmの領域である。そこで，本節でも縦断方向の2次元モデルの鉛直荷重強度を決定するため，表7-2-2に示す解析条件下で予備解析を行い，この領域を求めることとした。この際，縦断方向の2次元モデルにおいても鉛直荷重の載荷点は，3次元モデルと同様の位置としたが（図7-2-1参照），片レール当たりの荷重強度としては， P_{max} を有効まくらぎ長 L_{ef} で除した単位奥行き当たりの最大鉛直荷重強度 $P_{max,A}$ を採用した。ここで，有効まくらぎ長 L_{ef} とは，前述のまくらぎ下面圧力が平均的に分布すると仮定できる領域のまくらぎ長手方向の長さ（図7-2-6では75cm）を指すものとする。図7-2-7は，予備解析の結果得られた縦断方向と横断方向の2次元モデルの荷重載荷点の鉛直変位量の比と有効まくらぎ長 L_{ef} の関係を示したものである。図からわかるように，鉛直変位量の比が1.0に等しくなる L_{ef} は，道床部のヤング率 E_b が大きくなるにしたがって小さくなる傾向にある。これは， E_b の増加に伴い鉛直荷重載荷点近傍に応力集中が生じるためであると考えられる。鉛直変位量の比が1.0に等しくなる L_{ef} をより正確に求め， E_b を横軸に L_{ef} を縦軸にとり図7-2-8に示す。以下では，図7-2-8をもとに E_b に応じて L_{ef} を設定し，縦断方向の2次元モデルの最大鉛直荷重強度 $P_{max,A}$ を求めることと

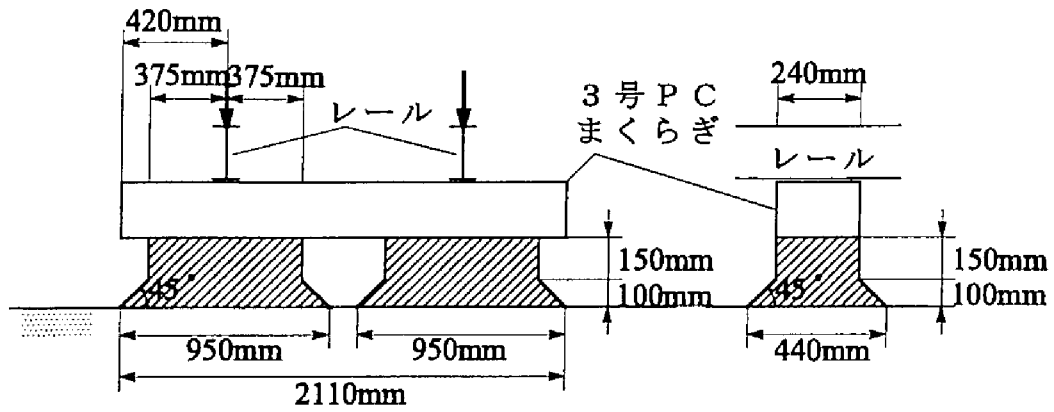


図7-2-6 道床圧力分布の模式図

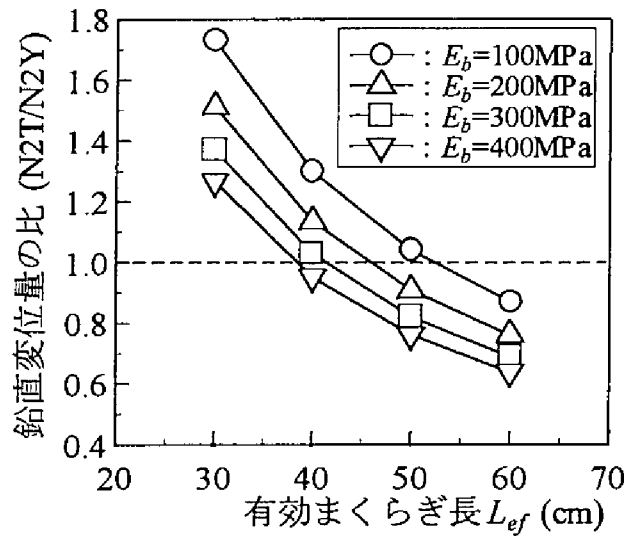


図7-2-7 各解析モデルの鉛直変位量と有効まくらぎ長の関係

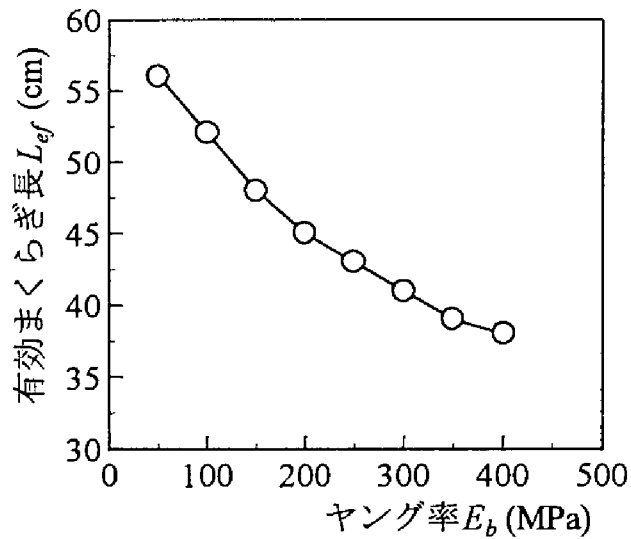


図7-2-8 有効まくらぎ長と道床部のヤング率の関係

表7-2-4 解析荷重条件一覧（左右方向）

解析次元	モデル名	鉛直荷重	水平荷重		
3次元	N3D	$P_t =$ 60.0kN 50.0kN 40.0kN	$Q_{max} =$ 15.0kN 15.0kN 15.0kN	17.5kN 17.5kN 17.5kN	20.0kN 20.0kN 20.0kN
2次元	N2Y	$P_{t,B} =$ 300.0kN 250.0kN 200.0kN	$Q_{max,B} =$ 75.0kN 75.0kN 75.0kN	87.5kN 87.5kN 87.5kN	100.0kN 100.0kN 100.0kN

※ただし、表中の $P_{t,B}$ および $Q_{max,B}$ は単位奥行き（1.0m）当たりの荷重強度である

する。なお、 $E_b = 100\text{MPa}$ 、 400MPa の場合に図7-2-8を用いて L_{ef} を設定し、3次元モデルの $P_{max} = 20, 25, 30, 35, 40\text{kN}$ に対応する縦断方向の2次元モデルの $P_{max,A}$ を求めた例を表7-2-3に示す。

b) 左右方向解析

左右方向の解析に用いる材料定数は、表7-2-2に示すように上下方向とほぼ同様であるが、路盤部のヤング率 E_s だけは第4章の平板載荷試験結果から求めた K_{30} 値 $= 230\text{MPa/m}$ を式(7.2.1)に代入して求めた。解析は3次元モデルと横断方向の2次元モデルに対して行った。この際、拘束条件については、上下方向と同様3次元モデルでは底面完全固定・4側面スライド拘束（側面の法線方向のみ固定）とし、2次元モデルでは底辺完全固定・2側面スライド拘束（側辺と直角方向のみ固定）とした（図7-2-2参照）。さらに、荷重条件は、第4章の実物大載荷試験との整合性をとるため、3次元モデルでは鉛直点荷重を左右両レール位置に、水平荷重を片側のレール位置のみに直接載荷した（図7-2-2参照）。片レール当たりの荷重強度としては、第4章の左右方向載荷試験と同様、まくらぎ1本にかかる鉛直荷重の合計 P_t （ $P_t = 2 \times P_{max}$ ）と最大水平荷重強度 Q_{max} の組合せを表7-2-4のように変えて解析した（鉛直荷重3ケース×水平荷重3ケースの計9ケース）。ただし、載荷方法としては、線形弾性解析が主体であることから、鉛直荷重と水平荷重を同時に載荷した。一方、横断方向の2次元モデルにおいても鉛直・水平荷重の載荷点は、3次元モデルと同様の位置としたが（図7-2-2参照）、片レール当たりの荷重強度としては、上下方向の解析時と同様 $Q_{max} \cdot P_t$ を3次元モデルのまくらぎ幅（20cm）で除した単位奥行き当たりの最大水平荷重強度 $Q_{max,B} \cdot P_{t,B}$ を採用した。

7-2-2 現象のモデル化方法に関する検討

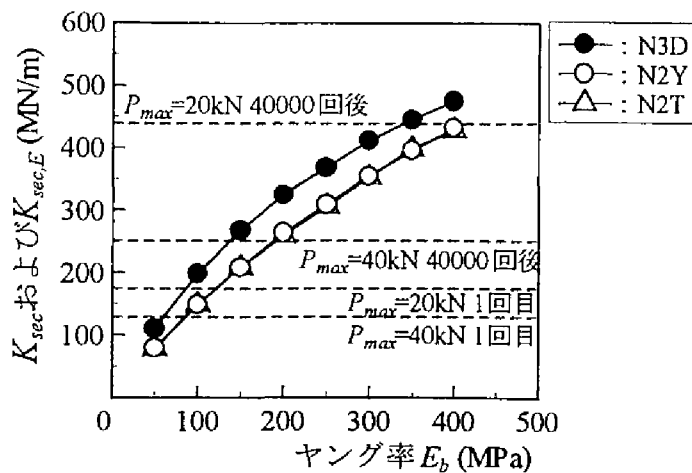
(1) 解析パラメータの感度に関する検討

道床部変形量に対する解析パラメータの数値的影響度について検討するため、まず上下方向の解析に対してヤング率あるいはポアソン比を変動させて線形弾性解析を行った。解析結果より得られる割線ばね係数 K_{sec} を一覧表にして表7-2-5に示す。ただし、表中の最大

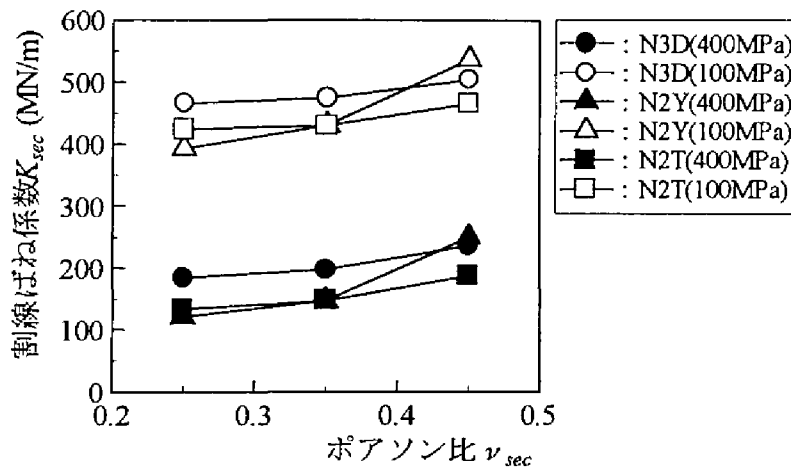
表7-2-5 割線ばね係数 K_{sec} 一覧表（上下方向）

解析次元	モデル名	鉛直荷重 P_{max}	ヤング率 E_b			
			100.0MPa	200.0MPa	300.0MPa	400.0MPa
3次元	N3D	40.0kN	197.1MN/m	324.1MN/m	411.1MN/m	474.5MN/m
		35.0kN	197.4MN/m	324.4MN/m	410.9MN/m	474.7MN/m
		30.0kN	197.5MN/m	324.3MN/m	411.4MN/m	474.9MN/m
		25.0kN	197.4MN/m	324.4MN/m	411.4MN/m	474.3MN/m
		20.0kN	197.5MN/m	324.0MN/m	411.4MN/m	474.7MN/m
		平均	197.4MN/m	324.2MN/m	411.2MN/m	474.6MN/m
2次元	N2Y	40.0kN	147.3MN/m	261.8MN/m	353.7MN/m	430.1MN/m
		35.0kN	147.6MN/m	262.0MN/m	354.3MN/m	430.5MN/m
		30.0kN	147.7MN/m	262.2MN/m	354.2MN/m	430.4MN/m
		25.0kN	147.9MN/m	262.6MN/m	355.1MN/m	431.8MN/m
		20.0kN	148.3MN/m	263.5MN/m	355.9MN/m	432.0MN/m
		平均	147.8MN/m	262.4MN/m	354.6MN/m	431.0MN/m
	N2T	40.0kN	147.1MN/m	258.9MN/m	350.9MN/m	430.1MN/m
		35.0kN	148.0MN/m	258.7MN/m	353.9MN/m	429.4MN/m
		30.0kN	146.6MN/m	258.0MN/m	352.9MN/m	428.6MN/m
		25.0kN	147.5MN/m	257.2MN/m	352.1MN/m	428.1MN/m
		20.0kN	149.0MN/m	262.1MN/m	350.3MN/m	425.5MN/m
		平均	147.6MN/m	259.0MN/m	352.0MN/m	428.3MN/m

鉛直荷重負荷時の割線ばね係数 K_{sec} は、鉛直荷重載荷点の鉛直変位量から路盤部の鉛直変位量を差し引き、その変位量で最大鉛直荷重強度 P_{max} を除して求めたものである。このため、試験上の鉛直変位量の測定点と解析上の鉛直変位量の算出点は位置的に若干異なるが、この差異は後述するように無視しうる程度であった。表から、道床部のヤング率 E_b とポアソン比 ν_b が一定であれば、解析結果から得られる K_{sec} は、線形弾性解析のため試験結果と異なり、 P_{max} によらず一定となることがわかる。さらに、図7-2-9(a)は、 ν_b を0.35で一定にし E_b を変化させた場合の K_{sec} と E_b の関係を解析モデルごとに示したものである。同様に図7-2-9(b)は、 E_b を一定値（ $E_b=100$ or 400 MPa）にし ν_b を変化させた場合の K_{sec} と ν_b の関係を解析モデルごとに示したものである。ただし、前述のように K_{sec} は P_{max} によらず一定となるため、図7-2-9の横軸の K_{sec} としては表7-2-5に示す各 E_b の平均値を用いた。図から、各解析モデルとも K_{sec} は E_b および ν_b の増加に伴い増加することがわかる。また、 K_{sec} に対する E_b と ν_b の感度を比較した場合、 K_{sec} に対する ν_b の影響度は E_b の値が変化しても E_b の影響度と比較してあまり大きくないことがわかる。一方、第5章の試験結果（図5-4-3参



(a) 道床部のヤング率との関係



(b) ポアソン比との関係

図7-2-9 割線ばね係数 K_{sec} に対する解析条件の影響

照) からわかるように繰返し荷重に伴う ν_{sec} の変化傾向はあまり明確ではないため、実際問題としても ν_b の値を応力状態や繰返し荷重履歴に応じて設定することは難しい。これらのことを考慮し、以下では解析上の道床部のポアソン比 ν_b を 0.35 に固定して本節の解析を行う。なお、このような理由から縦断方向の 2 次元モデルの最大鉛直荷重強度 $P_{max,A}$ を求める予備解析においても、 ν_b の変動の影響については考慮しなかった。さて、第 4 章の実物大荷重試験結果と解析結果を比較するため、試験結果から得られた弾性割線ばね係数 $K_{sec,E}$ を一覧表にして表 7-2-6 に示し、 $P_{max}=20, 40\text{kN}$ の試験における 1 回目および 40,000 回荷重後の P_{max} 荷重時の $K_{sec,E}$ を図 7-2-9 (a) 中に示す。ここで、弾性割線ばね係数 $K_{sec,E}$ とは、図 7-2-10 に示すように荷重 P を 1 回の荷重・除荷における 1 ループ内の弾性変位振幅量 $u_{a,E}$ で除したものであり、1 回目の P_{max} 荷重時の $K_{sec,E}$ は式 (7.2.2) と式 (4.2.2) を用いて式 (7.2.3) のように表される。ただし、式 (7.2.2) は初期降伏時の荷重曲線の近似式であり、試験結果 (図 4-4-1 参照) に対する式 (7.2.2) の近似結果を図 7-2-11 に示す。

$$P_{max} = a_1 \cdot u_{max}^{0.78} \quad (7.2.2)$$

表7-2-6 弾性割線ばね係数 $K_{sec,E}$ 一覧表（上下方向）

鉛直荷重 P_{max}	荷重繰返し数 N	
	1回目	40000回後
40.0kN	143.7MN/m	251.6MN/m
35.0kN	149.3MN/m	298.7MN/m
30.0kN	156.1MN/m	345.7MN/m
25.0kN	164.5MN/m	392.8MN/m
20.0kN	175.4MN/m	439.8MN/m

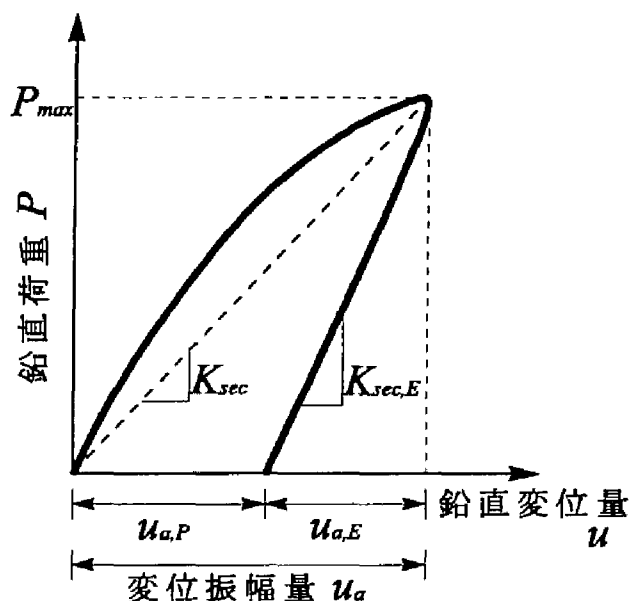


図7-2-10 弾性割線ばね係数 $K_{sec,E}$ の定義

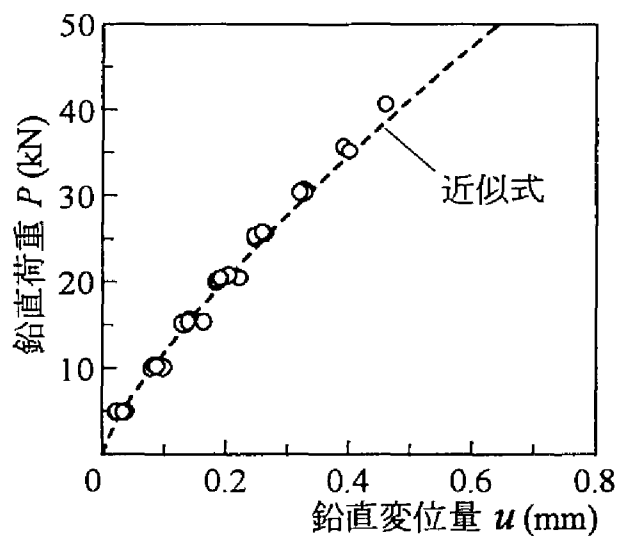


図7-2-11 初期降伏時の負荷曲線（上下方向載荷）

$$K_{sec,E} = a_2 \cdot P_{max}^{-0.29} \quad (7.2.3)$$

ここで、 $a_1 = 70.6$ (kN) , $a_2 = 416$ (MN/m)

また、40,000回載荷後の P_{max} 負荷時の $K_{sec,E}$ は、第4章で検討したように漸進変位過程では繰返し荷重強度以下の荷重に対して変形は弾性的となること、および漸進変位過程の荷重強度が低い場合の変形挙動ではまくらぎ自体の変形が主体となることから式(4.4.2)の K_{sh} と同等である。なお、弾性割線ばね係数 $K_{sec,E}$ を本項で新たに定義し、解析結果から得られる割線ばね係数 K_{sec} と比較したのは、本節での解析が線形弾性解析であることを考慮したためである。 ν_b を0.35に固定し E_b を50~400MPaの範囲で変動させて解析した場合、第4章の試験結果から得られた $P_{max} = 20 \sim 40$ kNの試験における1回目および40,000回載荷後の P_{max} 負荷時の $K_{sec,E}$ は、各解析モデルの解析結果から得られる K_{sec} の範囲内にあることが図および表からわかる。

次に、左右方向の解析に対してヤング率を変動させ線形弾性解析を行った。解析結果より得られる割線ばね係数 K'_{sec} を一覧表にして表7-2-7に示し、第4章の実物大載荷試験結果から得られた弾性割線ばね係数 $K'_{sec,E}$ を一覧表にして表7-2-8に示す。ただし、解析結果から得られる最大水平荷重負荷時の割線ばね係数 K'_{sec} は、荷重載荷まくらぎ上面端部(図7-2-2参照)での水平変位量で最大水平荷重強度 Q_{max} を除いて求めたものである。また、弾性割線ばね係数 $K'_{sec,E}$ は上下方向と同様載荷荷重 Q を1回の負荷・除荷における1ループ内の弾性変位振幅量 $\nu_{a,E}$ で除したものであり、1回目の Q_{max} 負荷時の $K'_{sec,E}$ は式(4.4.8)と式(4.3.1)を用いて式(7.2.4)のように表され、40,000回載荷後の Q_{max} 負荷時の $K'_{sec,E}$ は式(4.4.13)の K'_f と同等である。

$$K'_{sec,E} = a_3 \cdot (b_3 + c_3 \cdot P_t)^{1.85} \cdot Q_{max}^{-0.85} \quad (7.2.4)$$

ここで、 $a_3 = 1.46$ (MN/m) , $b_3 = 16.8$ (kN) , $c_3 = 0.79$

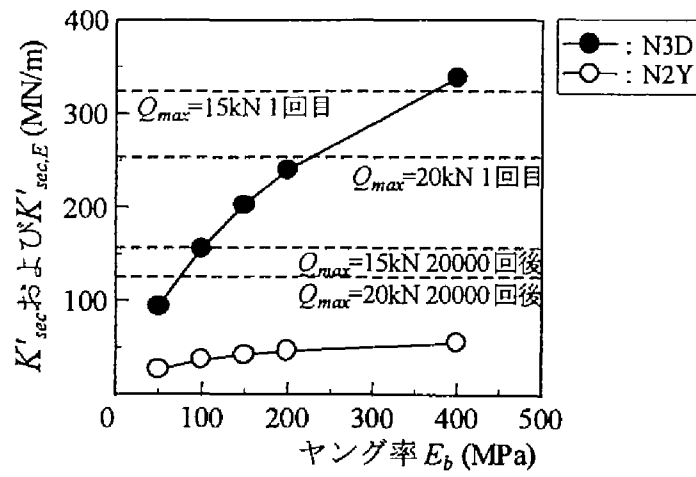
さらに、図7-2-12は、道床部のポアソン比 ν_b を0.35で一定にし道床部のヤング率 E_b を変化させた場合の最大水平荷重負荷時の割線ばね係数 K'_{sec} と道床部のヤング率 E_b の関係を解析モデルごとに示したものであり、図(a)は $P_t = 60.0$ kNの場合、図(b)は $P_t = 50.0$ kNの場合、図(c)は $P_t = 40.0$ kNの場合をそれぞれ示している。なお、表7-2-7からわかるように K'_{sec} は Q_{max} によらず一定となるため、図7-2-12の横軸の K'_{sec} としては表7-2-7に示す各 E_b の平均値を用いた。また、同図には $Q_{max} = 15$ kN, 20 kNの試験における1回目および20,000回載荷後の Q_{max} 負荷時の $K'_{sec,E}$ についても合わせて示した。まず、表7-2-7および図7-2-12から、各解析モデルとも K'_{sec} は E_b の増加に伴い増加すること、および道床部のヤング率 E_b とポアソン比 ν_b が一定であれば、解析結果から得られる K'_{sec} は、線形弾性解析のため試験結果と異なり、 Q_{max} および P_t によらず一定となることがわかる。また、 ν_b を0.35に固定し E_b を50~400MPaの範囲で変動させて解析を行った場合、第4章の試験結果から得られた $Q_{max} = 15 \sim 20$ kNの試験における1回目および20,000回載荷後の Q_{max} 負荷時の $K'_{sec,E}$ は3次元モデルの解析結果から得られる K'_{sec} の範囲内にはあるものの、2次元モデルの K'_{sec} は試験結果の

表7-2-7 割線ばね係数 K'_{sec} 一覧表 (左右方向)

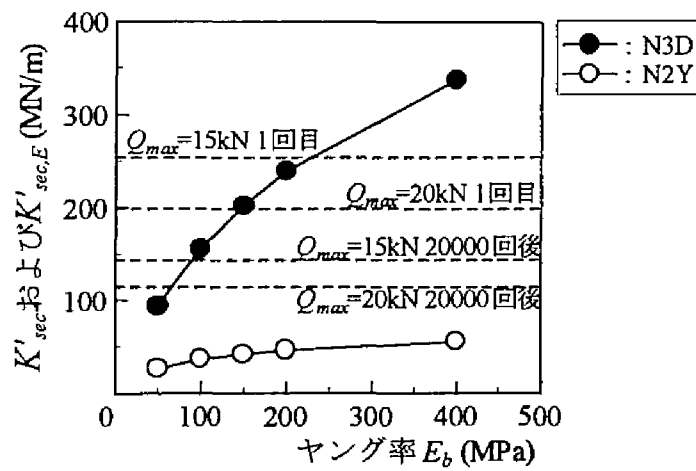
解析次元	モデル名	鉛直荷重 P_t	水平荷重 Q_{max}	ヤング率 E_b				
				50.0MPa	100.0MPa	150.0MPa	200.0MPa	400.0MPa
3次元	N3D	60.0kN	20.0kN	93.6MN/m	155.8MN/m	202.4MN/m	239.5MN/m	337.8MN/m
			17.5kN	93.6MN/m	155.8MN/m	202.4MN/m	239.5MN/m	337.8MN/m
			15.0kN	93.6MN/m	155.8MN/m	202.4MN/m	239.5MN/m	337.8MN/m
		50.0kN	20.0kN	93.6MN/m	155.8MN/m	202.4MN/m	239.5MN/m	337.8MN/m
			17.5kN	93.6MN/m	155.8MN/m	202.4MN/m	239.5MN/m	337.8MN/m
			15.0kN	93.6MN/m	155.8MN/m	202.4MN/m	239.5MN/m	337.8MN/m
		40.0kN	20.0kN	93.6MN/m	155.8MN/m	202.4MN/m	239.5MN/m	337.8MN/m
			17.5kN	93.6MN/m	155.8MN/m	202.4MN/m	239.5MN/m	337.8MN/m
			15.0kN	93.6MN/m	155.8MN/m	202.4MN/m	239.5MN/m	337.8MN/m
		平均			93.6MN/m	155.8MN/m	202.4MN/m	239.5MN/m
2次元	N2Y	60.0kN	20.0kN	26.0MN/m	36.2MN/m	42.2MN/m	46.3MN/m	55.1MN/m
			17.5kN	25.9MN/m	36.1MN/m	42.0MN/m	46.0MN/m	54.8MN/m
			15.0kN	25.7MN/m	35.8MN/m	41.7MN/m	45.7MN/m	54.4MN/m
		50.0kN	20.0kN	26.0MN/m	36.2MN/m	42.2MN/m	46.3MN/m	55.1MN/m
			17.5kN	25.9MN/m	36.1MN/m	42.0MN/m	46.0MN/m	54.8MN/m
			15.0kN	25.7MN/m	35.8MN/m	41.7MN/m	45.7MN/m	54.4MN/m
		40.0kN	20.0kN	26.0MN/m	36.2MN/m	42.2MN/m	46.3MN/m	55.1MN/m
			17.5kN	25.9MN/m	36.1MN/m	42.0MN/m	46.0MN/m	54.8MN/m
			15.0kN	25.7MN/m	35.8MN/m	41.7MN/m	45.7MN/m	54.4MN/m
		平均			25.9MN/m	36.0MN/m	42.0MN/m	46.0MN/m

表7-2-8 弾性割線ばね係数 $K'_{sec,E}$ 一覧表 (左右方向)

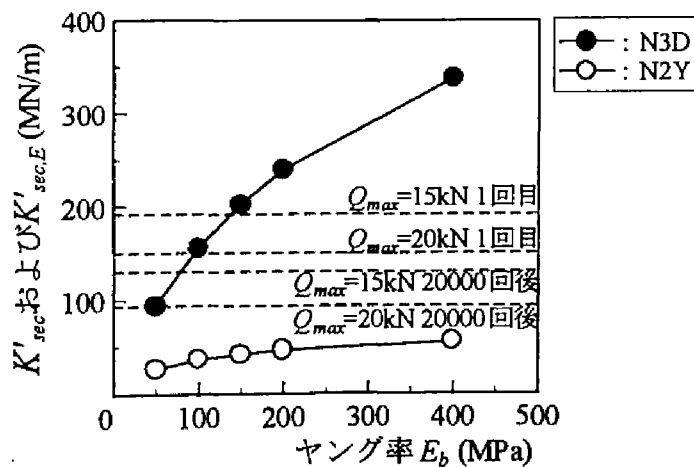
鉛直荷重 P_t	水平荷重 Q_{max}	荷重繰返し数 N	
		1回目	20000回後
60.0kN	20.0kN	253.8MN/m	119.8MN/m
	17.5kN	284.3MN/m	135.3MN/m
	15.0kN	324.1MN/m	156.5MN/m
50.0kN	20.0kN	198.9MN/m	106.8MN/m
	17.5kN	222.8MN/m	122.3MN/m
	15.0kN	253.9MN/m	143.5MN/m
40.0kN	20.0kN	150.1MN/m	93.8MN/m
	17.5kN	168.2MN/m	109.3MN/m
	15.0kN	191.7MN/m	130.5MN/m



(a) $P_t = 60\text{kN}$ の場合



(b) $P_t = 50\text{kN}$ の場合



(c) $P_t = 40\text{kN}$ の場合

図7-2-12 割線ばね係数 K'_{sec} に対する解析条件の影響

$K_{sec,E}$ に比べて極端に小さく、第5章の試験結果から得られる実際の $E_{sec} \cdot \nu_{sec}$ の値では、第4章の実物大載荷試験結果を十分に表現できないことが図および表からわかる。

(2) 2次元解析と3次元解析の比較

3次元問題に対する2次元近似の有効性に関して検討するため、2次元モデルと3次元モデルの解の特性やその差異について考察する。図7-2-9および図7-2-12から、道床部変形量に対する解析次元の影響に関しては、同一解析パラメータ ($E_b \cdot \nu_b$) で解析を行っても2次元モデルの割線ばね係数に比して3次元モデルの割線ばね係数は、上下・左右方向の解析とも解析条件によらず大きくなることがわかる。また、(1)の検討結果を考慮すると、3次元モデルでは、 E_{sec} や ν_{sec} が応力依存性や繰返し載荷履歴依存性を有する道床部の変形挙動を線形弾性解析で解析したとしても、 E_b や ν_b の解析結果に対する感度を充分考慮し、解析対象や検討項目に応じた適切な解析定数 ($E_b \cdot \nu_b$) を設定すれば、 P_{max} 負荷時の道床部変形量を全ひずみ理論的に予測するには充分であり、かつこの場合の解析上の $E_b \cdot \nu_b$ は、第5章の試験結果から得られる実際の $E_{sec} \cdot \nu_{sec}$ の値とほぼ同程度となることがわかる。このため、本節の解析においても3次元モデルの方が2次元モデルよりも一般に考えられているように実現象に即した解を得る可能性が高く、3次元問題である道床部の変形挙動解析を2次元解析というより簡単な解析条件下で行うには、なんらかの方法で2次元モデルの解を補正する必要がある。従来地盤工学の分野では、計算環境や作業労力の点から現実の問題を2次元問題として処理することが多かったが、3次元モデルと2次元モデルによる解析結果は、一般に以下のような点で異なるとされている¹⁷⁾。

- ①均質な半無限弾性体の表面に2次元的荷重（帯状荷重）が載荷されると弾性沈下量は無限大となるが、3次元的荷重（円形荷重・長方形荷重など）の場合には沈下は有限であり、弾性沈下量は2次元と3次元では定量的にまったく異なる。
- ②鉛直荷重の載荷により地盤内に生じる鉛直応力の分布傾向を比較した場合、3次元的荷重（円形荷重・長方形荷重など）の方が、応力の影響範囲が2次元的荷重（帯状荷重）よりもかなり狭く局所的である。

このような解析次元の違いに基づく解の差異を「3次元効果」と定義すれば、2次元モデルで解析を行い実現象を評価するには、3次元効果を念頭に置き解析結果を捉えることが必要になる。この際、3次元モデルと2次元モデルの解の差異を測量学でいう「誤差」という概念で捉えれば、3次元効果は「定誤差」に相当する¹⁷⁾。「定誤差」とは、誤差が+側もしくは-側に固定されるものであり、原因が分かれば補正が可能となるものである。本節の解析結果を見る限りでは、前述の①と同様3次元モデルの方が2次元モデルよりも各解析条件とも変形量が小さく、道床部の変形挙動解析でも3次元効果を定誤差と考えることができる。そこで、3次元効果をより定量的に把握するため、両解析モデルの割線ばね係数の差を E_b に対してプロットし、図7-2-13に示す。図から、両解析モデルの割線ばね係数の差は、上下方向に対しては E_b によらずほぼ一定となるが、左右方向に対しては E_b の

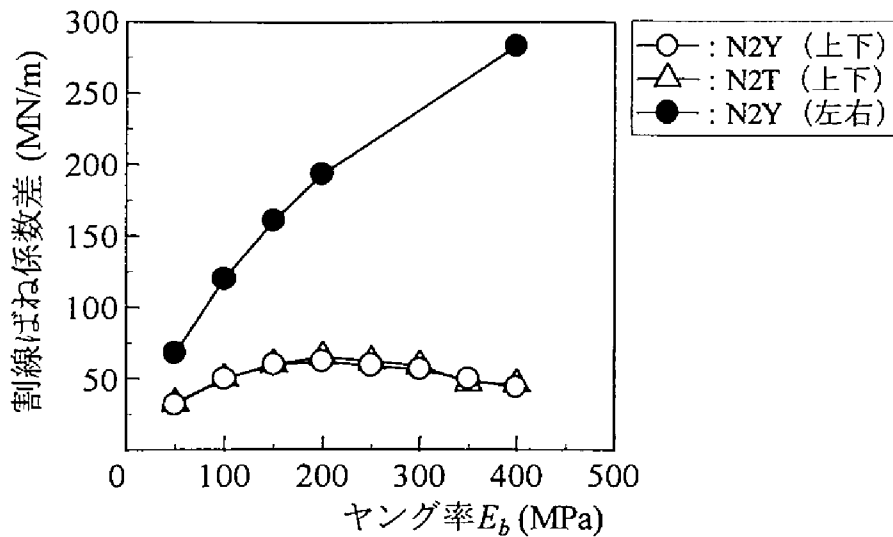


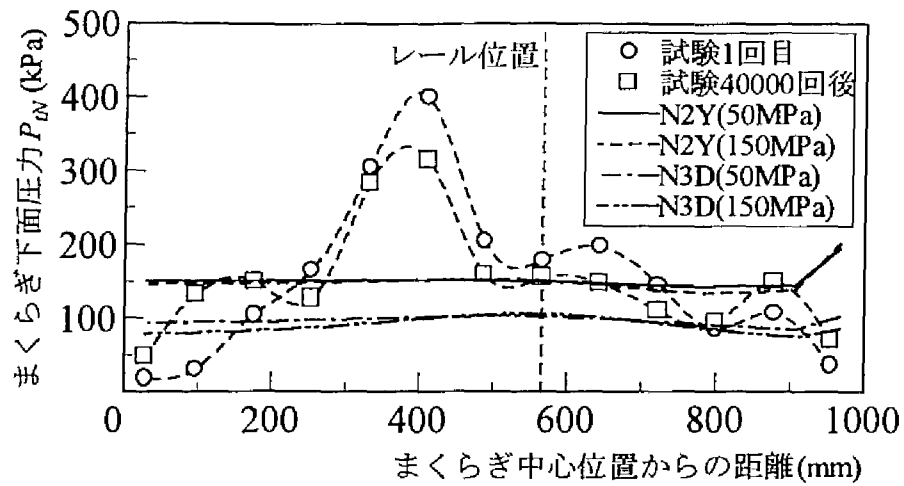
図7-2-13 3次元モデルと2次元モデルの割線ばね係数差

増加に伴い大きくなり、道床部変形量に対する3次元効果の影響が上下方向と左右方向で異なることがわかる。前述のように定誤差は、原因が明確になれば補正が可能となるものであるが、ここまでの検討だけではまだ充分とはいえない。この原因についての考察は、引き続き次項で道床部の応力分布傾向と関連づけて検討する。

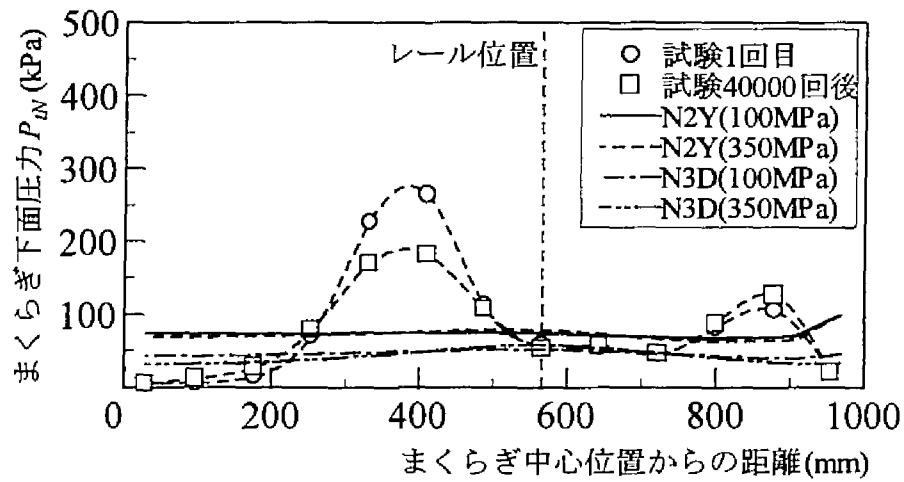
7-2-3 道床部の変形傾向と応力分布に関する検討

(1) まくらぎ下面における反力の分布傾向（上下方向解析）

前項での検討は道床部変形量を主体にしたものであったが、本項では上下方向解析時の道床部の変形特性をまくらぎの支持状態や道床部の応力状態と関連づけて考察する。まず、まくらぎ下面圧力 P_W の分布傾向について検討する。まくらぎ長手方向の P_W の分布傾向を解析結果と試験結果で比較した一例として、 $P_{max}=40\text{kN}$ の試験における1回目および40,000回載荷後の P_{max} 負荷時の P_W の分布傾向（図4-5-1(a)参照）を、同一荷重条件の3次元モデルと横断方向の2次元モデルの解析結果と比較して図7-2-14(a)に示す。同様に $P_{max}=20\text{kN}$ の試験における P_W の分布傾向（図4-5-1(b)参照）を、解析結果と比較して図7-2-14(b)に示す。ただし、図中の解析結果の凡例「N3D(150MPa)」等は、「N3D」等で表7-2-1に示すモデル名を、「(150MPa)」等でそのデータが $E_b=150\text{MPa}$ の解析結果であることを示している。この際、 $P_{max}=20\text{kN}$ 、 40kN の実物大載荷試験における1回目と40,000回載荷後の繰返し載荷に対応する4ケースの解析条件（道床部のヤング率 E_b ）は、繰返し載荷や荷重状態に伴う道床部の弾性割線ばね係数 $K_{sec,E}$ の変動を表現するため、3次元モデルの解析結果が試験結果の $K_{sec,E}$ にほぼ一致するように図7-2-9(a)に基づき設定した（表7-2-9参照）。なお、解析結果のデータは、横断方向の2次元モデルではまくらぎ下面に位置する各要素の垂直反力を、3次元モデルではまくらぎ下面に位置しまくらぎ中心からまくらぎ



(a) $P_{max} = 40\text{kN}$ の場合



(b) $P_{max} = 20\text{kN}$ の場合

図7-2-14 垂直反力の分布傾向に対する解析条件の影響（まくらぎ長手方向）

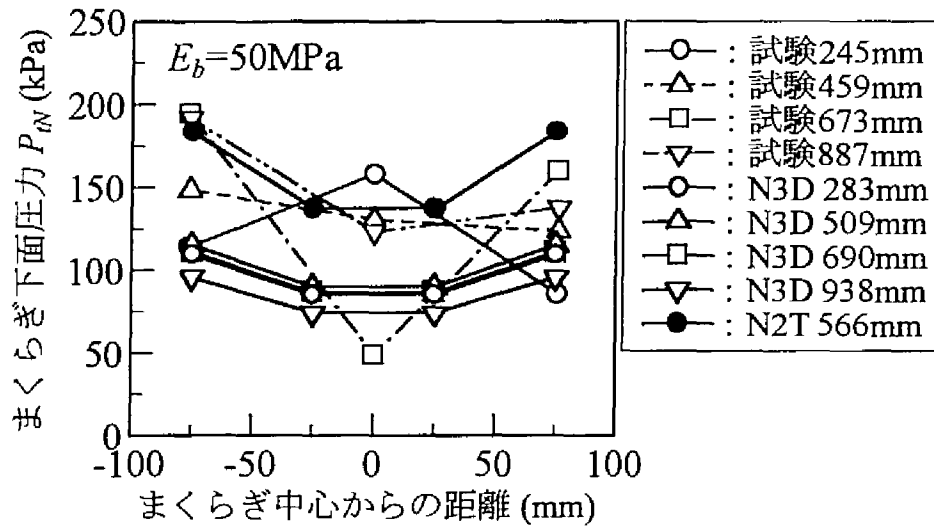
表7-2-9 道床部のヤング率 E_b の設定

鉛直荷重 P_{max}	道床部のヤング率 E_b	
	1回目	40000回後
40.0kN	50.0MPa	150.0MPa
20.0kN	100.0MPa	350.0MPa

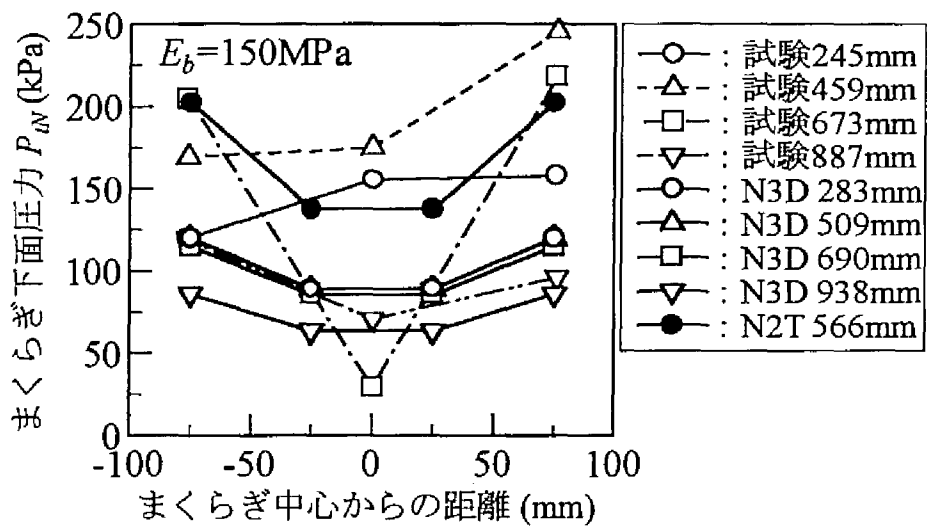
表7-2-10 試験と解析のまくらぎ下面圧力の比較

繰返し 載荷回数	鉛直荷重 P_{max}	種 別	横断面	
			最大 P_{IN}	平均 P_{IN}
1回目	40.0kN	試験結果	400kPa	152kPa
		3次元	103kPa	97kPa
		2次元	196kPa	151kPa
	20.0kN	試験結果	264kPa	82kPa
		3次元	52kPa	46kPa
		2次元	100kPa	74kPa
40000回後	40.0kN	試験結果	315kPa	149kPa
		3次元	107kPa	90kPa
		2次元	202kPa	149kPa
	20.0kN	試験結果	181kPa	75kPa
		3次元	58kPa	43kPa
		2次元	99kPa	73kPa

長手方向の同一距離にある各要素の垂直反力の平均値をそれぞれプロットしたものである。図から、各解析モデルとも解析結果の P_{IN} はまくらぎ長手方向にほぼ均一であり、レール中心位置よりもまくらぎ中心よりに最大圧力点のある試験結果とは分布傾向が異なること、および道床部のヤング率 E_b を変化させて解析を行っても、 E_b が P_{IN} の分布傾向に及ぼす影響は試験結果の繰返し効果に比べかなり小さく、第4章で述べた繰返し載荷に伴う P_{IN} の分布傾向の変化を的確に表現できないことがわかる。また、表7-2-10は試験結果と解析結果の P_{IN} の最大値および平均値を繰返し載荷回数ごとに比較したものであるが、表から、各解析モデルの P_{IN} は試験結果の最大圧力値を充分表現できないものの、横断方向の2次元モデルの P_{IN} は、試験結果の平均圧力値とほぼ等しくなることがわかる。一方、まくらぎ幅方向の P_{IN} の分布傾向を解析結果と試験結果で比較した一例として、 $P_{max}=40kN$ の試験における1回目および40,000回載荷後の P_{max} 負荷時の P_{IN} の分布傾向（図4-5-2(a)および図4-5-2(c)参照）を、まくらぎ中心からの位置別に同一荷重条件の3次元モデルと縦断方向の2次元モデルの解析結果と比較して図7-2-15に示す。同様に $P_{max}=20kN$ の試験における P_{IN} の分布傾向（図4-5-3(a)および図4-5-3(c)参照）を、解析結果と比較して図7-2-16に示す。ただし、まくらぎ長手方向の位置の違いはプロット点の種類の違いで表しているが、要素配置の関係から3次元モデルのプロット点の位置は実物大載荷試験の位置と若干ずれている。また、縦断方向の2次元モデルは前述のように図7-2-1のB-B断面を模擬しているため、その位置はまくらぎ中心から566mm離れた位置となり、試験結果の位置459mmと位置673mmのちょうど中間になる。図から、各解析モデルともまくらぎ幅方向の P_{IN} の分布は



(a) 1回目の載荷時



(b) 40000回載荷後

図7-2-15 垂直反力の分布傾向に対する解析条件の影響
(まくらぎ幅方向・ $P_{max}=40\text{kN}$ の場合)

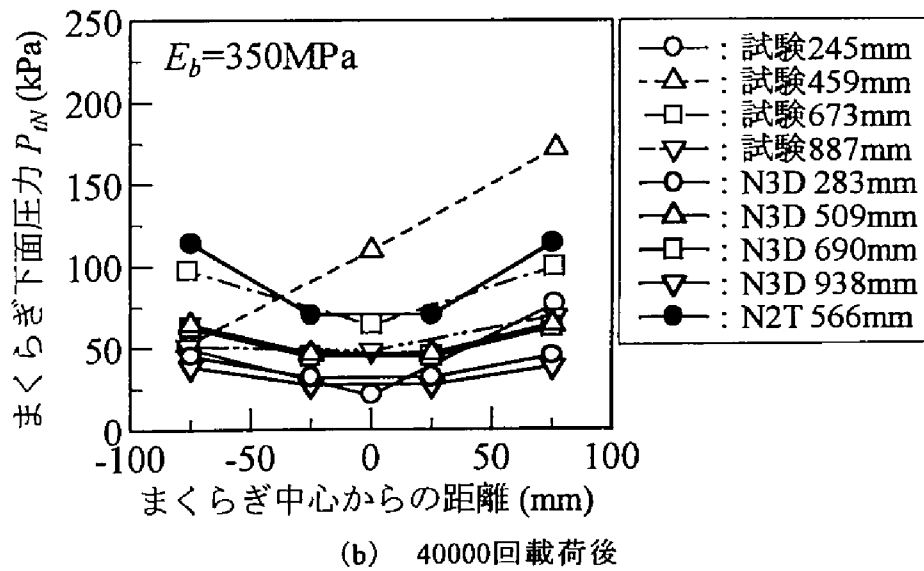
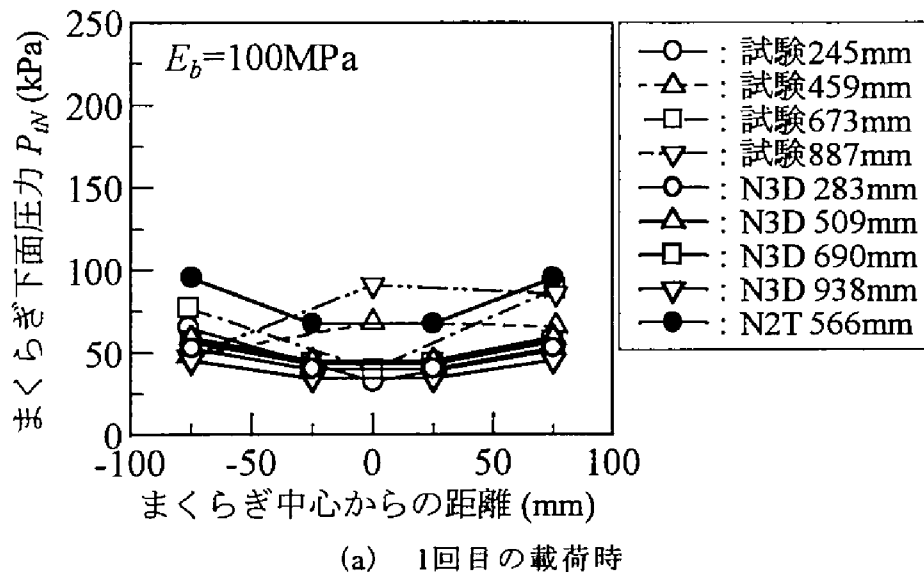
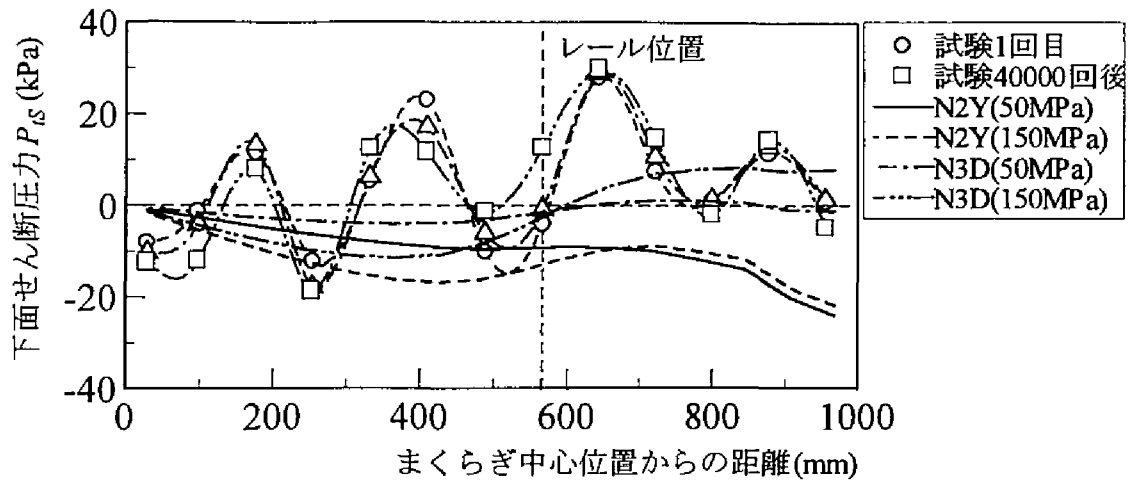


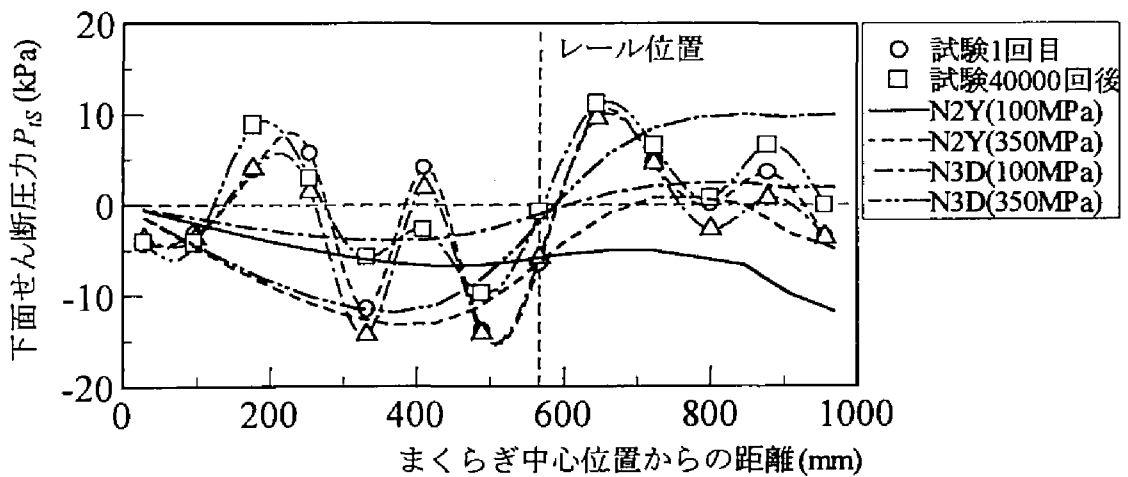
図7-2-16 垂直反力の分布傾向に対する解析条件の影響
(まくらぎ幅方向・ $P_{max}=20kN$ の場合)

まくらぎ中心部よりもまくらぎ端部で大きくなる傾向にあること、およびまくらぎ長手方向の位置や道床部のヤング率 E_b の違いに基づく P_W の分布傾向の差異は試験結果と異なり解析結果ではあまり見られないことがわかる。また、試験結果と解析結果の比較に関しては、試験結果自体にかなりばらつきが見られることから明言はできないが、まくらぎ長手方向と同様3次元モデルの P_{tN} は試験結果の P_{tN} より各位置とも小さく、縦断方向の2次元モデルの P_{tN} は試験結果の位置459mmと位置673mmの平均圧力値とほぼ等しくなっている。

次に、まくらぎ下面せん断圧力 P_{tS} の分布傾向について検討する。まくらぎ長手方向の P_{tS} の分布傾向を解析結果と試験結果で比較した一例として、 $P_{max}=40\text{kN}$ の試験における1回目および40,000回載荷後の P_{max} 負荷時の P_{tS} の分布傾向（図4-5-4(a)参照）を、同一荷重条件の3次元モデルと横断方向の2次元モデルの解析結果と比較して図7-2-17(a)に示す。同様に $P_{max}=20\text{kN}$ の試験における P_{tS} の分布傾向（図4-5-4(b)参照）を、解析結果と比較して図7-2-17(b)に示す。なお、解析結果のデータは、横断方向の2次元モデルではまくらぎ下面に位置する各要素のせん断力を、3次元モデルではまくらぎ下面に位置しまくらぎ中心からまくらぎ長手方向の同一距離にある各要素のせん断力の平均値をそれぞれプロットしたものである。ただし、 P_{tS} の符号等グラフの設定については図4-5-4と同一にした。図から、各解析モデルとも解析結果の P_{tS} はまくらぎ長手方向に比較的変動が少なく、レール位置直下から左右に離れるに従い符号の正負が交互に反転する試験結果の分布傾向を充分表現できないことがわかる。また、3次元モデルと横断方向の2次元モデルの解析結果を比較すると、横断方向の2次元モデルでは各位置の P_{tS} ともまくらぎ中心方向に向かって作用するのに対し、3次元モデルの P_{tS} はレール位置直下でその正負が反転しており、各位置の P_{tS} ともレール位置直下から離れるように作用すること、および両解析モデルの P_{tS} の分布傾向のうち試験結果の分布傾向に比較的近いのは3次元モデルの解析結果であることがわかる。一方、まくらぎ幅方向の P_{tS} の分布傾向を解析結果と試験結果で比較した一例として、 $P_{max}=40\text{kN}$ の試験における1回目および40,000回載荷後の P_{max} 負荷時の P_{tS} の分布傾向（図4-5-5(a)および図4-5-5(c)参照）を、まくらぎ中心からの位置別に同一荷重条件の3次元モデルと縦断方向の2次元モデルの解析結果と比較して図7-2-18に示す。同様に $P_{max}=20\text{kN}$ の試験における P_{tS} の分布傾向（図4-5-6(a)および図4-5-6(c)参照）を、解析結果と比較して図7-2-19に示す。ただし、 P_{tS} の符号等グラフの設定については図4-5-5および図4-5-6と同一にした。図から、各解析モデルともまくらぎ幅方向の P_{tS} の分布は縦軸のゼロ点をまたぐ全体的に右上がりのデータ分布となり、各位置の P_{tS} ともまくらぎ中心から遠ざかるように作用すること、およびまくらぎ長手方向の位置や解析モデル・解析条件の違いに基づく P_{tS} の分布傾向の差異はあまり見られないことがわかる。また、試験結果と解析結果の比較に関しては、試験結果自体にあまり明確な傾向が見られないため十分な検討は行えないが、解析結果の P_{tS} は各解析モデルとも試験結果の P_{tS} の分布傾向を平均化したものとなっている。

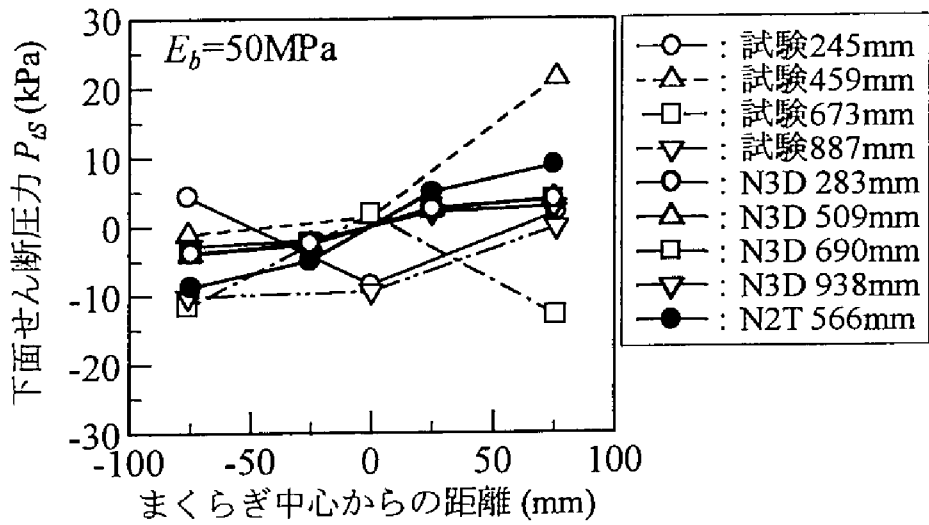


(a) $P_{max}=40\text{kN}$ の場合

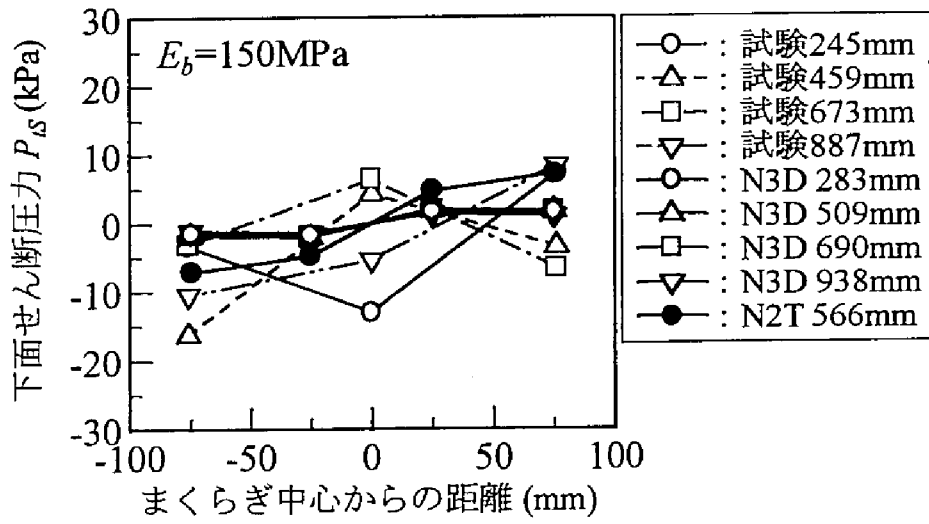


(b) $P_{max}=20\text{kN}$ の場合

図7-2-17 せん断方向反力の分布傾向に対する解析条件の影響（まくらぎ長手方向）



(a) 1回目の載荷時



(b) 40000回載荷後

図7-2-18 せん断方向反力の分布傾向に対する解析条件の影響
(まくらぎ幅方向・ $P_{max} = 40 \text{ kN}$ の場合)

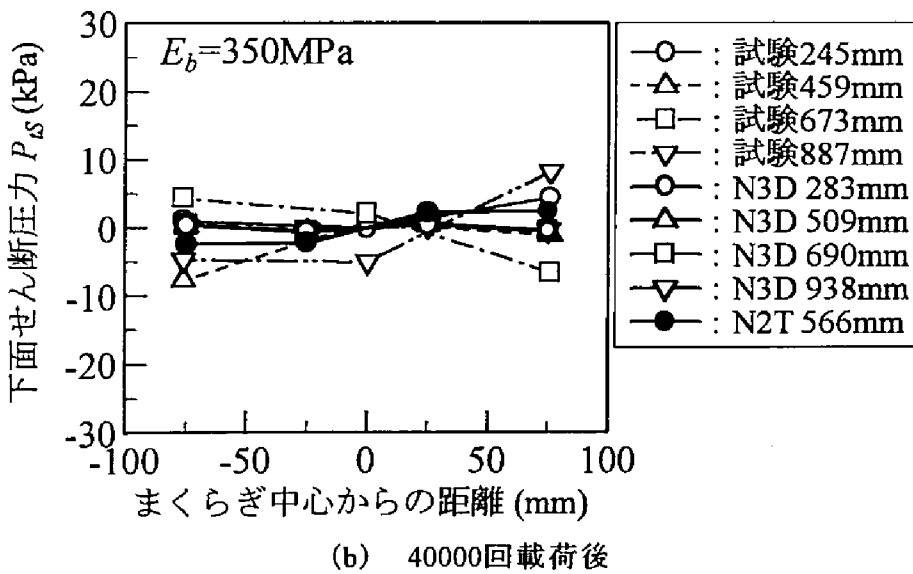
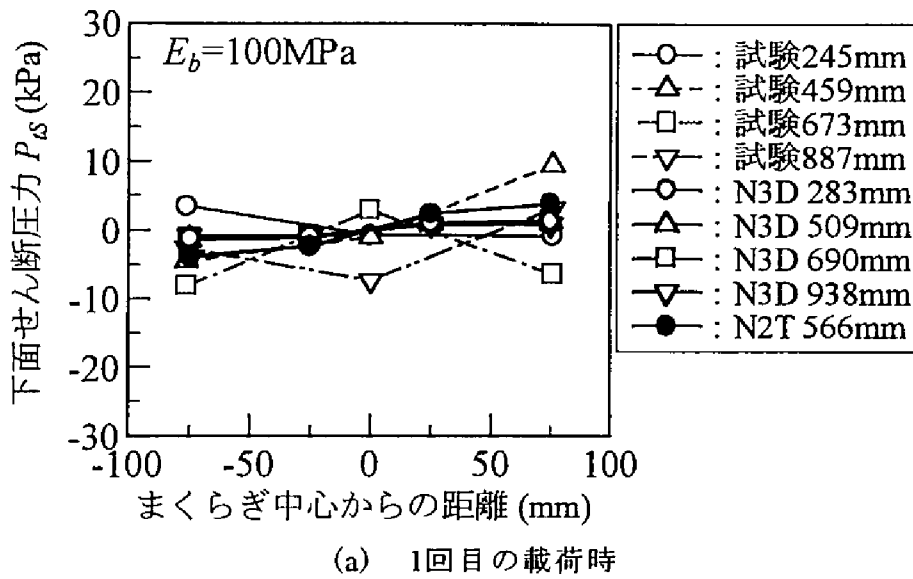


図7-2-19 せん断方向反力の分布傾向に対する解析条件の影響
(まくらぎ幅方向・ $P_{max}=20\text{kN}$ の場合)

以上のように、道床部のヤング率 E_b を一定にしたFEMの線形弾性解析では、鉛直荷重載荷点の鉛直変位量が試験結果と解析結果で一致するように道床部のヤング率 E_b を変化させて解析を行ったとしても、試験結果で見られるまくらぎ長手方向の P_{IN} や P_{IS} の不均一分布や繰返し載荷に伴う分布傾向の変化を充分表現することができない。実物大載荷試験においてまくらぎ下面の道床部の荷重支持状態がまくらぎ下面での位置や繰返し載荷に伴って変化するのは、第4章で検討したように、鉛直荷重の載荷により生じるまくらぎ下面圧力の不均一分布を是正するように道床バラスト粒子が移動し、道床部の構造特性が変化するためである。しかし、砂や礫のような粒状集合体を等価連続体と仮定するFEM解析では、応力依存性や繰返し載荷履歴依存性を考慮しない場合、荷重状態や繰返し載荷による道床バラスト粒子の移動に伴う変形特性の局所変動を充分表現できない。また、実物大載荷試験においてまくらぎ下面圧力 P_{IN} が鉛直荷重載荷点近傍で最大となるのは、道床バラスト粒子がまくらぎと接する箇所では、式(7.2.5)で定義される相対剛性 $K_r^{(b)}$ が道床部を等価連続体と仮定した場合に比べ非常に低くなるためである。

$$K_r = \frac{E_m}{12E_b} \left(\frac{H}{L} \right)^3 \quad (7.2.5)$$

ここで、 H ：まくらぎの厚さ

L ：まくらぎの長さ

一般に相対剛性 K_r は、基礎版が弾性的挙動を呈するかあるいは剛体的挙動を呈するかを分類する指標として用いられるが、 K_r の低いたわみ性基礎では接地圧の分布は基礎版に作用する上載荷重の分布と等しくなる¹⁹⁾。このことを考慮すれば、試験では相対剛性の点からまくらぎを局所的にたわみ性基礎と扱うことになったため、まくらぎ下面の接地圧力 P_{IN} が鉛直荷重載荷点直下近傍で最大になり、解析ではまくらぎを実際よりも剛体的に扱うことになったため、 P_{IN} が端部を除きまくらぎ長手方向にほぼ均一になったと考えられる。これらのことから、FEMの解析結果は、局所的に変動する道床部の変形特性を平均化して捉えるマクロな解であると理解すべきであろう。

(2) 上下方向の変形傾向・応力分布

まくらぎの支持状態に関する(1)の検討結果から、道床部の上下方向の変形特性は実現象と異なることが予想される。このため以下では、道床部の応力状態や変形傾向を解析結果と試験結果と比較して、道床部の変形挙動解析に対するFEMの線形弾性解析の適用性について検討する。図7-2-20は、解析モデルN3D($E_b=50\text{MPa}$)の $P_{max}=40\text{kN}$ 負荷時の解析結果におけるA-A断面の変位ベクトル図(図(a))、A-A断面の鉛直応力 σ_y のコンター(等高線)図(図(b))、A-A断面の鉛直ひずみ ε_y のコンター図(図(c))、B-B断面の変位ベクトル図(図(d))、B-B断面の鉛直応力 σ_y のコンター図(図(e))、B-B断面の鉛直ひずみ ε_y のコンター図(図(f))である。同様に図7-2-21は、解析モデルN3D($E_b=150\text{MPa}$)の $P_{max}=40\text{kN}$ 負荷時の解析結果を示したものである。さらに、図7-2-22は解析モデルN2Y(E_b

= 50MPa) の $P_{max}=40\text{kN}$ 負荷時の解析結果における変位ベクトル図 (図(a)), 鉛直応力 σ_y のコンター図 (図(b)), 鉛直ひずみ ε_y のコンター図 (図(c)) であり, 同じく図7-2-23は解析モデルN2Y ($E_b=150\text{MPa}$) の $P_{max}=40\text{kN}$ 負荷時の解析結果を示したものである。同様に, 図7-2-24には解析モデルN2T ($E_b=50\text{MPa}$) の $P_{max}=40\text{kN}$ 負荷時の解析結果を, 図7-2-25には解析モデルN2T ($E_b=150\text{MPa}$) の $P_{max}=40\text{kN}$ 負荷時の解析結果をそれぞれ示す。なお, 変位ベクトル図は無載荷状態の節点 (node) 位置と P_{max} 負荷時に節点が移動した点をベクトルで結び, ベクトルの大きさだけを図面に合わせて適度に拡大したものである。まず, 図7-2-20~図7-2-25の変位ベクトル図および鉛直ひずみのコンター図をもとに道床部の変形傾向について検討する。変位ベクトル図から, 各解析結果ともレール位置直下近傍の道床部は鉛直方向に沈下し道床肩部や道床法面では側方流動する様子が見られる。この傾向は第4章の実物大載荷試験で得られた道床各部の道床バラスト粒子の移動傾向と定性的に一致する。また, 鉛直ひずみのコンター図から, 各解析モデルとも道床部のヤング率 E_b の増加に伴いまくらぎ下面の道床部に発生する鉛直ひずみは減少するものの, まくらぎ下面の道床部はその他の部位に比べ相対的に強く圧縮されることがわかる。さらに, 解析条件が等しい2次元モデルと3次元モデルの変位ベクトル図および鉛直ひずみのコンター図の比較から, 縦断方向については両者の道床部の変形傾向にあまり差が見られないものの, 横断方向については, 3次元モデルのまくらぎ部は鉛直荷重載荷点近傍が周辺部よりも沈下して波状の形状に変形するのに対し, 2次元モデルのまくらぎ部は中央部が凸になるように沈下することがわかる。図7-2-26は, この傾向を詳しく見るために各解析条件の $P_{max}=40\text{kN}$ 負荷時のまくらぎ下面での鉛直変位量を, まくらぎ長手方向に対して示したものであるが, 同図でも前述のような3次元モデルと2次元モデルの変形傾向の差異がはっきり見られる。このような解析モデル間のまくらぎ部の変形挙動の差異は, (1)で検討したまくらぎ長手方向の P_{15} の分布傾向にも影響する。すなわち, 3次元モデルでまくらぎ下面に位置する要素がレール位置直下を境にしてそれぞれレール位置直下から離れるように左右に側方流動するのは, まくらぎ部が両レール位置で下に凸となる波状に変形するためであり, 2次元モデルで P_{15} の符号がまくらぎ中心からの位置によらず一定になるのは, 端部を除いてまくらぎ部がほぼ平均的に沈下するためであると考えられる。ただし, 前述のように, P_{15} の分布傾向は横断方向の2次元モデルよりも3次元モデルの解析結果の方が試験結果に近いことから, まくらぎ部の変形傾向も3次元モデルの方が試験結果に近いと考えられる。一方, 図7-2-27は, 路盤面の変形傾向を詳しく見るために各解析条件の $P_{max}=40\text{kN}$ 負荷時の路盤面での鉛直変位量を, まくらぎ長手方向に対して示したものであるが, 同図から図7-2-26に示した3次元モデルと2次元モデルのまくらぎ部の変形傾向の差異は, 両解析モデルの路盤面の変形量の違いによる影響の大きいことがわかる。このため, 図7-2-26のまくらぎ下面での鉛直変位量から同一位置の路盤面での鉛直変位量 (図7-2-27参照) を差し引いて得られる道床部の鉛直変位量を図7-2-28に示す。図から,

同様の観点から横断方向の鉛直変位分布図を見た場合、同図のようにまくらぎ中央付近の道床ブロックが沈下することは、図7-3-26(a)で示したように P_w がまくらぎ中央付近で高くなることあるいは中央部でもまくらぎを支持することを表現することになる。なお、荷重の載荷により一体となって運動する領域は、集中質量系の振動解析モデルにおける有効質量の概念に相当するから、図7-3-40に示すなすび形の沈下領域は道床部の有効質量を表現する。この場合、荷重強度の増大は前述のようにブロック間のすべりを誘発する領域の拡大を意味するため、道床部の有効質量は荷重強度の増加に伴い増加する傾向にあることが窺いしれる。また、平均粒径 D_{50} が解析モデルcaseAに比べ大きい解析モデルcaseBの解析結果（図7-3-42参照）では、 P_{max} 負荷時の沈下領域が図7-3-40に比べまくらぎ間で若干広がるとともに P_{max} 除荷時の残留沈下領域がかなり減少する。これは、ブロック数の多い解析モデルの方が同一 u_{max} でより多くの u_p を生じ試験結果の $u_{max} \sim u_p$ 関係に近づくという図7-3-18の傾向と一致する。ブロック数の少ない解析モデルでは、ブロック個々の移動が道床部全体の変形挙動に強く影響を及ぼすため、表7-3-3に示すように解析モデルの間隙率 n や均等係数 U_c にあまり差異がない場合、道床ブロックの平均粒径 D_{50} が実物大載荷試験の道床バラストの平均粒径 D_{50} に近づきブロック数が多くなるほど解析結果は現実に近くなると考えられる。図7-3-18や図7-3-40～図7-3-43の傾向はこれらを証明するものである。

次に、左右方向の繰返し載荷解析結果をもとに道床ブロック部の水平変位の分布傾向について検討する。図7-3-45(a)は、解析モデルcaseCの $Q_{max}=20.0\text{kN} \cdot P_r=60\text{kN}$ の解析条件（表7-3-4(b)のACL-C11）における1回目の Q_{max} 負荷時の水平変位分布図を示したものであり、同じく図7-3-45(b)は1回目の Q_{max} 除荷時の水平変位分布図を、図7-3-45(c)は5回目の Q_{max} 負荷時の水平変位分布図を、図7-3-45(d)は5回目の Q_{max} 除荷時の水平変位分布図をそれぞれ示したものである。同様に、図7-3-46は解析モデルcaseCの $Q_{max}=15.0\text{kN} \cdot P_r=60\text{kN}$ の解析条件（表7-3-4(b)のACL-C13）における1回目および5回目の Q_{max} 負荷・除荷時の水平変位分布図を、図7-3-47は解析モデルcaseCの $Q_{max}=20.0\text{kN} \cdot P_r=40\text{kN}$ の解析条件（表7-3-4(b)のACL-C31）における1回目および5回目の Q_{max} 負荷・除荷時の水平変位分布図を、図7-3-48は解析モデルcaseCの $Q_{max}=15.0\text{kN} \cdot P_r=40\text{kN}$ の解析条件（表7-3-4(b)のACL-C33）における1回目および5回目の Q_{max} 負荷・除荷時の水平変位分布図をそれぞれ示したものである。ただし、水平変位分布図とは Q_{max} 繰返し載荷開始時のブロック重心の位置と各荷重状態に重心が移動した点をベクトルで結び、そのベクトルの水平方向成分の大きさを0.025mm単位で分類し、各カテゴリーをブロックの色の濃淡で表したものである。図7-3-47および図7-3-48から、水平荷重の載荷により底面や端面に近接する道床ブロックはまくらぎブロックとともに水平荷重載荷方向に移動する領域を形成するが、各ブロックの水平移動量はまくらぎブロックから離れるに従い減少する傾向にあること、および繰返し荷重強度の増加に伴い、水平移動領域は拡大するとともに Q_{max} 除荷時に水平荷重載荷開始時の位置に復位しないブロックが多数現れることがわかる。また、1回目と5回目の水平

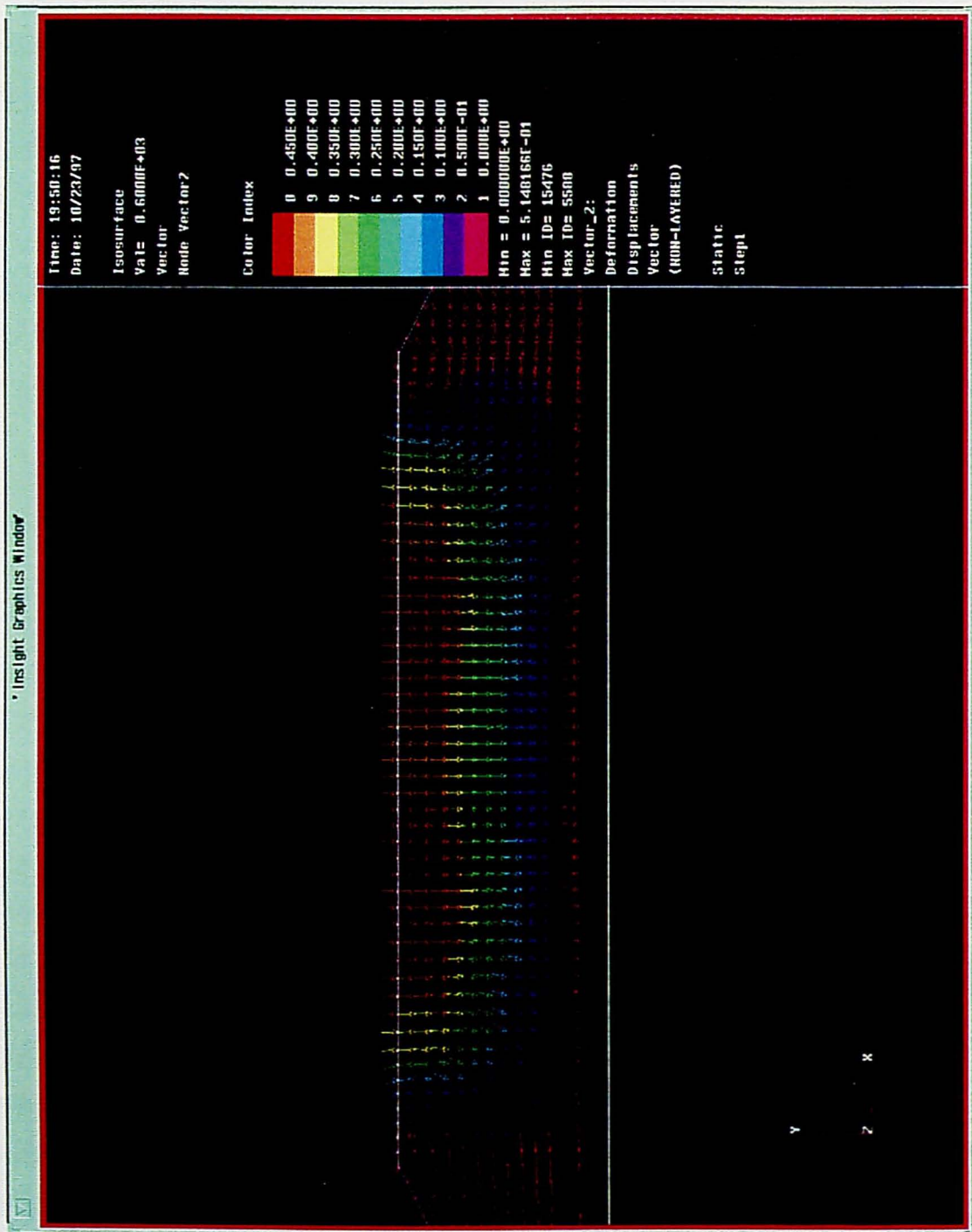


図7-2-20(a) 解析モデルN3D ($E_b = 50\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図 (A-A 断面)

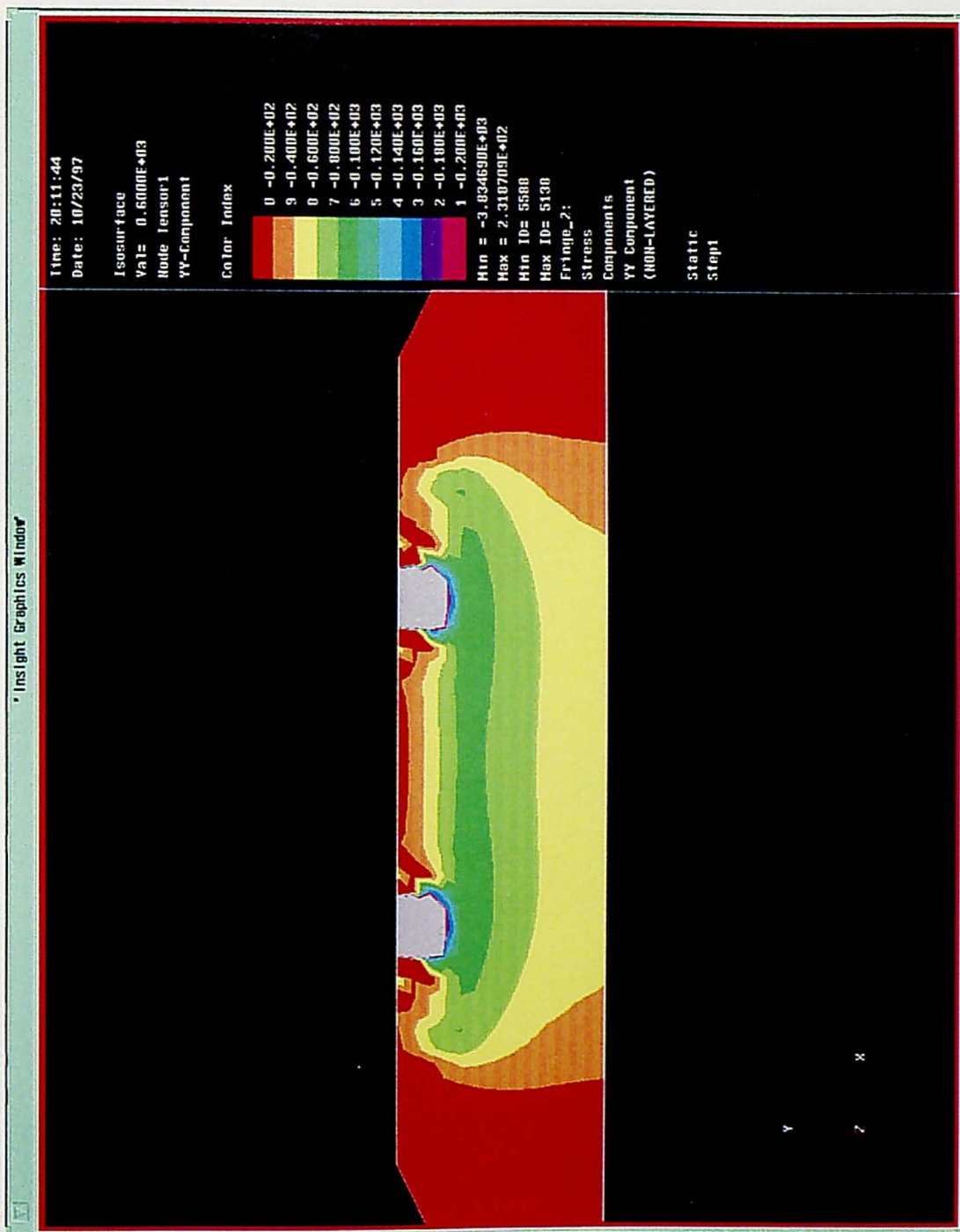


図7-2-20(b) 解析モデルN3D ($E_b = 50\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直応力コンター図 (A-A 断面)

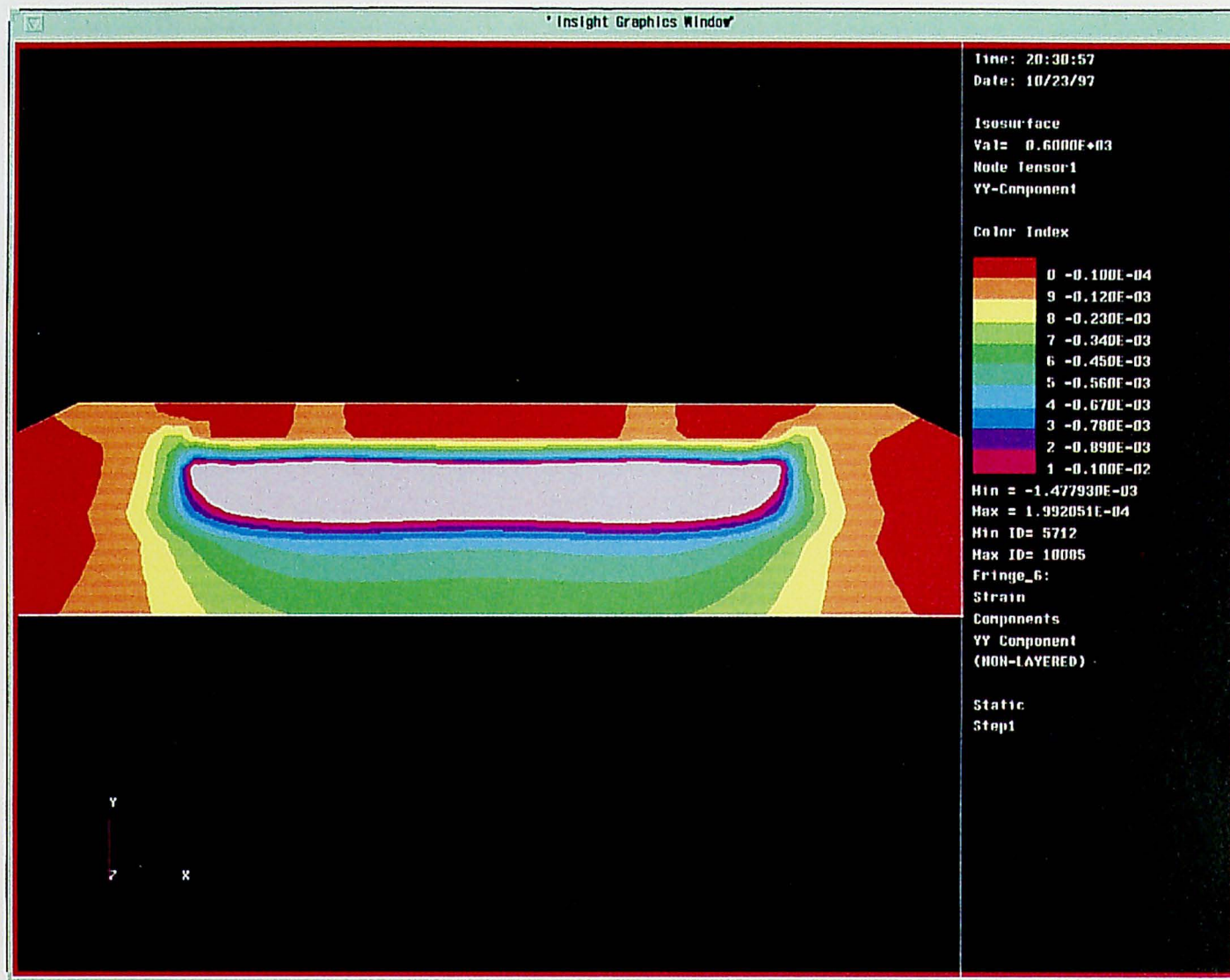


図7-2-20(c) 解析モデルN3D ($E_b = 50\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直ひずみコンター図 (A-A 断面)

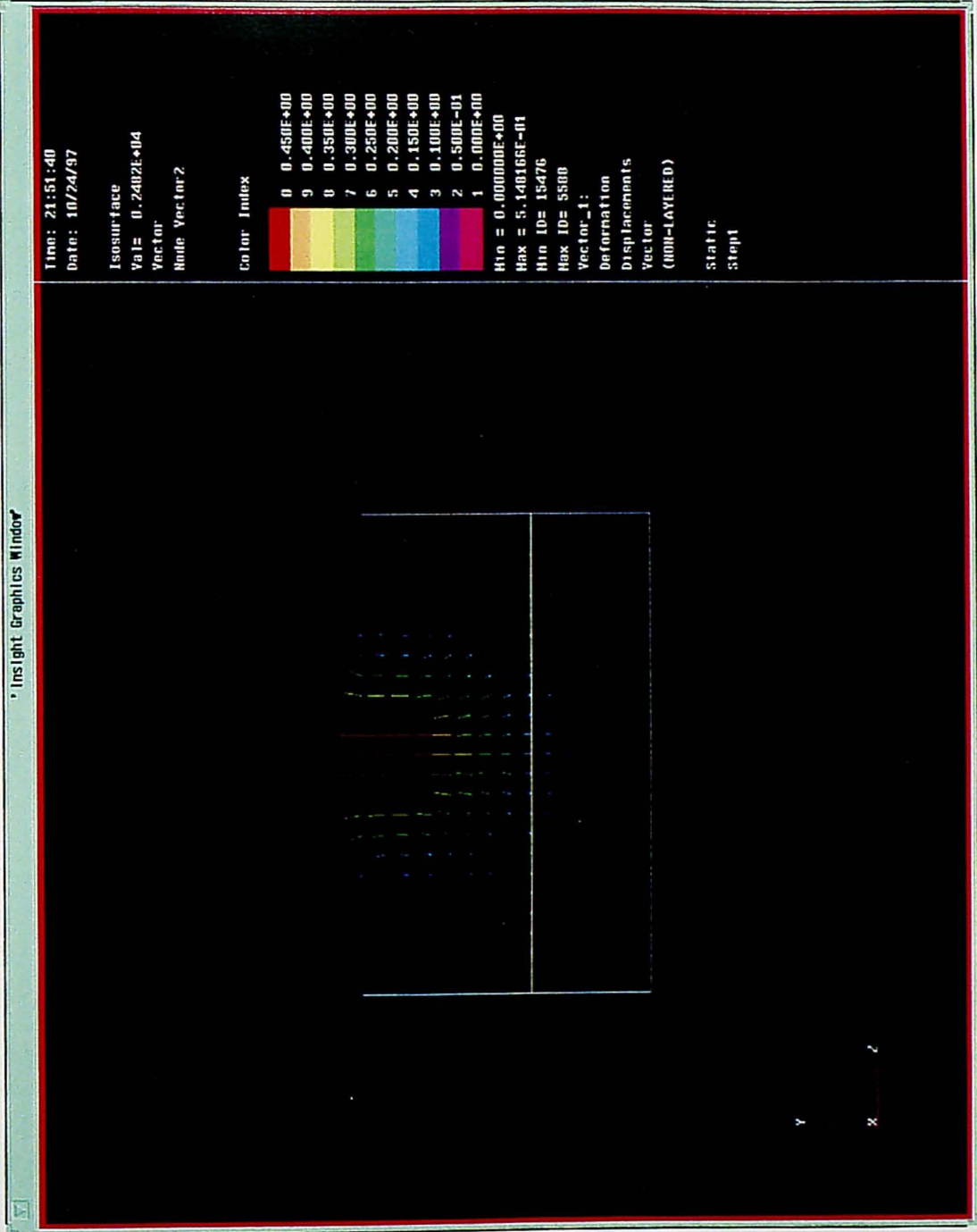


図7-2-20(d) 解析モデルN3D ($E_b = 50\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図 (B-B 断面)

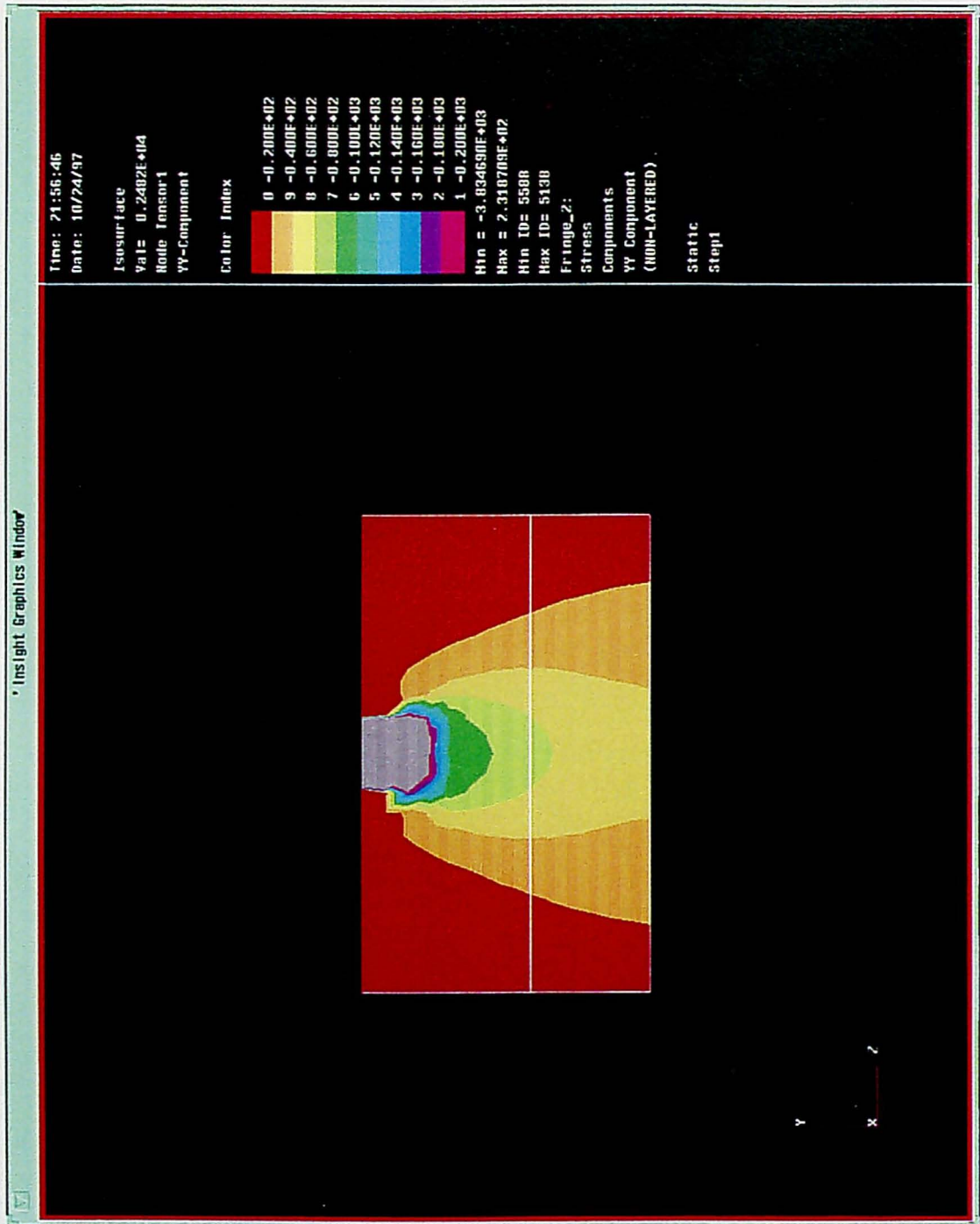


図7-2-20(e) 解析モデルN3D ($E_b = 50\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直応力コンタナー図 (B-B 断面)

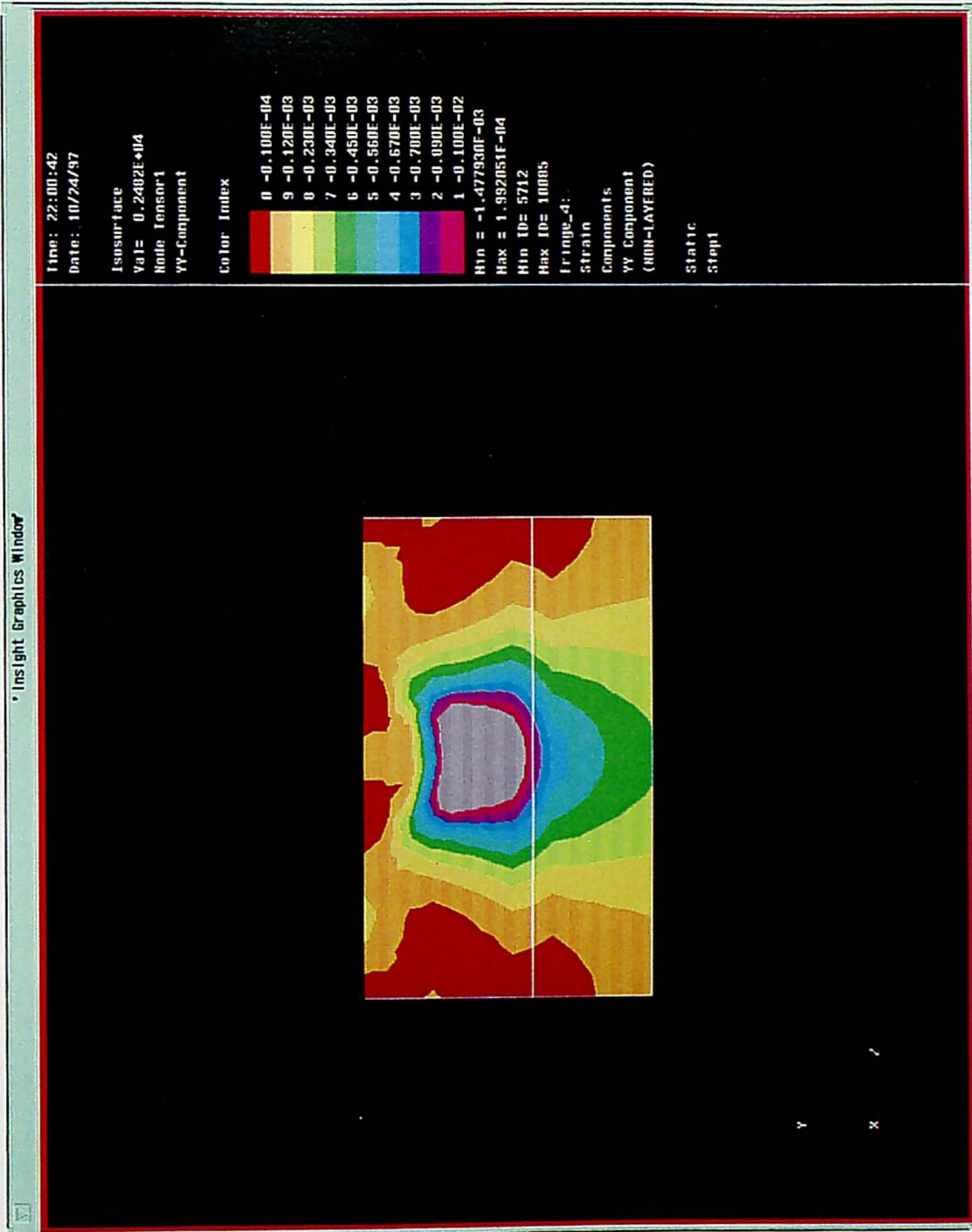


図7-2-20(f) 解析モデルN3D ($E_b = 50\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直ひずみコンター図 (B-B 断面)

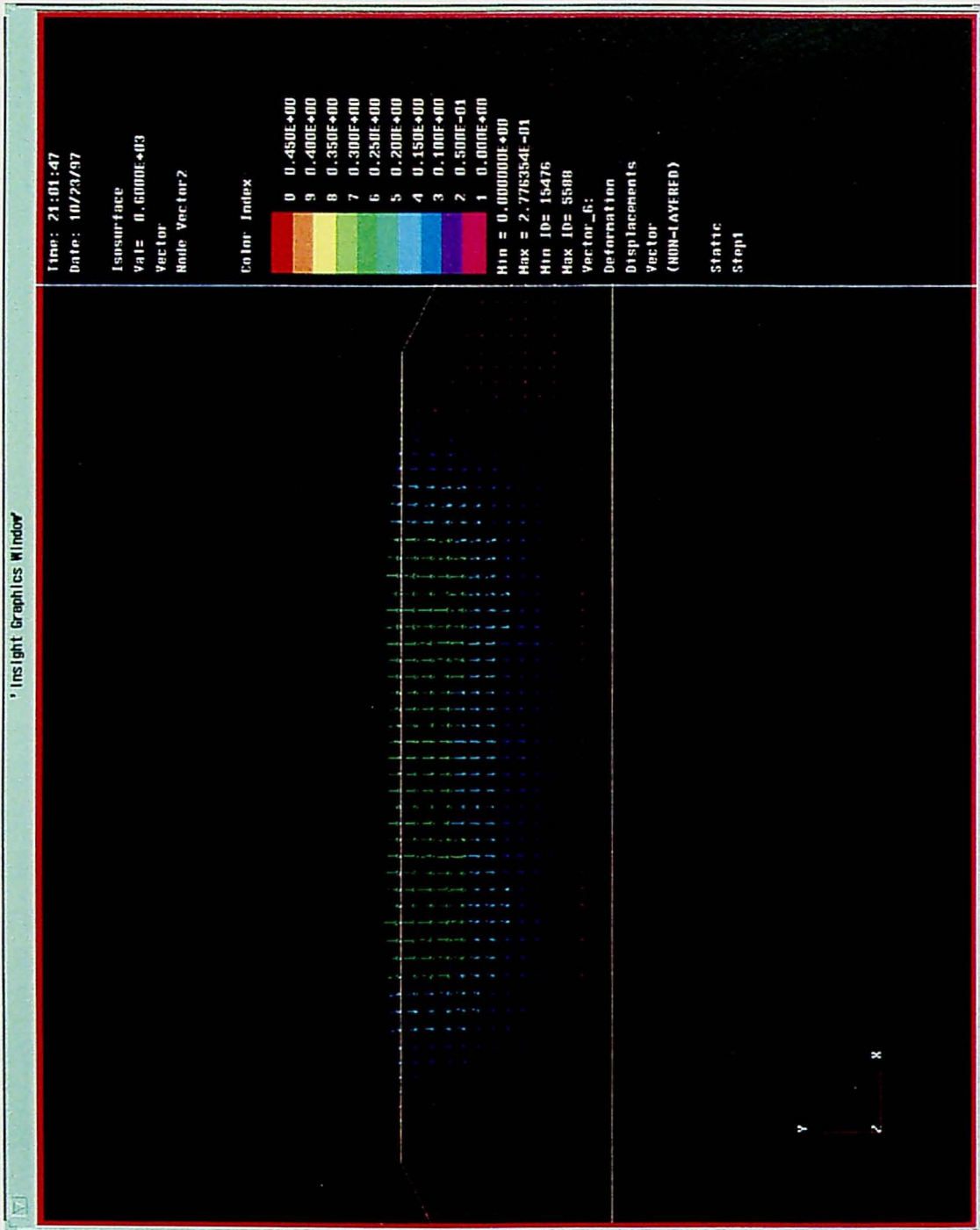


図7-2-21(a) 解析モデルN3D ($E_b = 150\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図 (A-A 断面)

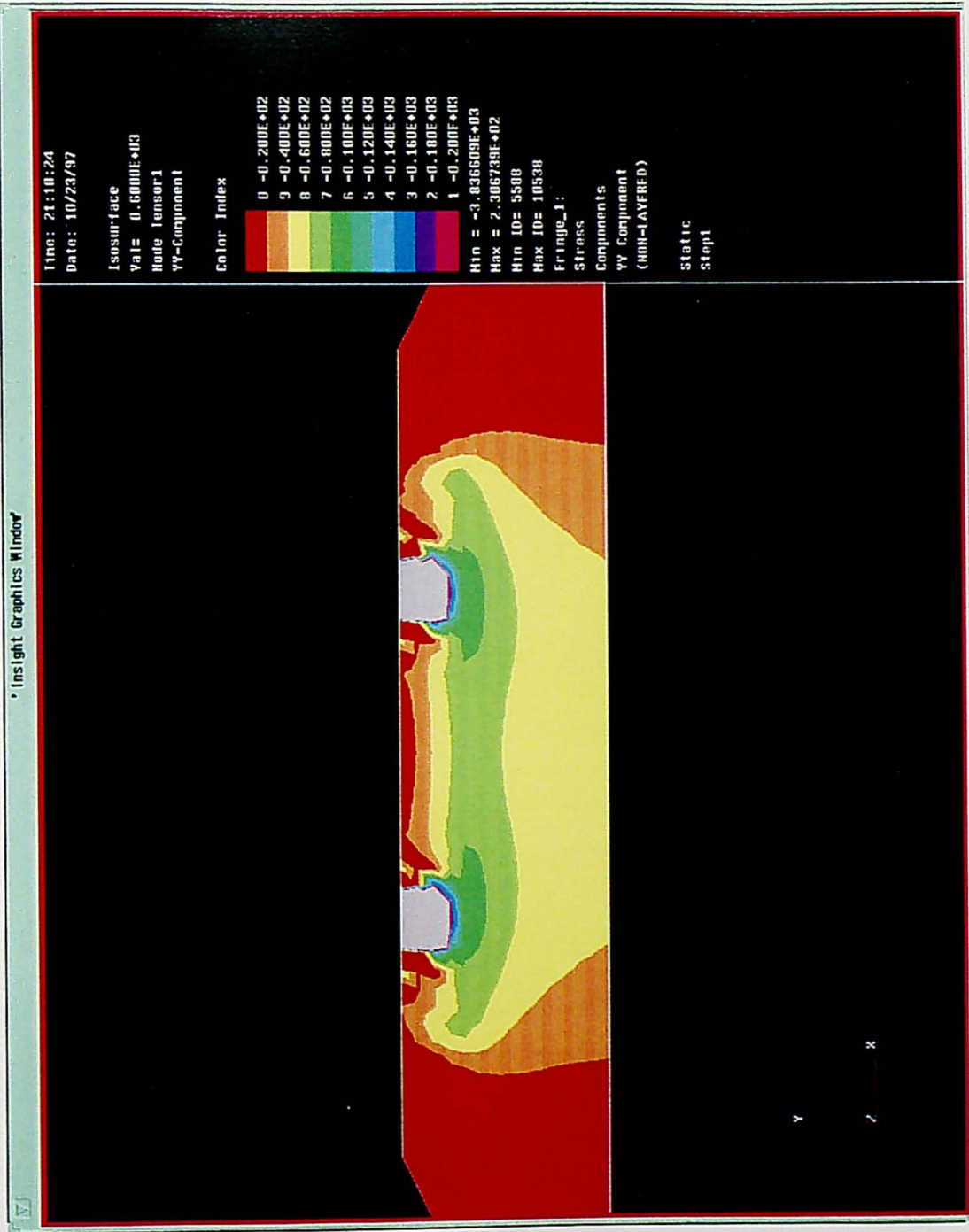


図7-2-21 (b) 解析モデルN3D ($E_b = 150\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直応力コンター図 (A-A断面)

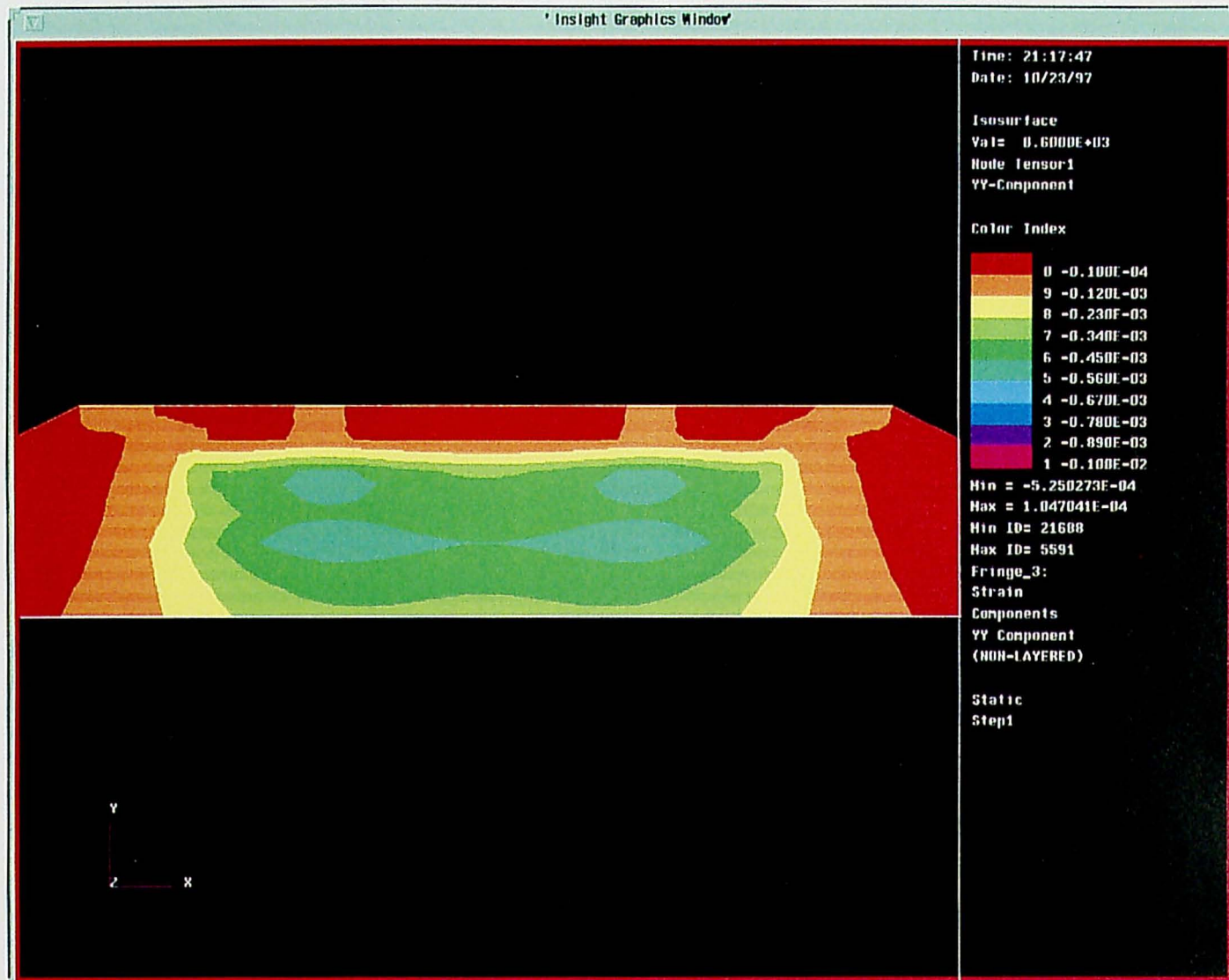


図7-2-21(c) 解析モデルN3D ($E_b = 150\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直ひずみコンター図 (A-A 断面)

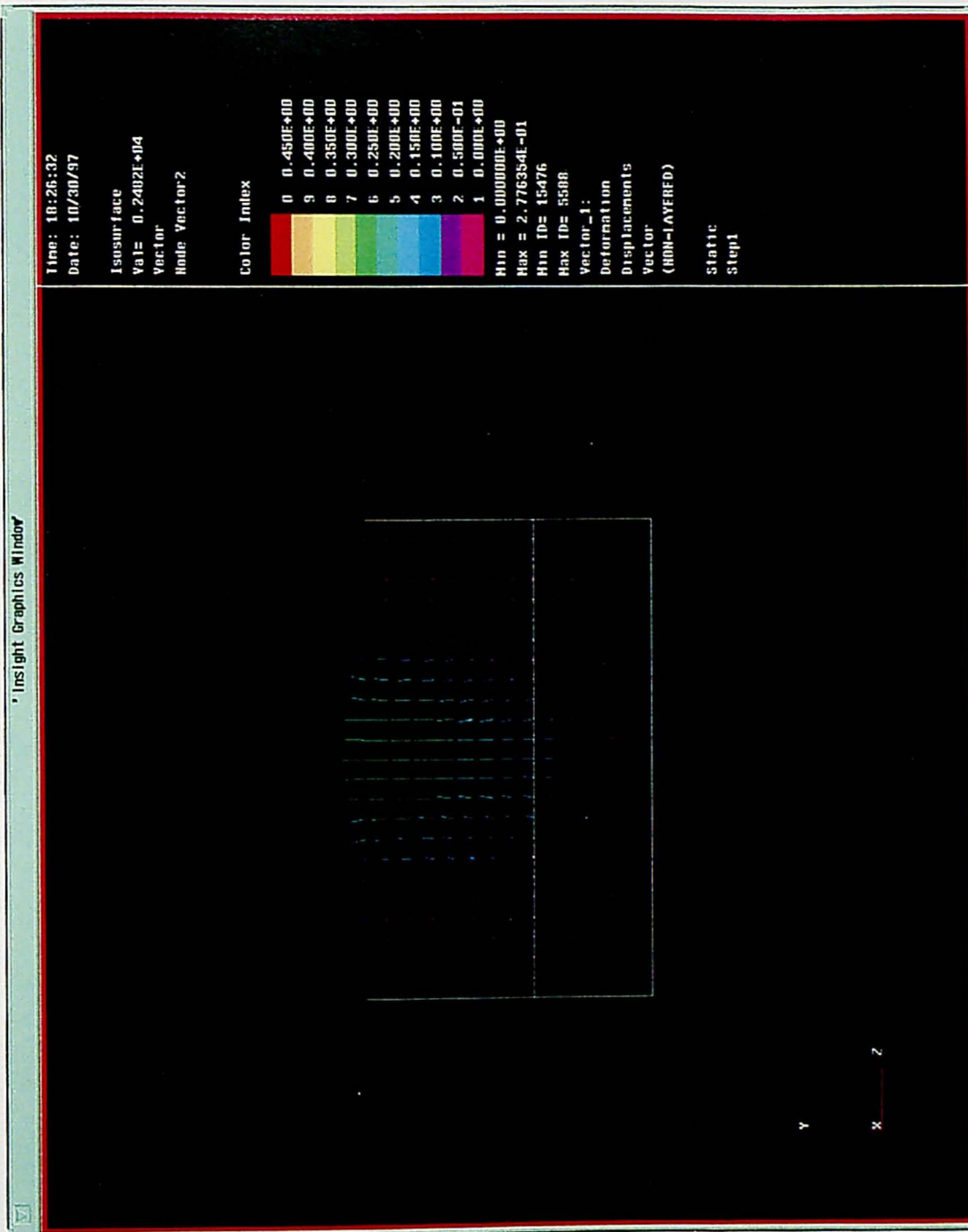


図7-2-21(d) 解析モデルN3D ($E_b = 150\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図 (B-B 断面)

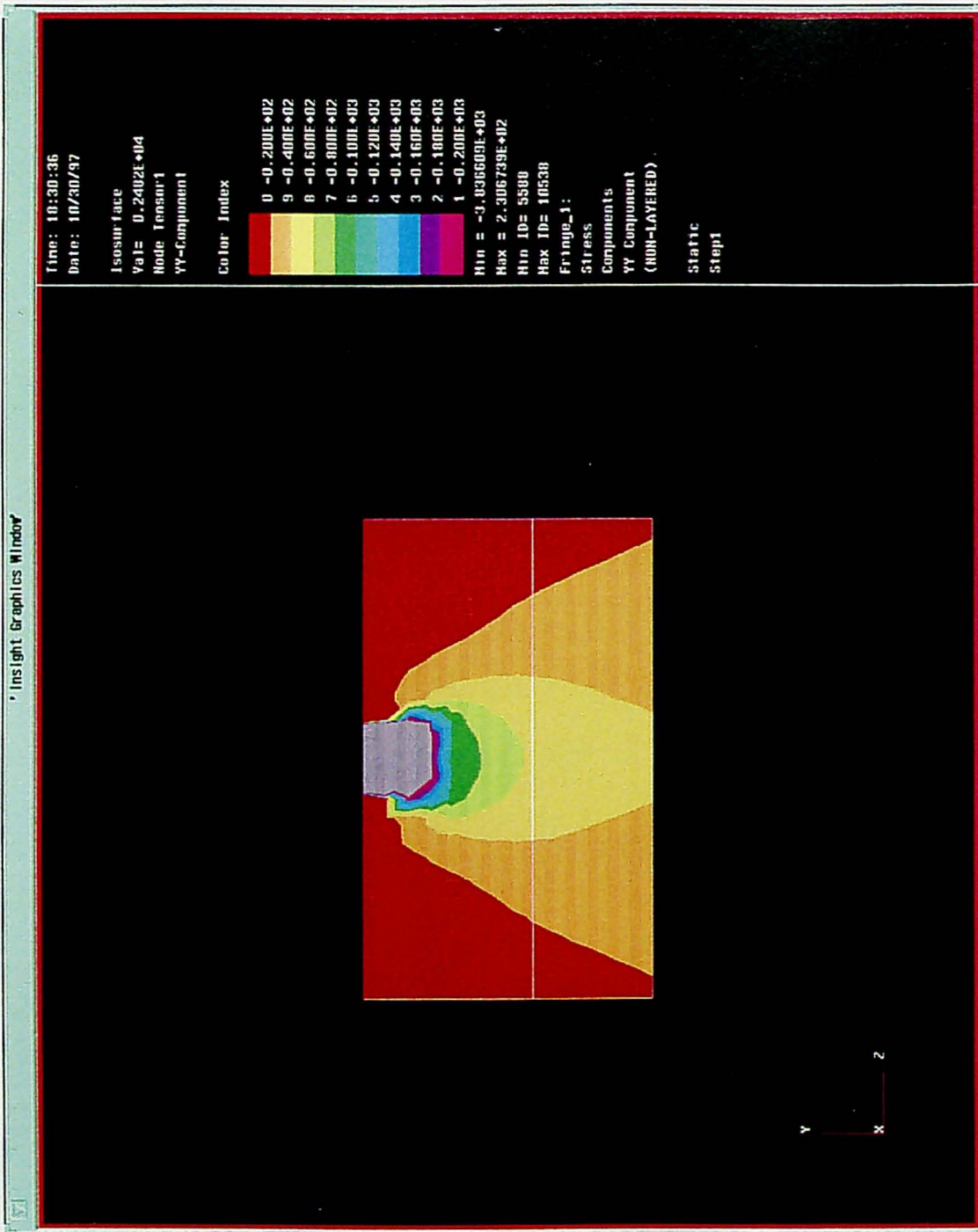


図7-2-21(e) 解析モデルN3D ($E_b = 150\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直応力コンター図 (B-B 断面)

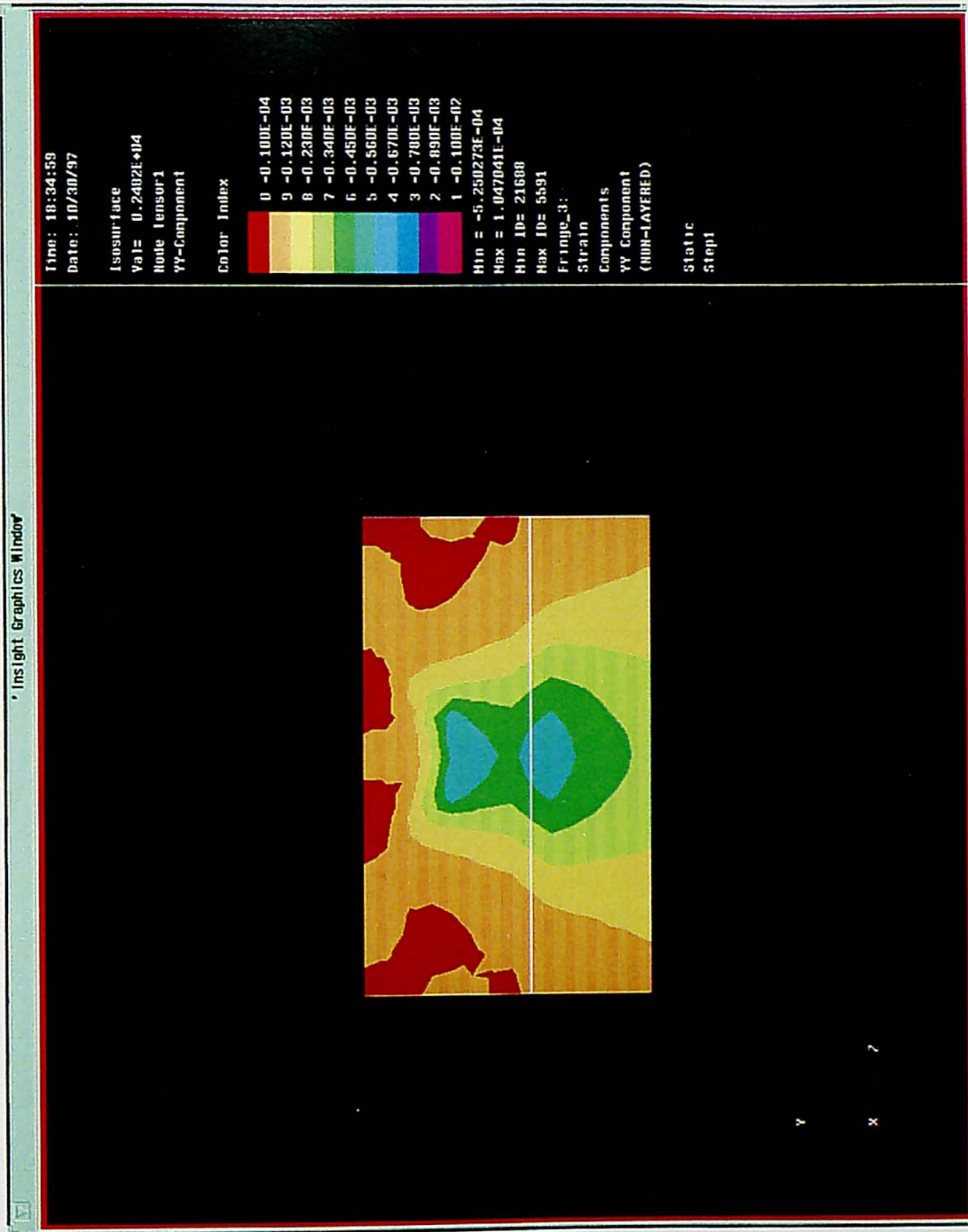


図7-2-21(f) 解析モデルN3D ($E_b = 150\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直ひずみコンター図 (B-B 断面)

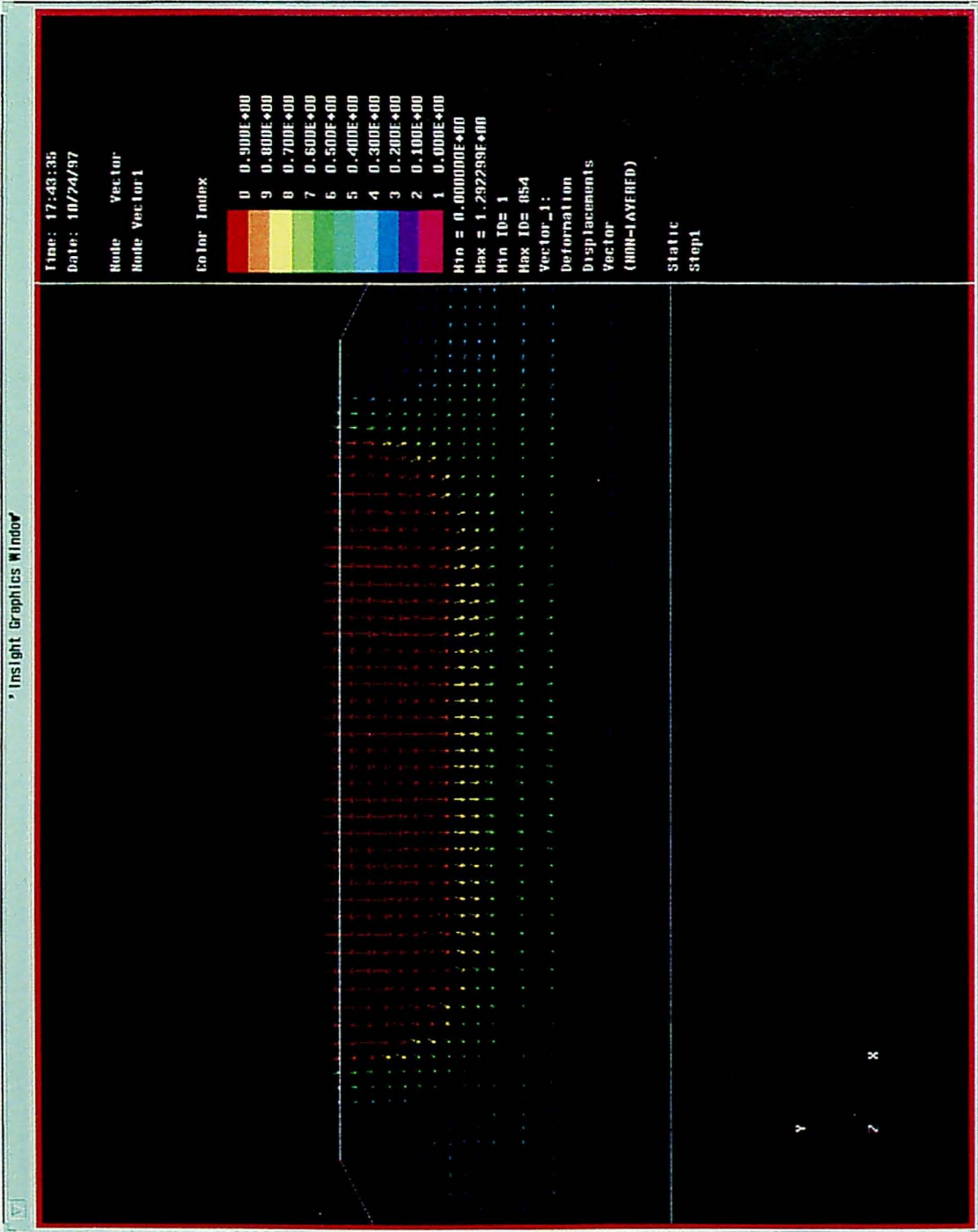


図7-2-22(a) 解析モデルN2Y ($E_b = 50\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図

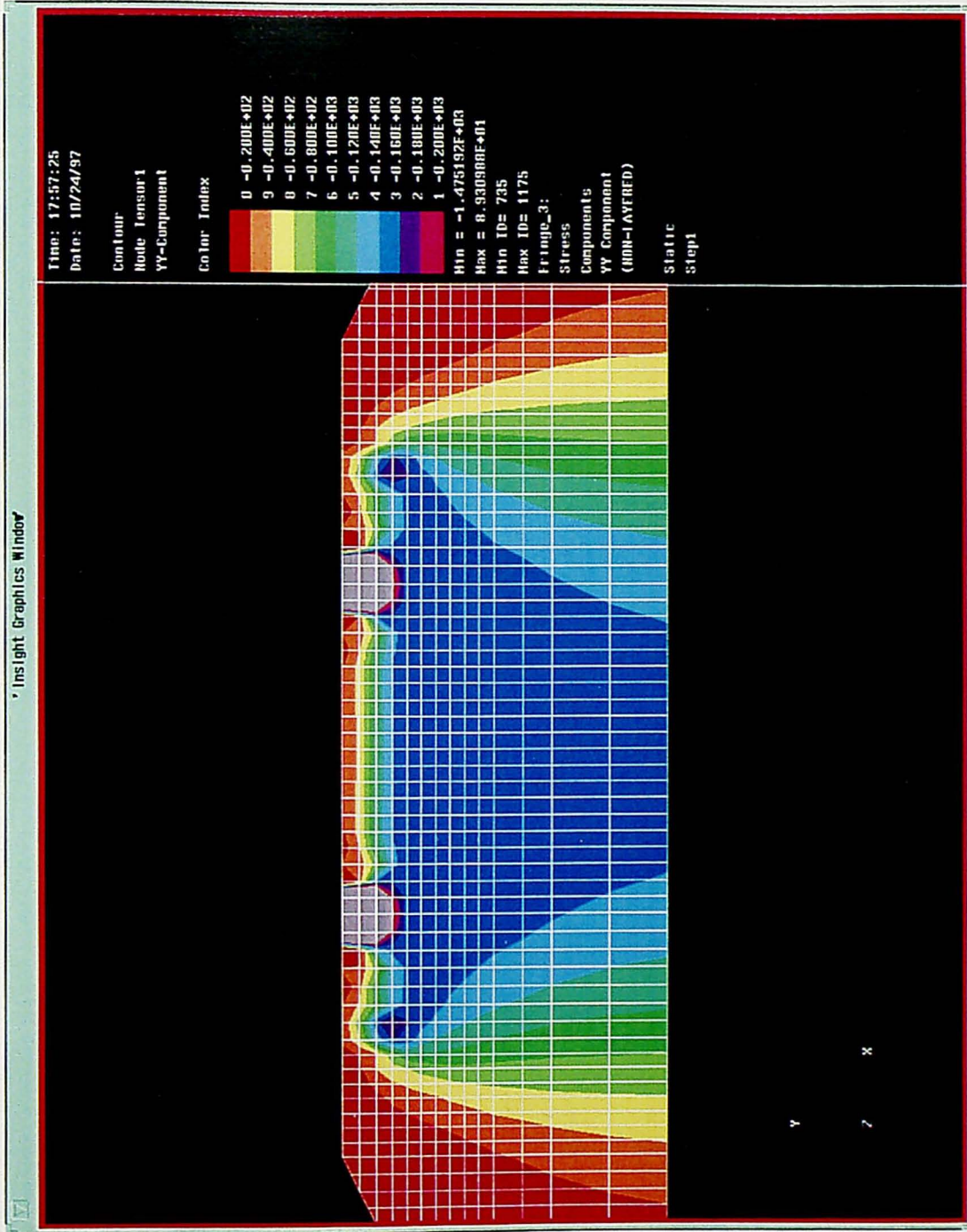


図7-2-22 (b) 解析モデルN2Y ($E_b = 50\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直応力コンター図

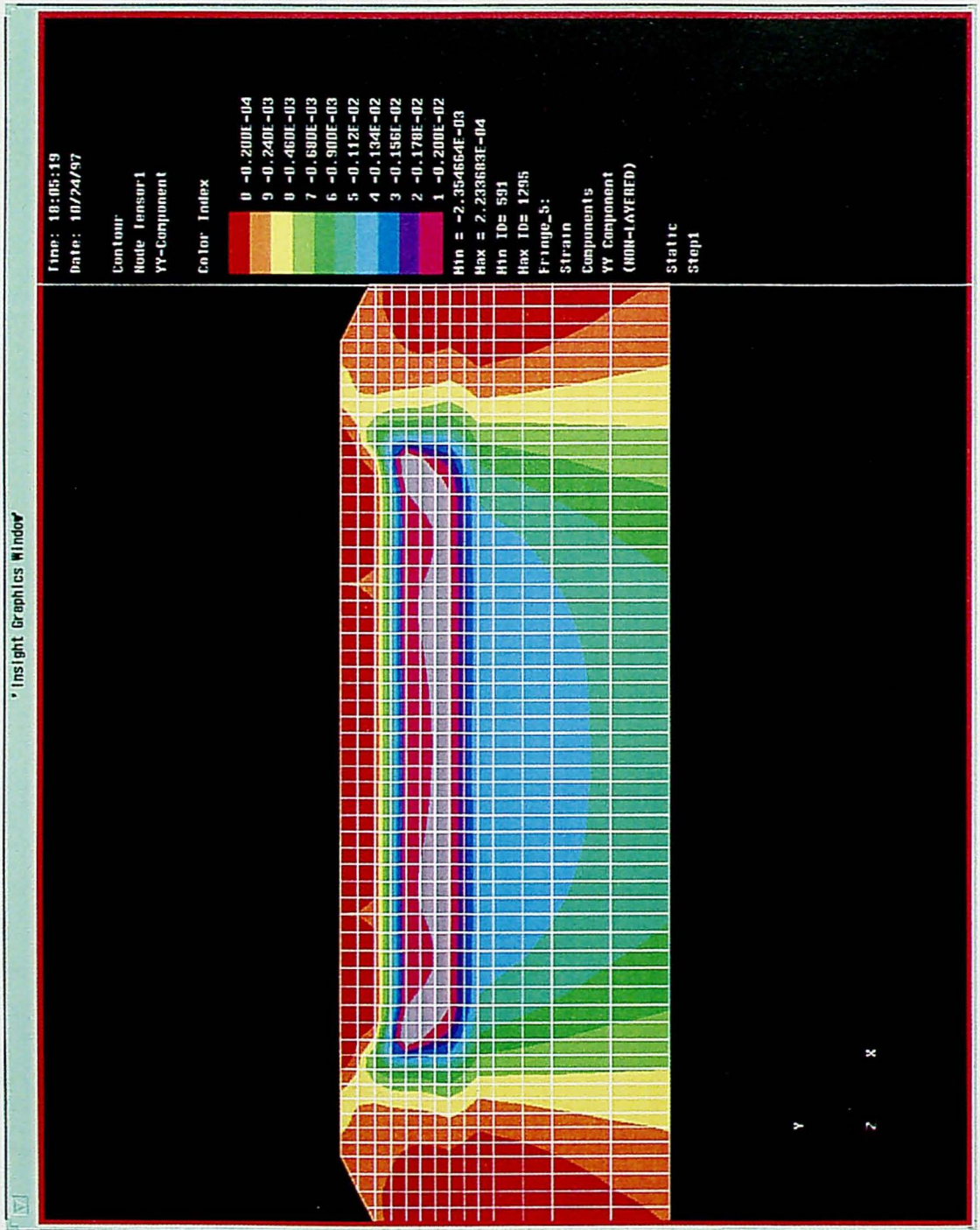


図7-2-22(c) 解析モデルN2Y ($E_b = 50\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直ひずみコンター図

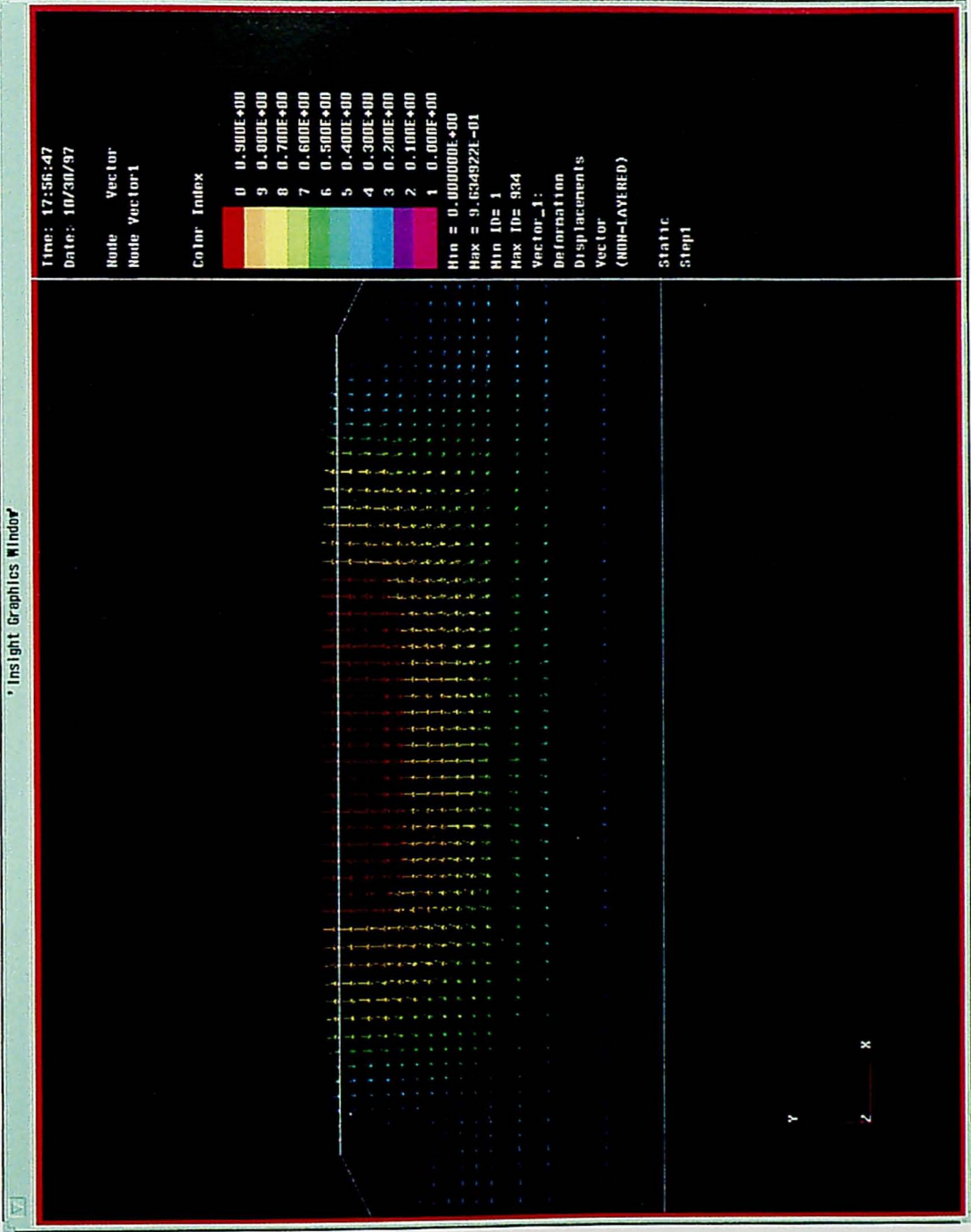


図7-2-23(a) 解析モデルN2Y ($E_b = 150\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図

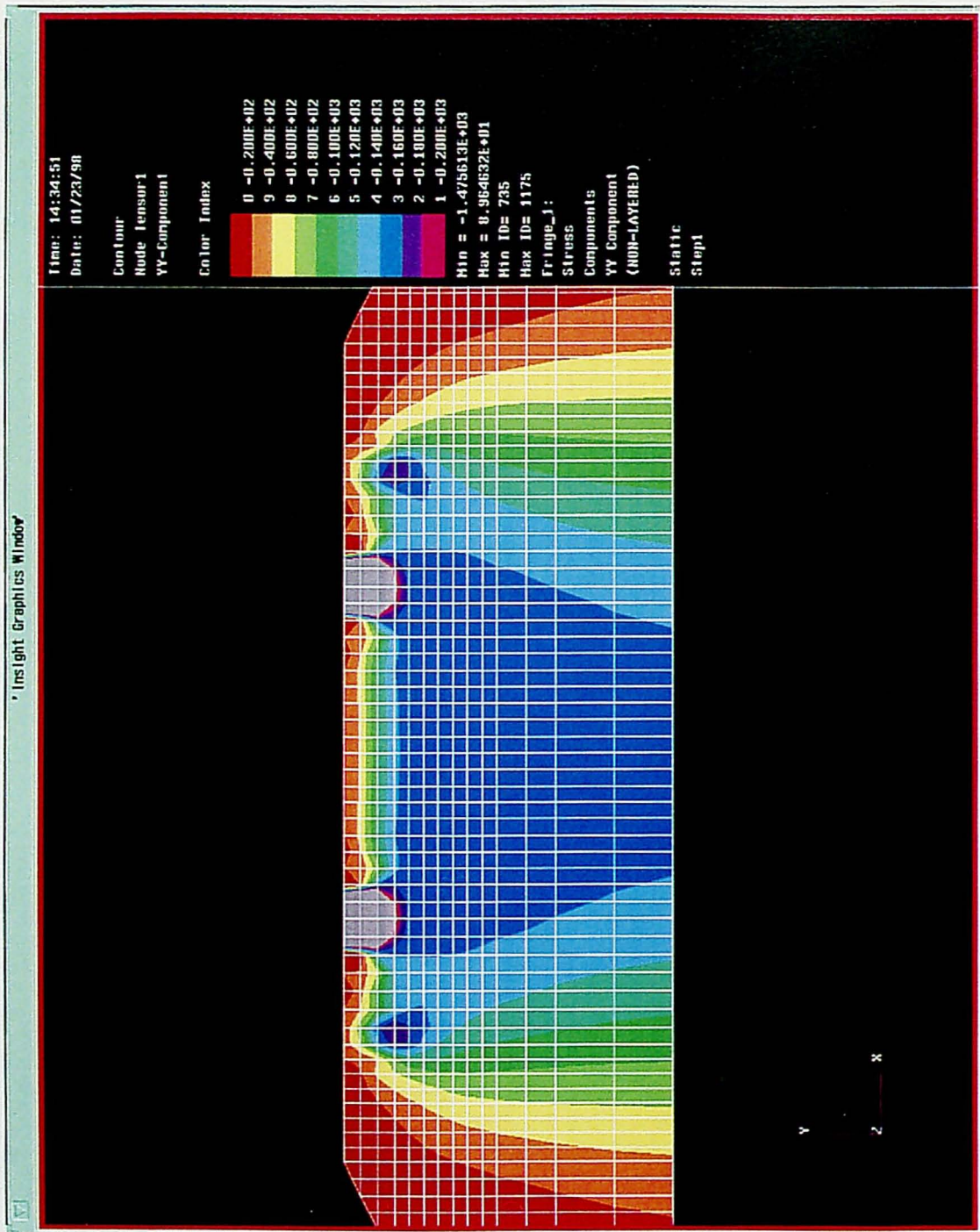


図7-2-23(b) 解析モデルN2Y ($E_b = 150\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直応力コンター図

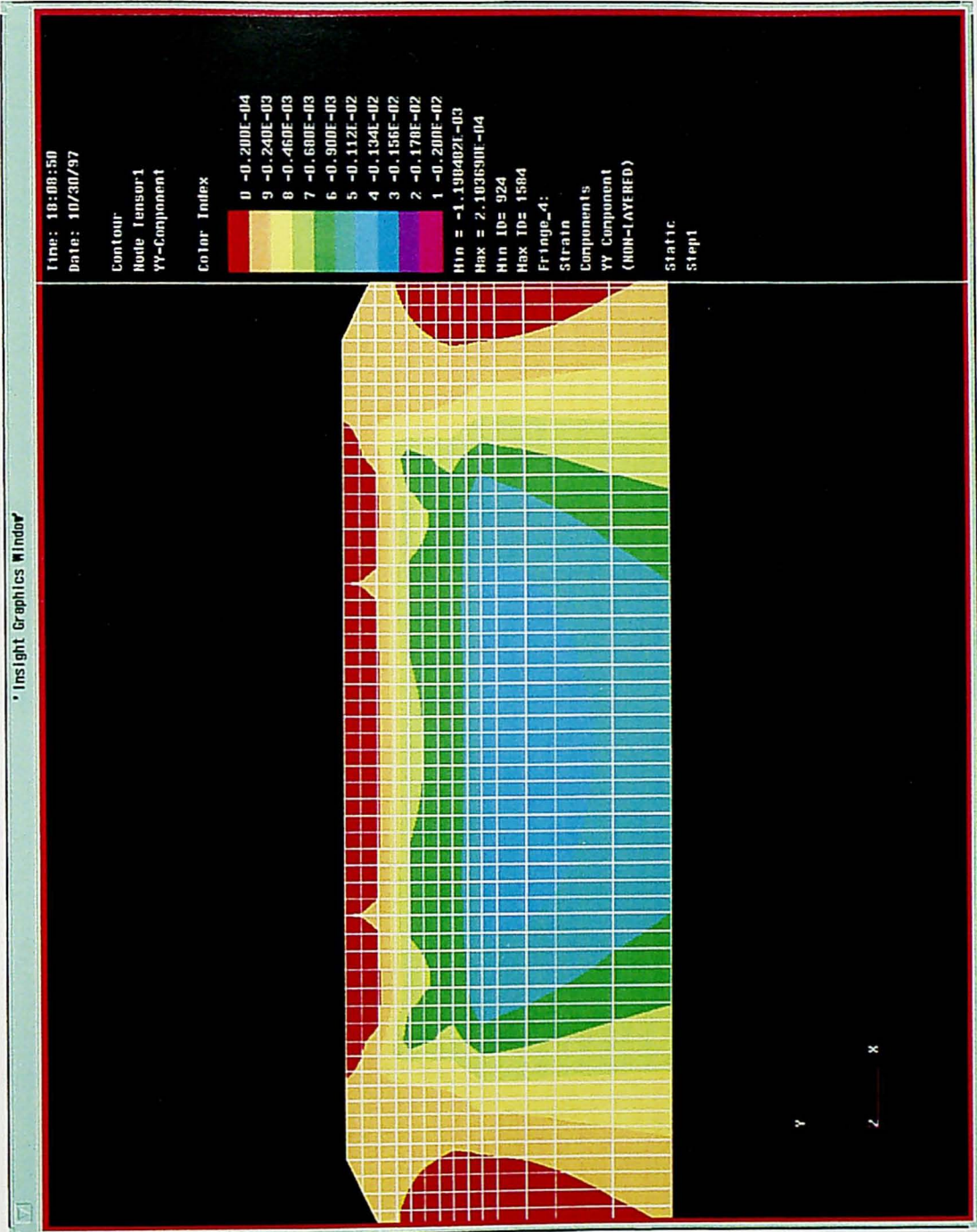


図7-2-23(c) 解析モデルN2Y ($E_b = 150\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直ひずみコンター図

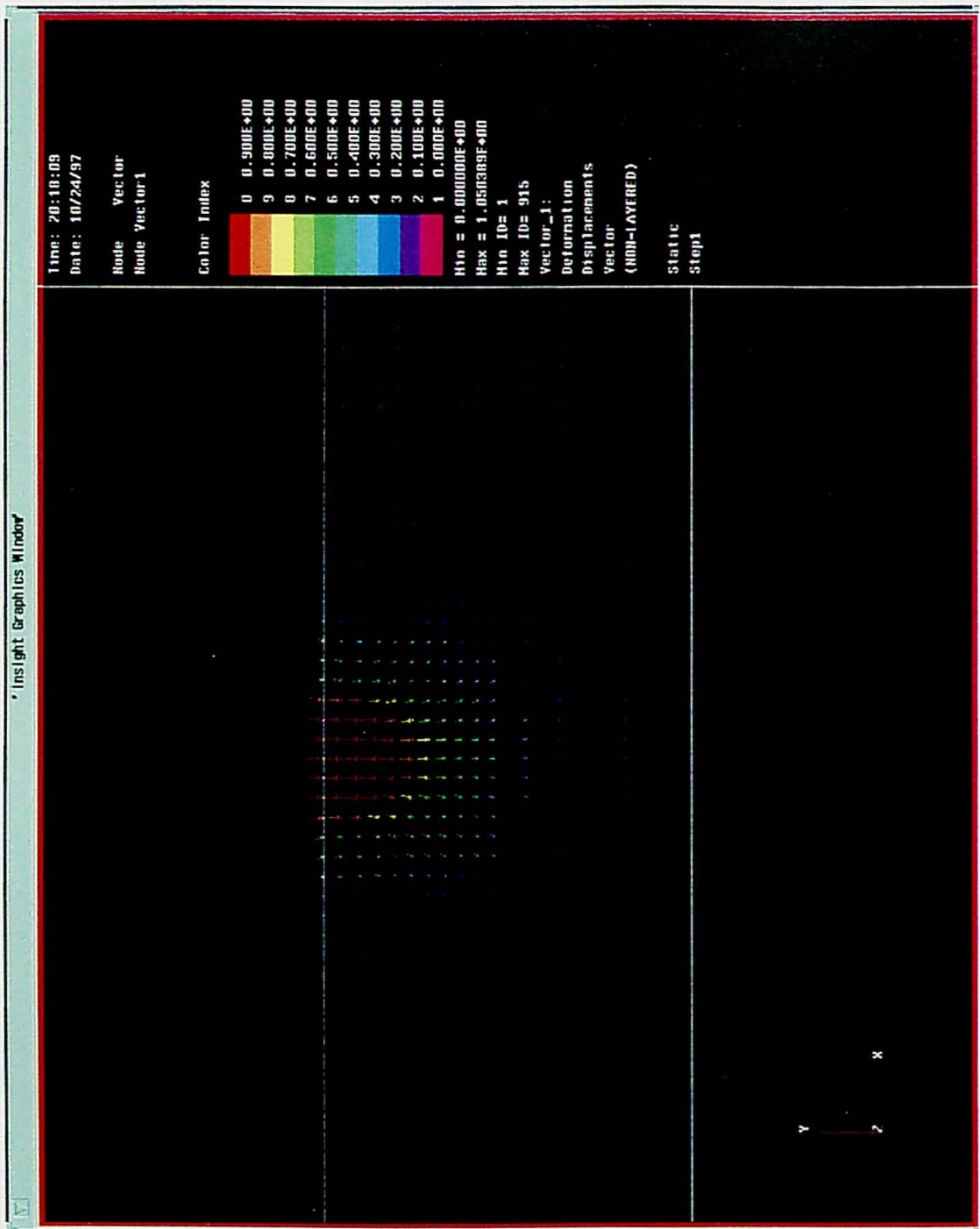


図7-2-24(a) 解析モデルN2T ($E_b = 50\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図

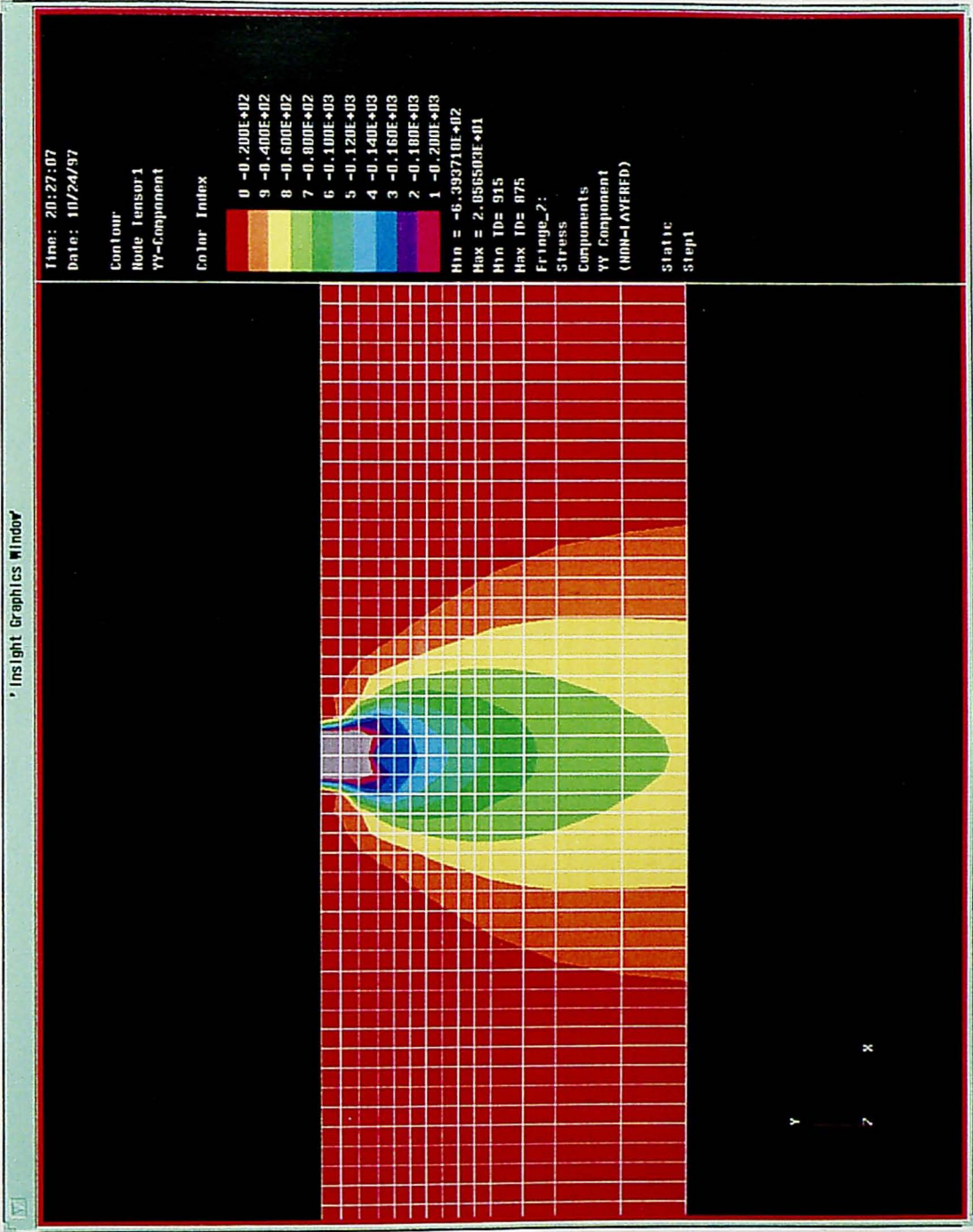


図7-2-24(b) 解析モデルN2T ($E_b = 50\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直応力コンター図

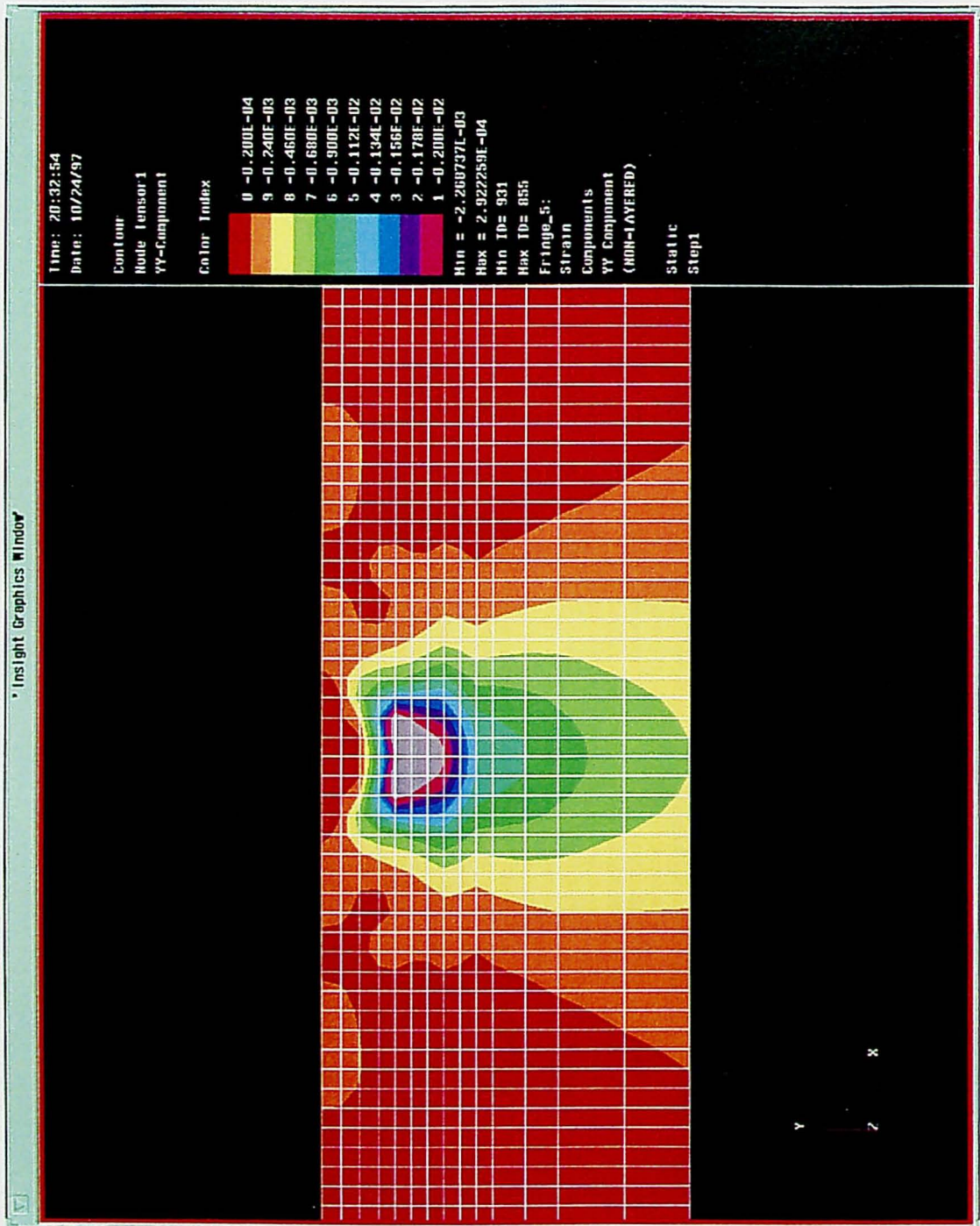


図7-2-24(c) 解析モデルN2T ($E_b = 50\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直ひずみコンター図

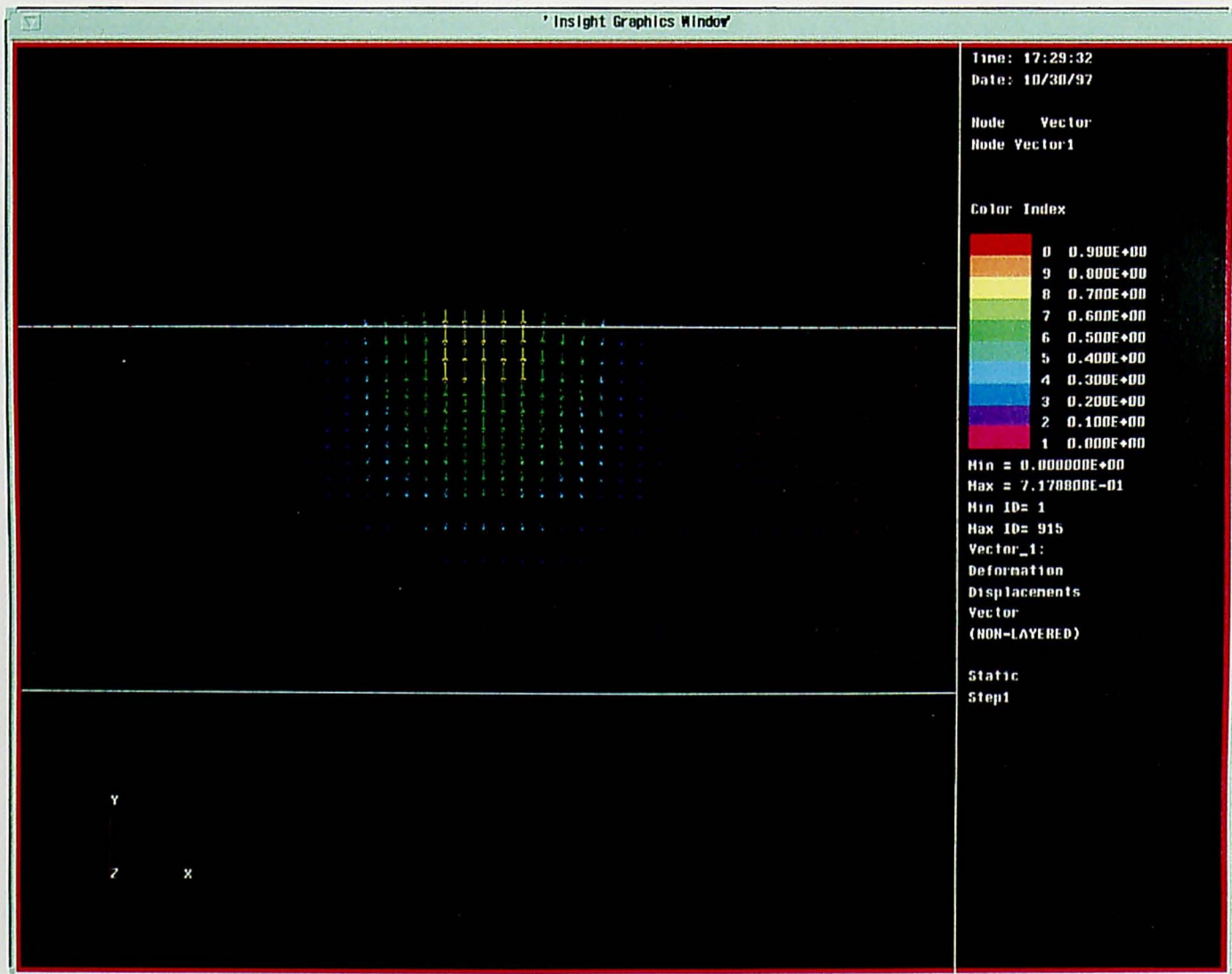


図7-2-25(a) 解析モデルN2T ($E_b = 150\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図

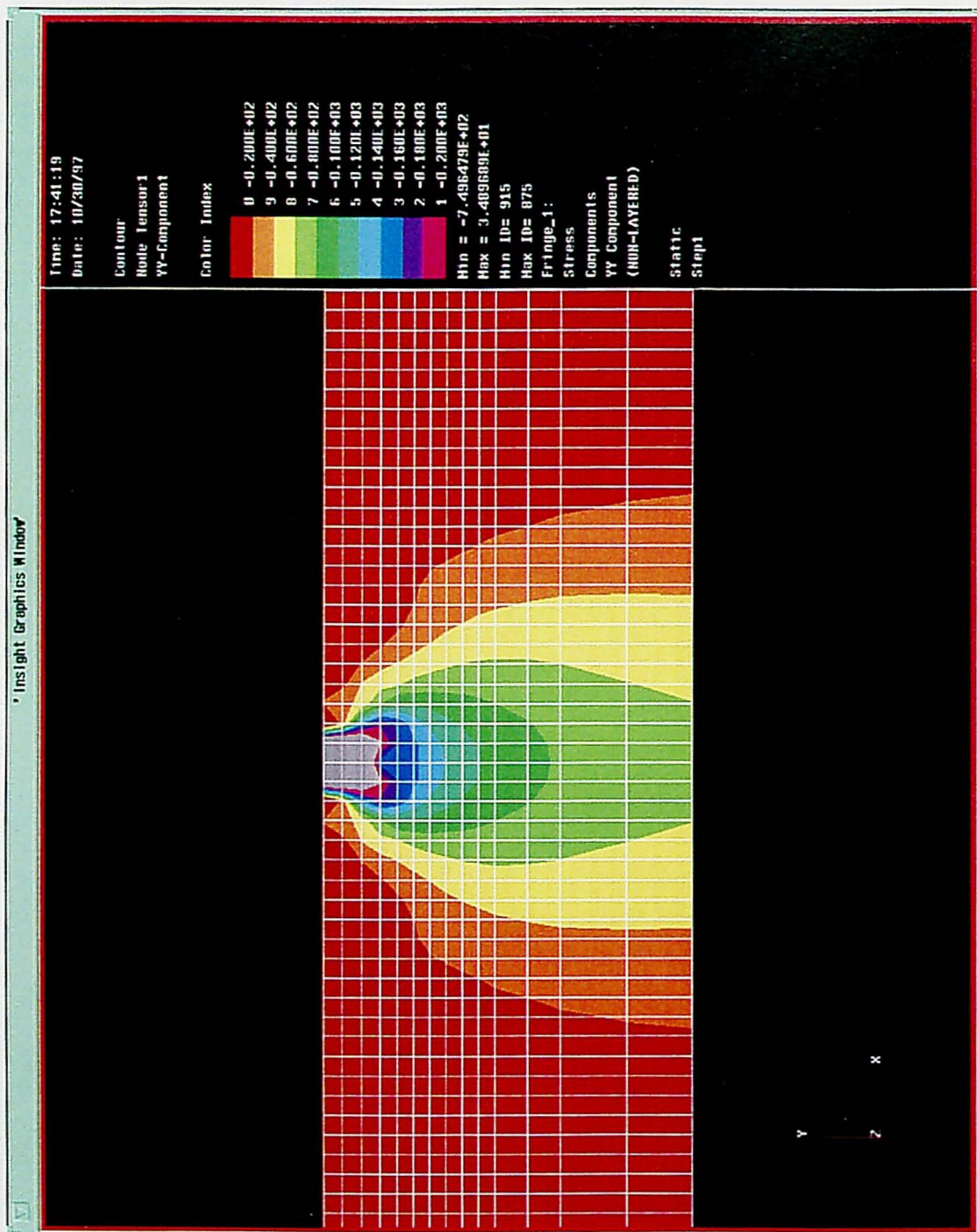


図7-2-25(b) 解析モデルN2T ($E_b = 150\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直応力コンター図

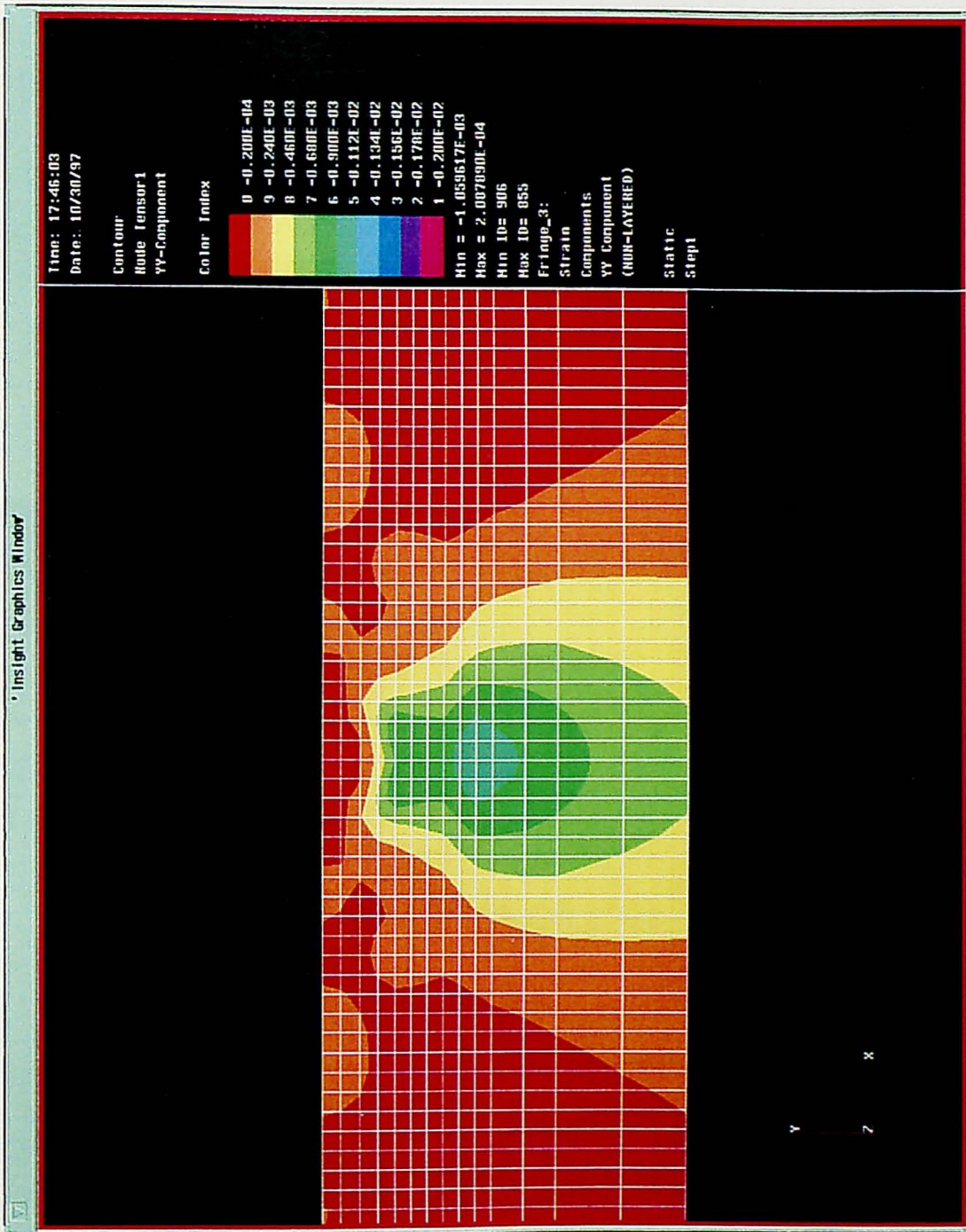


図7-2-25(c) 解析モデルN2T ($E_b = 150\text{MPa}$, $P_{max} = 40\text{kN}$ 負荷時) の鉛直ひずみコンター図

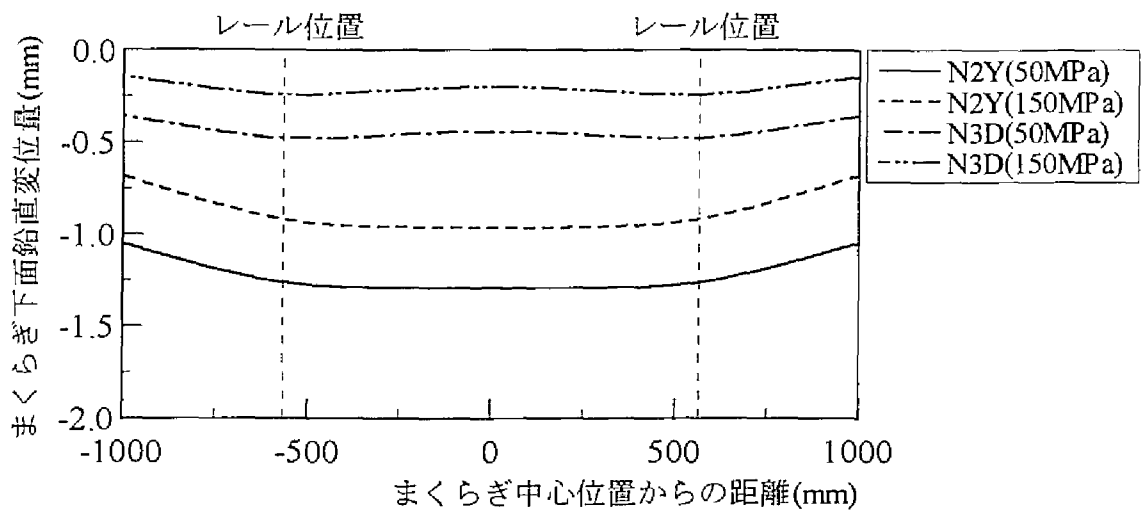


図7-2-26 まくらぎ部の変形状態の比較

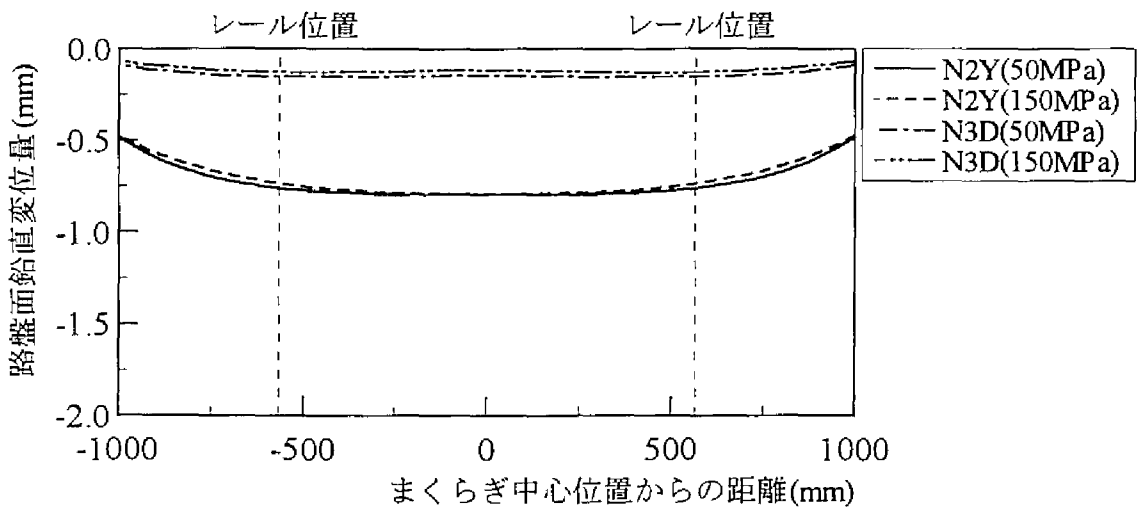


図7-2-27 路盤面の変形状態の比較

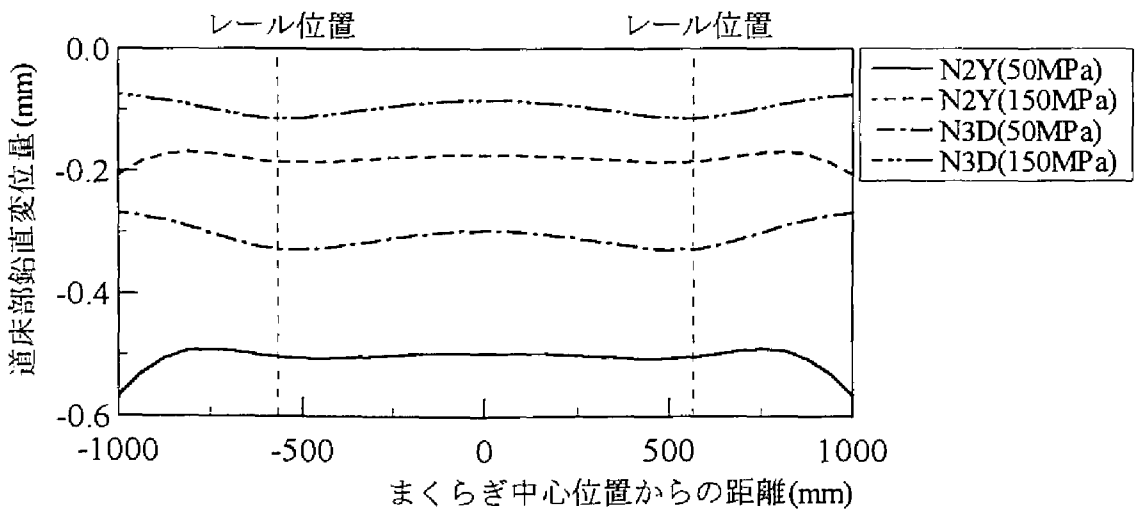


図7-2-28 路盤面の変形状態の比較

各解析モデルとも端部を除けば道床部の鉛直変位量はまくらぎ長手方向にほぼ均一であり、道床部の変形傾向に対する解析モデルの差異は定性的にはあまり見られないことがわかる。なお、図7-2-28を見る限りでは、FEM解析における割線ばね係数 K_{sec} の計算点であるレール位置と第4章の実物大載荷試験のまくらぎ上下変位量計測位置（図4-1-1(a)参照）における鉛直変位量は各解析モデルともほぼ等しくなることから、 K_{sec} と $K_{sec,E}$ を比較するには算出位置の違いは問題にならないことがわかる。

次に、図7-2-20～図7-2-25の鉛直応力のコンター図をもとに道床部の応力状態について検討する。図から、各解析結果ともまくらぎ下面の道床部では圧縮応力が生じており、まくらぎ下の要素がまくらぎ部の沈下により圧縮されていること、および横断方向ではあまり明確ではないが、縦断方向では各解析モデルとも従来から指摘されているようにまくらぎ下面を起点とした圧力球根の生じることがわかる。また、解析条件が等しい2次元モデルと3次元モデルの鉛直応力のコンター図の比較から、鉛直荷重の荷重に伴い道床部内に生じる鉛直応力の分布範囲は3次元モデルの方が2次元モデルよりも狭く局所的となることがわかる。特に、横断方向の鉛直応力の分布傾向については、2次元モデルではまくらぎ下面から路盤面に至る道床部でほぼ平均的に鉛直応力が分布しているのに対し、3次元モデルでは、若干不明瞭ではあるが、レール位置直下近傍を中心とした圧力球根が生じており、路盤面の鉛直応力に位置による差異が生じている。表7-2-11は、この傾向を詳しく見るために各解析結果の路盤圧力を、位置および繰返し載荷回数別に第4章の実物大載荷試験における路盤圧力の分布傾向（図4-2-6参照）と比較したものである。表から、3次元モデルではまくらぎ中央よりもレール直下の路盤圧力の方が大きく、位置の違いによる路盤圧力の大小関係は解析結果と試験結果で一致するが、横断方向の2次元モデルではレール直下よりもまくらぎ中央の路盤圧力の方が若干大きくなり、解析結果と試験結果の

表7-2-11 試験結果と解析結果の路盤圧力の比較

繰返し 載荷回数	鉛直荷重 P_{max}	位 置	路盤圧力			
			試験	N3D	N2Y	N2T
1回目	40.0kN	レール直下	206.3kPa	102.9kPa	149.0kPa	108.7kPa
		マクラギ中央	56.1kPa	93.8kPa	155.2kPa	—
	20.0kN	レール直下	85.6kPa	52.2kPa	73.1kPa	52.0kPa
		マクラギ中央	30.0kPa	42.8kPa	77.4kPa	—
40000回後	40.0kN	レール直下	153.2kPa	106.5kPa	145.9kPa	104.9kPa
		マクラギ中央	85.6kPa	79.2kPa	155.9kPa	—
	20.0kN	レール直下	68.5kPa	58.0kPa	71.1kPa	51.9kPa
		マクラギ中央	44.9kPa	31.1kPa	77.0kPa	—

路盤圧力の分布傾向は異なることがわかる。また、3次元モデルの解析結果に関しても、道床部の弾性割線ばね係数 $K_{sec,E}$ の硬化現象（表7-2-6参照）に合わせて道床部のヤング率 E_b を変化させて解析を行うだけでは、繰返し載荷に伴ってレール直下の路盤圧力は減少し、まくらぎ中央の路盤圧力は増加する試験結果の路盤圧力の分布傾向の変化を表現できない。これは、図7-2-20(b)と図7-2-21(b)の比較からもわかるように、FEMの線形弾性解析の場合道床部のヤング率 E_b を大きくすると、鉛直荷重の載荷点であるレール位置直下のまくらぎ下面により強い応力集中が生じ、道床部内の鉛直応力の分布範囲が狭くなるため、路盤圧力がレール直下で増加し、まくらぎ中央で減少するからである（表7-2-11参照）。したがって、本節のように道床部のヤング率 E_b を一定にしたFEMの線形弾性解析で、鉛直荷重載荷点の鉛直変位量を試験結果と解析結果で一致させて解析を行う限り、解析では実物大載荷試験のように道床部の応力状態に対する繰返し載荷履歴の影響を充分評価できないことになる。なお、前項で述べた一般的な3次元効果に関しては、3次元モデルの道床部内に生じる鉛直応力の分布範囲が2次元モデルよりも狭く局所的となることから前項②の傾向と一致し、道床部の応力状態の点からも3次元効果を定誤差と考えることができる。

最後に、道床部の荷重支持状態についてまくらぎ各面の応力分担率の点から検討する。なお、ここでいう応力分担率とは、鉛直荷重載荷時にまくらぎ部に隣接する道床部の要素に作用する鉛直荷重をまくらぎ部の各面ごと（底面・端面・側面）に合計し、これをそれらの総和で除したものである。ただし、端面とは幅20cm×高さ17.4cmの面を指し、側面とは長さ200cm×高さ17.4cmの面を指す。各解析モデルの応力分担率を道床部のヤング率別に比較して表7-2-12に示す。なお、同表には底面の応力分担率に対する各面の応力分担率の比も合わせて示した。表から、各解析モデルとも道床部のヤング率 E_b の増加に伴い底面の応力分担率が減少する傾向は見られるものの、平均すると底面の応力分担率は3次元モデルで55%程度、横断方向の2次元モデルで92%程度、縦断方向の2次元モデルで60%程度となることがわかる。しかし、第4章の上下方向の実物大載荷試験から、まくらぎ下面における垂直反力の合計は載荷荷重の8割程度であることが明らかになっており、各解析モデルの応力分担率は、横断方向の2次元モデルで試験結果より大きくなるものの、3次元モデルおよび縦断方向の2次元モデルでは試験結果よりもかなり小さくなる。なお、このことが影響して、前述のように道床部の応力状態に関しては実現象とあまり一致の見られない横断方向の2次元モデルの解析結果が、まくらぎ下面圧力に関しては3次元モデルよりも試験結果の平均圧力値に近づくことになったと考えられる。また、表7-2-12を見る限り、3次元モデルの側面の応力分担率は、端面と側面を合わせても24%程度しかない試験結果の応力分担率と比較してかなり高い。この要因と考えられるのは、線形弾性解析ではまくらぎ部・道床部間の不連続面を充分評価した変形挙動解析が行えないことが挙げられる。まくらぎ/道床バラスト間のような不連続境界部でせん断方向の荷重支持機構となるのは、道床部が引張りに抵抗しない粗粒材であることからまくらぎ/道床バラスト間の

表7-2-12 まくらぎ各面の応力分担率（上下方向解析）

解析次元	モデル名	ヤング率 E_b	応力分担率			底面に対する比		
			底面	側面	端面	底面	側面	端面
3次元	N3D	50.0MPa	58.5%	38.1%	3.4%	1.00	0.65	0.06
		100.0MPa	56.3%	40.6%	3.1%	1.00	0.72	0.06
		150.0MPa	54.8%	42.3%	2.9%	1.00	0.77	0.05
		350.0MPa	51.8%	45.9%	2.3%	1.00	0.89	0.04
2次元	N2Y	50.0MPa	93.4%	—	6.6%	1.00	—	0.07
		100.0MPa	92.6%	—	7.4%	1.00	—	0.08
		150.0MPa	92.2%	—	7.8%	1.00	—	0.08
		350.0MPa	91.2%	—	8.8%	1.00	—	0.10
	N2T	50.0MPa	64.1%	35.9%	—	1.00	0.56	—
		100.0MPa	60.7%	39.3%	—	1.00	0.65	—
		150.0MPa	58.3%	41.7%	—	1.00	0.72	—
		350.0MPa	52.7%	47.3%	—	1.00	0.90	—

摩擦抵抗力だけである。一般に摩擦抵抗力は、接触面に作用する垂直抗力と接触面の摩擦係数との積で表現され、その積以上には抵抗しない力である。これに対し、本節のようなFEMの線形弾性解析では、せん断力が大きくなればなるほどそれに見合ったせん断抵抗力が境界部に発生する。この結果、解析結果の端面および側面の応力分担率は試験結果の倍近くまで増大し、底面の応力分担率は低下したと考えられる。さらに、表7-2-12を見る限り底面に対する端面および側面の応力分担率の比は解析次元が異なってもほぼ等しいため、2次元モデルと3次元モデルの応力分担率に差が生じるのは、側面もしくは端面の有無によるものであることがわかる。なお、この3次元モデルと横断方向の2次元モデルの応力分担率の差異は、両解析モデルのまくらぎ下面圧力 P_W に影響を及ぼし、さらには道床部変形量にも差異が生じる一因となっている。実際、表7-2-10を見ると横断方向の2次元モデルの平均 P_W は3次元モデルの平均 P_W の1.56~1.70倍となっているが、これは両解析モデルの底面の応力分担率の比が1.67程度（表7-2-12参照）となっているからであり、両解析モデルの道床部の鉛直変位量の差異も1.60~1.82倍（表7-2-5参照）となることから、両解析モデルの底面の応力分担率の比とほぼ同程度になっている。これらのことから、まくらぎ各面の応力分担率が各解析モデルの変形挙動に大きく影響しており、この応力分担率をまくらぎ/道床バラスト間の不連続性を評価して試験結果に近づけない限り、道床部のヤング率 E_b を変化させて鉛直荷重荷点の鉛直変位量が試験結果と等しい解析結果を得たとしても、解析結果は試験結果の傾向を捉えることはできないことになる。不連続面を考慮したモデル化に関しては、ジョイント要素による幾何学的非線形性の導入の他、応力誘導

異方性・応力履歴誘導異方性等の材料非線形性の導入を含めて、今後さらに検討する必要がある。

(3) 左右方向の変形傾向・応力分布

上下方向と同様左右方向に関しても、解析結果の道床部の応力状態や変形傾向を試験結果や従来研究成果と比較して、道床部の変形挙動解析に対するFEMの線形弾性解析の適用性について検討する。まず、変位ベクトル図および水平ひずみのコンター図をもとに道床部の変形傾向について検討する。図7-2-29は、解析モデルN3D($E_b=50\text{MPa}$)の $Q_{max}=20\text{kN}$ ・ $P_t=60\text{kN}$ 負荷時の解析結果におけるA-A断面の変位ベクトル図(図(a))、A-A断面の水平ひずみ ε_x のコンター図(図(b))である。同様に、図7-2-30には解析モデルN3D($E_b=50\text{MPa}$)の $Q_{max}=20\text{kN}$ ・ $P_t=50\text{kN}$ 負荷時の解析結果を、図7-2-31には解析モデルN3D($E_b=50\text{MPa}$)の $Q_{max}=20\text{kN}$ ・ $P_t=40\text{kN}$ 負荷時の解析結果を、図7-2-32は、解析モデルN3D($E_b=150\text{MPa}$)の $Q_{max}=20\text{kN}$ ・ $P_t=50\text{kN}$ 負荷時の解析結果をそれぞれ示す。さらに、図7-2-33は解析モデルN2Y($E_b=50\text{MPa}$)の $Q_{max}=20\text{kN}$ ・ $P_t=60\text{kN}$ 負荷時の解析結果における変位ベクトル図(図(a))、水平ひずみ ε_x のコンター図(図(b))である。同様に、図7-2-34には解析モデルN2Y($E_b=50\text{MPa}$)の $Q_{max}=20\text{kN}$ ・ $P_t=50\text{kN}$ 負荷時の解析結果を、図7-2-35には解析モデルN2Y($E_b=50\text{MPa}$)の $Q_{max}=20\text{kN}$ ・ $P_t=40\text{kN}$ 負荷時の解析結果を、図7-2-36は、解析モデルN2Y($E_b=150\text{MPa}$)の $Q_{max}=20\text{kN}$ ・ $P_t=50\text{kN}$ 負荷時の解析結果をそれぞれ示す。なお、変位ベクトル図は無載荷状態の節点(node)位置と Q_{max} ・ P_t 負荷時に節点が移動した点をベクトルで結び、ベクトルの大きさだけを図面に合わせて適度に拡大したものである。変位ベクトル図から、各解析結果ともまくらぎ下面の道床部は斜め下方に沈下し道床肩部や道床法面ではほぼ水平に側方流動すること、およびこの道床部の変形傾向に対する解析モデル、道床部のヤング率、鉛直荷重 P_t の影響は顕著に見られないことがわかる。また、水平ひずみのコンター図から、各解析結果とも水平荷重を載荷した側の道床肩部や道床法面は水平方向に強く圧縮されるのに対し、反対側の道床肩部や道床法面にはそれと同程度の引張りひずみが生じること、およびまくらぎ下面の道床部にも水平方向の引張りひずみが生じていることがわかる。これらのことから、粗粒材で構成される道床部に本来発生しないはずの引張り応力が、本節で行った線形弾性解析では水平荷重を載荷した側と反対側の道床肩部や道床法面に相当量発生していることがわかる。また、このことが原因でまくらぎ部の水平移動に伴う当該箇所の道床部の引き込みが発生している。したがって道床部の応力状態や変形傾向は実現象と異なることが予想される。このため、次に道床部の荷重支持状態についてまくらぎ各面の応力分担率の点から検討する。従来の実験的研究¹⁹⁾によると、鉛直荷重無載荷時の道床横抵抗力は、まくらぎ端面における道床部の受働土圧による抵抗力、まくらぎ側面における道床部の主働土圧による摩擦抵抗力、まくらぎ底面における軌框重量による摩擦抵抗力の合力であり、まくらぎ各面の応力分担率は端面が若干大きいものの、各面ともほぼ30%前後であるとされている。表7-2-13は、各解析モデル

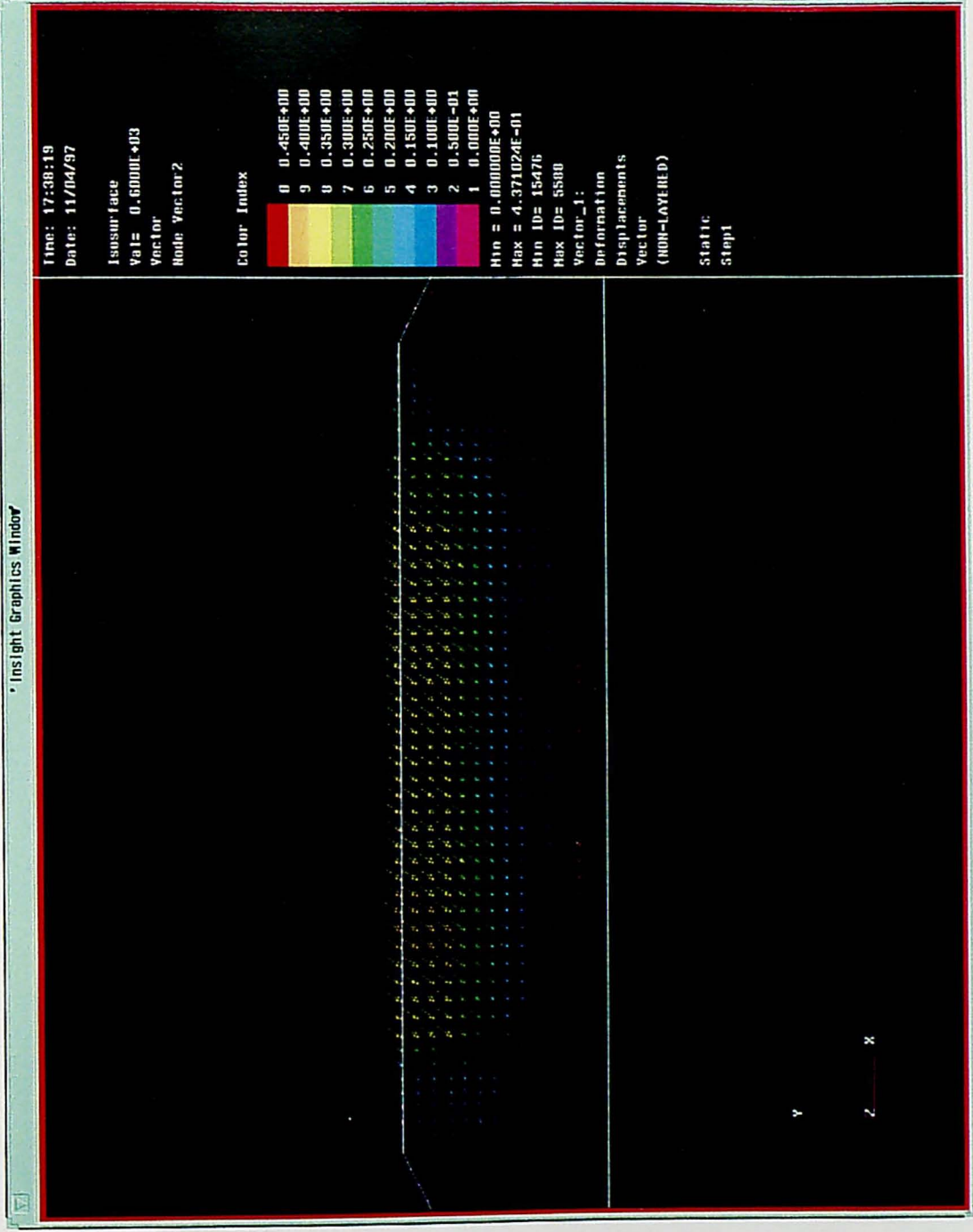


図7-2-29(a) 解析モデルN3D ($E_b = 50\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN} \cdot P_l = 60\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図 (A-A断面)

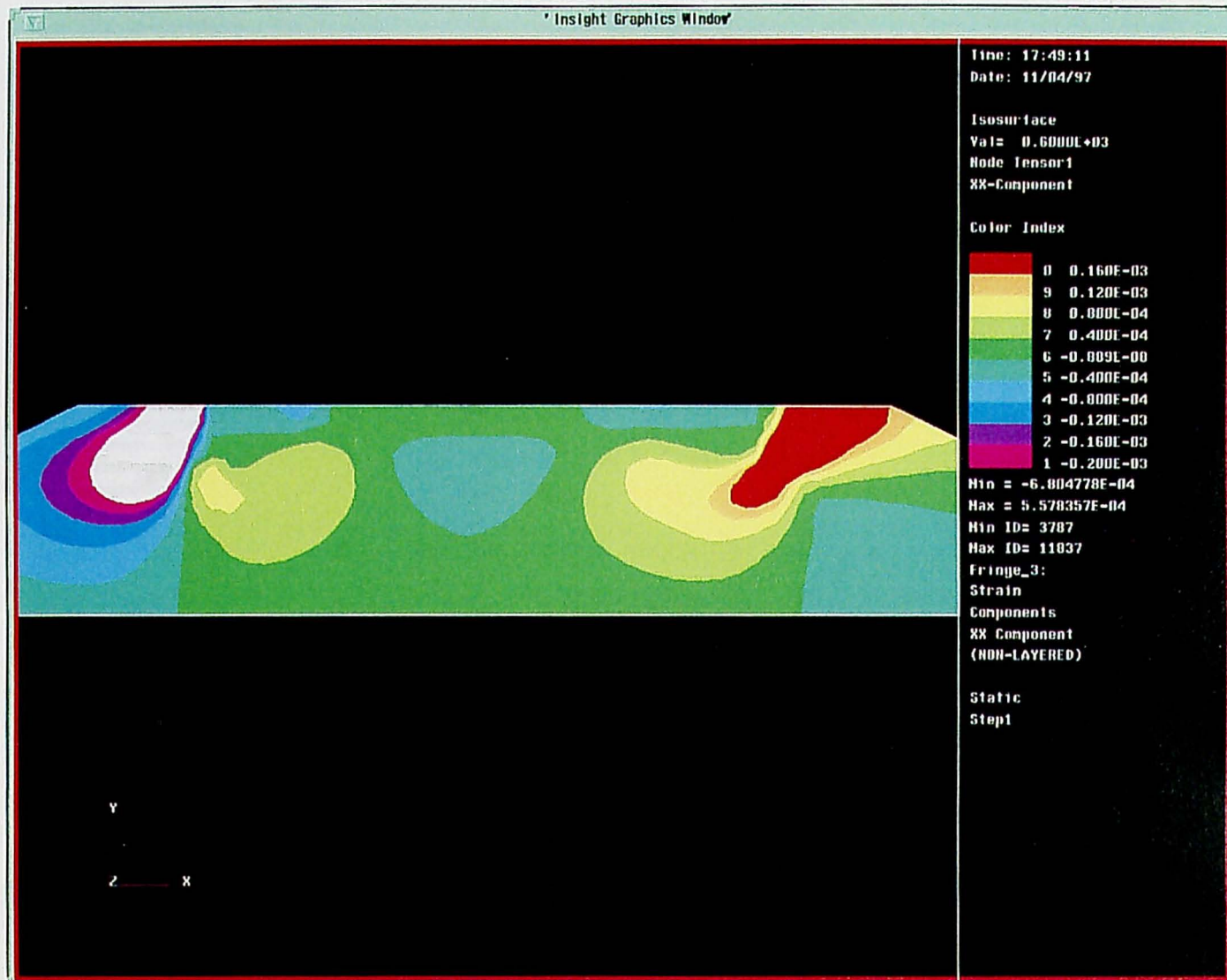


図7-2-29(b) 解析モデルN3D ($E_b = 50\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN}$ ・ $P_l = 60\text{kN}$ 負荷時) の水平ひずみコンター図 (A-A 断面)

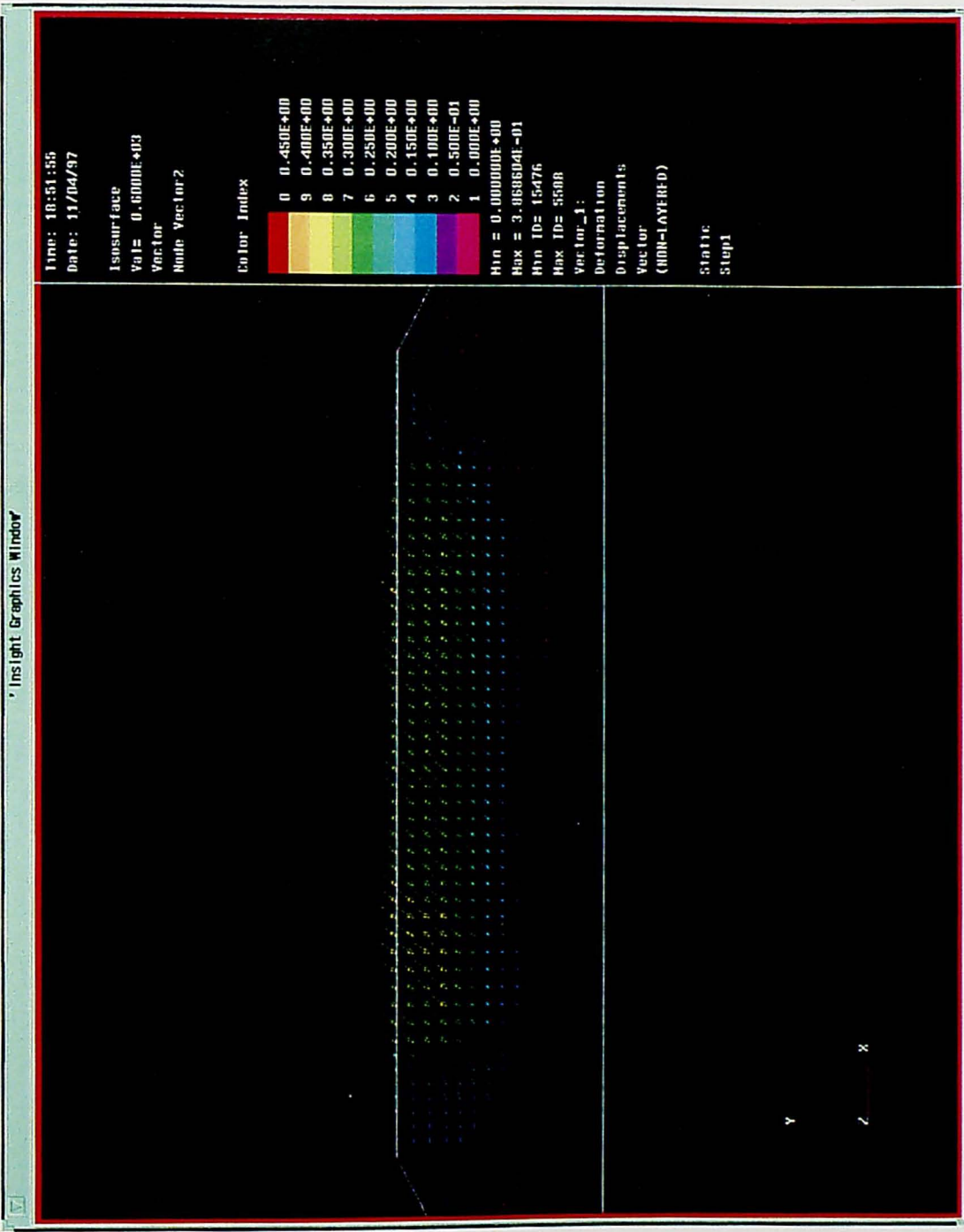


図7-2-30(a) 解析モデルN3D ($E_b = 50\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN} \cdot P_l = 50\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図 (A-A 断面)

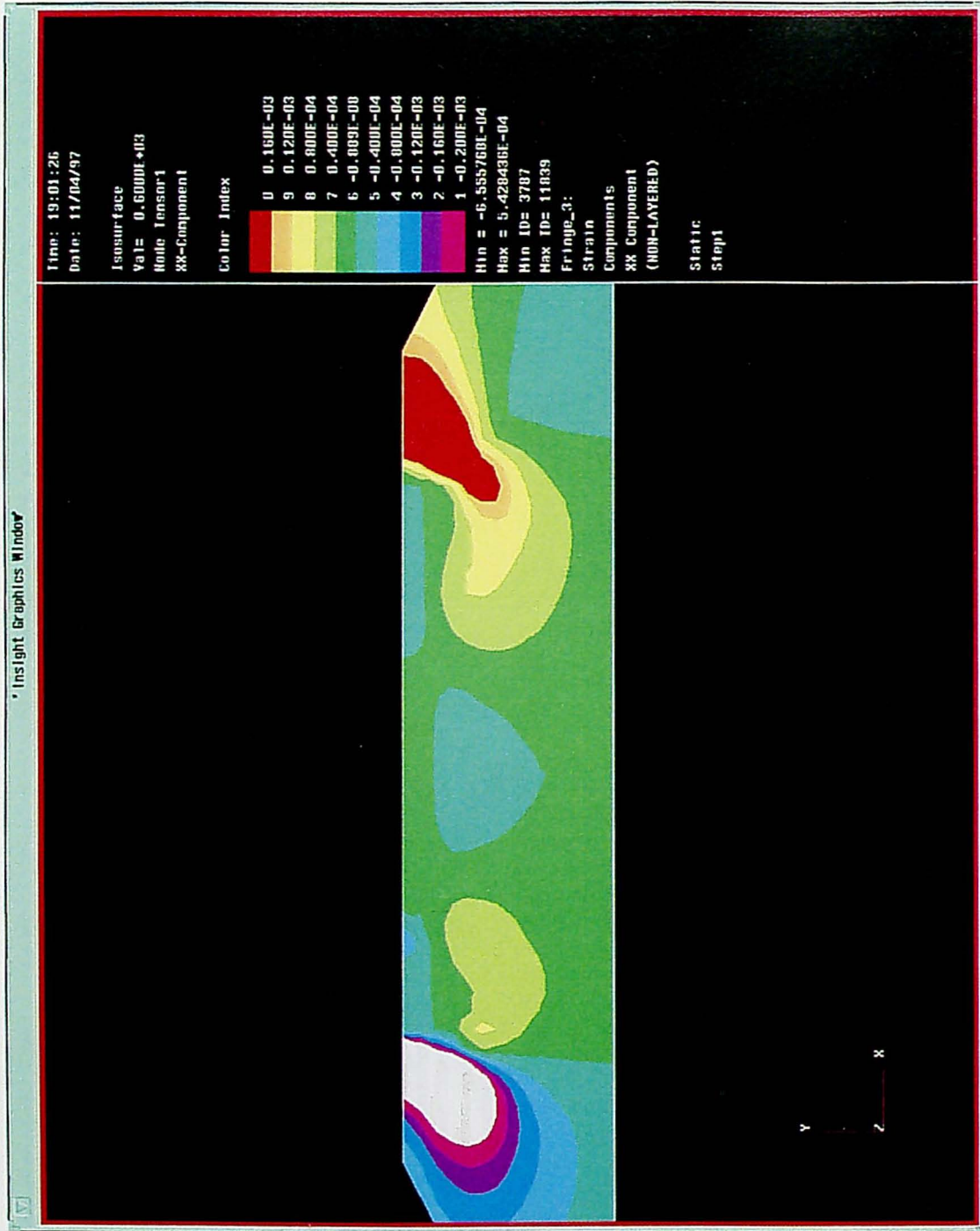


図7-2-30(b) 解析モデルN3D ($E_b = 50\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN} \cdot P_l = 50\text{kN}$ 負荷時) の水平ひずみコンター図 (A-A 断面)

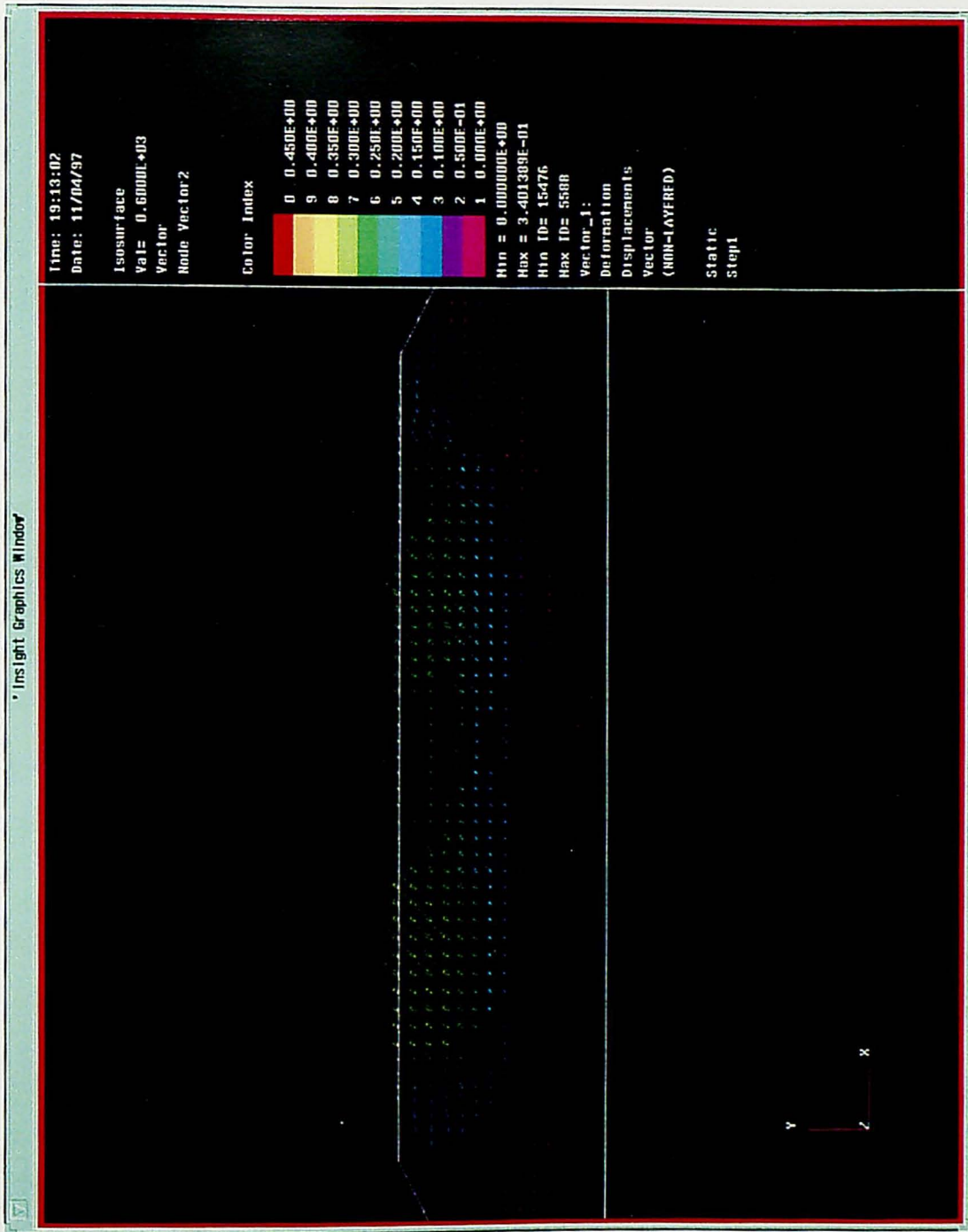


図7-2-31 (a) 解析モデルN3D ($E_b = 50\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN} \cdot P_l = 40\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図 (A-A 断面)

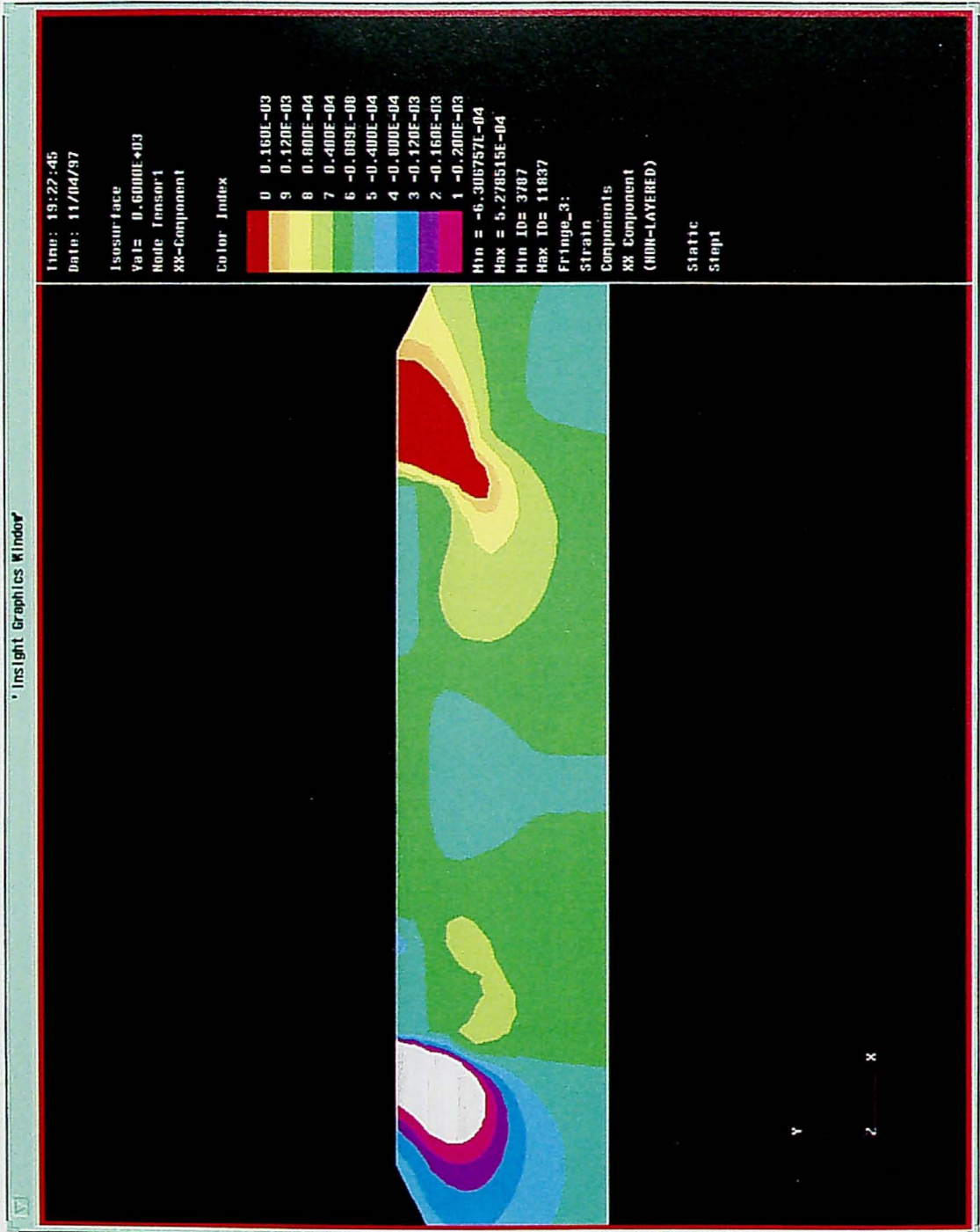


図7-2-31 (b) 解析モデルN3D ($E_b = 50\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN} \cdot P_l = 40\text{kN}$ 負荷時) の水平ひずみコンター図 (A-A 断面)

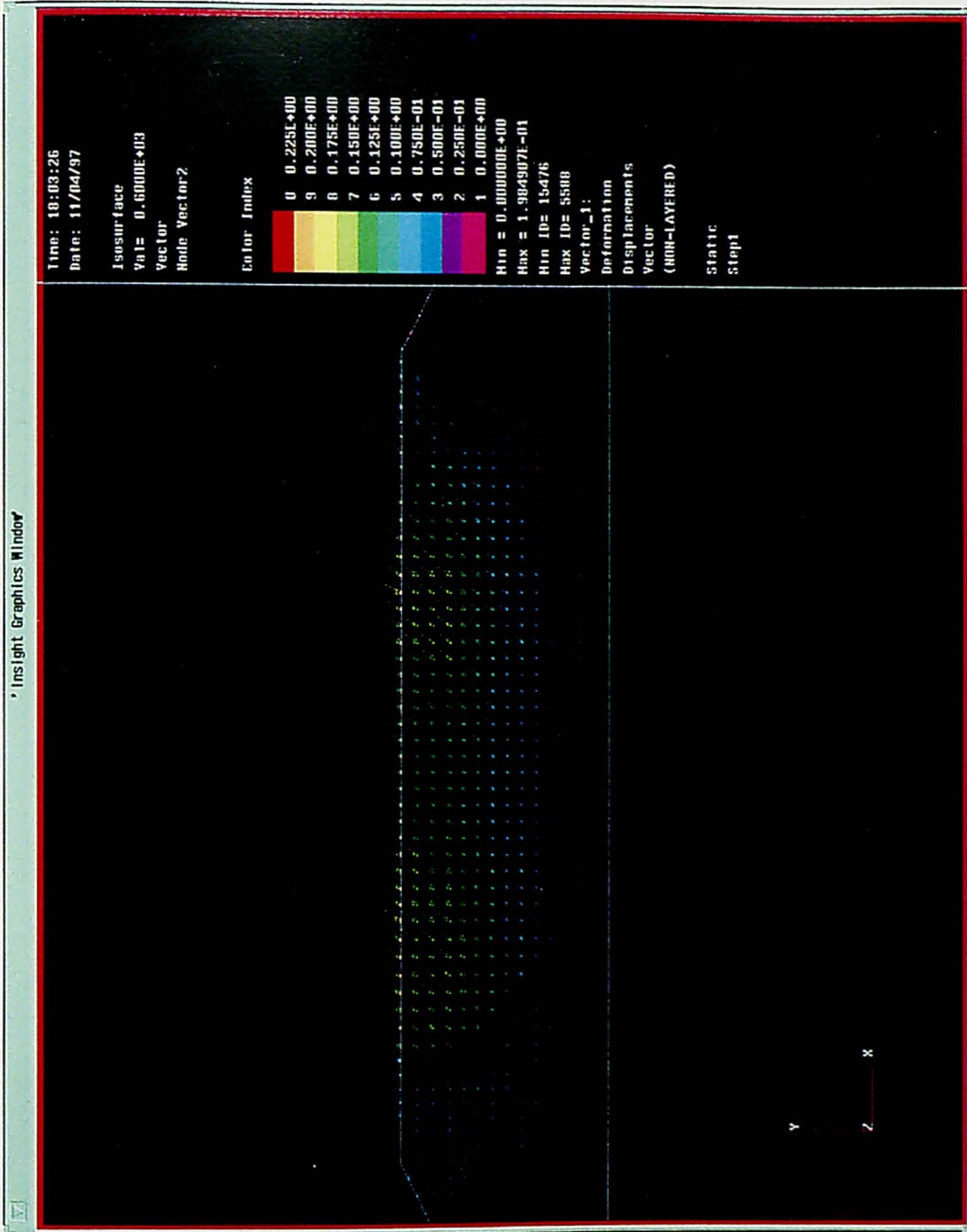


図7-2-32(a) 解析モデルN3D ($E_b = 150\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN} \cdot P_t = 50\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図 (A-A 断面)

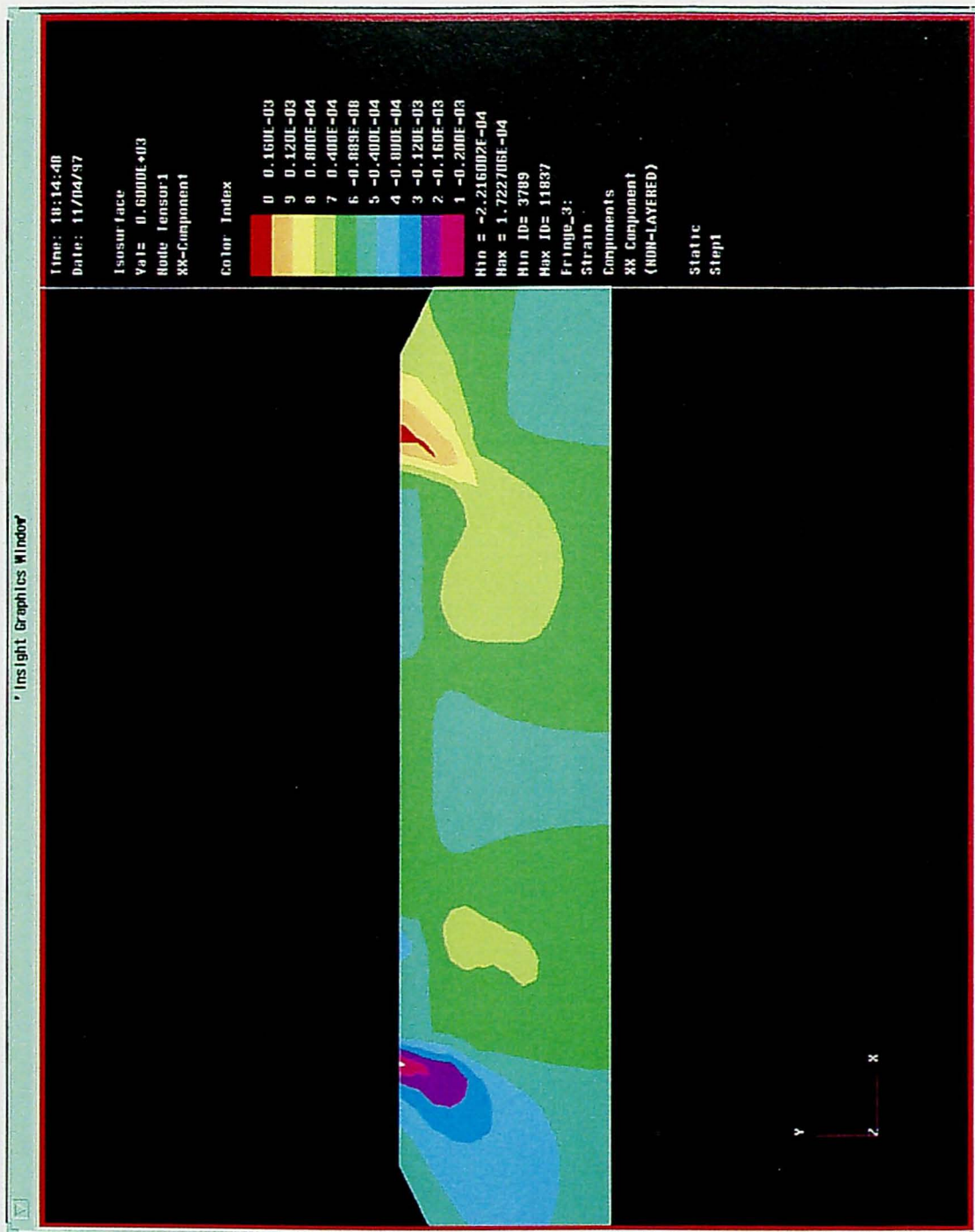


図7-2-32(b) 解析モデルN3D ($E_b = 150\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN} \cdot P_l = 50\text{kN}$ 負荷時) の水平ひずみコンター図 (A-A 断面)

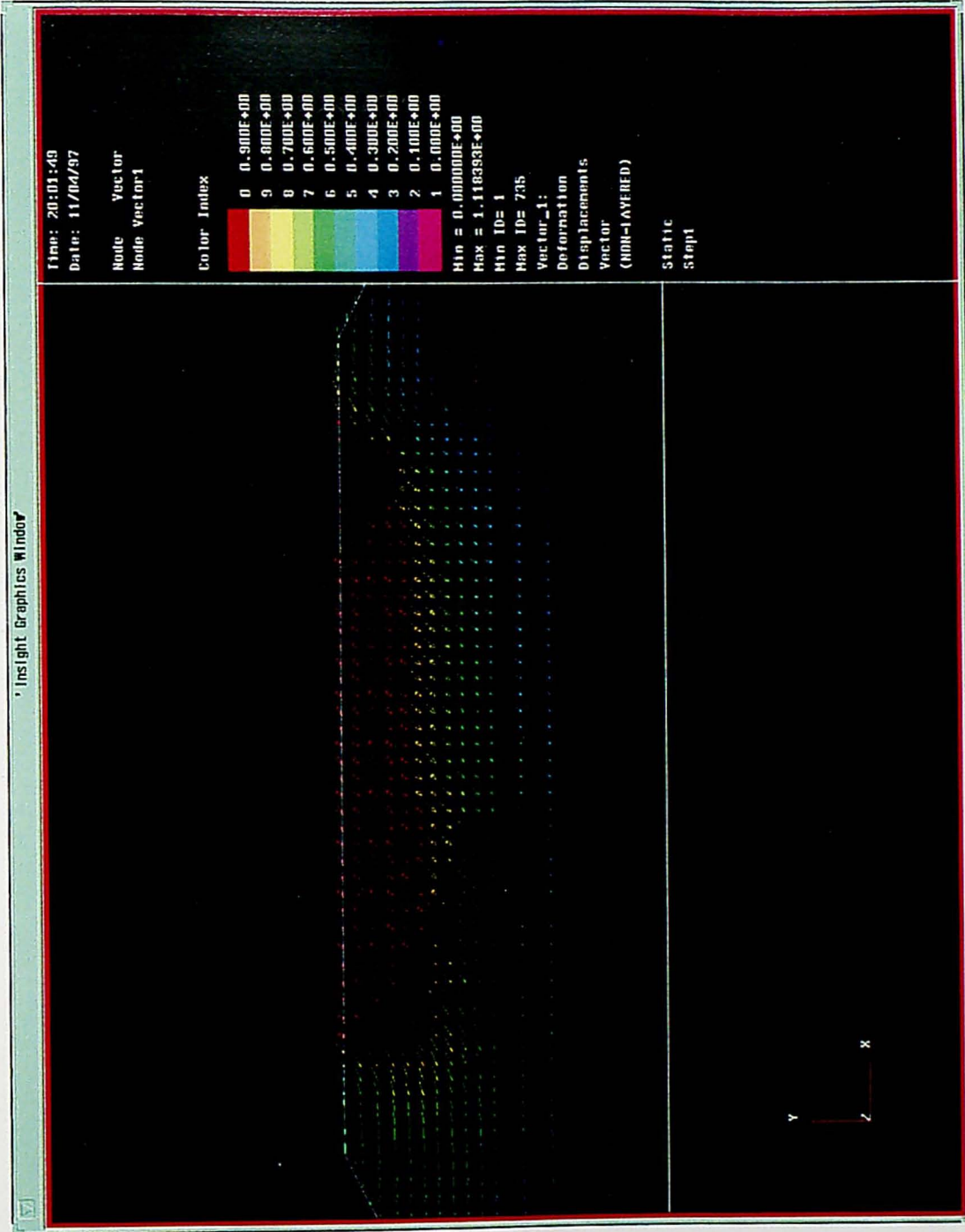


図7-2-33 (a) 解析モデル N2Y ($E_b = 50\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN} \cdot P_l = 60\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図

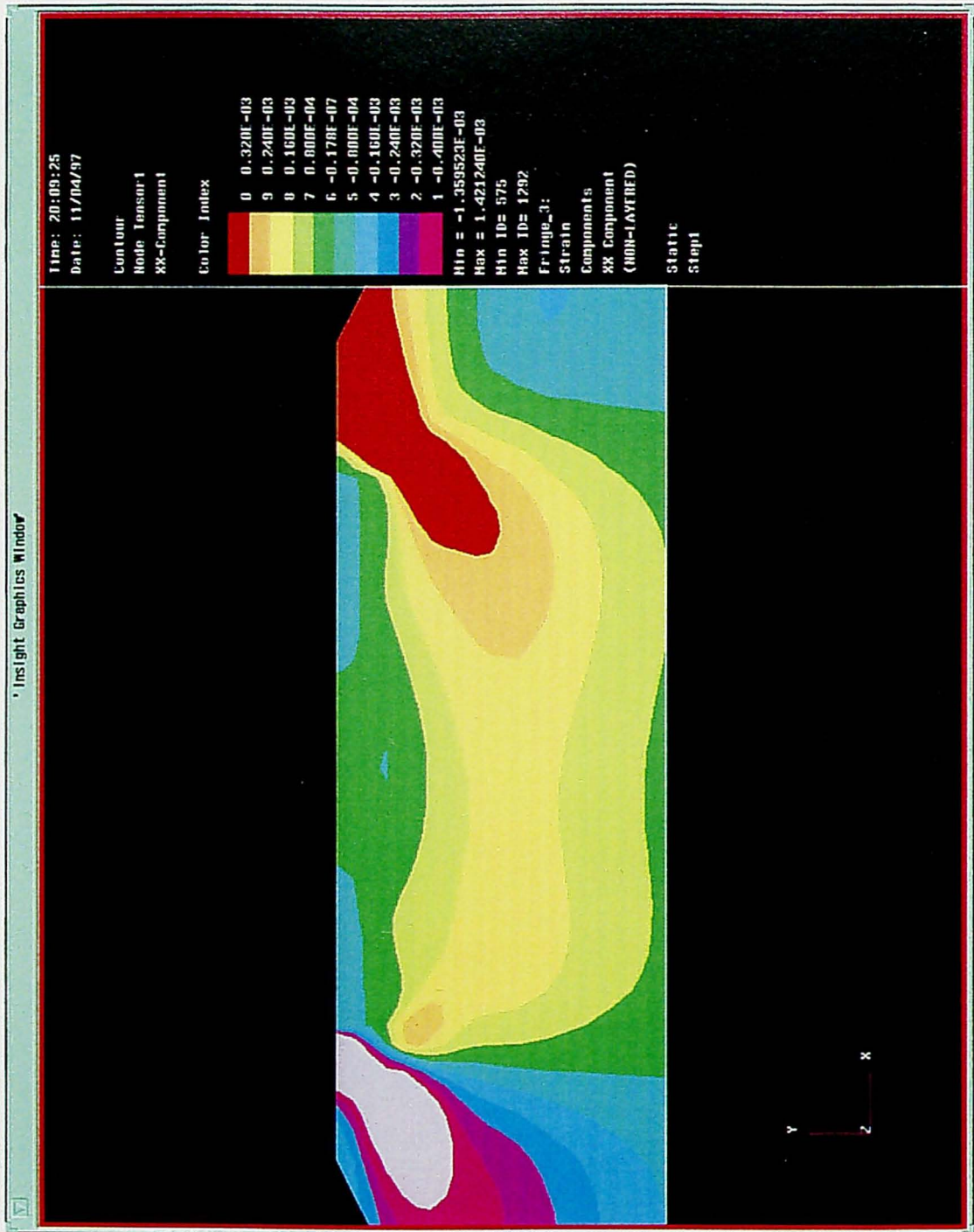


図7-2-33(b) 解析モデルN2Y ($E_b = 50\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN} \cdot P_l = 60\text{kN}$ 負荷時) の水平ひずみコンター図

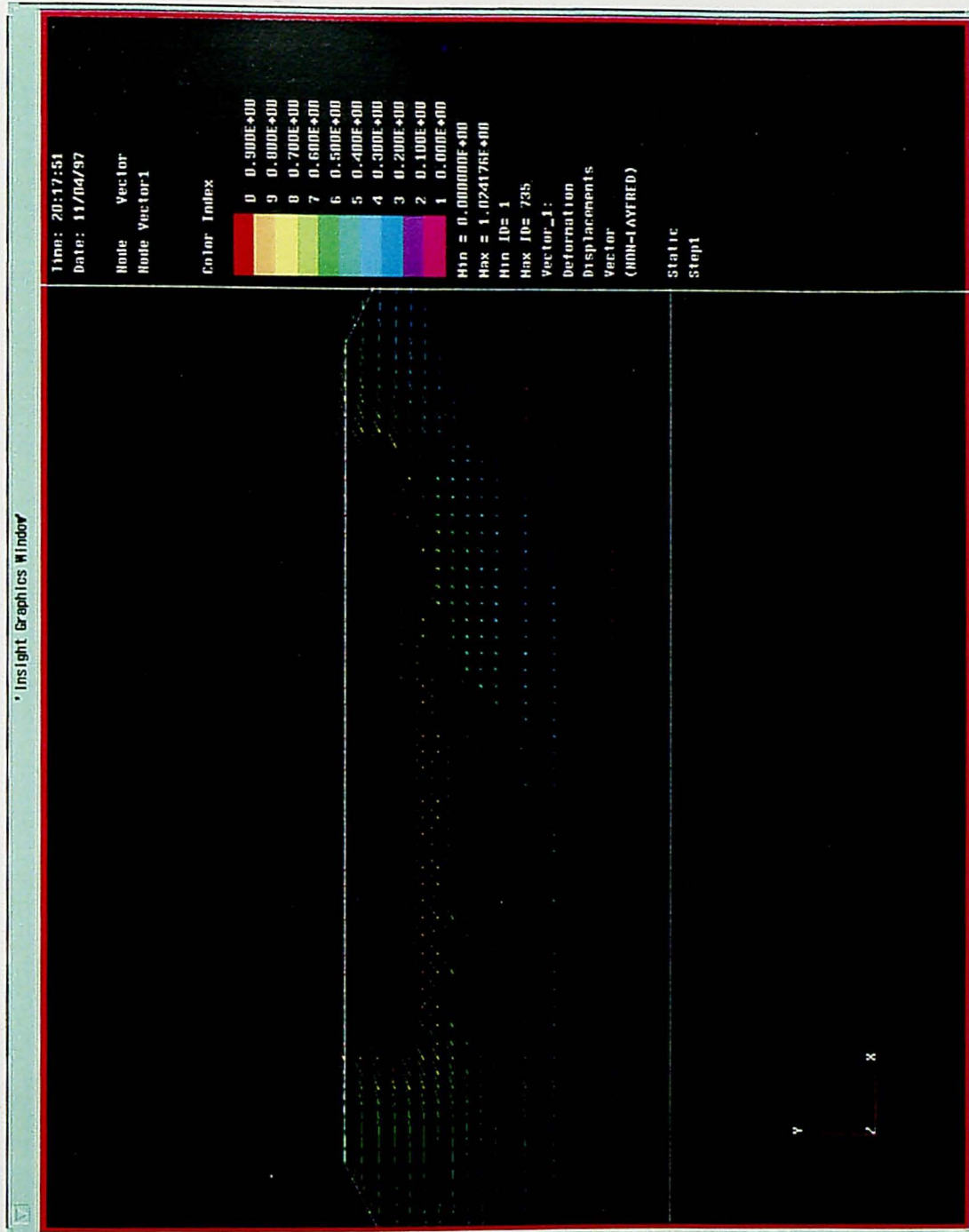


図7-2-34(a) 解析モデルN2Y ($E_b = 50\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN} \cdot P_l = 50\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図

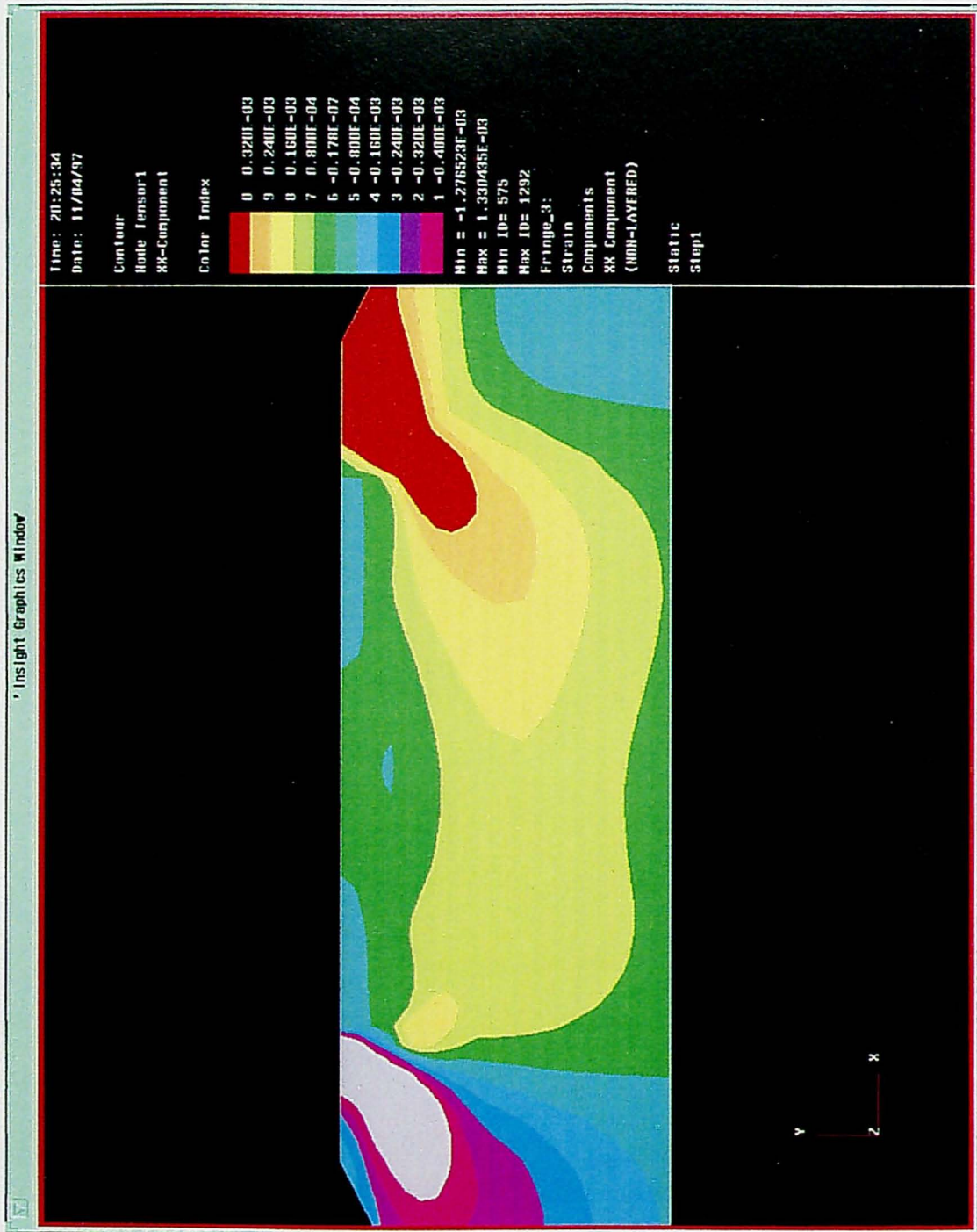


図7-2-34 (b) 解析モデルN2Y ($E_b = 50\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN} \cdot P_l = 50\text{kN}$ 負荷時) の水平ひずみコンター図

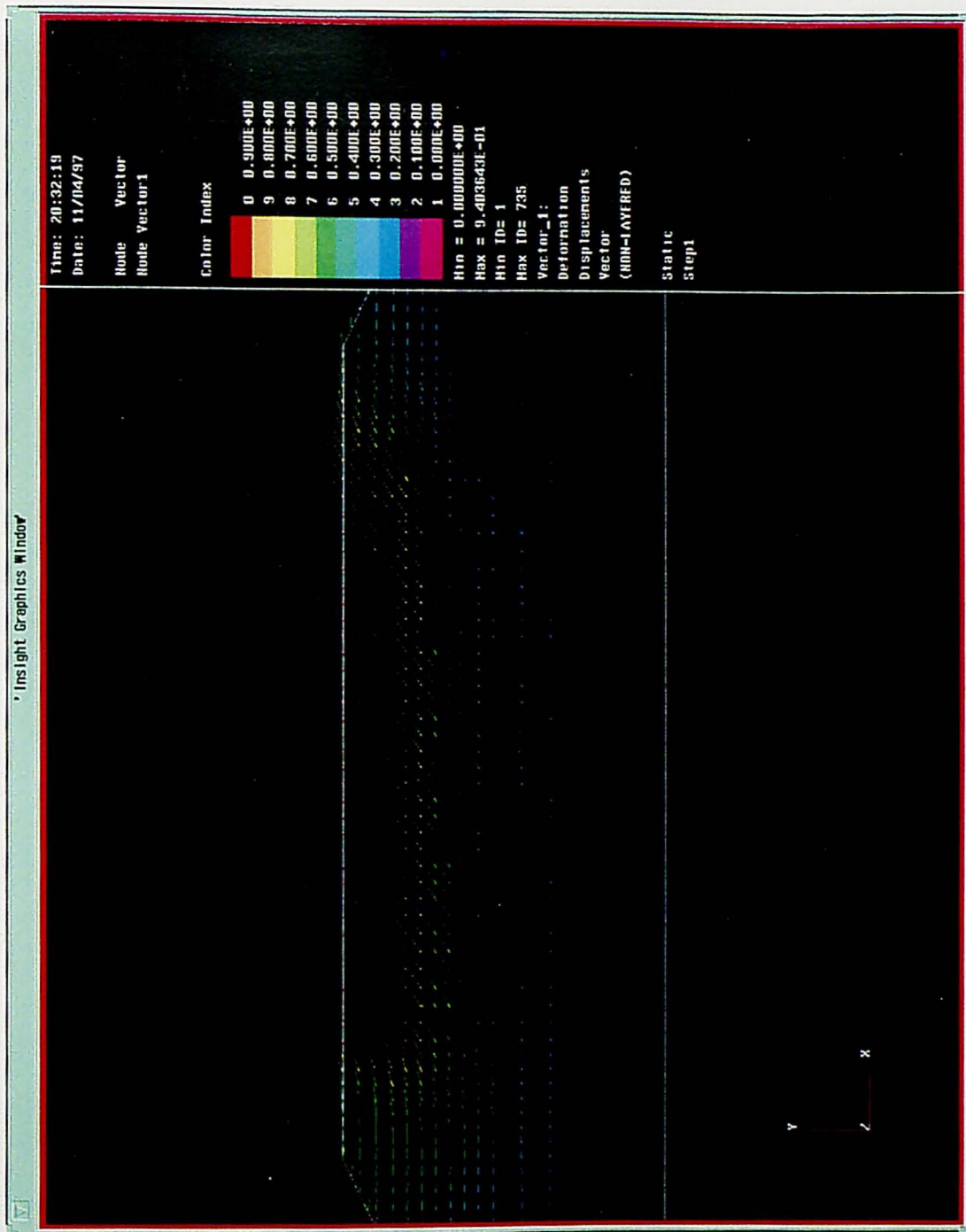


図7-2-35(a) 解析モデル N2Y ($E_b = 50\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN} \cdot P_i = 40\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図

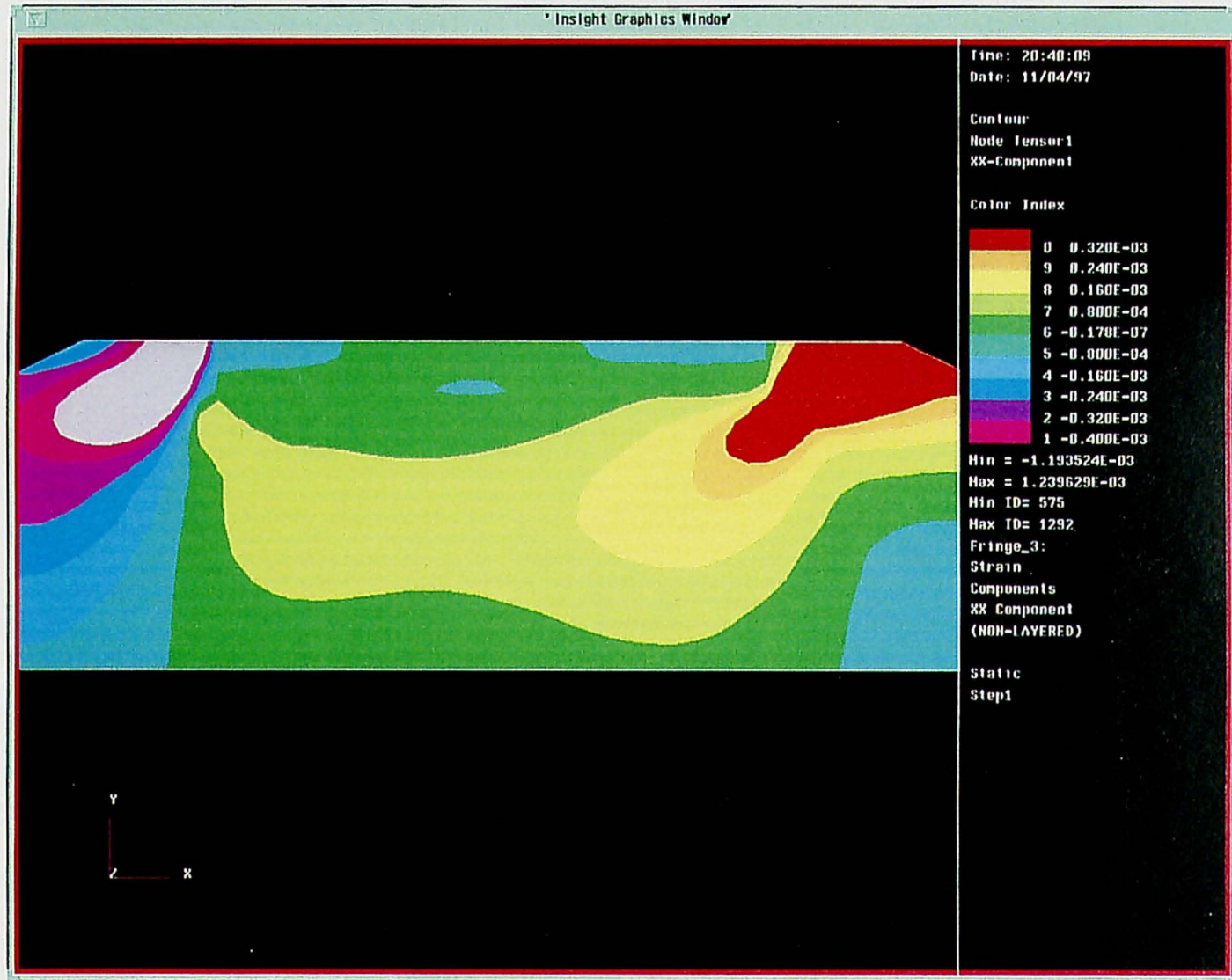


図7-2-35(b) 解析モデルN2Y ($E_b = 50\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN} \cdot P_t = 40\text{kN}$ 負荷時) の水平ひずみコンター図

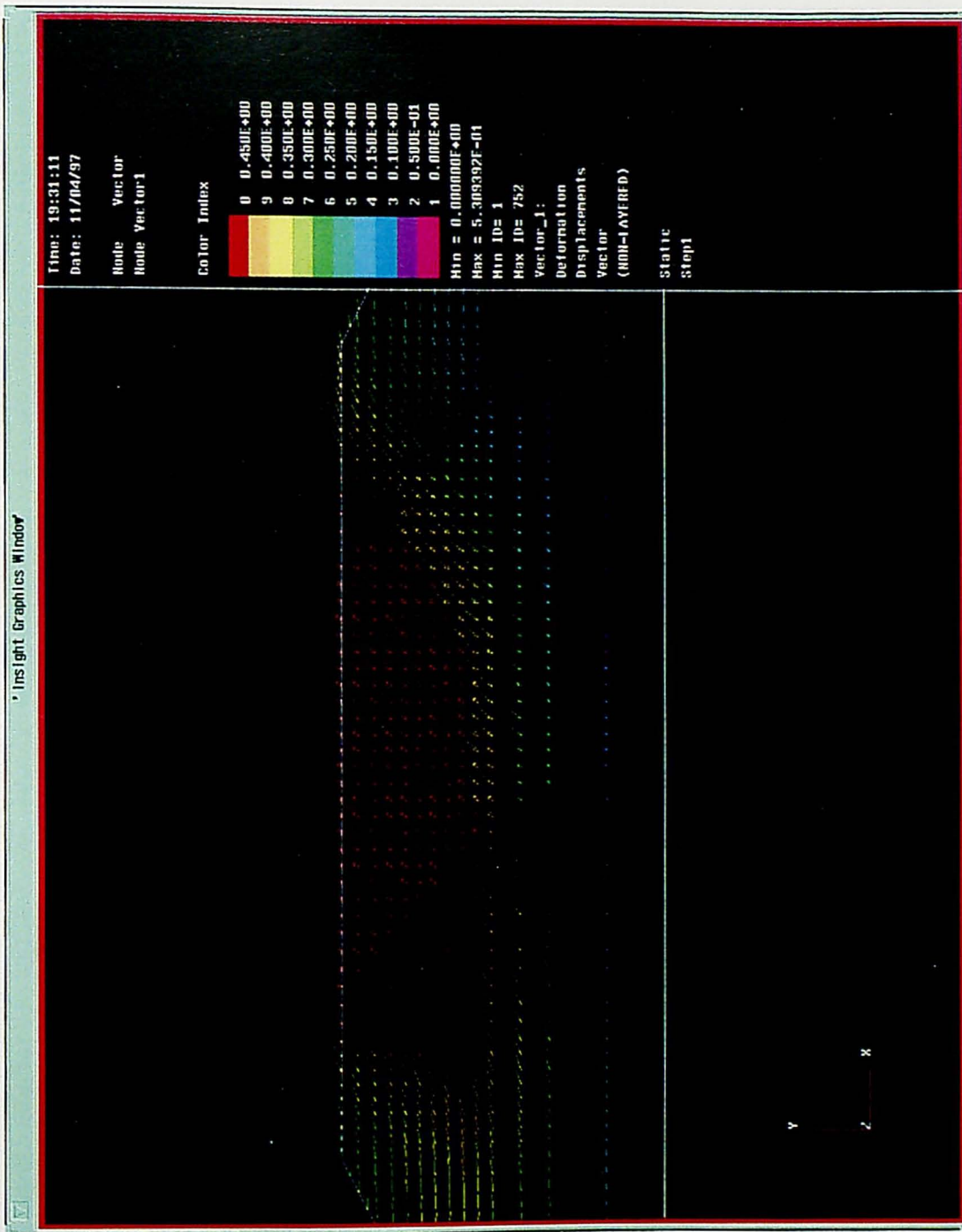


図7-2-36(a) 解析モデルN2Y ($E_b = 150\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN} \cdot P_l = 50\text{kN}$ 負荷時) の変位ベクトル図

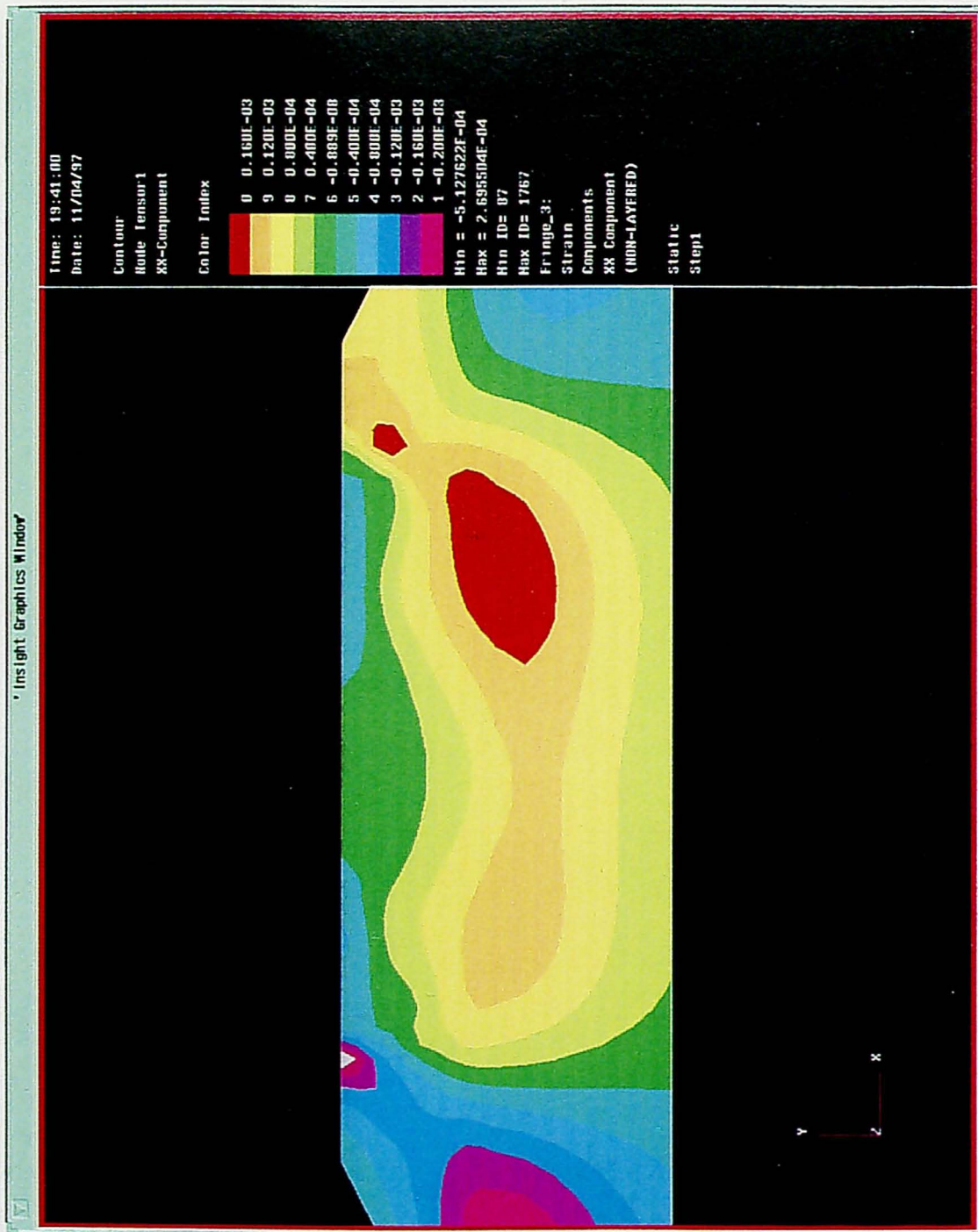


図7-2-36 (b) 解析モデルN2Y ($E_b = 150\text{MPa}$, $Q_{max} = 20\text{kN} \cdot P_l = 50\text{kN}$ 負荷時) の水平ひずみコンター図

表7-2-13 まくらぎ各面の応力分担率（左右方向解析）

解析次元	モデル名	ヤング率 E_b	応力分担率			端面に対する比		
			底面	側面	端面	底面	側面	端面
3次元	N3D	50.0MPa	36.7%	49.4%	13.9%	2.65	3.56	1.00
		100.0MPa	35.6%	49.9%	14.6%	2.44	3.43	1.00
		150.0MPa	34.7%	50.2%	15.0%	2.31	3.34	1.00
		200.0MPa	34.1%	50.4%	15.4%	2.21	3.27	1.00
2次元	N2Y	50.0MPa	74.3%	—	25.7%	2.89	—	1.00
		100.0MPa	71.3%	—	28.7%	2.49	—	1.00
		150.0MPa	69.2%	—	30.8%	2.25	—	1.00
		200.0MPa	67.7%	—	32.3%	2.09	—	1.00

の応力分担率と端面の応力分担率に対する各面の応力分担率の比を道床部のヤング率別に示したものである。なお、ここでいう応力分担率とは、鉛直・水平荷重載荷時にまくらぎ部に隣接する道床部の要素に作用する水平荷重をまくらぎ部の各面ごと（底面・端面・側面）に合計し、これをそれらの総和で除したものである。ただし、まくらぎ各面の応力分担率は、 E_b が一定であれば P_i が変化しても一定値であった。このため、同表に示すまくらぎ各面の応力分担率は鉛直荷重無載荷時にも同じ比率になる。表から、端面の応力分担率は、各解析モデルとも道床部のヤング率 E_b の増加に伴い増加する傾向は見られるものの、平均すると3次元モデルで15%程度、横断方向の2次元モデルで29%程度となり、横断方向の2次元モデルでは従来から指摘されている値とほぼ同程度の端面の応力分担率が得られるものの、3次元モデルでは、側面の応力分担率が実現象に比べかなり高くなるため、逆に端面の応力分担率は従来から指摘されている30%強という値と比較してかなり低くなることがわかる。また、表7-2-13を見る限り端面に対する底面の応力分担率の比は解析次元が異なってもほぼ等しいため、横断方向の2次元モデルと3次元モデルの端面の応力分担率の差は側面の応力分担率による影響の強いことがわかる。一方、前項の検討結果から、横断方向の2次元モデルの K'_{sec} は試験結果の $K'_{sec,E}$ に比べて極端に小さく、第5章の試験結果から得られる実際の $E_{sec} \cdot \nu_{sec}$ の値では、第4章の実物大載荷試験結果を表現できないことが明らかになっている。したがって、横断方向の2次元モデルのように端面の応力分担率が同程度というだけでは、左右方向の道床部の変形特性を充分評価したことにはならない。この要因は、前項の左右方向の解析結果からわかるように本節で行った解析では、道床部のヤング率 E_b とポアソン比 ν_b が一定であれば、鉛直荷重 P_i が増加しても解析結果から得られる道床横ばね係数 K'_{sec} は変化せず、まくらぎ各面の応力分担率が変化しない点にあると考えられる。第4章で検討したように実物大載荷試験では、鉛直荷重の載荷によりまくらぎ底面における摩擦抵抗力が増加し、道床横ばね係数も増加する。このため、まく

らぎ各面の応力分担率も、鉛直荷重の载荷により底面で増加しその他の面では減少するように変化する。第4章の実物大载荷試験結果によるとまくらぎ/道床バラスト間の摩擦係数 μ は0.79程度であると考えられるから、鉛直荷重载荷時の応力分担率は実際には底面がかなり高くなり、端面および側面の応力分担率は10~20%程度まで低下すると推定される。したがって、鉛直荷重载荷時には3次元モデルの端面の応力分担率の方が、横断方向の2次元モデルよりも実現象に近くなり、このことが原因で3次元モデルでは試験結果の $K'_{sec,E}$ とほぼ同程度の K'_{sec} が得られたと考えられる。しかし、3次元モデルの解析結果についても、 P_1 の増加に伴う道床横ばね係数の硬化現象を表現するために道床部のヤング率 E_b を増加させた場合、表7-2-13からわかるように解析結果の底面の応力分担率は減少する傾向にあり、実現象と反する結果になっている。この要因は、まくらぎ/道床バラスト間のような不連続境界部において摩擦抵抗が主体となるせん断方向の荷重支持機構を、上下方向解析同様線形弾性解析では充分表現できないためであると考えられる。これらのことから、実際の変形挙動ではまくらぎ下面における摩擦抵抗力が道床部の左右方向の変形特性に及ぼす影響は大きく、まくらぎ/道床バラスト間の不連続性を評価してまくらぎ各面の応力分担率を鉛直荷重 P_1 に応じて試験結果に近づけない限り、FEMの線形弾性解析では試験結果の道床部の応力状態や変形傾向を捉えることはできないことになる。水平荷重载荷時の道床部の応力状態や変形傾向については、第4章の実物大载荷試験でも有益な情報はあまり得られておらず、現状では解析結果と試験結果をこれ以上詳細に比較することはできない。このため、上下方向解析と同様不連続面を考慮したモデル化に関しては今後の研究課題として提起するに留めるとともに、道床部変形量の予測を主目的とした解析条件の設定方法についてもこれ以上の検討は行わない。

最後に、図7-2-13に示した道床部変形量に対する3次元効果の影響が上下方向解析と左右方向解析で異なる理由について、応力分担率の観点から検討する。表7-2-12および表7-2-13に示す3次元モデルにおけるまくらぎ各面の応力分担率をみると、3次元モデルで荷重支持機構の主体となるのは、上下方向解析ではまくらぎ底面の道床部であり、左右方向解析では側面や底面の道床部であること、および両方向の解析とも E_b の増加に伴い底面の応力分担率は低下するが、側面の応力分担率は増加する傾向にあることがわかる。また、これまでの検討結果から、横断方向の2次元モデルと3次元モデルの差異は両方向の解析とも側面の応力分担率による影響の大きいことが明らかになっている。これらのことを総合すると、上下方向解析では、変形挙動の主因となるまくらぎ底面の応力分担率が、両次元の解析モデルとも E_b の増加に伴い低下する傾向にあるため両者の K_{sec} の差はあまり変化しないが、左右方向解析では、3次元モデルで変形挙動の主因となるまくらぎ側面の応力分担率が E_b の増加に伴い増加する傾向にあるため、側面による荷重支持のない横断方向の2次元モデルの K'_{sec} との差異が広がるものと考えられる。なお、3次元モデルと横断方向の2次元モデルの K'_{sec} の差異は、両解析モデルの端面の応力分担率に倍半分の違いが

あるために生じるものであると考えられる。

7-3 不連続変形法による道床部繰返し塑性変形機構の検討

7-3-1 解析概要

(1) 解析目的

前節での議論により、道床部の変形挙動解析を行うにはまくらぎ／道床バラスト間の不連続性を評価することが必要不可欠であり、不連続性の評価方法が解析結果の信頼性を左右する主たる要因になることが明らかになった。この場合、前節のように道床部のヤング率 E_b を一定にしたFEMの線形弾性解析では、荷重状態や繰返し載荷履歴に伴う変形特性の局所変動を充分表現できないばかりか、局所的な変形挙動を平均化した応力分担率の点からも解析結果は試験結果の道床部の応力状態を捉えることはできなかった。このため前節では、ジョイント要素による幾何学的非線形性の導入の他、応力誘導異方性・応力履歴誘導異方性等の材料非線形性の導入を含めた不連続面を考慮したモデル化方法の深度化を今後の研究課題として挙げたが、道床部変形挙動の本質が道床バラスト粒子の移動に基づくものである以上、抜本的な解決策は不連続体解析手法を適用し、道床部を粒状集合体として扱うことであろう。不連続体解析手法の適用に関しては、第6章で道床バラストの繰返し塑性変形挙動に対するDDA解析の適用性について検討し、道床バラスト粒子個々を解析上の構成要素とする不連続体解析手法の有用性を明らかにした。また、7-1-3項では、準静的な道床部の変形挙動解析に適した不連続体解析手法を選考した結果、第6章の道床バラストの変形挙動解析でも有効性の実証されたDDAが優位であると判断した。このため、本節ではDDAを用いて道床部の繰返し塑性変形挙動を解析的に検討することにする。しかし、DDA解析の道床部への適用、さらには軌道構造設計手法への応用に関しては、第6章の検討結果だけでは充分とはいえ、道床部の弾性変形挙動ならびに塑性変形挙動を実現象に即した形で解析し軌道破壊機構の解明に寄与するには、

①DDA解析の適用性に関する検討

DDAの解析解が有意となる解析対象（適用範囲）と解析（適用）条件の把握

②DDA解析の解析精度の向上に関する検討

現象のモデル化方法（解析モデルの選択と解析条件の設定手法）の検討

③DDA解析の有用性に関する検討

他の離散化解析手法との比較検討ならびに理論値・実測値との比較検討

等の検討事項が残っている。特に①に関しては、第6章で研究課題として明確にしたように、3次元問題を2次元近似する際の現象のモデル化方法や2次元解析結果の解釈方法に関する研究を、実データを用いたケーススタディにより深度化する必要がある。

本節では、これらの研究課題を踏まえ、道床部を粒状集合体と考えるこれまでにない軌道構造解析手法を構築し実現象に対する解析上の第一次近似解を得るために、道床部の繰返し塑性変形挙動に対するDDAの2次元平面ひずみ解析の適用方法について検討する。

このため、まず、DDA解析により繰返し載荷時の道床部の塑性変形挙動を解析し、解析メッシュや荷重条件等の解析方法に関する検討を行い、道床部の繰返し塑性変形挙動に対するDDA解析の適用方法について考察する。次に、解析結果と試験結果との整合性について考察し、3次元問題に対する2次元近似の有効性に関して検討するとともに、解析結果に基づき道床部の繰返し塑性変形挙動を道床バラスト粒子の移動傾向や粒子配列の構造変化の点から考察し、解析の妥当性や適用限界を粒状体力学の観点から評価する。本節の具体的な検討項目としては以下のようなものが挙げられる。

①道床部繰返し変形挙動解析に対する適用性の検討

- ・荷重条件の設定方法に関する検討
- ・繰返し載荷時の荷重～変位関係に関する試験結果と解析結果の比較
- ・繰返し塑性変形特性に関する試験結果と解析結果の比較
- ・まくらぎの支持状態に関する試験結果と解析結果の比較

②道床部の変形傾向と応力分布に関する解析的検討

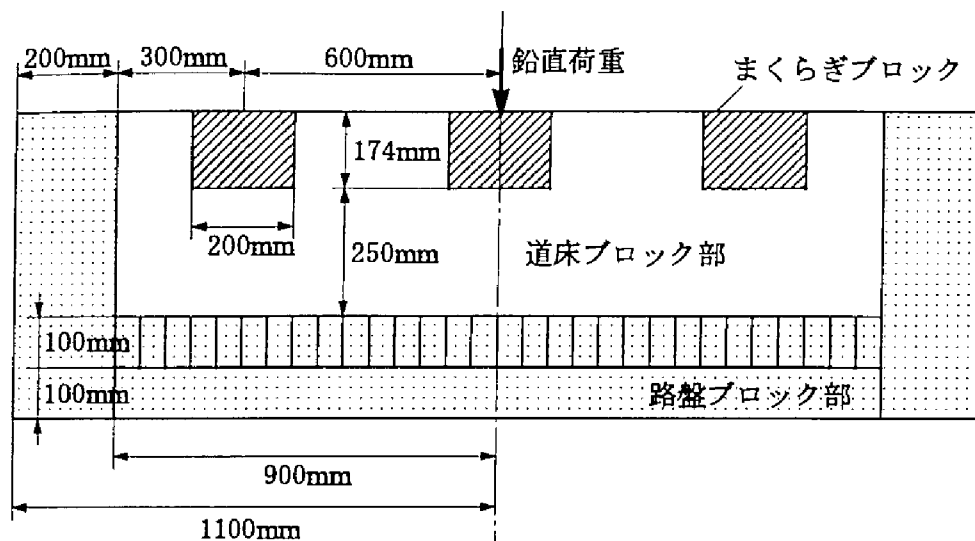
- ・繰返し載荷時の道床バラスト粒子の移動傾向に関する検討
- ・繰返し塑性変形挙動と繰返し載荷に伴う粒子配列の構造変化との関連性の把握

③DDA解析の解析精度の向上に関する検討

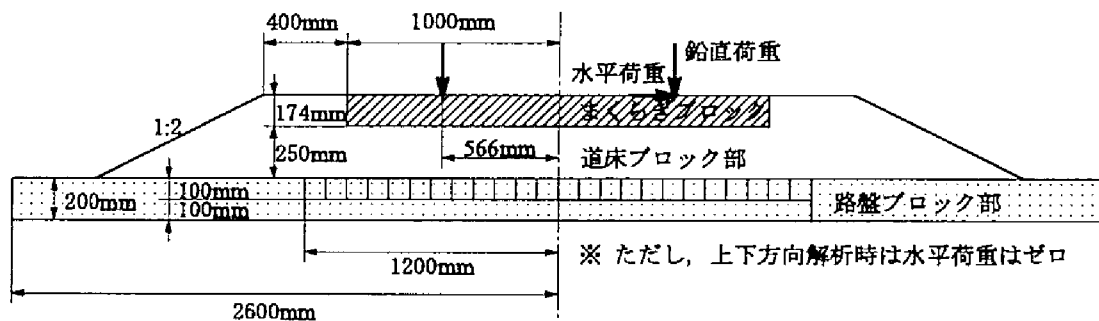
- ・現象のモデル化方法に関する課題の明確化
- ・DDA解析自体に内在する課題の明確化

(2) 解析モデル

第4章の実物大載荷試験を模擬した2次元平面ひずみ状態のDDA解析モデルの概略を図7-3-1に示す。同図に示すように解析モデルは、まくらぎ3本分の軌道を解析領域としたものであり、道床部の道床バラスト粒子を表現するブロック（以下、「道床ブロック」と称す）、まくらぎを表現するブロック（以下、「まくらぎブロック」と称す）、路盤部を表現するブロック（以下、「路盤ブロック」と称す）から構成されており、個々のブロックはブロック境界で不連続となっている。ただし、本節でも第6章と同様に解析領域分割時の最小単位である部分領域（要素）を「ブロック」と表現し、材料特性が等しいブロックの集合体を「道床ブロック部」というように表現する。なお、縦断方向の解析モデルでは、この他に第4章の実物大載荷試験における鋼製ピットの側壁を表現するブロックが追加されるが、計算の都合上路盤ブロックと同じ扱いにする。また、路盤部の形状については前節のFEM解析モデル（図7-2-1参照）と異なるが、これはDDA解析ではブロックの面積差が大きくなると計算精度が悪くなることによる²⁰⁾。このため、解析モデル形状の違いから厳密にはFEM解析とDDA解析の解析結果を直接的に比較することはできないが、今回の検討ではこの路盤部の形状差による影響については考慮しない。本節で用いる解析モデルを一覧表にして表7-3-1に示し、解析モデルcaseA～caseCの解析モデル図を図7-3-2(a)～(c)に示す。ただし、縦断方向の解析モデル（図7-3-2(a)および図7-3-2(b)）は図7-2-1



(a) 縦断方向 (caseA・caseB)

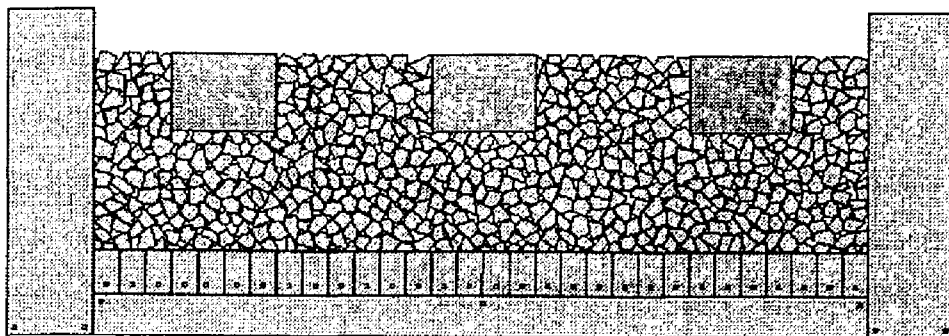


(b) 横断方向 (caseC)

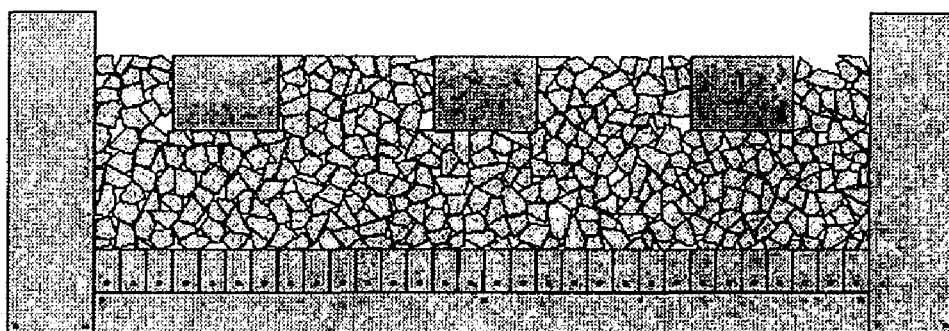
図7-3-1 DDA解析モデルの概略図

表7-3-1 解析モデル一覧表

解析次元	断面方向	モデル名	マクラギ間隔	道床厚	道床肩幅
2次元	縦断方向	caseA	60.0 cm	25.0 cm	———
	縦断方向	caseB	60.0 cm	25.0 cm	———
	横断方向	caseC	———	25.0 cm	40.0 cm



(a) 縦断方向 (caseA)



(b) 縦断方向 (caseB)



(c) 横断方向 (caseC)

図7-3-2 DDA解析モデルの初期応力状態

のB-B断面を、横断方向の解析モデル（図7-3-2(c)）は図7-2-1のA-A断面をそれぞれ近似的に表しており、両解析モデルとも平面ひずみ要素を用いている。また、第6章の定式化からわかるように今回用いたDDAプログラムでは、個々のブロックにおける応力とひずみはブロック内の任意の点で同一になる。このため、路盤部の局所的な垂直圧力分布を得るために、まくらぎ直下の路盤部だけを細かくブロック分割した。なお、以下では各解析モデルを表7-3-1に示したモデル名で略称する。

本節の解析で用いる解析パラメータを表7-3-2に示す。このうちブロック境界の力学特性としては、道床ブロックと接触するブロックの材料特性によりブロック間の摩擦角 ϕ_u だけを表7-3-2に示す値に設定し、粘着力 C_u はすべてゼロに設定した。なお、道床ブロック同士が接触する場合の粒子間摩擦角 ϕ_u については、第6章で大型三軸試験結果から得られた内部摩擦角に近い解析結果を示した $\phi_u=55^\circ$ を採用し、道床ブロックとまくらぎブロックが接触する場合および道床ブロックと路盤ブロックが接触する場合の ϕ_u については、文献19に示されている $\phi_u=37^\circ$ （ただし、 $\tan 37^\circ = 0.75$ ）を採用した。この際、道床ブロック／まくらぎブロック間の ϕ_u を 37° に設定したことは、第4章で検討したように実物大載荷試験におけるまくらぎ／道床バラスト間の摩擦係数 μ が0.79程度になることから、ほぼ妥当な選択であると考えられる。一方、ブロックの入力定数は、道床ブロックについては第6章と同様道床バラスト原石（安山岩）の試験結果²¹⁾に基づき ρ_b 、 E_b 、 ν_b をそれぞれ設定したが、まくらぎブロックおよび路盤ブロックについては、前節のFEM解析の解析条件（表7-2-2参照）と同じ値に設定した。ただし、路盤ブロックのポアソン比 ν_s だけは、路盤部の局所的な垂直圧力分布を得るため路盤ブロック同士が相互に影響を及ぼさないように、FEM解析時のポアソン比 ν_s に比べ幾分小さめの値に設定した。

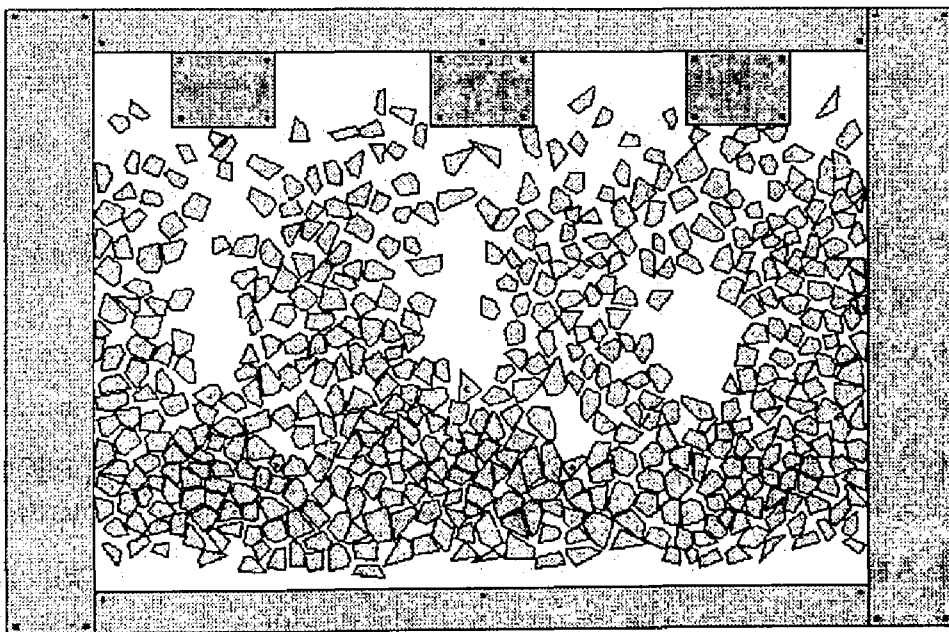
解析モデルの初期応力状態（図7-3-2の状態）は、実物大載荷試験における道床部の道床バラスト粒子の積層状態、特に粒子間空隙や粒子配列のランダム性を表現するため、以下のような手順で作成した。ただし、この際の解析パラメータについても表7-3-2に示す値を用いた。

- ①まくらぎブロックおよび道床部の所定断面形状にそった型枠ブロック（路盤ブロックと同等）を固定した状態で、道床ブロック群をまくらぎブロック下部より55cm離れた位置から道床厚が25cm程度になるまで徐々に自由上昇させる（図7-3-3参照）。なお、「自由上昇」とはIGの重力を通常とは逆方向に作用させるものである。
- ②道床ブロック部が路盤ブロック部と接触する面が比較的平滑になるように道床ブロックの追加・削除を行った後、路盤ブロック部を追加し、型枠ブロックを削除する。
- ③まくらぎブロックの固定を解除し、路盤ブロック部（図7-3-1参照）を固定した状態で、重力IGを通常方向に作用させ、各ブロックを安定させる（以下、この状態を「初期応力状態」と称す）。

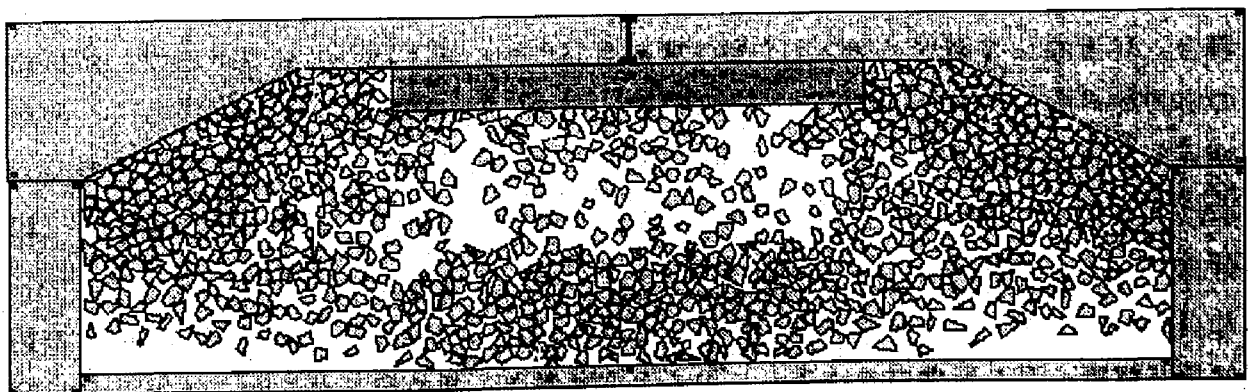
道床ブロックは、縦断方向の解析モデルでは180cm×50cmの長方形領域を、横断方向の解

表7-3-2 解析パラメーター一覧

ブロック種別	道床ブロック	まくらぎブロック	路盤ブロック	
要素	単位体積質量 ρ	2.77t/m ³	2.38t/m ³	2.20t/m ³
	ヤング率 E	20.0GPa	30.0GPa	75.0MPa(上下) 101.0MPa(左右)
	ポアソン比 ν	0.1	0.2	0.1
境界	粘着力 C_u vs. 道床ブロック	0	0	0
	摩擦角 ϕ_u vs. 道床ブロック	55°	37°	37°



(a) 縦断方向 (caseB)



(b) 横断方向 (caseC)

図7-3-3 DDA解析モデルの作成方法

析モデルでは460cm×50cmの長方形領域を、第6章と同様ポロノイ分割²⁹⁾して作成したが、その際に縦断方向の解析モデルでは分割数を変えて分割を行い、粒度分布の異なる2種類の解析モデルを作成した(表7-3-1参照)。各解析モデルの道床ブロックの粒度分布を図7-3-4に示し、均等係数 U_c 、平均粒径 D_{50} 、間隙率 n を一覧表にして表7-3-3に示す。なお、表7-3-3に示すように道床ブロックの平均粒径 D_{50} は、解析モデルcaseAでは第4章の実物大載荷試験で用いた道床バラスト(図4-1-6および表4-1-1参照)の D_{50} とほぼ等しいものの、解析モデルcaseBおよびcaseCではそれよりもやや大きめの値になっている。また、第6章で用いた解析モデルcase1～case3(図6-1-4および表6-1-2参照)との比較では、解析モデルcaseBおよびcaseCの粒度分布は解析モデルcase1に近く、解析モデルcaseAの粒度分布は解析モデルcase3に近くなっている。

(3) 解析条件

a) 上下方向解析

上下方向の解析では、初期応力状態の解析モデル(caseA～caseC)を用いて、繰返し載荷試験のシミュレーションを表7-3-4のような解析条件で行う。この際、第4章で検討した上下方向の実物大載荷試験との整合性をとるため、片レール当たりの最大鉛直荷重強度 P_{max} に相当する単位奥行き当たりの最大鉛直荷重強度 $P_{max,A}$ あるいは $P_{max,B}$ を同定する。これは、以下の理由による。

- ①前節の検討結果から、3次元モデルと2次元平面ひずみモデルで解析を行った場合、側面における応力分担率の影響により2次元モデルの道床部変形量は3次元モデルよりも大きくなることが明らかになっている。このため、3次元問題を2次元近似するには、2次元モデルの解析解を3次元効果に基づき補正する必要がある。また、前節の2次元モデルによるFEM解析と同様DDA解析も平面ひずみ状態で行われるため、縦断方向の解析モデルでDDA解析を行うには、有効まくらぎ長 L_{ef} を設定し、3次元問題における点荷重を単位奥行き当たりの線荷重に変換する必要がある。
- ②第6章の検討結果から、同一ひずみレベルで試験結果と解析結果の変形挙動を比較した場合、局所的な等価ポアソン比や塑性変形傾向はかなりよい一致を見せるが、解析結果の応力レベルは試験結果に比べ全体的に低くなることが明らかになっている。このため、繰返し載荷時の道床部の塑性ひずみの増加傾向をDDA解析によりおおまかに把握するには、発生するひずみが解析結果と試験結果で一致するように解析上の軸差応力(鉛直荷重)を補正する必要がある。

したがって、本節ではまず単調載荷解析を予備解析として実施し、鉛直荷重載荷点の鉛直変位量が解析結果と試験結果で等しくなるように繰返し載荷解析における繰返し荷重強度 $P_{max,A}$ あるいは $P_{max,B}$ を決定する。単調載荷解析の鉛直荷重の載荷点は、横断方向の解析モデルではまくらぎ部両側レール位置とし、縦断方向の解析モデルでは解析領域中央のまくらぎ部中央とした(図7-3-1参照)。なお、本節の単調載荷解析および繰返し載荷解析で

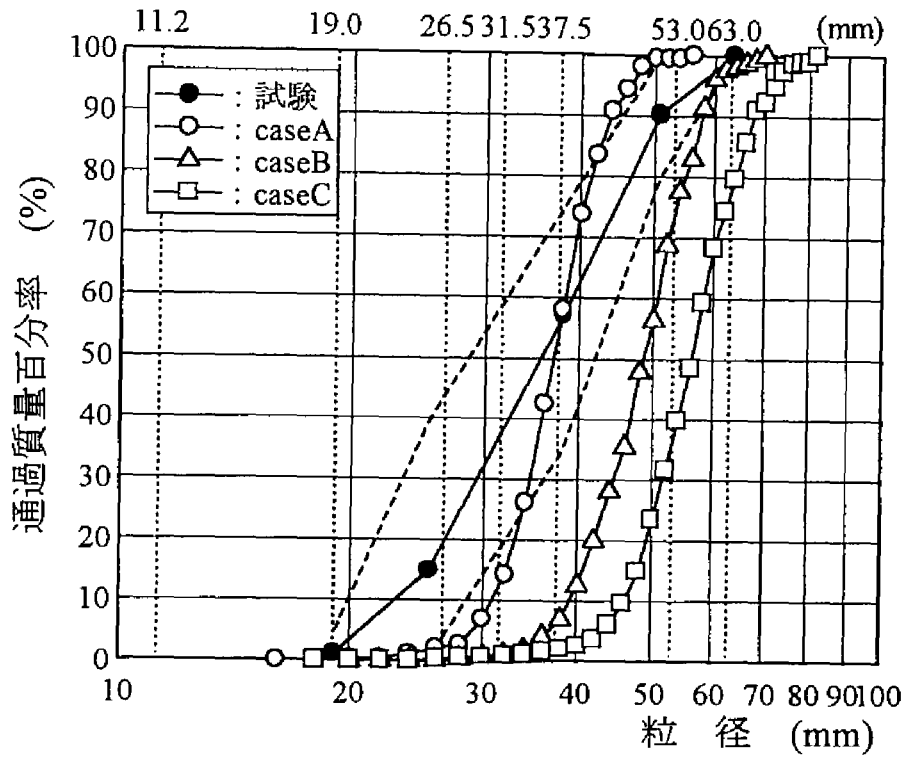


図7-3-4 道床ブロックの粒度分布

表7-3-3 道床ブロックの組成

モデル名	道床ブロック数	均等係数 U_c	平均粒径 D_{50}	間隙率 n	平均配位数 \bar{N}
caseA	571	1.24	3.7 cm	15.4 %	5.01
caseB	336	1.29	4.8 cm	16.0 %	5.04
caseC	491	1.26	5.6 cm	15.0 %	5.37
試験	—	1.70	3.6 cm	40.4 ~ 45.9 %	

表7-3-4 解析条件

(a) 単調載荷解析

解析種別	断面方向	解析モデル	解析No.	鉛直荷重 P_{max}	水平荷重 Q_{max}
上下方向	縦断方向	caseA	AML-A00	単調載荷	——
		caseB	AML-B00	単調載荷	——
	横断方向	caseC	AML-C00	単調載荷	——
左右方向	横断方向	caseC	AML-C10	30.0kN	単調載荷
		caseC	AML-C20	25.0kN	単調載荷
		caseC	AML-C30	20.0kN	単調載荷

※ただし、左右方向解析では $P_{max}=P_t/2$ と換算した

(b) 繰返し載荷解析

解析種別	断面方向	解析モデル	解析No.	鉛直荷重 P_{max}	水平荷重 Q_{max}	鉛直荷重 $P_{max,A}$	鉛直荷重 $P_{max,B}$	水平荷重 $Q_{max,B}$	荷重比率
上下方向	縦断方向	caseA	ACL-A01	40.0kN	——	2.10kN/m	——	——	0.039
		caseA	ACL-A02	30.0kN	——	0.99kN/m	——	——	0.025
		caseA	ACL-A03	20.0kN	——	0.54kN/m	——	——	0.020
		caseB	ACL-B01	40.0kN	——	1.80kN/m	——	——	0.034
		caseB	ACL-B02	30.0kN	——	1.23kN/m	——	——	0.031
		caseB	ACL-B03	20.0kN	——	0.72kN/m	——	——	0.027
	横断方向	caseC	ACL-C01	40.0kN	——	——	——	——	——
		caseC	ACL-C02	30.0kN	——	——	26.5kN/m	——	——
		caseC	ACL-C03	20.0kN	——	——	3.5kN/m	——	0.042
左右方向	横断方向	caseC	ACL-C11	30.0kN	20.0kN	——	16.6kN/m	1.65kN/m	0.020
		caseC	ACL-C12	30.0kN	17.5kN	——	16.6kN/m	1.32kN/m	0.018
		caseC	ACL-C13	30.0kN	15.0kN	——	16.6kN/m	1.02kN/m	0.016
		caseC	ACL-C21	25.0kN	20.0kN	——	12.3kN/m	1.70kN/m	0.020
		caseC	ACL-C22	25.0kN	17.5kN	——	12.3kN/m	1.33kN/m	0.018
		caseC	ACL-C23	25.0kN	15.0kN	——	12.3kN/m	1.01kN/m	0.016
		caseC	ACL-C31	20.0kN	20.0kN	——	5.2kN/m	1.57kN/m	0.019
		caseC	ACL-C32	20.0kN	17.5kN	——	5.2kN/m	1.23kN/m	0.017
		caseC	ACL-C33	20.0kN	15.0kN	——	5.2kN/m	0.93kN/m	0.015
		caseC	ACL-C14	30.0kN	15.0kN	——	16.6kN/m	0.93kN/m	——
		caseC	ACL-C24	25.0kN	15.0kN	——	12.3kN/m	0.93kN/m	——

※1 表中の $P_{max,A}$ 、 $P_{max,B}$ および $Q_{max,B}$ は、単位奥行き(1.0m)当たりの荷重強度である

※2 表中の荷重比率は、上下方向解析の場合鉛直荷重 P_{max} に対する比率を、左右方向解析の場合水平荷重 Q_{max} に対する比率をそれぞれ指す

表7-3-5 試験結果の鉛直変位量

鉛直荷重 P_{max}	変位振幅	
	1回目	40000回後
40.0kN	0.482mm	0.370mm
35.0kN	0.406mm	0.308mm
30.0kN	0.333mm	0.242mm
25.0kN	0.263mm	0.173mm
20.0kN	0.197mm	0.093mm

はこの他に常時重力が作用している。また、載荷速度は10kN/1.5秒程度とし、鉛直荷重載荷点の鉛直変位量が0.5mm程度になるまで荷重制御で鉛直線荷重を増加させた。ただし、第5章で検討したように20kN～40kNの鉛直荷重を載荷した場合道床部で発生する σ_1 は主応力比で6程度になることから、この載荷速度は第6章で行った単調載荷解析の載荷速度（主応力比 $\sigma_1/\sigma_3=1$ 増加に対し1秒の速度で、ひずみ速度に単純に換算すると約0.25～0.35%/秒）とほぼ同程度である。さらに、単調載荷解析の鉛直変位量が、第4章の上下方向の実物大載荷試験結果から得られた1回目の載荷における最大鉛直荷重強度 P_{max} 負荷時の最大鉛直変位量 u_{max} （表7-3-5参照）と一致するように、繰返し載荷解析における各解析モデルの繰返し荷重強度 $P_{max,A}$ あるいは $P_{max,B}$ を設定した（表7-3-4参照）。ただし、表7-3-5に示す試験結果の u_{max} は式(7.2.2)に基づき算定した。次に、繰返し載荷解析では、表7-3-4の繰返し荷重強度 $P_{max,A}$ あるいは $P_{max,B}$ を用いて実物大載荷試験の $P_{max}=20, 30, 40$ kNに対応する3ケースの解析を各解析モデルごとに行った。なお、この際の荷重載荷点は単調載荷解析と同一、載荷速度は実物大載荷試験と同様2Hzとし、繰返し荷重強度 $P_{max,A}$ あるいは $P_{max,B}$ の負荷・除荷を三角波形で5回繰返した。

b) 左右方向解析

左右方向の解析では、初期応力状態の解析モデル（caseC）を用いて、繰返し載荷試験のシミュレーションを表7-3-4のような解析条件で行う。この際、第4章で検討した左右方向の実物大載荷試験との整合性をとるため、上下方向の解析と同様まず単調載荷解析を予備解析として実施し、荷重載荷まくらぎ上面端部（図7-3-1参照）での水平変位量が解析結果と試験結果で等しくなるように繰返し載荷解析における単位奥行き当たりの繰返し荷重強度 $Q_{max,B}$ を決定する。なお、まくらぎ1本にかかる鉛直荷重の合計 $P_{L,B}$ （ $P_{L,B}=2 \times P_{max,B}$ ）については、上下方向解析時と同様単調載荷解析の鉛直変位量が、第4章の左右方向の実物大載荷試験結果から得られた鉛直荷重 P_L 負荷時の鉛直変位量と一致するように、繰返し載荷解析における各解析モデルの繰返し荷重強度 $P_{max,B}$ を設定して求めた。単調載荷解析の載荷点は、鉛直荷重についてはまくらぎ部両側レール位置とし、水平荷重については片側のレール位置のみとした（図7-3-1参照）。また、載荷方法としては、実物大載

表7-3-6 試験結果の水平変位量

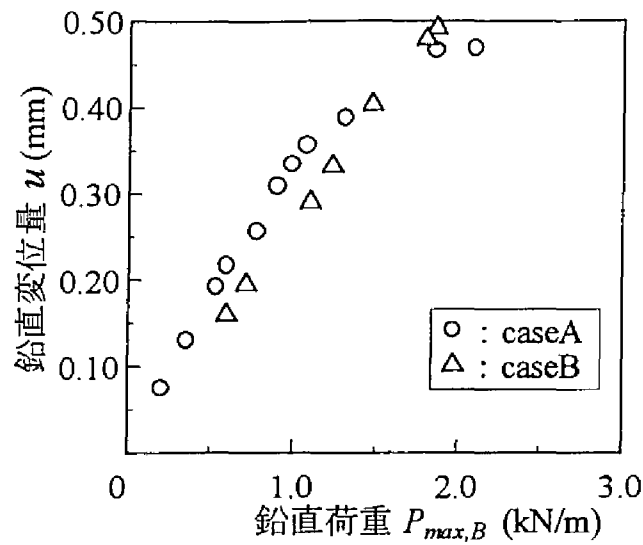
鉛直荷重 P_t	水平荷重 Q_{max}	荷重繰返し数 N	
		1回目	20000回後
60.0kN	20.0kN	0.115mm	0.167mm
	17.5kN	0.090mm	0.129mm
	15.0kN	0.068mm	0.096mm
50.0kN	20.0kN	0.147mm	0.187mm
	17.5kN	0.115mm	0.143mm
	15.0kN	0.086mm	0.105mm
40.0kN	20.0kN	0.195mm	0.213mm
	17.5kN	0.152mm	0.160mm
	15.0kN	0.115mm	0.115mm

荷試験と同様まず初期応力状態の解析モデルに所定の鉛直荷重 $P_{t,B}$ を載荷して上下方向の変形挙動を収束させ、その後鉛直荷重 $P_{t,B}$ を所定の値に固定したまま水平荷重を載荷した。この際の載荷速度は、上下方向解析と同様10kN/1.5秒程度とし、荷重載荷まくらぎ上面端部の水平変位量が0.4mm程度になるまで荷重制御で水平線荷重を増加させた。さらに、単調載荷解析の水平変位量が、第4章の左右方向の実物大載荷試験結果から得られた1回目の載荷における最大水平荷重強度 Q_{max} 負荷時の最大水平変位量 v_{max} （表7-3-6参照）と一致するように、繰返し載荷解析における解析モデルcaseCの繰返し荷重強度 $Q_{max,B}$ を鉛直荷重 $P_{t,B}$ 別に設定した（表7-3-4参照）。ただし、表7-3-6に示す試験結果の v_{max} は式(4.4.8)に基づき算定した。次に、繰返し載荷解析では、表7-3-4の繰返し荷重強度 $Q_{max,B}$ および鉛直荷重強度 $P_{t,B}$ を用いて実物大載荷試験に対応した11ケースの解析を行った。繰返し載荷解析の荷重条件としては、実物大載荷試験と同様まくらぎ1本にかかる鉛直荷重の合計 $P_{t,B}$ と繰返し荷重強度 $Q_{max,B}$ の組合せを表7-3-4のように変えて解析を行ったが、ACL-C14およびACL-C24に関しては、まくらぎ下面圧力が左右方向の変形挙動に及ぼす影響を把握するため繰返し荷重強度 $Q_{max,B}$ をACL-C19と同じ値に設定し、 $P_{t,B}$ のみを変えて解析を行った。なお、この際の荷重載荷点は単調載荷解析と同一、載荷速度は実物大載荷試験と同様2Hzとし、鉛直荷重 $P_{t,B}$ を所定の値に固定したまま、繰返し荷重強度 $Q_{max,B}$ の負荷・除荷を三角波形で5回繰り返した。

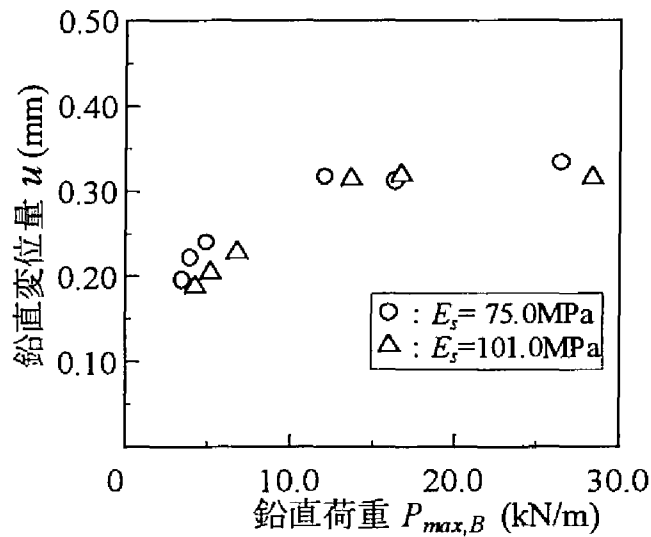
7-3-2 道床部繰返し変形挙動解析に対する適用性の検討

(1) 荷重条件の設定方法に関する検討

繰返し載荷解析を行う前に、単調載荷解析による予備解析結果を用いて荷重条件の設定方法について考察する。図7-3-5は、上下方向の単調載荷解析から得られた縦断方向の解



(a) 縦断方向 (caseA・caseB)



(b) 横断方向 (caseC)

図7-3-5 単調載荷解析結果 (上下方向解析)

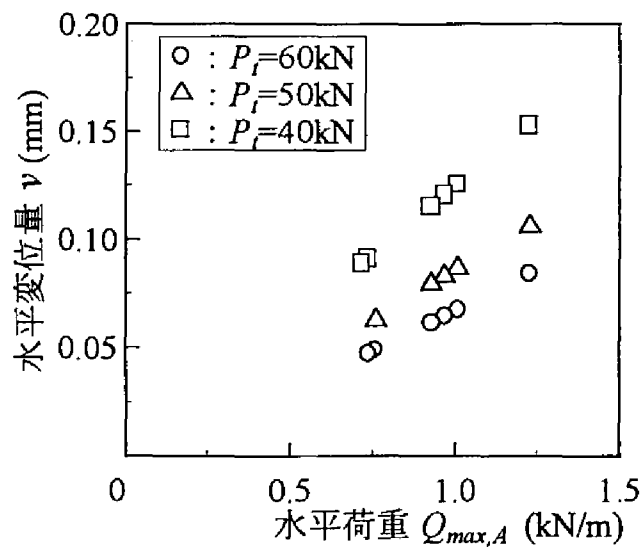


図7-3-6 単調載荷解析結果 (左右方向解析, caseC)

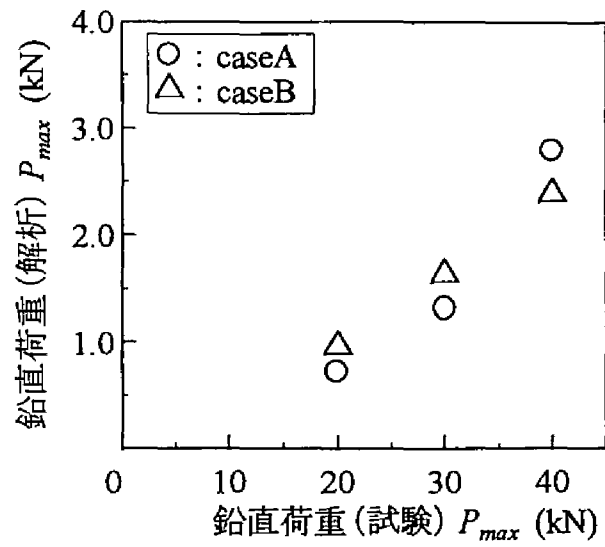


図7-3-7 実荷重と解析上の荷重の関係（上下方向解析）

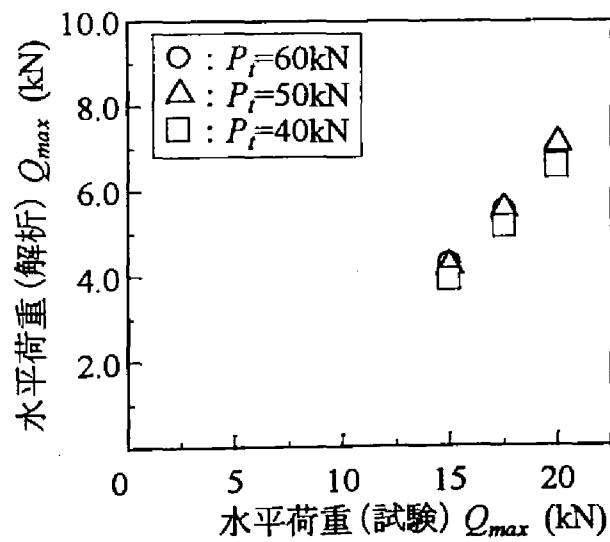


図7-3-8 実荷重と解析上の荷重の関係（左右方向解析）

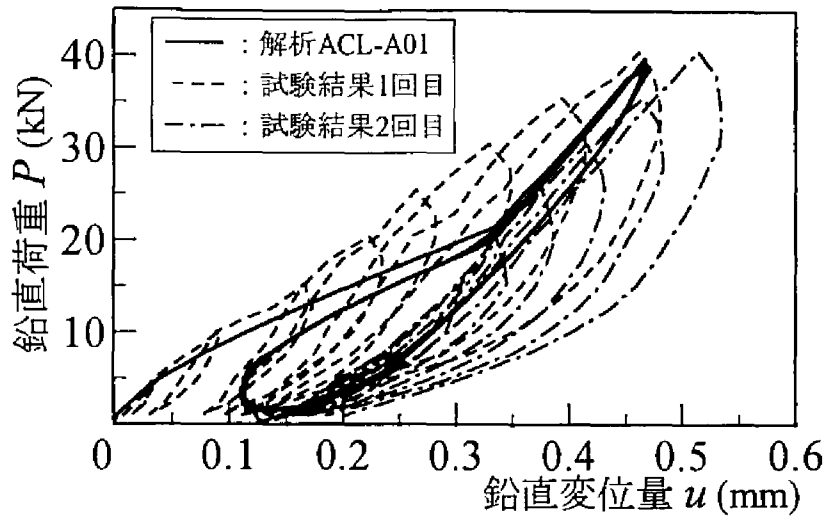
ることを示すものである。そこで、試験の荷重強度に対する解析上の荷重強度の比率をより詳しく検討するため、各解析条件の荷重比率を表7-3-4(b)に示す。ただし、上下方向解析時の解析モデルcaseCに関しては、図7-3-5(b)からわかるように鉛直変位量が $u=0.35\text{mm}$ 程度で飽和してしまうため、 $P_{max}=30\text{kN}$ および $P_{max}=40\text{kN}$ の場合の荷重比率は算定できなかった。なお、横断方向の解析モデルの最大鉛直荷重強度 P_{max} は、単位奥行き当たりの最大鉛直荷重強度 $P_{max,B}$ にまくらぎ幅 0.24m を乗じて求めた。表を見ると、上下・左右方向解析時とも最大荷重強度の増加に伴い荷重比率は増加する傾向にある。また、上下方向解析時の荷重比率は縦断方向の解析モデルでは2~4%程度、横断方向の解析モデルでも4%程度であり、解析モデルによって若干差異が見られる。他方、左右方向解析時の荷重比率については、同一水平荷重強度の場合 P_i が異なっても1~2%程度のほぼ同一値になることがわかる。

以上のように、解析上の荷重強度と試験の荷重強度は解析モデルごとに特定の傾向を有しており、この傾向を事前のケーススタディにより明らかにすれば荷重条件の設定方法に関する道床部変形挙動解析へのDDA解析適用上の課題は解決できる。なお、前節のFEM解析で見られた3次元効果や第6章で論じたDDA解析自体に内在する課題等の影響により、解析上の荷重強度は試験の荷重強度に比べかなり小さくなったと考えられるが、詳しい要因分析については引き続き7-3-4項で解析精度の向上に関する課題と関連づけて検討する。

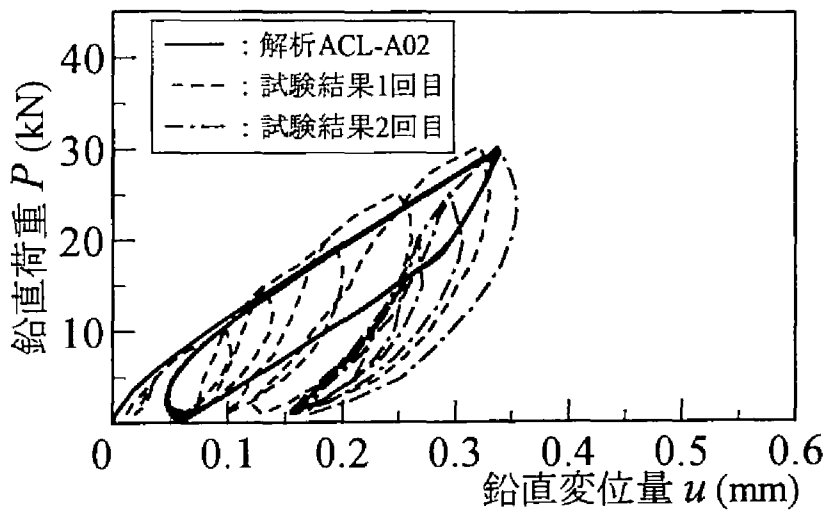
(2) 繰返し載荷時の試験結果と解析結果の比較

a) 繰返し載荷時の荷重～変位関係

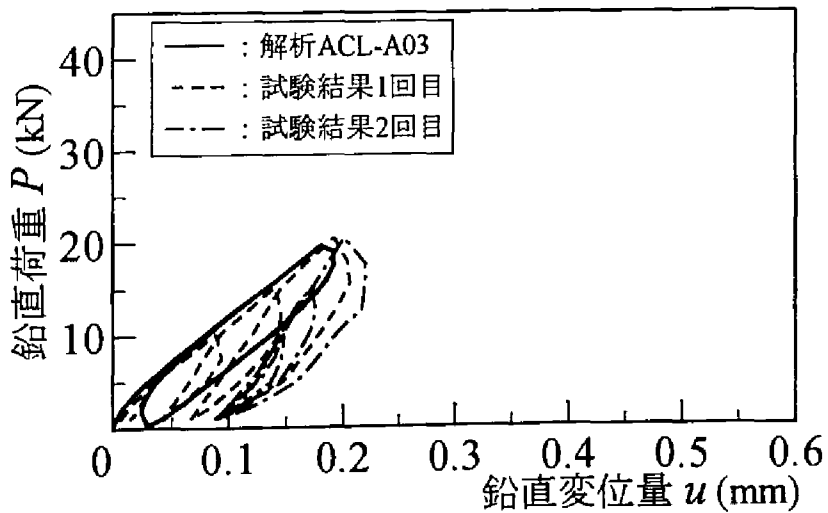
まず、上下方向の繰返し載荷解析から得られた荷重～変位関係を試験結果と比較する。図7-3-9(a)は、解析モデルcaseAの $P_{max}=40\text{kN}$ の繰返し載荷解析(表7-3-4(b)のACL-A01)における1回目から5回目までの P_{max} 負荷・除荷時の荷重～変位関係を同一荷重条件の試験結果(荷重繰返し数1回目と2回目)と比較したものであり、図7-3-9(b)は $P_{max}=30\text{kN}$ の解析結果(ACL-A02)を、図7-3-9(c)は $P_{max}=20\text{kN}$ の解析結果(ACL-A03)をそれぞれ試験結果と比較して示す。同様に、図7-3-10は解析モデルcaseBの解析結果(表7-3-4(b)のACL-B01~B03)を、図7-3-11は解析モデルcaseCの解析結果(表7-3-4(b)のACL-C03)をそれぞれ試験結果と比較したものである。ただし、解析結果の縦軸の値に関しては解析上の鉛直荷重を表7-3-4(b)の荷重比率で除して図中の鉛直荷重の値としている。図を見ると各解析条件とも、解析結果の負荷曲線と除荷曲線は繰返し載荷初期には大きなヒステリシス・ループを描き、残留変位量の増加は大きく塑性傾向の強い弾塑性状態を示すが、2回目以降の繰返し載荷ではヒステリシス・ループの面積や各回での残留変位量の増加量は急激に減少し弾性化するとともに、ヒステリシス・ループはほぼ一定の経路をとるようになる。解析結果のこのような傾向を試験結果と比較した場合、変形特性が繰返し載荷に伴い弾性化するという定性的な傾向に関しては類似性が認められるものの、ヒステリシス・ループの面積や塑性変形量といった定量的な項目に関しては解析結果の方が試験結果に比べ



(a) $P_{max} = 40\text{kN}$

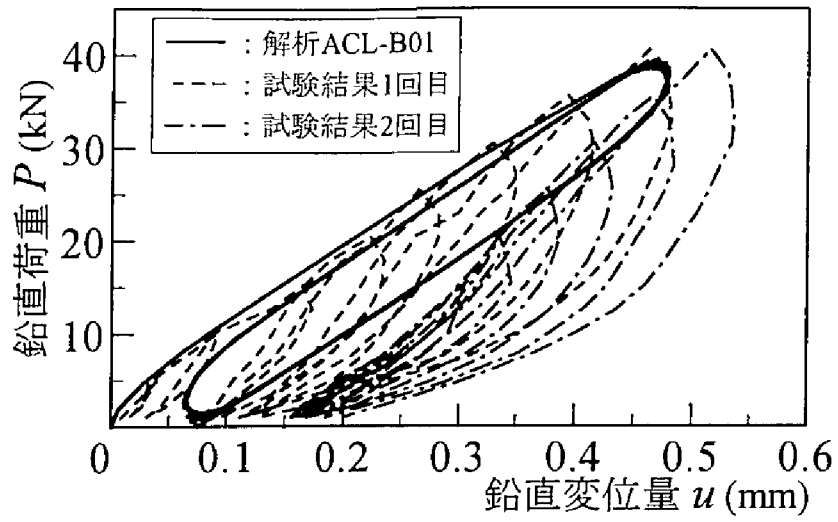


(b) $P_{max} = 30\text{kN}$

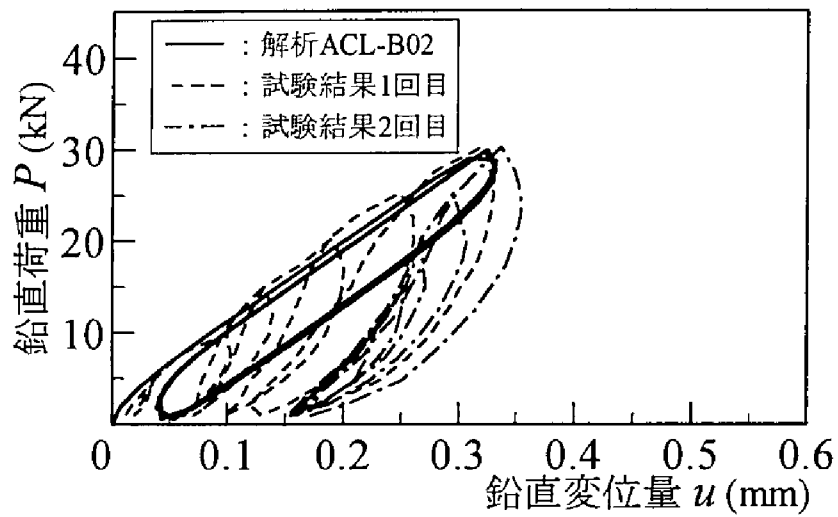


(c) $P_{max} = 20\text{kN}$

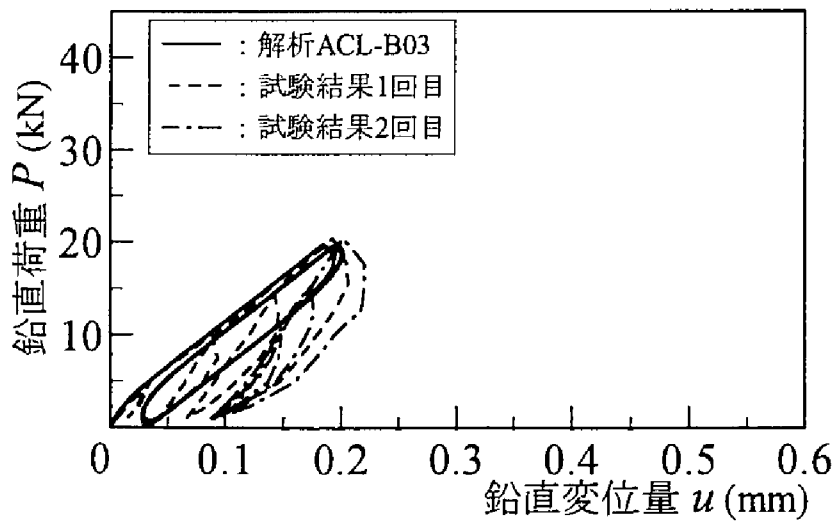
図7-3-9 繰返し載荷解析結果 (上下方向解析, caseA)



(a) $P_{max} = 40\text{kN}$



(b) $P_{max} = 30\text{kN}$



(c) $P_{max} = 20\text{kN}$

図7-3-10 繰返し载荷解析結果 (上下方向解析, caseB)

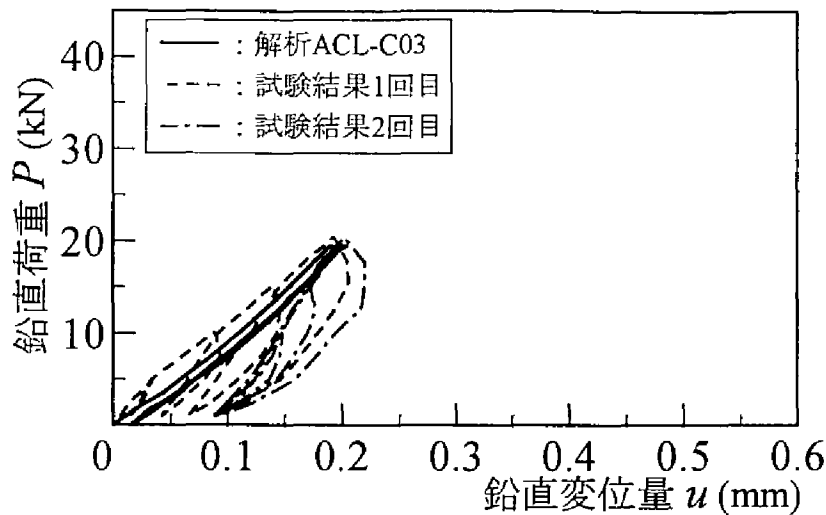
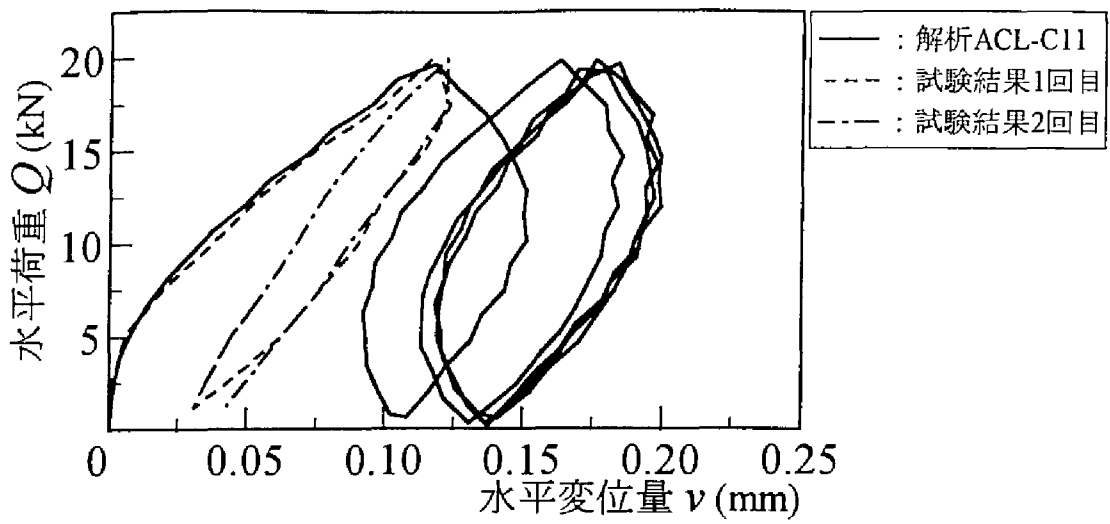


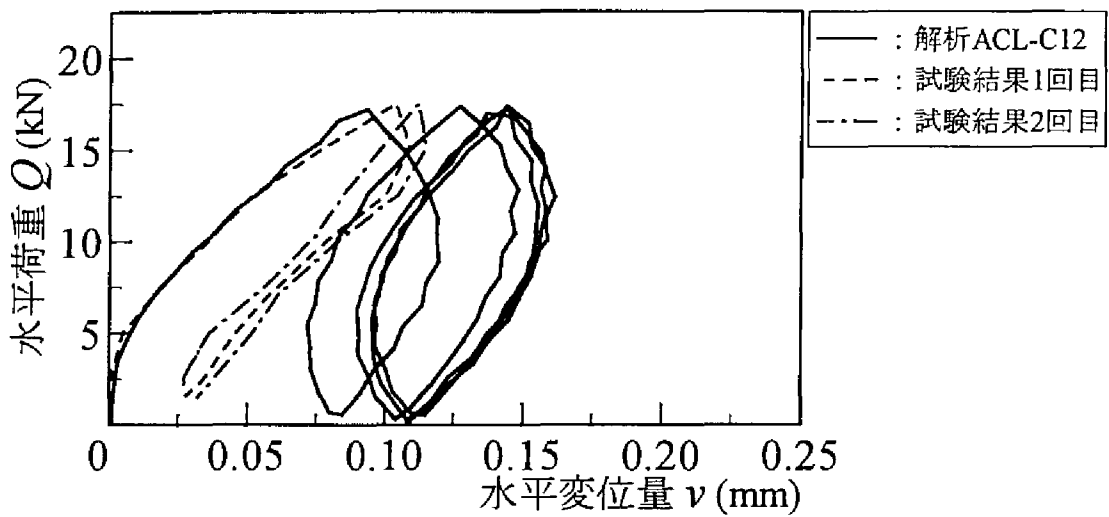
図7-3-11 繰返し載荷解析結果（上下方向解析，caseC， $P_{max}=20\text{kN}$ ）

てかなり小さくなることがわかる。一方，一部の解析条件では定性的な傾向に関しても解析結果と試験結果に違いが見られる。まず，図7-3-9(a)において解析結果の負荷曲線の傾きが $u=0.35\text{mm}$ 近傍を境にして変化しているが，第4章の試験結果（図4-2-3参照）では繰返し載荷に伴い負荷曲線の形が下に凸の曲線に変化する傾向は確認されているものの，初期降伏時の負荷曲線に関してはこのような傾向は見られなかった。また，解析モデルcaseCの $P_{max}=30\text{kN}$ および $P_{max}=40\text{kN}$ の解析条件（ACL-C01,C02）に関しては，前述のように鉛直変位量が $u=0.35\text{mm}$ 程度で飽和してしまうため，数値計算の収束性が悪く解析結果を得ることができなかった。これらは，試験時の道床部の積層状態と解析モデルcaseAおよびcaseCの道床ブロック部の積層状態が異なることを示すものであると考えられる。

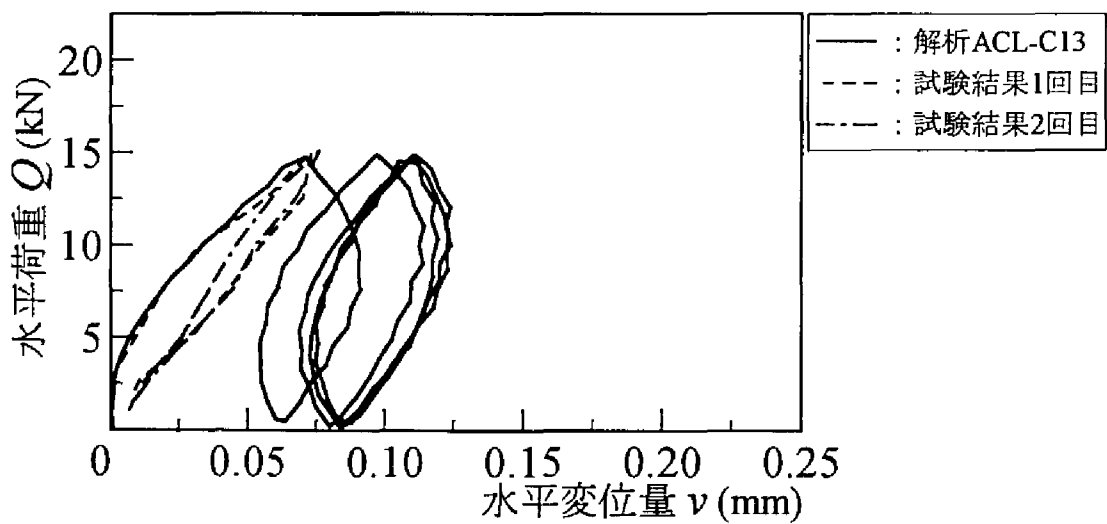
次に，左右方向の繰返し載荷解析から得られた荷重～変位関係を試験結果と比較する。図7-3-12(a)は， $Q_{max}=20.0\text{kN} \cdot P_t=60\text{kN}$ の繰返し載荷解析（表7-3-4(b)のACL-C11）における1回目から5回目までの Q_{max} 負荷・除荷時の荷重～変位関係を同一荷重条件の試験結果（荷重繰返し数1回目と2回目）と比較したものであり，同図(b)は $Q_{max}=17.5\text{kN} \cdot P_t=60\text{kN}$ の解析結果（ACL-C12）を，同図(c)は $Q_{max}=15.0\text{kN} \cdot P_t=60\text{kN}$ の解析結果（ACL-C13）をそれぞれ試験結果と比較して示す。同様に，図7-3-13(a)は $Q_{max}=15.0\text{kN} \cdot P_t=60\text{kN}$ の解析結果（ACL-C13）を，同図(b)は $Q_{max}=15.0\text{kN} \cdot P_t=50\text{kN}$ の解析結果（ACL-C23）を，同図(c)は $Q_{max}=15.0\text{kN} \cdot P_t=40\text{kN}$ の解析結果（ACL-C33）をそれぞれ試験結果と比較したものである。また，図7-3-14は，繰返し荷重強度 $Q_{max,B}$ を表7-3-4(b)のACL-C33と同じ値に設定し $P_{t,B}$ のみを変えて解析を行ったACL-C14とACL-C24の解析結果をACL-C33の解析結果と比較したものである。なお，解析結果の縦軸の値に関しては解析上の水平荷重を表7-3-4(b)の荷重比率で除して図中の水平荷重の値としている。また， $P_t=60\text{kN}$ および $P_t=50\text{kN}$ の解析結果に対しては，荷重～変位関係が数値誤差の影響で高周波の微小振動を起こしているため，データ数5点の移動平均を施し荷重～変位関係を平滑化している。図から，上



(a) $Q_{max} = 20.0\text{kN} \cdot P_r = 60\text{kN}$

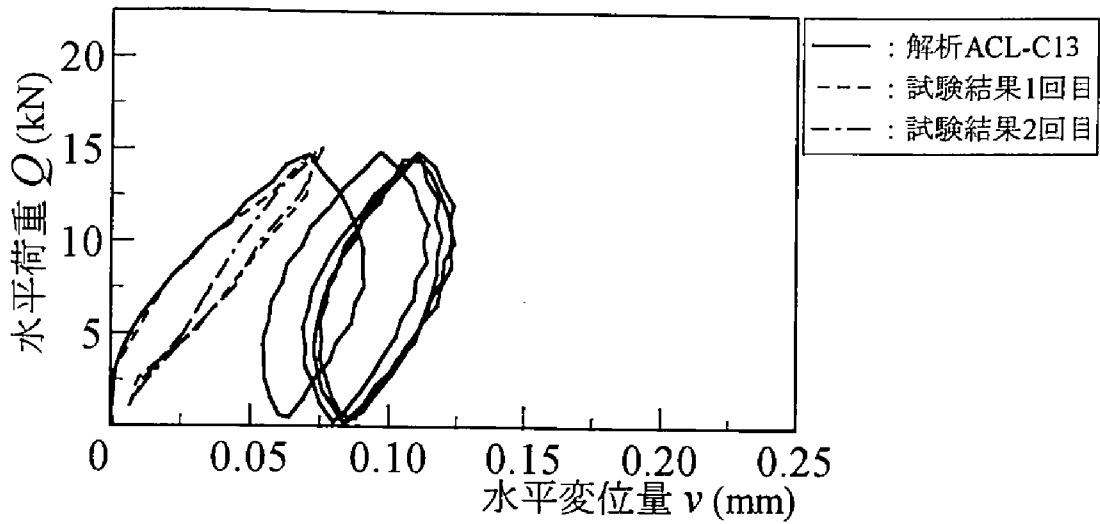


(b) $Q_{max} = 17.5\text{kN} \cdot P_r = 60\text{kN}$

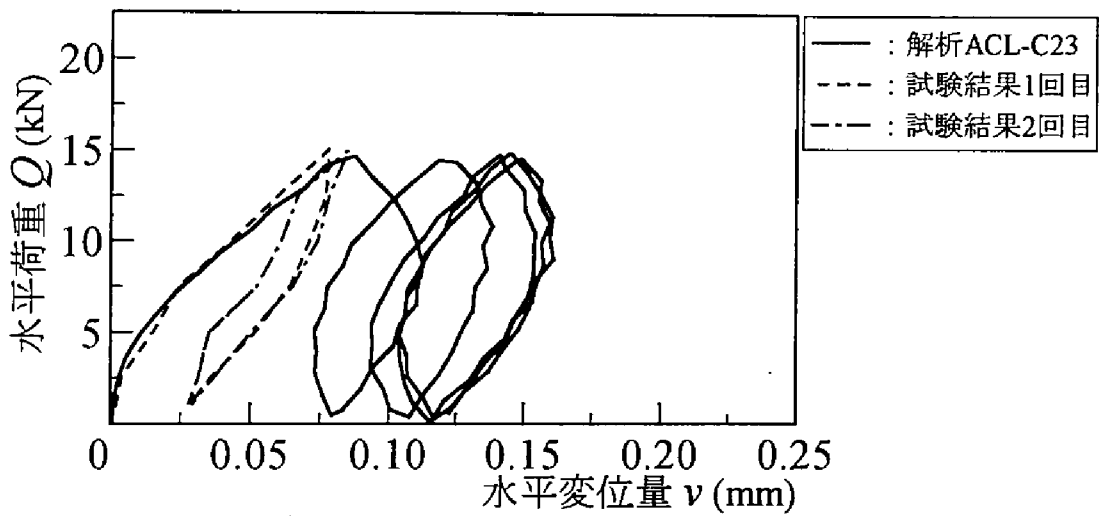


(c) $Q_{max} = 15.0\text{kN} \cdot P_r = 60\text{kN}$

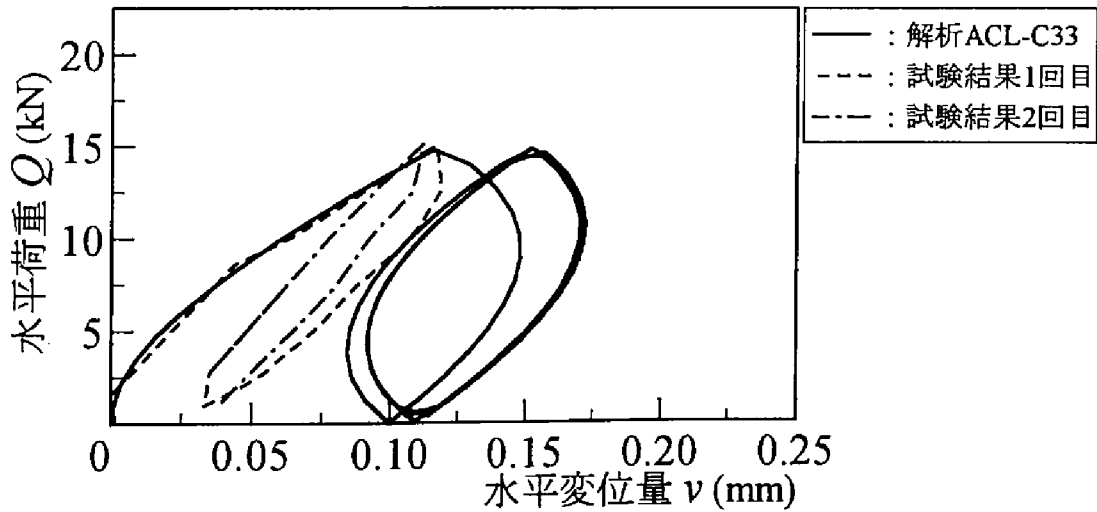
図7-3-12 繰返し载荷解析結果 (左右方向解析, caseC)



(a) $Q_{max} = 15.0\text{kN} \cdot P_t = 60\text{kN}$



(b) $Q_{max} = 15.0\text{kN} \cdot P_t = 50\text{kN}$



(c) $Q_{max} = 15.0\text{kN} \cdot P_t = 40\text{kN}$

図7-3-13 繰返し載荷解析結果 (左右方向解析, caseC)

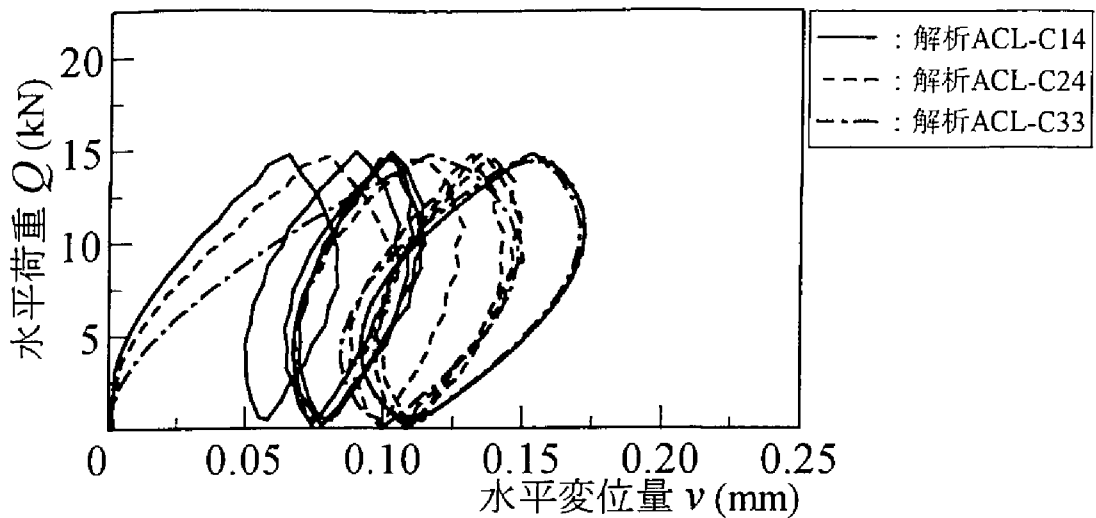


図7-3-14 水平変位量に対する P_1 の影響 (caseC)

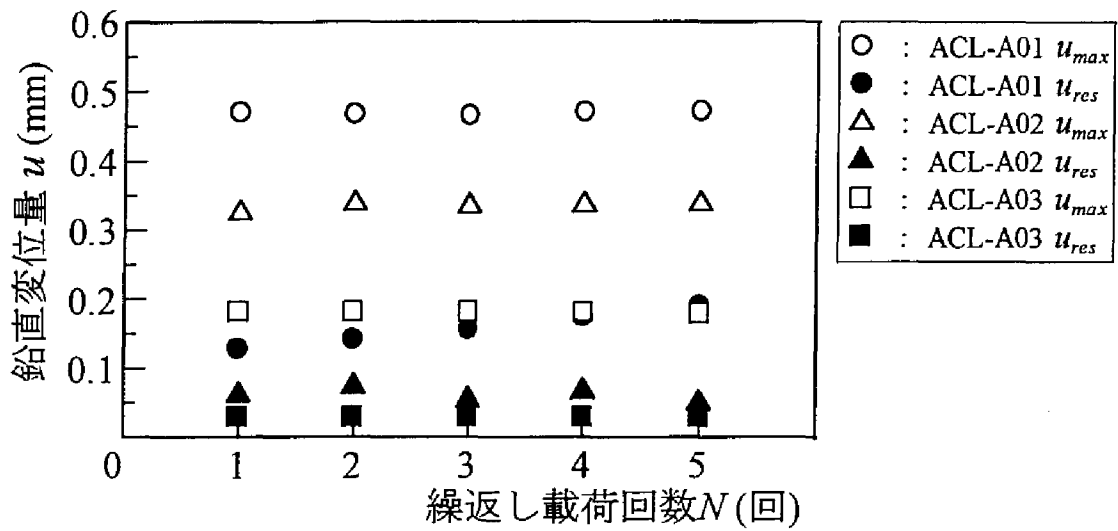
下方向解析時と同様繰返し载荷初期には塑性傾向の強い弾塑性状態を呈するが、繰返し载荷回数が増加するにつれて弾性化が進行すること、および異なる P_1 のもとで同一 Q_{max} を繰返し载荷した場合、解析結果の水平変位量は P_1 の増加に伴い減少し、各荷重条件の荷重～変位関係は互いに異なるヒステリシス・ループを描くことがわかる。解析結果のこのような傾向を試験結果と比較した場合、ヒステリシス・ループの面積や塑性変形量といった定量的な項目に関しては解析結果の方が試験結果に比べてかなり大きくなるものの、 P_1 の増加に伴い道床横ばね係数が増加し変形特性が繰返し载荷に伴い弾性化するという定性的な傾向に関しては、上下方向解析時と同様類似性が認められることがわかる。特に P_1 の増加に伴う道床横ばね係数の硬化現象については、FEMの線形弾性解析では表現できないことが前節の検討結果から明らかになっており、不連続面の評価を容易に行える不連続体解析手法が左右方向の道床部の変形挙動解析に対して有効であることを示す結果となっている。なお、DDA解析結果が試験結果と同様な傾向を示すのは、第6章の定式化からもわかるように幾何学的非線形性を表現可能なDDA解析では、鉛直方向の载荷荷重が水平方向の変位量に影響を与えるいわゆる交叉効果を、ブロック間における摩擦抵抗力の発現という形で本質的に考慮しているためである。

以上のように、繰返し载荷時の解析結果と試験結果の荷重～変位関係を比較した場合、定性的な傾向に関しては解析結果と試験結果に類似性が認められるものの、ヒステリシス・ループの面積や塑性変形量といった定量的な項目に関しては解析結果と試験結果に充分な一致が見られないばかりか、上下方向解析と左右方向解析では、定量的な指標に対する試験結果と解析結果の大小関係が反転している。粗粒材の変形挙動では一般に、ヒステリシス・ループの面積は摩擦損失や塑性流動の量と関係があるから、ヒステリシス・ループが大きい解析結果ほど道床ブロック個々のすべりが生じている。この考え方に従えば、試験結果より解析結果のヒステリシス・ループの方が小さい上下方向解析では道床ブロック

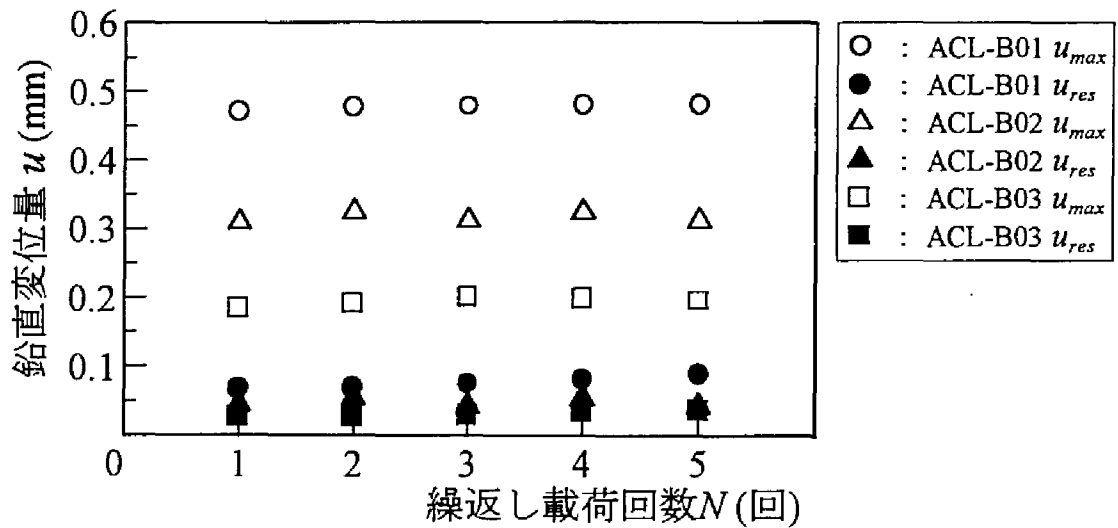
個々のすべりが実現象に比べ生じないため、塑性流動も生じ難く残留変位量が試験結果より小さくなるが、試験結果より解析結果のヒステリシス・ループの方が大きい左右方向解析では逆に道床ブロック個々のすべりが実現象に比べ生じるため、塑性流動も生じ易く残留変位量が試験結果より大きくなると説明できる。なお、上下方向解析と左右方向解析における道床ブロックの移動量の違いについては、引き続き7-3-3項で両方向の道床部の変形傾向の差異と関連づけて詳細に検討する。

b) 繰返し塑性変形特性に関する検討

まず、上下方向の繰返し載荷解析時のまくらぎの鉛直変位量の推移を検討する。一例として、解析モデルcaseAで P_{max} を変化させた場合（表7-3-4(b)のACL-A01～A03）の繰返し載荷回数 N と最大鉛直変位量 u_{max} および残留鉛直変位量 u_p の関係を図7-3-15(a)に、解析モデルcaseBで P_{max} を変化させた場合（表7-3-4(b)のACL-B01～B03）の $N \sim u$ 関係を図7-3-15(b)に示す。また、各解析条件における $N \sim u$ 関係を同一荷重条件の試験結果と比較して図7-3-16および図7-3-17に示す。ここで、第4章と同様 u_{max} は P_{max} 負荷時の弾塑性変位量を、 u_p は P_{max} 除荷時の塑性変位量を表す。図7-3-15から、各解析条件とも1回目の載荷時には大きな残留変位量を生じるが、2回目以降の繰返し載荷で発生する各回の残留変位量は1回目の載荷時に発生する残留変位量と比較して急激に減少し、 $P_{max}=30\text{kN}$ や $P_{max}=20\text{kN}$ の解析結果では2回目以降の繰返し載荷における最大変位量 u_{max} や残留変位量 u_p はほぼ一定となること、および繰返し荷重強度 P_{max} の大きい解析結果ほど1回目の載荷時に発生する u_{max} や u_p が大きくなるとともに、2回目以降の繰返し載荷における u_{max} や u_p の増加割合も大きくなることがわかる。また、図7-3-16、図7-3-17により試験結果と解析結果を比較した場合、1回目の載荷時に発生する残留変位量は試験結果に比べ各解析条件ともかなり小さくなること、および2回目以降の繰返し載荷における u_p の増加割合も試験結果に比べ各解析条件とも小さくなることがわかる。一方、第4章で検討した道床部の塑性変形挙動では残留変位量と変位振幅量に相関関係があったが、第5章の検討結果から道床部の塑性変形挙動は道床バラストの材料特性に起因するものであることが明らかになっている。また、第6章の検討結果からボロノイ分割を用いたDDA解析によれば新たに構成則を導入することなく実現象に近い道床バラストの繰返し塑性変形挙動を表現できることが明らかになっている。したがって、解析手法上はDDA解析で道床部の塑性変形挙動を表現することができる。そこで、DDA解析における道床ブロック部の塑性変形特性を検討し、道床部の塑性変形挙動解析に対するDDA解析の有効性を検証する。図7-3-18は、繰返し載荷解析（表7-3-4(b)のACL-A01～C03）のうち解析結果の得られている解析条件の1回目の載荷時の u_{max} と u_p の関係を解析モデル別にして示したものである。なお、同図には第4章の実物大載荷試験結果の1回目の載荷時の $u_{max} \sim u_p$ 関係から得られた近似結果（式(4.2.2)）も合わせて示した。図から、解析結果の u_p は試験結果と同様 u_{max} の増加に伴い増加する傾向にはあるものの、同一 u_{max} で試験結果と解析結果の u_p を比較した場合解析結果は試験結果に

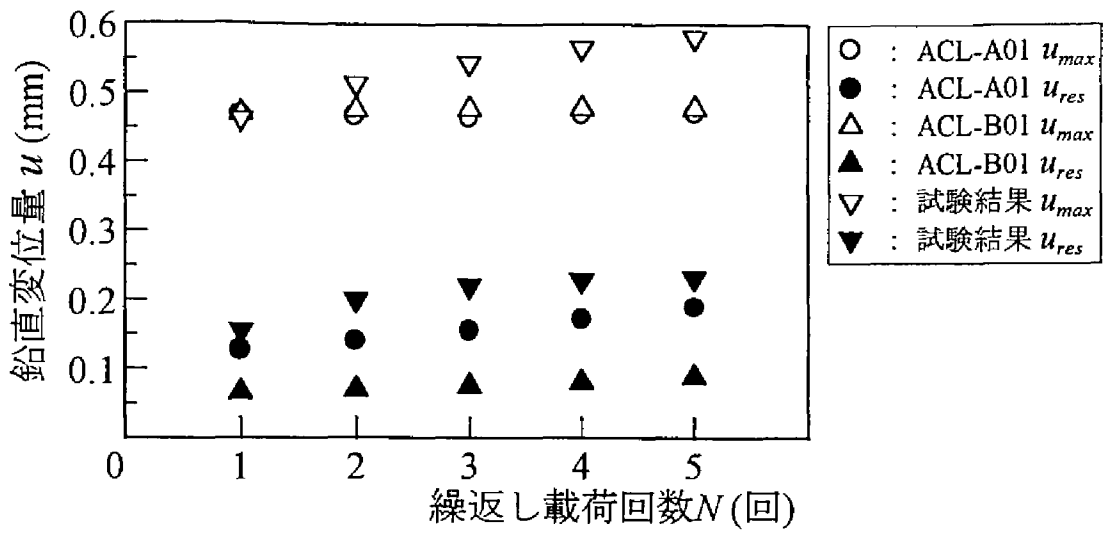


(a) 解析モデルcaseA

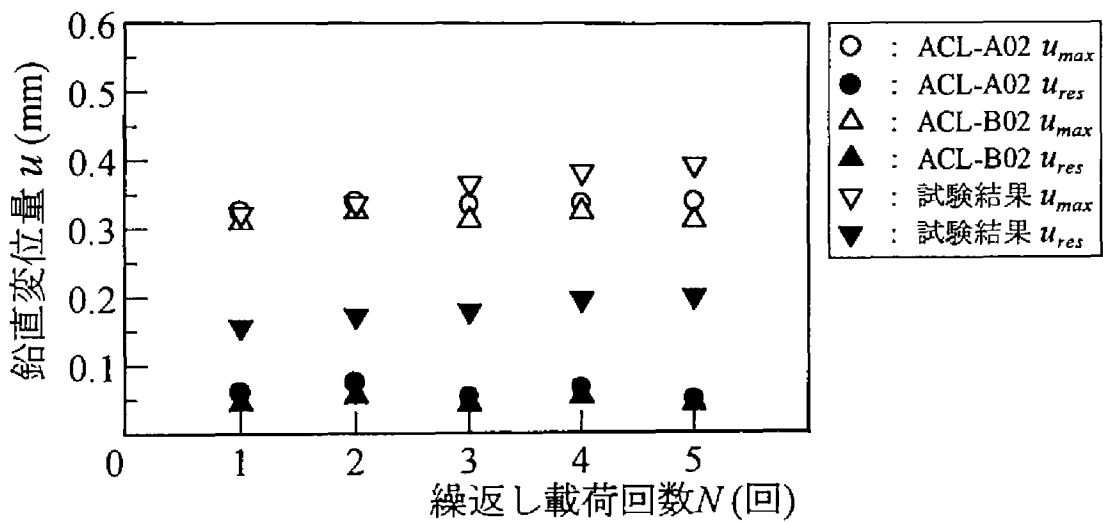


(b) 解析モデルcaseB

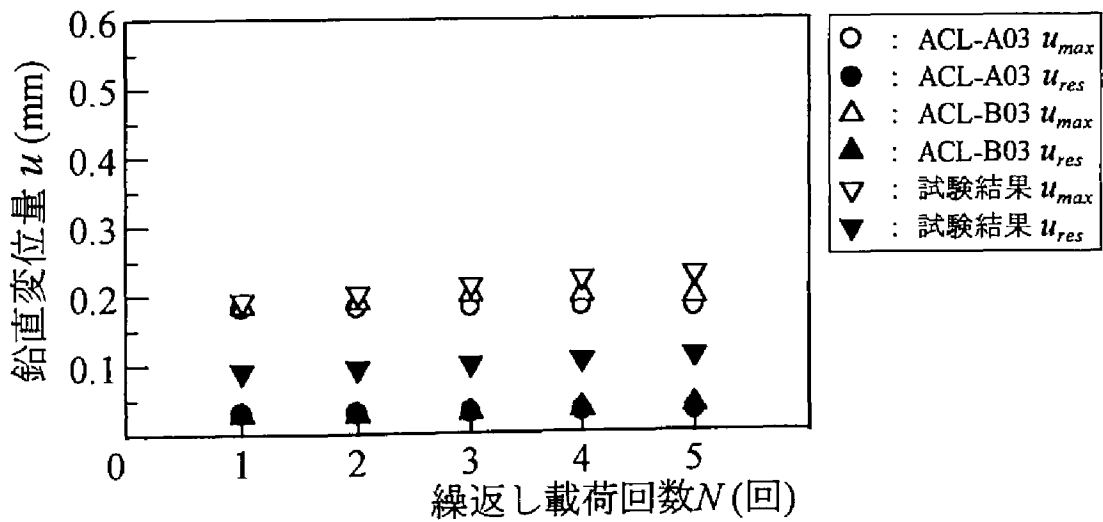
図7-3-15 鉛直変位量と繰返し載荷回数との関係



(a) $P_{max} = 40\text{kN}$



(b) $P_{max} = 30\text{kN}$



(c) $P_{max} = 20\text{kN}$

図7-3-16 解析結果と試験結果の比較 (上下方向解析, caseA・caseB)

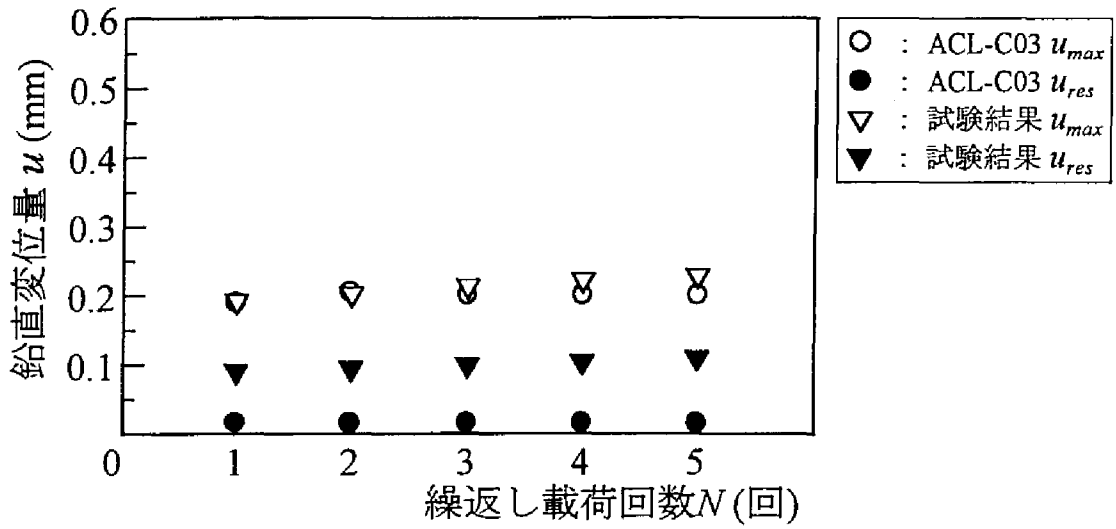


図7-3-17 解析結果と試験結果の比較（上下方向解析，caseC， $P_{max}=20\text{kN}$ ）

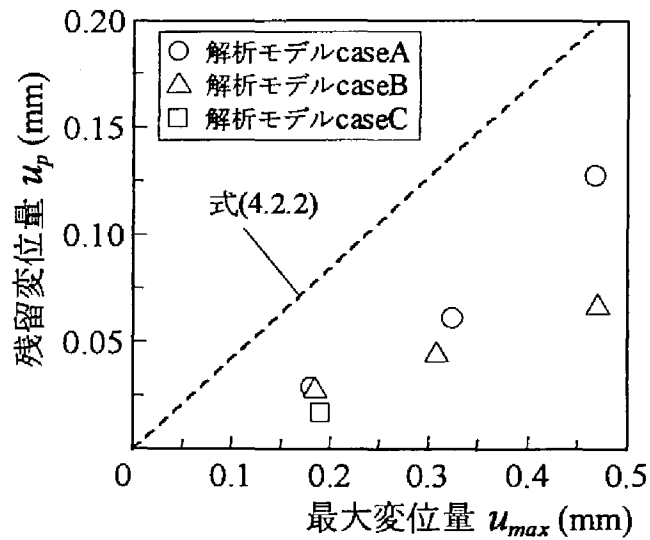


図7-3-18 初期降伏時の塑性変形傾向（上下方向解析）

比べかなり小さくなること、および解析結果の $u_{max} \sim u_p$ 関係は、解析モデルごとに傾向は異なるものの、各解析モデルとも式(4.2.2)よりも傾きの小さい1次関係にあることがわかる。これらの結果は、上下方向の道床部の塑性変形挙動解析に対するDDA解析の有効性を実証するものであるが、第6章で見られたような道床バラストと道床ブロックの塑性変形特性ほど、道床部と道床ブロック部の塑性変形特性には定量的な一致が見られない。この原因としては、前述のように試験時の道床部の積層状態と解析モデルの道床ブロック部の積層状態が異なることが挙げられる。須長らは γ 線を用いた道床バラストの密度測定法²⁹⁾を提唱しているが、この測定方法に準じて第4章の実物大載荷試験の前後に行った荷重載荷まくらぎレール直下位置における密度測定(図7-3-19参照)では、図7-3-20に示すようにまくらぎ下面からの深さが深くなるにつれて密度が高くなる傾向は見られるものの、繰返し載荷前後で大きな密度変化はなく、繰返し荷重強度による差異も顕著には見られなかった。このため、無載荷時の道床部の密度は実物大載荷試験中 $\gamma = 1.50 \sim 1.65 \text{ t/m}^3$ 程度の状態にある。この密度範囲における道床バラストの間隙率 n は、道床バラスト粒子の密度を $\gamma_s = 2.77 \text{ t/m}^3$ とすると $n = 40.4 \sim 45.9\%$ となる。他方、本章で用いた各解析モデルの道床ブロックの要素配列も、6-3-4項で検討したように間隙率と平均配位数の点からCubic配列とTetra配列の混在した配列であると考えられることができるから、2次元状態の間隙率に比べ3次元状態の間隙率は2.2~2.8倍程度大きくなる。この場合特に、第6章で試験結果と解析結果の塑性変形特性が定量的にほぼ一致した点を踏まえ、3次元的な間隙率を2次元的に評価する際の適正な両者の比率が2.4であると仮定すれば、各解析モデルは3次元的には36.0~38.4%程度の間隙率を有することになる。ただし、両者の比率2.4は表6-1-2の道床バラストの間隙率 $n = 38.2\%$ を同表の解析モデルcase1の間隙率 $n = 15.8\%$ で除して得たものである。したがって、この検討結果をみる限り解析モデルの道床ブロック部の積層状態は試験時の道床部の積層状態よりも間隙の少ない粒子構造になっており、このことが原因で上下方向解析では道床ブロック個々のすべりが実現象に比べ生じないため、摩擦損失や塑性流動も生じ難くヒステリシス・ループの面積や残留変位量が試験結果より小さくなったと考えられる。

次に、左右方向の繰返し載荷解析時のまくらぎの水平変位量の推移を検討する。一例として、 P_l を60kNで一定にし Q_{max} を変化させた場合(表7-3-4(b)のACL-C11~C13)の繰返し載荷回数 N と最大水平変位量 v_{max} および残留水平変位量 v_p の関係を図7-3-21(a)に示し、 Q_{max} を15kNで一定にし P_l を変化させた場合(表7-3-4(b)のACL-C13,C23,C33)の $N \sim v$ 関係を図7-3-21(b)に示す。また、解析結果の $N \sim v$ 関係を同一荷重条件の試験結果と比較して図7-3-22および図7-3-23に示す。ここで、第4章と同様 v_{max} は Q_{max} 負荷時の弾塑性変位量を、 v_p は Q_{max} 除荷時の塑性変位量を表す。図7-3-21から、各解析条件とも繰返し荷重強度 Q_{max} が一定でも $v_{max} \cdot v_p$ はともに繰返し載荷回数の増加に伴い増加し、繰返し荷重強度 Q_{max} が大きく鉛直荷重 P_l の小さい解析結果ほど1回目の載荷時に発生する v_{max} や v_p が大きくなる



図7-3-19 密度測定状況

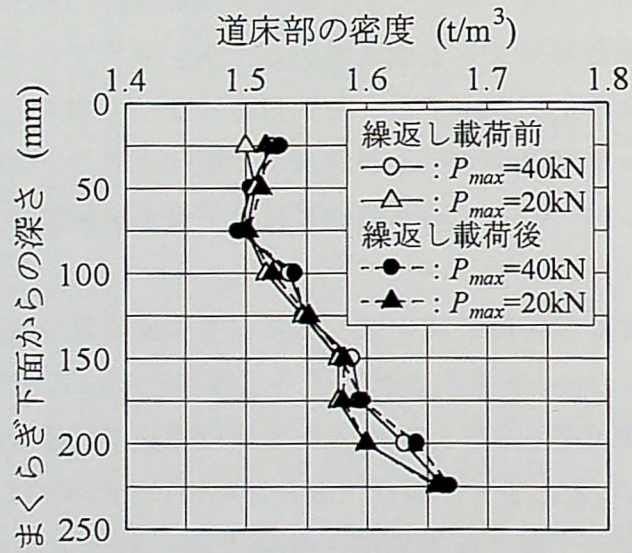
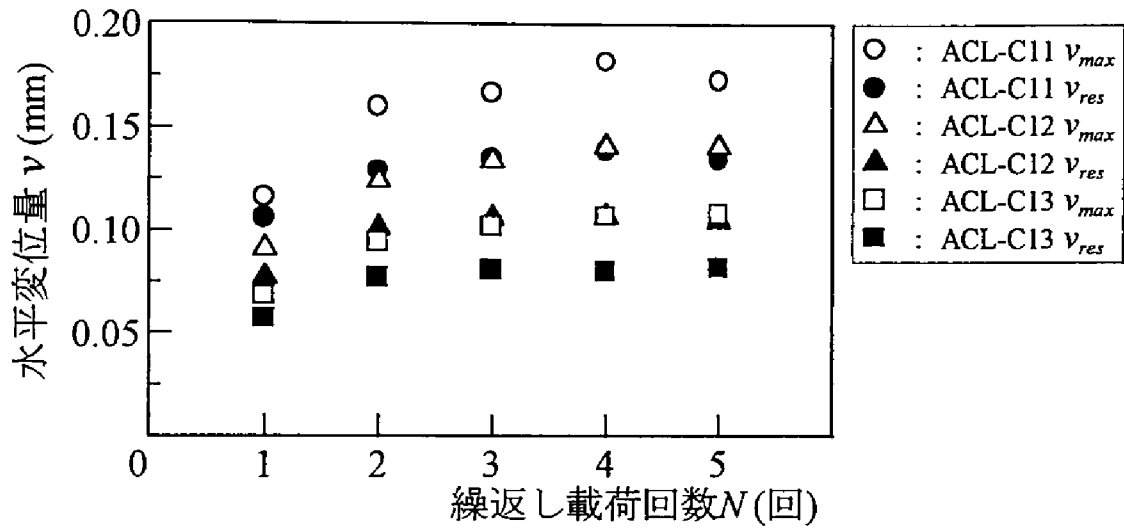
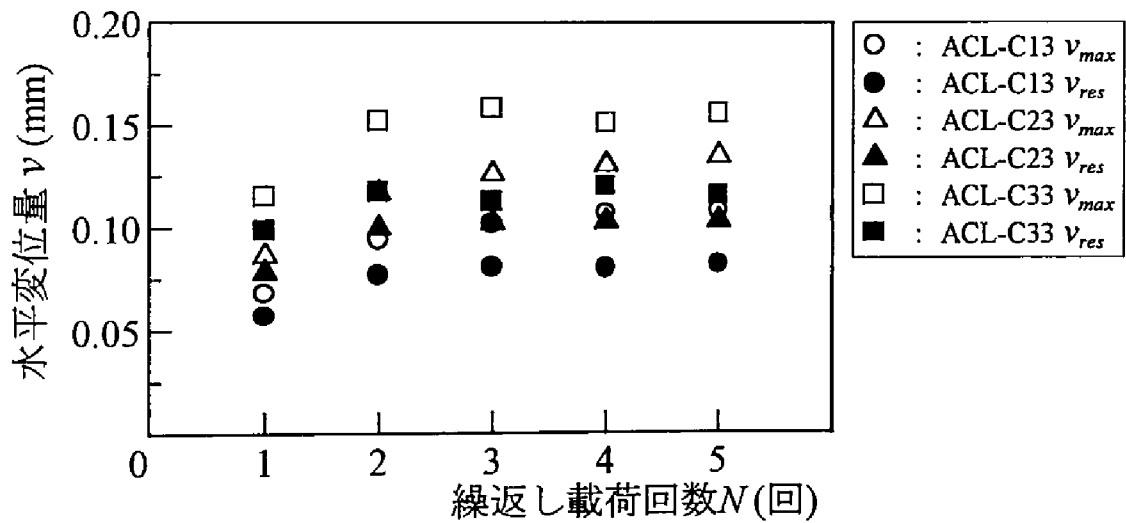


図7-3-20 密度測定試験結果

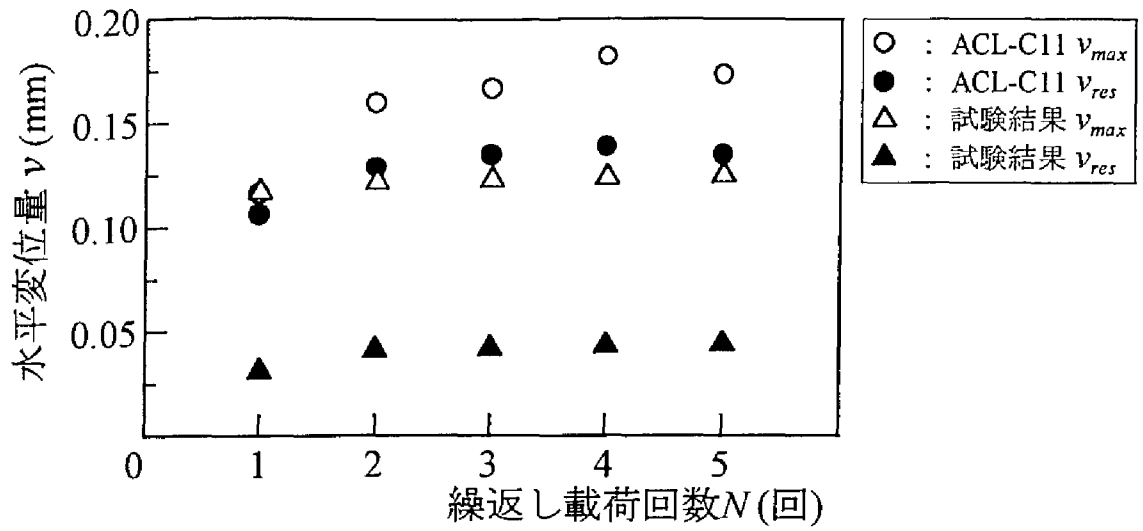


(a) $P_t = 60\text{kN}$ で一定の場合

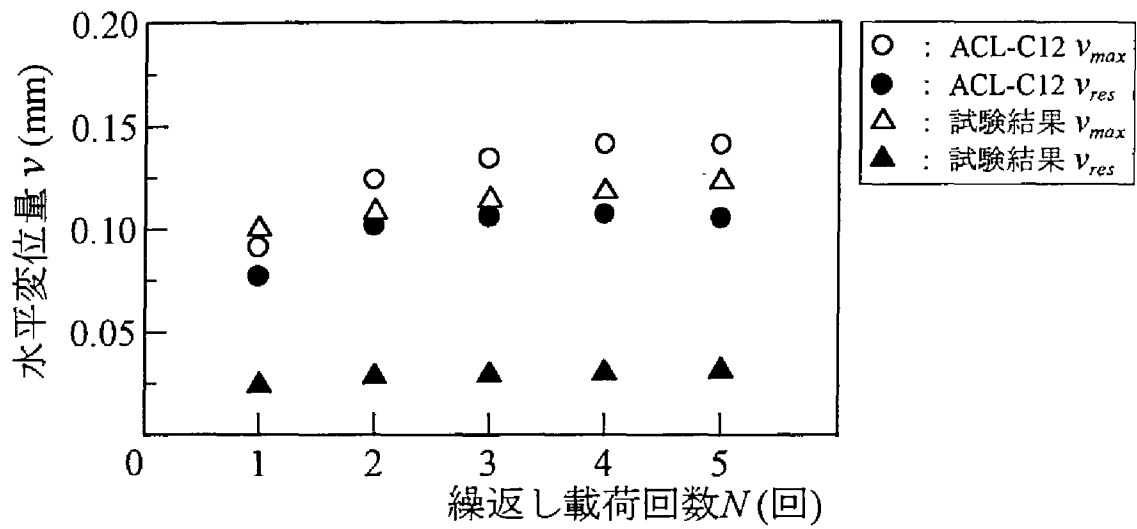


(b) $Q_{max} = 15\text{kN}$ で一定の場合

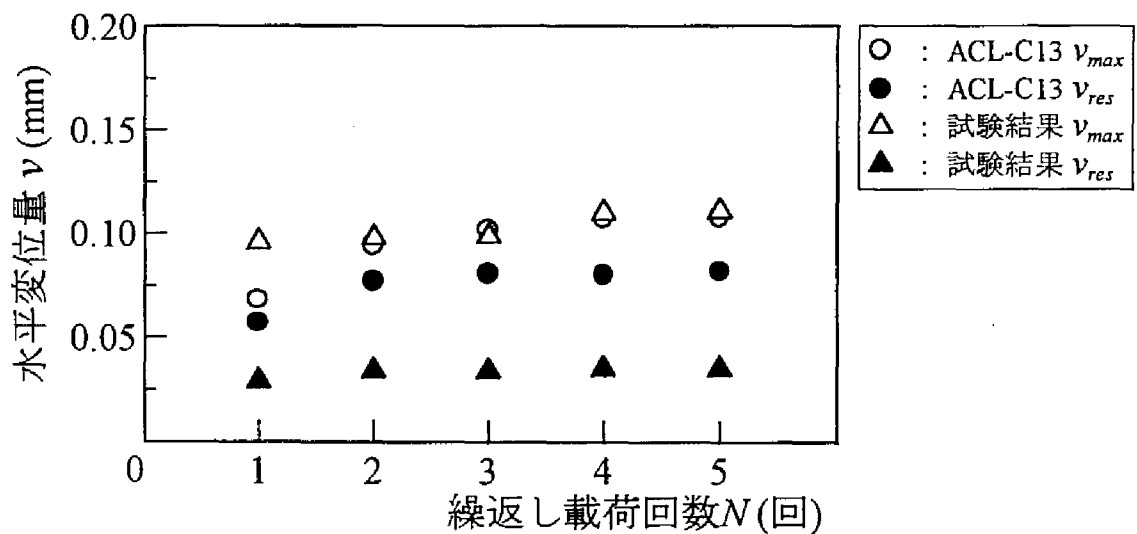
図7-3-21 水平変位量と繰返し载荷回数との関係



(a) $Q_{max} = 20.0\text{kN}$

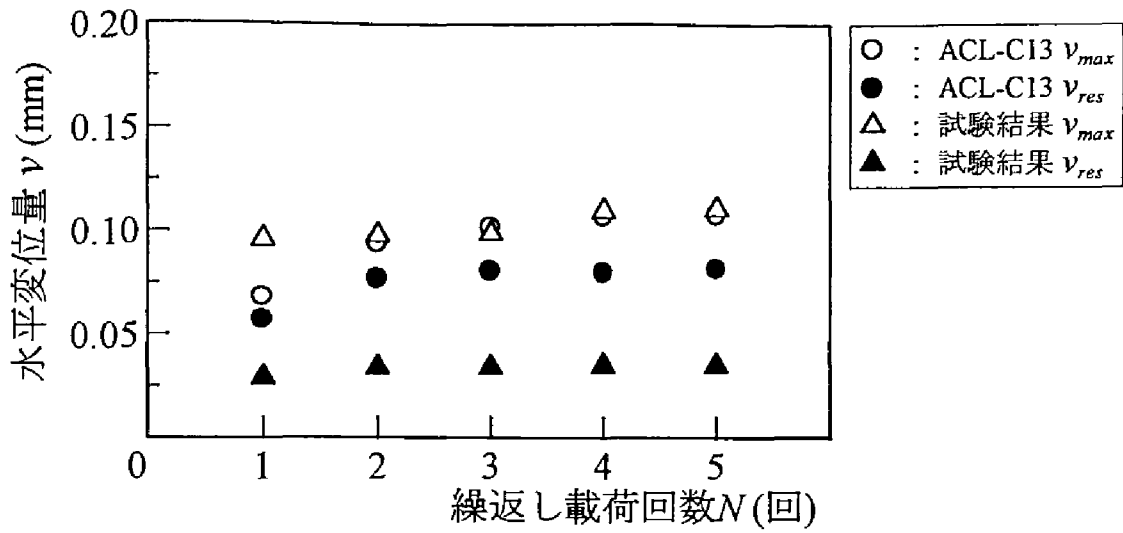


(b) $Q_{max} = 17.5\text{kN}$

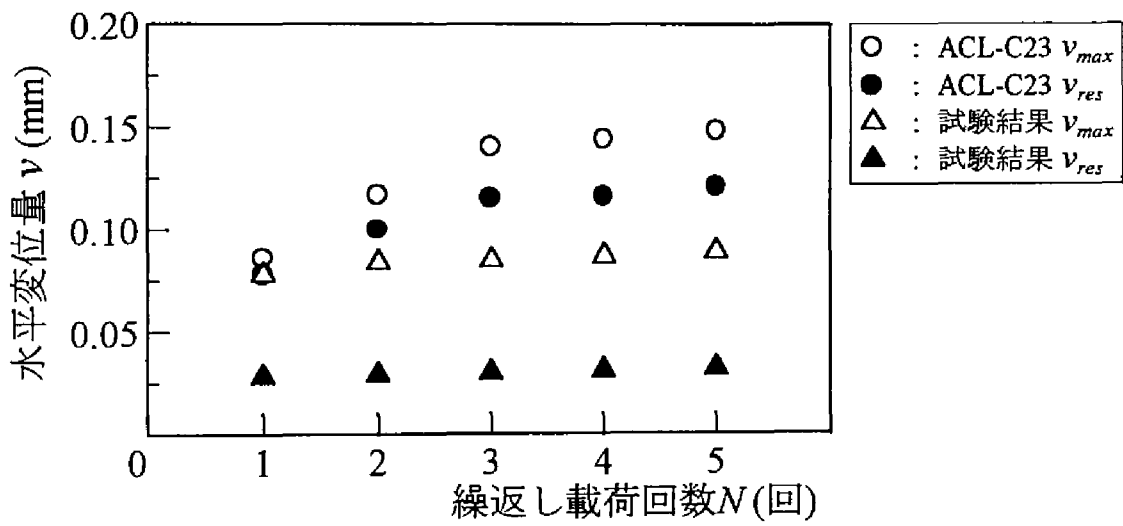


(c) $Q_{max} = 15.0\text{kN}$

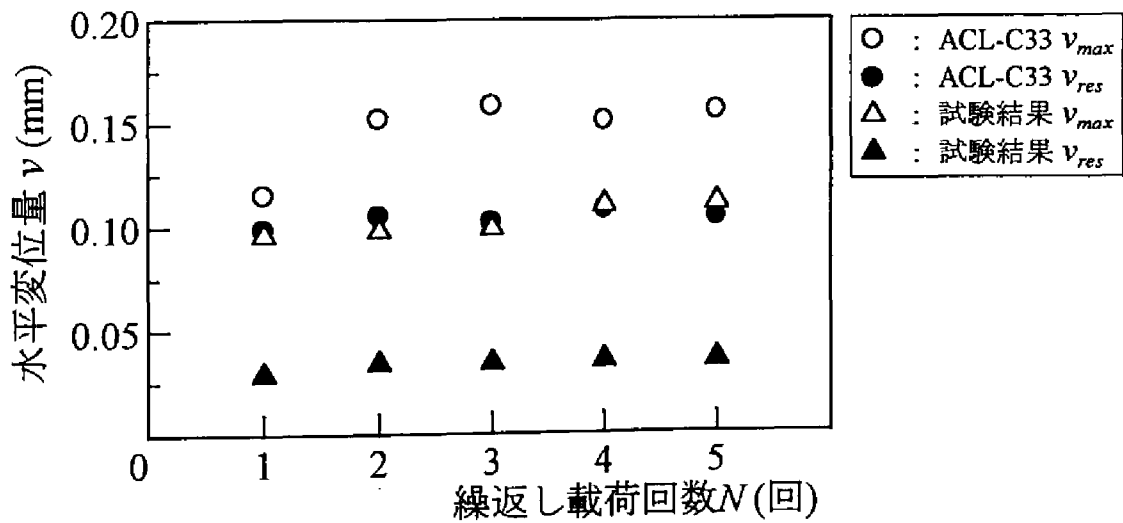
図7-3-22 解析結果と試験結果の比較 (左右方向解析, caseC, $P_l = 60\text{kN}$)



(a) $P_t = 60\text{kN}$



(b) $P_t = 50\text{kN}$



(c) $P_t = 40\text{kN}$

図7-3-23 解析結果と試験結果の比較 (左右方向解析, caseC, $Q_{max} = 15.0\text{kN}$)

とともに、2回目以降の繰返し载荷における v_{max} や u_p の増加割合も大きくなること、および各解析条件とも1回目の载荷時には大きな残留変位量を生じるが、2回目以降の繰返し载荷で発生する各回の残留変位量は1回目の载荷時に発生する残留変位量と比較して急激に減少するとともにほぼ一定になることがわかる。また、図7-3-22、図7-3-23により試験結果と解析結果を比較した場合、1回目の载荷時に発生する残留変位量は試験結果に比べ各解析条件ともかなり大きくなること、および2回目以降の繰返し载荷における v_p の増加割合も試験結果に比べ各解析条件とも大きくなることがわかる。一方、第4章で検討したように、上下方向同様左右方向の道床部の塑性変形挙動に対しても残留変位量と変位振幅量には相関関係があった。そこで、上下方向同様左右方向に対してもDDA解析における道床ブロック部の塑性変形特性を検討し、道床部の塑性変形挙動解析に対するDDA解析の有効性を検証する。図7-3-24は、繰返し载荷解析(表7-3-4(b)のACL-C11~C33)の1回目の载荷時の v_{max} と v_p の関係を鉛直荷重 P_l 別にして示したものである。なお、同図には第4章の実物大载荷試験結果の1回目の载荷時の $v_{max} \sim v_p$ 関係から得られた近似結果(式(4.3.1))も合わせて示した。図から、解析結果の v_p は試験結果と同様 v_{max} の増加に伴い増加する傾向にはあるものの、同一 v_{max} で試験結果と解析結果の v_p を比較した場合解析結果は試験結果に比べかなり大きくなること、および解析結果の $v_{max} \sim v_p$ 関係は試験結果と同様 P_l に依存しない1次関係にあるが、式(4.3.1)よりも傾きは大きくなることがわかる。これらの結果は、左右方向の道床部の塑性変形挙動解析に対するDDA解析の有効性を実証するものであるが、上下方向解析と同様左右方向解析に対しても道床部と道床ブロック部の塑性変形特性には定量的な一致が見られない。この原因の一つとして、前節で検討した3次元効果、すなわち3次元問題に対する2次元近似の有効性の問題が挙げられる。図7-3-25(a)は、载荷まくらぎ側面あるいは端面に隣接する道床バラストを取り除いた状態で第4章の左右方向载荷試験を行った場合(試験条件は表7-3-7参照)の1回目の载荷時の $v_{max} \sim v_p$ 関係である。なお、同図には第4章の実物大载荷試験結果の1回目の载荷時の $v_{max} \sim v_p$ 関係も道床バラストを除去しない場合として示した。図から、载荷まくらぎ周辺の道床バラストを部分的に除去した場合の試験結果でも $v_{max} \sim v_p$ 関係は第4章の試験結果と同様 P_l に依存しない1次関係にあること、および载荷まくらぎ側面の道床バラストを除去すると $v_{max} \sim v_p$ 関係の傾きは除去しない場合に比べ大きくなることがわかる。このことから、横断方向の平面ひずみモデルで左右方向の道床部の塑性変形挙動解析を行った場合、その $v_{max} \sim v_p$ 関係の傾きは3次元状態で解析を行う場合に比べ大きくなると予想される。このため、試験結果に対しても図7-3-24のような結果になったと考えられる。なお、同一 v_{max} で3次元状態と2次元状態の v_p を比較した場合2次元状態の方が3次元状態の v_p に比べ大きくなるという3次元効果の力学的な根拠については、今回の検討結果だけでは明らかにできないが、载荷まくらぎ側面の道床バラストを取り除くと図7-3-25(b)に示すように道床横抵抗力は低下することから、まくらぎ側面のまくらぎ/道床バラスト間で発生するせん断抵抗

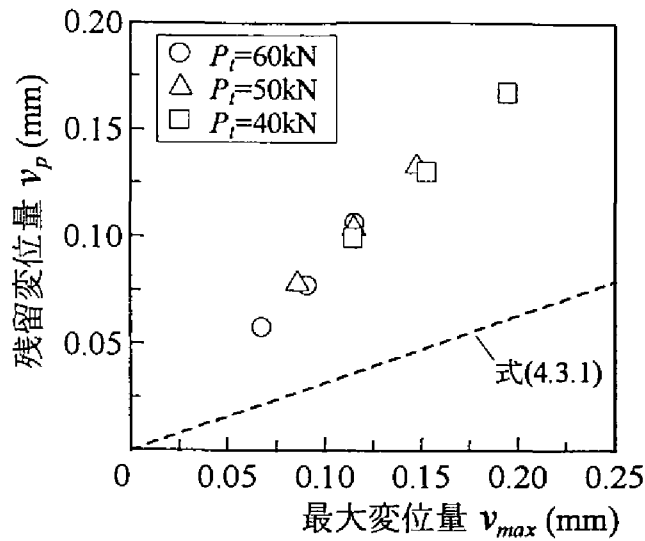
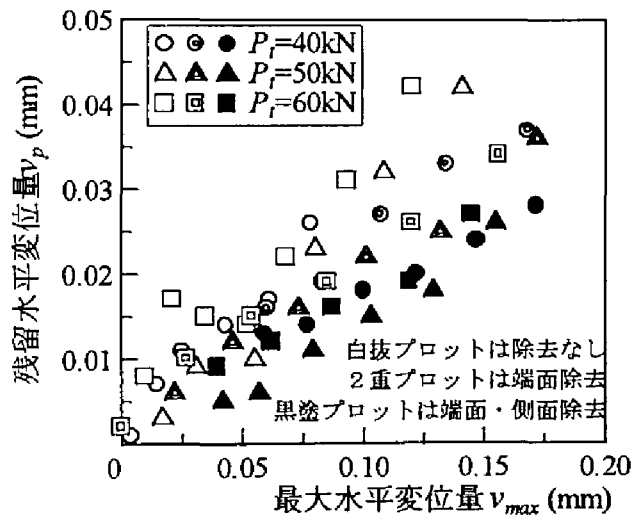
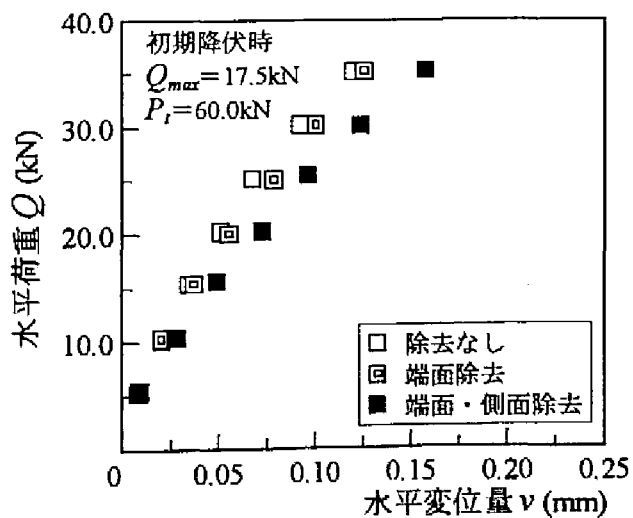


図7-3-24 初期降伏時の塑性変形傾向 (左右方向解析, caseC)



(a) 初期降伏時の塑性変形傾向



(b) 初期降伏時の荷重～変位関係

図7-3-25 左右方向変形特性に対するまくらぎ各部の影響

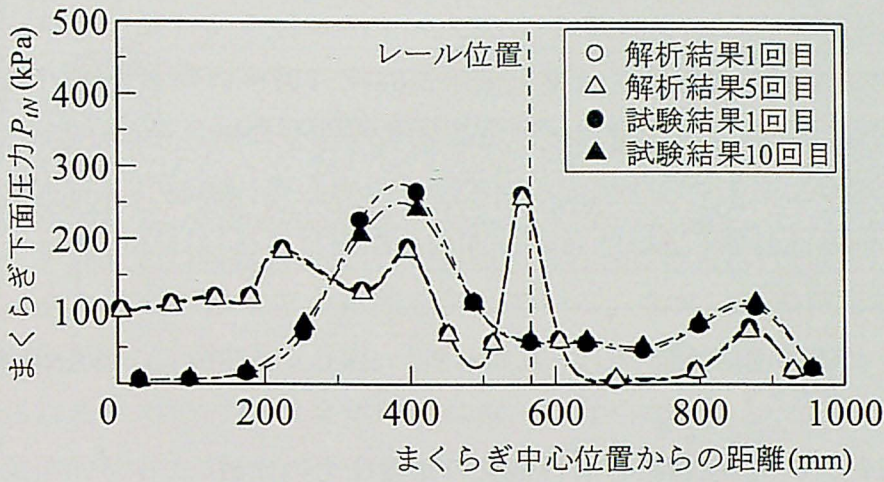
表7-3-7 試験条件（左右方向載荷試験）

まくらぎ 種 別	鉛直荷重 P_t	最大水平荷重 Q_{max}		
		15.0kN	17.5kN	20.0kN
3号P C	40.0kN	○		
	50.0kN		○	
	60.0kN			○

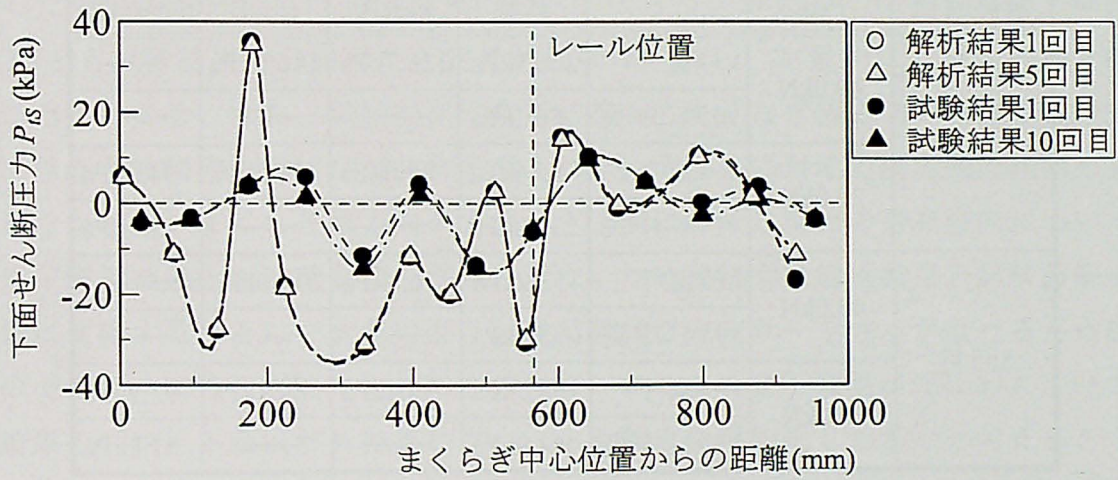
力が $v_{max} \sim v_p$ 関係になんらかの影響を及ぼしていると考えられる。

c) まくらぎの支持状態に関する検討

まくらぎの支持状態や道床部の応力状態をまくらぎ下面圧力・まくらぎ下面せん断力や路盤圧力の分布傾向と関連づけて考察する。まず、まくらぎ長手方向のまくらぎ下面圧力 P_{tN} およびまくらぎ下面せん断圧力 P_{tS} の分布傾向を試験結果と比較する。図7-3-26(a)は、解析モデル caseC の $P_{max} = 20\text{kN}$ の繰返し載荷解析（表7-3-4(b)のACL-C03）における1回目および5回目の P_{max} 負荷時の P_{tN} の分布傾向を同一荷重条件の試験結果（図4-5-1(b)参照）と比較したものであり、同様に図7-3-26(b)は、ACL-C03における1回目および5回目の P_{max} 負荷時の P_{tS} の分布傾向を試験結果（図4-5-4(b)参照）と比較したものである。ただし、縦軸の値はまくらぎ下面に位置する各道床ブロックの鉛直応力およびせん断応力を表7-3-4(b)の荷重比率で除して求めており、横軸の値はまくらぎ中心から各道床ブロックの重心位置までの距離を表している。なお、 P_{tS} の符号等グラフの設定については図4-5-4と同一にした。同図(a)を見る限り、解析結果の P_{tN} は、まくらぎ中央付近で試験結果に比べ大きくなるものの、最大圧力点がレール中心位置にある不均一な分布となる点で試験結果との類似性が認められる。また、同図(b)を見る限り、解析結果の P_{tS} は、試験結果に比べ全般的に大きな値となるものの、レール位置直下から左右に離れるに従い符号の正負が交互に反転する不均一な分布となる点で試験結果との類似性が認められる。なお、図7-3-26では繰返し載荷回数が5回程度と少なく荷重強度も $P_{max} = 20\text{kN}$ と小さいことから、第4章で見られた P_{tN} あるいは P_{tS} の分布傾向に対する繰返し載荷の影響については試験結果・解析結果とも明確には見られず、それらに対する両者間の傾向の差異も認められなかった。これらのうち、図7-3-26(b)に示すように試験結果の P_{tS} の符号が交互に反転するのは、道床バラスト粒子の移動方向がまくらぎ下面における空隙の分布状況やまくらぎとの接触状況によりランダムに変化するためであると考えられるが、DDAの解析結果でも図7-3-27に示すように隣接した道床ブロック同士が反対方向に剛体回転する箇所があり、DDA解析を用いれば実現象を解析的に説明することができる。また、前節で検討したようにまくらぎ下面の接地圧力 P_{tN} が鉛直荷重載荷点直下近傍で最大になるのは、前節で検討したように相対剛性 K_r の点からまくらぎを局所的にたわみ性基礎として扱うことによるためであると考えられるが、DDAの解析結果でも図7-3-28に示すように最大主応力が鉛

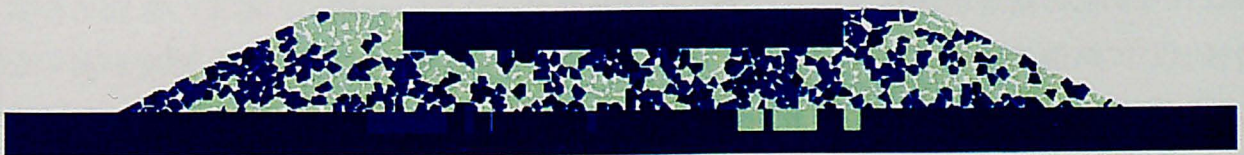


(a) 垂直反力の分布傾向



(b) せん断方向反力の分布傾向

図7-3-26 まくらぎ下面における反力の分布傾向（まくらぎ長手方向, $P_{max}=20kN$ ）



※ただし、右回りに剛体回転するブロックは青色で、左回りに剛体回転するブロックは緑色で、剛体回転しないブロックは紺色でそれぞれ表示した。

図7-3-27 道床ブロック部の剛体回転分布（上下方向解析, caseC, 1回目 $P_{max}=20kN$ 負荷時）

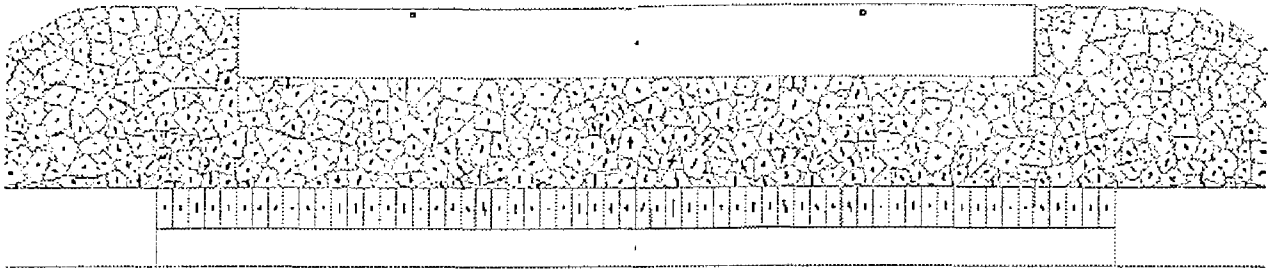


図7-3-28 道床ブロック部の主応力図（上下方向解析，caseC，1回目 $P_{max}=20\text{kN}$ 負荷時）

表7-3-8 試験結果と解析結果の路盤圧力の比較

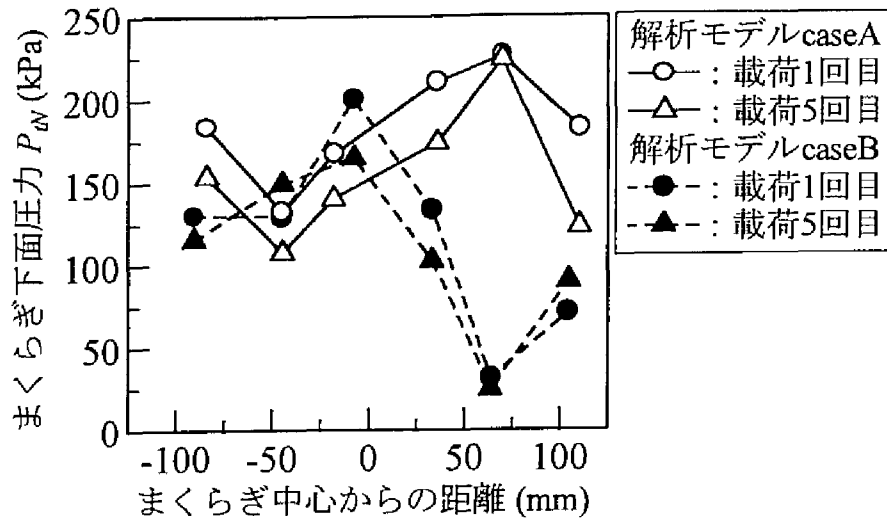
繰返し 載荷回数	鉛直荷重 P_{max}	位 置	路盤圧力			
			試験	caseA	caseB	caseC
1回目	40.0kN	レール直下	206.3kPa	126.7kPa	146.6kPa	—
		まくらぎ中央	56.1kPa	—	—	—
	20.0kN	レール直下	85.6kPa	39.6kPa	76.2kPa	94.5kPa
		まくらぎ中央	30.0kPa	—	—	83.1kPa
5回目	40.0kN	レール直下	153.2kPa	116.8kPa	131.0kPa	—
		まくらぎ中央	85.6kPa	—	—	—
	20.0kN	レール直下	68.5kPa	30.4kPa	64.1kPa	92.9kPa
		まくらぎ中央	44.9kPa	—	—	81.2kPa

直方向に伸びて主応力の柱を形成し載荷荷重に抗する中で、主応力の柱の形成に関与しない一部の道床ブロックがあり、局所的な剛性の低下を解析的に説明する結果となっている。なお、図7-3-26(a)に示すように解析結果の P_W はまくらぎ中央付近で試験結果に比べかなり大きくなるが、この原因は、前述のように試験時の道床部の積層状態と解析モデルの道床ブロック部の積層状態が異なることによると考えられる。一般に、道床つき固め作業の特性として軌道保守直後の道床部では、レール位置直下近傍で周辺部より密度が高くなるため、相対剛性の低い同位置でまくらぎを支持すると考えられるが、解析モデルの道床ブロック部の密度は均一に近いため、中央部でもまくらぎを支持する。このようなまくらぎ支持状態の差異が図7-3-26(a)に示す P_W の分布傾向の差異になったと推定される。試験結果と解析結果のまくらぎ支持状態の違いについては、表7-3-8に示すようにまくらぎ中央位置における解析結果の路盤圧力が試験結果より大きくなることから予想される。

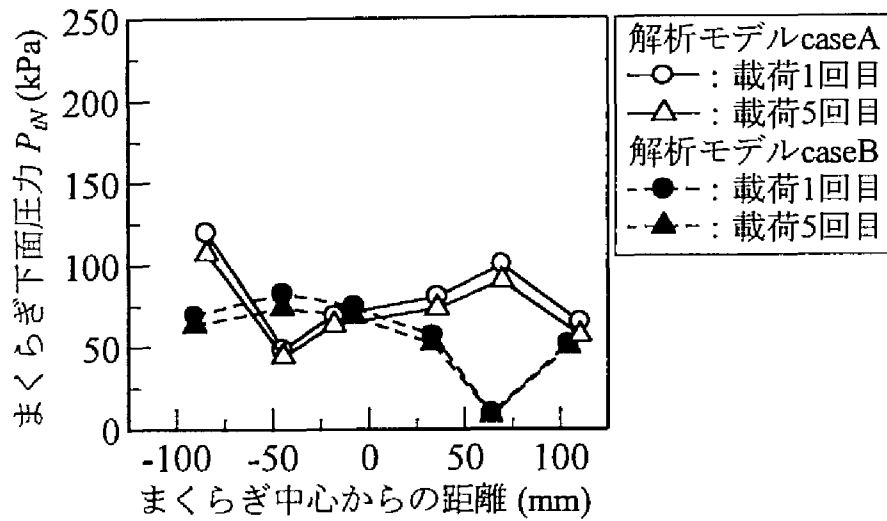
次に、まくらぎ幅方向の P_W および P_{IS} の分布傾向について検討する。一例として、解析モデルcaseAおよびcaseBの $P_{max}=40\text{kN}$ の繰返し載荷解析（表7-3-4(b)のACL-A01,B01）における1回目および5回目の P_{max} 負荷時の P_W の分布傾向を図7-3-29(a)に、 $P_{max}=20\text{kN}$ の繰返

し、載荷解析（表7-3-4(b)のACL-A03,B03）における P_{IV} の分布傾向を図7-3-29(b)に示す。同様に P_{IS} の分布傾向を図7-3-30に示す。また、各解析条件における1回目の P_{max} 負荷時の P_{IV} および P_{IS} の分布傾向を同一荷重条件の試験結果と比較して図7-3-31および図7-3-32に示す。ただし、縦軸の値はまくらぎ下面に位置する各道床ブロックの鉛直応力およびせん断応力を表7-3-4(b)の荷重比率で除して求めており、横軸の値はまくらぎ中心から各道床ブロックの重心位置までの距離を表している。なお、 P_{IS} の符号等グラフの設定については図4-5-5および図4-5-6と同一にした。図から、解析結果の $P_{IV} \cdot P_{IS}$ とも一部にばらつきが見られるものの、 P_{IV} は全体的には均一に近くなること、および P_{IS} は縦軸のゼロ点をまたぐ全体的に右上がりのデータ分布となり、各位置の道床ブロックともまくらぎ中心から遠ざかるように左右のまくらぎ間に移動することがわかる。また、試験結果と解析結果を比較した場合、解析結果は試験結果に比べてばらつきが大きくなるものの、解析結果の $P_{IV} \cdot P_{IS}$ とも試験結果の分布傾向と定性的にほぼ一致し、定量的にも試験結果とほぼ一致することがわかる。なお、試験結果・解析結果ともまくらぎ幅方向の位置の違いや繰返し載荷に伴う分布傾向の差異は明確には見られず、それらに対する両者間の傾向の差異も認められなかった。まくらぎ幅方向のまくらぎ下面における反力の分布傾向については、試験結果・解析結果とも明確な傾向が見られないため現状では解析結果と試験結果をこれ以上詳細に比較することはできないが、試験結果は2方向ロードセルが受ける平均圧力を示すものであり、まくらぎ幅に比して2方向ロードセルの受圧板幅が比較的大きいことから、試験結果のプロット点は解析結果のプロット点数点を平均化したものと考えることができる。このため、上記のように解析結果のばらつきは試験結果に比べて大きくなる。

一方、前節の検討結果から明らかのように、道床部の変形挙動解析を行う場合まくらぎ各面の応力分担率は解析モデルの変形挙動に多大な影響を及ぼしており、この応力分担率をまくらぎ/道床バラスト間の不連続性を評価して実現象に近づけることが解析結果の信頼性を向上する鍵となる。そこで、最後に、道床部の荷重支持状態についてまくらぎ各面の応力分担率の点から検討する。なお、ここでいう応力分担率とは、鉛直荷重載荷時あるいは鉛直・水平荷重載荷時にまくらぎブロックに隣接した各道床ブロックに作用する鉛直荷重あるいは水平荷重をまくらぎブロックの各面ごと（底面・端面・側面）に合計し、これをそれらの総和で除したものである。ただし、端面とは幅24.0cm×高さ17.4cmの面を指し、側面とは長さ200.0cm×高さ17.4cmの面を指す。表7-3-9は、1回目の P_{max} 負荷時における応力分担率と底面の応力分担率に対する各面の応力分担率の比を解析条件別にしてFEM解析結果および試験結果（表4-5-1参照）と比較したものである。同様に表7-3-10は、1回目の Q_{max} 負荷時における応力分担率と端面の応力分担率に対する各面の応力分担率の比を荷重条件別に示したものである。表7-3-9から、DDA解析結果の底面の応力分担率を同一荷重条件の試験結果やFEM解析結果と比較した場合、縦断方向のDDA解析結果は各解析条件ともFEM解析結果より大きく試験結果と同程度になること、および横断方向のDDA解析



(a) $P_{max} = 40\text{kN}$



(b) $P_{max} = 20\text{kN}$

図7-3-29 垂直反力の分布傾向（まくらぎ幅方向）

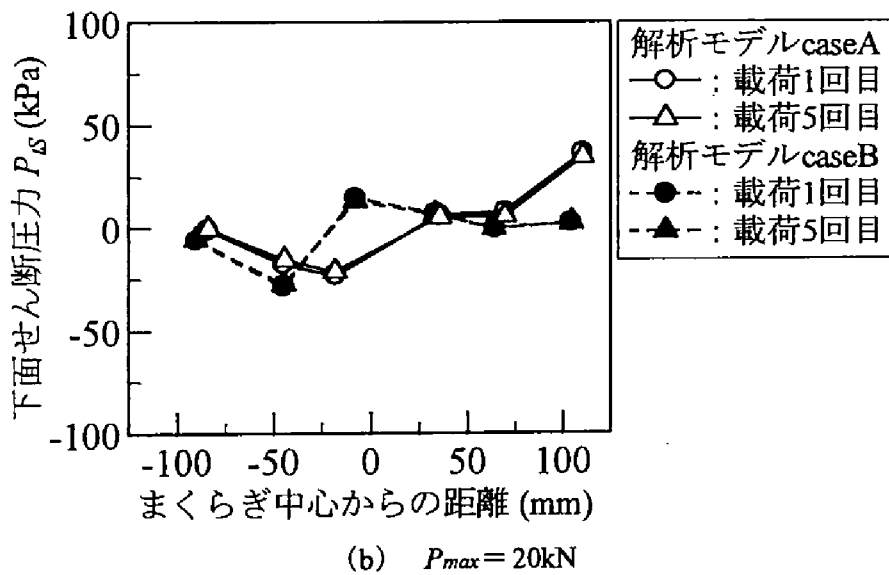
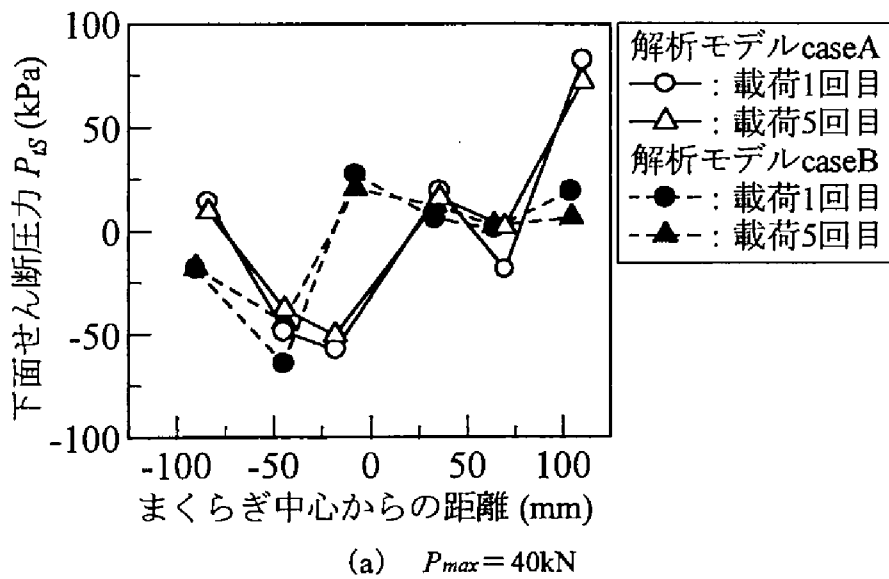
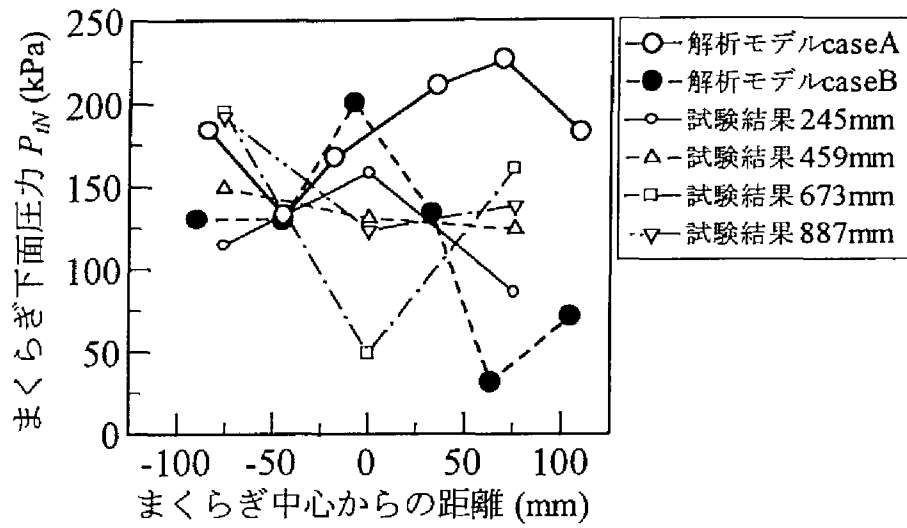
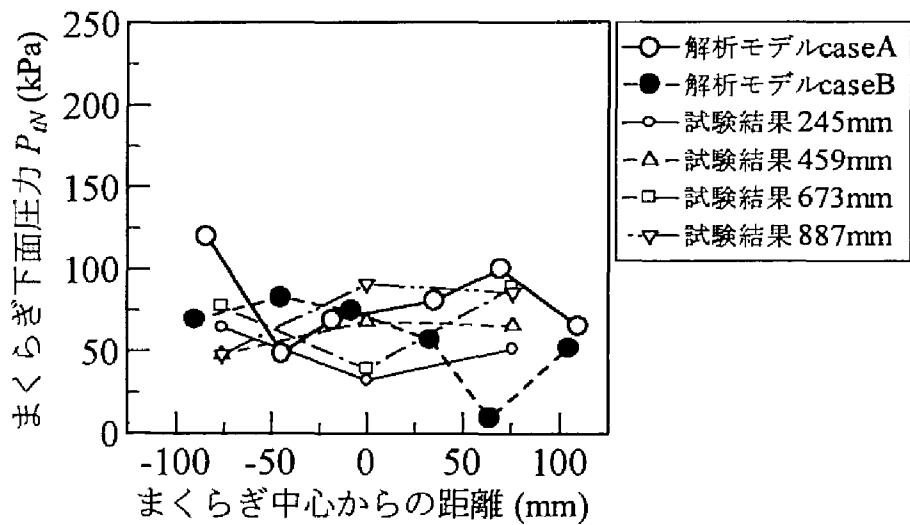


図7-3-30 せん断方向反力の分布傾向 (まくらぎ幅方向)



(a) $P_{max} = 40\text{kN}$



(b) $P_{max} = 20\text{kN}$

図7-3-31 解析結果と試験結果の比較

(まくらぎ幅方向, 1回目 P_{max} 負荷時の P_N の分布傾向)

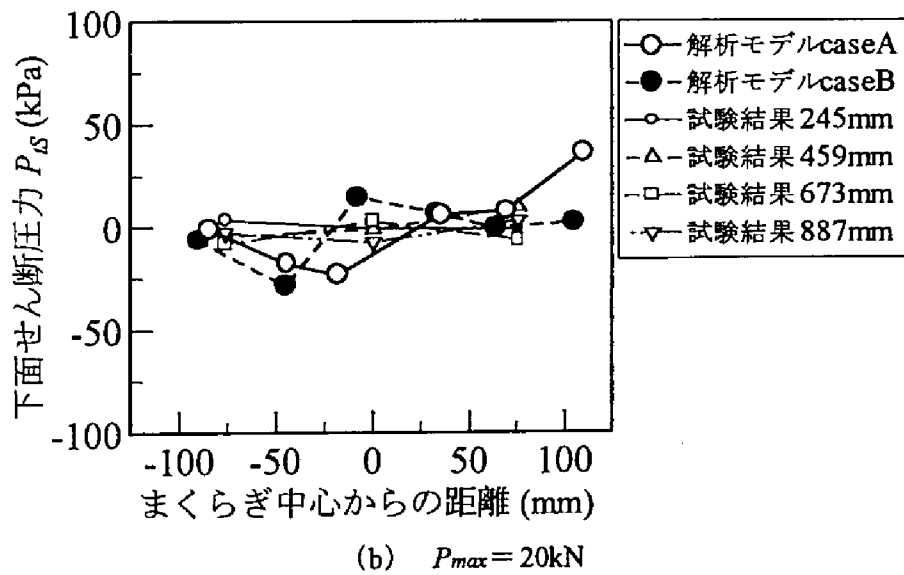
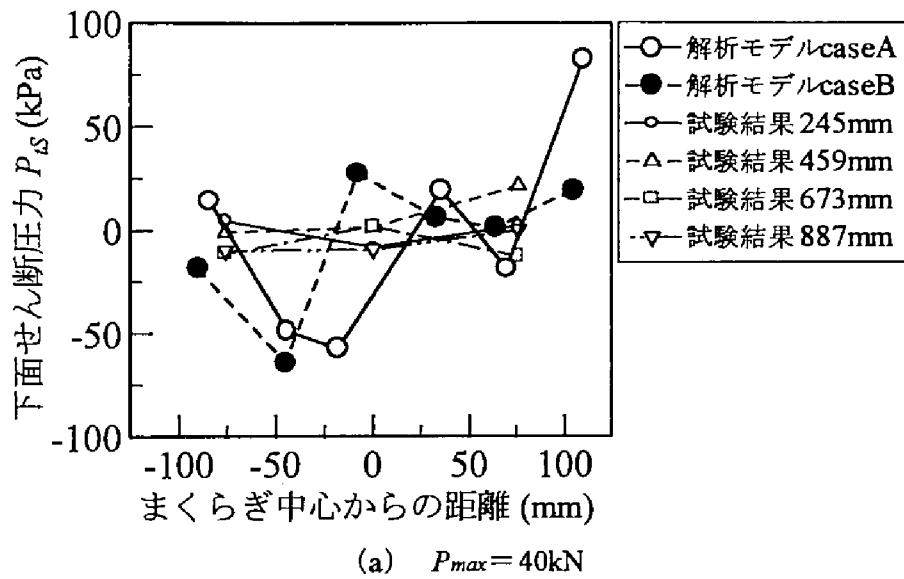


図7-3-32 解析結果と試験結果の比較
(まくらぎ幅方向, 1回目 P_{max} 負荷時の $P_{\delta s}$ の分布傾向)

表7-3-9 まくらぎ各面の応力分担率（上下方向解析）

解析手法	解析次元	モデル名	鉛直荷重 P_{max}	応力分担率			底面に対する比		
				底面	側面	端面	底面	側面	端面
FEM	3次元	N3D	40.0kN	58.5%	38.1%	3.4%	1.00	0.65	0.06
			20.0kN	56.3%	40.6%	3.1%	1.00	0.72	0.06
	2次元	N2T	40.0kN	64.1%	35.9%	—	1.00	0.56	—
			20.0kN	60.7%	39.3%	—	1.00	0.65	—
		N2Y	40.0kN	93.4%	—	6.6%	1.00	—	0.07
			20.0kN	92.6%	—	7.4%	1.00	—	0.08
DDA	2次元	caseA	40.0kN	76.4%	23.6%	—	1.00	0.31	—
			20.0kN	74.2%	25.8%	—	1.00	0.35	—
		caseB	40.0kN	71.9%	28.1%	—	1.00	0.39	—
			20.0kN	72.6%	27.4%	—	1.00	0.38	—
		caseC	20.0kN	91.9%	—	8.1%	1.00	—	0.09
		試験結果			40.0kN	75.2%	—	—	—
20.0kN	76.6%				—	—	—	—	—

表7-3-10 まくらぎ各面の応力分担率（左右方向解析）

解析手法	モデル名	鉛直荷重 P_i	水平荷重 Q_{max}	応力分担率			底面に対する比		
				底面	側面	端面	底面	側面	端面
DDA	caseC	60.0kN	20.0kN	97.0%	—	3.0%	1.00	—	0.03
			17.5kN	96.0%	—	4.0%	1.00	—	0.04
			15.0kN	88.0%	—	12.0%	1.00	—	0.14
		50.0kN	15.0kN	84.0%	—	16.0%	1.00	—	0.19
		40.0kN	15.0kN	77.7%	—	22.3%	1.00	—	0.29

結果は試験結果より大きくFEM解析結果と同程度になることがわかる。前節の検討結果を見る限りFEMの線形弾性解析では、2次元モデル・3次元モデルともまくらぎ/道床バラスト間の不連続性を充分表現できないため、端面および側面で過大なせん断抵抗力がまくらぎ・道床部間の不連続境界面に発生し、その結果底面の応力分担率が試験結果よりもかなり低下した。これに対し不連続体解析手法であるDDA解析では、接触面に作用する垂直抗力と接触面の摩擦係数との積以上の摩擦抵抗力は発現されないため、表7-3-9のように実現象に近い結果を示したと考えられる。なお、端面および側面における単位面積当たりの摩擦抵抗力が単純に一定値であると仮定すれば、各面における摩擦抵抗力の合力の比

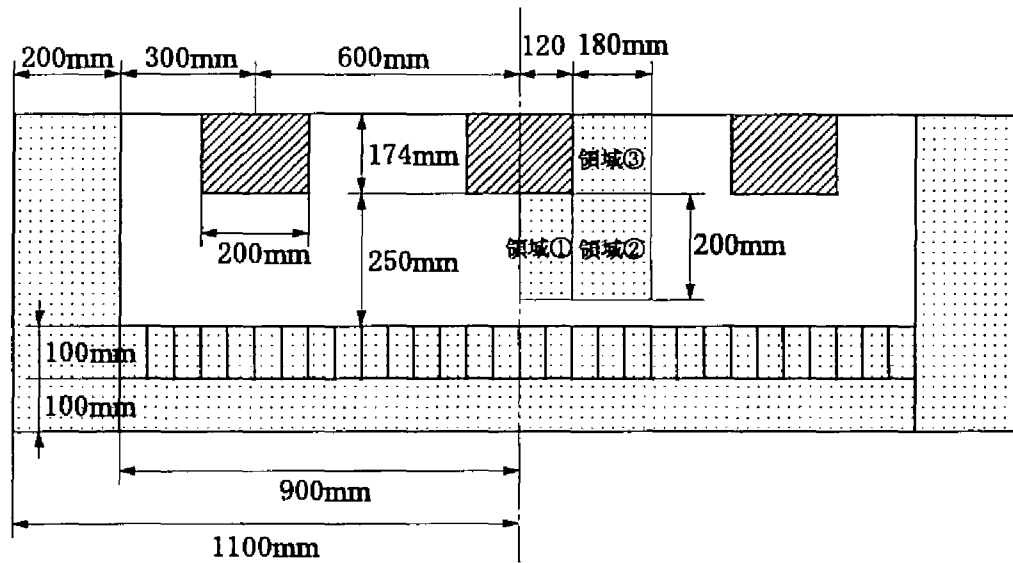
は両面の面積比で表されることになるから約1：6となる。この比を考慮しかつ表4-5-1を参考にして1回目の P_{max} 負荷時における試験結果の底面の応力分担率を76.0%とした場合、端面の応力分担率は2.6%、側面の応力分担率は21.4%となり、底面の応力分担率に対する各面の応力分担率の比はそれぞれ端面0.03、側面0.28となる。したがって、これらの数値からも、DDA解析が上下方向の道床部の変形挙動解析に対してFEMの線形弾性解析より有効であることがわかる。ただし、FEM解析結果と同様横断方向のDDA解析結果が試験結果と定量的に一致しないのは、実現象で底面の応力分担率に対する比の高い側面が横断方向の解析モデルではモデル化できないためであり、縦断方向のDDA解析結果が上記のように実現象に近い解析結果を示すのは、実現象で底面の応力分担率に対する比の低い端面を縦断方向の解析モデルでは考慮していないためであると考えられる。一方、表7-3-10から、 Q_{max} が同一であれば P_1 が大きいほど底面の応力分担率は高くなること、および P_1 が同一であれば Q_{max} が大きいほど底面の応力分担率は高くなることがわかる。このうち前者の傾向は、鉛直荷重の荷重によりまくらぎ底面における摩擦抵抗力は増加するという第4章の試験結果と一致する。また、後者の傾向から、鉛直荷重が一定の場合道床横抵抗力の増加は、まくらぎ底面の摩擦抵抗力の増加に伴うものであることがわかる。解析結果のこのような傾向は、前節で検討したように実物大荷重試験におけるまくらぎ底面の応力分担率が80～90%程度と高くなることを考慮すれば、実現象に即した解析結果であると評価できる。前節で検討したようにFEMの線形弾性解析では、 P_1 の増加に伴う道床横ばね係数の硬化現象を表現するために道床部のヤング率 E_b を変化させたとしても、道床部の左右方向の変形挙動に強い影響を及ぼすまくらぎ底面の応力分担率の変化を表現できなかった。しかし、上記のDDA解析結果のように、まくらぎ／道床バラスト間の不連続性を実現象に即して評価すれば、解析結果の応力分担率は試験結果に近づくため、実際の道床部の応力状態や変形傾向を解析的に捉えられることがわかる。これらは、DDA解析が左右方向の道床部の変形挙動解析に対してFEMの線形弾性解析より有効であることを指し示すものである。

7-3-3 道床部の変形傾向と応力分布に関する解析的検討

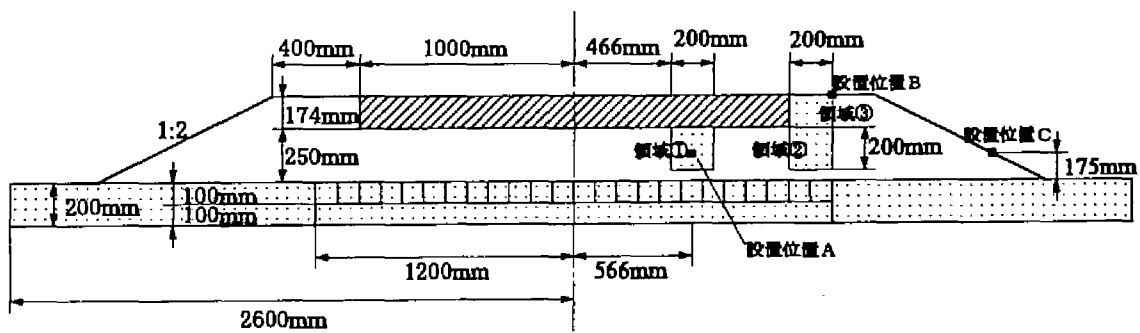
(1) 繰返し荷重時の道床バラスト粒子の移動傾向

前項の検討結果から、FEMの線形弾性解析結果が局所的に変動する道床部の変形特性を平均化して捉えるマクロな解であるのに対し、DDAの解析結果は道床バラスト粒子の移動に伴う道床部変形特性の変化を実現象に近い形で解析する可能性を有していることが明らかになった。そこで、以下ではDDA解析結果を用いて道床部の上下方向の変形傾向を道床バラスト粒子の移動傾向と関連づけて考察する。まず、横断方向の繰返し荷重解析をもとに道床ブロック部各部の道床ブロックの移動傾向について検討する。繰返し荷重解析における道床ブロック部各部の荷重～変位関係の一例として、解析モデルcaseCの $P_{max}=20\text{kN}$ の解析条件（表7-3-4(b)のACL-C03）における1回目の P_{max} 負荷・除荷時の鉛直荷重～

鉛直変位関係（ただし，載荷方向を図中の矢印で示す。）を箇所別にして図7-3-34(a)に示し，同じく5回目の関係を図7-3-34(b)に示す。同様に，ACL-C03における1回目および5回目の P_{max} 負荷・除荷時の鉛直荷重～水平変位関係を箇所別にして図7-3-35に示す。ただし，以下では図4-1-8中の設置位置A，B，Cと同位置にある道床ブロックをそれぞれ「レール直下」，「道床肩」，「道床法面」と称する（図7-3-33(b)参照）。なお，変位量の符号等グラフの設定については図4-5-7～図4-5-10と同一にしたが，5回目の関係については載荷開始時の初期変位量をゼロとしている。図(a)から，鉛直・水平両方向とも道床肩，道床法面，レール直下の順にヒステリシス・ループの面積と変位振幅量は小さくなり，解析結果のエネルギー損失はレール直下よりも道床肩で多く生じることがわかる。また，図(b)から，レール直下および道床肩では，繰返し載荷に伴って鉛直方向の変位振幅量およびヒステリシス・ループの面積が減少することがわかる。このような解析結果の傾向を試験結果（図4-5-7～図4-5-10参照）と比較した場合，試験結果には路盤の鉛直変位量が含まれているため両者の鉛直変位量を単純に比較することはできないが，試験結果ではレール直下でのエネルギー損失が一番大きくなるのに対し，解析結果のレール直下でのエネルギー損失は道床肩部でのエネルギー損失に比べ無いに等しい。第4章で検討したように，繰返し載荷に伴い設置位置Aの荷重～変位関係の傾きが増加し減衰比が減少するのは，レール位置直下近傍の道床部中層が締め固まり道床バラスト粒子個々のすべりが生じにくくなるからである。このため，解析モデルのレール直下近傍の道床ブロック部は同一位置の実物大載荷試験の道床部に比べ粒子間空隙の少ない密な状態にあると考えられ，道床ブロックの移動傾向と道床バラスト粒子の移動傾向は異なることが予想される。そこで，繰返し載荷時の道床ブロック部各部での道床ブロックの移動方向と移動量について検討する。図7-3-36は，ACL-C03における1回目および5回目の P_{max} 負荷・除荷時の鉛直変位量～水平変位量関係，つまりブロックの移動軌跡曲線を箇所別にして示したものである。図(a)から，道床肩，道床法面，レール直下の順に道床ブロックの移動量は小さくなり，レール直下では道床ブロックの移動がほとんど生じないこと，およびレール直下における道床ブロックの移動方向は沈下（鉛直方向）が主体であり水平方向にはほとんど変位しないが，道床肩や道床法面では鉛直荷重の載荷により水平変位が生じるとともに鉛直方向に上昇することがわかる。また，図(b)から，繰返し載荷により各箇所とも道床ブロックの移動量は減少するものの，移動方向は大きく変化しないことがわかる。さらに，図7-3-37はACL-C03における1回目および5回目の $P_{max}=20\text{kN}$ 負荷時の変位ベクトル図を示したものである。ただし，変位ベクトル図は各回の繰返し載荷における載荷開始時（1回目の場合は初期応力状態）のブロック重心の位置と各荷重状態に重心が移動した点をベクトルで結び，ベクトルの大きさだけを図面に合わせて適度に拡大したものである。図から，まくらぎ直下の道床ブロックは各ブロックとも鉛直方向に沈下する傾向にあるが，まくらぎ端部付近のまくらぎ直下では道床ブロックがまくらぎ直下から離れるように側方流動すること，お

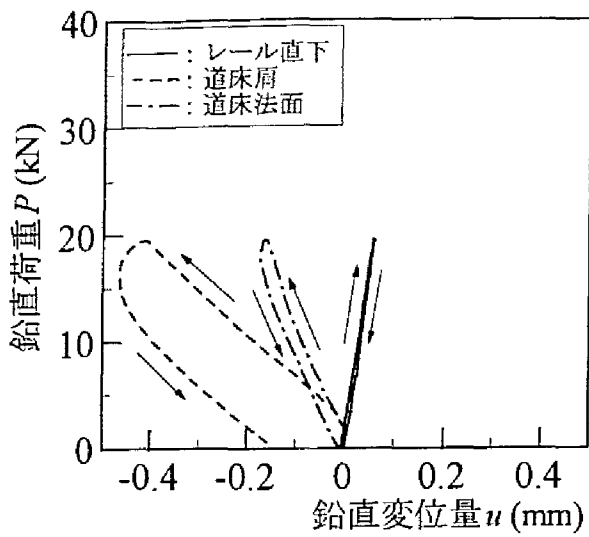


(a) 縦断方向 (caseA・caseB)

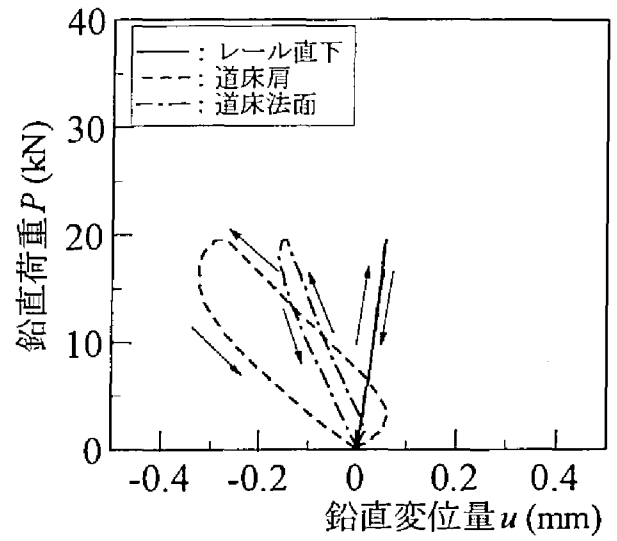


(b) 横断方向 (caseC)

図7-3-33 DDA解析モデルの領域配置図

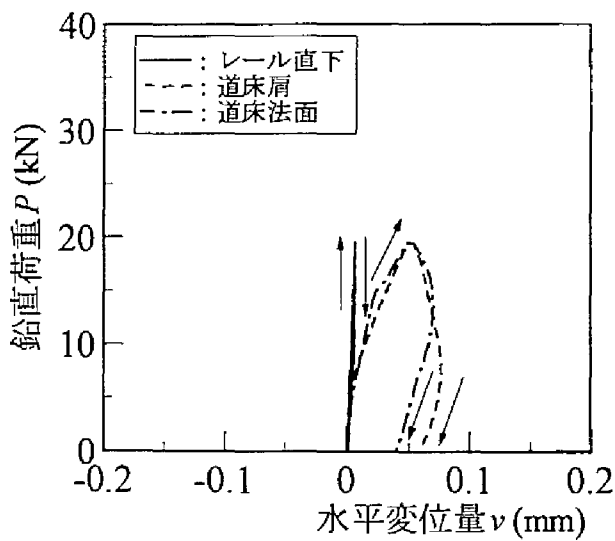


(a) 1回目の載荷時

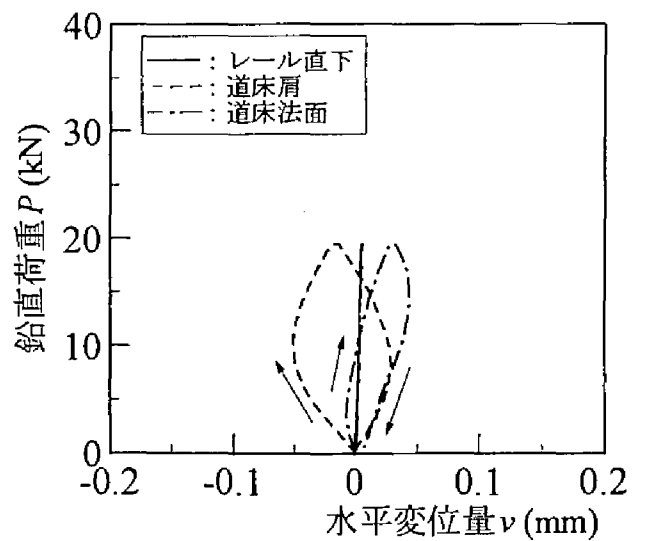


(b) 5回目の載荷時

図7-3-34 道床各部の鉛直荷重～鉛直変位関係（上下方向解析, caseC, $P_{max}=20\text{kN}$ ）

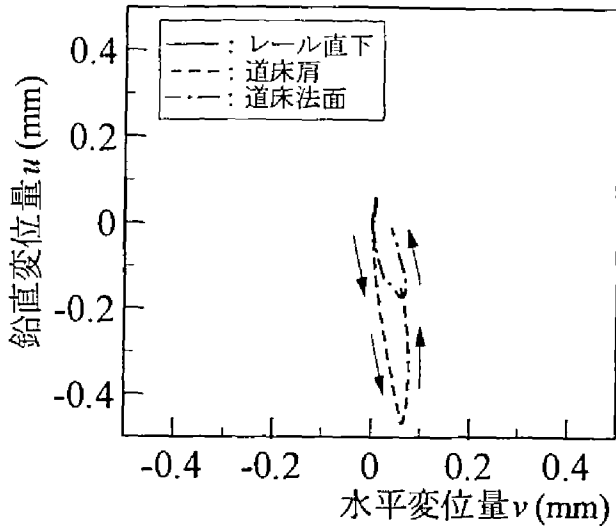


(a) 1回目の載荷時

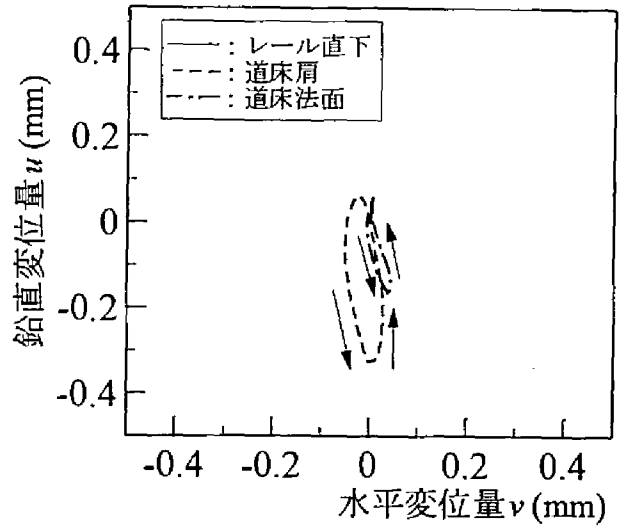


(b) 5回目の載荷時

図7-3-35 道床各部の鉛直荷重～水平変位関係（上下方向解析, caseC, $P_{max}=20\text{kN}$ ）

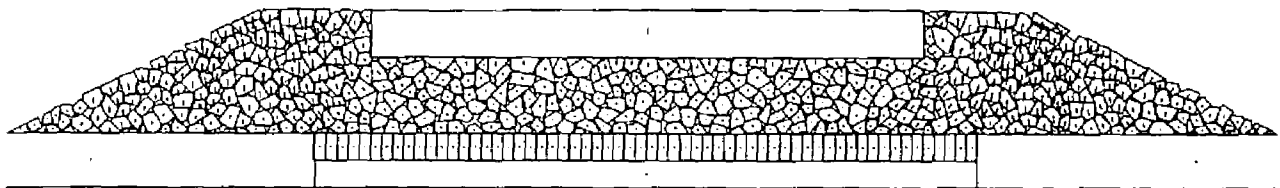


(a) 1回目の荷荷時

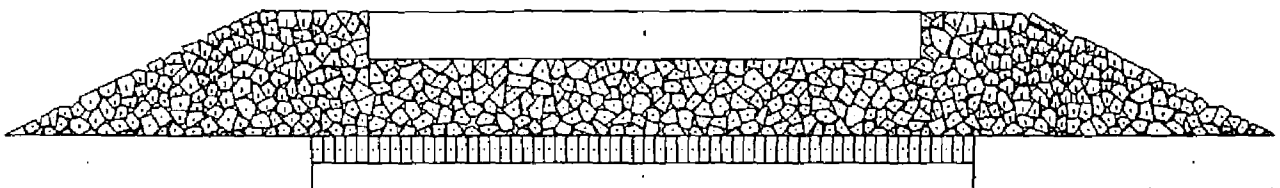


(b) 5回目の荷荷時

図7-3-36 道床各部の鉛直変位～水平変位関係（上下方向解析，caseC， $P_{max}=20\text{kN}$ ）

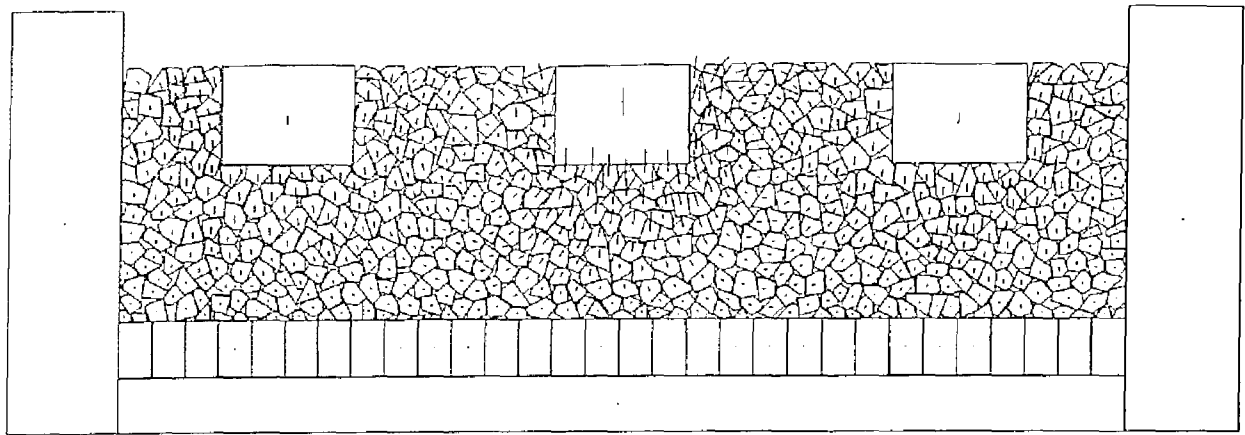


(a) 1回目 P_{max} 負荷時

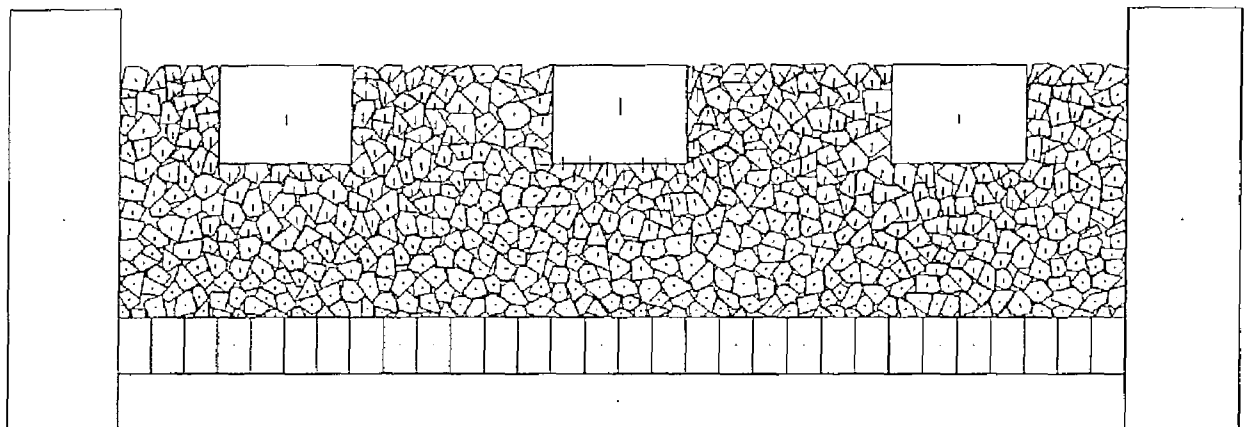


(b) 5回目 P_{max} 負荷時

図7-3-37 変位ベクトル図（上下方向解析，caseC， $P_{max}=20\text{kN}$ ）



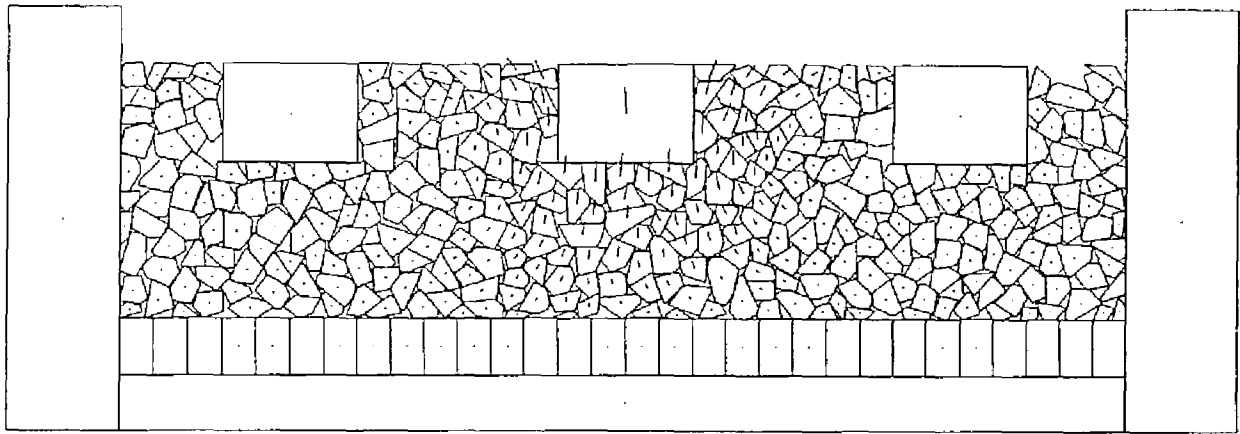
(a) 1回目 P_{max} 負荷時



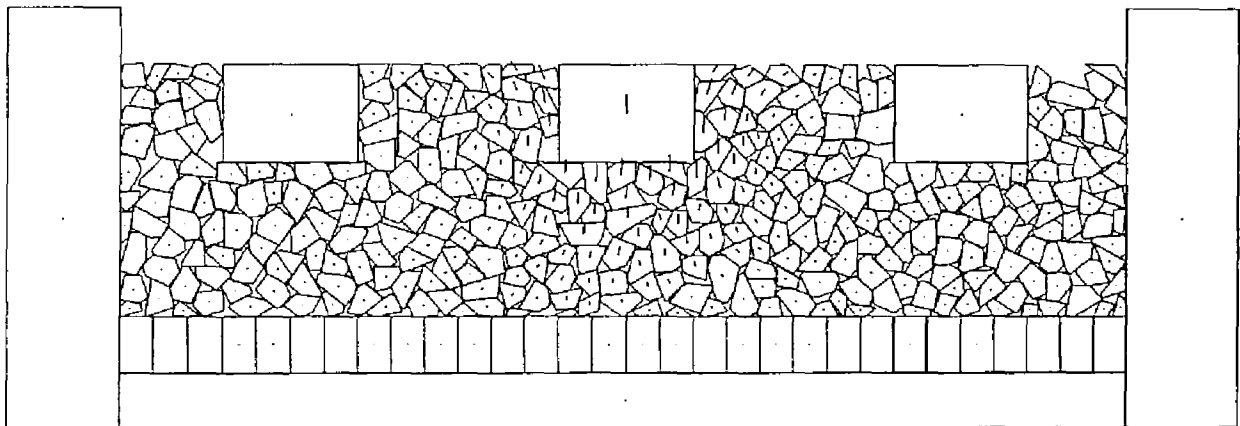
(b) 5回目 P_{max} 負荷時

図7-3-38 変位ベクトル図（上下方向解析，caseA， $P_{max}=40\text{kN}$ ）

よび道床肩や道床法面の道床ブロックはまくらぎ直下での側方流動に伴い道床ブロック部表面に盛り上がるように移動することがわかる。なお，解析結果では，上記のように道床ブロック部表面への膨れ上がりや道床ブロック部法面でのくずれを伴う流動現象が，まくらぎ直下の道床ブロック部での圧縮現象を上回ったため，試験結果ではほとんど見られなかった道床肩部でのエネルギー損失が顕在化したと考えられる。一方，縦断方向の繰返し載荷解析で用いた解析モデルも，前節で検討したように横断方向の解析モデルと同様密度的には実物大試験の道床部の積層状態よりも間隙の少ない粒子構造である。そこで，次に縦断方向の繰返し載荷解析をもとに道床各部の道床ブロックの移動傾向について検討する。図7-3-38および図7-3-39は，ACL-A01およびACL-B01における1回目および5回目の $P_{max}=40\text{kN}$ 負荷時の変位ベクトル図である。図から，まくらぎ直下の道床ブロックは各ブロックとも鉛直方向に沈下する傾向にあるが，まくらぎ底部から離れるに従い沈下量は減少しまくらぎ直下から離れるように側方流動すること，および載荷まくらぎブロックに隣接す



(a) 1回目 P_{max} 負荷時



(b) 5回目 P_{max} 負荷時

図7-3-39 変位ベクトル図（上下方向解析，caseB， $P_{max}=40\text{kN}$ ）

る道床ブロックはまくらぎブロックの沈下に伴い引き込まれるが、まくらぎ中間以遠の道床ブロックはまくらぎ直下での側方流動に伴い道床ブロック部表面に盛り上がるように移動することがわかる。特に後者の傾向については、ブロック数の少ない解析モデルcaseBではあまり顕著には見られないものの、解析モデルcaseAではまくらぎ直下の道床ブロック部からまくらぎ間の道床ブロック部へと各ブロックが円を描くように流動する傾向がはっきりと認識できる。

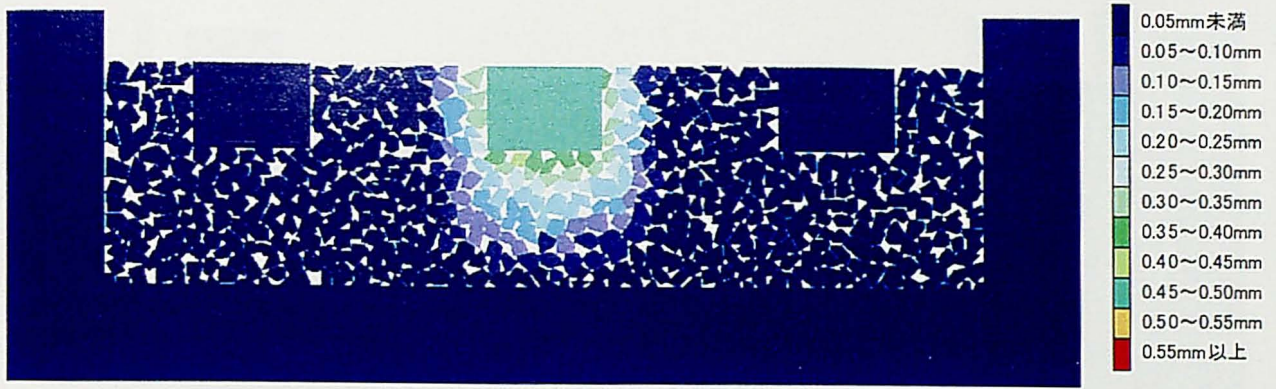
以上のように、DDA解析モデルの繰返し塑性変形は道床ブロックの移動に基づくものであり、まくらぎ直下の道床ブロック部中層では圧縮現象が、まくらぎ間あるいは道床肩・道床法面の道床ブロック部では流動現象が繰返し载荷によらずそれぞれ支配的となる。また、このような解析結果の傾向は、第4章の実物大载荷試験における道床バラスト粒子の移動傾向と定性的に一致する。ただし、解析結果では初期降伏時にも圧縮現象より流動現象の方が道床ブロック部の変形特性に強く影響を及ぼすなど試験結果と異なる傾向がい

くつか見られ、実現象に近い解析結果が得られたとは言い難い。この原因と考えられるのは、第3章で検討した初期変位過程における変形メカニズム（図3-2-2参照）が解析結果では充分表現されていないことである。まくらぎ直下の道床ブロック部は、前述の密度測定結果から明らかのように実物大載荷試験の道床部よりも粒子間空隙の少ない密な状態にあると同時に、密度分布としても保守作業により不均一な分布となる初期変位過程よりも繰返し載荷により均一化の進んだ漸進変位過程の道床部の積層状態に近くなる。このため、変形挙動の主体は漸進変位過程と同様せん断変形になり、変形機構自体が道床部の間隙率にあまり影響されないため、繰返し載荷によらず道床ブロックの移動傾向がほぼ一定になったと考えられる。道床部の繰返し塑性変形挙動に対する密度分布の影響については、引き続き7-3-4項で現象のモデル化方法に関する課題と関連づけて詳細に検討する。

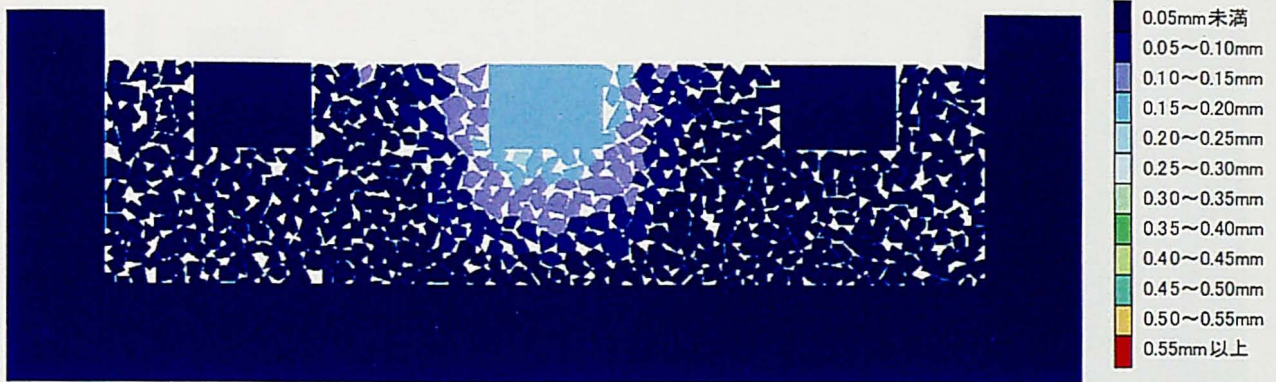
（2）繰返し載荷時の道床部の変位分布傾向

道床バラスト粒子の移動傾向は、図7-3-37等の変位ベクトル図に見られるように道床ブロック部内の位置ごとに移動量や移動方向が異なっている。第3章の検討結果によれば、道床バラスト粒子の移動傾向は、道床内部での局所せん断応力の分布傾向や密度分布に強く影響される。反対に、繰返し載荷による道床バラスト粒子の移動に伴って道床内部での局所せん断応力の分布傾向や密度分布が変化するために、道床部の構造特性や変形機構が変化し初期変位過程や漸進変位過程のような現象が生じる。したがって、道床内部での道床バラスト粒子の移動傾向を明らかにすれば、道床部の応力状態や変形傾向を把握することができる。そこで、以下では道床部の上下・左右方向の変形傾向や応力分布を道床部の変位の分布傾向と関連づけて考察する。

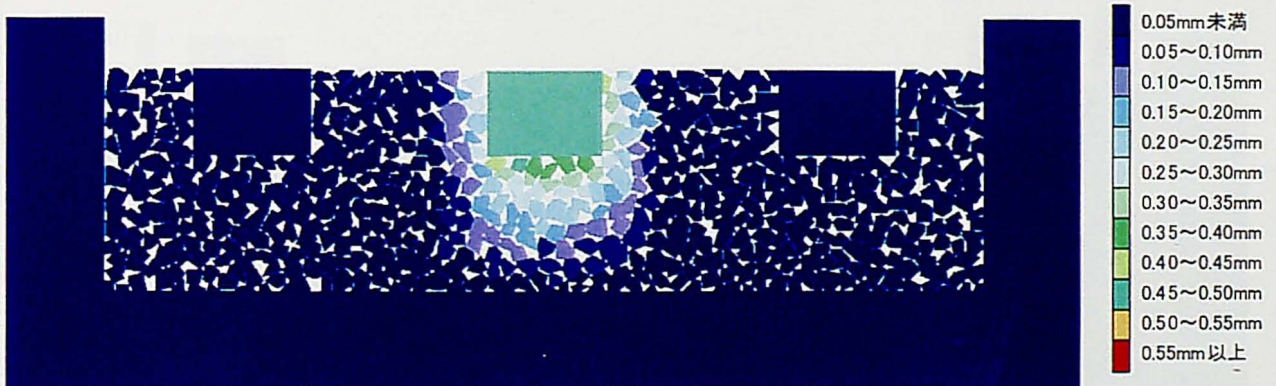
まず、上下方向の繰返し載荷解析結果をもとに道床ブロック部の鉛直変位の分布傾向について検討する。図7-3-40(a)は、解析モデルcaseAの $P_{max}=40\text{kN}$ の解析条件（表7-3-4(b)のACL-A01）における1回目の P_{max} 負荷時の鉛直変位分布図を示したものであり、同じく図7-3-40(b)は1回目の P_{max} 除荷時の鉛直変位分布図を、図7-3-40(c)は5回目の P_{max} 負荷時の鉛直変位分布図を、図7-3-40(d)は5回目の P_{max} 除荷時の鉛直変位分布図をそれぞれ示したものである。同様に、図7-3-41は解析モデルcaseAの $P_{max}=20\text{kN}$ の解析条件（表7-3-4(b)のACL-A03）における1回目および5回目の P_{max} 負荷・除荷時の鉛直変位分布図を示す。さらに、図7-3-42および図7-3-43には、解析モデルcaseBの $P_{max}=40\text{kN}$ および $P_{max}=20\text{kN}$ の解析条件（表7-3-4(b)のACL-B01, ACL-B03）における1回目および5回目の P_{max} 負荷・除荷時の鉛直変位分布図を、図7-3-44には解析モデルcaseCの $P_{max}=20\text{kN}$ の解析条件（表7-3-4(b)のACL-C03）における1回目および5回目の P_{max} 負荷・除荷時の鉛直変位分布図をそれぞれ示す。ただし、鉛直変位分布図とは初期応力状態のブロック重心の位置と各荷重状態に重心が移動した点をベクトルで結び、そのベクトルの鉛直方向成分の大きさを0.05mm単位で分類し、各カテゴリーをブロックの色の濃淡で表したものである。縦断方向の解析結果から、鉛直荷重の載荷によりまくらぎブロックに近接する道床ブロックはま



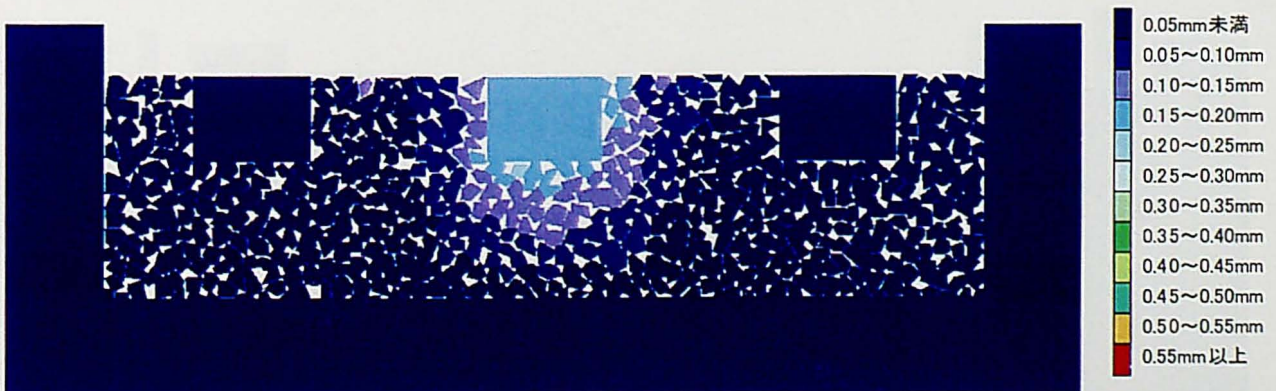
(a) 1回目の P_{max} 負荷時



(b) 1回目の P_{max} 除荷時

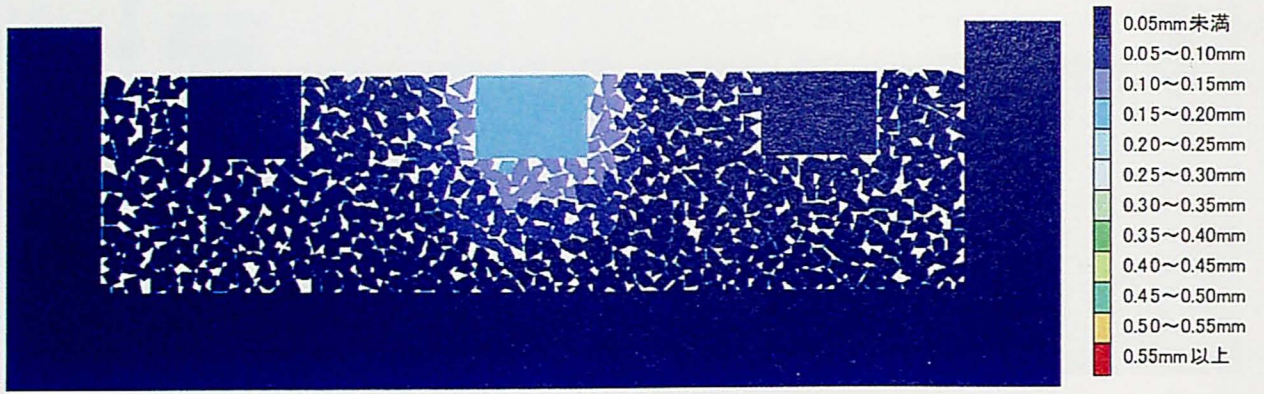


(c) 5回目の P_{max} 負荷時

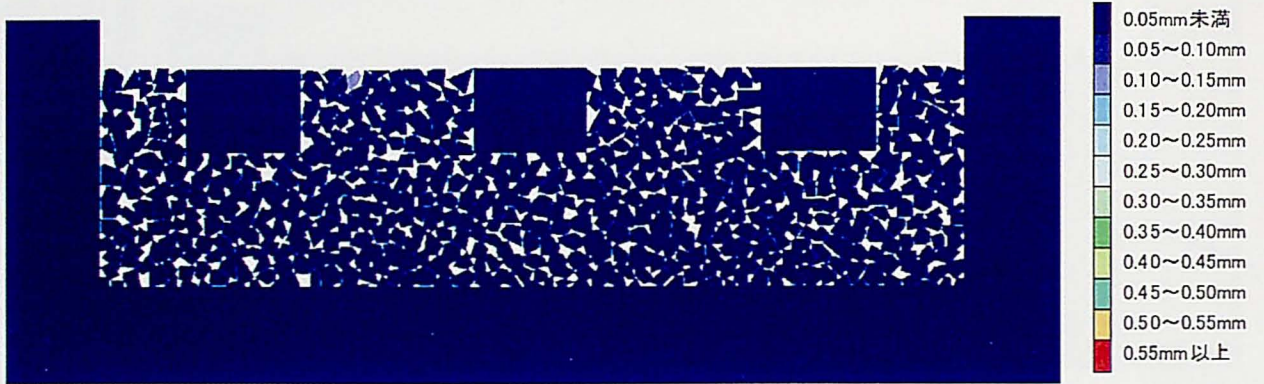


(d) 5回目の P_{max} 除荷時

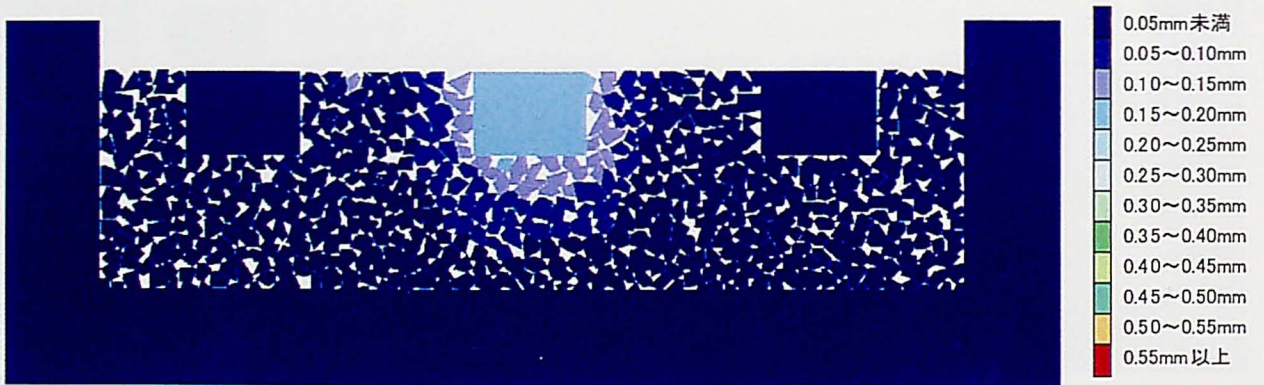
図7-3-40 鉛直変位分布図（上下方向解析，caseA， $P_{max}=40\text{kN}$ ）



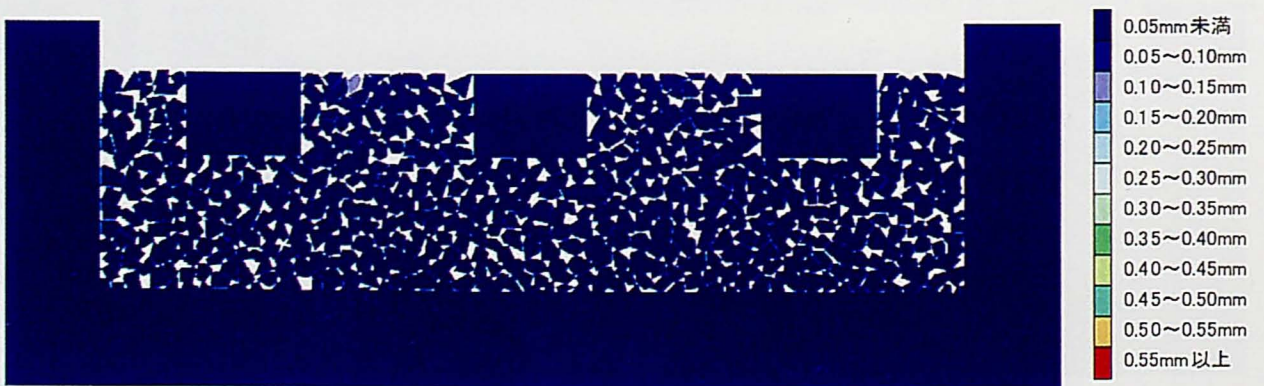
(a) 1回目の P_{max} 負荷時



(b) 1回目の P_{max} 除荷時

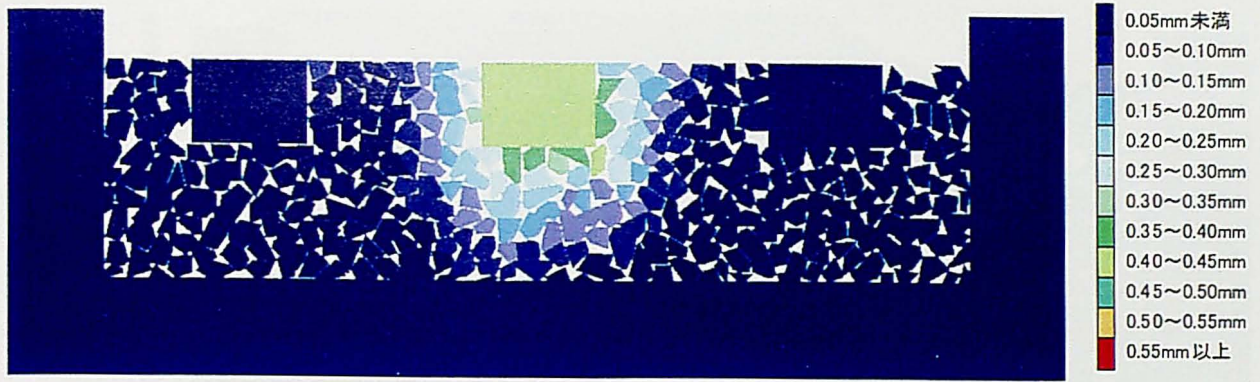


(c) 5回目の P_{max} 負荷時



(d) 5回目の P_{max} 除荷時

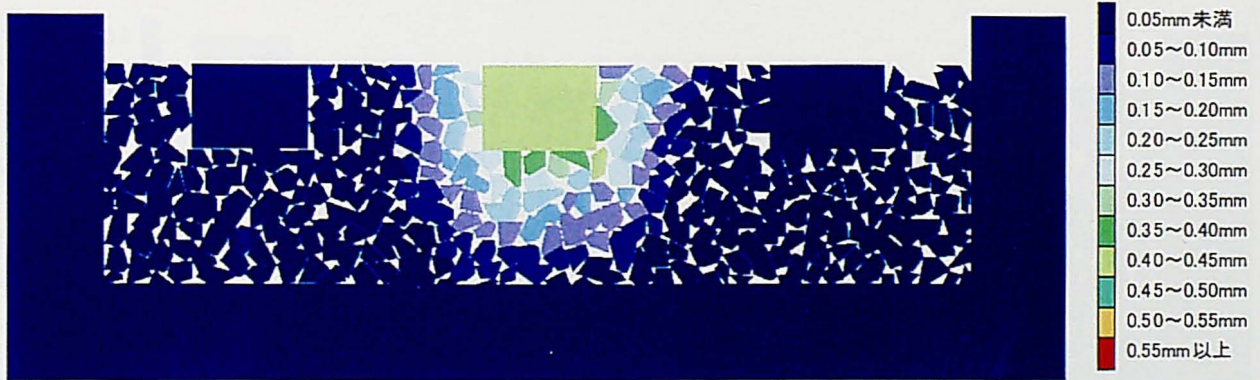
図7-3-41 鉛直変位分布図（上下方向解析，caseA， $P_{max}=20\text{kN}$ ）



(a) 1回目の P_{max} 負荷時



(b) 1回目の P_{max} 除荷時

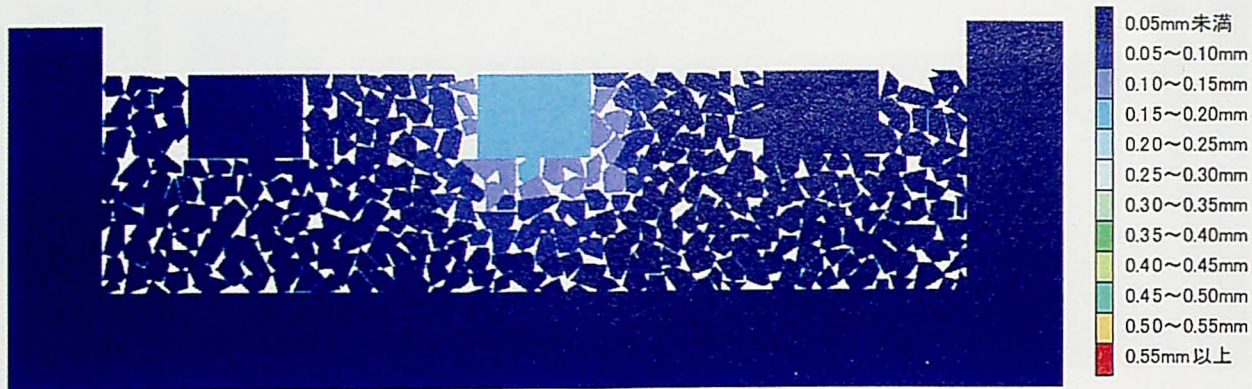


(c) 5回目の P_{max} 負荷時

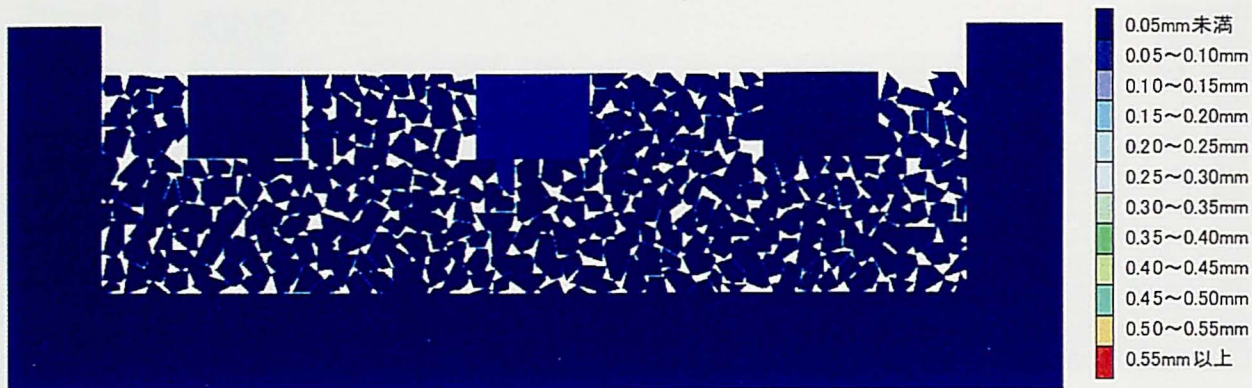


(d) 5回目の P_{max} 除荷時

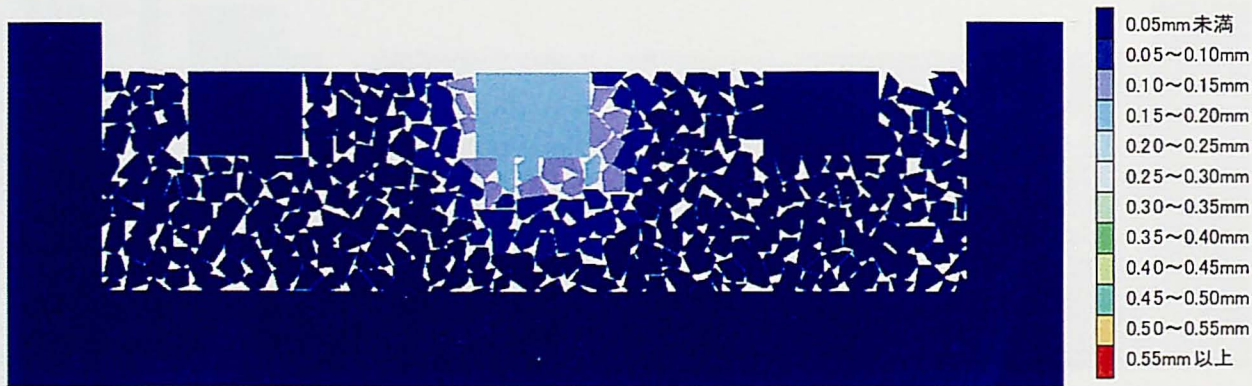
図7-3-42 鉛直変位分布図（上下方向解析，caseB， $P_{max}=40\text{kN}$ ）



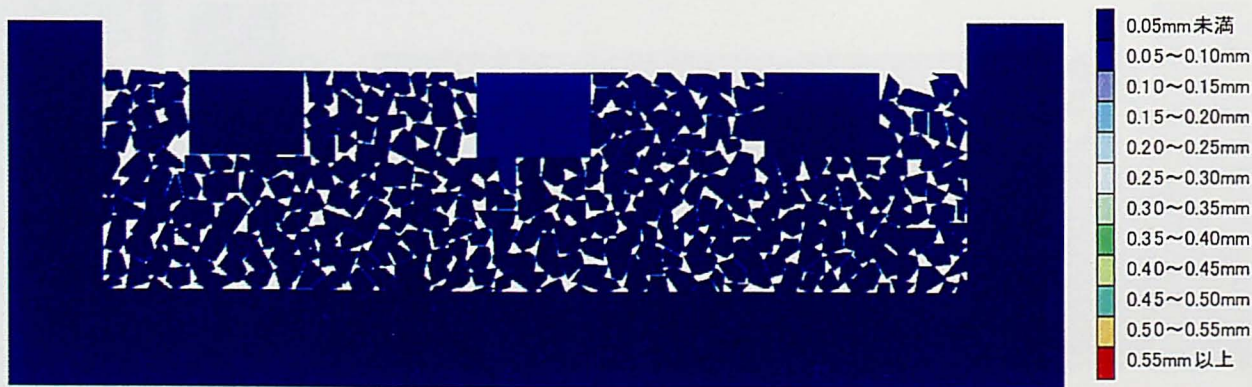
(a) 1回目の P_{max} 負荷時



(b) 1回目の P_{max} 除荷時



(c) 5回目の P_{max} 負荷時



(d) 5回目の P_{max} 除荷時

図7-3-43 鉛直変位分布図（上下方向解析，caseB， $P_{max}=20\text{kN}$ ）

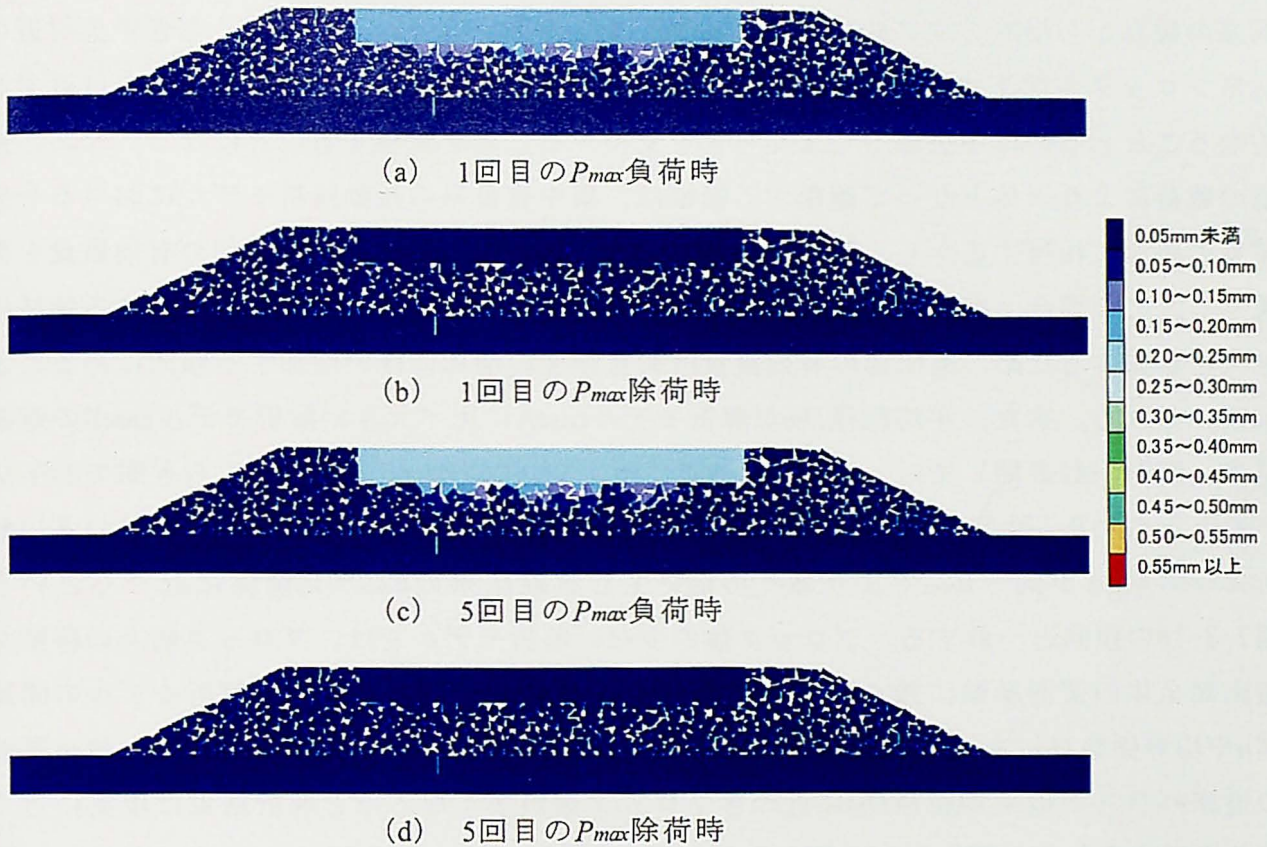


図7-3-44 鉛直変位分布図（上下方向解析，caseC， $P_{max}=20\text{kN}$ ）

くらぎブロックを中心としたなすび形の沈下領域を形成し、まくらぎブロックから離れるに従い各ブロックの沈下量は減少すること、および繰返し荷重強度の増加に伴い、沈下領域が拡大するとともに P_{max} 除荷時に初期応力状態の位置に復位しないブロックが多数現れることがわかる。同様の傾向は、横断方向の解析モデルcaseCの解析結果（図7-3-44参照）でも見られるが、解析モデルcaseCの場合両側レール位置およびまくらぎ中央のまくらぎ下面に位置する道床ブロックが P_{max} 負荷時に沈下することがわかる。これらは、初期応力状態の粒子配列が鉛直荷重の荷重により変化することを示すものであるが、1回目と5回目の荷重時の道床ブロックの沈下傾向にはあまり差異が見られないことから、初期降伏時に大きな構造変化が生じた後、同一荷重レベルの粒子配列は繰返し荷重によらずほぼ一定の状態にあると考えられる。このような道床ブロックの移動傾向は、7-3-2項で検討した繰返し荷重に伴うヒステリシス・ループの変化とほぼ一致するものであり、荷重状態や繰返し荷重に応じて道床部の変形特性が変化するのは粒子配列が構造変化するためであると考えられる。また、ブロックの移動はブロック同士の接触点に作用するせん断力がブロック表面のせん断抵抗力を上回った際に生じるものであるから、移動量が多い領域では接触点で伝達される応力も大きくなる。このような観点から縦断方向の鉛直変位分布図を見た場合、同図のようななすび形の沈下領域の形成は、従来から指摘されている¹⁾ようなまくらぎ下面を起点とした圧力球根の発生を近似的に表現するものと考えられる。他方、

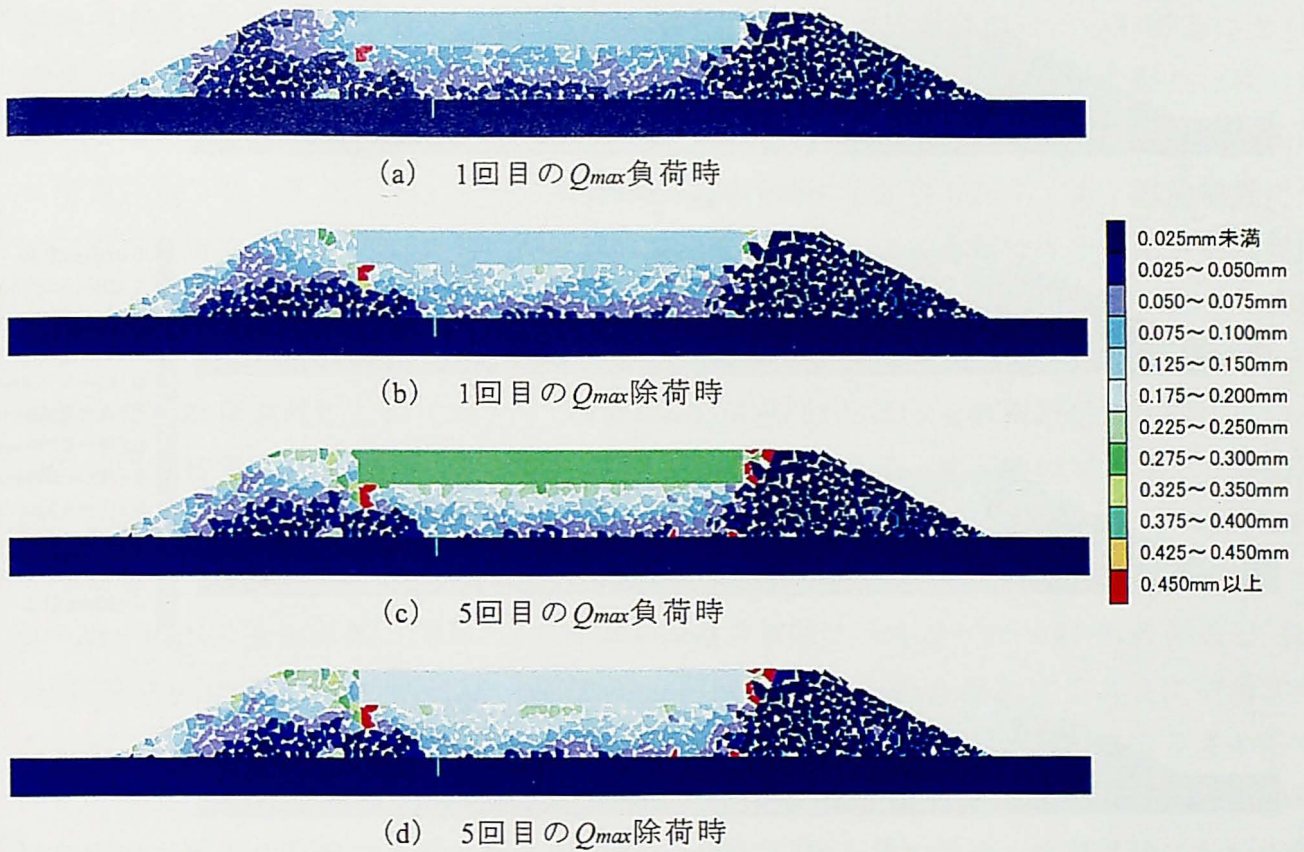


図7-3-45 水平変位分布図（左右方向解析，caseC， $Q_{max} = 20.0\text{kN} \cdot P_t = 60\text{kN}$ ）

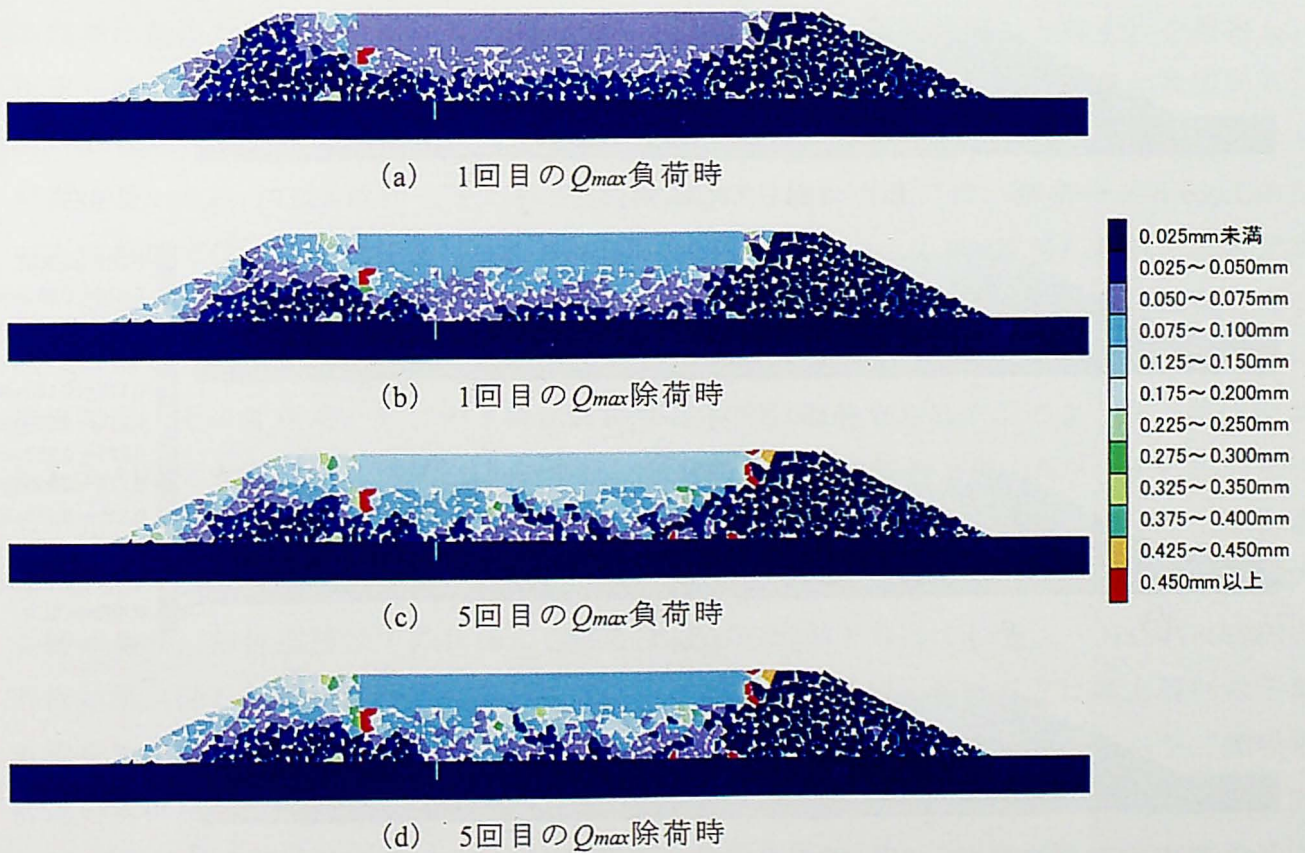
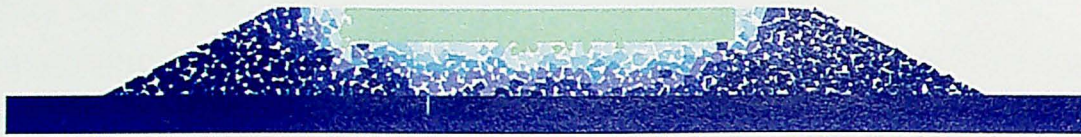
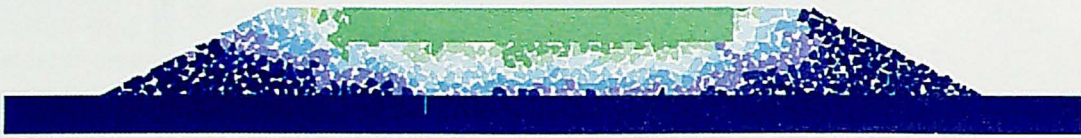


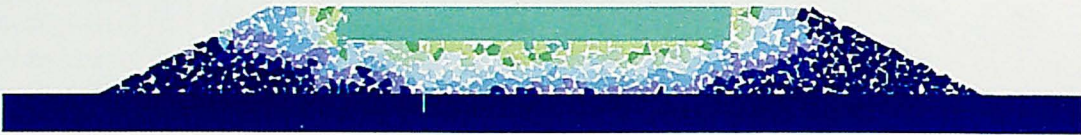
図7-3-46 水平変位分布図（左右方向解析，caseC， $Q_{max} = 15.0\text{kN} \cdot P_t = 60\text{kN}$ ）



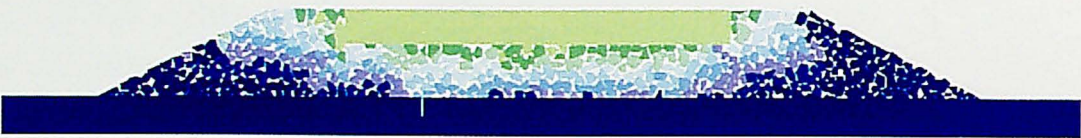
(a) 1回目の Q_{max} 負荷時



(b) 1回目の Q_{max} 除荷時



(c) 5回目の Q_{max} 負荷時



(d) 5回目の Q_{max} 除荷時

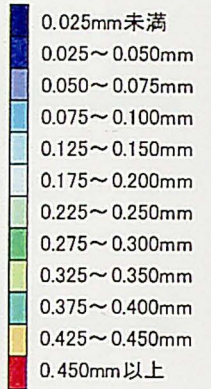
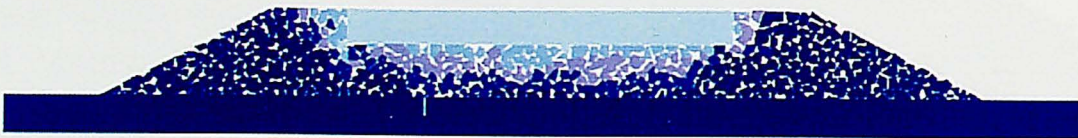
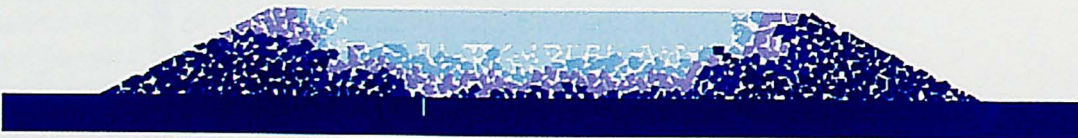


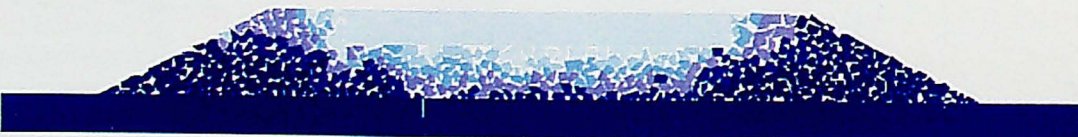
図7-3-47 水平変位分布図（左右方向解析，caseC， $Q_{max}=20.0\text{kN} \cdot P_t=40\text{kN}$ ）



(a) 1回目の Q_{max} 負荷時



(b) 1回目の Q_{max} 除荷時



(c) 5回目の Q_{max} 負荷時



(d) 5回目の Q_{max} 除荷時

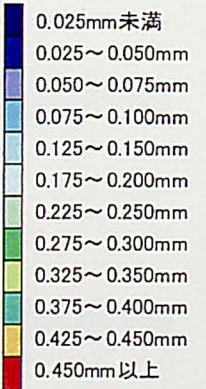
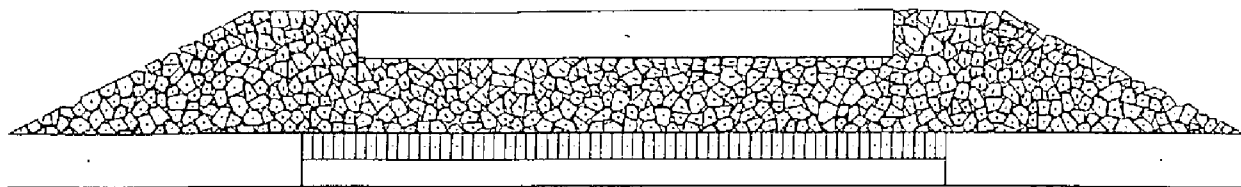
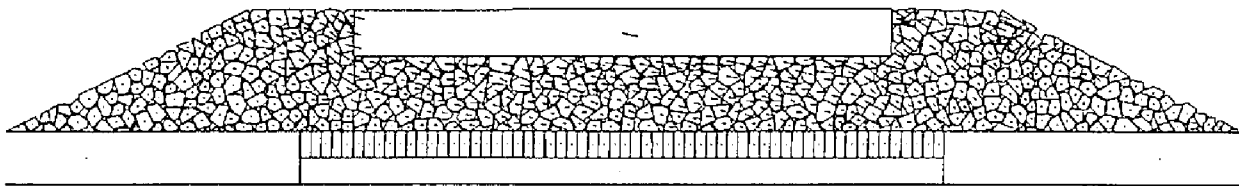


図7-3-48 水平変位分布図（左右方向解析，caseC， $Q_{max}=15.0\text{kN} \cdot P_t=40\text{kN}$ ）

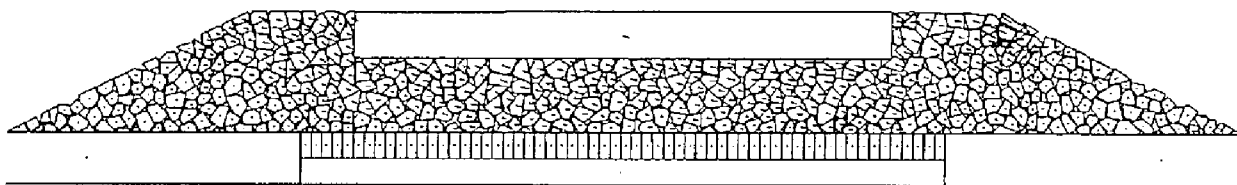
変位分布図を比較した場合、道床ブロック部内に生じる水平移動領域は各解析条件とも5回目の方が大きくなることから、繰返し载荷により道床ブロック部内の粒子配列は徐々に変化することがわかる。このような道床ブロックの移動傾向は、7-3-2項で検討した繰返し载荷に伴うヒステリシス・ループの変化とほぼ一致するものであり、上下方向解析だけでなく左右方向解析に対しても粒子配列の構造変化が道床部の変形特性を変化させる要因であると考えられる。なお、 Q_{max} 除荷時の水平移動領域が同一繰返し载荷回数での Q_{max} 負荷時よりも大きくなるのは、図7-3-13(c)に示すように解析結果の水平変位量 v が $Q=10.0\text{kN}$ 近傍までの除荷過程において増大するためであるが、このような解析結果の傾向については次のように考えられる。ACL-C31における1回目の Q_{max} 負荷・除荷時のブロックの移動傾向を 10kN ごとに区切り変位ベクトル図として表した場合（図7-3-49参照）、 $Q=10\sim 0\text{kN}$ の除荷過程（図(d)）については各ブロックとも水平変位量 v が減少するように移動するが、 $Q=20\sim 10\text{kN}$ の除荷過程（図(c)）については各ブロックとも $Q=0\sim 10\text{kN}$ の負荷過程（図(a)）や $Q=10\sim 20\text{kN}$ の負荷過程（図(b)）と同様水平変位量 v が増加するように移動することがわかる。この原因は、図(c)におけるブロックの移動傾向が図(b)とあまり変わらないことから、数値誤差等の偶然性を伴う要因に起因するものではなく変形機構等DDA解析自体の本質的な問題であると考えられる。一般に、砂や土の繰返し载荷試験においては、降伏曲面の内側においても塑性ひずみが発生しうることが試験結果から明らかになっており、このような試験事実を説明するために従来の降伏面（以下、「正規降伏面」と称す）の内側に新たな降伏面あるいは負荷面（以下、総称して「下降伏面」と称す）を仮定し、繰返し载荷における塑性変形の進行を表現する繰返し塑性モデルの研究が行われている。図7-3-13(c)の傾向をこのような繰返し塑性モデルの観点から捉えた場合、解析結果の水平変位量 v が $Q=10.0\text{kN}$ 近傍までの除荷過程において増大するのは、解析モデルcaseCの左右方向解析では正規降伏面が $Q_{max}=20.0\text{kN}$ に、下降伏面が $Q=10.0\text{kN}$ 近傍にそれぞれ設定されているからであると説明される。ブロック間の摩擦抵抗力が主要な荷重支持機構となるDDA解析では、せん断力が摩擦抵抗力を越えている間中すべりが発生することは容易に想像でき、その変相点としての下降伏面の存在も充分理解できる。このような下降伏面は、表7-3-4(b)の荷重比率に大きな差異のない今回の左右方向解析では、 P_t が一定の場合解析モデルごとに特定の荷重状態に設定されると考えられるが、図7-3-12に示すように除荷過程において水平変位量の増減傾向が変化する水平荷重は Q_{max} が変化してもほぼ $Q=10.0\text{kN}$ 近傍にあり、解析結果は下降伏面の存在を実証するものとなっている。一方、 $P_t=60\text{kN}$ の解析結果（図7-3-45、図7-3-46参照）では、水平荷重の影響を受けるとは考え難い水平荷重側道床法面下部においてもまくらぎ端部と同程度の水平変位が生じており、実現象に近い解析結果が得られたとは言い難い状況にある。解析結果のこのような傾向は、解析モデルcaseCの上下方向解析で見られた鉛直変位量の増大に伴う数値計算の収束性の低下に起因する現象であると考えられる。図7-3-50は繰返し载荷解析ACL-C11とACL-C31



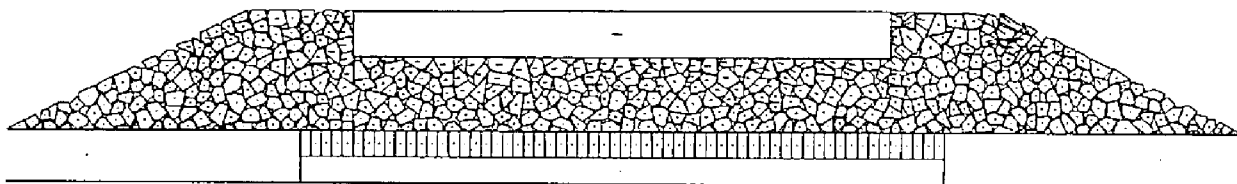
(a) 1回目の $Q=0\sim 10\text{kN}$ の負荷過程



(b) 1回目の $Q=10\sim 20\text{kN}$ の負荷過程



(c) 1回目の $Q=20\sim 10\text{kN}$ の除荷過程



(d) 1回目の $Q=10\sim 0\text{kN}$ の除荷過程

図7-3-49 変位ベクトル図 (左右方向解析, caseC, $Q_{max}=20.0\text{kN} \cdot P_t=60\text{kN}$)

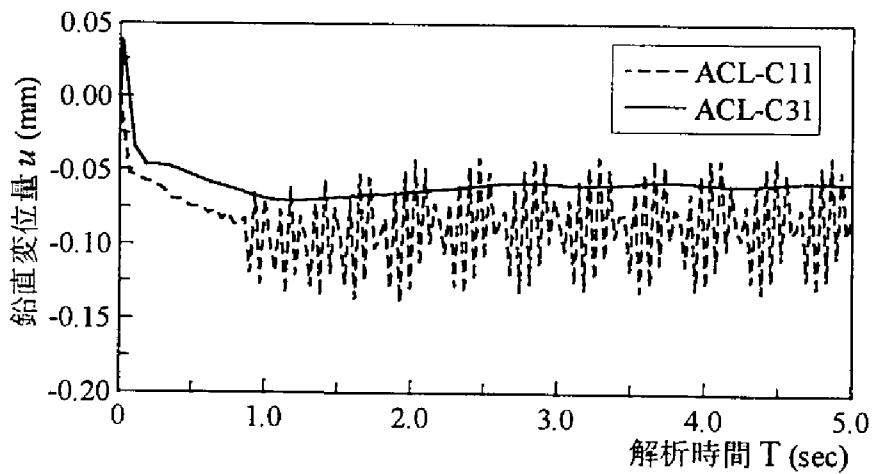
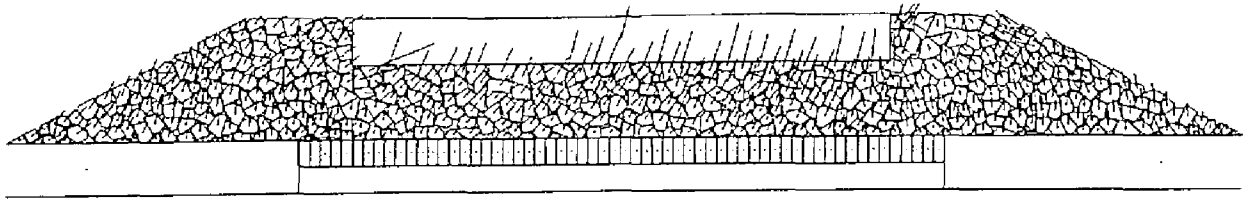


図7-3-50 左右方向解析における鉛直変位量の経時変化

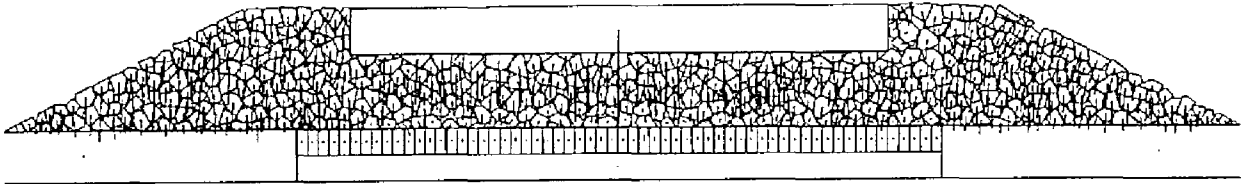
におけるまくらぎブロック重心点の鉛直変位量の経時変化を比較したものである。ただし、左右方向の繰返し載荷解析では解析時間2秒から鉛直荷重 $P_{t,B}$ を所定の値に固定した状態で水平荷重の繰返し載荷を行っている。図から、 $P_t=40\text{kN}$ の場合まくらぎブロックの鉛直方向変位は鉛直荷重が一定値となる解析時間2秒以降ほぼ一定であるが、 $P_t=60\text{kN}$ の場合まくらぎブロックの鉛直方向変位は解析時間2秒以降でも大きく振動することがわかる。これは、 $P_t=60\text{kN}$ の荷重条件が、7-3-2項で数値計算の収束性が悪く解析結果を得ることができなかった $P_{max}=30\text{kN}$ の荷重条件（ACL-C02）に等しいからである。このような数値計算の収束性の低下は道床ブロックの移動傾向にも影響を及ぼすと考えられる。図7-3-51および図7-3-52は、ACL-C11およびACL-C31における1回目および5回目の $Q_{max}=20.0\text{kN}$ 負荷時の変位ベクトル図である。両図を比較すると、 $P_t=40\text{kN}$ の解析結果では各道床ブロックともほとんど鉛直方向には変位していないが、 $P_t=60\text{kN}$ の解析結果ではまくらぎ下面に位置する道床ブロックだけでなく鉛直荷重の影響を受けるとは考え難い道床法面下部においても鉛直方向変位が生じていることがわかる。これらのことから、 $P_t=60\text{kN}$ の解析結果では数値誤差が表面化するために、道床法面下部において非現実的な大きさの水平変位が生じると推定される。ただし、図7-3-12等の荷重～変位関係に関しては、前述のように解析結果を平滑化し数値誤差の影響を排除しているため検討上支障は生じない。なお、 $P_t=40\text{kN}$ の変位ベクトル図から水平荷重繰返し載荷時の道床バラスト粒子の移動傾向を検討すると、まくらぎブロックが若干右下がりに傾きながら水平移動するのに伴い、まくらぎ下面に位置する道床ブロックおよび水平荷重を載荷していない側の道床肩部の道床ブロックもまくらぎブロック同様右下方に傾きながら水平移動すること、および水平荷重載荷側道床肩部ではまくらぎ端部近傍の道床ブロックの引き込みと道床法面上方での道床ブロックのくずれが同時に発生し道床ブロックが複雑な移動傾向を呈していることがわかる。また、道床ブロックの移動傾向は繰返し載荷の影響をあまり受けないが、ブロックの移動量自体は繰返し載荷に伴いかなり減少する。このため、水平荷重繰返し載荷時の道床部の変形挙動の主体は、まくらぎ下面の道床ブロック部ではせん断変形であり、水平荷重載荷側道床肩・道床法面の道床ブロック部では圧縮変形とせん断変形が混在した状態になっている。

（3）繰返し載荷に伴う道床部の粒子配列の構造変化

道床部の変形傾向や応力分布に対する荷重状態や繰返し載荷の影響を道床部の構造特性や変形機構の変化と関連づけて考察する。まず、道床ブロック部の要素間接触力の分布傾向について上下方向の繰返し載荷解析結果をもとに検討する。図7-3-53は、繰返し載荷解析（ACL-A01）の各載荷状態における領域①～③（図7-3-33(a)参照）の各領域内の道床ブロック間の全接点で生じる要素間接触力ベクトルの方向 θ の度数分布を示したものである。なお、接触力ベクトルの方向 θ は水平面から反時計回りに測っており、 270° で重力方向に一致する。また、棒状放射グラフは 10° 分の幅を有しており、棒の長さでその範囲にある θ の度数を表している。図を見ると、初期応力状態（図(a)）では、領域①や領域

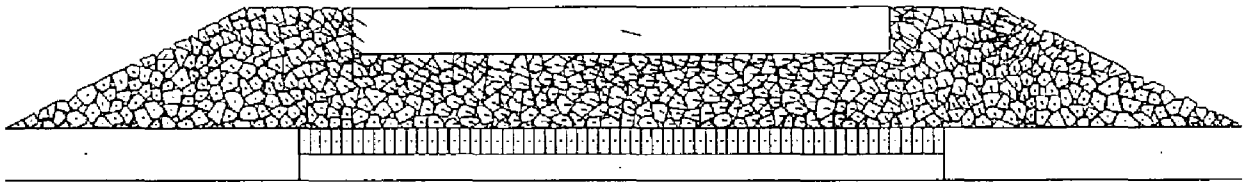


(a) 1回目の Q_{max} 負荷時

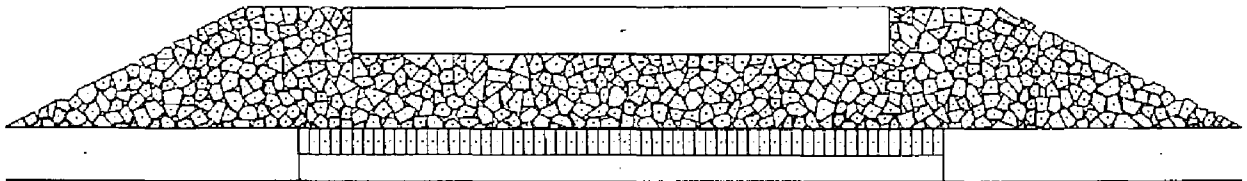


(b) 5回目の Q_{max} 負荷時

図7-3-51 変位ベクトル図 (左右方向解析, caseC, $Q_{max}=20.0\text{kN} \cdot P_t=60\text{kN}$)



(a) 1回目の Q_{max} 負荷時



(b) 5回目の Q_{max} 負荷時

図7-3-52 変位ベクトル図 (左右方向解析, caseC, $Q_{max}=20.0\text{kN} \cdot P_t=40\text{kN}$)

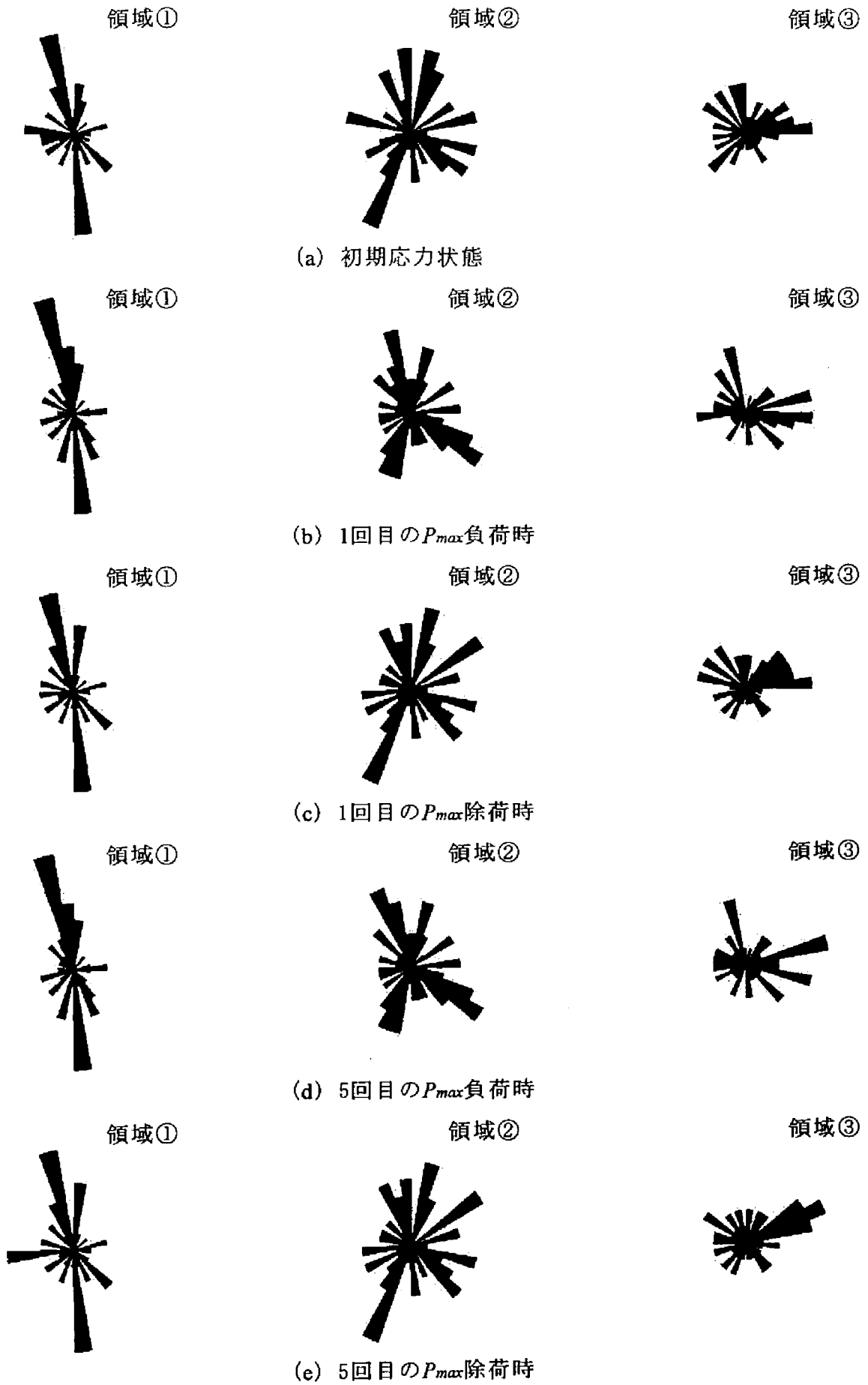


図7-3-53 要素間接触力の分布状況

②で重力の作用方向である270°近辺に若干θの集中が見られる以外は平均的にばらついており、特に目立った傾向は見られない。しかし、1回目の P_{max} 負荷時(図(b))には、領域①や領域②で $\theta = 100^\circ$ 付近の方向を有する接触力の頻度が増加し、鉛直荷重に抗するように接触力分布が再構成される様子が見られる。また、図(b)と図(d)あるいは図(a)と図(c)と図(e)を比較すると、各方向の接触力ベクトルの頻度は繰返し載荷に伴い若干変化するものの、接触力ベクトルの方向θの卓越方向等大まかな傾向は大きく変化しないことがわかる。このような接触力の分布傾向の変化は、(2)項で検討した道床ブロックの移動により生じるものであり、初期応力状態の粒子配列が荷重状態や繰返し載荷に応じて変化することと等価であると考えられる。そこで、次に粒子配列の構造変化をより定量的に捉えるため、要素間接触力ベクトルのVM(vector magnitude)と主方向 $\theta_{principal}$ 、および平均配位数 \bar{N} の点から検討する。各載荷状態のVM、 $\theta_{principal}$ 、 \bar{N} を解析条件別・領域別にして表7-3-11に示す。ただし、式(6.4.1)で定義されるVMは配向度の指標であり、θの頻度分布が一様であればゼロに、特定方向に集中すれば1になる。また、式(7.3.1)¹¹⁾で定義される主方向 $\theta_{principal}$ は、ファブリックテンソルの主軸方向であり、要素間接触力ベクトルの卓越方向である。

$$\theta_{principal} = \frac{1}{2} \arctan \frac{\sum \sin 2\theta_i}{\sum \cos 2\theta_i} \quad (0 \leq \theta < 180^\circ) \quad (7.3.1)$$

また、図7-3-54は繰返し載荷解析(表7-3-4(b)のACL-A01, ACL-B01)における1回目・5回目の載荷時の道床ブロック部のVMと鉛直荷重Pの関係を領域別に示したものである。同様に図7-3-55は、ACL-A01, ACL-B01における1回目・5回目の載荷時の道床ブロック部の主方向 $\theta_{principal}$ と鉛直荷重Pの関係を領域別に示したものである。表および図から以下のことがわかる。

- ①同一解析条件・同一領域で各載荷状態の \bar{N} を比較した場合、一部の解析結果では鉛直荷重の載荷に伴う領域①の \bar{N} の増加傾向と領域③の \bar{N} の減少傾向が見られるものの、全般的には \bar{N} は載荷状態・繰返し載荷回数によらずほぼ一定値となる。なお、第4章の試験結果から明らかなように、領域①で \bar{N} が増加するのは鉛直荷重の載荷によりまくらぎ直下の領域が圧縮され締め固まること、領域③で \bar{N} が減少するのは鉛直荷重の載荷に伴い生じる側方流動により粒子配列が乱されることが原因である。
- ②各解析条件・各領域のVMには、1回目・5回目の載荷時とも鉛直荷重の増加に伴い増加する傾向が見られるが、このことからDDA解析では、鉛直荷重の増加に伴って各領域ごとに外力に抗するのに適した方向の接触力を有する接点が増加し、外力に対する支持力も増加することがわかる。なお、VMの値については、ACL-B01の初期応力状態と P_{max} 載荷後の除荷状態を比較すると領域①で有意差が認められるものの、それ以外の解析結果では繰返し載荷前後であまり差異が見られない。

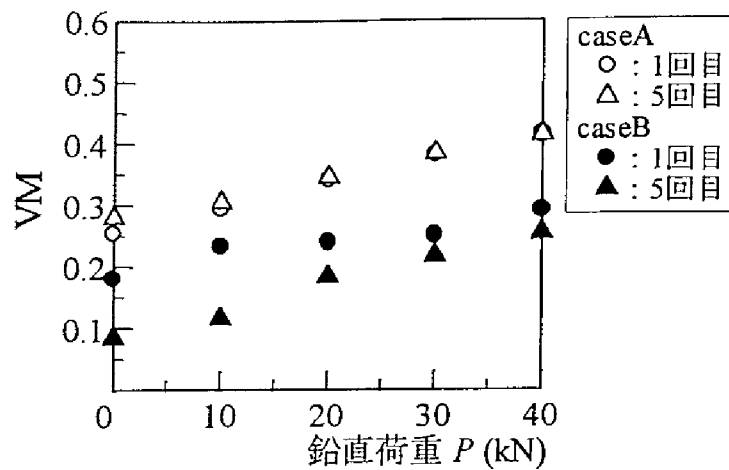
表7-3-11 要素間接触の発生状況（上下方向解析）

(a) 縦断方向解析

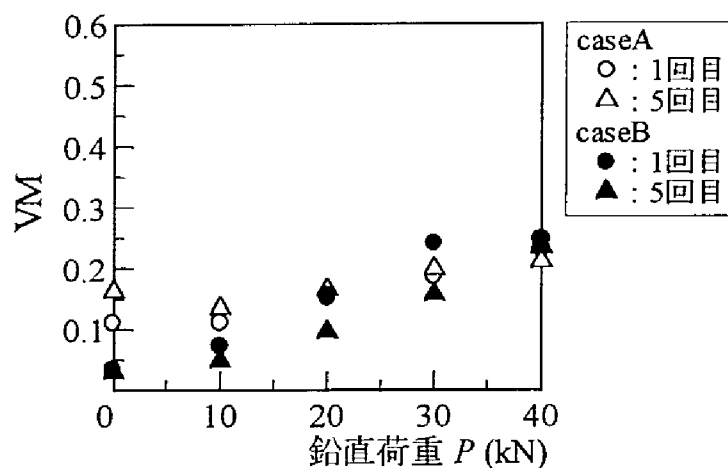
モデル名	鉛直荷重 P_{max}	载荷状態	Vector Magnitude			主方向			配位数		
			①	②	③	①	②	③	①	②	③
caseA	20.0kN	初期応力状態	0.254	0.081	0.111	98.5	81.6	99.7	5.56	5.43	4.22
		1回目 P_{max} 負荷	0.313	0.104	0.116	99.9	93.1	75.4	5.56	5.43	4.15
		1回目 P_{max} 除荷	0.268	0.100	0.112	99.9	77.8	99.8	5.56	5.43	4.22
		5回目 P_{max} 負荷	0.313	0.113	0.108	100.0	95.4	80.8	5.56	5.43	4.15
		5回目 P_{max} 除荷	0.269	0.100	0.112	99.9	77.9	99.8	5.56	5.43	4.22
	40.0kN	初期応力状態	0.254	0.081	0.111	98.5	81.6	99.7	5.56	5.43	4.22
		1回目 P_{max} 負荷	0.414	0.186	0.230	97.9	106.4	69.9	5.56	5.36	4.07
		1回目 P_{max} 除荷	0.283	0.096	0.126	99.2	81.0	100.1	5.56	5.43	4.22
		5回目 P_{max} 負荷	0.414	0.179	0.211	98.3	106.7	75.3	5.56	5.36	4.15
		5回目 P_{max} 除荷	0.281	0.095	0.155	99.2	80.5	102.2	5.56	5.43	4.22
caseB	20.0kN	初期応力状態	0.181	0.094	0.034	64.0	95.8	91.6	6.00	5.16	4.35
		1回目 P_{max} 負荷	0.233	0.146	0.086	75.2	96.1	45.6	6.00	5.16	4.35
		1回目 P_{max} 除荷	0.181	0.112	0.022	73.1	96.4	107.6	6.00	5.16	4.35
		5回目 P_{max} 負荷	0.244	0.148	0.091	71.6	98.1	47.6	6.00	5.16	4.35
		5回目 P_{max} 除荷	0.209	0.110	0.022	74.7	96.7	108.1	6.00	5.16	4.35
	40.0kN	初期応力状態	0.181	0.094	0.034	64.0	95.8	91.6	6.00	5.16	4.35
		1回目 P_{max} 負荷	0.291	0.183	0.248	83.1	104.4	50.7	6.20	5.16	4.24
		1回目 P_{max} 除荷	0.089	0.088	0.028	86.1	115.5	67.8	6.00	5.16	4.35
		5回目 P_{max} 負荷	0.254	0.172	0.234	87.0	108.9	50.1	6.20	5.16	4.12
		5回目 P_{max} 除荷	0.083	0.088	0.032	84.0	114.8	59.9	6.00	5.16	4.35

(b) 横断方向解析

モデル名	鉛直荷重 P_{max}	载荷状態	Vector Magnitude			主方向			配位数		
			①	②	③	①	②	③	①	②	③
caseC	20.0kN	初期応力状態	0.199	0.379	0.091	84.4	110.7	52.2	6.00	5.33	4.92
		1回目 P_{max} 負荷	0.288	0.415	0.270	88.9	115.1	56.4	6.46	5.47	4.62
		1回目 P_{max} 除荷	0.210	0.377	0.063	84.7	112.3	59.9	6.00	5.33	4.62
		5回目 P_{max} 負荷	0.294	0.402	0.310	89.1	117.2	50.1	6.46	5.47	4.46
		5回目 P_{max} 除荷	0.210	0.380	0.085	84.8	115.0	73.1	6.00	5.33	4.62



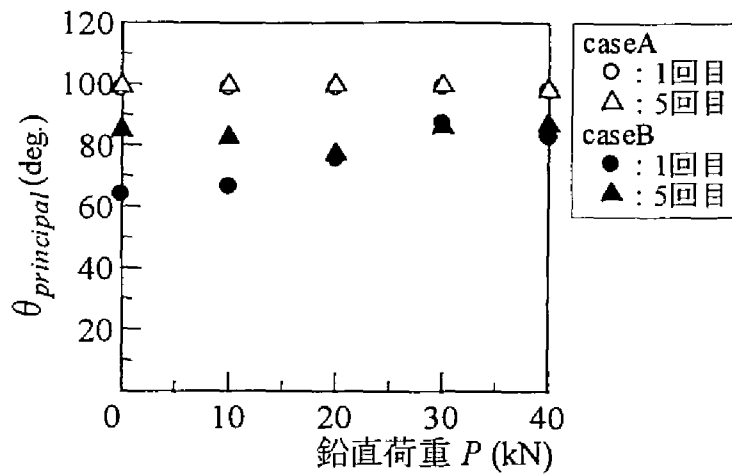
(a) 領域①の関係



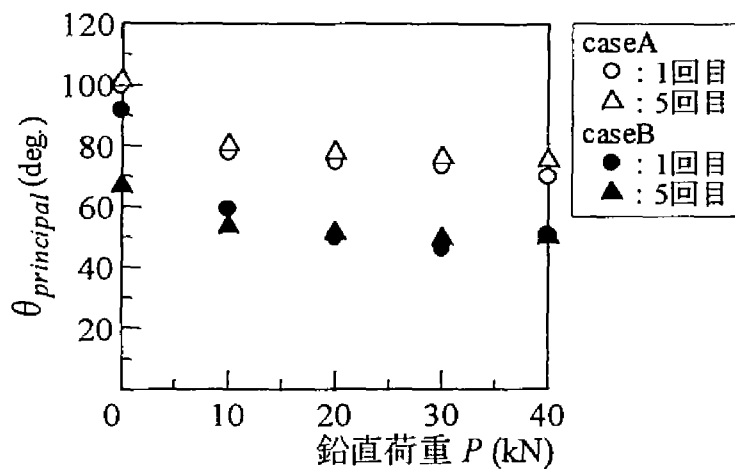
(b) 領域③の関係

図7-3-54 VMと鉛直荷重 P の関係（上下方向解析，caseA・caseB， $P_{max}=40\text{kN}$ ）

③各解析条件・各領域の主方向 $\theta_{principal}$ とも鉛直荷重の載荷に伴う変化は繰返し載荷回数によらず見られるものの，解析モデルcaseBの無負荷状態近傍を除けば同一載荷状態で繰返し載荷に伴う主方向の大きな変動は見られない。なお， P_{max} 負荷時における各領域の $\theta_{principal}$ の値をおおまかに分類すれば，各解析条件とも領域①と領域②では鉛直方向付近（ $70^\circ \sim 100^\circ$ ）が，領域③では $40^\circ \sim 80^\circ$ がそれぞれ主方向となっており，各領域とも(2)項で検討した道床ブロックの移動方向と主方向が一致している。これらのことから，荷重状態や繰返し載荷に伴う道床部の構造特性や変形機構の変化について検討すると，まず荷重の支持機構については以下のように考えられる。上記解析結果を見る限り， \bar{N} は荷重状態や繰返し載荷によらずほぼ一定となるが，VMは繰返し載荷による差異は見られないものの鉛直荷重の載荷に伴って増加する傾向にある。この場合，第6章の検討結果から \bar{N} の減少傾向は軟化特性を，VMの増加傾向は硬化特性をそれぞれ表現することが明らかになっているが，このことを考慮すれば道床部の変形挙動における荷



(a) 領域①の関係



(b) 領域③の関係

図7-3-55 $\theta_{principal}$ と鉛直荷重 P の関係（上下方向解析, caseA・caseB, $P_{max}=40\text{kN}$ ）

重支持機構の主体は、特定方向（ $\theta_{principal}$ ）の接触力を有する接点の増加にあると考えることができる。一方、 $\theta_{principal}$ はVMと同様鉛直荷重の载荷に伴い変化し、その変化傾向も各領域ごとに異なっている。一般に粒状体の要素試験²⁴⁾やシミュレーション^{25), 26)}では、堆積後にせん断を受け主応力が回転すると粒子回転が発生し、応力の主軸と粒子構造の主軸が一致するように、あるいはせん断面形成後では粒子構造の主軸がせん断面に平行な向きを向くように再配列する。したがって、上記のような解析結果の傾向は、負荷された鉛直荷重を効率よく支持できるように粒子構造が応力状態に応じて再配列されるために生じる粒状体に特有の現象である。なお、これまでの検討結果を見る限り解析モデルcaseBの解析結果では、解析モデルcaseAの解析結果と比較して領域③の $\theta_{principal}$ が小さく荷重の影響範囲が広がるため、沈下領域が拡大するとともに表7-3-4(b)の荷重比率が同一鉛直荷重強度で増大したと考えられる。両解析結果の差異が粒度分布に基づくものなのか、密度分布に基づくものなのかは今回の検討結果だけでは明らかにできないが、粒度分布あるいは密

度分布が道床部の荷重支持機構と関連の強いVMや $\theta_{principal}$ に強い影響を及ぼすことは上記解析結果からも充分推定でき、これらを実現象に近づけることが解析結果の信頼性を向上させることになると考えられる。次に、変形機構について考察する。第5章の検討結果から、道床部の繰返し塑性変形挙動は道床バラストの材料特性に起因することが明らかになっており、道床部の荷重～変位関係が荷重状態や繰返し载荷により変化する理由は、道床バラストの応力～ひずみ関係が呈する応力依存性や繰返し载荷履歴依存性と関係があると推定される。一方、第6章の検討結果から、硬化特性を表現するVMの増加傾向は応力誘導異方性と、軟化特性を表現する配位数の減少傾向は繰返し効果とそれぞれなんらかの関係性を有することが明らかになっており、道床バラストの応力～ひずみ関係が応力依存性や繰返し载荷履歴依存性を呈する理由は、荷重状態や繰返し载荷に伴って粒子構造の再配列が生じ道床バラストの構造特性や変形機構が変化するためであると考えられる。したがって、道床部の変形特性が荷重状態や繰返し载荷に応じて変化し繰返し塑性を呈するのは、繰返し载荷によりすべりを伴う粒子構造の再配列が生じるためであると結論できる。このため、上記解析結果のように各領域のVMが鉛直荷重の载荷に伴って増加する場合、道床部の荷重～変位関係は応力誘導異方性を有することになる。なお、VMの増加傾向が道床各部で異なることから応力誘導異方性の程度も領域ごとに異なり、荷重～変位関係も道床各部で異なることが予想される。

以上のことから、道床部の繰返し変形挙動をミクロ的観点から検討するには、粒状体力学で一般的に用いられる粒状集合体の構造変化を定量化する諸指標が、道床部の繰返し変形特性を規定する指標として有効であることがわかる。なお、前述のようにある領域内の要素間接触力分布や平均配位数を検討する場合、対象とする領域を小さくしすぎると局所的な不均一性のみが強調され客観的な考察は困難となる。松浦ら²⁷⁾はDEM解析に基づいて粒状体の応力とひずみについて考察し、粒子数が200個程度以上の領域を考えれば、平均的な応力とひずみがともに安定して得られることを示している。しかし、ここで扱った各領域の粒子数は、解析モデルcaseAでは18～28ブロック、解析モデルcaseBでは10～19ブロック、解析モデルcaseCでは13～15ブロックと各解析モデルとも松浦らのDEM解析と比較してかなり小さい。このため、解析モデル作成時の構造異方性の影響や局所的な応力集中の影響が解析結果に強く現れる可能性は否定できないが、解析モデルcaseAのように平均粒径 D_{50} が実物大試験とほぼ等しいものもあり（表7-3-3参照）、道床部の変形挙動解析に対しては解析結果の整理方法が必ずしも不相当であるとはいえない状況にある。また、ここでの検討は上下方向解析に限定して行ってきたが、左右方向解析については、(2)項で検討したように $P_t=60\text{kN}$ の解析結果で鉛直方向の接触力に数値誤差の影響が認められること、および水平荷重の载荷による諸数値（VM, $\theta_{principal}$, \bar{N} ）の変化は表7-3-12に示すように鉛直荷重の影響に比べてかなり小さく充分識別できないこと等の理由により検討対象としなかった。

表7-3-12 要素間接触の発生状況（左右方向解析，caseC）

鉛直荷重 P_t	水平荷重 Q_{max}	载荷状態	Vector Magnitude			主方向			配位数		
			①	②	③	①	②	③	①	②	③
40.0kN	15.0kN	初期応力状態	0.316	0.451	0.283	90.7	64.7	116.6	6.46	5.33	4.62
		1回目 Q_{max} 負荷	0.295	0.449	0.316	86.0	62.9	116.7	6.46	5.20	4.62
		1回目 Q_{max} 除荷	0.298	0.452	0.306	87.4	63.0	117.8	6.46	5.20	4.62
		5回目 Q_{max} 負荷	0.290	0.455	0.327	86.5	62.7	117.2	6.46	5.20	4.62
		5回目 Q_{max} 除荷	0.296	0.453	0.307	88.9	63.0	117.8	6.46	5.20	4.62
	20.0kN	初期応力状態	0.316	0.451	0.283	90.7	64.7	116.6	6.46	5.33	4.62
		1回目 Q_{max} 負荷	0.286	0.457	0.353	85.0	62.6	114.7	6.46	5.20	4.77
		1回目 Q_{max} 除荷	0.290	0.460	0.329	87.2	62.7	118.4	6.46	5.20	4.62
		5回目 Q_{max} 負荷	0.281	0.468	0.368	83.1	62.3	115.2	6.46	5.20	4.77
		5回目 Q_{max} 除荷	0.289	0.463	0.330	86.9	62.6	118.5	6.46	5.20	4.62

7-3-4 解析精度の向上に関する検討

(1) 現象のモデル化方法に関する課題

前節までの検討結果から、道床部の繰返し塑性変形挙動は道床バラストの材料特性に起因するものであり粒子配列の構造変化がその直接的な要因となること、および道床部の繰返し塑性変形挙動の本質を捉えるには道床部を粒状集合体と考えた理論検討を行うことが現時点で最も適切であり不連続体解析手法を用いれば粒状体力学の観点から道床部の繰返し塑性変形挙動を的確に説明できることが明らかになった。しかし、ヒステリシス・ループの形状や塑性変形量といった定量的な項目に関しては、前節までの検討結果を見る限り試験結果と解析結果の間にかい離が見られ、実現象に近い解析結果が得られたとは言い難い。この原因については、試験と解析の道床部で粒度分布や密度分布が異なる問題や3次元問題に対する2次元近似の有効性の問題から生じる道床バラスト粒子の移動傾向の違いによる影響が強いと考えられる。そこで、道床部変形挙動解析に対するDDA解析の解析精度の向上を目的として、ここではまず前者の問題について検討する。なお、後者の問題については引き続き(2)項で検討する。

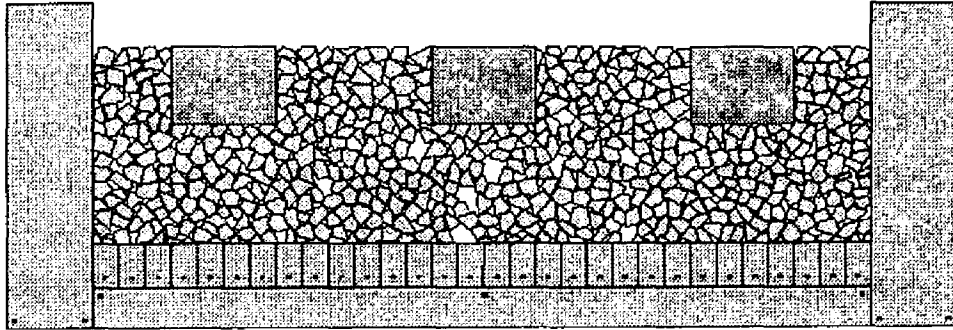
平均粒径の差異が解析結果に及ぼす影響については前項でも検討してきたが、今回の解析結果だけでは、粒度分布と間隙率の関係あるいは繰返し塑性変形挙動に対する粒度分布の影響度を充分検討することはできない。しかし、平均粒径を実現象に近づけたとしても解析結果と試験結果の $u_{max} \sim u_p$ 関係には図7-3-18に示すようなかい離が見られることから、道床部の繰返し塑性変形挙動を実現象に即して解析するには密度分布の適正化についても考慮する必要がある。そこで、一つの試みとして意図的に道床ブロックを除去し密度低下させた3種類の解析モデルを用いて縦断方向の上下方向解析を行った。なお、道床ブロックの除去については、第3章の検討結果を考慮し次のような観点から解析モデルcaseAの特定領域に位置する道床ブロックを無作為に削除した。ただし、道床ブロック削除前のオリジナルモデルとして解析モデルcaseAを選択したのは、解析モデルcaseBと比較して粒度分布(図7-3-4参照)や $u_{max} \sim u_p$ 関係(図7-3-18参照)が試験結果に近いためである。

①解析モデルcaseA1(図7-3-56(a)参照)

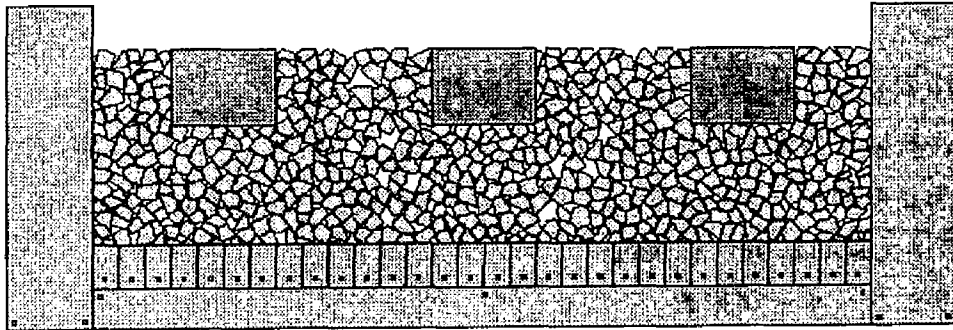
初期変位過程における変形メカニズム(図3-2-2参照)のうち、Bに示すまくらぎ直下の道床部の密度低下に起因する圧縮現象を表現することを目的として、まくらぎ直下の道床部が道床つき固め作業により乱された状態を模擬するために、まくらぎ直下の道床ブロックを除去した。なお、試験時のまくらぎ直下の道床部の密度が解析モデルcaseAの同一箇所密度より小さいことは前述の密度測定結果から明らかである。

②解析モデルcaseA2(図7-3-56(b)参照)

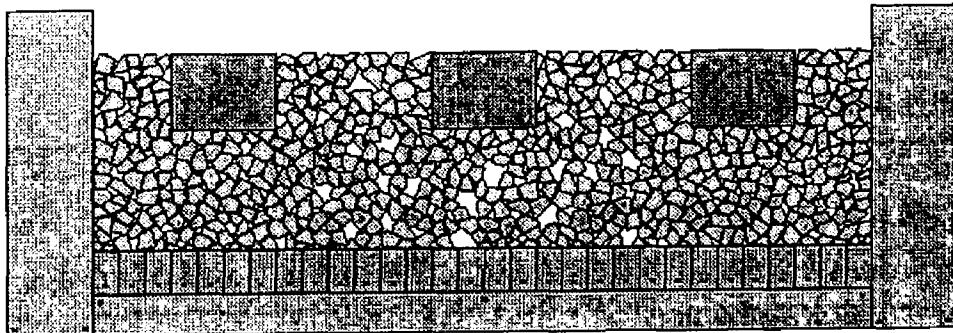
初期変位過程における変形メカニズム(図3-2-2参照)のうち、Aに示すまくらぎ直下とまくらぎ間の道床バラスト粒子配列の密度的差異に起因する流動現象を表現することを目的として、まくらぎ間の道床部が道床つき固め作業により乱された状態を



(a) 解析モデルcaseA1



(b) 解析モデルcaseA2



(c) 解析モデルcaseA3

図7-3-56 DDA解析モデル（密度補正）の初期応力状態

模擬するために、まくらぎ間の道床ブロックを除去した。なお、まくらぎ底部を中心として逆ハの字型に道床ブロックを除去したのは、道床つき固め作業に用いる機械の作業特性を考慮した結果である。

③解析モデルcaseA3（図7-3-56(c)参照）

図3-2-2に示すAの流動現象とBの圧縮現象を表現することを目的として、まくらぎ間およびまくらぎ直下の道床部が道床つき固め作業により乱された状態を模擬するために、まくらぎ間およびまくらぎ直下の道床ブロックを除去した。

道床ブロック削除後の各解析モデルの平均的な間隙率 n は、解析モデルcaseA1で $n=17.1\%$ 、解析モデルcaseA2で $n=17.8\%$ 、解析モデルcaseA3で $n=18.7\%$ となる。これを前述した3次元的な間隙率を2次元的に評価する際の比率2.4を用いて3次元的に評価すれば、各解析モデルは41.0～44.9%程度の間隙率を有することになり、間隙率としては試験時の道床部の積層状態に近くなる。また、縦断方向の上下方向解析では、初期応力状態の解析モデル(caseA1～caseA3)を用いて、繰返し载荷試験のシミュレーションを表7-3-13のような解析条件で行った。解析結果を表7-3-14～表7-3-16および図7-3-57～図7-3-68に示す。ただし、符号等図表の設定について前節までの設定と同一にした。

以下では、解析結果をもとに各解析モデルの解析解の特性をおおまかに分析する。なお、各解析モデルとも数値計算の収束性が解析モデルcaseAに比べ向上した。

a) 解析モデルcaseA1に関する検討

①ヒステリシス・ループ形状

初期降伏時の負荷曲線は、解析モデルcaseAの解析結果と異なり傾きの変化がないため試験結果に近づくが、2回目以降の繰返し载荷に伴う試験結果のようなヒステリシス・ループの変化については見られない。

②繰返し塑性変形特性

1回目の载荷時に大きな残留変位量を生じるが、2回目以降の繰返し载荷に伴う残留変位量の増加傾向は見られず試験結果の傾向と異なっている。また、 $u_{max} \sim u_p$ 関係は解析モデルcaseAと同等の1次関係にあり、試験結果よりも傾きは小さくなる。

③道床バラスト粒子の移動傾向

まくらぎ直下およびまくらぎ側面近傍で道床ブロックは沈下し、解析モデルcaseAに比べ沈下領域は広くなる。ただし、まくらぎ中間以遠で道床ブロックが側方流動する傾向は明確には見られない。このため、変形挙動は圧縮現象が主体となる。

④道床部の粒子配列の構造変化

領域①で、VMが解析モデルcaseAの同一载荷状態に比べ大きくなるとともに、 P_{max} 負荷時の $\theta_{principal}$ がより鉛直方向に近づき荷重の影響範囲は狭まる。また、荷重の载荷に伴う \bar{N} の増加傾向が解析モデルcaseAに比べ顕著に見られる。

b) 解析モデルcaseA2に関する検討

表7-3-13 解析条件

解析種別	断面方向	解析モデル	解析No.	鉛直荷重 P_{max}	鉛直荷重 $P_{max,A}$	荷重比率
上下方向	縦断方向	caseA1	ACL-A11	40.0kN	1.44kN/m	0.027
		caseA2	ACL-A21	40.0kN	2.70kN/m	0.051
		caseA3	ACL-A31	40.0kN	1.53kN/m	0.029

※1 表中の $P_{max,A}$ は単位奥行き（1.0m）当たりの荷重強度である

※2 表中の荷重比率は鉛直荷重 P_{max} に対する比率を指す

表7-3-14 解析モデル間の路盤圧力の比較

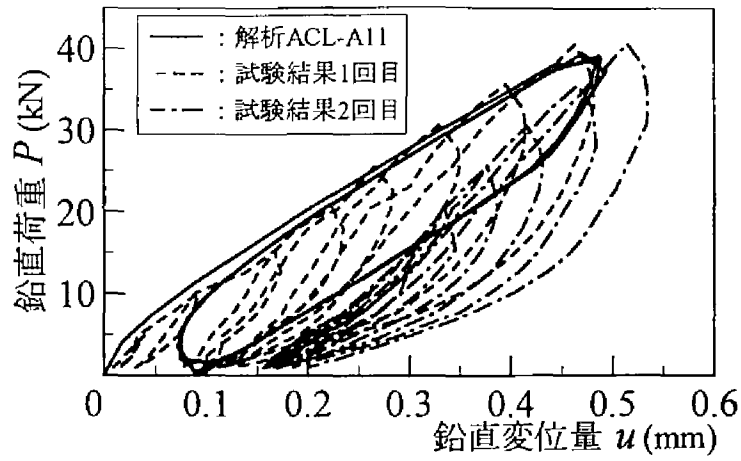
繰返し 载荷回数	鉛直荷重 P_{max}	位置	路盤圧力				
			試験	caseA	caseA1	caseA2	caseA3
1回目	40.0kN	レール直下	206.3kPa	126.7kPa	85.5kPa	159.9kPa	110.7kPa
5回目	40.0kN	レール直下	153.2kPa	116.8kPa	63.7kPa	160.7kPa	97.6kPa

表7-3-15 まくらぎ各面の応力分担率（上下方向解析，密度補正）

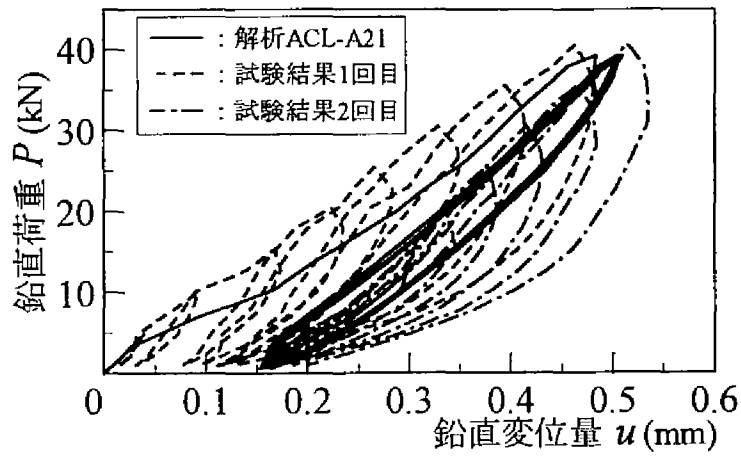
解析手法	解析次元	モデル名	鉛直荷重 P_{max}	応力分担率			底面に対する比		
				底面	側面	端面	底面	側面	端面
FEM	3次元	N3D	40.0kN	58.5%	38.1%	3.4%	1.00	0.65	0.06
	2次元	N2T	40.0kN	64.1%	35.9%	—	1.00	0.56	—
DDA	2次元	caseA	40.0kN	76.4%	23.6%	—	1.00	0.31	—
		caseA1	40.0kN	85.6%	14.4%	—	1.00	0.17	—
		caseA2	40.0kN	96.4%	3.6%	—	1.00	0.04	—
		caseA3	40.0kN	92.8%	7.2%	—	1.00	0.08	—
試験結果			40.0kN	75.2%	—	—	—	—	—

表7-3-16 要素間接触の発生状況（上下方向解析，縦断方向，密度補正）

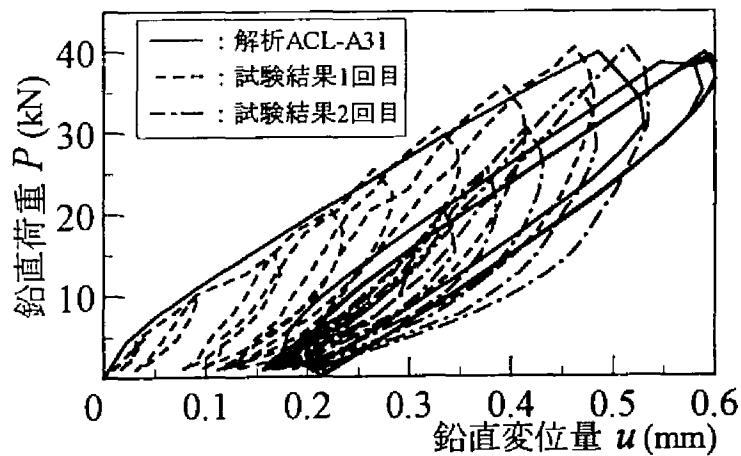
モデル名	鉛直荷重 P_{max}	载荷状態	Vector Magnitude			主方向			配位数		
			①	②	③	①	②	③	①	②	③
caseA	40.0kN	初期応力状態	0.254	0.081	0.111	98.5	81.6	99.7	5.56	5.43	4.22
		1回目 P_{max} 負荷	0.414	0.186	0.230	97.9	106.4	69.9	5.56	5.36	4.07
		1回目 P_{max} 除荷	0.283	0.096	0.126	99.2	81.0	100.1	5.56	5.43	4.22
		5回目 P_{max} 負荷	0.414	0.179	0.211	98.3	106.7	75.3	5.56	5.36	4.15
		5回目 P_{max} 除荷	0.281	0.095	0.155	99.2	80.5	102.2	5.56	5.43	4.22
caseA1	40.0kN	初期応力状態	0.337	0.136	0.099	95.2	81.7	97.2	5.29	5.19	4.23
		1回目 P_{max} 負荷	0.465	0.208	0.169	93.9	100.4	71.6	5.53	5.19	4.15
		1回目 P_{max} 除荷	0.381	0.162	0.124	94.4	86.9	94.5	5.29	5.11	4.23
		5回目 P_{max} 負荷	0.445	0.186	0.158	93.3	99.9	69.1	5.53	5.19	4.15
		5回目 P_{max} 除荷	0.373	0.156	0.124	94.3	85.8	97.7	5.29	5.11	4.23
caseA2	40.0kN	初期応力状態	0.422	0.138	0.079	90.5	77.2	51.2	5.56	5.44	3.92
		1回目 P_{max} 負荷	0.565	0.217	0.314	93.4	115.4	53.8	5.56	5.36	3.92
		1回目 P_{max} 除荷	0.425	0.093	0.069	91.2	75.1	53.8	5.56	5.44	3.84
		5回目 P_{max} 負荷	0.605	0.179	0.321	93.3	107.9	47.3	5.56	5.36	3.92
		5回目 P_{max} 除荷	0.423	0.082	0.044	93.4	71.8	75.3	5.56	5.44	4.00
caseA3	40.0kN	初期応力状態	0.429	0.175	0.050	90.7	82.5	51.8	5.29	5.12	3.75
		1回目 P_{max} 負荷	0.509	0.212	0.236	93.8	105.6	49.0	5.53	5.12	3.75
		1回目 P_{max} 除荷	0.407	0.165	0.034	89.1	83.6	53.6	5.41	5.12	3.92
		5回目 P_{max} 負荷	0.546	0.229	0.245	93.2	102.0	46.4	5.65	5.12	3.92
		5回目 P_{max} 除荷	0.405	0.166	0.047	89.8	82.0	52.4	5.53	5.12	4.00



(a) 解析モデルcaseA1

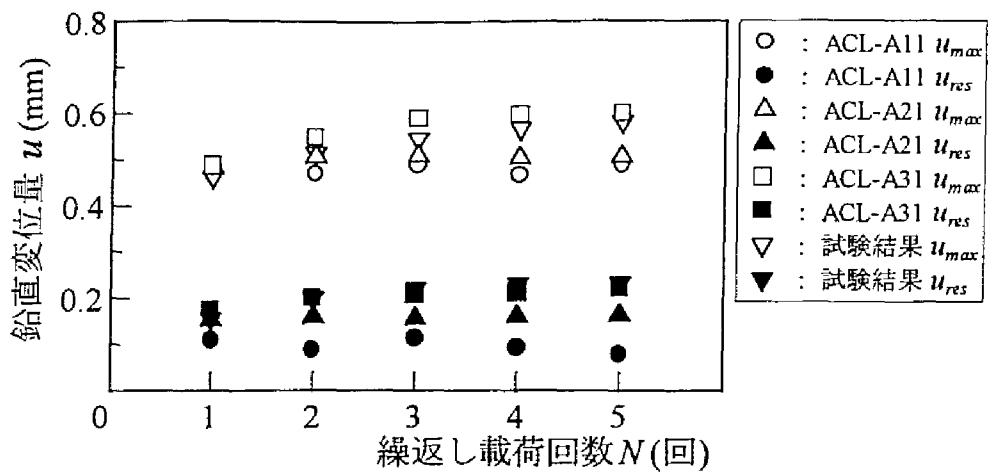


(b) 解析モデルcaseA2

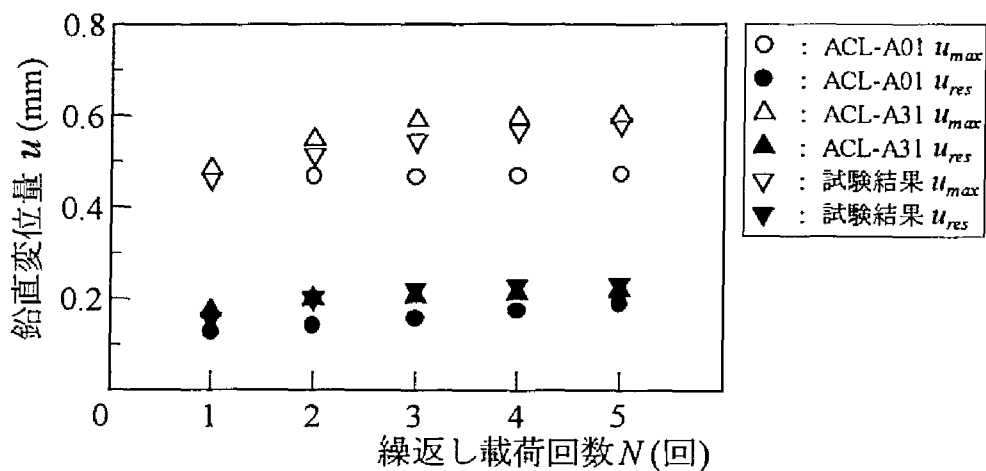


(c) 解析モデルcaseA3

図7-3-57 繰返し載荷解析結果（上下方向解析， $P_{max}=40\text{kN}$ ）



(a) 密度補正解析モデル間の比較



(b) オリジナル解析モデルとの比較

図7-3-58 鉛直変位量と繰返し载荷回数との関係

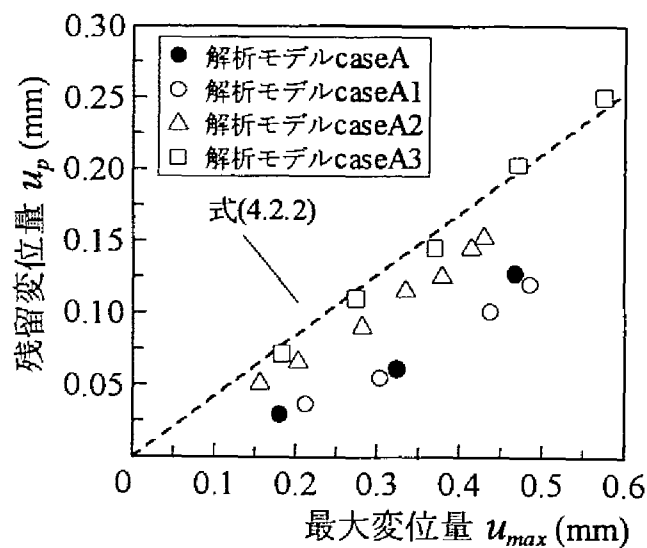
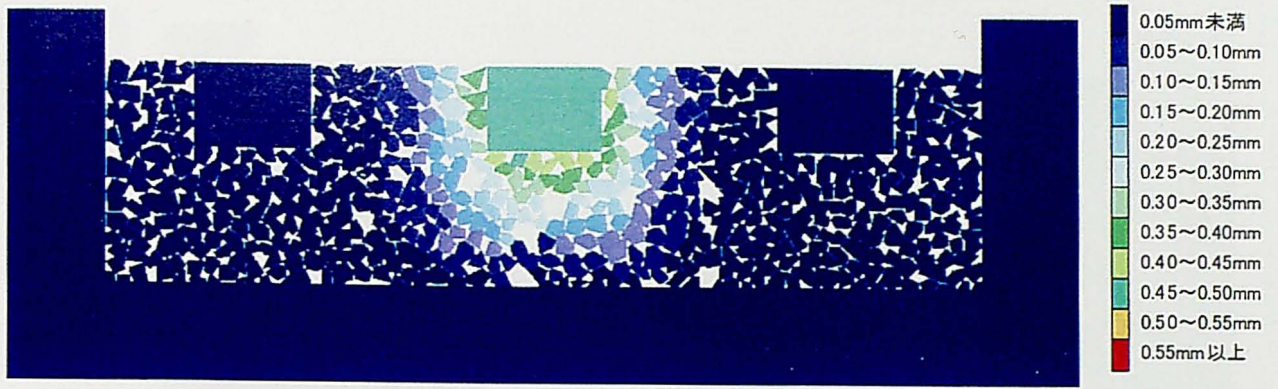
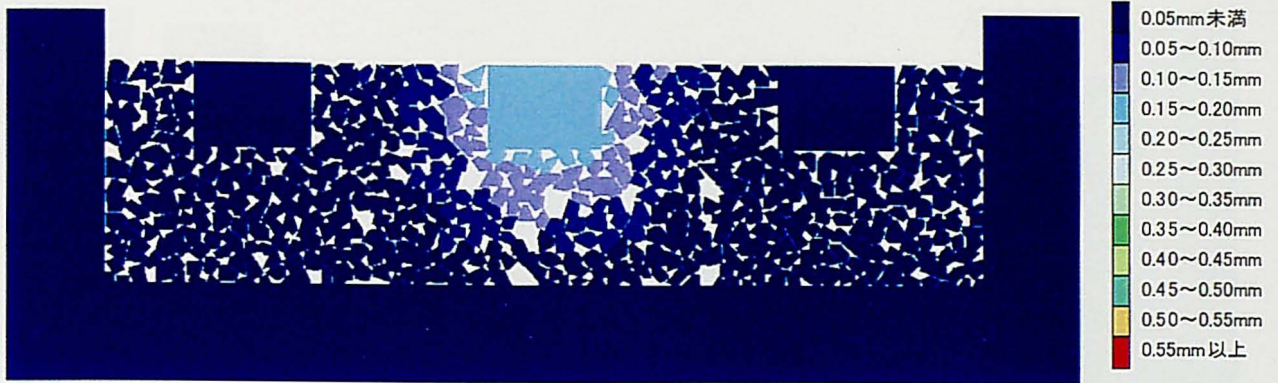


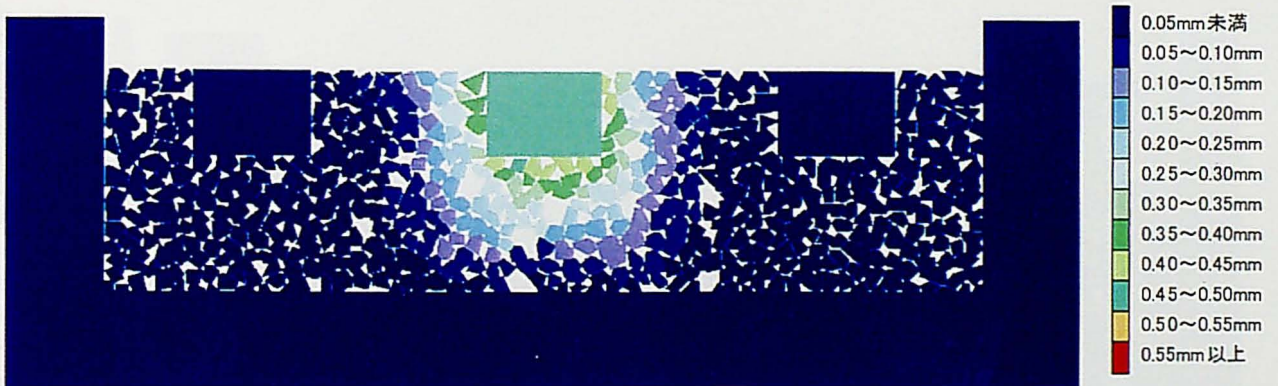
図7-3-59 初期降伏時の塑性変形傾向 (上下方向解析)



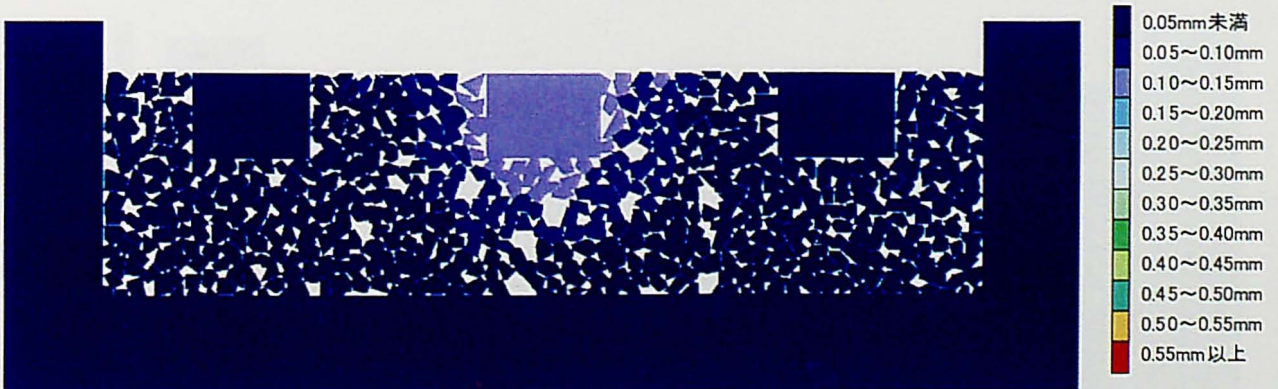
(a) 1回目の P_{max} 負荷時



(b) 1回目の P_{max} 除荷時

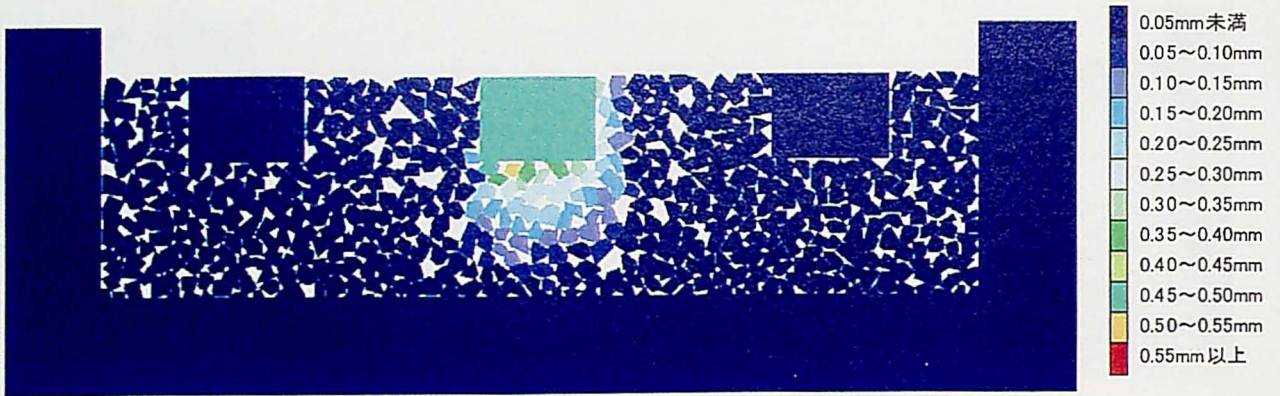


(c) 5回目の P_{max} 負荷時

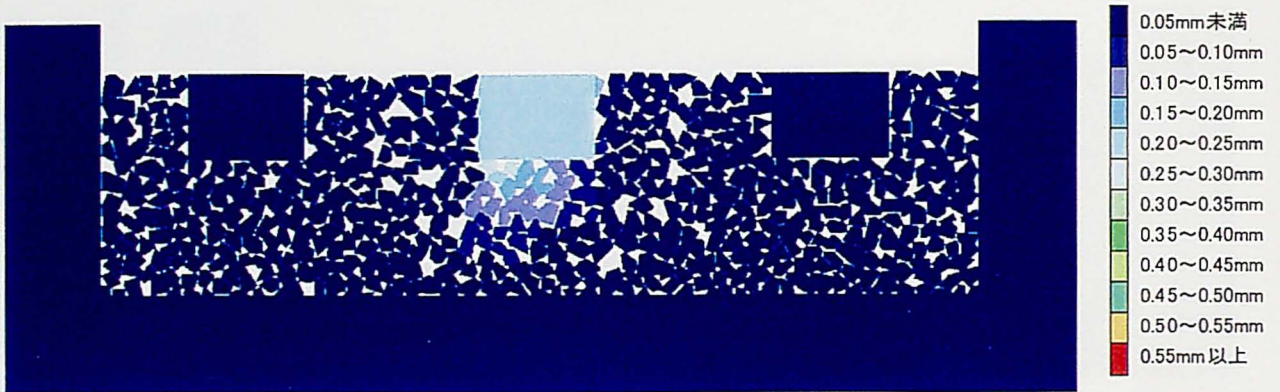


(d) 5回目の P_{max} 除荷時

図7-3-60 鉛直変位分布図 (上下方向解析, caseA1, $P_{max}=40\text{kN}$)



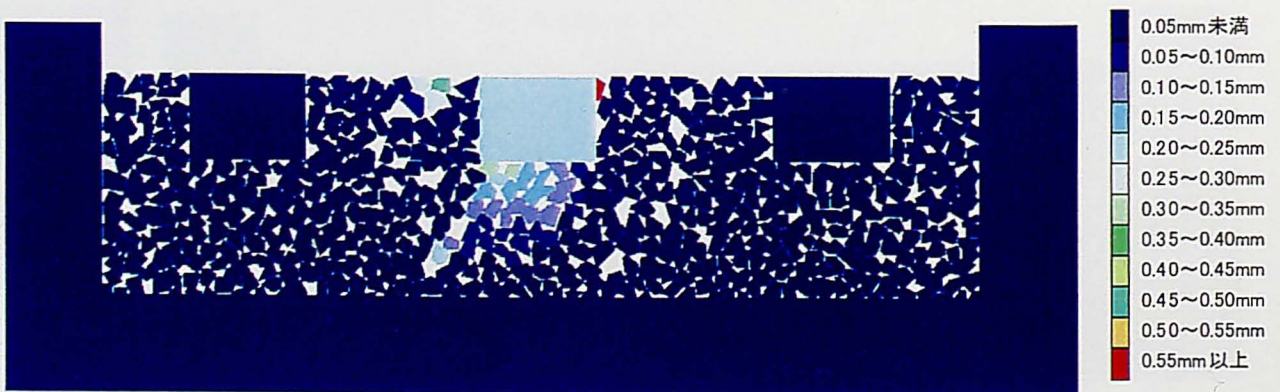
(a) 1回目の P_{max} 負荷時



(b) 1回目の P_{max} 除荷時

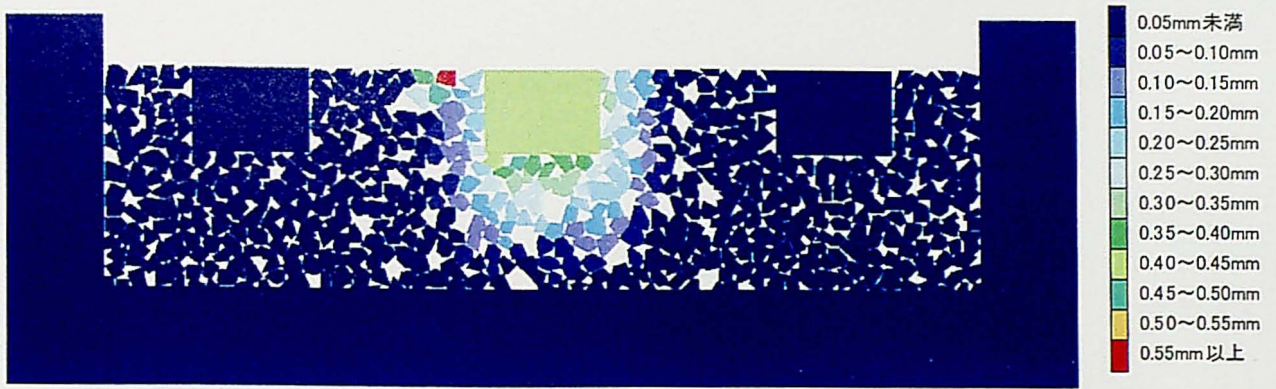


(c) 5回目の P_{max} 負荷時

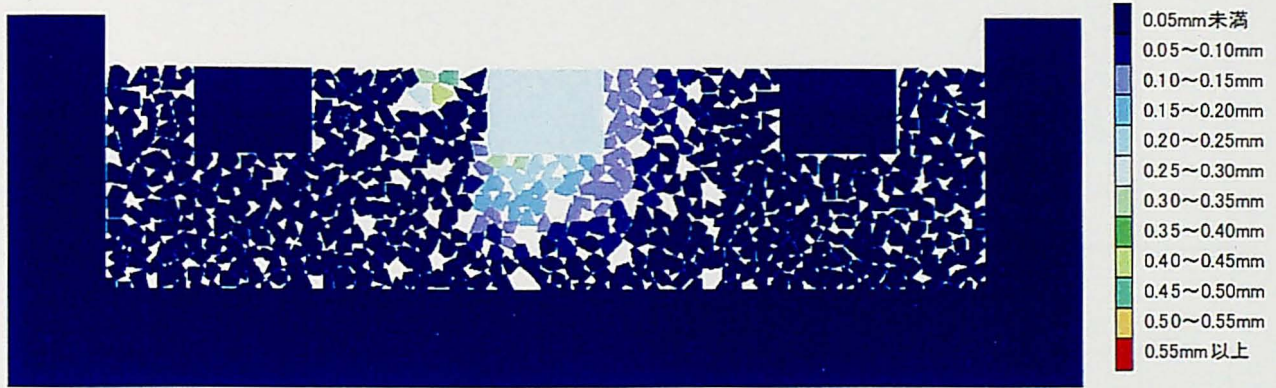


(d) 5回目の P_{max} 除荷時

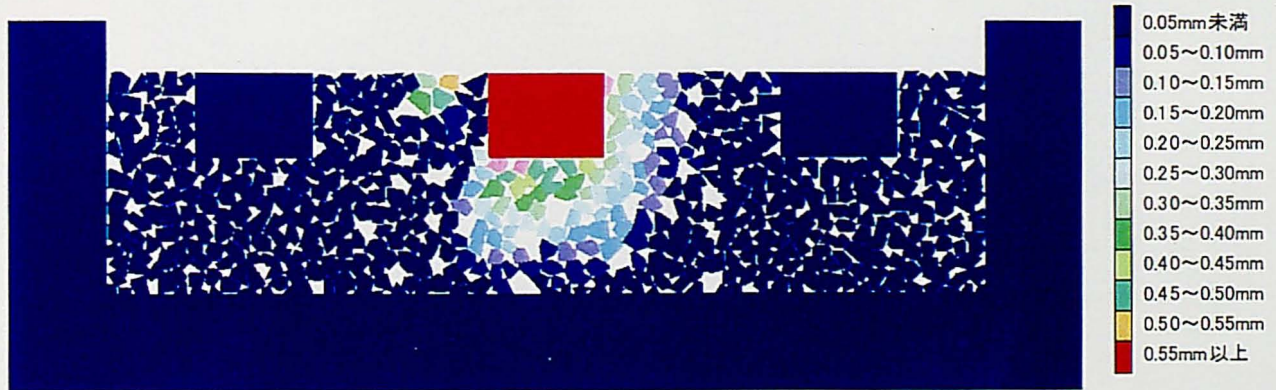
図7-3-61 鉛直変位分布図 (上下方向解析, caseA2, $P_{max} = 40\text{kN}$)



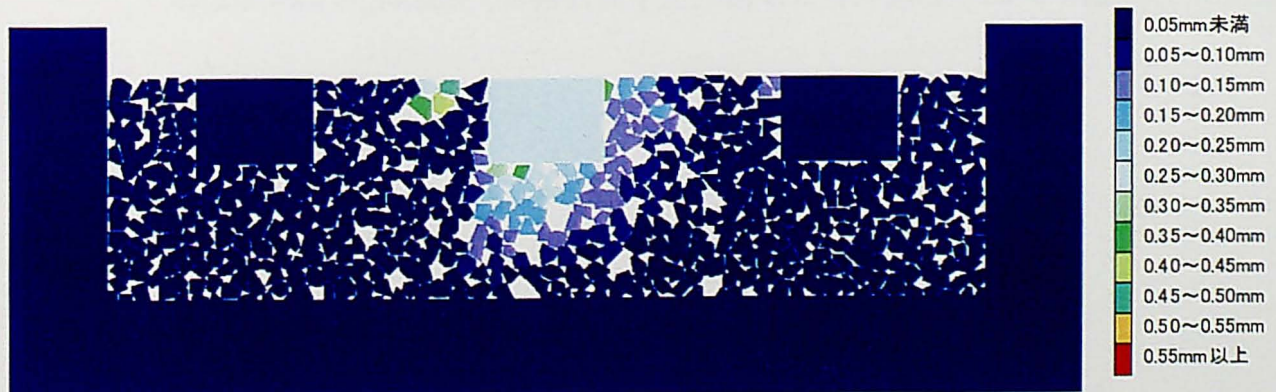
(a) 1回目の P_{max} 負荷時



(b) 1回目の P_{max} 除荷時

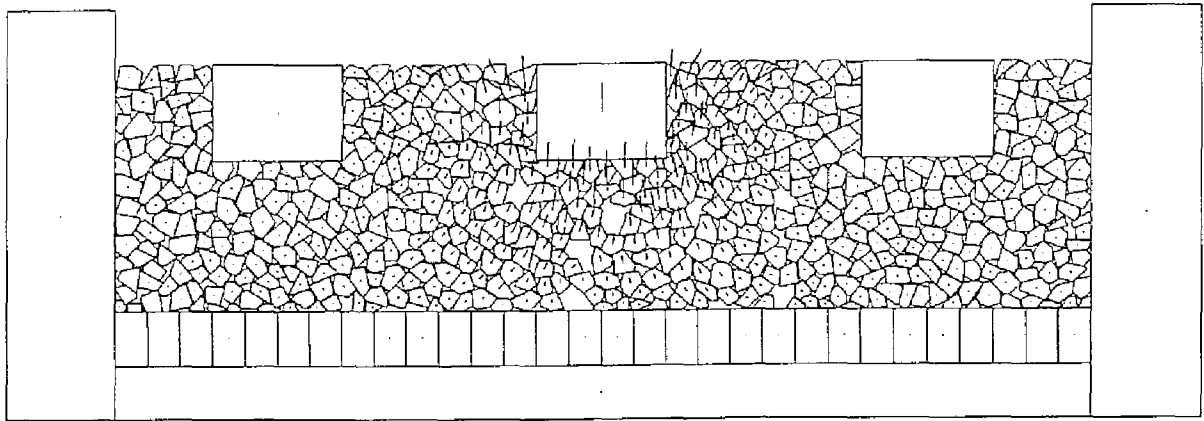


(c) 5回目の P_{max} 負荷時

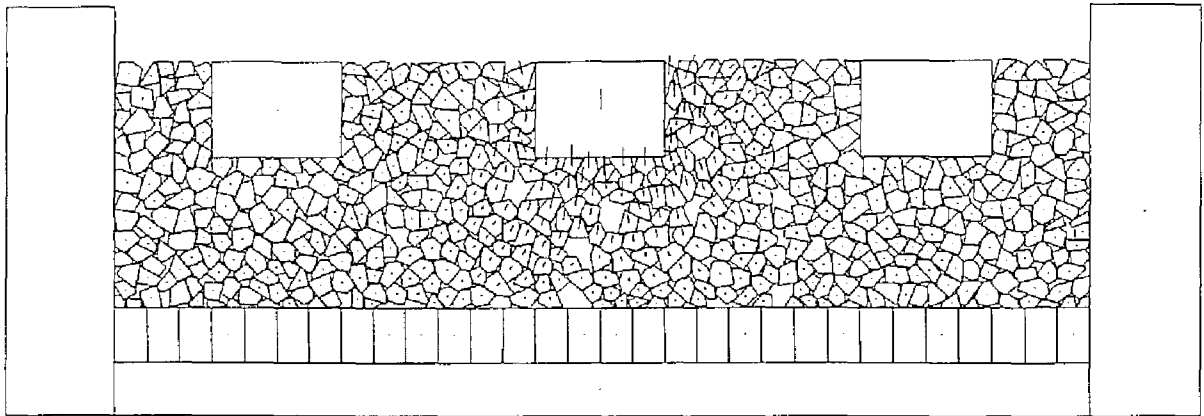


(d) 5回目の P_{max} 除荷時

図7-3-62 鉛直変位分布図 (上下方向解析, caseA3, $P_{max}=40\text{kN}$)

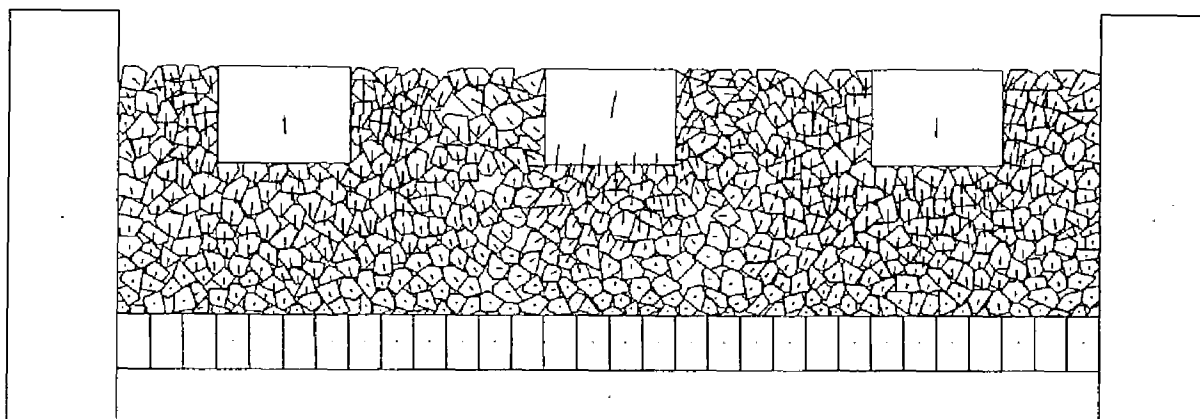


(a) 1回目の P_{max} 負荷時

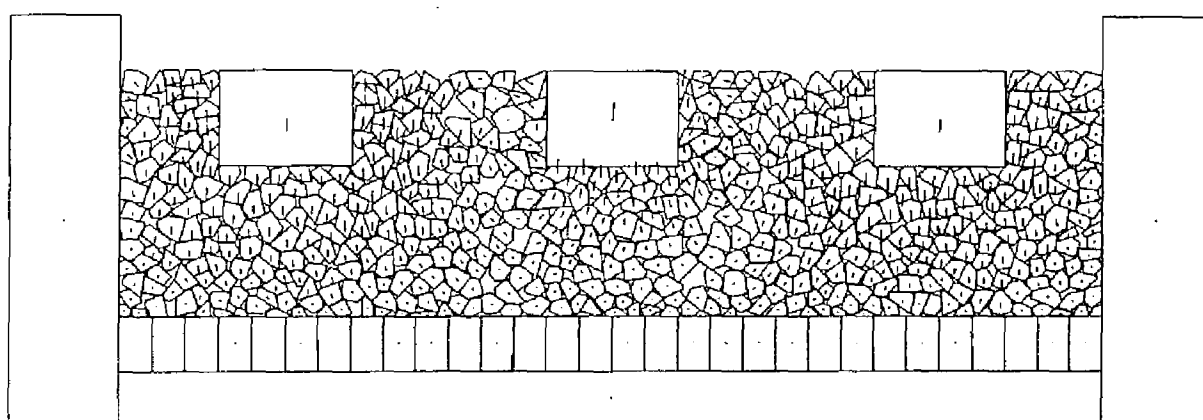


(b) 5回目の P_{max} 負荷時

図7-3-63 変位ベクトル図（上下方向解析，caseA1， $P_{max} = 40\text{kN}$ ）

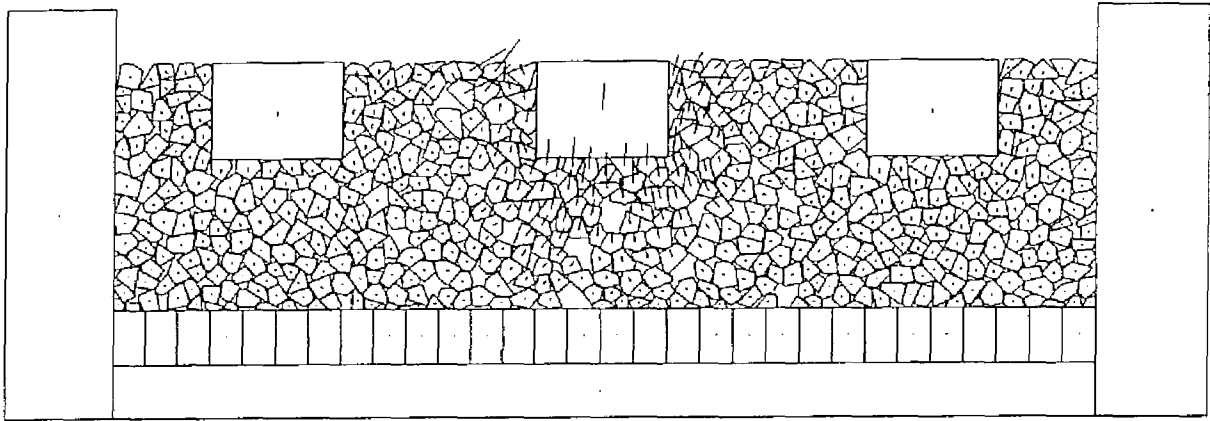


(a) 1回目の P_{max} 負荷時

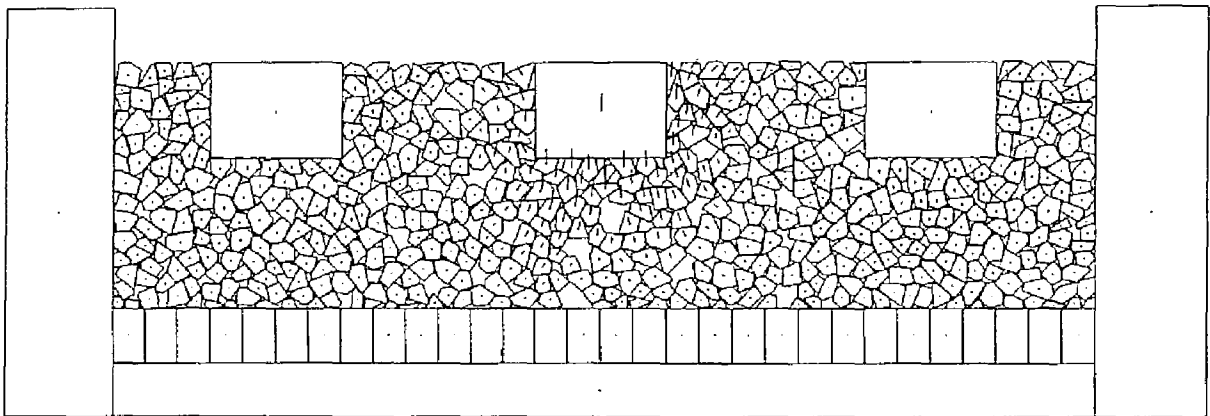


(b) 5回目の P_{max} 負荷時

図7-3-64 変位ベクトル図（上下方向解析，caseA2， $P_{max}=40\text{kN}$ ）

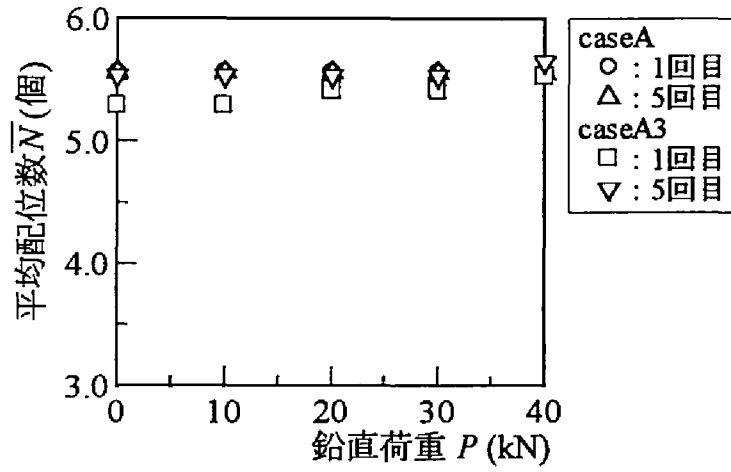


(a) 1回目の P_{max} 負荷時

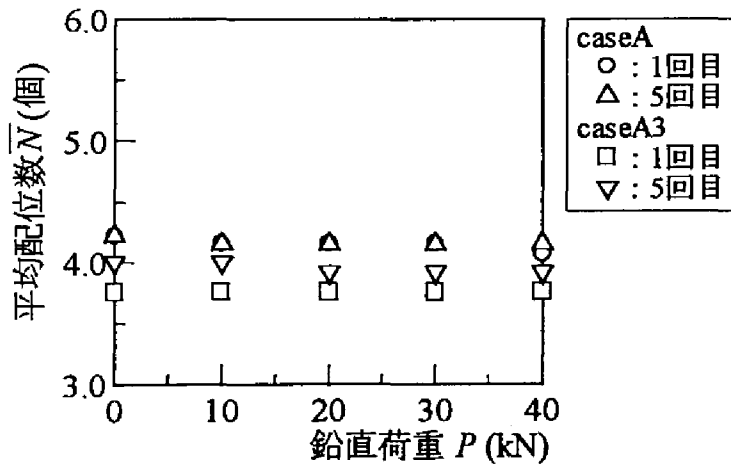


(b) 5回目の P_{max} 負荷時

図7-3-65 変位ベクトル図（上下方向解析, caseA3, $P_{max}=40\text{kN}$ ）

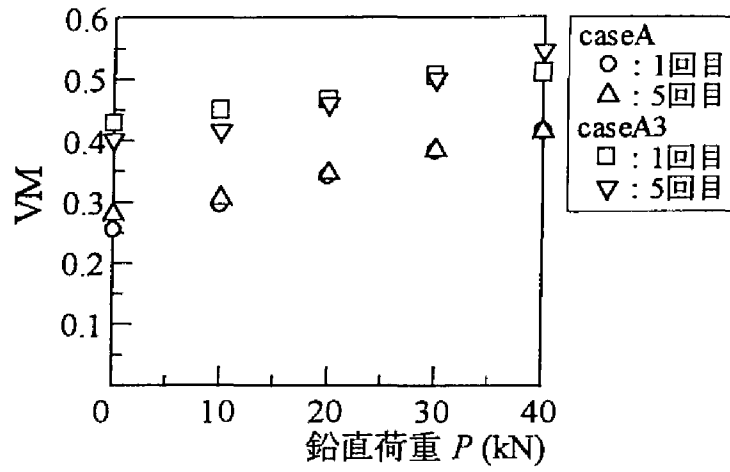


(a) 領域①の関係

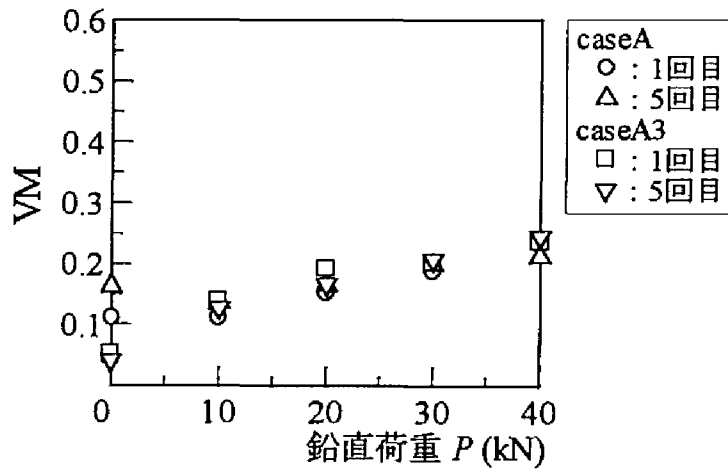


(b) 領域③の関係

図7-3-66 \bar{N} と鉛直荷重 P の関係 (上下方向解析, caseA・caseA3, $P_{max}=40\text{kN}$)

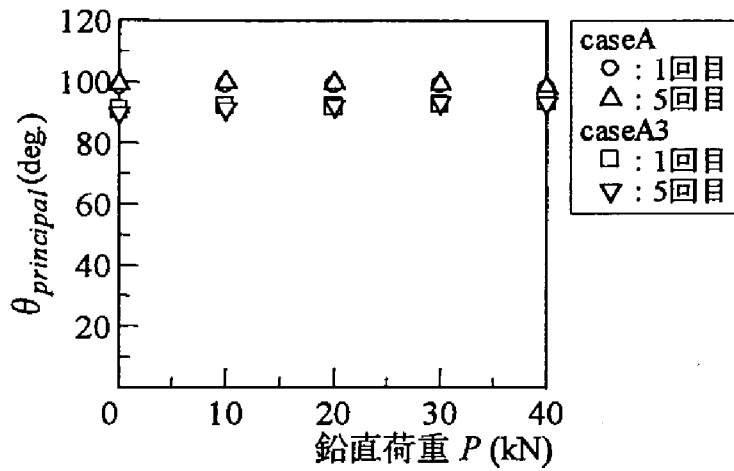


(a) 領域①の関係

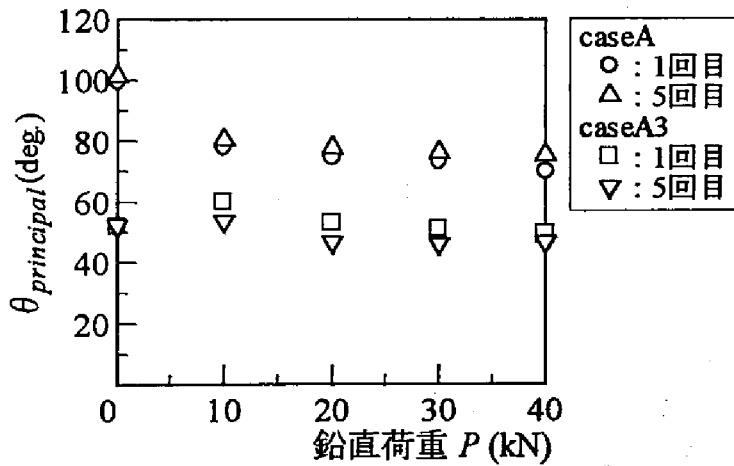


(b) 領域③の関係

図7-3-67 VMと鉛直荷重 P の関係 (上下方向解析, caseA・caseA3, $P_{max}=40\text{kN}$)



(a) 領域①の関係



(b) 領域③の関係

図7-3-68 $\theta_{principal}$ と鉛直荷重 P の関係 (上下方向解析, caseA・caseA3, $P_{max}=40\text{kN}$)

①ヒステリシス・ループ形状

初期降伏時の負荷曲線は、試験結果の負荷曲線に比べ下にへこんだ形になっており、解析モデルcaseAの負荷曲線に近い。また、2回目以降の繰返し載荷に伴うヒステリシス・ループの変化については試験結果ほど明確には見られない。

②繰返し塑性変形特性

1回目の載荷時に大きな残留変位量を生じるが、2回目以降の繰返し載荷に伴う残留変位量の増加は試験結果よりも小さい。また、 $u_{max} \sim u_p$ 関係が呈する1次関係の傾きは、解析モデルcaseA1よりは大きくなるものの、試験結果よりは若干小さくなる。

③道床バラスト粒子の移動傾向

まくらぎ直下の道床ブロックは沈下するものの、解析モデルcaseAに比べ沈下領域がかなり減少する。また、まくらぎ間だけでなく隣接まくらぎ近傍でも道床ブロックが側方流動する様子が明確に見られる。このため、変形挙動は流動現象が主体となる。

④道床部の粒子配列の構造変化

領域③で、VMが解析モデルcaseAの同一載荷状態に比べ大きくなるとともに、 P_{max} 負荷時の $\theta_{principal}$ が逆ハの字形の空隙の配置方向とほぼ一致する。また、領域①および領域③で P_{max} 負荷時のVMが繰返し載荷に伴い増加する。

c) 解析モデルcaseA3に関する検討

①ヒステリシス・ループ形状

初期降伏時の負荷曲線で試験結果と同様傾きの変化がなくなるとともに、2回目以降の繰返し載荷でもヒステリシス・ループが変化するため、試験結果のヒステリシス・ループの形状にかなり近づく。

②繰返し塑性変形特性

1回目の載荷時に生じる残留変位量、2回目以降の繰返し載荷に伴う残留変位量の増加傾向とも試験結果にほぼ等しい。さらに、 $u_{max} \sim u_p$ 関係が呈する1次関係の傾きも試験結果の傾きに一致する。

③道床バラスト粒子の移動傾向

caseA1とcaseA2の道床ブロックの移動傾向を多少弱めたように、まくらぎ直下およびまくらぎ側面近傍では道床ブロックが沈下し、まくらぎ中間以遠では道床ブロックが側方流動する。このため、変形挙動としては圧縮現象と流動現象が混在している。

④道床部の粒子配列の構造変化

領域③で、VMが解析モデルcaseAの同一載荷状態に比べ大きくなるとともに、 P_{max} 負荷時の $\theta_{principal}$ が逆ハの字形の空隙の配置方向とほぼ一致する。また、領域①および領域③で P_{max} 負荷時のVMや \bar{N} が繰返し載荷に伴い増加する。なお、同一荷重状態において1回目と5回目の \bar{N} を比較すると領域①・領域③とも5回目の方が大きくなる。

これらのことを総合すると、道床部の繰返し塑性変形挙動解析に対して実現象に最も即し

た解析結果が得られるのは解析モデルcaseA3であることがわかる。

また、上記解析結果から道床部の繰返し塑性変形挙動を解析的に検討すると、まず道床部の繰返し塑性変形機構については以下のように考えられる。まくらぎ直下に空隙を有する解析モデルcaseA1とまくらぎ間に空隙を有する解析モデルcaseA2の解析結果を比較すると、初期降伏時の負荷曲線の形状に関しては解析モデルcaseA1の傾向の方が試験結果に近いが、初期降伏時の $u_{max} \sim u_p$ 関係や繰返し載荷に伴うヒステリシス・ループの形状変化に関しては解析モデルcaseA2の傾向の方が試験結果に近くなる。このことから、変位振幅に強い影響を及ぼすのはまくらぎ直下の空隙分布であり、塑性変形傾向や繰返し効果に強い影響を及ぼすのはまくらぎ間の空隙分布であることがわかる。さらに、解析モデルcaseA3における P_{max} 負荷時の各領域の $\theta_{principal}$ から、まくらぎ直下の道床部で圧縮変形が、まくらぎ間の道床部でせん断変形がそれぞれ主体になることがわかる。他方、第5章の検討結果から、道床バラストの弾性変形挙動の本質がせん断変形にいたるまでの圧縮変形にあること、および道床バラストの塑性変形挙動は主応力比の増加により圧縮変形による体積収縮的挙動からせん断変形による体積膨張的挙動へと変化することが明らかになっている。これらのことを考慮して空隙分布の差異に基づく前述の解析解の特性を検討した場合、まず、まくらぎ直下の空隙の存在はまくらぎ直下の道床部の圧縮現象につながることから、せん断変形に至るまでの間で弾性変位振幅量が増大したと考えられる。一方、まくらぎ間の空隙の存在はまくらぎ間の道床部への流動現象につながることから、せん断変形により塑性変位量が増大したと考えられる。なお、まくらぎ直下の道床部では圧縮変形による塑性変位量も生じると考えられるが、解析モデルcaseA1の解析結果を見る限りその影響はほとんど見られない。しかし、解析モデルcaseA3の解析結果では、解析モデルcaseA2よりも $u_{max} \sim u_p$ 関係の傾きが大きくなっており、まくらぎ直下の空隙分布の影響が顕在化している。このことから、まくらぎ直下の空隙は粒子の移動量に影響を及ぼし、まくらぎ間の空隙の存在と相まって初めて塑性特性が表面化すると考えられる。このため、今回の解析結果を見る限り道床ブロック部の塑性変形機構はせん断変形に基づくものであると結論できる。ただし、解析モデルのまくらぎ直下の間隙率の設定が適正かどうか定かではないため、実現象においては圧縮変形による塑性変形が生じる可能性も否定できない。次に、繰返し載荷に伴う変形機構の変化について考察する。本節のこれまでの検討結果から、道床バラスト粒子の移動に伴う粒子配列の構造変化が、道床各部の応力～ひずみ関係における応力依存性や繰返し載荷履歴依存性の主因となることが明らかになった。この場合、繰返し載荷に伴って粒子配列が構造変化すれば、荷重載荷時の安定的な応力状態も変化するから、これにより新たな粒子構造の再配列が生じる。このような連鎖が初期変位過程における変形機構の変化につながると考えられるが、解析モデルcaseA3の解析結果で見られた領域①や領域③における繰返し載荷に伴う P_{max} 負荷時の VM や \bar{N} の増加傾向や領域③の粒子構造の主軸がせん断面に平行な向きを向くように再配列する傾向は、この現象を立証するもので

ある。特に \bar{N} の増減傾向は、配位数の減少傾向と繰返し効果に相関関係があると結論した第6章の検討結果を考慮すれば、繰返し載荷に伴うヒステリシス・ループの形状変化と関係づけられる。実際、解析結果を見る限り同一荷重状態における繰返し載荷回数間の \bar{N} の変化が大きいほど両者のヒステリシス・ループの形状の差異も大きく、繰返し載荷に伴い \bar{N} が一定値に収束するとヒステリシス・ループの形状変化も収束する。一方、平均配位数 \bar{N} と間隙比 e の間には式(6.3.2)のような関係があるから、前述のように繰返し載荷に伴って領域①や領域③の \bar{N} が増加した場合、その領域内の空隙は減少し密度は増加する。密度の増加は道床バラスト粒子の移動量や道床バラスト粒子間で生じるすべり量の減少につながるから、摩擦損失や塑性流動も生じ難く、ヒステリシス・ループの面積や塑性変形量も繰返し載荷に伴い減少したと考えられる。このため、上記解析結果のように特定領域の \bar{N} が繰返し載荷に伴って増加する場合、道床部の荷重～変位関係は応力履歴誘導異方性（繰返し載荷履歴誘導異方性）を有すると考えることができる。なお、このような現象が第3章で述べた「軌道保守直後の道床バラスト粒子間空隙の不均一分布の是正」に相当すると解釈すれば、初期変位過程は荷重支持に適した粒子構造の生成に伴い収束することになる。また、第3章の検討結果を考慮し作成した解析モデルcaseA3のDDA解析により、上記のような解析結果が得られたことは、第3章で検討した道床つき固め作業後の道床部の変形メカニズムの考察が的確であったことを証明するとともに、粗粒材の応力～ひずみ関係においてみられる応力誘導異方性や応力履歴誘導異方性を不連続体解析手法なら容易に表現できることを実証するものである。

以上のように、軌道保守直後の道床部の積層状態（密度分布）を想定した解析モデルを用いたDDA解析では、流動則や損失係数を導入しなくても塑性変形や摩擦によるエネルギー損失を評価でき、実現象のモデル化を比較的簡易に行えることがわかる。また、本解析では特に実物大載荷試験における道床部の粒子構造をトレースして解析モデルを構築したわけではないため、上記のような解析結果が得られたことは、密度分布を考慮してDDA解析を行えば、繰返し塑性変形特性やヒステリシス・ループに対する繰返し効果について解析結果と試験結果がかなり良い一致を見せることを示すものである。しかし、現象のモデル化方法に関連した解析精度の向上に関しては、道床各部の密度測定等実軌道における空隙の分布状況（密度分布）の把握の他、解析モデルの粒度分布の適正化を含めて今後さらに検討する必要がある。なお、横断方向については、第3章の検討結果だけではまくらぎ長手方向の密度分布を充分推定できないこと、および解析モデルcaseA3のようなまくらぎ幅方向の空隙分布、特にまくらぎ間の空隙分布を横断方向の解析モデルでは考慮できないことから、密度補正した解析モデルによる上下方向解析および左右方向解析は行わなかった。これらについても今後さらに現象のモデル化方法に関する検討を深度化していく必要がある。

（2）DDA解析自体に内在する課題

道床部の繰返し塑性変形挙動解析に対する不連続体解析手法の適用性について検討した結果、DDA解析を用いることにより道床部を主体とした軌道破壊現象を実現に即して解析する可能性のあることがこれまでに明らかになった。しかし、DDA解析の適用性や解析精度の向上に関係する研究課題のすべてが本節の研究結果により解明されたわけではなく、軌道構造の設計・維持管理技術へのDDA解析の応用に当たっては多くの問題が未だ残されている。このためここでは、道床部を粒状集合体と考えるこれまでにない軌道構造解析手法を構築し有道床軌道構造を対象とした構造解析手法の解析精度の向上を図るために、現行のDDAが今後解決すべき課題を明らかにする。

これまでの検討結果から明らかになった道床部の繰返し塑性変形挙動に対するDDA解析適用上の問題点としては以下のようなものが挙げられる。

a) 応力伝達機構に関する問題

解析上の荷重強度は試験の荷重強度の5%以下という非現実的な値となるばかりか、荷重条件の設定も荷重比率を解析モデルごとに設定しない限り行えない。この要因と考えられるのは以下のようなものである。

①ブロックの接触特性に関する問題

第6章で検討したように軸差応力の応力レベルが低いのは、要素間の接触特性や解析上の ϕ_u の設定方法に問題があると考えられる。原因が前者であった場合、道床部の変形挙動解析においても同様な現象が生じるから、必然的に解析上の荷重強度は低下する。

②3次元効果による影響

FEMの線形弾性解析では、3次元モデルの道床内部に生じる鉛直応力の分布範囲は2次元モデルよりも狭く局所的になるという3次元効果が見られたが、同様な傾向がDDA解析でも起こるとすれば、荷重～変位関係は3次元効果の影響を受けることになる。

③密度分布・粒度分布が異なることによる影響

DDA解析では応力伝達はブロックの接触点で行われるため、その接触点数が変わればブロック表面のせん断力やせん断抵抗力は影響を受ける。この場合、密度分布や粒度分布は接触点数の増減に影響するから、荷重～変位関係も影響を受けることになる。

b) ブロックの変形特性に関する問題

FEMの3次元線形弾性解析では、まくらぎ部の鉛直荷重載荷点近傍が周辺部よりも沈下してまくらぎ長手方向に波状の形状に変形する傾向が見られたが、本節で用いたDDA解析のように式(6.2.2)の変位関数を用いる場合曲線状のブロック境界は表現できない。このことは、道床ブロックや縦断方向のまくらぎブロックのようにブロック自体の変形が解析モデル全体の変形挙動に比べ無視しうる場合には問題とならないが、横断方向のまくらぎブロックのようにまくらぎの変形性状が道床バラスト粒子の移動傾向に強い影響を及ぼす場合には、解析結果の信頼性を低下させる原因になる。

c) 2次元近似の有効性の問題

まくらぎ間の空隙を考慮しない解析モデルでは、塑性変位量が実現象よりも小さく計算されることが本項(1)の検討結果から明らかになっているが、横断方向の解析モデルを用いてレール位置近傍におけるまくらぎ間の空隙を表現することは不可能に近い。この場合、まくらぎ間の空隙をまくらぎ端部やまくらぎ中央部におけるまくらぎ直下の空隙で置換することも考えられるが、前述のようにまくらぎ自体の変形が制限を受ける状況では代替にはなるとは考え難い。また、前節のFEM解析結果から明らかなように、2次元解析を行う場合にはモデル化されていない面の応力分担率の影響を考慮し、2次元モデルの解析解を補正する必要がある。ただし、この問題に関しても、側面の影響が大きい横断方向の解析モデルでは問題が顕在化するが、側面に比べ端面の影響はかなり小さいから縦断方向の解析モデルではあまり影響を受けない。

d) 数値計算の収束性の問題

本節の解析結果から明らかなように、解析条件によっては荷重～変位関係が高周波の微小振動を起し、数値計算の収束性が低下する傾向を示した。また、7-3-2項の解析結果のヒステリシス・ループの形状を見ると、上下・左右方向解析とも程度の差はあるものの、再負荷時の変位量が無載荷状態よりも減少する傾向を示した。解析結果のこのような傾向は、実物大載荷試験結果では見られないことから、数値誤差の影響が顕在化したものであると考えられる。

上記問題のうち、まず、b)の問題については、DDA解析プログラムの改良に関するものであり、理論上は高次のブロックの変位関数を用いることが可能である。また、DDA解析ではブロックは独自の变位関数を持つことが可能であり、それぞれのブロックに適した高次の近似で定式化することも可能となる。ブロックの変位関数の高次化は、コンピュータの記憶容量と計算速度など計算環境による制約を受ける問題ではあるが、今後コンピュータの能力と解析精度との釣り合いがとれるようにブロックの変位関数を選択していく必要がある。次に、d)の問題については、DDA解析の数値計算の収束性に関して別途行った解析²⁹⁾により、ブロック同士に相互貫入が発生した場合の許容貫入量 d とペナルティ係数 p の設定が解析解の収束性の向上に強い影響を及ぼすことを確認している。これらは、前述したブロックの面積差が大きくなると計算精度が悪くなることとも関係があると考えられ、今後このようなブロック面積との関係の解明も含め解の安定性に関する検討を深度化する必要がある。一方、c)の問題については、DDAの3次元解析手法が確立していないため現状ではこれ以上詳細な検討は行えないが、実際の地盤をモデル化し解析を行う際に、地盤-構造物系の全体を3次元的なものとして評価し3次元効果を意識することにより、2次元解析を行っても今までより合理的で信頼性の高い解析結果を得ることが可能になると考える。最後に、a)の課題のうち①については、解析用物性値の不確実性等の解析パラメータの設定に起因するものではなく、接触変形機構等のDDA解析自体の本質的な問題であると考えられる。この場合、第6章同様本章の検討結果からもこの問題

に関しては、原因を特定できるだけの十分な情報を得ることができなかつた。しかし、荷重条件の設定に関する問題は、DDA解析を軌道構造設計手法に応用する場合避けては通れない問題であり、今後この問題のすみやかな原因究明と早期の問題解決が望まれる。なお、a)の課題のうち②については前述したとおりであり、③については本項(1)で検討したとおりである。

道床部の繰返し塑性変形挙動に対するDDAの2次元平面ひずみ解析の適用方法についてはまだ未知な部分が多くあり、これらを解決するには、より実現象に即した解析を可能にするためにDDAの基礎理論自体の拡充を図るとともに、FEMの汎用構造解析プログラムのようにDDA解析プログラムを高機能化する必要がある。この場合、DDAは、ポテンシャルエネルギー最小化原理にその理論的基礎をおくため実現象を概念的に捉えやすく、また数学的には変分法の付帯条件つき停留値問題に帰着するため、問題により種々の条件を付加することが可能である。したがって、今後上記問題に関する研究開発の深度化によりDDA解析の解析精度や信頼性を向上すれば、道床部を主体とした軌道破壊現象のより詳細な解明に向けて、実務レベルでDDA解析を用いた軌道構造解析を行うことが可能になると考える。

7-4 結 論

本章では、繰返し載荷時の道床部の塑性変形挙動に対して行ったケーススタディより得られた解析結果と第4章の実物大載荷試験結果を比較し、道床部の変形挙動解析に対する離散化解析手法（FEM・DDA）の適用性について検討した。得られた知見を要約すると以下のようなになる。

(1) 上下方向の道床部変形挙動をFEMで解析する場合、線形弾性解析は、道床部の鉛直弾性変位量を全ひずみ論的に予測するにはある程度有用であるが、荷重状態や繰返し載荷により変化する道床部の応力状態を評価することはできない。これは、粒状集合体である道床部を等価連続体と仮定するFEM解析では、応力誘導異方性や応力履歴誘導異方性等の材料非線形性を考慮しない場合道床バラスト粒子の移動に伴う変形特性の局所変動を表現できないこと、およびまくらぎ／道床バラスト間の不連続性（幾何学的非線形性）を評価しない場合まくらぎ各面の応力分担率を試験結果に近づけることはできないためである。

(2) 左右方向の道床部変形挙動をFEMで解析する場合、線形弾性解析では、鉛直荷重の載荷により道床横ばね係数が増加しまくらぎ各面の応力分担率が変化する実際の道床部の応力状態や変形傾向を表現することはできない。これは、鉛直・水平荷重載荷時の左右方向の変形挙動では、まくらぎ下面における摩擦抵抗が荷重支持機構の主体となるためであり、まくらぎ／道床バラスト間の不連続性を評価しない限り、まくらぎ各面の応力分担率を鉛直荷重に応じて変化させることはできないためである。

(3) 上下方向のDDA解析における道床ブロック部の変形機構は、道床ブロックの移動傾向の違いにより各部で異なり、まくらぎ直下の道床ブロック部中層では圧縮変形が、まくらぎ間あるいは道床肩・道床法面ではせん断変形が、繰返し載荷によらずそれぞれ支配的である。一方、左右方向の繰返し載荷解析時には、まくらぎ下面の道床ブロック部ではせん断変形が主体となり、水平荷重載荷側道床肩・道床法面の道床ブロック部では圧縮変形とせん断変形が混在している。この場合、道床ブロック部の塑性変形挙動に対してはせん断変形の影響が強い。

(4) 軌道保守直後の道床部の積層状態（密度分布）を想定した解析モデルを用いたDDA解析では、新たに構成則を導入することなく道床各部の応力～ひずみ関係が有する応力誘導異方性や応力履歴誘導異方性あるいは繰返し塑性を容易に表現できる。このため、道床部の繰返し塑性変形挙動の本質は、道床バラスト粒子の移動により生じるすべりを伴う粒子構造の再配列にあり、密度分布を考慮してDDA解析を行えば道床部を主体とした軌道破壊現象を実現現象に即して解析することができる。

(5) 応力履歴誘導異方性は、密度増を表現する平均配位数 \bar{N} の増加傾向と関係し、繰返し載荷に伴い \bar{N} が一定値に収束すると道床部の構造特性も一定になる。また、応力誘導異方性は、主方向 $\theta_{principal}$ への接触力の集中を表現するVMの増加傾向と関係し、荷重載荷に

伴いVMが増加すると荷重支持に適した粒子構造の再配列が生じる。このため、道床部の繰返し変形挙動をミクロ的観点から検討するには、粒状体力学で用いられる粒状集合体の構造変化を定量化する諸指標が有効である。

(6) FEMの線形弾性解析に対する3次元効果は、主に3次元モデルと2次元モデル間のまくらぎ各面の応力分担率の差異に起因するものであり、2次元解析というより簡単な解析条件下で3次元問題を解析するには、荷重支持のない面の応力分担率を考慮し2次元モデルの解析解を補正する必要がある。一方、DDA解析については、上記の問題に加え3次元的な空隙分布の評価が道床バラスト粒子の移動に基づく繰返し塑性変形機構に多大な影響を及ぼすため、実現象に対する第一次近似解を得るには3次元問題に対する2次元近似の適用限界を考慮して2次元解析解を解釈する必要がある。

道床部の繰返し塑性変形挙動は道床バラストの材料特性に起因するものであり、粒子配列の構造変化がその直接的な要因となる。したがって、道床部の繰返し塑性変形挙動の本質を捉えるには、道床部を粒状集合体と考えた理論検討を行うことが現時点で最も適切であり、また軌道構造解析手法における道床部の工学的扱いを適正化するには、連続体解析手法よりも不連続体解析手法の方が有用である。この場合、連続体解析手法であるFEMの線形弾性解析結果が局所的に変動する道床部の変形特性を平均化して捉えるマクロな解であるのに対し、不連続体解析手法であるDDAの解析結果は道床バラスト粒子の移動に伴う道床部変形特性の変化を実現象に近い形で解析するミクロな解である。特に、軌道保守直後の道床部の積層状態（密度分布）を想定した解析モデルを用いたDDA解析では、粒状体力学の観点から道床部の繰返し塑性変形挙動を的確に説明できる。しかし、実務レベルでDDA解析を軌道構造解析手法として利用するには、まだ多くの課題があり、今後DDA解析の適用性や有用性あるいは解析精度の向上に関する研究を実データを用いたケーススタディにより、より一層深度化する必要がある。

参考文献

- 1) 佐藤吉彦, 梅原利之編: 線路工学, 日本鉄道施設協会, 1987.
- 2) 尾高達男, 佐藤吉彦: 軌道破壊理論(Ⅲ)の提案と車両条件の影響の検討, 土木学会第40回年次学術講演会Ⅳ-37, pp.73-74, 1985.
- 3) 三浦 重: 階層モデルによる道床振動の解析, 土木学会第46回年次学術講演会講演概要集Ⅳ-59, pp.128-129, 1991.
- 4) Ching S. Chang, Clement W. Adegoke and Ernest T.Selig: GEOTRACK model for railroad track performance, *Journal of Geotechnical Engineering Proc. of ASCE*, No.106, pp.1201-1218, 1980.
- 5) G. P. Raymond: Analysis of track structures (ARTS), *Computers & Structures*, Vol.41 No.6, pp.1403-1409, 1991.
- 6) 川本眺万: 岩盤解析手法の現状と展望, 第9回岩盤システム工学セミナー「岩盤工学における解析手法の現状と課題」, pp.1-40, 1992.
- 7) 岩の力学委員会: 不連続性岩盤と構造物に関する研究報告書, 地盤工学会, 1995.
- 8) R.Janardhanam and C.S.Desai: Three-dimensional testing and modeling of ballast, *Journal of Geotechnical Engineering Proc. of ASCE*, No.109, pp.783-796, 1983.
- 9) Jun Dong and Fumio Tatsuoka: Effects of cyclic prestraining on stiffness of gravel in triaxial compression, 土木学会第47回年次学術講演会講演概要集Ⅲ-160, pp.360-361, 1992.
- 10) Eqramul Hoque and Fumio Tatsuoka: Elasto-plasticity of sand deformation, *Proc. of The 11th Engineering Mechanics Conference ASCE*, pp.547-550, 1996.
- 11) 粒状体力学に関する国内委員会: 粒状体の力学, 土質工学会, 1993.
- 12) 土倉 泰, 深澤哲也, 村上幸利: 動的粒状要素法による落石挙動の解析, 土木学会論文集, No.523/Ⅲ-32, pp.125-132, 1995.
- 13) Shi, G.H.: Block system modeling by Discontinuous Deformation Analysis, Univ. of California, Berkeley, Dept.of Civil Eng., 1989.
- 14) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説「コンクリート構造物」, 丸善, 1992.
- 15) 須長 誠: 鉄道強化路盤の合理的設計法に関する研究, 鉄道総研報告, 特別第6号, 1996.
- 16) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説「土構造物」, 丸善, 1992.
- 17) 地盤破壊の三次元的評価に関する研究委員会: 地盤破壊の三次元的評価に関するシンポジウム, 土質工学会, 1995.
- 18) 赤井浩一: 土質力学, 朝倉書店, 1966.
- 19) 佐藤吉彦, 宮井徹: 各種有道床まくらぎ軌道の道床横抵抗力とその特性, 鉄道技術研究所速報, No.76-150, 1976.

- 20) 佐々木猛, 大西有三, 吉中龍之進: 不連続変形法 (DDA) とその岩盤工学への適用に関する研究, 土木学会論文集, No.493/Ⅲ-27, pp.11-20, 1994.
- 21) 桜井 孝, 高橋昭教: 三軸圧縮試験における硬岩の変形特性, 鉄道技術研究所速報, No.82-155, 1982.
- 22) 大西有三, 河野正雄: ボロノイ分割法を適用した岩盤の個別要素解析について, 土木学会論文集, No.376/Ⅲ-6, pp.231-239, 1986.
- 23) 須長 誠, 越野佳孝, 山田勝信, 間瀬勝則, 古家繁男: ガンマ線を用いた道床バラストの密度測定法の現場計測への応用, 第29回土質工学研究発表会講演集, pp.2091-2092, 1994.
- 24) Masahiro Oda : Deformation mechanism of sand triaxial compression tests, *Soils and Foundations*, Vol.12 No.4, pp.45-63, 1972.
- 25) 松岡 元, 山本修一: 個別要素法による粒状体のせん断機構の微視的考察, 土木学会論文集, No.487/Ⅲ-26, pp.167-175, 1994.
- 26) 山本修一, 松岡 元: 個別要素法による‘土のう’式補強地盤の支持力試験シミュレーション, 土木学会論文集, No.529/Ⅲ-33, pp.125-134, 1995.
- 27) 松浦浩一, 吉野 修, 岩下和義, 小田匡寛: 粒状体の巨視的応力とひずみについて, 第29回土質工学研究発表会講演集, pp.805-806, 1994.
- 28) Tatsuya Ishikawa, Yuzo Ohnishi and Akira Namura : DDA applied to deformation analysis of coarse granular materials (ballast), *Proc. of The Second International Conference on Analysis of Discontinuous Deformation*, pp.253-262, 1997.

第8章 軌道構造設計への応用に関する検討

8-1 道床部塑性変形量簡易予測式の一般化に関する検討

第4章では、実物大試験軌道を用いた繰返し載荷試験結果から、道床部塑性変形挙動をより詳細に検討するには、その構成材料である道床バラストの材料特性、すなわち粗粒材の強度・変形特性を考慮して道床部を粒状集合体と考え、繰返し載荷に伴う道床バラスト粒子の移動傾向の変化を把握する必要があることを明らかにした。また、第4章で行った試験条件と類似した軌道状態に限定してはいるが、道床部塑性変形の主因が道床バラスト粒子間の移動（すべり）にあると考え、道床部の塑性変形量をその変位振幅量から推定する簡易予測式を提案した。しかし、この予測手法は道床部全体の変形挙動を荷重～変位関係からマクロ的に把握するものであり、簡易予測式に現れる回帰係数の力学的な意味づけを行うまでには至らなかった。したがって、実用的には今後さらに任意の荷重条件や構造条件に対して予測手法の一般化を図る必要があるとして、簡易予測式の誘導上用いた仮定の理論的意味の明確化を今後の研究課題としていた。このため本節では、前章までの検討結果を踏まえ、道床部塑性変形量簡易予測式の力学的根拠について再検討する。

8-1-1 従来の軌道破壊理論との関連性の検討

まず、第2章で述べた従来の軌道破壊理論と第4章で提案した簡易予測式との関連性について考察する。第3章で検討した変形のメカニズムを考えた場合、軌道破壊現象は「初期変位過程」と「漸進変位過程」の2つに分類するのが適当であり、現象のモデル化に際しても各変位過程の変形機構に応じた予測モデルを設定する必要がある。しかし、従来の軌道破壊理論は、高低狂い進みに対応したレール面の漸進的な沈下傾向を予測する手法であり、その主たる研究課題は、保守直後の軌道における初期不整の程度を表現する初期沈下量（式(4.2.1)の α ）よりも初期沈下終了後の漸進的な沈下進みを表現する変位進み係数（式(4.2.1)の β ）を予測することにあつた。このため、従来の軌道破壊理論では、軌道状態の劣化－復元の1サイクル内における沈下量が漸進変位過程よりも大きい初期変位過程に対して、理論的検討がこれまで明確に行われていないといえる。一方、本研究では、漸進変位過程は初期変位過程の影響を多分に受けること、および軌道保守の効率化を図る上では初期変位過程の沈下傾向を抑えることが極めて重要であること等の理由により、漸進変位過程だけでなく初期変位過程に対しても予測モデルを構築しており、この点で従来の軌道破壊理論と異なる。また、本研究で構築した予測モデルのうち漸進変位過程の予測モデル（式(4.4.4)）を従来の軌道破壊理論の原型である式(2.2.5)と比較すると以下のことがわかる。まず、今回の予測式は準静的な試験結果をもとに提案したものであるため、道床部に発生する振動が変位進み係数に及ぼす影響に関しては考慮していない。他方、式(2.2.5)

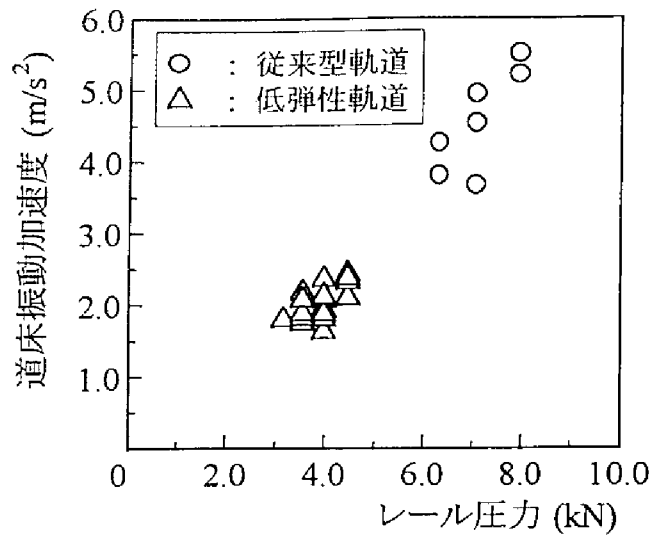
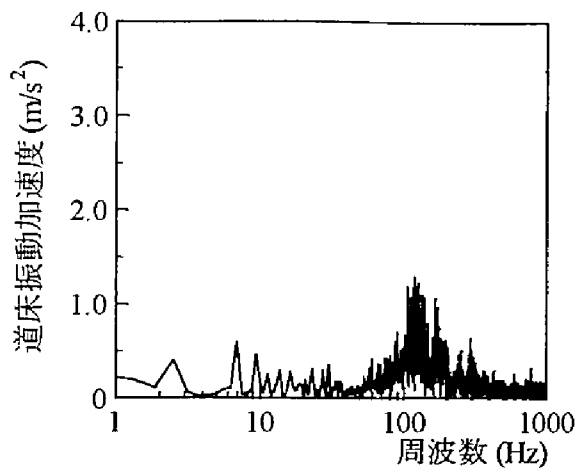
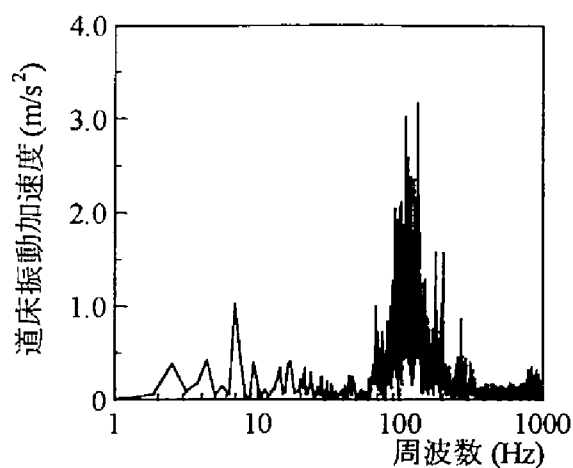


図8-1-1 道床振動加速度 \ddot{y} とレール圧力 P_r の関係（営業線測定結果）

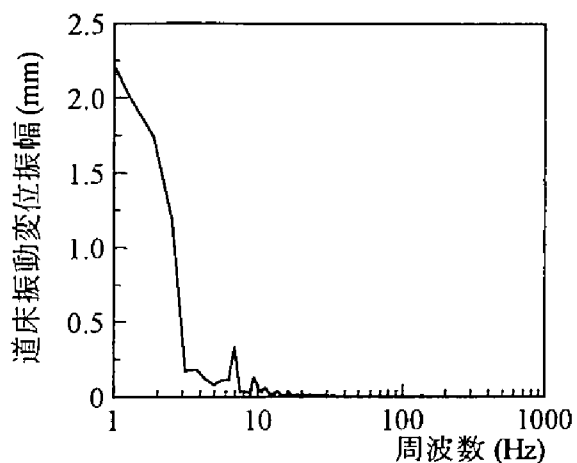
では、振動による道床部の動的耐力の減少を評価する指標として道床振動加速度 \ddot{y} を用いてきた。このため、式(2.2.5)と式(4.4.4)をそのまま比較することはできない。ただし、営業線において列車走行時の軌道各部の動特性（応力・変位・加速度等）を測定した結果では、道床振動加速度 \ddot{y} とレール圧力 P_r は図8-1-1のような1次従属関係にあることがわかっており、漸進的な沈下割合を示す b は実際にはまくらぎ下面圧力 P_T （ $\because P_T \propto P_r$ ）と2次関係にある。したがって、式(2.2.5)の構成は最大鉛直荷重強度 P_{max} の次数が2次となる式(4.4.4)の構成と形式的には一致する。しかし、振動の影響に関しては、低周波で振幅の大きな荷重変動に高周波で振幅の小さな荷重変動が重ね合わされた場合、低周波だけの場合よりも道床部の沈下は促進されるという実験結果¹⁾が示されており、式(2.2.5)を式(4.4.4)で置き換えることはできない。この点に関して式(2.2.5)の提唱者である佐藤は、道床部を主体とした軌道破壊現象に対する振動の影響を、道床バラスト粒子間の接触面が有する固有振動数を境界として低周波成分と高周波成分に分類し、別々に評価することを提起している²⁾。この考え方に従えば実際の軌道で発生する道床振動加速度の低周波成分は、図8-1-2に示すように加速度として捉えた場合にはあまり大きくならないが変位振幅としては大きくなるため、変位振幅から変位進み係数を推定する式(4.4.4)に直接的に関係する。一方、高周波成分は、変位振幅としては小さいが加速度として捉えた場合には大きなパワーをもつため、粗粒材の静的なせん断強さは振動加速度の増加に伴い低下する³⁾という道床バラストの材料特性を考慮すれば、前述の実験結果を説明することができる。すなわち、式(4.4.4)は式(2.2.5)の道床振動加速度 \ddot{y} の低周波成分の影響を評価したものであるといえ、本研究で明らかになった道床部の基本的な塑性変形機構は、従来の軌道破壊理論においてもレール圧力と道床振動加速度の積で間接的に表現されていたと考えることができる。ただし、第4章のような準静的な試験においても道床部は繰返し塑性変形挙動を示すことから、



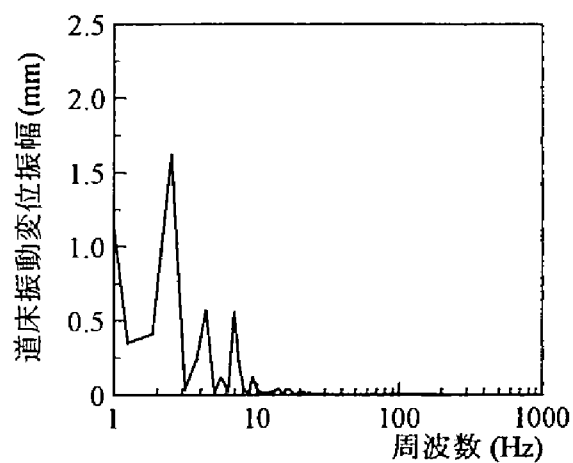
(a) 道床振動加速度（従来型軌道）



(b) 道床振動加速度（低弾性軌道）



(c) 道床振動変位振幅（従来型軌道）



(d) 道床振動変位振幅（低弾性軌道）

図8-1-2 営業線測定データの周波数分析結果

軌道破壊現象の主因は低周波成分を表す変位であり、高周波成分を表す振動は補助的な役割を果たすと推定される。なお、図8-1-1および図8-1-2で用いた測定データは、JR東日本常磐線E991系電車高速走行試験実施期間中の平成7年1月20日から平成7年3月27日にかけて直線部のロングレール区間（南柏～柏間）の溶接レール継目と溶接レール継目の中間で行った地上測定結果（軌道各部の応力・変位・加速度等の動的挙動に関する測定データ）の一部である。

8-1-2 道床部塑性変形量簡易予測式の力学的根拠の明確化

第4章で提案した簡易予測手法の一般化を図るには、簡易予測式の誘導上用いた仮定の理論的意味を明確にすることが必要になる。この際の研究課題として第4章では以下のようなことが必要であると考えた。

- (1) 荷重～変位関係（ばね係数）が繰返し载荷や荷重状態により変化すること、および

上下方向と左右方向で漸進変位過程の変形特性が異なることを、繰返し载荷に伴う道床部の構造特性の変化や負荷時の道床部の変形機構との関連性から明らかにする。

(2) 変位振幅量と残留変位量の進行率の関係の具体的な意味づけや、上下方向と左右方向で塑性変形傾向が異なる要因を、道床バラスト粒子の移動傾向や道床部の応力状態に着目して明らかにする。

本項では、これらの研究課題について前章までの検討結果を踏まえ考察し、任意の構造条件および荷重条件に対して適用可能なように道床部塑性変形量簡易予測式の力学的根拠について再検討する。

まず、(1)の研究課題について考察する。前章のDDA解析結果から、道床バラスト粒子の移動に伴う粒子配列の構造変化が道床各部の応力～ひずみ関係における応力依存性や繰返し载荷履歴依存性の主因となることが明らかになっている。この検討結果を踏まえれば、荷重～変位関係（ばね係数）が繰返し载荷や荷重状態により変化するのは、道床各部の応力～ひずみ関係が応力依存性や繰返し载荷履歴依存性を有するからである。また、荷重状態により割線ばね係数が増加するのは、粒子構造が荷重载荷に伴って荷重支持に適した構造に再配列される際に、荷重強度に応じて安定的な粒子構造が変わるからであろう。なお、図7-3-40と図7-3-41の比較からわかるように荷重強度の増加に伴いブロックの移動領域は拡大するため、表4-2-1や図4-2-2に示すように P_{max} の増加に伴って初期変位過程の収束は遅くなるとともに、初期変位量や変位進み係数が増加すると考えられる。さらに、7-3-4項caseA3の解析結果のように繰返し载荷に伴って平均配位数が増加した場合、その領域内の空隙は減少し密度は増加する。密度増は、道床バラスト粒子の移動量や道床バラスト粒子間で生じるすべり量の減少につながるから、粒子配列の構造変化も繰返し载荷に伴って生じ難くなり、ヒステリシス・ループがほぼ一定の経路をとるようになる。このように、初期変位過程は、荷重支持に適した構造へ粒子構造が再配列していく過程であり、繰返し载荷に伴う道床内部の密度増加により粒子移動が生じ難くなって、あるいは安定的な粒子構造の出現によって収束すると考えられる。一方、第4章の実物大载荷試験で見られたように、上下方向と左右方向で漸進変位過程の変形特性が異なるのは、両者の変形機構の差異に原因があると推定される。第7章のDDA解析結果（図7-3-37、図7-3-38参照）を見る限り、まくらぎ直下の道床ブロック部の上下方向の変形機構としては圧縮変形が支配的となることから、繰返し载荷に伴いレール位置直下近傍の道床バラスト粒子が沈下し、道床部上層に密度低下領域が生じることは容易に想像できる。漸進変位過程で上下方向の荷重～変位関係が、図4-2-3に示すようにバイリニア型の曲線で近似されるのも、このような理由によると推定される。これに対し左右方向の変形機構としては、まくらぎ底面での摩擦抵抗力が水平荷重支持機構の主体となることを考慮すれば、まくらぎ下面の道床ブロック部におけるせん断変形が中心的な役割を果たすと考えられる。したがって、変形機構の主体が上下方向と左右方向で異なるため、左右方向の変形挙動では荷重～変位

関係が上下方向と異なり図4-3-5に示すように線形になったと考えられる。なお、このような道床ブロックの移動傾向は、4-5-1項で検討した繰返し载荷に伴うヒステリシス・ループの変化とほぼ一致するものである。

次に、(2)の研究課題について考察する。前章のDDA解析結果から、道床部の繰返し塑性変形挙動の本質は、道床バラスト粒子の移動により生じるすべりを伴う粒子構造の再配列にあることが明らかになっており、軌道破壊現象を解析的に捉えるには粒子間接触により発現される抵抗力の定量化および道床バラスト粒子個々の変位傾向の把握を行う必要がある。これに対し第4章で提案した残留変位量と変位振幅量の関係式(式(4.2.2), 式(4.3.1)等)は、特定方向に関する両者の関係を単純に数値化したものであることから、第4章で行った試験条件と異なる条件下では、これらの簡易予測式に現れる回帰係数と値の異なる可能性が高い。前述のように実際の変形挙動では、上下方向や左右方向といった各方向の塑性変位量は3次元的に発生するすべり量をベクトル的に合成した結果を各方向への射影として捉えたものであるため、特定方向の残留変位量と変位振幅量の関係は他方向の変形挙動と独立ではない。このため、第4章で検討したようにまくらぎや道床部の形状が変化すれば道床バラスト粒子の移動傾向も変化するから、対象とする試験条件が異なれば残留変位量と変位振幅量の関係も異なることが予想される。したがって、第4章で提案した残留変位量と変位振幅量の関係式の一般性はかなり制約を受けることになる。なお、第5章の検討結果から、道床バラストの弾性変形挙動の本質がせん断変形にいたるまでの圧縮変形にあることが明らかになっているが、このことを考慮すれば第4章で検討した「閾値」の概念は、道床部の変形挙動が圧縮変形からせん断変形へ状態変化する際の変相境界であると考えられる。また、第4章で漸進変位過程における左右方向の塑性変形特性として、塑性変位量と変位振幅量の関係を式(4.4.14)のように「同一の傾きを有する直線群と仮定して P_i 別に近似した」理由については、第7章のDDA解析結果を考慮した場合、以下のように考えられる。左右方向の繰返し载荷解析において、 Q_{max} 負荷時に左右両レール位置でまくらぎ上面の鉛直変位量を比較した場合、水平荷重側レール位置の方がより大きく沈下する。このことから、水平荷重側レール時にまくらぎブロックは水平面と平行に動くのではなく、斜め下方に移動することがわかる(図7-3-52参照)。この場合、 P_i が変化すれば水平面とまくらぎ中心軸がなす角度も変化すると考えられるから、まくらぎブロックの不可逆的移動に対する道床部の抵抗力あるいは応力解放に伴う復元力も異なることになる。このことは、同一 Q_{max} を载荷した場合の除荷曲線のふくらみが P_i の増加に伴って減少することからも窺える(図7-3-14参照)。したがって、左右方向の塑性変形特性として塑性変位量と変位振幅量の関係を上記のように P_i 別に近似するのは、力学的にも妥当な選択である。なお、このような理由であれば、式(4.3.1)や式(4.3.2)のような初期変位過程における最大変位量と残留変位量の関係も P_i の影響を受けると考えられるが、図4-3-9に示すように異なる P_i 間の試験結果に有意差が認められないのは、初期変位過程における左右方

向の塑性変形特性に対する P_1 の影響が、 Q_{max} の影響に比べて微小となるからであろう。

粒状材料からなる道床部が静的または動的な外力を受けて変形する場合、道床内部では個々の粒子の剛体的な運動によって粒子配列が変化し、その挙動が粒状集合体としての道床部の力学特性を決定する。このような粒状集合体の微視的変形メカニズムを検討する上で、粒子個々の運動の追跡が可能で実材料を用いた実験では得ることのできない微視的な物性を評価することができる不連続体解析手法は非常に有効な計算手法である。本項においても、7-3節の不連続変形法による道床部繰返し変形機構の解析的検討結果により、第4章の試験結果だけでは得ることのできないミクロ的な道床内部の変形メカニズムを検討することができた。また、その一方で第5章で行った道床バラストの大型繰返し三軸試験のような要素試験の有用性も明らかになった。このため、要素試験を含む実材料による試験結果と不連続体解析手法による解析結果を併せて検討することにより、今後より多くの新たな知見を得ることができると期待される。しかし、不連続変形法の応用に当たっては、コンピュータの能力など様々な制約で現状ではまだ実現象の複雑さを充分表現しきれない面があり、本研究でも多くの解析条件下で試験結果と解析結果は、定性的には一致する傾向にあるものの、定量的には依然かい離する傾向にある。このため、第4章で行った実験的検討結果よりは現象解明に対してかなりの進展が見られたものの、簡易予測式に現れる回帰係数の力学的な意味づけを行うまでには本項でも結局至らなかった。今後簡易予測式の一般化を図るには、道床部塑性変形量に対する軌道構造各部材の形状効果について実験的検討を深度化するとともに、道床バラスト粒子の移動傾向を評価できる数値解析手法の解析精度の向上を図ることが必要不可欠であろう。

8-2 道床バラストの塑性変形特性を考慮したFEM解析の提案

8-2-1 道床部変形挙動解析に対する線形構造解析の課題

前節では、第4章の実物大載荷試験結果から得られた道床部塑性変形量簡易予測式の力学的根拠についてこれまでの検討結果を踏まえ考察し、簡易予測式に現れる回帰係数の力学的な意味をおおまかに推定したが、まくらぎや道床部の形状が回帰係数に及ぼす影響に関しては十分な情報が得られたとは言い難く推測の域をでていない。さらに、これまでの検討結果から明らかのように、道床バラスト粒子の移動傾向が道床部の変形機構や構造特性に強く影響を及ぼす以上、道床バラスト粒子の移動傾向を変化させるまくらぎや道床部の形状の評価を直接的に行えない簡易予測式では、現行の軌道構造設計手法をより合理的なものにする統一的な解法になるとは考えにくい。一方、第7章では道床内部のミクロ的な変形機構を解析するために、構造物としての幾何学形状や材料物性の空間的分布あるいは構造物に対する力学的境界条件や幾何学的境界条件を解析的に扱うことが可能な離散化解析手法の導入を検討した。特に7-2節では、鉄道事業者が有道床軌道構造の設計計算を比較的簡易に行う状況を想定し、道床部の変形挙動解析に対するFEMの静的線形弾性解析の適用方法について検討した。しかし、この検討結果でも、連続体解析手法であるFEMを不連続体である道床部の変形挙動解析に適用する際の問題点として7-1節で挙げたいくつかの課題がやはり明らかになった。このため以下では、鉄道構造物等設計標準・同解説「軌道構造〔有道床軌道〕設計標準（案）」⁴⁾に準じて線形構造解析を用い軌道構造を設計する場合の注意事項について、有限要素法の線形弾性解析を例にとり検討する。

前章の検討結果から道床部変形挙動解析に対するFEM解析の適用に当たっては、上下方向解析・左右方向解析とも不連続面の評価方法が解析結果の信頼性を大きく左右すること、および線形弾性解析では不連続面等の幾何学的非線形性と応力依存性や繰返し載荷履歴依存性等の材料非線形性の評価方法にモデル化上限界のあることが明らかになっており、道床部の応力状態や変形傾向を第7章の解析モデルを用いて推定するには問題がある。このため、ここでは第7章の解析モデル以外の解析モデルを道床部の変形挙動解析に用いた場合の線形弾性解析の適用可能性について考察する。まず、上下方向解析については、側面や端面の応力分担率が解析結果に強い影響を及ぼすことから、図8-2-1のようにまくらぎ部の側面や端面に隣接する道床部の要素を取り除いた解析モデルを用いることが考えられる。図8-2-1のような解析モデルを用いれば、側面や端面近傍の道床部の変形挙動あるいはそれらが解析モデル全体の変形挙動に与える影響については検討できないものの、不連続面の評価方法に関係した解析結果の信頼性の低下は緩和できる。特に、実物大載荷試験のようにまくらぎ下面における垂直反力の合計が載荷荷重の8割程度となる状況下では、まくらぎ底面に位置する道床部の変形挙動が道床部全体の変形特性を決定することになるため、図8-2-1のような解析モデルでも十分な解析精度が得られると推定される。例えば、

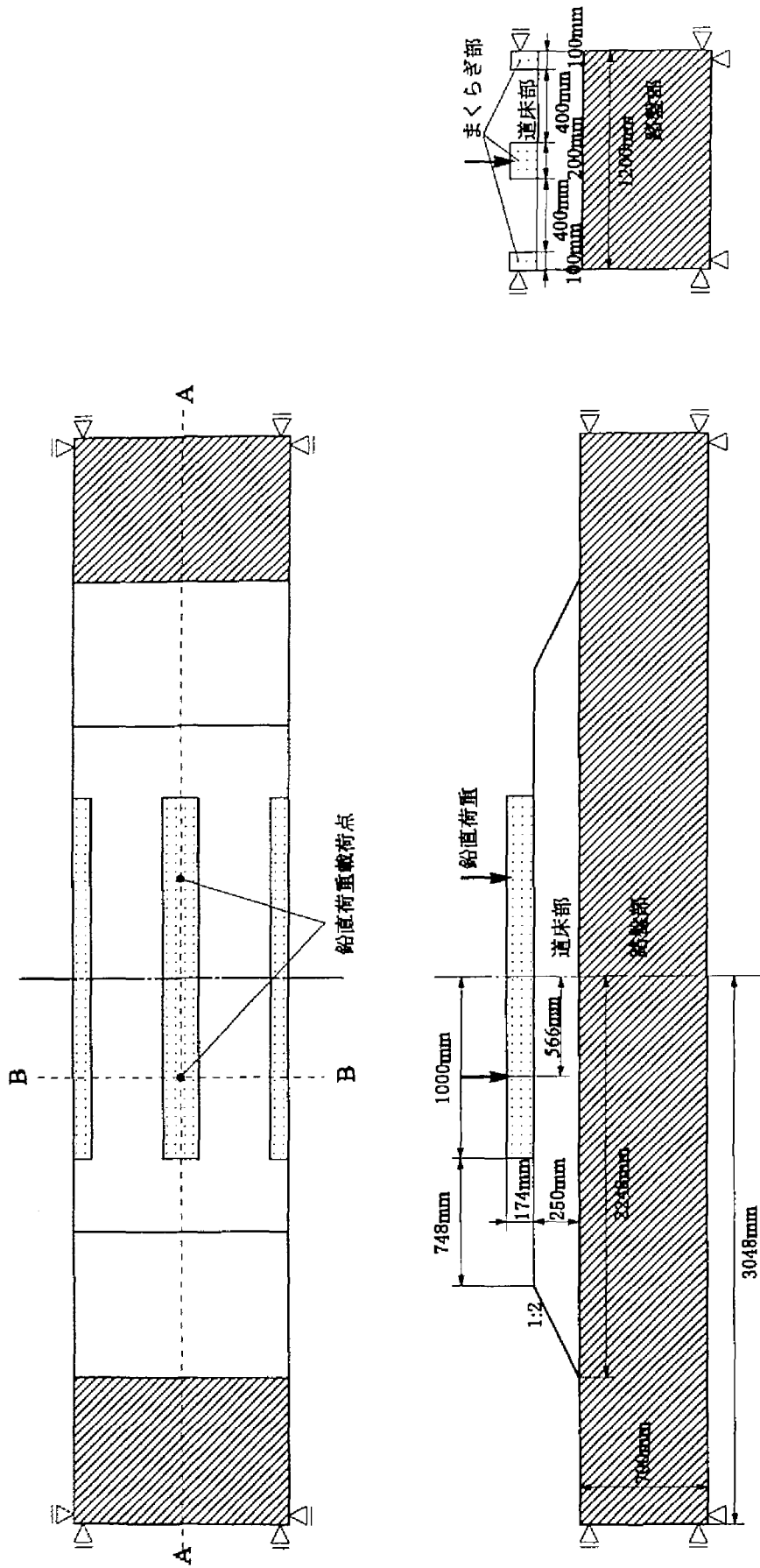


図8-2-1 FEM解析モデルの概略図（側面・端面除去）

表8-2-1 割線ばね係数 $K_{sec,H}$ 一覧表（上下方向）

ヤング率 E_b	割線ばね係数 K_{sec}	R_2	割線ばね係数 $K_{sec,H}$
50.0MPa	110.1MN/m	58.5%	84.7MN/m
100.0MPa	197.4MN/m	56.3%	146.2MN/m
150.0MPa	267.4MN/m	54.8%	192.8MN/m
350.0MPa	445.2MN/m	51.8%	303.4MN/m

第7章の3次元モデルによる解析結果（表7-2-12参照）ではまくらぎ底面の応力分担率は50%台であるが，これらを式(8.2.1)により実物大載荷試験結果（表4-5-1参照）と同程度の応力分担率76%の時の割線ばね係数に変換すると，変換後の割線ばね係数 $K_{sec,H}$ は表8-2-1のようになる。ただし，式(8.2.1)では側面および端面の応力分担率が減少することによる道床部変形量への影響は考慮していない。

$$K_{sec,H} = K_{sec} \cdot R_1 / R_2 \quad (8.2.1)$$

ここで， R_1 ：表7-2-12に示すまくらぎ底面の応力分担率

R_2 ：実物大載荷試験のまくらぎ底面の応力分担率（=76%）

表8-2-1の $K_{sec,H}$ と表7-2-6の $K_{sec,E}$ を比較した場合，繰返し載荷1回目の試験結果と $P_{max}=20\sim 40\text{kN}$ 負荷時の道床部変形量が等しくなる解析条件は $E_b=100\sim 200\text{MPa}$ （ $\nu_b=0.35$ 一定）の解析結果であり，同じく40,000回載荷後の試験結果と等しくなる解析条件は $E_b=200\sim 500\text{MPa}$ （ $\nu_b=0.35$ 一定）の解析結果である。他方，道床部のヤング率やポアソン比については，列車荷重載荷時の道床部の応力状態を想定した第5章の大型三軸試験結果から，初期降伏時における割線変形係数は100～300MPaの範囲にあり，漸進変位過程における割線変形係数は200～400MPaの範囲にあること，および等価割線ポアソン比は繰返し載荷によらず約0.35であることが明らかになっており，解析上妥当とされる道床部の解析パラメータ（ $E_b \cdot \nu_b$ ）は大型三軸試験結果から得られる実際の値とほぼ一致する。このため，図8-2-1の解析モデルを用いまくらぎ底面の応力分担率（表4-5-1参照）を考慮して試験上の載荷荷重の約8割を解析上の載荷荷重とする線形弾性解析を行った場合，まくらぎ下面圧力の平均値や道床部変形量に関しては第7章の解析モデルを用いた解析よりも実用的な解が得られることになる。しかし，まくらぎ下面圧力の最大値や分布傾向あるいは路盤圧力の分布傾向等については，図8-2-1のようなモデル化を行っても道床部のヤング率 E_b を一定にした線形弾性解析では第7章の解析モデルと同様試験結果の傾向を捉えることはできない。この主たる要因は，粗粒材である道床部の構造特性や変形特性が応力状態や繰返し載荷履歴によって変化するためである。したがって，これらを検討対象とした解析を行うには，道床内部での応力レベルや道床バラスト密度の変化をあらかじめ考慮し E_b の分布傾向を推定した上で線形弾性解析を適用するか，あるいは応力～ひずみマトリクス（ D_m

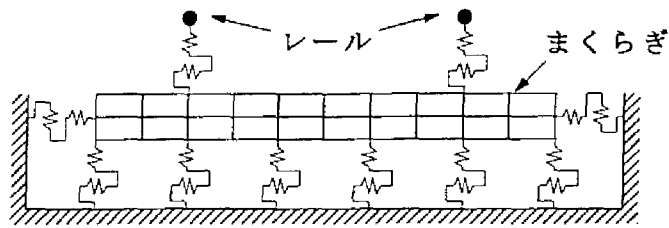


図8-2-2 FEM解析モデルの概略図（まくらぎ部のみ）

トリクス）に材料非線形性を導入し応力～ひずみ関係を時々刻々更新する非線形解析を適用する必要がある。なお、図8-2-2のようにまくらぎ部だけを要素分割し道床部や路盤部については非線形なばね要素を用いた解析モデルを用いることも考えられるが、道床バラスト粒子の移動傾向をトレースするには無理があり簡易予測式の問題点を解消しきれないこと、および局所的な荷重～変位関係（ばね係数）の設定は非線形な応力～ひずみ関係の設定よりも一般性に欠け複雑となることから、図8-2-2の解析モデルよりも図8-2-1の解析モデルの方が道床部変形量の予測には適している。一方、左右方向解析についても、第4章の実物大載荷試験結果を見る限り左右方向の初期変位量および変位進み係数に対するまくらぎ種別の影響は微小であることから、上下方向解析と同様まくらぎ部の底面や側面に隣接する道床部の要素を取り除きまくらぎ部と道床肩部（端面）だけを要素分割した解析モデルを用いることが考えられる。この場合、まくらぎ形状による影響は評価できないが、不連続面の評価方法に関係した解析結果の信頼性の低下に関しては、鉛直荷重載荷時のまくらぎ底面での摩擦抵抗力の増加現象を載荷水平荷重を減じる等の方法で評価すれば緩和することができる。しかし、第7章の解析結果からわかるように左右方向解析では底面におけるせん断変形が変形機構の主体となること、および幅方向のまくらぎ自体の変形は長手方向の変形に比べ無視できることから、道床肩部だけをモデル化するのであれば道床肩部をばねで模擬するのとあまり変わらない。上下方向解析では、軌道構造の設計計算上路盤圧力の算定が重要となるため、図8-2-1のようにまくらぎ底面の道床部をモデル化し道床部の形状を評価することが必要になるが、左右方向解析ではこのような理由がないため、道床肩部を簡略化したモデルで解析を行っても軌道構造の設計計算上特に問題は生じない。ただし、左右方向解析でまくらぎ形状や道床肩部の形状を考慮しない場合、それらを評価できない簡易予測式を用いるのとFEMの解析結果は大差のないものになる。以上のことを考慮すると、上下方向解析についてのみ簡易予測式に比べFEMの線形弾性解析を行う優位性が認められる。

8-2-2 道床部塑性変形量予測モデル

道床部の変形挙動解析に対するFEM解析の適用に関しては、これまで設計者の利便性を

考慮し軌道構造〔有道床軌道〕設計標準（案）に準じた簡易な予測手法の提案という命題を主に考えてきたため、繰返し塑性等の弾塑性解析は適用せず線形弾性解析を主体として検討を行ってきた。しかし、これまでの検討結果から明らかなように、本来有道床軌道における軌道狂い進みは道床バラスト粒子間のすべりに端を発する塑性変形挙動であり、軌道構造の維持・管理上必要なのは軌道狂いの進展を予測することである。したがって、軌道構造の設計計算を行うには、軌道構造、特に道床部の塑性変形量を推定することが絶対条件になる。そこで、以下では図8-2-1の解析モデルを用いたFEMの線形弾性解析による軌道構造の設計計算方法について述べる。前項の検討結果から、上下方向の道床部変形挙動解析に対するFEMの線形弾性解析の有用性に関しては、解析上妥当とされる道床部の解析パラメータ（ $E_b \cdot \nu_b$ ）が大型三軸試験結果から得られる値とほぼ一致するため、道床部の応力状態を推定するには問題があるものの、道床部の弾性変形量を全ひずみ論的に予測するにはある程度有用であることが明らかになっている。このような利点を生かし、FEMの線形弾性解析結果を用いて設計計算に必要な道床部の弾塑性変形量を算定するには、FEM解析から得られる道床部の弾性変形量を用いて塑性変形量を推定する必要がある。この場合、式(4.2.2)や式(4.4.3)で表現される残留変位量の進行率と変位振幅量の関係は有用であると考えられるが、前節で検討したように道床バラスト粒子の移動傾向がまくらぎや道床部の形状等軌道構造の幾何学形状に依存して変化することから、粒状集合体としての道床部の材料特性を充分評価した汎用性のある軌道構造解析手法を構築するには不向きである。そこで、より一般性のある簡易な予測方法として最大軸ひずみ～残留軸ひずみ関係の活用が考えられる。第5章で検討したように、繰返し載荷時の道床バラストの塑性変形挙動ではひずみ振幅と塑性ひずみが拘束圧に依存しない1次関係にある。軸ひずみ振幅 $\Delta \varepsilon_{1^p}$ は弾性軸ひずみ ε_{1^e} と塑性軸ひずみ ε_{1^p} により式(8.2.2)のように表されるから、

$$\Delta \varepsilon_{1^p} = \varepsilon_{1^e} + \varepsilon_{1^p} \quad (8.2.2)$$

これを用いて1回目の載荷時の最大軸ひずみ ε_{1max} ～残留軸ひずみ ε_{1res} 関係（式(5.3.1)参照）を ε_{1^e} ～ ε_{1^p} 関係に変形すると式(8.2.3)のようになる。ただし、繰返し載荷回数1回目の場合は $\varepsilon_{1res} = \varepsilon_{1^e}$ 、 $\varepsilon_{1max} = \Delta \varepsilon_{1^p}$ となる。

$$\begin{aligned} \varepsilon_{1^p} = \varepsilon_{1res} &= a \cdot (\varepsilon_{1max} - b) = a \cdot (\varepsilon_{1^e} + \varepsilon_{1^p} - b) \\ \therefore \varepsilon_{1^p} &= \frac{a \cdot (\varepsilon_{1^e} - b)}{1 - a} \end{aligned} \quad (8.2.3)$$

ここで、係数 a 、 b は繰返し載荷回数 N に伴い増加し、図5-3-4のような関係にある。また、式(8.2.3)の関係は2回目以降の繰返し載荷では式(8.2.4)のように表される。

$$\varepsilon_{1res,i} = \frac{a \cdot (\varepsilon_{1e,i} - b)}{1 - a} \quad (8.2.4)$$

ここで、 $\varepsilon_{1res,i}$: 繰返し載荷回数第 i 回目の残留軸ひずみ（図8-2-3参照）

$\varepsilon_{1e,i}$: 繰返し載荷回数第 i 回目の弾性軸ひずみ（図8-2-3参照）

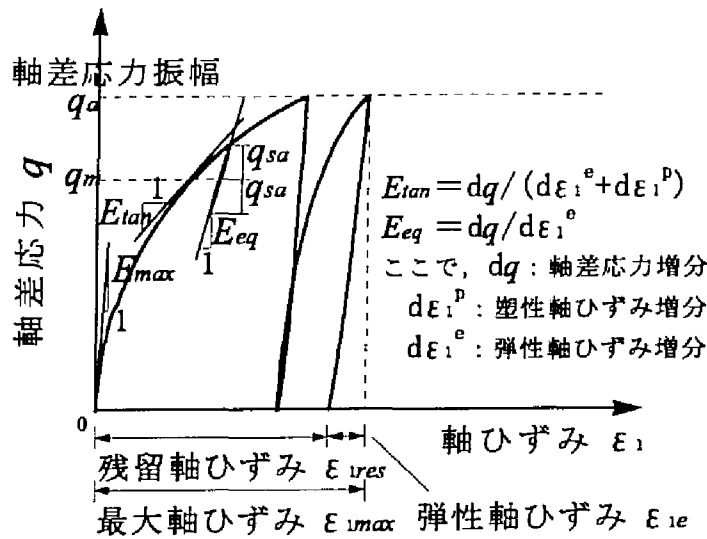


図8-2-3 応力～ひずみ関係の定義

したがって、ある繰返し载荷回数における1ループ内の弾性軸ひずみ $\epsilon_{le,i}$ がわかれば、その繰返し载荷回数における残留軸ひずみ $\epsilon_{res,i}$ を算出することができる。しかし、式(8.2.4)の関係を用いて求められるのはあくまでもひずみであり、軌道構造の設計計算に必要な残留変位量を算出するには、残留軸ひずみ $\epsilon_{res,i}$ と残留変位量との関係を明らかにする必要がある。また、前項で検討したようにFEMの線形弾性解析結果から初期降伏時と漸進変位過程における弾性変形量を予測することは可能であるから、弾性変形量と弾性軸ひずみの関係が定量化できれば式(8.2.4)を活用できる。このような変位量からひずみへの変換あるいはひずみから変位量への変換は、ひずみが一定であると仮定できる領域の寸法 l を介して式(8.2.5)のように行われる。

$$\epsilon = \Delta l / l \tag{8.2.5}$$

ここで、 Δl : 伸び

この寸法 l の値としてまず考えられるのは道床厚 H であるが、前章までの検討結果から応力～ひずみ関係は道床各部で異なることが明らかになっており、必ずしも道床厚 H が適当であるとは言い切れない。そこで、次にひずみを変位量に変換する際に必要となる寸法 l について検討する。図8-2-4は、実物大载荷試験の道床部の塑性変形挙動で見られた1回目、3000回目および40000回目の繰返し载荷における最大鉛直変位量 u_{max} ～残留鉛直変位量 u_p 関係（図5-3-2参照）を式(8.2.6)の l を道床厚と同じ250mmとして ϵ_{lmax} ～ ϵ_{res} 関係に変換し、式(5.3.1)から計算される ϵ_{lmax} ～ ϵ_{res} 関係と比較したものである。

$$\epsilon_{res} = \frac{u_p}{l} \times 100 = a' \cdot \left(\frac{u_{max}}{l} \times 100 - b' \cdot \frac{100}{l} \right) \tag{8.2.6}$$

ここで、 a' 、 b' : 図5-3-2の近似式の係数、

$$\epsilon_{res} = 100 \times u_p / l, \quad \epsilon_{lmax} = 100 \times u_{max} / l$$

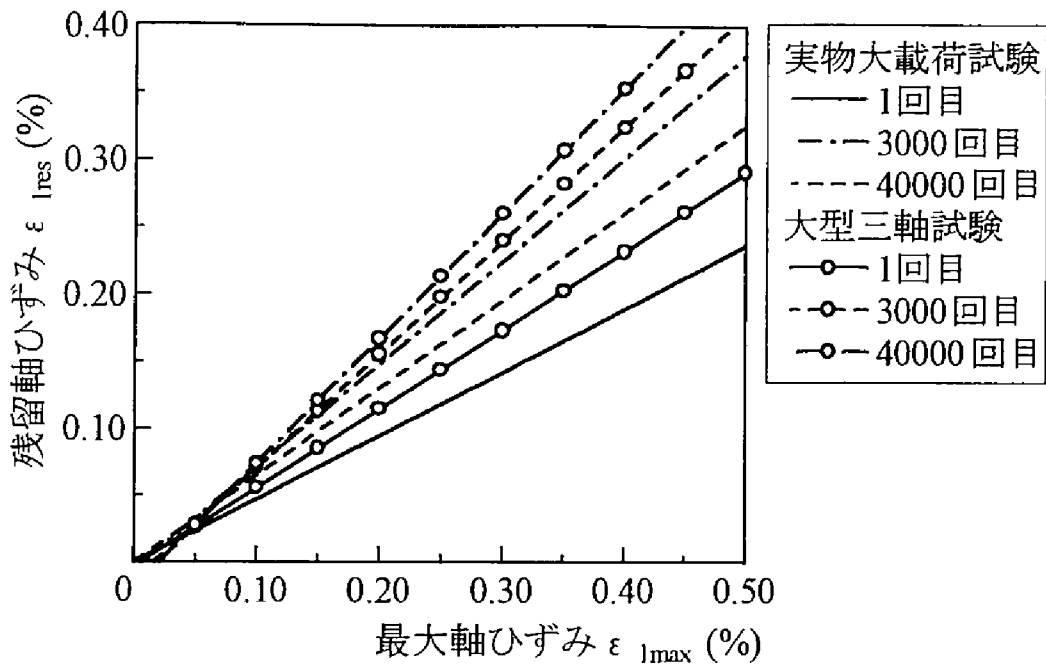


図8-2-4 繰返し载荷時の最大軸ひずみ～残留軸ひずみ関係の比較

図から、大型三軸試験結果の ϵ_{1max} ～ ϵ_{1res} 関係の傾きは実物大载荷試験結果の傾きに比べ各繰返し载荷回数とも大きくなるのがわかる。なお、この傾向については寸法 l の値を50mm～250mmの間で変化させてもあまり変化しなかった。このように両者間の ϵ_{1max} ～ ϵ_{1res} 関係に有意差が生じる理由として考えられるのは、7-3-4項で検討した空隙増加に伴う圧縮変形量の増加である。第5章の大型三軸試験の供試体の密度（表5-1-2参照）と実物大载荷試験のまくらぎ直下の道床部の密度（図7-3-20参照）を比較した場合、後者は前者よりも全体的に小さくなることから、三軸供試体の積層状態は実物大载荷試験に比べ粒子間空隙の少ない密な状態にある。他方、7-3-4項の検討結果から、まくらぎ直下の空隙の存在は圧縮変形に伴う弾性変位振幅量の増大につながる事が明らかになっている。したがって、実物大载荷試験では圧縮変形に伴う弾性軸ひずみ ϵ_1^e が増大するため、同一繰返し载荷回数の同一 ϵ_{1max} で ϵ_{1res} を比較した場合実物大载荷試験の ϵ_{1res} は大型三軸試験の ϵ_{1res} に比べ小さくなると考えられる。これらのことから、第5章で得られた大型三軸試験結果の ϵ_{1max} ～ ϵ_{1res} 関係を利用して実物大载荷試験の残留変位量を正確に算出することは難しいが、今後実物大载荷試験の道床部の積層状態に本研究よりも近い試験条件で大型繰返し三軸試験を行えば、両者の塑性変形特性を定量的に一致させることは充分可能であると考える。なお、現状で式(8.2.4)を用いて残留鉛直変位量 u_p を予測した場合 u_p は設計計算上安全側の値になる。

以上のように、有限要素法を用いた線形弾性解析によりある程度の信頼性をもってひずみ振幅を推定すれば道床部の弾塑性変位量を推定することができる。ただし、FEM解析では前章で考察したように道床部の応力状態を実現象に即して解析することは不可能に近い

ため、前節の簡易予測式と比較すると、軌道構造の幾何学形状や材料特性の空間的分布を評価できるという点に関しての優位性は認められるものの、予測手法の一般性に関しては充分保証されたものではない。また、 E_{sec} や ν_{sec} が $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$ や σ_3 の増減あるいは繰返し載荷に伴い変化する応力依存性や繰返し載荷履歴依存性を有することから、道床部を対象とした線形弾性解析を行う場合にはこれら解析パラメータの解析結果に対する感度を充分考慮し、解析対象や検討項目に応じた適切な解析パラメータを設定することが重要になる。有限要素法は基本的には微小変形理論に基づく連続体解析であり、応力解析を行なうべき構造物が連続体に近い性状を示し変形が微小な場合にはそのまま適用することができる。しかし、道床部の変形挙動解析を行う場合には、軌道構造各部材間の不連続性と道床部のような粒状集合体の有限変形を考慮して問題を非線形的に取り扱わなければならない。ただし、この場合にも従来土や岩の力学で取り扱われているように、解析パラメータの見積りが妥当であるならば、線形の仮定の下でも解析結果は合理的な第一次近似解を与えることとなり、設計に有効に用いられることになる。今後さらに道床バラストの基礎的な材料特性や道床部の繰返し弾塑性変形特性を考慮して研究の深度化を図れば、この予測手法の精度を高めることが可能になる。

8-3 道床部変形挙動解析に対するDDA解析の有用性

従来、地盤工学上の問題を解くには、土や岩あるいは岩盤の力学特性に応じて弾性、粘性および塑性の理論式が用いられてきた。しかし、これらの理論式を解くことの困難さのために、これらの材料の構成法則や降伏条件、構造物としての幾何学形状や境界条件などを単純に理想化した場合でも解析される問題は極めて限られている。有限要素法が地盤工学に適用され始めた時、土や岩の非線形性を解析に導入することができるという点に大きな意義があった。これにより今まで解析的に取り扱うことのできなかつた実際的な問題が解析され、より合理的な設計資料が得られるようになった。しかしながら、有限要素法ですべての問題が解決されるわけではなく、現在地盤工学において解析の困難な問題が数多くあるのも事実である。本研究においても道床部の変形挙動解析に対するFEMの線形弾性解析の適用性について検討した結果、FEMは要素間の不連続性を十分に考慮することが不得手なため、まくらぎ/道床バラスト間の不連続性等に起因する幾何学的非線形性と道床バラスト粒子の移動に起因する材料非線形性の評価方法にモデル化上の限界があり、実現象を充分説明できないことがわかった。一方、有道床軌道における道床部を主体とした軌道破壊機構の解明には、道床部を粒状集合体と考える理論検討が有効であるとの意見が海外の研究者からも提出されており⁹⁾、不連続面の評価を実現象に即して行わない限り数値解析モデルの信頼性を得ることは難しい。このため、7-3節では、幾何学的な多角形ランダム分割（ボロノイ分割）型要素配置を用いたDDA解析の道床部への適用について検討した。その結果、まず道床部のモデル化に関しては、道床碎石個々を解析上の構成要素とすることにより、間隙率が40%近くもあると推定される道床部の解析メッシュ化が縦断方向の2次元解析モデルに対して可能になった。そして、この解析メッシュを用いたDDA解析では、道床バラスト粒子の移動に基づく繰返し塑性変形挙動を実現象に即してシミュレートすることができた。以下では、道床部変形挙動解析に対するDDA解析の有用性を軌道構造設計へのFEM解析適用上の課題と対比して検証する。

(1) まくらぎ/道床バラスト間の不連続性の評価

道床部の変形挙動解析を行う場合、まくらぎ/道床バラスト間の不連続性の評価が解析結果の信頼性を左右する主たる要因となることが第7章の検討結果から明らかになっているが、連続体解析手法であるFEMを用いてこのような不連続面を表現するには、構成則により応力誘導異方性・応力履歴誘導異方性等の材料非線形性を評価したり、ジョイント要素等により幾何学的非線形性を評価する他、空隙分布のランダム性を別途確率論的に評価する必要がある。このため、これらを考慮してFEMの非線形解析を行った場合、計算環境や作業労力の点でFEM解析がDDA解析に対して有利であるとは言い難い。また、多数のジョイント要素を有限要素メッシュに組み込み大変形問題を解析した場合、数値計算上矛盾をきたす恐れがありすべての解析条件下で解が収束するとは限らない。したがって、道床

部の変形挙動解析を實現象に即して行う場合、DDA解析と比べてFEM解析を選択する利点はあまりないといえる。

(2) 解析用物性値の不確実性

実際の道床部の変形挙動では、拘束圧が荷重状態や繰返し载荷に伴い変化することが指摘されており⁶⁾、これらを考慮せずに拘束圧一定の大型繰返し三軸試験結果から得られた道床バラストの応力～ひずみ関係を用いてFEM解析を行った場合、實現象にそぐわない解の得られる可能性がある。このため、道床部を対象とした変形挙動解析を行う場合には、道床バラストの応力～ひずみ関係が有する応力依存性や繰返し载荷履歴依存性の影響を充分考慮する必要がある。しかし、用いる要素の構成則が精密であればあるほど解析に必要なパラメータの数が増加し、構成則の妥当性や解析用物性値の不確実性が大きな問題になる。一方、DDA解析では、物理的な意味の明解な要素間の接触特性を表現するパラメータだけで、新たに構成則を導入することなく道床各部の応力～ひずみ関係が有する応力誘導異方性や応力履歴誘導異方性あるいは繰返し塑性を表現できる。このため、DDA解析を用いれば解析用物性値の不確実性に関係した解析結果の信頼性の低下は緩和できる。

(3) 繰返し塑性の表現方法

連続体の解析手法であるFEMを不連続体である道床部に適用し弾塑性解析を行うには、粒状集合体を等価連続体と仮定してモデル化するため、有限要素の応力～ひずみ関係を载荷応力レベルや繰返し载荷履歴に応じて意図的に変化させ、繰返し塑性を表現することになる。このような形で繰返し塑性を表現するには、繰返し载荷に伴う道床バラスト粒子の移動傾向を表現できる構成則を導入することが必要条件となるが、この種の構成則に関する現在の理論研究が本研究を含め実用化レベルにあるとは言い難い。一方、DDA解析における繰返し塑性変形挙動は、繰返し载荷に伴って粒子構造が再配列した結果生じるものである。このため、解析のプロセスを直感的に捉えやすく、数値解析モデル化上も無理がない。また、粒子形状や粒子間空隙を直接的に評価できるため、鋪装軌道や填充道床軌道といった省力化軌道の解析にも応用が可能である。

以上のように、DDAは、FEMでは表現しにくい道床バラストのような粗粒材の繰返し塑性変形挙動をシミュレートするのに適した解析手法であり、DDA解析によれば道床部を主体とした軌道破壊現象をFEMの非線形解析よりも簡易に實現象に即して解析することができる。また、ボロノイ分割を用いた縦断方向のDDA解析により道床バラスト粒子個々を解析上の構成要素とし、粒子間空隙や粒子形状を直接的に表現する解析が可能になったことは、従来経験則で表現されてきた道床部の繰返し塑性変形機構を、道床バラスト粒子の移動という粒状体力学の観点から検討する場合に非常に有効な手段になる。これは、第1章で研究目的として掲げた「粒状集合体としての道床部の繰返し塑性変形特性を充分評価した汎用性のある軌道構造解析手法の構築」に値するものであり、この意味では所期の研究目的をほぼ達成した。しかし、道床部の変形挙動解析に対する不連続変形法の適用に

については、7-3-4項で検討したように研究課題がまだ山積されており、より実現象に即した解析を可能にし有道床軌道構造の標準的解析法として確立するためには、今後DDAの基礎理論の拡充やDDA解析プログラムの高機能化等のDDA解析手法自体の深度化を図る必要がある。

8-4 軌道構造設計に対する各種解析手法の適用性

有道床軌道の設計は、一般の土木構造物の設計と異なり、列車の走行安全性および乗り心地確保の観点から軌道保守を前提とした設計手法を採用しており、保守の経済性を考慮した軌道構造の設計や効率的な保守管理体制を構築するには、軌道狂い進みすなわち軌道変位量の経時変化を精度良く予測することが重要となる。一方、軌道破壊理論の根拠となる現在の軌道力学の理論体系は、昭和30年代にその原型が構築された。しかし、その後の軌道構造各部材の多様化や研究対象の多角化を考えると、軌道破壊現象を実現現象に即して説明するには現在の軌道力学の理論体系では不十分である。本研究では、このような状況を踏まえ、現在の軌道構造の設計手法や維持管理技術をより高度化するために、従来型軌道構造だけでなく省力化軌道構造にも対応可能な一般性を有した理論体系の確立と、列車荷重繰返し載荷時の道床内部のミクロ的な塑性変形機構を解析可能な軌道構造解析手法の構築を目的として検討を行ってきた。その結果、従来経験則で表現されてきた道床部の繰返し塑性変形機構を道床バラスト粒子配列の構造変化の点から明らかにし、「道床部塑性変形の主因がせん断変形により生じる道床バラスト粒子間の移動（すべり）にある。」と考える新しい軌道破壊理論を提案するとともに、この新しい軌道破壊理論に基づき粒状集合体としての道床部の繰返し塑性変形特性を充分評価した汎用性のある軌道構造解析手法を提案した。以下では、前節までの検討で提案した3種類の軌道構造解析手法の特徴や問題点を整理し、それら構造解析手法の軌道構造設計手法に対する適用性について論じることとする。本研究でこれまでに提案した軌道構造解析手法は以下の3つである。

(1) 道床部塑性変形量の簡易予測式

第4章では、実物大載荷試験結果から粗粒材としての材料特性を考慮して道床部の塑性変形量をその変位振幅量からマクロ的に推定する簡易予測式を提案した。また、8-1節では、この道床部塑性変形量簡易予測式の一般化を図るため、これまでの検討結果を踏まえ考察し、簡易予測式に現れる回帰係数の力学的な意味をおおまかに推定した。しかし、まくらぎや道床部の形状が回帰係数に及ぼす影響に関しては十分な情報が得られたとは言い難く、任意の構造条件や荷重条件に対して予測手法の一般化を図るまでには至らなかった。このため、簡易予測式の適用範囲・適用条件は、現状では第4章で行った試験条件と類似した軌道状態・荷重条件に限定されている。

(2) 道床バラストの塑性変形特性を応用したFEM解析

8-2節では、道床バラストの大型繰返し三軸試験結果から得られるひずみ振幅量～塑性ひずみ量関係を活用して、道床部塑性変形量を推定するFEMの線形弾性解析を提案した。これにより、道床部塑性変形量に対する軌道構造各部材の形状効果や材料特性の影響を簡易予測式よりも簡易に評価できるようになった。しかし、FEMの線形弾性解析は、まくらぎ/道床バラスト間の不連続性（幾何学的非線形性）や解析パラメータ（ $E_{sec} \cdot \nu_{sec}$ ）の

有する応力依存性や繰返し载荷履歴依存性（材料非線形性）の評価方法にモデル化上の限界があることから、解析対象や検討項目に応じて適切な解析パラメータを設定すれば、道床部の鉛直弾性変位量を全ひずみ論的に予測するには適用できるが、荷重状態や繰返し载荷により変化する実際の道床部の応力状態や変形傾向を推定するには問題がある。

（３）ポロノイ分割型要素配置を用いたDDA解析

7-3節では、道床碎石個々を解析上の構成要素とする幾何学的な多角形ランダム分割（ポロノイ分割）型要素配置を用いたDDAの2次元平面ひずみ解析を提案した。これにより、道床部の積層状態（密度分布）を考慮した場合には、縦断方向のDDA解析で道床バラスト粒子の移動に基づく繰返し塑性変形挙動を実現現象に即して解析することができるようになった。しかし、3次元問題に対する2次元近似の有効性等現象のモデル化方法やブロックの接触・変形特性の妥当性等DDA解析自体の適用方法については、まだ多くの課題が残されている。このため、道床部の繰返し塑性変形挙動に対するDDAの2次元平面ひずみ解析結果は、特定の解析条件下で成立する実現現象の第一次近似解と考えるべきであろう。

上記の各種解析手法は、従来の軌道破壊理論を応用する上でブラックボックス的な存在であった道床部の繰返し塑性変形機構を、道床バラスト粒子配列の構造変化の観点から明確に説明するという点に関しては一致しているものの、適用範囲や適用条件あるいは利用者の利便性といった項目については各々一長一短がある。このため、解析対象あるいは検討項目に応じて解析手法を選択する必要がある。まず、有道床軌道の経済的な設計や効率的な保守管理等の実務的な利用を想定した場合には、その取り扱いの容易さから簡易予測式が適している。簡易予測式は、鉄道構造物等設計標準・同解説「軌道構造〔有道床軌道〕（案）」⁴⁾の理論的根拠としても活用されており、利用の頻度としてはこのケースが最も多いと推定される。一方、本研究を含め現在世界各国で行われている軌道破壊理論研究の目的の多くは、軌道狂い進み予測はもちろんのこと軌道構造部材に対する標準的解析法の確立であろう。この場合、簡易予測式は利用者の利便性の面では優れているものの、汎用性や一般性には欠ける面がある。したがって、上記ニーズを満たす簡便な設計法の提案という意味では、知名度の高い解析手法であるFEMの線形弾性解析の設計手法への応用が適当である。しかし、総合的な検討にはあくまでも道床バラスト粒子の移動傾向を実現現象に即してトレースする必要があり、この点に関してはDDA解析が有用である。ただし、DDA解析の設計手法への応用に当たっては数値解析に対する高度な専門的知識を要するなど、一般の利用者には複雑すぎてなじまない面がある。また、2次元解析結果の解釈方法など3次元問題に対する2次元近似の有効性に関しても今後研究の深度化を図る必要がある。3次元解析が行えない現状では2次元平面ひずみモデルを用いたDDA解析結果の判断には慎重さが必要で、概略の変位・変形傾向と応力分布を知る程度と考えるべきであろう。このため、現時点では現象解明等の基礎研究に利用する場合を除き、積極的な意味

表8-4-1 設計計算に対する適用のイメージ

解析手法	簡易予測式	FEM 有限要素法	DDA 不連続変形法
材料特性の評価	回帰係数で表現 (不可能)	構成則の導入による評価	要素形状及び要素間特性による評価
解析のイメージ	予測式に設計条件を代入	等価モデルによる実現象のトレース	実際の道床部変形機構を再現
解析の出力項目	○道床部残留変位量 (上下・左右)	○道床部残留変位量 (上下方向) ○路盤圧力	○道床部残留変位量 (上下・左右) ○路盤圧力

でDDA解析を設計計算に利用するのは時期尚早である。なお、本研究で提案した各種軌道構造解析手法の設計計算に対する適用のイメージを整理して表8-4-1に示す。

有道床軌道における軌道破壊現象の解明は、現在でもJR各社からの技術的要請の強い研究課題の一つであり、その技術的要請課題も細分化・広範囲化する傾向にある。これらの要請に答える意味において、現在の軌道構造に適用可能な汎用性のある構造解析手法を早急に開発することが有効と考えられている。本研究は、このような研究動向を踏まえ、道床部の繰返し塑性変形挙動をその構成材料である粗粒材の力学特性を考慮して考察し、軌道構造の設計・維持管理技術を地盤工学的観点から評価することを主眼に行ったものである。この種の研究は国内においては従来あまり行われておらず新規性に富んだものであると同時に、本研究の研究成果により、道床部の繰返し塑性変形挙動に対し材料力学的アプローチが可能になったことは、多様化する軌道構造各部材の設計値や有道床軌道の設計手法の理論的根拠を明確にし合理化する上で、時宜を得た有益な研究成果になると期待される。

参考文献

- 1) J.Eisenmann, G.Leykauf and L.Mattner : Deflection and settlement behaviour of ballast, *Proc Int Cnf Heavy Haul Railway 5th*, pp.193-199, 1993.
- 2) 佐藤 裕, 豊田昌義, 市川 茂 : 道床強さ (第 2 報) , 鉄道業務研究資料, 第11巻第17号, pp.9-24, 1954.
- 3) ロックフィル材料の試験と設計強度編集委員会 : ロックフィル材料の試験と設計強度, 土質工学会, 1982.
- 4) 鉄道総合技術研究所編 : 鉄道構造物等設計標準・同解説「軌道構造 [有道床軌道] (案)」, 鉄道総合技術研究所, 1997.
- 5) Ernest T.Selig and John M.Waters : *Track Geotechnology and Substructure Management*, 1994.
- 6) Gillian M.Norman and Ernest T.Selig : Ballast performance evaluation with box tests, *AREA*, No.692, pp.207-239, 1983.

第9章 結 論

9-1 本研究の結論

本研究では、鉄道工学の主要な研究課題の一つである有道床軌道における軌道破壊現象の解明に関する研究開発の一環として、従来は経験的にしか把握されていなかった道床部の繰返し塑性変形機構を道床バラスト粒子の移動という粒状体力学の観点から明確にした軌道破壊理論の確立と、粒状集合体としての道床部の繰返し塑性変形特性を評価した軌道構造解析手法の構築とを目的に、実験と解析の両面から検討を行ってきた。ここでは、得られた研究成果を要約して本研究の結論とする。

第1章では、鉄道線路の現状と研究の背景について述べ、本研究が鉄道工学に果たす役割や意義について論じ、研究の目的とその内容・構成について概説した。

第2章では、従来の研究動向として現在の軌道構造設計手法の構成と軌道破壊理論に関して概説し、本研究の必要性について論じた。

第3章では、道床部の繰返し塑性変形挙動を主体とする軌道破壊現象を地盤工学的な観点からとらえて研究の理論的な方向付けを行うとともに、軌道破壊現象の主因が道床バラスト粒子の滑動現象にあると考え、本研究の研究課題を明確にした。

第4章では、実物大試験軌道に対する上下・左右方向の荷重振幅一定の繰返し載荷試験を行い、道床部の繰返し塑性変形挙動を地盤工学的観点から検討した。その結果、粗粒材としての材料特性を考慮して道床部の繰返し塑性変形特性の定量化を図り、道床部塑性変形の主因が道床バラスト粒子間のすべりにあると考える道床部塑性変形量の簡易予測式を実用的な観点から提案した。また、繰返し載荷に伴う道床バラスト粒子の移動傾向の変化が、道床部の変形機構や構造特性、あるいはまくらぎの支持状態や道床部の応力状態に強く影響を及ぼすことを明らかにし、第3章で検討した本研究の理論的な方向付けや研究課題の妥当性を証明した。

第5章では、道床部の繰返し塑性変形挙動を材料力学的観点から解明するための基礎的検討として、列車荷重載荷時の道床部の応力状態を想定した道床バラストの大型繰返し三軸試験を行い、粗粒材である道床バラストの基本的な力学特性（強度特性・変形特性）を把握した。その結果、繰返し載荷時の道床部の塑性変形挙動は道床バラストの材料特性に起因するものであること、および道床バラストの繰返し塑性変形挙動は粒状体力学の観点からの確に説明できることを明らかにし、道床部の繰返し塑性変形挙動の本質を捉えるには、道床部を粒状集合体と考えた理論検討を行うことが現時点で最も適切であると結論づけた。

第6章では、道床部を粒状集合体と考えた解析を行うための基礎的検討として、道床バラストの大型三軸試験をDDAにより解析し、粗粒材の繰返し塑性変形挙動に対するDDA

の適用方法に関して検討を行った。その結果、ポロノイ分割を用いたDDA解析は内部摩擦角の大きい粗粒材の変形挙動解析に対して有効であること、およびDDA解析によれば新たに構成則を導入することなく、実現象に近い繰返し塑性変形挙動を表現できることを立証した。また、解析結果に基づき道床バラストの変形挙動を粒状体力学の観点から考察し、道床バラストの繰返し塑性変形機構の本質が、道床碎石粒子間の相対的な位置関係の変化（すべりを伴う粒子構造の再配列）にあることを明らかにした。

第7章では、繰返し載荷時の道床部の変形挙動に対するケーススタディを行い、道床部の繰返し塑性変形挙動に対する離散化解析手法（FEM・DDA）の適用性について検討した。その結果、道床部の変形挙動解析を行う場合、まくらぎ／道床バラスト間の不連続性の評価方法が解析結果の信頼性を左右する主たる要因となることを明らかにし、軌道構造解析手法における道床部の工学的扱いを適正化するには、連続体解析手法よりも不連続体解析手法の方が有用であると結論づけた。さらに、DDA解析によれば道床バラスト粒子の移動に伴う道床部変形挙動の変化を実現象に近い形で解析できることを証明し、粒状集合体としての道床部の材料特性を評価可能な汎用性のある軌道構造解析手法を構築した。また、DDA解析結果に基づき道床部の繰返し塑性変形挙動を粒子配列の構造変化の点から考察し、道床部の繰返し塑性変形機構の本質が第3章で検討したように圧縮と流動にあることを明らかにした。

第8章では、前章までに得られた検討結果をもとに本研究の有用性や新規性を従来の軌道破壊理論と比較して考察し、軌道構造設計に対する研究成果の応用方法について論じた。その結果、経験則に基づく従来の軌道破壊理論の力学的根拠が本研究で得られた道床部塑性変形の主因を道床バラスト粒子のすべりにあるとする基礎理論と同義であることを明らかにし、道床部の繰返し塑性変形挙動を粒状体力学の観点から捉える独創的な軌道破壊理論を確立した。さらに、前章までの検討結果をもとに、第4章で提案した簡易予測式に現れる回帰係数の力学的な意味を推定しその一般性の向上を図るとともに、設計者の利便性を考慮しDDA解析よりも実務的で簡易予測式よりも汎用性のある予測手法として、第5章で得られた道床バラストの繰返し塑性変形特性を応用したFEMによる軌道構造解析手法を提案した。また、軌道構造設計における不連続体解析手法の意義を明確にするとともに、本研究で提案した3種類の軌道構造解析手法の適用条件について言及した。

9-2 今後の研究開発の方向性

有道床軌道における軌道破壊現象の解明は、軌道構造の大部分が現在の形態を維持すると考えられるため、今後も鉄道工学における主要な研究課題の一つであり、保守の省力化が望まれる近年においては、多様化する鉄道事業者の技術的要請課題と絡んで次世代の省力化施策を展望する重要な基礎研究となる。また、第1章で述べたように現在の軌道力学の理論体系では、近年の軌道構造各部材の多様化や研究対象の多角化を考えると軌道破壊現象を十分に説明できないことが近年認識されるに至り、在来型有道床軌道構造だけでなく省力化軌道構造にも適用可能な一般性を有した理論体系の構築と汎用性のある構造解析手法の開発が急務になってきている。本研究は、このような状況下で従来経験的にしか把握されていなかった道床部の繰返し塑性変形機構を粒状体力学の観点から明確にし、力学的に一貫した軌道破壊理論の確立と離散化解析手法を応用した汎用的な軌道構造解析手法の構築を目的として行ったものである。本研究の研究成果により、道床部を粒状集合体と考え道床部の繰返し塑性変形挙動の本質を道床バラスト粒子の移動というミクロ的観点から捉える基礎理論の有効性が明らかとなり、さらにこの理論を基にして粗粒材の強度・変形特性という道床部の材料特性に論拠を置くより現実的で一般性のある道床部塑性変形量の簡易予測手法を提案したことは、今後有道床軌道構造の設計手法を保守の経済性を考慮して合理化する上で非常に意義のある成果になると考える。また、有道床軌道の破壊・劣化抑制策に関する技術開発の推進に伴って鉄道事業者からの技術的要請が細部化・広範囲化する現在、離散化解析手法を応用した汎用的な軌道構造解析手法の構築により軌道構造各部材の複雑な幾何学的形状や材料物性の空間的分布を有する境界値問題を扱うことが可能になったことは、多様化する軌道構造各部材の設計値を理論的根拠を明確にして合理的に決定する上で有益な手段になると期待される。

一方、本研究の研究成果により軌道破壊現象のすべてが解明されたわけではなく、従来の軌道破壊理論で研究課題とされてきた①車輪／レール間の凹凸による接触励起加振機構や軌道狂いによる軌道への車体慣性力の作用機構等の外力推定、および②路盤部沈下量の推定については、「強化路盤およびコンクリート路盤上の有道床軌道における道床部を主体とした軌道破壊現象の解明」という本研究の主旨と研究内容が若干異なるため、本研究では研究対象に加えなかった。また、道床部を主体とした軌道破壊現象の解明についても、図1-4-1からわかるように本研究の研究範囲は、粗粒材の強度・変形特性に起因する道床部の繰返し塑性変形機構の解明に限定しており、道床部破壊機構の解明に関する研究としてもごく初期の基礎的な研究にすぎない。今後、道床部を主体とした軌道破壊現象の解明に関する研究開発を深度化していく上で、必要不可欠な研究課題としては以下のようなものが考えられる。

①荷重履歴による影響の把握

実際の線路では、軌道に作用する列車荷重の荷重強度は列車の個体差等により一定でなく、かつ軌道の不整状態が軌道破壊現象に伴って悪化すればさらに軌道に対する負荷は増大する¹⁾。また、従来の研究によると道床部の塑性変形挙動は荷重履歴の影響を受けるとされており²⁾、海外では混合荷重状態を考慮可能な荷重に対して非線形な重ね合わせを行う道床部沈下量の予測式が提案されている³⁾。このため、軌道構造の設計手法に本研究の研究成果を応用するには、本研究で扱った単一荷重条件だけでなく混合荷重条件も扱い、荷重履歴の相違による変形特性等への影響について検討する必要がある。

②移動荷重による影響の把握

列車通過時の道床部の応力状態は、車軸の通過によるまくらぎの急激な上下運動に伴い主応力が回転し、三軸圧縮状態と三軸伸張状態とが交互に発生する。このため、海外の研究では、道床バラストの繰返し三軸圧縮試験だけでなく繰返し三軸伸張試験も行われている⁴⁾。一般に粒状体では、主応力が回転しただけでせん断変形が生じるため⁵⁾、道床部の変形挙動を実現象に即して再現するには、本研究で扱った繰返し圧縮载荷だけでなく移動荷重の影響を加味した試験方法や解析方法を講じる必要がある。

③高周波振動による影響の把握

Eisenmannらが行った実験結果⁶⁾によると、低周波（7Hz程度）で振幅の大きな荷重変動に高周波（50～60Hz）で振幅の小さな荷重変動が重ね合わされた場合、低周波だけの場合よりも道床部の沈下は促進される。これは、高周波振動により道床バラスト粒子間の摩擦抵抗力が減少し、道床部の動的耐力が静的耐力に比して減少するためであると考えられるが、列車通過時には道床部に広帯域な周波数の振動が発生する⁷⁾ことを考慮すると、道床部変形量を正確に予測するには列車走行時の道床部の動的耐力を定量化する必要がある。

④軌道部材の形状・材料物性による影響

列車通過により発生する振動荷重は、軌道部材の形状・材料物性の相違から減衰や共振あるいは位相差を伴いながらレール以下の軌道部材に順次伝播される。このため、軌道構造各部材の振動性状は互いに異なり、道床部の変形特性や振動特性が他の軌道部材の振動モードの影響を受けることは容易に予想される。実際、路盤表面の振動変位量が大きいと道床部の変形量も大きくなるとされており⁸⁾、道床部と路盤部の相対的な変形挙動が道床部の変形挙動に影響を及ぼすことが明らかにされている。このため、道床部の変形挙動を実現象に即して再現するには、道床部の材料特性に関する検討だけでなく、まくらぎ・路盤等を含めた複合構造系としての検討を行う必要がある。

⑤道床バラストの積層状態による影響の把握

須長らが行った道床バラストの大型三軸試験結果⁹⁾によると、拘束圧が一定の場合供試体の初期密度が高いほど内部摩擦角は大きくなる。また、佐藤らが行った実物大試験軌道載荷試験結果¹⁰⁾によると、道床部に散水や土砂混入等の汚損が生じた場合道床部の沈下は促進される。実際の線路では、軌道保守作業の良否により道床部初期密度が簡単にばらつ

き、雨水や土砂の混入等が頻繁に起こりえることを考慮すると、道床部変形量を正確に予測するには、道床部の変形挙動に対する締固め密度や土砂混入率等の状態指標的な因子の影響度について検討を進めるとともに、道床バラストの積層状態を定性的あるいは定量的に評価する手法を開発する必要がある。

⑥道床バラストの粒子形状や粒子破砕による影響の把握

大島らが行った実験結果¹¹⁾によると、道床バラストの沈下量は道床バラスト粒子の扁平率や破砕率と高い相関関係がある。また、木幡らが行った道床バラストの大型三軸試験結果^{12)、13)}によると、道床バラストの強度・変形特性は粒子形状や粒子の破砕性と深く関係する。本研究では試験および解析とも道床バラスト粒子の形状効果や破砕性については十分な検討を行っていないが、実際の線路では粒子破砕や摩滅による道床横抵抗力の減少や細粒分の増加による道床噴泥¹⁴⁾等の現象が観測されている。このため、道床部変形量を正確に予測するには、道床バラストの圧縮性やせん断強度に対する粒子形状や粒子破砕の影響度について検討を進めるとともに、粒状材料の石質、粒子形状、粒度組成などに依存する粒子破砕の発生メカニズムについても解明する必要がある。

上記の研究課題の中には従来より問題視され研究されてきたものもあるが、現状ではそのいずれに対しても未だ明解な説明はなされていない。しかし、本研究のような地盤工学的観点にたった研究開発が推進されていけば、これらの研究課題が解明され、これまでの既成概念を打ち破る構造特性を有した省力化軌道構造や革新的な設計思想を有する合理的な設計手法が開発される可能性は充分にある。今後、本研究の研究成果を応用した研究開発の深度化により、保守の省力化施策上効果が期待される研究成果としては以下のようなものが挙げられるが、これらについては今後の研究開発に委ねたい。

○在来型有道床軌道構造設計法と軌道保守管理システムの最適化

トータルメンテナンスコストが最小化されるように軌道状態の劣化・復元のサイクルを対象線区の状況（車両・運転条件、軌道構造条件、軌道不整状態等）に応じてコントロールし、現状の地上設備を用いて中長期的に保守経費の削減を図る保守施策（保守方法、投入時期等）を提言する「保守計画策定支援システム」、および軌道新設・軌道更新時に対象線区の状況や想定した設計条件に応じて軌道構造全体のバランスをとり、保守経費の削減に関する軌道建設費の投資効果を最大化する軌道構造の設計条件や特定の軌道部材の設計諸元を提示する「最適化構造設計システム」の研究開発が期待できる。

○省力化軌道構造の開発指針に対する理論的根拠の明確化

道床部の繰返し塑性変形機構の主因である道床内部の不均一応力分布や道床バラスト粒子の移動傾向を把握することで、これまで経験則に基づき行われてきた省力化軌道構造の開発指針の理論的根拠を明確にし、非在来型の省力化軌道である填充道床軌道や舗装軌道の施工範囲（道床填充部や舗装部の施工範囲）や材料物性（填充材・舗装材の粘性や強度等）の適正化、あるいは在来型の省力化軌道である有道床弾性まくらぎやバラストマット

を用いた軌道構造において軌道部材の設計諸元の適正化を図ることが可能になる。

「軌道破壊現象の解明は古くて新しい研究課題である。」と軌道技術者の間ではよく評されるが、確かに軌道破壊理論に関する研究は今日まで世界各国で研究が継続されてきたにも関わらず、鉄道生誕より100年近くが経過した現在においても、その研究課題は未だ山積みされたままである。これは、道床部のような粒状集合体の繰返し塑性変形挙動を扱える基礎理論や計測・解析技術が充分整備されていなかったためであろう。しかし、粒状体力学等の基礎理論の充実あるいは γ 線による密度測定⁹⁾等の計測技術や不連続体解析手法に代表される解析技術の進歩により、近年その研究開発は着実に進展を見せている。本研究でも近年確立された基礎理論や要素技術を応用した地盤工学的検討により、従来は経験的にしか把握されていなかった道床部の繰返し塑性変形機構の解明に対して一応の成果を納めることができた。今後本研究の研究成果が、軌道破壊理論に関する研究開発に対して新たな方向性を切り開く礎になるものと信じている。

参考文献

- 1) 内田雅夫, 小倉英章 : 曲線通過時の列車荷重の一般化に関する検討, 鉄道総研報告, Vol.6 No.11, pp.59-68, 1992.
- 2) Harry E.Stewart : Permanent strains from cyclic variable-amplitude loadings, *Journal of Geotechnical Engineering Proc. of ASCE*, No.112, pp.646-660, 1986.
- 3) M.J.Shenton : Ballast deformation and track deterioration, *Track Technology*, pp.253-265, 1985.
- 4) Raymond, G.P. and David, R.W. : Repeated load triaxial tests on a dolomite ballast, *Journal of Geotechnical Engineering Proc. of ASCE*, No.104, pp.1013-1029, 1978.
- 5) 粒状体力学に関する国内委員会 : 粒状体の力学, 土質工学会, 1993.
- 6) J.Eisenmann, G.Leykauf and L.Mattner : Deflection and settlement behaviour of ballast, *Proc Int Cnf Heavy Haul Railway 5th*, pp.193-199, 1993.
- 7) 軌道破壊理論ワーキング・グループ : 軌道破壊過程の研究 (下), 鉄道線路, Vol.29 No.5, pp.4-11, 1981.
- 8) 村田 修 : 土構造物の沈下と軌道保守, R R R, Vol.51 No.9, pp.16-19, 1994.
- 9) 須長誠, 石川達也, 名村明 : 鉄道線路における道床部の設計・維持管理技術の現状, 土と基礎, pp.10-14, 1995.
- 10) 佐藤 裕, 武藤寅一, 豊田昌義, 梅窪 茂 : 道床強さ (第1報), 鉄道業務研究資料, 第11巻第9号, pp.11-22, 1954.
- 11) 大島洋志, 榎本秀明, 高木盛男 : バラストの形状が道床沈下に及ぼす影響, 鉄道技術研究所速報, No.A-86-195, 1986.
- 12) 木幡行宏, 蔣関魯, 須長誠, 関根悦夫, 宮本秀郎, 長戸博, 鈴木真一 : 大型三軸圧縮試験による種々の道床バラストの強度・変形特性, 第32回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.651-652, 1997.
- 13) 蔣関魯, 木幡行宏, 関根悦夫, 宮本秀郎, 長戸博, 鈴木真一 : 道床バラストの変形・強度特性に及ぼす繰返し载荷の影響, 第32回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.647-648, 1997.
- 14) 宮本俊充, 渡辺偲年編 : 線路, 山海堂, 1980.

謝 辞

平成元年に東日本旅客鉄道株式会社に入社し、鉄道という世界に身を投じて早10年近くが経ちました。そして、その10年間のうち平成3年4月から平成9年3月までの6年間は(財)鉄道総合技術研究所で過ごし、軌道に関係する種々の研究業務に日々専念することができたのは、筆者にとって非常に幸運でありかつ有意義なことでした。筆者が(財)鉄道総合技術研究所に赴いた平成3年当時は、国鉄改革に伴う鉄道構造物等の技術基準整備の時期にあたり、軌道構造〔有道床軌道〕についても平成2年7月から「軌道構造の設計に関する技術基準検討委員会」(委員長：清水敬二長岡技術科学大学教授)により鋭意検討が進められていました。本研究の試験および解析の一部は、国あるいは鉄道事業者が(財)鉄道総合技術研究所に委託した技術基準整備の研究活動の一環として実施されたものであり、その成果は、平成9年1月に運輸省鉄道局技術企画課補佐官(総括)事務連絡により試行された「鉄道構造物等設計標準(案)軌道構造〔有道床軌道〕」に盛り込まれています。本研究は、この設計標準(案)の各条文を実務設計に供する際の手引となるものであり、有道床軌道構造の設計手法を体系化するために筆者が行ってきた一連の軌道破壊理論研究の集大成というべきものです。平成4年4月から着手した本研究も、多くの方々の御指導・御助言または御協力により完成に漕ぎ着けることができました。異例ともいえる長期間の出向を認め研究の機会を与えてくださった出向元である東日本旅客鉄道株式会社総合企画本部総合技術開発推進部の方々の配慮に深謝の意を表すとともに、本研究を進めるにあたり御世話になった方々に、末尾になりましたがこの紙面を借りまして厚く御礼申し上げます。

京都大学防災研究所教授工学博士 嘉門雅史先生には、本研究に着手した当初から研究の全般に渡り終始懇切丁寧な御指導と御助言を賜るとともに、数々の暖かい励ましを頂きました。また、本研究を学位論文として提出するに際して主査を快く引き受けてくださり、本論文の審査におきましては論文の全般に渡り御指導を賜りました。心より御礼申し上げます。

京都大学工学部教授工学博士 大西有三先生には、本研究に着手した当初から不連続性解析手法の理論と応用に関して終始懇切丁寧な御指導と御助言を賜るとともに、DDAプログラムの作成にあたり並々ならぬ御協力を賜りました。また、本論文の審査におきましては論文の全般に渡り御指導を賜りました。心より御礼申し上げます。

京都大学工学部教授工学博士 岡二三生先生には、本論文の審査におきまして論文の全般に渡り貴重な御意見、御指導を賜りました。心より御礼申し上げます。

東京大学工学部教授工学博士 龍岡文夫先生には、2方向ロードセルを用いた実物大繰返し載荷試験やLDTを用いた大型繰返し三軸試験等の試験方法に関して懇切丁寧な御指導をして頂くとともに、試験結果の分析等の論文執筆にあたり貴重な御指導、御助言を賜り

ました。心より御礼申し上げます。

(財)鉄道総合技術研究所軌道技術開発推進部部長 三浦重氏（現在、日本線路技術(株)）、同主幹 内田雅夫氏（現在、軌道技術開発推進部部長）、同主幹 長藤敬晴氏（現在、総務部次長）、同主任技師 須永陽一氏には、本研究を進めるにあたり数々の御支援と暖かい励ましを頂くとともに、過去の研究、営業線試験結果の分析等の論文執筆にあたり貴重な御指導、御助言を賜りました。また、(財)鉄道総合技術研究所軌道技術開発推進部 名村明氏、同 堀池高広氏、同 小倉英章氏（現在、九鉄工業(株)）には、実物大載荷試験の実施や試験データの整理にあたり幾たびも議論を重ねるとともに数多くの御協力を賜りました。厚く御礼申し上げます。

(財)鉄道総合技術研究所構造技術開発事業部主幹工学博士 須長誠氏（現在、鉄道技術推進センター主幹）、同主任技師工学博士 木幡行宏氏、東急建設(株)技術研究所土木研究部部長 中村和之氏（現在、土木本部土木技術設計部部長）、同技術研究所工学博士 田所淳氏（現在、法務部）には、大型繰返し三軸試験の実施や試験データの整理に関して懇切丁寧な御指導をして頂くとともに、試験結果の分析等の論文執筆にあたり貴重な御指導、御助言を賜りました。厚く御礼申し上げます。

基礎地盤コンサルタンツ(株)理学博士 陳光斎氏（現在、京都大学工学部講師）には、DDAプログラムの作成にあたり並々ならぬ御協力を賜りました。厚く御礼申し上げます。

東日本旅客鉄道株式会社取締役総合企画本部総合技術推進部部長 舛形勝氏（現在、第一建設(株)）には、本研究を進めるにあたり数々の御支援と暖かい励ましを賜りました。また、東日本旅客鉄道株式会社総合企画本部総合技術推進部 穴見徹広氏（現在、仙台支社仙台保線区）には、営業線試験の実施や試験データの整理にあたり数多くの御協力を賜りました。厚く御礼申し上げます。

最後に、本論文はこの他にも多くの方々の御指導・御支援を得て初めて完成し得たものであることをここに記して、謝辞をまとめることと致します。

付属資料 1 用語の定義

本論文では、用語を以下のように定義する。

1. 一般

- 線路 : 列車または車両を走らせるための通路
- 鉄道線路 : 軌道およびこれを支持するために必要な路盤、構造物を包含している地帯
- 軌道 : 施工基面上の道床および軌きょうならびに直接これらに付帯する施設
- 軌きょう (框) : レールとまくらぎとを、はしご状に組み立てたもの
- レール : 車輪を支持誘導するもの
- レール締結装置 : レールをまくらぎ、コンクリート道床などに締め付ける装置
- まくらぎ : レールを支え、その荷重を道床に分布させる材料
- 道床 : レールまたはまくらぎを支持し、荷重を路盤に分布する軌道の部分
- 路盤 : 道床の下にあって軌道を直接支持する層をいう
- 継目軌道 : レール継目を有する軌道
- レール継目 : レールとレールとを接続する場合の接続部
- ロングレール軌道 : ロングレールによる軌道
- バラストレス軌道 : バラスト道床を用いない軌道
- スラブ軌道 : バラストレス軌道のうち、コンクリート版を用いた軌道
- 直結軌道 : まくらぎおよび道床を介さず、レールを鋼橋、コンクリート版、スラブ版などに直接締結した構造の軌道。まくらぎを用いた軌きょうを直接路盤コンクリートに締着させるまくらぎ直結軌道を含む。
- 軌道破壊 : 軌道が永久変位を生じること
- レール小返り : レールの所定位置からの傾き
- 張り出し : 軌きょうの座屈現象

2. 材料の設計用値に関する用語

(1) 材料の種類を表す用語

- 定尺レール : 標準長さのレール
- ロングレール : 200m以上の長さに溶接したレール
- 継目板 : レールの接続に使用する添え板
- 犬くぎ : レールまたはタイプレートを、まくらぎに打ち込んで止めるくぎ
- タイプレート : まくらぎとレールとの間に入れる鋼板
- 弾性締結 : レールをまくらぎに弾性的に締結すること

軌道パッド : レールとまくらぎとの間に挿入する弾性体
木まくらぎ : 木製のまくらぎ
PCまくらぎ : プレストレストコンクリート製のまくらぎ
埋込栓 : レール締結ボルトを締着するためにPCまくらぎ, 軌道スラブなどの
中に埋め込んである部材
バラスト道床 : 砕石または砂利を用いた道床
道床バラスト : 道床を構成する砕石または砂利
砕石 : 石材を砕いて作った道床材料
ふるい砂利 : 天然砂利をふるい分けた道床材料としての砂利
バラストマット : バラスト道床下に敷き込む弾性材料
コンクリート道床 : コンクリートでできた道床

(2) 形状・寸法等を表す用語

レール面 : 両側のレールの頭頂面に接する平面
レール踏面 : 車輪と触れるレール頭部上面
道床厚 : レール直下のまくらぎ下面での道床の厚さ
道床肩幅 : まくらぎ端から道床法肩までの幅

(3) 変形特性を表す用語

レール支点支持ばね係数 : レール支持体を単位量だけ沈下させることに要する荷重強度
軌道パッドばね係数 : 軌道パッドを垂直方向に単位量だけ沈下させることに要する
荷重強度
木まくらぎ圧縮ばね係数 : 木まくらぎを垂直方向に単位量だけ圧縮させることに要する
荷重強度
道床ばね係数 : まくらぎ下の道床面を垂直方向に単位量だけ沈下させることに要する
荷重強度
路盤ばね係数 : 路盤を垂直方向に単位量だけ沈下させることに要する荷重強度
初期地盤反力係数 : 荷重強度～沈下曲線の割線の傾きを表す地盤反力係数の初期値
K₃₀値 : 直径30cmの載荷板を用い, 「道路の平板載荷試験方法」(JIS-A1215)に
よって求められる沈下量1.25mmに対応する地盤反力係数
締結横ばね係数 : レールを締結した状態で締結装置を水平方向に単位量だけ変位させる
のに要する荷重強度
道床横ばね係数 : 道床中のまくらぎを水平方向に単位量だけ変位させるのに要する荷重
強度
板ばね先端ばね定数 : 板ばねのレール押え点を垂直方向に単位量だけ変位させるのに要
する荷重強度
小返り抵抗係数 : レールの小返りに対する板ばねと軌道パッドの抵抗を表す数値

レール／まくらぎ間摩擦係数：水平方向変位に対するレールとまくらぎ間の摩擦係数
まくらぎ／道床間摩擦係数：水平方向変位に対するまくらぎと道床間の摩擦係数
道床抵抗力：バラスト道床中のまくらぎが水平移動するときに生じる抵抗力
道床横抵抗力：まくらぎの移動が軌道と直角方向のときの道床抵抗力
道床縦抵抗力：まくらぎの移動が軌道の軸方向のときの道床抵抗力

3. 輸送条件に関する用語

(1) 軌道諸元に関する用語

内軌：曲線部において曲率中心に近い側
外軌：曲線部において内軌の反対側
カント：曲線部における外側レールと内側レールとの高低差
均衡カント：列車が曲線を通過する場合に不均衡（超過）遠心力がまったく働かないように設定したカント
カント不足量：曲線に設定してあるカントが、均衡カントに対して不足する量
スラック：曲線部において軌間を拡大すること、またはその拡大量

(2) 車両諸元に関する用語

有効重心高さ：台車のばね装置の効果を考慮した場合の重心高さ

(3) 運転速度に関する用語

均衡速度：曲線に設定されたカントに対し、列車が曲線を通過する場合に不均衡（超過）遠心力がまったく働かない列車速度

4. 荷重条件に関する用語

輪重：走行中の列車の車輪からレールに加わるレール面に垂直な力
横圧：走行中の列車の車輪からレールに加わるレール面に水平な力
輪軸横圧：外軌側横圧と内軌側横圧の差
荷重：構造物または部材に、応力や変形の増減を起こさせるすべての作用
定常荷重：変動がほとんどないか、変動が持続的成分に比べて無視できるほど小さい荷重
変動荷重：変動が頻繁にあるいは連続的に起こり、かつ変動が持続的成分に比べて無視できないほど大きい荷重
速度衝撃率：車両が走行した場合、軌道面の不整、車両の動揺などの影響により増加する輪重を速度と関連付けて係数で表したもの

5. 構造解析に関する用語

線形解析：材料の応力～ひずみ関係等を線形と仮定し、変形による二次的効果を

無視する弾性一次理論による解析方法

作用断面力 : 設計荷重から構造解析によって求められる作用軸方向力, 作用曲げモーメント等の断面力

レール圧力 : 列車荷重によって, レールからまくらぎに伝わる垂直力

まくらぎ下面圧力 : 列車荷重によって, まくらぎ下で道床が受ける垂直圧力

路盤圧力 : 列車荷重によって, 路盤が受ける垂直圧力

レール横圧力 : 列車荷重によってレールからまくらぎに伝わる1締結あたりの水平力

まくらぎ横圧力 : 列車荷重によってまくらぎから道床に伝わるまくらぎ1本あたり水平力

レール小返り角 : レール小返りによってできるレール底部中心と基準面との間の角度

レール軸力 : レールの長手方向に発生する力

6. 軌道狂いの照査に関する用語

(1) 軌道の検査に関する用語

軌道狂い : 軌道の軌間, 水準, 通り, 高低などの狂い

軌間 : レール面より下方の所定距離以内における左右レール頭部間の最短距離

水準 : 左右のレールの高さの差

通り : レール軌間線の長手方向左右の変位

高低 : レール頭頂面の長手方向の上下の変位

平面性 : 一定距離間における水準の変化量

浮きまくらぎ : 無載荷状態で道床との間にすきまがあるまくらぎ

噴でい(泥) : 路盤または道床内の石粉, 土砂などが道床表面に噴き出ること

継目落ち : 継目部のレール頭頂面の落ち込み

継目折れ : レール継目部の前後のレールの間の横方向の折れ

レール食い違い : レール継目部における前後のレール頭部の左右食い違い

レール段違い : レール継目部における前後のレールの上下方向の食い違い

(2) 保線作業・保線機械器具を表す用語

軌道検測車 : 軌道狂いを測定する車

道床つき固め : まくらぎ下のバラスト道床をつき固めること

タイタンパー : バラスト道床をつき固める手持ち式の機械

マルチプルタイタンパー : 連続してバラスト道床を同時につき固める機械

バラストコンパクタ : バラスト道床の表面を締め固める機械

(3) 保守条件に関する用語

保守周期 : 線路保守作業の周期

通過トン数 : ある区間を通過した車両の年間累積トン数

軌道狂い残存率 : 保守後の軌道狂い標準偏差の、保守前のそれに対する割合

保守による軌道狂いの改善量 : 保守前の軌道狂い標準偏差と保守前のそれとの差

付属資料2 記号表

本論文で使用する記号はすべてそれが初めて出てきたところで定義されるが、主要な記号を章別にして以下に示す。なお、前の章で定義した記号が再出する際に定義の変更がない場合は前の章の定義をそのまま用いることとする。

第2章

- a : 式(2.2.1)の係数
- a : まくらぎ間隔 (cm)
- a_1 : 式(2.2.17)の係数
- a_2 : 式(2.2.17)の係数
- a_3 : 式(2.2.17)の係数
- a_4 : 式(2.2.17)の係数
- a_5 : 式(2.2.17)の係数
- a_6 : 式(2.2.17)の係数
- a_7 : 式(2.2.17)の係数
- a_8 : 式(2.2.17)の係数
- A_1 : 軌道高低狂いの振幅を表す係数
- A_2 : 車輪/レール間の凹凸を表す係数
- b : 漸進的な沈下割合 (mm/回)
- B_1 : 式(2.2.10)の係数
- B_2 : 式(2.2.17)の係数
- B_3 : 式(2.2.18)の係数
- B_s : 初期载荷の沈下に相当する係数
- c : 式(2.2.1)の係数
- EI : レール曲げ剛性 (MNm^2)
- f : 石の質量 (kg)
- f' : ばね力 (kN)
- h : 道床厚 (cm)
- J : 継目の有無を表す説明変数
- k : レール支持ばね係数 (MN/m)
- k_1 : まくらぎパッドばね係数 (MN/m)
- k_2 : 路盤ばね係数 (MN/m)
- k_b : 道床ばね係数 (MN/m)
- k_p : 軌道パッドばね係数 (MN/m)

k_s : 路盤ばね係数 (MN/m)
 K : 車両係数
 K_{sp} : 車両ばね係数 (MN/m)
 L : 荷重係数
 m : (まくらぎ+道床+路盤)の質量 (kg)
 m_b : (まくらぎ+道床)の質量 (kg)
 m_r : 単位長さ当たりのレール質量 (kg)
 m_t : まくらぎ質量 (kg)
 M : 構造係数
 M_{sp} : 車両ばね上質量 (kg)
 M_{unsp} : 車両ばね下質量 (kg)
 N : 荷重繰返し数 (回)
 N : 状態係数
 p : 路盤圧力 (kPa)
 P : 列車走行時の輪重 (kN)
 P_{st} : 静的輪重 (kN)
 P_r : レール圧力 (kN)
 P_T : まくらぎ下面圧力 (kPa)
 q_c : コーン貫入試験値 (MN/m²)
 Q : 軌道の減衰係数による共振増加率
 R : 路盤状態を表す説明変数
 S : 衝撃係数
 S : 平均軌道狂い進み (mm/100日)
 S_t : まくらぎ底面積 (m²)
 T : 通過トン数 (百万トン/年)
 V : 列車速度 (km/h)
 y : レール面沈下量 (mm)
 \ddot{y} : 道床振動加速度 (m/s²)
 α : ばね力がない時に滑り出す加速度 (m/s²)
 α' : ばね力がある時に滑り出す加速度 (m/s²)
 α'' : 振動の道床部への通過率
 β_0 : 式(2.2.18)の係数
 δ_b : 道床部沈下量 (mm)
 δ_s : 路盤部沈下量 (mm)
 Δ : 破壊係数

- ΔP : 輪重の動的変動成分 (kN)
 ΔP_r : レール圧力変動分 (kN)
 ΔP_{sp} : 高低狂いに基づくばね上質量による輪重変動成分 (kN)
 ΔP_{unsp} : 車輪/レール間の凹凸に基づくばね下質量による輪重変動成分 (kN)
 ε : 土質によって定まる定数
 ζ_{sp} : 車両減衰比
 ξ : ばねの特性を表す係数
 $\sigma(\Delta P)$: 車輪/レール間凹凸による輪重変動分 (kN)

第4章

- a_1 : 式(4.4.1)の定数 (mm)
 a_2 : 式(4.4.2)の定数 (mm^{-1})
 a_3 : 式(4.4.3)の定数 (mm/回)
 a_4 : 式(4.4.8)の定数 (kN)
 a_5 : 式(4.4.10)の定数 (mm)
 a_6 : 式(4.4.12)の定数 (MN/m)
 a_7 : 式(4.4.14)の定数 (回^{-1})
 a'' : 式(4.4.6)の係数 (kN)
 b_2 : 式(4.4.2)の定数 (MN/m)
 b_3 : 式(4.4.3)の定数 (回^{-1})
 b_4 : 式(4.4.8)の定数
 b_6 : 式(4.4.12)の定数 (kN)
 b_7 : 式(4.4.14)の定数 (mm/回/kN)
 b'' : 式(4.4.6)の係数
 c_3 : 式(4.4.3)の定数 ($\text{mm}^{-1} \cdot \text{回}^{-1}$)
 c_6 : 式(4.4.12)の定数 (mm)
 c_7 : 式(4.4.14)の定数 (mm/回)
 G_0 : 鉛直荷重無載荷時の道床横抵抗力 (kN)
 G_{0f} : 鉛直荷重無載荷時の最終道床横抵抗力 (kN)
 G_1 : 鉛直荷重載荷時の道床横抵抗力 (kN)
 G_{1f} : 鉛直荷重載荷時の最終道床横抵抗力 (kN)
 H : 輪軸横圧 (kN)
 K_{com} : 荷重強度が小さい場合のばね係数 (MN/m)
 K_{sec} : 割線ばね係数 (上下方向) (MN/m)
 K_{sh} : 荷重強度が大きい場合のばね係数 (MN/m)

$K_{sh,f}$: 繰返し載荷時の K_{sh} の収束値 (MN/m)
 K' : 道床横ばね係数 (MN/m)
 K'_f : 繰返し載荷時の K' の収束値 (MN/m)
 K'_{sec} : 割線ばね係数 (左右方向) (MN/m)
 K'' : まくらぎ端部等で道床部が有する抵抗力を表すばね係数 (MN/m)
 K_{30} : 直径が30cmの平板載荷試験によってもとまる地盤反力係数 (MN/m³)
 P : 片レール当たりの鉛直荷重 (kN)
 P_{max} : 片レール当たりの最大鉛直荷重強度 (kN)
 P_t : まくらぎ1本にかかる鉛直荷重の合計 (kN)
 P_{tN} : まくらぎ下面圧力 (kPa)
 P_{tS} : まくらぎ下面せん断圧力 (kPa)
 Q : 片レール当たりの水平荷重 (kN)
 Q_{max} : 片レール当たりの最大水平荷重強度 (kN)
 Q_o : 外軌側横圧 (kN)
 Q_i : 内軌側横圧 (kN)
 Q_t : まくらぎ横圧力 (kN)
 R_H : 輪軸横圧の分散率
 R_P : 輪重の分散率
 u : 鉛直変位量 (mm)
 u_a : 鉛直変位振幅量 (mm)
 u_{max} : 最大鉛直変位量 (mm)
 u_p : 残留鉛直変位量 (mm)
 u_{sh} : 式(4.2.4)で定義される鉛直変位振幅量 (mm)
 v : 水平変位量 (mm)
 v_a : 水平変位振幅量 (mm)
 v_{lim} : 滑動限界水平変位量 (mm)
 v_{max} : 最大水平変位量 (mm)
 v_p : 残留水平変位量 (mm)
 v_{sh} : 式(4.3.3)で定義される鉛直変位振幅量 (mm)
 α : 初期変位量 (mm)
 α_{max} : 最大鉛直変位量の初期変位量 (mm)
 α_p : 残留鉛直変位量の初期変位量 (mm)
 α'_{max} : 最大水平変位量の初期変位量 (mm)
 α'_p : 残留水平変位量の初期変位量 (mm)
 β : 変位進み係数 (mm/回)

- β_{max} : 最大鉛直変位量の変位進み係数 (mm/回)
- β_p : 残留鉛直変位量の変位進み係数 (mm/回)
- β'_{max} : 最大水平変位量の変位進み係数 (mm/回)
- β'_p : 残留水平変位量の変位進み係数 (mm/回)
- ΔP : 片レール当たりの鉛直荷重の片振幅 (kN)
- ΔQ : 片レール当たりの水平荷重の片振幅 (kN)
- μ : まくらぎ底面におけるまくらぎ/道床バラスト間摩擦係数
- μ_f : 繰返し載荷時の μ の収束値
- μ' : Q_{max} 一定の場合の P_i に対する K'_f の増加割合
- μ'_f : 繰返し載荷時の μ' の収束値

第5章

- a : 式(5.3.1)の係数 (累積塑性化率)
- a_1 : 式(5.4.5)の定数 (MPa)
- a_2 : 式(5.4.6)の定数
- a_3 : 式(5.4.8)の定数
- a_4 : 式(5.4.11)の定数
- a_5 : 式(5.4.13)の定数 (MPa)
- a_6 : 式(5.4.19)の定数 (MPa)
- a_7 : 式(5.4.25)の定数 ($\%^{-1}$)
- a' : 式(5.4.26)の係数
- b : 式(5.3.1)の係数 (%)
- b_2 : 式(5.4.7)の定数
- b_3 : 式(5.4.9)の定数
- b_4 : 式(5.4.12)の定数
- b_5 : 式(5.4.14)の定数 (MPa)
- b_6 : 式(5.4.20)の定数 (MPa)
- b_7 : 式(5.4.25)の定数 ($\%^{-1}$)
- b' : 式(5.4.26)の係数
- c : 粘着(応)力 (kPa)
- c_7 : 式(5.4.25)の定数 (%)
- dq : 軸差応力増分 (kPa)
- $d\varepsilon_1^e$: 弾性軸ひずみ増分 (%)
- $d\varepsilon_1^p$: 塑性軸ひずみ増分 (%)
- $d\varepsilon_3^e$: 弾性側方ひずみ増分 (%)

- $d \varepsilon_3^p$: 塑性側方ひずみ増分 (%)
- D_p : ダイレイタンシー比
- e : 間隙比
- E_{eq} : 等価変形係数 (MPa)
- E_{tan} : 接線変形係数 (MPa)
- E_{max} : せん断開始時の0.001%以下で定義される非損傷弾性変形係数 (MPa)
- E_{sec} : 割線変形係数 (MPa)
- E° : 非損傷の弾性変形係数 (MPa)
- $f(SL)$: 損傷関数
- $F(e)$: 式(5.3.1)で定義される補正係数
- $g(SL)$: 塑性化関数
- G : 塑性化率
- $h(SL)$: 非線形化関数
- m : E° の σ_1 依存性程度を表すパラメータ
- N : 繰返し载荷回数 (回)
- q : 軸差応力 (kPa)
- q_a : 軸差応力振幅 (kPa)
- q_m : 図5-1-6で定義される軸差応力 (kPa)
- q_{max} : 圧縮強度, 最大軸差応力 (kPa)
- q_{sa} : 図5-1-6で定義される軸差応力振幅 (kPa)
- SL : せん断応力レベル
- U_c : 均等係数
- $\Delta \varepsilon_1$: 軸ひずみ振幅 (%)
- ε_1 : 軸ひずみ (%)
- ε_{1max} : 最大軸ひずみ (%)
- ε_{1res} : 残留軸ひずみ (%)
- ε_{1° : 弾性軸ひずみ (%)
- ε_{1^p} : 塑性軸ひずみ (%)
- ε_3 : 側方ひずみ (%)
- ε_m : 図5-1-6で定義される軸ひずみ (%)
- ε_v : 体積ひずみ (%)
- ν_{eq} : 等価弾性ポアソン比
- ν_{sec} : 等価割線ポアソン比
- ν_{tan} : 等価接線ポアソン比
- σ_1 : 軸圧 (kPa)

- σ_{1max} : 最大主応力 (kPa)
- σ_3 : 拘束圧, 側圧 (kPa)
- σ_1/σ_3 : 主応力比
- ϕ : 内部摩擦角 (°)
- $(\sigma_1)_0$: せん断開始時の軸圧 (kPa)
- $(\sigma_1/\sigma_3)_{max}$: 最大主応力比

第6章

- a_1 : 式(6.2.2)の係数
- a_2 : 式(6.2.2)の係数
- a_3 : 式(6.2.2)の係数
- b_1 : 式(6.2.2)の係数
- b_2 : 式(6.2.2)の係数
- b_3 : 式(6.2.2)の係数
- C : 粘着力 (kN)
- C_u : ブロック間粘着(応)力 (kPa)
- d : ブロック間の貫入量 (mm)
- d_{ni} : 式(6.2.1)の $\{D_i\}$ の各コンポーネント
- d_x : 辺 P_2P_3 に沿うブロック i の滑動量 (mm)
- d_x' : 運動後のブロック j の一边 $P_2'P_3'$ の接線方向のブロック i の移動量 (mm)
- $d(P, P_i)$: 点 P と点 P_i の距離 (mm)
- D_{50} : 平均粒径 (mm)
- E : ヤング率, 弾性(接線)係数 (MPa)
- f_x : 体積力の x 方向成分
- f_y : 体積力の y 方向成分
- F_x : 点荷重の x 方向成分 (kN)
- F_y : 点荷重の y 方向成分 (kN)
- K_s : せん断ばね係数 (MN/m)
- l : 図6-2-4の辺 P_2P_3 の長さ (mm)
- l' : 図6-2-5の辺 $P_2'P_3'$ の長さ (mm)
- M : 単位面積あたりの質量 (t/m^2)
- M : 道床ブロック間の接点数
- n : 間隙率
- \bar{N} : 平均配位数
- p : 固定ばねの剛性, 充分大きな正の値のペナルティ係数 (MN/m)

R_n	: 辺P2P3に沿う接触力の垂直方向成分 (kN)
R_s	: 辺P2P3に沿う接触力の接線方向成分 (kN)
S	: ブロックの面積 (m^2)
S_0	: 図6-2-4の破線で示す三角形の面積の2倍 (m^2)
S_1	: 式(6.2.41)で定義される積分
S_2	: 式(6.2.41)で定義される積分
S_3	: 式(6.2.41)で定義される積分
S_x	: y軸に関する断面1次モーメント (m^3)
S_{xx}	: y軸に関する断面2次モーメント (m^4)
S_{xy}	: xy軸に関する断面2次モーメント (m^4)
S_y	: x軸に関する断面1次モーメント (m^3)
S_{yy}	: x軸に関する断面2次モーメント (m^4)
u	: ブロック内のx方向変位 (mm)
u_0	: x方向の剛体変位 (mm)
u_G	: ブロック重心のx方向変位 (mm)
$u(i)$: ブロック <i>i</i> の任意の点の時間ごとのx方向変位 (mm)
v	: ブロック内のy方向変位 (mm)
v_0	: y方向の剛体変位 (mm)
v_G	: ブロック重心のy方向変位 (mm)
$v(i)$: ブロック <i>i</i> の任意の点の時間ごとのy方向変位 (mm)
VM	: 式(6.4.1)で定義される配向度の指標
x	: x座標
x_G	: ブロック重心のx座標
y	: y座標
y_G	: ブロック重心のy座標
γ_0	: 剛体回転の回転角
γ_{xy}	: せん断ひずみ (%)
Δt	: 時間ステップ (s)
ε_x	: x方向の垂直ひずみ (%)
ε_y	: y方向の垂直ひずみ (%)
θ	: 要素間接触力ベクトルの方向
ν	: ポアソン比
Π	: 外力や応力による全ポテンシャルエネルギー (kNm)
Π_a	: ブロック <i>i</i> の慣性力によるポテンシャルエネルギー (kNm)
Π_e	: ブロックのひずみエネルギー (kNm)

- Π_f : せん断ばねに蓄えられたひずみエネルギー (kNm)
 Π_k : ブロックの貫入による運動エネルギー (kNm)
 Π_m : 固定ばねに蓄えられたひずみエネルギー (kNm)
 Π_p : 点荷重によるポテンシャルエネルギー (kNm)
 Π_w : 体積力によるポテンシャルエネルギー (kNm)
 Π_λ : ブロック間の摩擦によるエネルギー散逸 (kNm)
 Π_σ : 初期応力によるポテンシャルエネルギー (kNm)
 π_i : 式(6.2.92)で定義されるボロノイ領域
 ρ : 単位体積質量 (t/m^3)
 σ_{ns} : ブロック表面の軸応力 (kPa)
 σ^0_x : 初期応力のx方向成分 (kPa)
 σ^0_y : 初期応力のy方向成分 (kPa)
 τ_{ss} : ブロック表面のせん断応力 (kPa)
 τ^0_{xy} : 初期応力のせん断成分 (kPa)
 ϕ_{ev} : 限界状態の内部摩擦角 ($^\circ$)
 ϕ_d : ダイレイタンスーによる成分 ($^\circ$)
 ϕ_{ra} : インターロッキングによる成分 ($^\circ$)
 ϕ_u : ブロック間摩擦角, 粒子表面の固体摩擦角 ($^\circ$)
 (l_x, l_y) : 式(6.2.67)で定義される方向余弦
 (l'_x, l'_y) : 式(6.2.61)で定義される方向余弦
 $[0]$: 3×3 の0マトリックス
 $[E]$: 応力～ひずみマトリックス
 $[E_i]$: 6×6 のブロック*i*の応力～ひずみマトリックス
 $[K]$: 剛性マトリックス
 $[K]_i$: 第*i*時間ステップ計算の全体剛性マトリックス
 $[K_a]$: 6×6 のブロック*i*の慣性力マトリックス
 $[K_e]$: 6×6 のブロック*i*の剛性マトリックス
 $[K_f]$: せん断剛性マトリックス
 $[K_{ij}]$: $[K]$ の 6×6 のサブマトリックス
 $[K_{ij}]_{rs}$: $[K_{ij}]$ の*r*行*s*列成分
 $[K_k]$: ペナルティマトリックス
 $[K_m]$: ブロック*i*内の任意の点での固定点マトリックス
 $[T_i(x, y)]$: ブロック変形マトリックス
 $\{b_r\}$: 式(6.2.79)で定義されるベクトル
 $\{c_r\}$: 式(6.2.79)で定義されるベクトル

- $\{D\}$: 総変位ベクトル, 時間ステップ計算後の変位ベクトル
- $\{D(n)\}$: 時間ステップ計算初期における変位ベクトル
- $\{e_r\}$: 式(6.2.41)で定義されるベクトル
- $\{F\}$: 荷重ベクトル
- $\{F\}_i$: 第*i*時間ステップ計算の全体の荷重ベクトル
- $\{F_a\}$: ブロック*i*の慣性力ベクトル
- $\{F_k\}$: ペナルティの外力ベクトル
- $\{F_p\}$: ブロック*i*の重心での点荷重ベクトル
- $\{F_w\}$: ブロック*i*の体積力ベクトル
- $\{F_\lambda\}$: ブロック間の摩擦力ベクトル
- $\{F_\sigma\}$: ブロック*i*の初期応力の外力ベクトル
- $\{g_r\}$: 式(6.2.41)で定義されるベクトル
- $\{L_2\}$: 式(6.2.78)で定義されるベクトル
- $\{L_3\}$: 式(6.2.78)で定義されるベクトル
- $\{V_0\}$: 時間ステップ計算の初期の変形速度
- $\{V_1\}$: 次の時間ステップ計算における初期の変形速度
- $\{\Delta D\}_i$: 第*i*時間ステップ計算の変位増分ベクトル
- $\{\varepsilon_i\}$: ブロック*i*のひずみベクトル
- $\{\sigma_0\}$: ブロック*i*の初期応力ベクトル
- $\{\sigma_i\}$: ブロック*i*の応力ベクトル

第7章

- a : 円形載荷板の半径 (cm)
- a_1 : 式(7.2.2)の定数 (kN)
- a_2 : 式(7.2.3)の定数 (MN/m)
- a_3 : 式(7.2.4)の定数 (MN/m)
- b_3 : 式(7.2.4)の定数 (kN)
- c_3 : 式(7.2.4)の定数
- E_b : 道床部のヤング率 (MPa)
- E_s : 路盤部のヤング率 (MPa)
- E_t : まくらぎ部のヤング率 (MPa)
- H : まくらぎの厚さ (cm)
- L : まくらぎの長さ (cm)
- L_{ef} : 有効まくらぎ長 (cm)
- K_r : 式(7.2.5)で定義される相対剛性

- $K_{sec,E}$: 弾性割線ばね係数 (上下方向) (MN/m)
 $K'_{sec,E}$: 弾性割線ばね係数 (左右方向) (MN/m)
 $P_{max,A}$: 単位奥行き当たりの最大鉛直荷重強度 (kN)
 $P_{max,B}$: 単位奥行き当たりの最大鉛直荷重強度 (kN)
 $P_{t,B}$: 単位奥行き当たりのまくらぎ 1 本にかかる鉛直荷重の合計 (kN)
 $Q_{max,B}$: 単位奥行き当たりの最大水平荷重強度 (kN)
 $u_{a,E}$: 弾性鉛直変位振幅量 (mm)
 $v_{a,E}$: 弾性水平変位振幅量 (mm)
 γ_s : 道床バラスト粒子の密度 (t/m^3)
 $\theta_{principal}$: 主方向
 ρ_b : 道床部の単位体積質量 (t/m^3)
 ρ_s : 路盤部の単位体積質量 (t/m^3)
 ρ_t : まくらぎ部の単位体積質量 (t/m^3)
 σ_x : x方向の鉛直応力 (kPa)
 σ_y : y方向の鉛直応力 (kPa)
 ν_b : 道床部のポアソン比
 ν_s : 路盤部のポアソン比
 ν_t : まくらぎ部のポアソン比

第 8 章

- a' : 式(8.2.6)の係数
 b' : 式(8.2.6)の係数
 $K_{sec,H}$: 応力分担率76%の時の割線ばね係数 (MN/m)
 l : ひずみが一定であると仮定できる領域の寸法 (mm)
 R_1 : 表7-2-12に示すまくらぎ底面の応力分担率 (%)
 R_2 : 実物大載荷試験のまくらぎ底面の応力分担率 (%)
 Δl : 伸び (mm)
 ε : ひずみ (%)
 $\varepsilon_{1e,i}$: 繰返し載荷回数第*i*回目の弾性軸ひずみ (%)
 $\varepsilon_{1res,i}$: 繰返し載荷回数第*i*回目の残留軸ひずみ (%)