The University of Osaka
Institutional Knowledge Archive

Title	道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究
Author(s)	松井, 繁之
Citation	大阪大学, 1985, 博士論文
Version Type	VoR
URL	https://hdl.handle.net/11094/1017
rights	
Note	

The University of Osaka Institutional Knowledge Archive : OUKA

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

The University of Osaka

I. 45.
72.
3590

道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究

昭和59年11月

松井繁之

道路橋コンクリート系床版の疲労と設計法に関する研究

昭和59年11月

松井繁之

目　次

緒　論 …… 1

参考文献 …… 8

第１編　コンクリート系床版の現状と問題点 …… 11

第１章　序　論 …… 12

１－１　ＲＣ床版のひびわれ破損の過程と実態 …… 12

1-1-1　ひびわれ破損の過程 …… 12

1-1-2　ひびわれ破損の実態と構造要因 …… 16

１－２　コンクリート充塡鋼格子床版の現状 …… 20

１－３　コンクリート系床版に関する研究の動向と本研究の経緯 …… 26

第２章　道路橋コンクリート系床版のわが国の設計基準 …… 33

２－１　ＲＣ床版設計基準 …… 33

2-1-1　設計示方書 …… 33

2-1-2　死荷重と死荷重モーメント …… 33

2-1-3　活荷重 …… 33

2-1-4　許容応力度と床版厚 …… 36

2-1-5　活荷重曲げモーメント …… 41

2-1-6　各示方書で設計した床版の比較と考察 …… 44

２－２　鋼格子床版の設計法の問題点 …… 49

２－３　結　言 …… 51

第３章　交通荷重の実態 …… 52

３－１　床版に作用する自動車荷重 …… 52

３－２　実橋における自動車荷重の実態 …… 56

３－３　交通量 …… 58

３－４　輪荷重通行位置 …… 59

３－５　衝　撃 …… 61

３－６　床版損傷と荷重との関係 …… 62

３－７　結　言 …… 69

第４章　結　論 …… 70

参考文献 …… 71

第２編　鉄筋コンクリート床版の静的強度と疲労強度 …… 77

第１章　序　論 …… 78
第２章　ＲＣ床版の静的強度 …… 80
２－１　静的破壊形式 …… 80
２－２　既往の押し抜きせん断耐荷力算定式 …… 81
２－３　押し抜きせん断耐荷力算定式 …… 83
2-3-1　押し抜きせん断破壊モデル …… 83
2-3-2　押し抜きせん断耐荷力算定式 …… 83
２－４　２方向版への適用性の検証 …… 87
２－５　押し抜きせん断耐荷力への各種パラメーターの影響 …… 87
２－６　適用範囲と修正式 …… 91
2-6-1　鉄筋間隔の影響 …… 91
2-6-2　載荷板長と支持間隔との比の影響 …… 94
２－７　結　言 …… 96
第３章　既往の試験方法によるＲＣ床版の疲労破壊特性と疲労強度 …… 97
３－１　一定点載荷による疲労試験結果 …… 97
3-1-1　ひびわれパターン …… 97
3-1-2　荷重とたわみの関係 …… 99
3-1-3　疲労強度 …… 101
３－２　多点移動繰返し載荷による疲労試験結果 …… 102
3-2-1　試験概要 …… 102
3-2-2　本方法によって解明された特性 …… 105
３－３　結　言 …… 112
第４章　輪荷重走行試験機による疲労実験 …… 113
４－１　試験方法 …… 113
4-1-1　輪荷重走行試験機 …… 113
4-1-2　床版支持装置 …… 115
4-1-3　軌道 …… 117
4-1-4　供試体 …… 118
4-1-5　測定項目 …… 118
４－２　試験結果と考察 …… 122
4-2-1　各供試体の載荷荷重 …… 122
4-2-2　ひびわれ発生状況 …… 124
4-2-3　最終破壊 …… 132

4-2-4　たわみ性状 …… 136
4-2-5　鉄筋のひずみ …… 140
4-2-6　供試体の劣化過程 …… 144
４－３　走行荷重を受ける床版のＳ－Ｎ曲線 …… 145
4-3-1　各供試体の静的強度 …… 145
4-3-2　終局破壊に関するＳ－Ｎ曲線 …… 146
4-3-3　使用限界に関するＳ－Ｎ曲線 …… 146
４－４　道路橋ＲＣ床版の疲労破壊機構に関する考察 …… 150
4-4-1　床版における断面力 …… 150
4-4-2　ひびわれ面の劣化現象 …… 150
4-4-3　ひびわれの進展機構 …… 153
4-4-4　試験方法の違いの考察 …… 157
４－５　結　言 …… 160
第５章　結　論 …… 161

参考文献 …… 162

第３編　コンクリート充塡鋼格子床版の静的強度と疲労強度 …… 165
第１章　序　論 …… 166
第２章　鋼格子床版の静的強度と弾性挙動 …… 168
２－１　ＲＣ床版との比較における静的挙動と強度 …… 168
2-1-1　供試体と試験方法 …… 168
2-1-2　試験結果 …… 168
2-1-3　静的耐荷力 …… 177
２－２　繰返し荷重下における弾性挙動 …… 182
2-2-1　実橋床版の板挙動 …… 182
2-2-2　移動繰返し荷重をうけた床版の板挙動 …… 191
２－３　結　言 …… 203
第３章　鋼格子床版の疲労破壊特性と疲労強度 …… 204
３－１　疲労試験方法と種類 …… 204
３－２　Ｉ形鋼単体の疲労強度 …… 204
3-2-1　供試体と試験目的 …… 204
3-2-2　試験方法 …… 208
3-2-3　Ｉ形鋼の静的挙動 …… 212
3-2-4　パンチ孔隅角部およびフランジの垂直応力の簡易算定式 …… 217
3-2-5　疲労破壊特性と疲労強度 …… 221
３－３　コンクリートに埋め込まれたＩ形鋼の疲労強度 …… 229
3-3-1　供試体と試験方法 …… 229
3-3-2　静的挙動 …… 229
3-3-3　Ｓ－Ｎ関係 …… 233
３－４　床版供試体の疲労強度 …… 236
3-4-1　供試体とＩ形鋼の破壊位置 …… 236
3-4-2　下フランジのひずみ分布 …… 236
3-4-3　Ｓ－Ｎ関係 …… 239
３－５　結　言 …… 240
第４章　結　論 …… 241

参考文献 …… 242

第４編　コンクリート系床版の設計法と劣化度判定法

第４編　コンクリート系床版の設計法と劣化度判定法 …… 243
第１章　序　論 …… 244
１－１　設計法 …… 244
１－２　コンクリート系床版の直交異方性度 …… 245
１－３　疲労安全性評価の必要性 …… 255
１－４　劣化度判定法の現状 …… 255
第２章　鉄筋コンクリート床版の設計法 …… 258
２－１　単純版の設計曲げモーメント式 …… 258
2-1-1　解析条件 …… 259
2-1-2　解析結果と考察 …… 261
2-1-3　活荷重による設計曲げモーメント式 …… 262
２－２　設計法 …… 263
2-2-1　直交異方性を考慮した設計法 …… 263
2-2-2　外国における設計法との比較 …… 265
２－３　連続版の設計曲げモーメント式 …… 266
2-3-1　解析条件 …… 267
2-3-2　解析結果と考察 …… 268
2-3-3　連続版の設計曲げモーメント式と設計法 …… 269
２－４　片持部床版の設計曲げモーメント式 …… 273
2-4-1　解析条件 …… 273
2-4-2　解析結果と考察 …… 274
2-4-3　片持部床版の設計曲げモーメント式と設計法 …… 274
２－５　結　言 …… 276
第３章　コンクリート充填鋼格子床版の設計法 …… 277
３－１　仮定 …… 277
３－２　設計法 …… 277
3-2-1　割り増し係数法（設計法　１） …… 277
3-2-2　ノモグラフ式設計法（設計法　２） …… 279
3-2-3　活荷重曲げモーメント式（設計法　３） …… 286
３－３　結　言 …… 288
第４章　コンクリート系床版の疲労安全性評価 …… 289
４－１　疲労安全性評価方法 …… 289
4-1-1　等価繰返数による方法 …… 289
4-1-2　確率論的方法 …… 293
４－２　ＲＣ床版の疲労寿命 …… 296

4-2-1　評価対象の床版と条件 …… 296
4-2-2　床版のＳ－Ｎ曲線 …… 301
4-2-3　等価繰返し回数 …… 303
4-2-4　評価結果 …… 305
4-2-5　結果の考察 …… 311
４－３　鋼格子床版の疲労安全性評価 …… 314
4-3-1　着目点の決定 …… 314
4-3-2　評価対象の床版と条件 …… 315
4-3-3　評価結果と考察 …… 317
４－４　ＲＣ床版の疲労強度に及ぼすその他の要因 …… 320
4-4-1　施工誤差 …… 320
4-4-2　配筋法の影響 …… 321
4-4-3　雨水の影響 …… 323
４－５　結　言 …… 329
第５章　実橋ＲＣ床版の劣化度判定法 …… 331
５－１　既報のたわみとひびわれ密度の関係，および，
たわみ測定方法 …… 331
５－２　動的走行試験床版におけるたわみとひびわれ密度
の関係，および，劣化度 …… 334
５－３　実橋床版の判定例 …… 337
５－４　劣化度評価の留意点 …… 345
5-4-1　ひびわれ密度 …… 345
5-4-2　たわみ …… 347
５－５　結　言 …… 352
第６章　結　論 …… 353

参考文献 …… 355

総　括 …… 358

謝　辞 …… 362

付　録　著者発表論文 …… 363

緒　論

昭和３１年に鋼道路橋設計示方書が改訂され，道路整備５ケ年計画が軌道に乗って橋梁建設計画も進み，名神（昭和３８年７月供用開始）をはじめ，首都高速道路（昭和３７年１２月供用開始），阪神高速道路（昭和３９年６月供用開始）が建設され，我国も本格的な自動車交通時代に入った。道路が整備されるにつれ，自動車の急速な大型化が促進されるとともに，高強度の異形鉄筋が昭和３４，５年から開発され，実橋への適用が多くなった。　これらの実績によって昭和３９年の鋼道路橋示方書/1/ で設計自動車荷重ならびに鉄筋の許容応力度に関する条項が改訂された。

しかし，昭和４０年代に入ってから，道路橋，特に鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版（以下，ＲＣ床版という）のコンクリートが部分的に抜け落るという事故が多く発生し，ひびわれ損傷が注目されるようになった。確かに，昭和３９年示方書あるいは同種の基準で設計された床版に損傷が多いと言われているが，都市内高架道路が出現して問題が大きくたったことは否定できないであろう。従来の橋梁はほとんどが河川や谷を渡るものであり，床版コンクリートが脱落してもほとんど第３者に被害を与えず，問題として表面化していなかった。しかし，国広/2/ のレポートによってこのＲＣ床版のひびわれ損傷が全国的規模で重要な問題として取り上げられるようになった。

道路橋を構成する各種部材の中で，直接交通荷重を担う床版は最も過酷な荷重作用を受ける。設計活荷重通りの荷重を受ける頻度が極めて多く，しばしば設計荷重の２倍にもなる輪荷重が通行することも実測されている。加えて，近年，交通量が増加し，輪荷重の作用頻度が大きく，ＲＣ床版のひびわれ損傷は広義の疲労であると認識されるようになった。

一般に，床版は薄板構造であるため設計全応力中，活荷重の占める割合が高く，上記のように過大な荷重の載荷，大きい載荷頻度から橋梁諸部材中，疲労破損の可能性が最も高い。

そのため現在までにこの種損傷について多くの調査・研究が行われ，設計法が順次改善されてきた/3-7/ 。ひびわれ発生に伴って，直交２方向の板剛性は，主鉄筋量，配力鉄筋量の差，および，配筋法によって必ず異なることも認められるようになった。

しかし，昭和５５年２月に発行された現行の道路橋示方書/8/ でも疲労を考慮していないこと，主鉄筋方向・配力鉄筋方向の直交２方向の異方性を考慮していない点から，まだ

合理的なものといえず，より合理的な設計法および安全性照査法の確立が望まれている。

このＲＣ床版に関する今１つの重要課題は，ひびわれを発生している既存床版についてその劣化度を合理的に判定し，正しく補修・補強の時期を推定する方法を見い出すことである。現在は，床版下面におけるひびわれの本数，パターン，ひびわれ密度，あるいは，ひびわれ幅などの目視観察から経験的に劣化度が判断されている/9-14/。このような外観調査だけで劣化度を判定するには，豊富な実験資料にもとずく普遍的な基準を必要とし，現在，これらの資料がほとんどない状況では，上記経験的判断の妥当性は乏しいと言えるでろう。この既存床版の劣化度評価法についても信頼性のある合理的な手法の確立が急務となっている。

以上の観点から，著者はＲＣ床版に関しては疲労を考慮した設計法の確立が必要と考え，各種の疲労実験を行い，疲労荷重を受けた床版の板挙動に立脚した設計法を強調し，直交異方性を考慮した設計曲げモーメント式を提案した。さらに，実橋でのひびわれ破損の主因が自動車の走行にあると考え，この走行をシミュレートした全く新しい試験機を考案・開発し，実物大床版の疲労実験を行った。その結果，疲労強度は予想通り従来のものの約1/2 に低下した。得られたＳ－Ｎ曲線を用いて実橋ＲＣ床版の疲労安全性の評価を行った。さらに，この室内実験から得た資料をもとにひびわれによる劣化度の判定法についても１提案を行うことができた。以上，本研究によって現在望まれているＲＣ床版に関する諸問題の解決のための重要な資料を得ることができた/15-31/ 。

一方，ＲＣ床版には今後もひびわれ損傷を受けるとの危惧，ひびわれた床版に対する維持管理費の膨張等から，しばしば，ＲＣ床版に代る耐久性，軽量性，施工性に優れた床版が切望されている。また，破損を受けた床版の打ち換え時には，床版厚および床版死荷重に制限があること，および，交通の早期開放が義務ずけられることが多く，軽量のプレファブ形式の床版が要求される。現在まで，様々な形式の床版が開発されてきているが，維持管理面から，鋼とコンクリートとの合成床版で，しかも，コンクリート埋め込み型であるコンクリート充塡鋼格子床版（以下，鋼格子床版という）が多用されている。

本床版については我国ではまだ道路橋示方書に取り入れられていないが，鋼道路橋設計便覧/32/および道路橋補修便覧/14/には取り入れられ公的な位置を確保している。

本来，この床版はＲＣ床版の一種として考えられており，通常の設計時でも，

１．長大橋で死荷重の軽減が必要な時，

２．工期が制限される時，例えば，寒冷地で降雪期を迎える時，

３．高所作業で工事作業者の安全性を考える時，

４．支保工が困難な跨線橋や上からの物の落下が許されない高架橋の場合，

５．作業工程上，コンクリート打設前に架設機械を橋面上に載せたい時，

などでは，ＲＣ床版に代って採用されている。本床版は剛性の大きい小型Ｉ形鋼を主部材にし，かつ，埋め殺し型枠をつけた準プレファブ床版であることがこれらの条件を満足させている。

現在，鋼格子床版はＲＣ床版に比べて経済性に劣るので上記のように比較的特殊な場合に使用されているが，今後，ＲＣ床版の打ち換え用などに使用頻度が増すことが予想される。　しかし，本床版に関しても合理的設計法が未だ確立されていない。本床版もコンクリートの中に鋼材が埋め込まれている合成構造であるため，ＲＣ床版と同様に，荷重の繰返し載荷によってコンクリートにひびわれが発生し，これに伴う板剛性変化を考慮した合理的設計法が必要である。

また，ＲＣ床版と同様に自動車荷重による疲労破壊特性についても明確にされていない。本床版ではコンクリートはＩ形鋼でインターロックされＲＣ床版のようなコンクリートのぬけ落ち現象は見られない。反面，配力鉄筋の配置用に主部材であるＩ形鋼の腹板にパンチ孔をあけるため，Ｉ形鋼自身の疲労破壊の可能性が考えられる。よって，本床版の疲労破壊特性および疲労強度を明確にしておく必要がある。

著者はこの鋼格子床版に関しても多くの疲労実験を行い，上記諸問題に関する新しい研究成果を得た/33-39/ 。

現在，道路橋床版として公的に認められているものにＲＣ床版，鋼床版および鋼格子床版の３種あるが，鋼床版についてはすでに疲労設計が確立されており/8/ ，コンクリート系の２者についてはまだ確立されていない。本論文はこれらのＲＣ床版および鋼格子床版に関する成果を論述し，コンクリート系床版の問題解決の基礎資料に供するものである。

以下，本論文の内容構成について説明する。

本論文は第１編，第２編，第３編，第４編，および，総括から構成されている。

第１編では［コンクリート系床版の現状と問題点］と題して橋梁用床版のひびわれ破損の現状とそれに関連する諸要因を明確にしている。

第１章において道路橋ＲＣ床版のひびわれ損傷の過程を紹介し，一連の過程は広義の疲労現象であると定義づけた。このひびわれ損傷の実態を多くの調査データから分析し，構造要因を抽出した。続いて，鋼格子床版の現状を示した。そして，これら２種のコンクリート系床版に関する著者の研究経緯を述べた。

第２章では，過去の設計示方書を用いてＲＣ床版に関する設計基準を比較検討し，第１章で得た構造要因の変遷と破損との関係を論述した。構造要因と各時代の道路橋示方書によって設計された床版の静的耐荷力との関係に重点を置いて考察しているため，これまで抽象的に言われてきた示方書変遷過程を明確にすることができた。鋼格子床版に関しては現行の設計法の問題点を述べている。

第３章では疲労の外的要因である自動車荷重の実態を明確にし，荷重が破損に対する重要因子であると指摘した。特に，車輪の通行位置と破損の間に関係の深いことを見い出した。

第４章に本編の結論を述べた。

第２編は［鉄筋コンクリート床版の静的強度と疲労強度］と題して，ＲＣ床版の静的強度，コンクリートのひびわれ後の挙動および疲労強度に関する実験的研究成果を述べた。

第１章で序論を述べた。

第２章で道路橋ＲＣ床版の静的耐荷力について論じた。理由は，コンクリート構造物の設計において終局強度の照査が義務づけられていること，および，ＲＣ床版のＳ－Ｎ曲線の応力軸を（作用荷重／静的耐荷力）の無次元量で表現する必要があるためである。

ところでＲＣ床版のように薄い版厚で自動車車輪のように部分集中荷重を受ける場合，その破壊型式はほとんど押し抜きせん断破壊である。この破壊耐荷力に関する既往の算定式は自動車後輪接地面のような長方形載荷面による実験値とは適合性が悪い。このため，新しい適合性のよい算定式を提案した。そして，その算定式の妥当性について既往の実験

値との比較において考察した。

第３章では道路橋ＲＣ床版の疲労強度を検討するため，既往の実験データを調べたが，これらのほとんどは床版中央の一定点で繰り返し荷重を加えたものであり，この結果からは道路橋床版のひびわれ破損機構を説明できないことを明らかにした。ＲＣ床版ではひびわれ発生は避けられないとの考えに立った場合，道路橋ＲＣ床版の弾性挙動についてはひびわれを考慮した状態で把握すべきであると考えられるが，この挙動の把握に対しても一定点載荷の結果は不合理である。実橋で観察されるように，ひびわれが版全域で発生した状態下の挙動をとらえるべきである。このような状態はＲＣ床版の引張側コンクリートを無視した断面による直交異方性板で説明できることを実験的に明らかにした。

そして，実橋がこのような状態に至る原因は自動車の移動性にあると着眼し，室内実験でもこの移動性を考慮すべきであると考え，多点移動繰返し載荷法を考案した。この実験成果をもとに，ＲＣ床版の劣化度判定のための使用限界を提案した。ただし，この試験方法でも正しいＳ－Ｎ曲線が得られないことを示唆し，第４章で述べる輪荷重走行試験機開発の必要性を述べた。

著者は道路橋床版の正しい疲労強度および破壊機構を得るには，実橋と同じように荷重が常時移動する試験方法を採用すべであると考え，新型式の疲労試験機を開発した。第４章では，この試験機による実験成果を詳述した。そして，走行荷重を受けるＲＣ床版の実用性の高いＳ－Ｎ曲線を得た。さらに，この実験からＲＣ床版の破壊機構を明らかにした。ＲＣ床版のひびわれ破損の主因はねじりモーメントと配力鉄筋断面に作用する垂直せん断力の交番繰返しにあることを見い出した。

また，本実験結果からも，ＲＣ床版の使用限界状態は第３章で提案したものが妥当であることが評価できた。

第５章に本編の結論を述べた。

第３編では［コンクリート充填鋼格子床版の静的強度と疲労強度］と題して，現在，我国で公的に認められている鋼格子床版に関する実験成果を示し，その静的挙動，疲労強度について論じた。

第１章で序論を述べた。

第２章においては，まず本床版の静的挙動と静的耐荷力をＲＣ床版との比較において実験的に明らかにした。続いて，本床版も鋼とコンクリートとの合成床版であることから，

ＲＣ床版と同様にコンクリートのひびわれは避けられず，このひびわれによる直交異方性度究明のための実験手法および結果を示した。そして，直交２方向とも引張側コンクリートを無視した断面剛性による直交異方性板で説明できることを明らかにした。

第４章で本床版の疲労破壊性状を明らかにした。本床版の疲労破壊はＩ形鋼の疲労破断によって決まるが，Ｉ形鋼の応力発生機構と断面力との関係からその発生部位について明確にし，そして，その関係を考慮した疲労データを多数収集し，有用なＳ－Ｎ曲線を得た。また，疲労破壊点の応力算定式も提案した。

第５章に結論を述べた。

第４編では［コンクリート系床版の設計法と劣化度判定法］と題して，第２，３編の成果に立脚したコンクリート系床版の合理的設計法を提案するとともに，疲労安全性の評価を行った。さらに，ＲＣ床版に関する劣化度判定法について論じた。

第１章で序論を述べた。

第２章では，多点移動繰返し試験，輪荷重走行試験機による疲労実験から得られた，ひびわれ後のＲＣ床版の挙動が引張側コンクリート無視の直交異方性板理論で説明できることから，ＲＣ床版の設計はこの直交異方性を考慮して行われるべきであることを強調し，現行示方書で与えられている設計曲げモーメント式に代る新しい設計式を提案した。

提案式は単純版，連続版，片持部床版用の３種で，連続版・片持部床版では支持桁の不等沈下も考慮した。

第３章で鋼格子床版もコンクリートのひびわれによる直交異方性化が顕著であることから，やはりこの直交異方性を考慮した合理的な設計法を提案した。

第４章では，まず，第２編で得たＳ－Ｎ曲線を使用して昭和３９年示方書，昭和４２年道路局長通達による勧告，および，昭和４８年示方書によって設計されたＲＣ床版の疲労寿命を比較検討した。この結果，動的走行試験で得たＳ－Ｎ曲線が実橋床版の疲労寿命推定に使用可能なことを明示した。そして上記昭和４２年勧告，ならびに，昭和４８年示方書の規定が疲労に関しても妥当なものであることを検証した。

続いて，鋼格子床版が実交通荷重を受ける場合の疲労安全性を評価した。その結果，現在慣用されている２種のＩ形鋼パンチ孔配列のうち，１つは安全であるが，他の１つは安全性が確保されていないことを指摘した。

そして，最後にＲＣ床版の疲労強度に及ぼす２，３の要因について考察を加えた。

第５章では，今日のＲＣ床版に関する重要課題である劣化度判定法について論じた。第２編の成果をもとに，たわみおよびひびわれ密度による判定法を提案した。この提案を著者自身が実測した実橋５例に適用しその妥当性を評価した。そして，実橋床版のたわみ測定法およびたわみ・ひびわれ密度による劣化度判定法に関する留意点を述べた。

第６章に本編の主な研究成果を結論としてまとめた。

なお，最後に，本論文を総括し，今後の展望を述べた。

末尾に，謝辞および付録として本論文に関連した著者の発表論文の一覧を付記した。

参考文献

1） 日本道路協会：鋼道路橋設計製作示方書解説，昭和３９年６月．

2） 国広哲男：道路橋床版の問題点，橋梁と基礎　Ｖｏｌ．２　Ｎｏ．７，１９６８．７．pp.1-5

3） 建設省道路局：鋼道路橋の一方向鉄筋コンクリート床版の配力鉄筋設計要領，昭和４２年９月．

4） 日本道路協会橋梁委員会：鋼道路橋床版の設計に関する暫定基準（案）および施工に関する注意事項，道路　Ｎｏ．３３２，昭和４３年１０月．

5） 建設省道路局：鋼道路橋の鉄筋コンクリート床版の設計について，昭和４６年３月．

6） 日本道路協会：道路橋設計示方書・同解説　II　鋼橋編，昭和４８年２月．

7） 建設省都市街路課長・道路局企画課長：道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工について，昭和５３年４月

8） 日本道路協会：道路橋設計示方書・同解説　II　鋼橋編，昭和５５年２月．

9） 建設省近畿地方建設局・近畿技術事務所：ＲＣ床版の損傷対策マニュアル，昭和５１年２月．

10） 日本道路公団：維持修繕要領（橋梁床版編），昭和５３年７月．

11） 首都高速道路協会：首都高速道路の点検・補修に関する調査研究，昭和４９年３月．

12） 阪神高速道路公団・阪神高速道路協会：鉄筋コンクリート床版修繕設計要領，昭和５３年度．

13） 高木秀貴：道路橋の鉄筋コンクリート床版に関する調査研究および補修補強について，北海道開発局土木試験所月報　Ｎｏ．２７５，昭和５１年４月．

14） 日本道路協会：道路橋補修便覧　第４章，昭和５４年２月．pp.23-71

15） 前田幸雄・松井繁之：実物大鋼格子床版のＲＣ床版との比較における板特性と耐荷力に関する実験的研究，土木学会論文報告集　第１８１号，１９７０年９月．pp.1-14

16） 前田幸雄・松井繁之：道路橋ＲＣ床版の設計曲げモーメント式に関する一考察，土木学会論文報告集　第２５２号，１９７６年８月．pp.11-22

17） Y.MAEDA・S.MATSUI・I.KOJIMA: Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Slabs by Finite Element Method, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.26, No.1332, Oct. 1976. pp.595-604

18） 前田幸雄・松井繁之：鉄筋コンクリート床版のひびわれ弾塑性解析に関する研究，

複合材料シンポジウム論文集，１９７６年３月．pp.125-130

１９）　松井繁之：鉄筋コンクリート床版の設計法の現状と問題点，昭和５２年度土木学会関西支部・鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会報告，昭和５２年７月．pp.27-42

２０）　松井繁之・島田　功：道路橋鉄筋コンクリート床版のひびわれと対策，共著書・続コンクリートのひびわれ　７章（５），中部経営開発センター，昭和５４年１０月．pp.490-526

２１）　Y.MAEDA・S.MATSUI・I.SHIMADA・H.KATO :Deterioration and Repairing of Reinforced Concrete Slabs of Highway Bridges in Japan I -Actual Circumstances and Causes of Cracking-, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.30, No.1546, March 1980. pp.270-290

２２）　Y.MAEDA・S.MATSUI・I.SHIMADA・H.KATO :Deterioration and Repairing of Reinforced Concrete Slabs of Highway Bridges in Japan II -Causes of Cracking and Stress Analysis of Cracked Slabs-, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.30, No.1579, Oct.1980. pp.553-563

２３）　Y.MAEDA・S.MATSUI・I.SHIMADA・H.KATO :Deterioration and Repairing of Reinforced Concrete Slabs of Highway Bridges in Japan III -Inspection and Repairing of Cracked Slabs -, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.31, No.1599, March 1981. pp.135-144

２４）　園田恵一郎・松井繁之：鉄筋コンクリート床版の実験的研究，昭和５３，５４年度文部省科学研究費・総合研究（Ａ）成果報告書，昭和５５年３月．pp.54-74

２５）　園田恵一郎・岡村宏一・松井繁之：補強方法に関する研究，　昭和５３，５４年度文部省科学研究費・総合研究（Ａ）成果報告書，昭和５５年３月．pp.144-159

２６）　Y.MAEDA・S.MATSUI・A.KURITA・M.KAMEI :Rating and Evaluation of First-Built Composite Girder Bridge in Japan, IABSE Symposium Washington D.C., USA, Sept. 1982. pp.65-70

２７）　前田幸雄・松井繁之：道路橋ＲＣ床版のたわみによる劣化度判定法に関する研究，土木学会関西支部・既設橋梁構造物およびその構成部材の健全度，耐久性の判定に関するシンポジウム論文集，昭和５８年２月．pp.107-116

２８）　前田幸雄・松井繁之・亀井正博・礼場侍郎・遠藤　港：確率論的手法による旧神崎橋の健全度判定と２，３の提言，土木学会関西支部・既設橋梁構造物およびその構成部材の健全度，耐久性の判定に関するシンポジウム論文集，昭和５８年２月．pp.73-82

２９）　前田幸雄・松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押し抜きせん断耐荷力の評価式，土木学会論文報告集　Ｖ－１，１９８４年．pp.133-141

３０）　前田幸雄・松井繁之：輪荷重動移動装置による道路橋床版の疲労に関する研究，第６回コンクリート工学年次講演会論文集，１９８４．pp.221-224

３１）　Y.MAEDA・S.MATSUI: Fatigue Tests of Concrete Bridge Decks by Wheel Trucking Machine, Festschrift Roik, Technisch-wissenshaftliche Mitteilungen, Insitut fur Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universitat Bochum, Mitteilung Nr.84-3, Sept. 1984. pp.454-468

３２）　日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，昭和５４年２月．pp.8-46

３３）　前出　１５）

３４）　前田幸雄・松井繁之・梶川靖治・川井　豊：繰り返し荷重をうける橋梁構造部材安全性の現象論的考察，第１９回橋梁・構造工学研究発表会，１９７２．１２．pp.79-88

３５）　Y.MAEDA・S.MATSUI・Y.KAJIKAWA・Y.KAWAI :Structural Safety of Members in Highway Bridges Subjected to Repeated Loading, Proceedings of the Symposium on Loading and Safety of Stuctures -19th National Symposium on Bridge and Structural Engineering -,March 1974. pp.127-147

３６）　Y.MAEDA・S.MATSUI: Progress in Steel-Concrete Composite Structures in Relation to Highway Construction in Japan, VIIIth IRF World Meeting Docu. D-2-3, Oct. 1977. pp.136-139

３７）　前田幸雄・松井繁之：コンクリート充塡鋼格子床版の挙動特性と設計上の一考察，第１回コンクリート工学年次講演会講演論文集，１９７９．pp.385-388

３８）　Y.MAEDA・S.MATSUI・K.KUSHIDA: Fatigue Strength of Concrete-Filled Grillage Decks , IABSE Colloquim Lausanne, March 1982. pp.606-616

３９）　松井繁之：コンクリート充塡鋼格子床版の疲労強度と疲労安全性評価，土木学会関西支部ワークショップ・共同研究グループ報告ー道路橋鋼およびコンクリート合成床版の設計法に関する研究，昭和５９年５月．pp.35-43

第１編

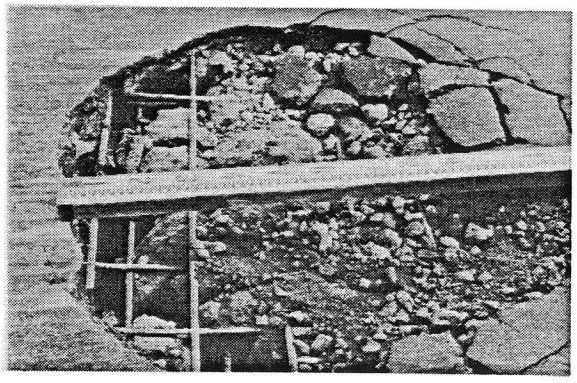
コンクリート系床版の現状と問題点

第１章　序　　論

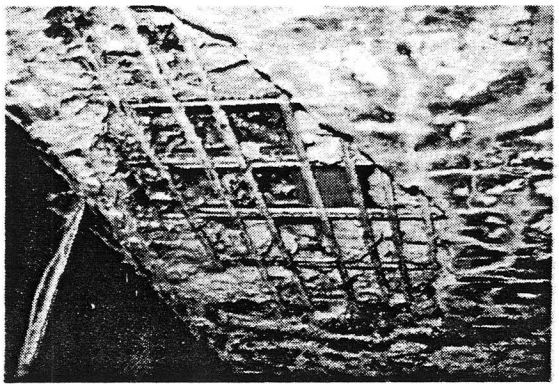
１－１　ＲＣ床版のひびわれ破損の過程と実態

1-1-1　ひびわれ破損の過程

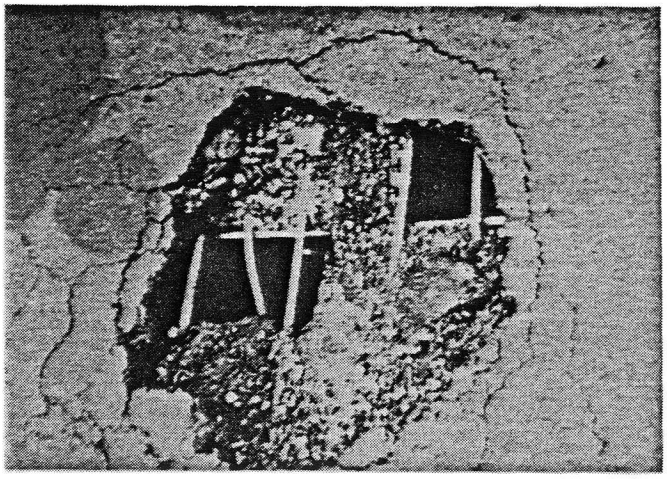
実験室内でＲＣ床版の疲労試験（床版中央での一定点載荷）を行うと，しばしば引張側主鉄筋が疲労破断が先行して破壊する/1-10/。しかし，実橋のＲＣ床版における最終破壊状況は１例を写真－１～３に示すように，引張側かぶりコンクリートの剝離か，一部分のコンクリートだけが抜け落ちるものであり/11-16/ ，ほとんどの場合，鉄筋は破断しておらず餅網状に残っている。ただし，実橋でも極まれに鉄筋の疲労破断もある/11/。



写真－１　床版最終破壊事例－１．



写真－２　床版最終破壊事例－２．



写真－３　床版最終破壊事例－３．

これらの現象にいたる過程は上載荷重の大きさ・頻度，破損した床版自身の構造，橋梁構造，および，施工・材料等の条件が複雑にからみ，一義的には決めがたい。しかし，一般的に次のような過程をたどると考えてよいであろう/12,17,18/。ただし，ここでは主鉄筋が車両進行方向に平行に配置された一方向版についてのみ記す。

（１）　橋軸直角方向のひびわれ（一方向のみのひびわれ）の発生

昭和３９年以前の示方書の規定では，配力鉄筋量が極端に少い。したがって，これまでの床版厚では，配力鉄筋方向の抵抗断面係数が小さく，主鉄筋方向のひびわれが卓越して発生する。また，支持桁の剛度不足によっても，配力鉄筋方向の曲げモーメントに，桁のたわみによる曲げモーメントが加算され同様のひびわれが発生する。このひびわれは荷重作用だけによる場合もあるが，合成桁のようにコンクリートの乾燥収縮を支持桁が橋軸方向に拘束する場合，コンクリートに拘束引張応力が付加され，主鉄筋方向のひびわれが発生し易すくなっている。このため，この一方向ひびわれでも床版全厚におよぶひびわれが観察されることもある。（写真－４）

（２）　直交２方向ひびわれ

(1) のひびわれによって，配力鉄筋方向の荷重横分配作用が低下し，主鉄筋方向の荷重分担率が上がる。その結果，配力鉄筋方向にひびわれが発生する（主桁相互間の不等沈下によって床版の主鉄筋方向にも付加曲げモーメントが生じ，この方向のひびわれ発生が加速される）。これらのひびわれは，一般に，床版下面全域に一様に拡がっていることが多いが，その原因は輪荷重の移動によるためである。（写真－５）

（３）　ひびわれ増加（亀甲状ひびわれ）の過程

さらに，交通量の増大や過大な輪荷重の載荷に伴って応力の再配分が起こり，ひびわれ間隔が密になり亀甲状となる。（写真－６）

（４）　遊離石灰の沈着（ひびわれの貫通）

床版下面からのひびわれにより，ひびわれ断面では，せん断力およびねじりモーメントに対する抵抗力が低下し，ひびわれ先端に３次元的応力集中がおこる/19/。この応力集中により，荷重点近傍では，せん断力に起因して曲げひびわれ先端から上方へとひびわれが進行し，一方，荷重から離れた支持桁付近では，卓越するねじりモーメントによるひびわれが，上面から併発し，ひびわれは貫通する。その結果，雨水が浸透しコンクリート中の石灰分を溶解し床版下面に沈着させる。このような状態下にある床版が寒冷地にある場合，浸透水の凍結・融解作用によってひびわれ幅が拡大する危険性がある。また，腐食環境に

ある床版では，鉄筋の腐食が進み，錆による膨張によって鉄筋位置での層状ひびわれをおこさせることがある。なお，園田らの実験/10/等によると，湿潤状態でのひびわれ面の疲労劣化は非常に速くなると予想できる。（写真－７）

この現象が見られる床版では舗装面上にもひびわれが発見されることが多い。

（５）　角落ち，ひびわれのスリット化の過程

輪荷重の動的載荷が続くと，ひびわれ面の曲げによる開閉，垂直せん断力およびねじりモーメントによる垂直方向・水平方向のずれが繰返され，ひびわれ面相互のこすり合わせにより微細コンクリート粉が落下し，ひびわれ幅が増大する。ひびわれの交差部などで長さ 5mm～5cm 程度の大きさで局所的にコンクリートの脱落が見られるようになる（角落ち現象という）。この時点ではひびわれ本数の増加は止まるようである。（写真－８）

（６）　かぶりコンクリートの部分的落下の末期的症状

さらに輪荷重の繰返し載荷が進むと，徐々に鉄筋の付着がきれ，局所的に床版のせん断変形が大きくなり，鉄筋のダウエル力によってかぶりコンクリートが落下する。路面にも陥没が現われる。（写真－９）

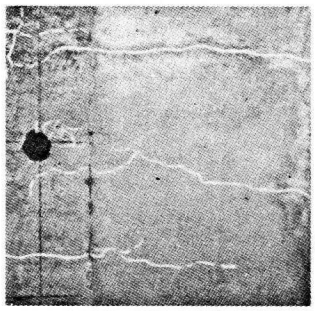
（７）　抜け落ちの最終破壊

完全に床版コンクリートが脱落した状態で，鉄筋だけが餅網状に残る。（写真－１～３）

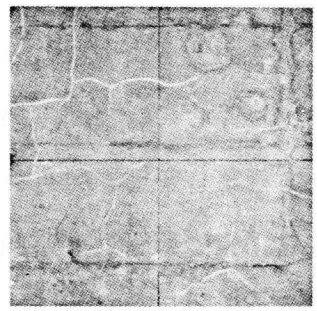
ただし，ほとんどひびわれ損傷のない床版でもハンチに沿ったひびわれが入り，曲げ上げ部の鉄筋の破断や，せん断陥没する事例もある。これは過積載車のパンチングシヤーによるものであろう。（写真－１０）

以上にＲＣ床版の損傷過程を述べたが，床版自身にもひびわれ発生を助長する要因もあるが，各過程への進行は荷重である輪荷重の繰返し載荷によることが明らかである。このことから，ＲＣ床版のひびわれ損傷は広義の疲労であると定義できる。ＲＣ床版のコンクリートに全くひびわれを起させなくするにはその材料的性質から考えて，プレトレスを導入するなど特別な処置が必要である。このような特別処置をしない場合，当然コンクリートにはひびわれが発生し，荷重の繰返し載荷によって損傷が進行するであろう。しかし，適切な設計によって各過程の期間を長くする，いわゆる，疲労寿命を長くする方策を見い出さなければならない。このための基礎資料を得ることが本研究の主たる目的である。

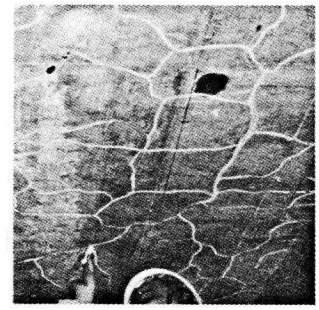
一般的に，構造物が物理的，化学的，生物学的要因によって，本来保有すべき性能が低下することを劣化と定義されているが，ここでは荷重作用による物理的な耐荷性能，安全性の変化のみ取り扱っている。同様に，乾燥収縮・クリープによる長期的応力変化の影響も無視している。また，床版のひびわれ損傷はポンプ施工による材料品質・施工精度の低下によることが多いと一部で言われている。しかし，品質・施工の問題は不確定性が高く取り扱いが困難である。ここでは，床版は示方書で規定されている一般的な材料強度・施工精度で作られたものとして，外荷重である輪荷重の作用による挙動・劣化を論じた。



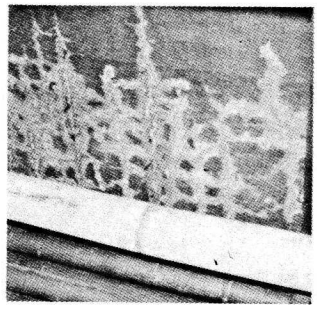
写真－4
主鉄筋方向のひびわれ．



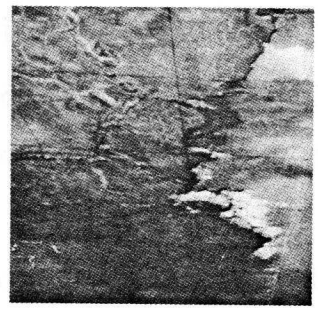
写真－5
２方向のひびわれ．



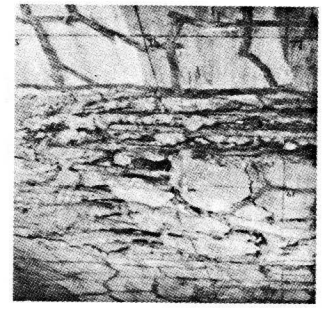
写真－6
亀甲状ひびわれ．



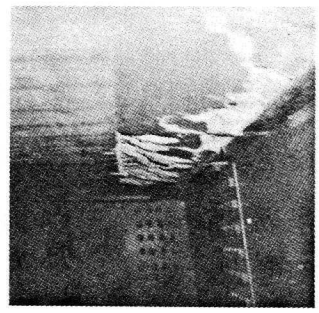
写真－7
遊離石灰の沈着．



写真－8
角落ち（若干大きい）．



写真－9
かぶりコンクリートのはくり．



写真－１０
ハンチ部のせん断破壊．

1-1-2　ひびわれ破損の実態と構造要因

既設の道路橋ＲＣ床版を現行の示方書の規定に基づいて設計応力を照査した場合，損傷が生じていないものでも鉄筋の応力が許容値を超過し，補修・補強を余儀なくされることがある。この場合，床版厚が小さかったり，配力鉄筋量あるいは支持桁の剛性不足が原因している。

一方，現行示方書と同種の昭和４８年示方書で設計された床版でもひびわれ損傷を起していると道路管理者の言葉を耳にするが，損傷程度の評価が具体的でなく，多少でもひびわれを発見すると損傷を受けていると判断する過敏な状態にもなっていると思われる。しかし，荷重作用による疲労が進行しているのも事実であろう。

ここで，床版破損に関する調査結果を整理し，ひびわれ損傷の実態と構造要因を抽出してみたい。荷重による外的要因については第３章で述べたい。

ただし，以下に示すほとんどの調査結果は道路管理者が損傷を受けていると判断し，なんらかの補修・補強を施した実績率で表わされており，補修時の損傷度合いについては不明である。しかし，相対的評価には十分使用できるであろう。

（１）　床版厚と補修率の関係

表－１は昭和４２年以前に竣工した橋梁 115橋を対象に行われた床版の調査結果である/14,20/ 。床版厚が22cm以上の床版の補修率が10%程度であるのに対して，22cm未満のものでは大略30～50%であり，床版厚の薄いものに損傷が多いと認められる。

（２）　床版支間と補修率の関係

表－２は表－１で調査した結果を床版支間で分類したものであり，床版支間と補修率の間に相関が見られる。特に，3m以上になると急増している。

表－３は阪神高速道路公団の結果/21/である。同公団では小支間の床版が少なく，変動範囲はかぎられるが，やはり床版支間と補修率には相関があると言える。

（３）　適用示方書と補修率の関係

ひびわれ損傷を最も多く発生している床版は昭和３９年の鋼道路橋示方書によって設計されたものであると指摘されることが多いため，昭和４２年の配力鉄筋に関する道路局長通達はじめ，数次にわたり設計法の改善案が発表され，昭和４８年２月に新しい示方書にまとめられた。

阪神高速道路公団における昭和４９年の調査結果/21/から，昭和３９年示方書で設計された床版と昭和４２年の通達で設計された床版のひびわれ損傷度，すなわち，補修率を比

較すると，前者は12%で，後者はわずか 0.3%となっており，若干の供用期間の差があるが改善の効果が現われたようある。

次に，北海道における昭和４４年以前に竣工した鋼道路橋 488橋の実態調査結果/22/の一部を図－１に示す。この結果は配力鉄筋比（配力鉄筋量／主鉄筋量　%）とひびわれ密度の関係を示しているが，大略，配力鉄筋比が小さくなるとひびわれは増加すると判断できる。しかし，配力鉄筋が現行示方書で設計される床版と同量の75～85%であってもひびわれ密度の高いものもあることが認められる。もし，ひびわれ密度が床版劣化に対する正しい指標であるならば，現行示方書で設計された床版でもやはりひびわれ損傷を受ける可能性のあることを，この資料は示している。

（４）　支持桁と補修率の関係

表－４は表－１に示した結果を支持桁の種類・形式によって再整理した補修率の結果である。ＲＣけたで支持された床版の損傷率 9%に対し，鋼げたで支持された場合は約45%で，鋼橋の方が圧倒的に多い。中でもトラス橋にかぎると 100%であった。支持形式ではゲルバー形式の比率がやや高いが顕著な差は見られない。

表－５に阪神高速道路公団における鋼橋の桁形式別の結果を示したが，同一設計基準で比較すると鋼Ｉ形合成桁，鋼Ｈ形桁，鋼箱桁の順に補修率が高い。

以上，２種の結果から，支持桁の種類もひびわれ損傷の主要なパラメーターであることが理解できる。支持桁の違いは，桁自身の曲げ剛性，ねじり剛性の違いであり，床版に与える不等沈下による付加曲げモーメント量に影響する。

以上，多くの考えられる因子のうち，ひびわれ損傷と比較的相関の高いものを明らかにした。元来，ＲＣ床版の設計概念からすればひびわれ発生は容認されているが，いくつかの因子が競合して破壊にいたらしめると考えられる。さらに，近年，床版のコンクリート打設はポンプ打設が主流であり，低スランプによる品質低下，および，施工不良も多いと言われている。厚さの薄い床版ではこれら材質低下ならびに施工誤差が耐荷力，耐久性に敏感に影響すると思われるが，これらに関する定量的調査資料は見当たらない。

このように荷重作用を除いても，床版自身および支持桁等の構造要因が抽出できる。これらは下記のように整理できる。各要因の影響度については第２章で詳述したい。

ひびわれ損傷の構造要因

（イ）　床版厚の不足

（ロ）　床版支間が大きい場合

（ハ）　配力鉄筋量の不足

（ニ）　床版支持桁の不等沈下

（ホ）　床版支持桁と床版との合成効果

（ヘ）　施工誤差を生じやすい薄板構造であること，すなわち

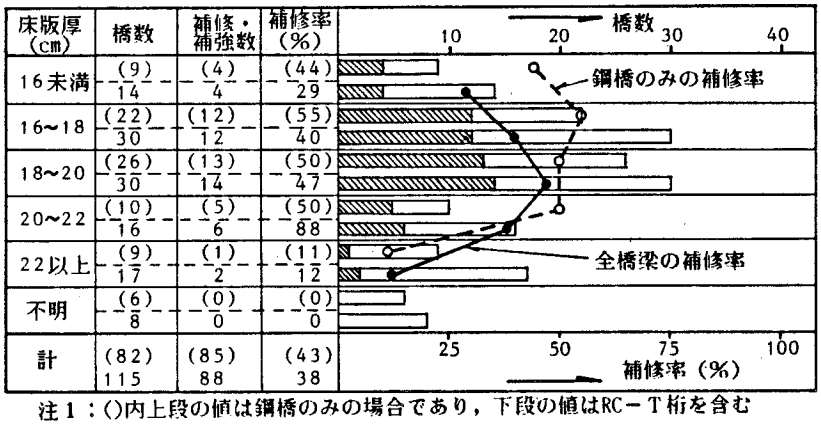
a）コンクリートの品質低下，b）床版厚・配筋等の誤差，

c）過密配筋のためのコンクリートの充塡度の低下，

d）コンクリートの打ち継ぎ目の施工不良　等

が現われやすい。

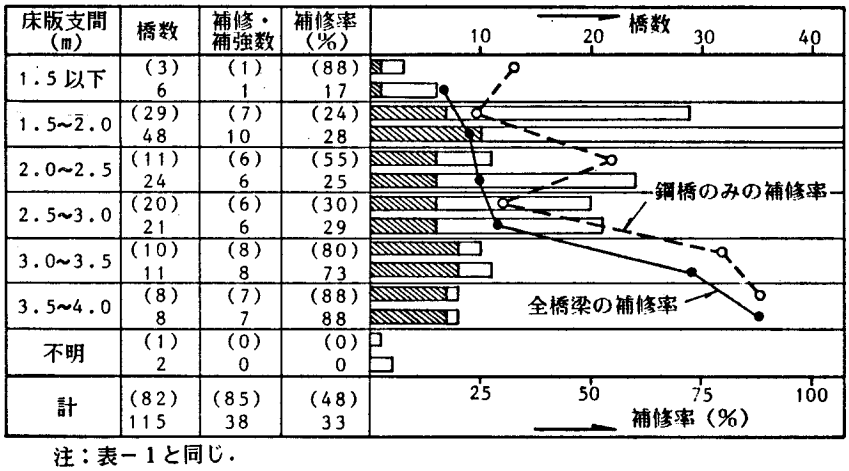
表－１　床版厚と補修率の関係（昭和４２年以前に竣工），



注１：()内上段の値は鋼橋のみの場合であり，下段の値はRC－T桁を含む調査橋梁全数の場合である，

２：補修率＝（補修・補強橋梁数／調査橋梁数）×100 ．

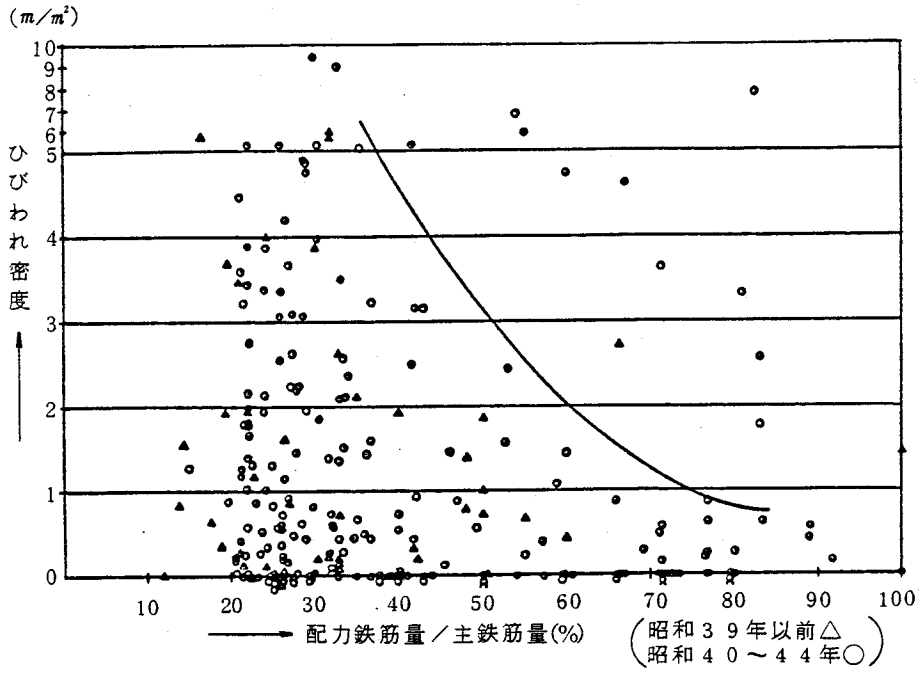
表－２　床版支間と補修率の関係（その１），



注：表－１と同じ．

表－３　床版支間と補修率の関係（その２），

床版支間	3.0m以下	3.0～3.2	3.2～3.4	3.4～3.6	3.6～3.8	3.8～4.0	全体
補修率	2%(324)	14%(202)	11%(71)	7%(137)	14%(86)	22%(352)	12%(1172)



図－１　配力鉄筋比とひびわれ密度の関係．

表－４　支持桁の種類・型式と補修率の関係，

構造型式 / 支持型式	鋼けた 合成	鋼けた 非合成	鋼けた トラス	R.Cけた	その他	不明	合計	補修率(%)
単純	(23) 13	(22) 4	(4) 4	(27) 3	(3) 1	(0) 0	(79) 25	32
連続	(3) 2	(14) 4	(0) 0	(3) 0	(1) 0	(0) 0	(21) 6	29
ゲルバー	(0) 0	(8) 5	(2) 2	(3) 0	(0) 0	(0) 0	(13) 7	54
不明	(0) 0	(0) 0	(0) 0	(0) 0	(0) 0	(2) 0	(2) 0	0
合計	(26) 15	(44) 13	(6) 6	(33) 3	(4) 1	(2) 0	(115) 38	33
補修率(%)	41	30	100	9	25	0	33	

注)　（ ）の値は，調査橋梁数
補修率は（補修補強橋梁数／調査橋梁数）× 100

表－５　鋼桁の種類と補修率の関係，

基準	鋼Ｉ型合成桁	鋼箱桁	鋼Ｈ型桁
旧基準	11.9%	21%	5.1%
改善基準	0.3%	0%	

1－2　コンクリート充填鋼格子床版の現状

鉄筋コンクリート床版を用いたプレートガーダー橋では全作用モーメントのうち死荷重によるものは30～70％であり，また，全死荷重に対する床版重量は60～65％も占める。従って橋梁の長大化につれて，ＲＣ床版にかわる軽量でかつ十分な耐荷力を有し，同時に施工上からも工期短縮が可能な床版の開発が望まれてきた。さらに，近年のＲＣ床版に関するひびわれ破損の経験と，破損したＲＣ床版を死荷重の増加なしに打ち換える必要性から，中小径間の橋梁でも強度と耐久性のある床版が要求されるようになった。特に，打ち換えに対して交通を長期に遮断できないという社会的制約のため，プレファブ化も同時に考えなければならない。

一般に，道路橋床版として供用可能な床版は図－２のようなものがある。それらは材料面から３種に大別される。

鉄筋コンクリート床版系のものはやはり重量が大きいこと，および，ひびわれ破損の危惧がぬぐいきれない。鋼製床版のうち，鋼床版を打ち換えに用いる場合，主桁との連結に現場溶接が必要となり施工性に問題があり，かつ，コスト高となる。鋳鉄製床版は主に路面履工板として開発されたもので，主桁への取付け方法ならびに騒音等の問題がある。

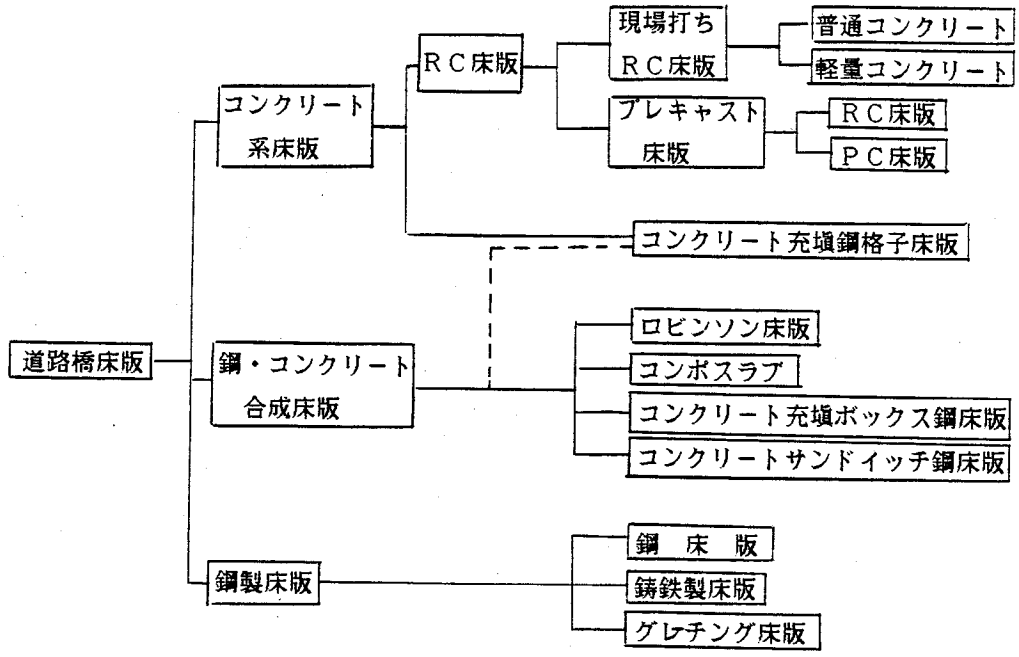
施工性，経済性，省力化，使用性を考えると鋼・コンクリート合成床版が優利なものと評価できる。

さて，これまで開発された合成床版のうち，道路橋床版に使用可能あるいはすでに実用されているものを概観すると図－３に示したようなものがある/23,24/ 。

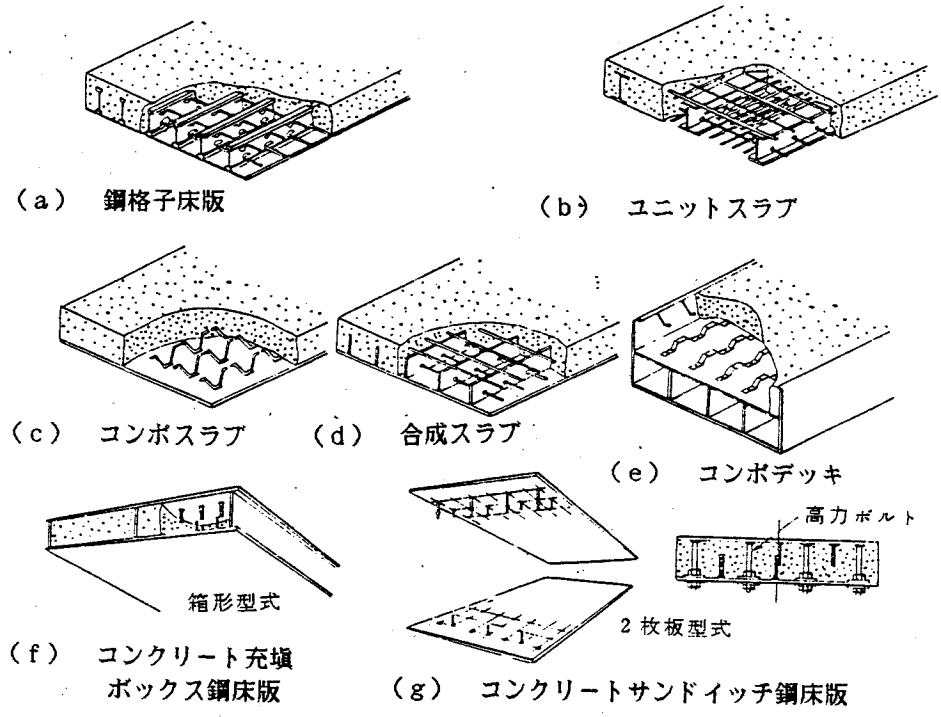
このうち，道路橋床版としては，ＲＣ床版の１種と考えられているコンクリート系のコンクリート充填鋼格子床版と，鋼板とコンクリートが合成された準鋼製のコンポスラブが実用に供されている。

鋼格子床版とは図－４に示すような小型のＩ形鋼を主部材とし，これらのウェブに設けられたパンチ孔を通じて帯鋼あるいは鋼棒の横部材を組み入れた鋼格子骨組を基本構造としたものである。

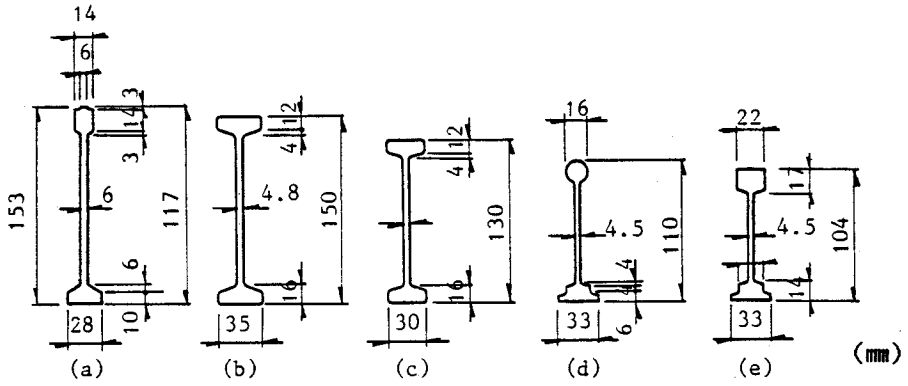
この鋼骨組だけで橋床や港湾桟橋に使用することができる。　これを開床式鋼格子床版(Open grating)といい，一般的に図－５に示すような構造となっている。開床式は主に風・波などの揚力の消去を必要とする構造物に用いられる。例えば，関門橋では耐風安定性を計るため，橋面の側路帯，中央分離帯に用いられている。ただし，実交通荷重が作用して



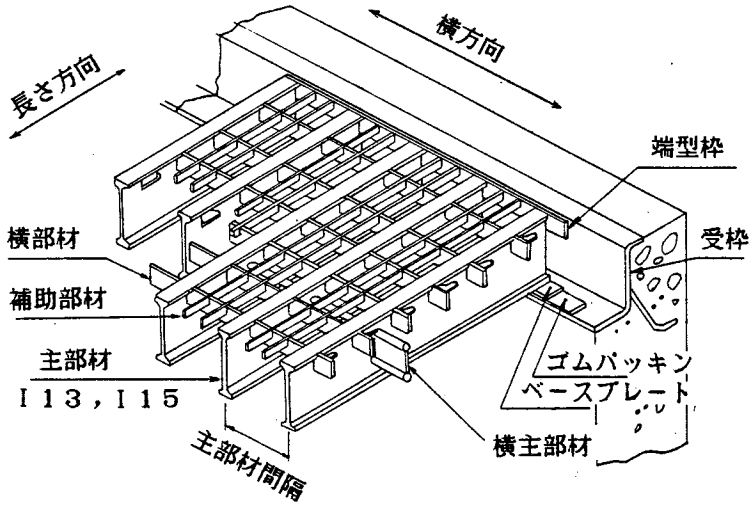
図－２ 道路橋床版の分類.



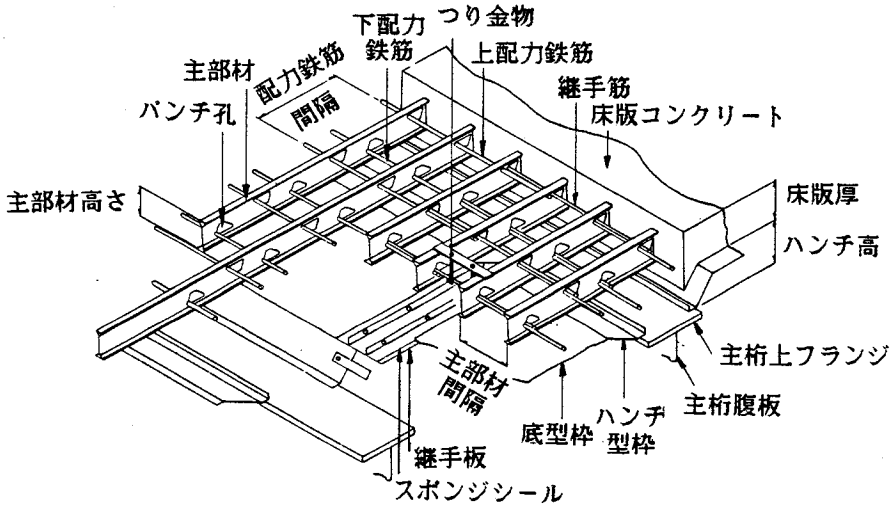
図－３ 鋼・コンクリート合成床版.



図－4　小型Ｉ形鋼.



図－5　開床式鋼格子床版.



図－6　閉床式鋼格子床版.

も安全なように設計されなければならない/25/。

一方，図－６に示したように，この鋼骨組にコンクリートを充塡し，通常のＲＣ床版と同様に橋梁床版として用いられるものを閉床式鋼格子床版あるいはコンクリート充塡鋼格子床版という。この閉床式は通常，鋼格子底面に薄鋼板をスポット溶接し，埋め殺し型枠とした鋼骨組状態までが工場で製作され，現場での型枠工・配筋工の主要作業が省略できる準プレファブ床版である。

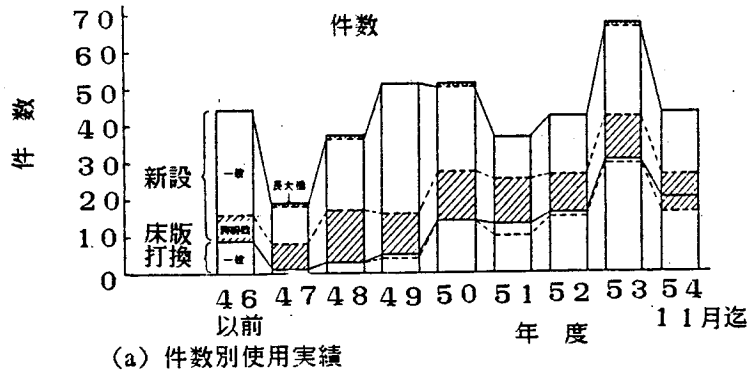
本床版はアメリカで開発され，一般橋梁はもとより，Verrazano-Narrows，George-Washingtonおよび Mackinac橋などの吊橋/26,27/ にも使用されている。AASHTOではSteel Grid Flooring としてすでに示方書に取り入れている/28/。

わが国でも，この技術を開発し始めてすでに２０年近くを経過している。 閉床式は剛性の大きいＩ形鋼を使用しているためＲＣ床版より床版厚を薄くでき，軽量性が要求される長大橋の床版として数多く用いられてきたが，準プレファブ床版で工期短縮が計れるため，沖縄縦貫道，東関東自動車道等の一般橋梁にも使用されている。さらに，既存橋梁でひびわれ損傷を受けたＲＣ床版の打ち換えに/29/，その軽量性，工期短縮可能の利点から図－７(a),(b) のように近年使用実績が増加している/31/。

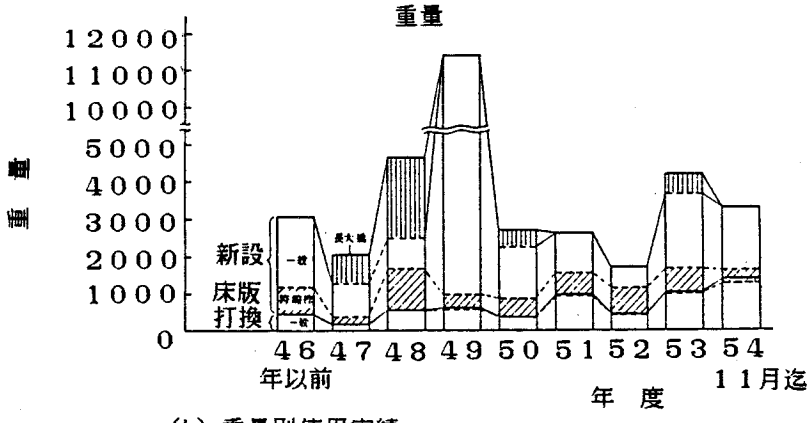
すでに，設計要領が鋼道路橋設計便覧/30/に，また，Ｉ形鋼格子床版設計・施工マニュアル/31/に指針が示されるなど，合成床版としてはただ１つ公的に認められるに至っている。これら指針等において，この種床版の挙動，疲労，耐荷力，ひびわれを考えた設計法，疲労強度算定法など，著者の一連の研究成果が生かされている/32-36/ 。

鋼板とコンクリートを合成した床版の基本型はロビンソン床版/37/であり，コンポスラブはその応用である。これらの床版では，負モーメントに対する抵抗断面を確保するには相当の工夫が必要である。この点を考慮して，著者は２種のコンクリートサンドイッチ鋼床版を開発した。その１つは図－３(f) に示すようなマルチパネルのコンクリート充塡ボックス鋼床版/38/であり，もう１つは(g) に示すように上下鋼板を高力ボルトで連結し，その中にコンクリートを充塡したコンクリートサンドイッチ鋼床版/39/である。これら２種の床版は上下に鋼板を使用するため，床版厚は非常に薄く，正負の両モーメントに対し同じ剛性が期待できる点が特長となっている。

この新しく開発した合成床版に関しても静的試験・疲労試験を行い，挙動，耐荷力および継手効果について研究した/33,38-41/。これらの成果は最近話題になっている合成箱桁



(a) 件数別使用実績



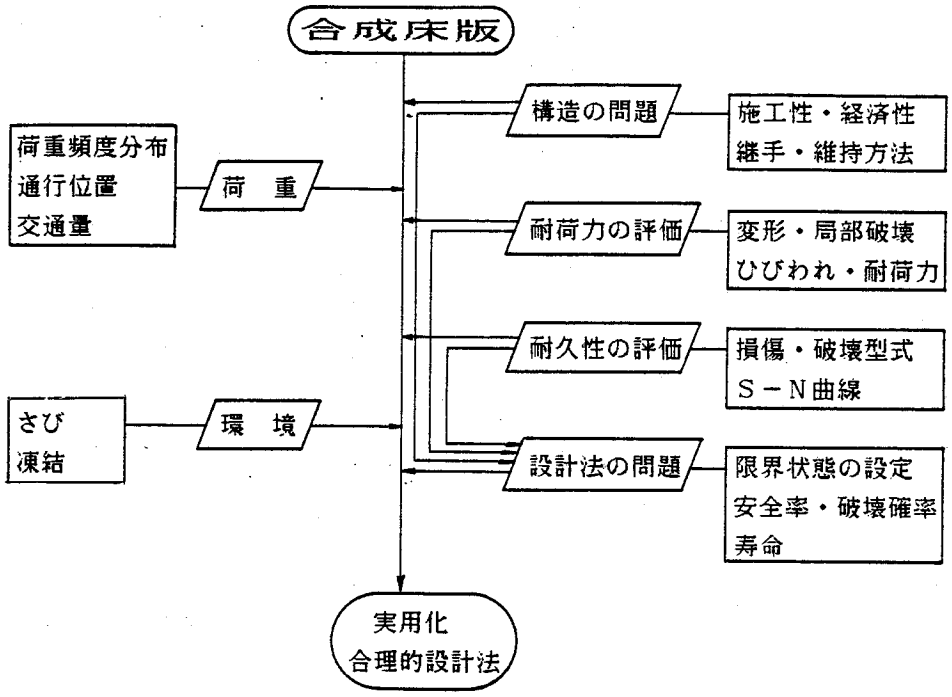
(b) 重量別使用実績

図－7　I形鋼格子床版の使用実績の変遷.

の床版部の検討にも適用可能と考えられる。ただし，この床版にはコンクリートと鋼板間のせん断力を取らせるため，スタッドジベルを併用しており，疲労試験から，スタッドジベル溶接点における引張側鋼板の疲労強度が大きく低下することが明らかとなり，検討すべきであると考えている。また，未だ実施例はないので，本床版の挙動についての説明は割愛したい。

さて，１つの床版を安全かつ合理的なものにするには図－８に示すような諸問題を解決しておかなければならない。すなわち，静的および疲労の実験を行い，それらの成果をもとに，実荷重に対する安全性，耐久性が確保されているか否か，力学的諸特性が確認評価されなければならない。この際，荷重はいわゆる設計荷重ではなく，実際通行している自動車荷重に対して安全性を評価すべきである。このことはＲＣ床版のひびわれ損傷を教訓にしたものである。さらに，環境による劣化が今日最も重要視される点であり，この防御に配慮が要求される。最終的に，実用上の限界状態の設定，安全率あるいは破壊確率を設定して，これらを満足するよう設計すればよいであろう。

ただし，ここでは環境問題については言及しないことを断っておきたい。



図－８　床版に関係する諸問題.

１－３　コンクリート系床版に関する研究の動向と本研究の経緯

近年，アメリカはじめ先進諸外国でも橋梁の維持管理は土木技術者にとって重要な問題となっていることは，ここ４，５年の間の国際会議のレポート，例えば，ＩＡＢＳＥによるMaintenance,Repair and Rehabilitation of Bridges に関するシンポジウム論文集（1982）/42/，Transportation Research Board による Bridge Engineering に関する国際会議論文集（1978）/43/，あるいは，常設国際道路会議協会（PIARC ）における第１回道路橋技術委員会報告（1981）/44,45/ 等によって明らかであり，構造物の見直し，検査方法，評価方法，荷重調査が今後とも重要な研究対象になっている。

これらの報告の中で道路橋ＲＣ床版に関する問題を抽出すると，諸外国における床版の損傷・劣化は凍結防止剤の塩分のひびわれへの浸入による鉄筋の腐食が主なものであり，荷重によるひびわれ問題は少ないと言われている/46/。このため，床版と舗装の間の防水工の改善に主な研究努力がそそがれている。

一方，わが国では，緒論でも述べたように荷重による広義の疲労問題として独自の取り扱いをしている。このため，昭和４２年の道路局長通達に始まる種々の設計法に関する改善が計られてきた。このような観点は諸外国のものに比して妥当なものと思われる。　なぜなら，２，３の報告を詳細に読むと，アメリカ等でもわが国の損傷例と同様に床版コンクリートの抜け落ちが認められ，鉄筋の腐食を誘発する初期原因はやはり疲労によるコンクリートのひびわれにあると推定できる/46-49/ 。

わが国での道路橋ＲＣ床版に関する研究として，公表された第１番目の事例研究はやはり国広/50/によるものであろう。その後，多くの事例報告が見られるようになった。岡田らの研究グループ/51/はこれらの事例を分析し，広義の疲労問題であると認識し，その研究成果を昭和５２年の土木学会関西支部の講習会に発表した。この報告はこの種問題究明に関する先駆的な研究成果として認められている。この研究の中で，岡村・園田/19/はＲＣ床版の疲労実験を，従来の床版中央での１定点繰返載荷方法と，多点移動載荷方法の２種で行い，疲労損傷機構の説明を行った。そして，疲労荷重をうけた床版の挙動は，著者が提案している直交異方性板挙動を示すと推論した。

著者はこの研究に先立ち，ひびわれ損傷を受けた道路橋ＲＣ床版の挙動は直交２方向とも引張側コンクリートを無視した板剛性による直交異方性板理論で説明できることを見い出した。床版設計はこの異方性を考慮して行うべきであると強調し，設計曲げモーメント

式を提案した/52/。この設計曲げモーメント式は疲労によるひびわれを考慮しているため，これによる設計は１種の疲労設計法と考えられる。米沢/53/も昭和３１年に直交異方性を考慮し，Huber が提案した微分方程式を用い，１つの設計法を提案しているが，ここではコンクリートのひびわれは考慮せず，主鉄筋量・配力鉄筋量の違いによる異方性度だけを考慮するに止まっている。現行示方書においても，ひびわれに伴う直交異方性の考えはまだ導入されていないが，この異方性化は認められるようになった/54/。

岡村・園田の研究で，ＲＣ床版のひびわれ損傷機構について一応合理的な説明がなされたが，設計への還元，あるいは，ひびわれ劣化の評価に対しては，適切なＳ－Ｎ曲線が得られていないため具体的な提言は行われていない。

このため，著者は自動車の移動性を考慮した動的走行疲労試験機を開発し，実物大供試体の疲労実験を行った。そして，自動車の走行をシミュレートした疲労荷重下におけるＳ－Ｎ曲線を得た /55,56/。同様な考えの試験機を園田/57/も開発したが，試験機の能力が小さいため，最大厚さが約７ｃｍの床版模型しか実験できず，定性的な評価しか得られていない。Ｓ－Ｎ関係は著者のものとほぼ同様であるが，鉄筋・骨材に相似則が適用できないこと，および，床版の均質施工が困難なため，結果としてのデータにバラツキが大きい。

鯨井/58/は実物大トラックを円軌道上に走らせる道路耐久性試験装置を用い，走行荷重下における模型床版のひびわれ発生状況の観察を行った。ただし，この実験は増設縦桁の補強効果を調べることに主眼を置いたものであり，破壊に至たるまでの載荷は行っておらず，当然，Ｓ－Ｎ曲線は得られていない。

ＲＣ床版の疲労に関する外国の実験は Sawkoら/ 1/，Batchelor ら/ 2/， Hawkins ら/ 3/の３つしか見当たらない。前２つの研究はＲＣ床版のひびわれ疲労に着眼したものでなく，より経済的なＲＣ床版を設計しようとの観点から行ったものであり，実験方法は１定点での繰返載荷法である。得られた疲労強度は動的走行試験による結果の約２倍になり，非常に危険側の結果を与えている。残る１つは溶接金網の適用性を検証する目的で行われたもので，試験方法は同じである。 このような１定点載荷のよる疲労実験はわが国でも岡村ら/ 4/，檜貝ら/5-7/ ，角田ら/ 8/，国広ら/ 9/，園田ら/10/のただ５つの研究にしか見られない。Ｓ－Ｎ曲線はバラツキがあるものの，上記 Batchelor の成果とほぼ同じである。以上にあげた実験結果からは実橋ＲＣ床版のひびわれ損傷は説明できない。

ひびわれ損傷を受けたＲＣ床版に関する損傷ランク判定の基準はすでに，建設省近畿地方建設局/59/，日本道路公団/60/，首都高速道路公団/61/，阪神高速道路公団/62/および北海道開発局/22/において設定されている。それらは，損傷はなるべく早く補修すべきであるとの観点から，床版下面のひびわれ密度，ひびわれ幅，ひびわれパターン等の目視観察によるもので，基準値は経験的に決められており，実験的・理論的な根拠がないと言っても過言ではない。

この劣化度判定法に関しては，園田/57/は動的走行試験結果から残留たわみに着眼すればよいと提言している。しかし，室内の実験においては残留たわみの測定は可能であっても，実橋における測定は不可能に近く，実用的な判定法とはいえない。

著者は動的走行試験および多点移動繰返試験結果から，ひびわれ発生に伴う活荷重たわみの変化状況が残留たわみの変化状況と同じ傾向を示すことから，活荷重たわみによる判定が合理的であると提案した/55,63-64/。さらに，上記動的走行試験結果においてひびわれ密度の増加度と活荷重たわみの増加度に線形関係を見い出し，ひびわれ密度による判定も合理的なものであるとの重要な示唆を得た。この結果を実橋５例に適用したところ，ひびわれ密度による判定は活荷重たわみによる判定結果とほぼ同じ結果になることが判明し，既存のひびわれ密度による劣化度判定法も合理的であるとの実験的検証が得られた。

さて，鋼格子床版に関する力学的性状，耐久性などについての実験資料，設計資料が少ないため/65,66/ ，著者は昭和４２年から２年間基礎的研究を行った /32,33/。この研究の特長は始めて実物大模型で疲労実験を行ったことである。供試体には図－４の(a) のＩ形鋼を使った開床式，および，(d),(e) を使用したコンクリート充填型を用意し，静的挙動，疲労性状に関する基礎資料を得た。

開床式床版で得た成果は図－５中に見られるような横主部材を考案し，荷重の横分配を向上させたことであり，この構造は昭和５３年に本州四国連絡橋公団の設計要領/67/に採用された。

コンクリート充填型については，ＲＣ床版に比較して薄い床版厚にもかかわらず，大きな耐荷力を有していること，および，設計輪荷重下では十分な疲労強度を有していることを明らかにした。

その後，建設省土木研究所で，関門橋に鋼格子床版を採用すべく一連の調査研究が行われた /68-70/。この研究の着目点は床版を連続版とした場合の主部材間の連結構造と，支

持桁と床版との結合方法の２種であり，４年間にわたる試験橋での観測と室内における静的および疲労実験が行われた。継手構造に関しては図－９に示す３種が試験されたが，鉄筋コンクリート構造で慣用されている重ね継手が疲労に対して最も望ましいと結論している。この型式は現在も定着している。最近，異形鉄筋のネジ継手が開発され，これを応用した継手も十分耐久性のあることが実験的に明らかにされている/71/。

床版と支持桁の結合方法に関しては図－１０の３種が研究され，通常のＲＣ床版の合成桁と同様にスタッドによる方法が信頼できるとの結論が得られ，今日の一般的方法となっている。

次に，設計法について述べる。本床版では主部材方向と配力鉄筋方向とで鋼材量が大きく異なり，コンクリートにひびわれが発生するとこの鋼材量の差が板挙動に現われる。すなわち，直交異方性が現われることを著者は明らかにした/32/。しかし，文献 65,66）では依然として等方性板理論で実験値を考察している。この点に関しては合理性に欠けていると思われる。

建設省土木研究所の佐伯/72/は三浦ら/73/の実験結果を参考にして，本床版の異方性に着目し，これを考慮した“Ｉ形鋼格子床版の設計（案）”を提案した。しかし，基礎となった三浦らの実験は著者の基礎研究/32/と同様，一定点繰返し載荷による疲労実験法であった。この方法によるとＲＣ床版と同様に直交異方性化が遅延し，評価に適切さを欠いている。また，配力鉄筋方向に関して具体的根拠のないまま安全側にとの配慮を行って異方性を仮定している。このため，結果的に主部材断面の安全の余裕分を失うことになり，佐伯案に若干の不合理性が指摘できる。

昭和５１年に著者は建設省土木研究所から約５年間実交通荷重を受けた実橋床版の提供を受けて再び本床版の研究を再開し，一連の研究を継続した/34-36/ 。実橋切り出し床版に関してはひびわれ後の残留剛性の評価と残存疲労寿命について研究し，これら床版の板特性は直交２方向とも引張側コンクリートを無視した板剛性による直交異方性板理論で説明できることを明確にした/74/。

この板剛性による異方性を実験的に確認するため，上記切り出し版と同寸法・同配筋の新規床版を製作し疲労試験を行った。この際，実橋床版と同様に床版下面に一様のひびわれを発生させるべく，多点移動繰返し載荷法を採用した。続いて，直交異方性度を変化させた供試体についても同様の試験を行い，直交異方性の発生機構を明らかにした。

これらの成果に基づいて，コンクリート充塡鋼格子床版の合理的設計法を提案すること

これらの成果に基づいて，コンクリート充填鋼格子床版の合理的設計法を提案することができた。

上記一連の疲労実験において，荷重が大きい場合，主部材Ｉ形鋼が疲労破壊することがあり，この破壊が本床版の疲労破壊特性であることに着眼し，疲労強度を明確にしておくべきであることがわかった。このことからＩ形鋼の疲労に関する既往の研究文献を調査したが，わずか３報/75-77/ だけであった。文献75/76)では２，３の床版での疲労破壊特性と疲労亀裂発生点の曲げ応力の推定を行っていた。文献 77)ではＩ形鋼ウェブのパンチ孔形状を数種変化させ，疲労強度とパンチ孔形状との関係について考察を行っていた。しかし，これらの研究のほとんどは純曲げ下の疲労強度に着目したものである。

著者の経験した疲労破壊発生点は図－１１に示すようにほとんど載荷板端付近にあるパンチ孔部であり，この部位は曲げモーメントとともにせん断力も卓越する。よって，純曲げを受けるＩ形鋼のＳ－Ｎ曲線を適用することに矛盾があると指摘した。

そして，曲げとせん断を受ける場合の疲労強度を明らかにするため疲労実験を行った/35,36/。

この疲労実験は図－１２に示すように３つのシリーズに分けて行った。すなわち，

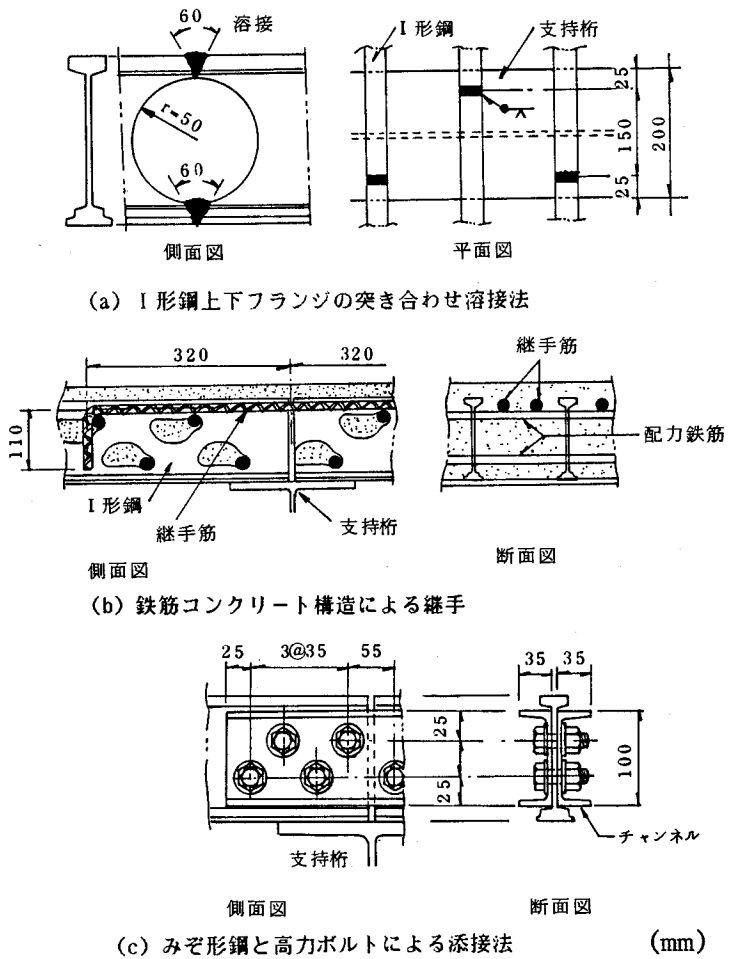
第１シリーズはＩ形鋼単体に関するもので，Ｉ形鋼の疲労破壊特性，疲労強度を明らかにした。

第２シリーズは１本のＩ形鋼をコンクリート中に埋め込んだ合成はりの疲労実験で，疲労強度に及ぼすコンクリートの影響度を明確化した。

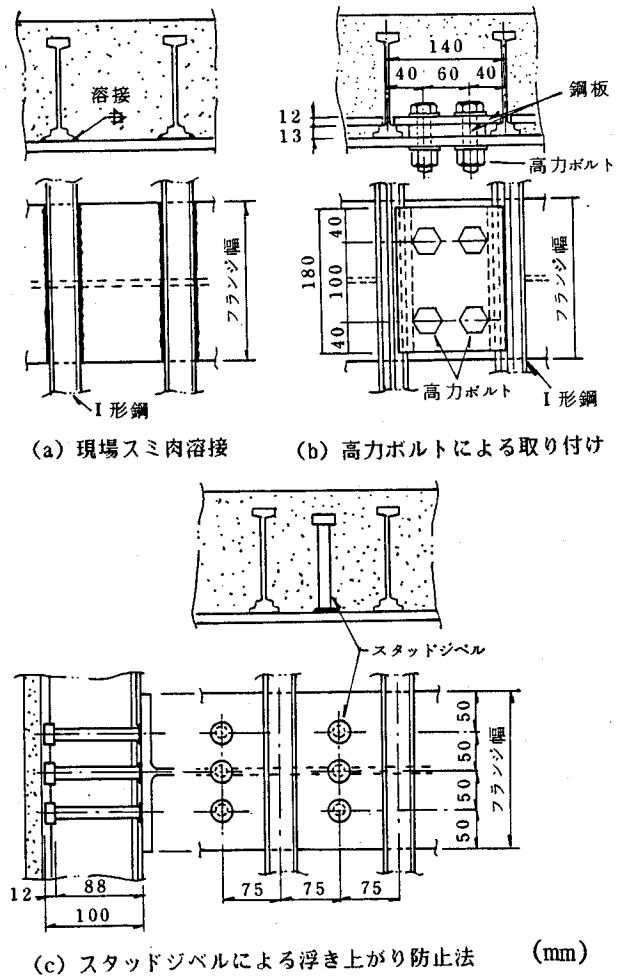
第３シリーズは実物大床版の疲労実験であり，第１，第２のシリーズにおける結果と併せ考察し，本床版の疲労破壊特性を定量的・定性的に説明した。

最終的に，この疲労に関する研究成果から，コンクリート充填鋼格子床版の実交通荷重下における疲労安全性の評価を行い，これに関する提言を行った。

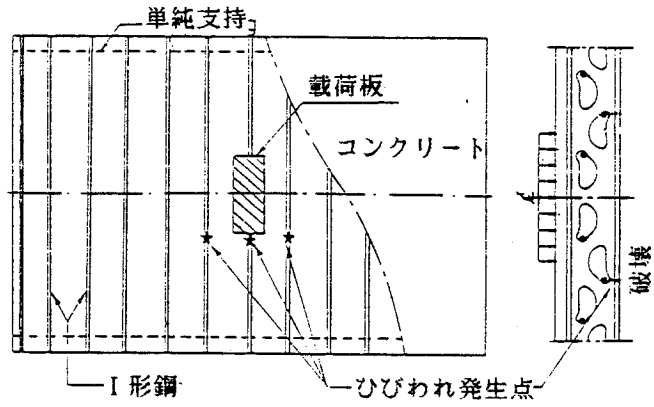
以上，ＲＣ床版，鋼格子床版に関する研究の動向と著者の研究経緯を述べた。



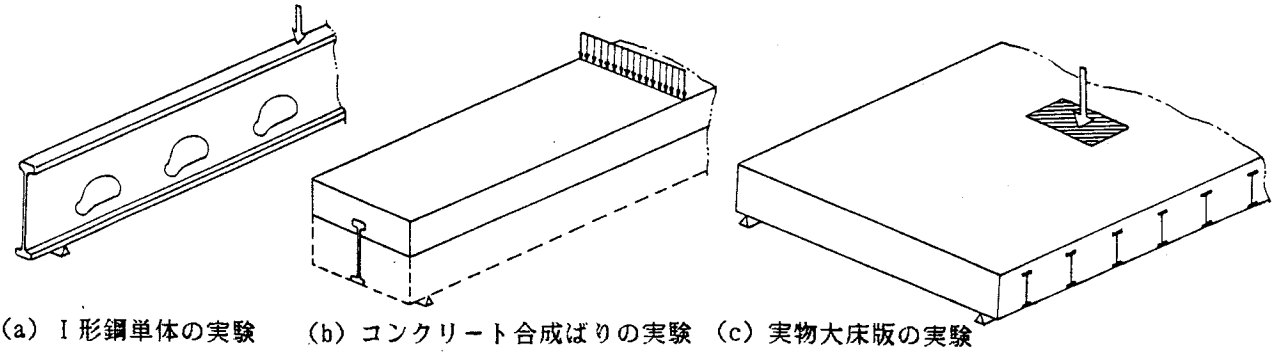
図－ 9 I 形鋼の継手構造.



図－10 支持桁（あるいは横桁）との結合方法.



図－１１　床版供試体の疲労実験で見られるＩ形鋼の疲労破壊位置.



図－１２　鋼格子床版の疲労実験方法.

第２章　道路橋コンクリート系床版のわが国の設計基準

２－１　ＲＣ床版設計基準

ひびわれ損傷防止のため随時，設計法に改善が加えられたことはすでに述べたが，改訂された昭和４８年示方書で設計した床版にもひびわれが現われ始めていると言われている。逆に，交通混雑の今日でも大正あるいは昭和初期に架設された橋の１部には健全なものが残っているとも言われている。よって，本章では過去にさかのぼり，各年代の示方書の床版設計法を比較検討し，ひびわれ損傷との関係について考察したい。

2-1-1　設計示方書

明治以前の橋梁示方書は定かでない。明治１９年に出された内務省訓令による道路築造基準に規定された 400貫／坪（454　kg/cm^2 ）がわが国はじめての道路橋の荷重規定である/78/。許容応力度その他の事項に関する規定としては大正１５年の「道路構造に関する細則案（第２章橋梁）」/79/に定められたのが初めてであった。また，昭和１４年の鋼道路橋設計示方書/80/に設計細目に関する条項が見られるようになった。

ここでは，自動車荷重が明示された大正１５年細則案，昭和１４年，昭和３１年および昭和３９年の鋼道路橋設計示方書 /81,82/，および，昭和４８年の道路橋示方書/83/の主要規定について，その変遷を比較検討する/84/。ただし，鋼橋の場合で，かつ，主鉄筋が車両進行方向に直角の場合のみについて論議をしぼりたい。

2-1-2　死荷重と死荷重モーメント

表－６は橋梁の死荷重となる材料の単位重量の変遷である。鋼に関する重量は全く変りがないが，コンクリート，鉄筋コンクリート，モルタルについては若干ずつ増加している。この変化は主に施工技術の向上によるところが大きい。コンクリート，モルタルの単位重量増加は強度増加ももたらしている。

死荷重モーメントの算出法は全く変化はない。

2-1-3　活荷重

床版で特に問題となる活荷重は自動車後輪荷重であり，この変遷は表－７に示すように

自動車の発達にともなって大きくなってきた。明治１９年の内務省訓令では自動車の未発達を反映して等分布活荷重のみであった。

昭和３１年以後の規定とそれ以前のものを比較すると輪荷重は約 1.5～ 1.8倍に増加している。昭和３１年示方書においては一等橋に対してすでに8tと規定していたが，同じ輪荷重を設定した昭和３９年示方書による床版にひびわれ損傷が多いことから，この示方書の設計法に構造的な欠陥を招く要素があったと推定できる。逆に，昭和初期の 4.5～5.2t の輪荷重で設計された床版が現在でも供用に耐えているのは，設計時の材料の許容応力度，設計法などにおいて安全側に規定した要素があったためと考えられる。

昭和４８年示方書からは，重量車による疲労被害度が大きいことを考慮して，大型車両が１日１方向 1000 台以上通行する橋においては，T-20による計算断面力を20%割増して設計し，耐久性の向上を期待している。荷重自身の割増しを考えていない点に注目する必要があろう。

衝撃による割増しが規定されたのは大正１５年の細則からである。この係数については表－８に示すように，昭和１４年からは全く変化していない。

表－６　主要材料の単位重量（ Kg/cm² ），

材　　料	対　象　示　方　書				
	大正15年	昭和14年	昭和31年	昭和39年	昭和48年
鋼	7,850	7,850	7,850	7,850	7,850
鉄筋コンクリート	2,400	2,400	2,400	2,500	2,500
コンクリート	2,200	2,200	2,300	2,350	2,350
セメントモルタル	1,700	2,000	2,100	2,150	2,150

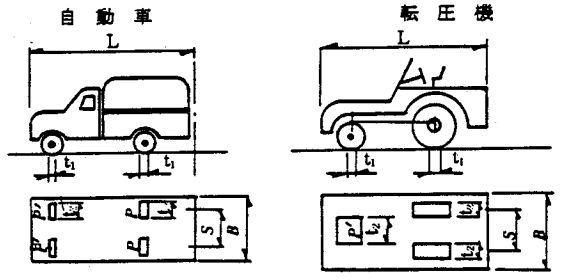
表－7　自動車T荷重の変遷，

（自動車）

示方書	等級	総荷重 W(t)	後輪荷重 P (Kg)	前輪荷重 P′ (Kg)	前輪輪帯幅 t'_2 (cm)	後輪輪帯幅 t_2 (cm)	車輪接地長 t_1(cm)	全長 L (cm)	全幅 B (cm)	車輪中心間 S(cm)
大正15年	1	12.0	4,500	1,500	13.0	39.0	20.0	660	270	180
	2	8.0	3,000	1,000	9.0	27.0	20.0	540	270	180
	3	6.0	2,250	750	8.0	24.0	20.0	450	270	180
昭14和年	1	13.0	5,200	1,300	13.0	52.0	20.0	700	275	175
	2	9.0	3,600	900	9.0	36.0	20.0	600	275	175
昭31和年	1	20.0	8,000	2,000	12.5	50.0	20.0	700	275	175
	2	14.0	5,600	1,400	12.5	50.0	20.0	700	275	175
昭39和年	1	20.0	8,000	2,000	12.5	50.0	20.0	700	275	175
	2	14.0	5,600	1,400	12.5	50.0	20.0	700	275	175
昭48和年	1	20.0	8,000	2,000	12.5	50.0	20.0	700	275	175
	2	14.0	5,600	1,400	12.5	50.0	20.0	700	275	175

（転圧機）

大正15年	1	14.0	4,200	5,600	110.0	55.0	20.0	660	270	155
	2	11.0	3,300	4,400	110.0	50.0	20.0	660	270	150
	3	8.0	2,400	3,200	110.0	45.0	20.0	540	270	145
昭14和年	1	17.0	6,000	5,000	110.0	60.0	20.0	600	275	150
	2	14.0	5,000	4,000	110.0	50.0	20.0	600	275	150



表－8　衝撃係数の変遷，

示方書	大正15年	昭和14年	昭和31年	昭和39年	昭和48年
衝撃係数 i	$\frac{20}{60+\ell} \leq 0.3$	$\frac{20}{50+\ell}$	$\frac{20}{50+\ell}$	$\frac{20}{50+\ell}$	$\frac{20}{50+\ell}$
対象荷重	自動車荷重	車道の等分布荷重 自動車荷重	車道の活荷重	車道の活荷重	車道の活荷重

ℓ：支間長（m）

2-1-4　許容応力度と床版厚

表－９にＲＣ床版に関係する鉄筋とコンクリートの許容応力度の変遷を，表－１０に鋼桁に関する許容応力度の変遷を示した。昭和３１年示方書までは時代の技術レベルを反映して鉄筋の許容応力度は1200 kg/cm^2 と低く抑えられていた。

昭和３５年前後から高強度異形鉄筋の試作・研究が進み，昭和３７年のＪＩＳ G3112 /85/に取り入れられるとともに実用化され，昭和３９年示方書で床版鉄筋の許容応力度は1600～1800 kg/cm^2 まで取ってよいことが明文化された。

コンクリートに関しては段階的に増加している。

昭和３１年示方書で初めて床版最小厚が規定された。昭和３６年以後の高速道路建設の最盛期においては死荷重軽減指向が強く，設計者はすでに上記の高強度異形鉄筋を使用し，これら材料の許容応力一杯になるまで床版厚を薄くする傾向にあった。

図－１３は一例として作用モーメント３tmに抵抗できる床版断面を許容応力度をパラメーターとして求めたもである。断面を決定するには床版厚と鉄筋量の２つの支配因子に着目すればよい。この図は単鉄筋断面で下側鉄筋のかぶりを３cmとして求めたものである。図から，鉄筋の許容応力度を上げると鉄筋量が減少し，コンクリートの許容応力度を上げると床版厚が減少することがわかる。よって，両者の許容応力度を大きくとって床版厚を減らし，死荷重の軽減を計っていた。

図－１４は図－１３で計算したＲＣ床版の断面二次モーメントと材料の許容応力度との関係を示すものである。鉄筋およびコンクリートの許容応力度が増加するにつれて，断面二次モーメントは減少し，たわみやすくなることが理解できる。

例えば，σsa＝1800 kg/cm^2 ，σca＝ 100 kg/cm^2 で設計した床版は，σsa＝1200 kg/cm^2 σca＝45 kg/cm^2 で設計した床版の約 2.8倍もたわむことになる。

次に，耐荷力について比較する。図－１５はやはり上記で設計された床版の押し抜きせん断耐荷力の変化を求めたものである（押し抜きせん断耐荷力の計算法は第２編で詳述する）。ただし，全床版とも配力鉄筋比αを30%，かぶりを 3cm，載荷面積を20cm×50cmとした。鉄筋およびコンクリートの許容応力度が大きくなればなるほど耐荷力は減少することが理解できる。

以上のように，材料の許容応力度を高くとれば耐荷力は減少し，かつ，たわみやすくなり，ひびわれ損傷を早める原因になることが明かになった。

昭和４３年の暫定基準案ならびに昭和４８年の道路橋示方書で床版厚に関する規定が設

けられ，厚くしたこと，および，高強度異形鉄筋を使用しても許容応力度を1400 kg/cm^2 におさえたことが耐荷力向上に寄与し，耐久性も高めたものと考えられる。

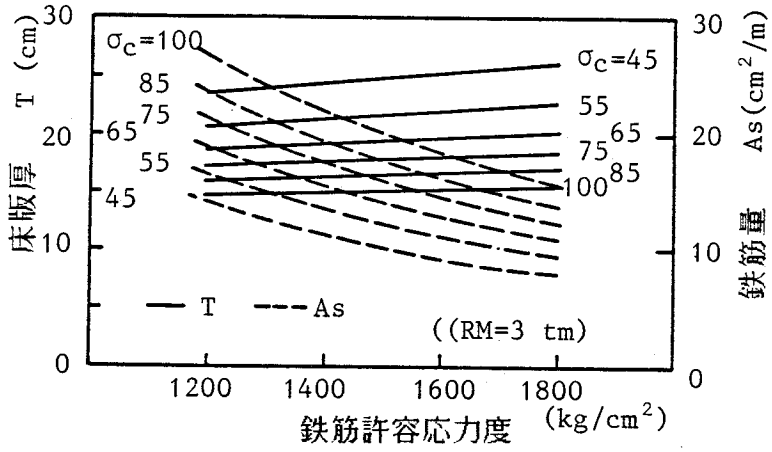
表－9　鉄筋およびコンクリートの許容応力度（ Kg/cm^2 ），

材料 ＼ 示方書			（鋼）道路橋示方書（日本道路協会）					
			大正15年	昭和14年	昭和31年	昭和39年 コンクリート橋	昭和39年 鋼橋	昭和48年
鉄筋	引張応力		1200	1200	1200	SS49, SS41 SSD39 1400 SS49, SS50 1600 SSD49 1800	SR24, SD24 1400 SR30 1600 SD30 1800	床版鉄筋 1400 SR24, SD24 1400 SD30 1800
コンクリート	曲げ圧縮応力		45	45 ($\sigma_{28}/3 \leqq 35$)	$\sigma_{28}/3 \leqq 70$	$\sigma_{28}/3$	$\sigma_{28}/3 \leqq 80$	$\sigma_{28}/3 \leqq 100$
	直圧縮応力		35	35 ($\sigma_{28}/4 \leqq 30$)	$\sigma_{28}/4 \leqq 55$	$\sigma_{28}/4 \leqq 55$	$\sigma_{28}/4 \leqq 60$	$\sigma_{28}/4 \leqq 60$
	附着応力		6	5	6.5	*丸鋼 = 6.5 異形 = 13	丸鋼 = 6.5 異形 = 13	丸鋼 = 6.5 異形 = 13
	支圧応力		45	40 ($\sigma_{28}/3.5 \leqq 55$)	$\sigma_{28}/3.5 \leqq 60$	$\sigma_{28}/3$	$\sigma_{28}/3.5 \leqq 70$	$\sigma_{28}/3.5 \leqq 70$
	せん断応力	コンクリートだけで斜引張力を受けさせる場合	4	4.5	ケタ = 5.5 版 = 8	*ケタ = 6 版 = 8.6	ケタ = 6 版 = 8.5	ケタ = 6 版 = 8.5
		腹鉄筋で斜引張力を受けさせる場合			16	* 17	17	17

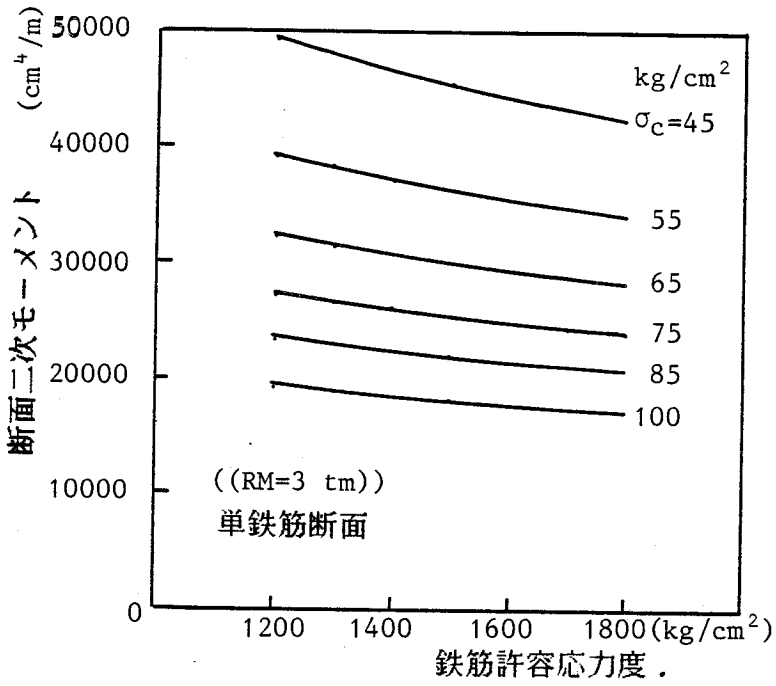
注　（ ）は試験を行つた場合
　　*は詳細について各示方書参照のこと。

表－10　鋼材の許容応力度（ Kg/cm^2 ），

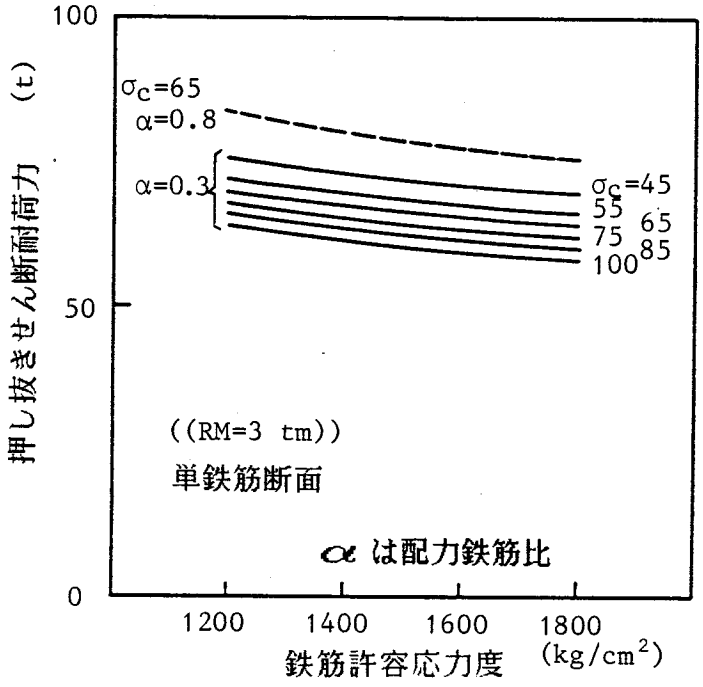
		引張強度（純断面につき）	曲げ圧縮応力度（総断面につき）	RC床版等で圧縮フランジが固定される場合
大正15年		1,200	$1{,}200(1-0.012\,\ell/b) \leqq 1{,}100$	注 ℓ：フランジの固定点間距離 b：フランジ幅
昭和14年		1,300	$1{,}150-0.5\,(\ell/b)^2$	
昭和31年		1,300	$1{,}200-0.5\,(\ell/b)^2$	
昭和39年	SS 41	1,400	$1{,}300-0.6\,(\ell/b)^2,\ \ell/b \leqq 30$	1,300
	SS 50	1,700	$1{,}600-0.9\,(\ell/b)^2,\ \ell/b \leqq 30$	1,600
	SM50 A	1,900	$1{,}800-1.1\,(\ell/b)^2,\ \ell/b \leqq 30$	1,800
昭和48年	SS41, SM41 SMA 41	1,400	けた断面形状，ウエブとフランジの面積比等によって複雑に規定（詳細は示方書参照）	1,400
	SS 50	1,700		1,700
	SM 50	1,900		1,900
	SM50Y, SM58 SMA 50	2,100		2,100
	SM58, SMA58	2,600		2,600



図−13 鉄筋およびコンクリートの許容応力度と床版厚.



図−14 床版の断面二次モーメントと材料の許容応力度との関係.



図−15 床版の押し抜きせん断耐荷力と材料の許容応力度との関係.

次に，主桁の剛性と許容応力度の関係について簡単に考察しておきたい。主桁の剛性は床版に対して不等沈下による付加曲げモーメント量として影響を及ぼす。

例としてプレートガーダーについて考えることにする。簡単のため，図－１６のような上下対象断面で　Af ＝Aw ／２の条件を与える。

（１）桁高を変えてよい場合

与えられた許容応力度に対する最適断面の桁高ｈは次式で与えられる。

$$h=\sqrt{\frac{3}{2}}\sqrt{\frac{M}{\sigma_{sa}t_w}} \qquad (1)$$

ここに，　σsa：許容応力度，

tw ：ウエブの厚さ，

M　：作用モーメント。

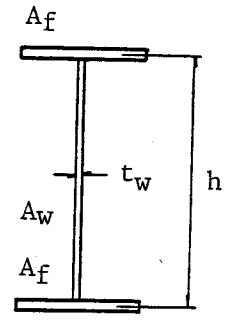


図-１６ 主桁の断面.

式（１）を用いて同じ断面力下における許容応力度の違いによる桁高の変化を比βで表わすと，

$$\beta=\frac{h}{h_o}=\sqrt{\frac{\sigma_{sao}}{\sigma_{sa}}}=\sqrt{\frac{1}{\alpha}} \qquad (2)$$

ここに，　ho ：許容応力度σsao のときの桁高，

h　：許容応力度σsa　のときの桁高，

α　：許容応力度比＝σsa／σsao ，

となり，桁高の比は許容応力度比の逆数の平方根となる。

さて，断面二次モーメントは次式で与えられる。

$$I = A_f\frac{h^2}{2}+\frac{h^3}{12}t_w=\frac{1}{3}t_w h^3 \qquad (3)$$

よって，断面二次モーメントの比γは次式のようにαの逆数の 3/2乗となる。

$$\gamma=\frac{I}{I_o}=\beta^3=\left(\frac{1}{\alpha}\right)^{3/2} \qquad (4)$$

（２）　桁高を変えない場合

応力と断面二次モーメントの関係式（５）において，ｈを一定と仮定すると，

$$\alpha=\frac{M}{I}\frac{h}{2} \qquad (5)$$

断面二次モーメント比γは

$$\gamma = \frac{I}{I_o} = \frac{\sigma_{sao}}{\sigma_{sa}} = \frac{1}{\alpha} \qquad (6)$$

となり，許容応力度比の逆数になる。

式（4）および式（6）の関係を，σ_{sao} ＝1200 kg/cm^2 を基準にして図示すると図－１７のようになる。実際橋梁では上下非対称断面で複雑になるが，使用鋼材が上級になればなるほど剛性が小さくなり，床版に悪い影響をもたらすと考えられる。

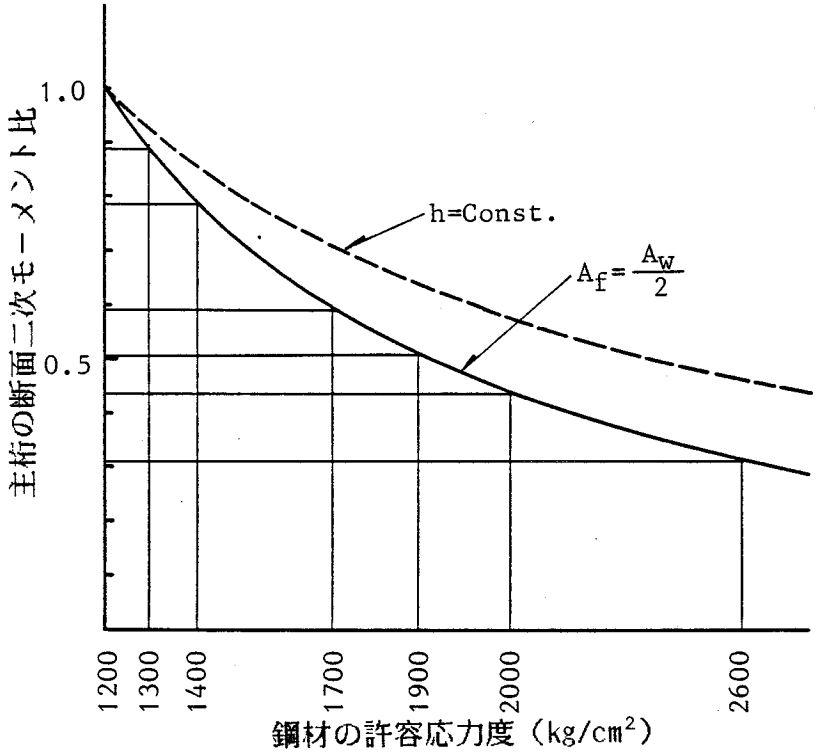


図-１７ 鋼材の許容応力度と主桁の断面二次モーメントとの関係.

2-1-5　設計曲げモーメント

大正１５年，昭和１４年示方書では載荷輪荷重に対する床版有効幅を計算し，梁としての曲げモーメントあるいはせん断力を計算する方法を採用していた。

昭和３１年示方書から，一方向無限版の曲げモーメントを板の微分方程式から求め，表－１１に示すように主鉄筋断面の設計曲げモーメント式を与えることになった。昭和４８年示方書でも同様であるが，幅員方向に自動車の構造規格通りの間隔で載せ得るだけの輪荷重を載せて最大モーメントを算出し，さらに10～15%程度の安全の余裕をもたせたモーメント量を与えるようになった。このため，3.4 ～ 4.0mの間でモーメント量は増加した。

連続版に関しては全示方書とも単純版の80%と規定している。

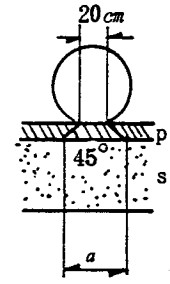
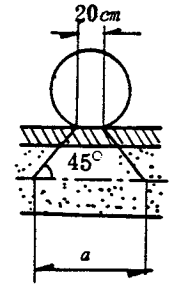
昭和３９年示方書以前までは配力鉄筋は単に床版の連続性を確保するだけのものであるとの考えから，その量は主鉄筋量の25%程度でよいと規定されていた。しかし，ひびわれ損傷問題が広まってからは板理論で算出される配力鉄筋方向の曲げモーメントが注目され，昭和４２年に配力鉄筋比を70%にするよう通達が出された。その後，種々のスパンの計算結果をもとに，昭和４８年示方書で初めて具体化した配力鉄筋方向の設計曲げモーメント式が規定されるに至った。

図－１８は床版厚18cm，かぶり 3cm，コンクリートのｎ値を10と仮定し，配力鉄筋比0.3 と0.8 の違いによる押し抜きせん断耐荷力の比較を行ったものであるが，配力鉄筋比の増加によって耐荷力は大幅に増加することが明確になった。

昭和３１年示方書までは床版内の配筋に関して複鉄筋にするのか単鉄筋にするのか具体的な規定はなかったが，昭和３９年示方書からは複鉄筋にすることが規定された。　図－１９は同じ引張鉄筋量を与ええた場合の単鉄筋断面と複鉄筋断面の断面二次モーメントの違いを示すもので，複鉄筋断面の方が若干小さくなる。同様に，図－１８に示したように押し抜きせん断耐荷力も複鉄筋の方が小さくなる。これらの減少は圧縮側鉄筋量の増加のため，中立軸が上昇するためである。

表-11 曲げモーメント，

（主鉄筋の方向が連両進行方向に直角な場合）

示方書＼版の区分		単純版		連続版		片持版	備考
大正15年	適用支間	（$\ell \leqq 2$）					 せん断照査
	T荷重による床版有効幅を求め，曲げモーメントを求める。	$e = \frac{2\ell}{3} + a$ $\leqq 2\,m$ $\leqq \ell_1$ （連続版のモーメントは単純版の80%）					
昭和14年	適用支間	（$\ell \leqq 2$）				?	 せん断照査
	T荷重による床版有効幅を求め，曲げモーメントを求める。	$e = 0.7\ell + a$ $\leqq 2 + a$ $\leqq \ell_1$ （連続版のモーメントは単純版の80%）				$e = 1.4\ell + a$ $\leqq 2 + a$ $\leqq \ell_1$	
昭和3139年	適用支間	$\ell \leqq 2$	$2 < \ell \leqq 4$	$\ell \leqq 2$	$2 < \ell \leqq 4$	$\ell \leqq 2$	衝撃含まず
	主鉄筋方向の曲げモーメント	$+\frac{0.25P\ell}{0.7\ell+1}$	$+\frac{0.5P(\ell-1)}{\ell+0.4}$	$\pm\frac{0.2P\ell}{0.7\ell+1}$	$\pm\frac{0.4P(\ell-1)}{\ell+0.4}$	$-\frac{P\ell}{2\ell+0.4}$	
昭和48年	適用支間	$0 < \ell \leqq 4$		$0 < \ell \leqq 4$		$0 < \ell \leqq 1.5$	衝撃含む 20%増有り
	主鉄筋方向の曲げモーメント	$+(0.12\ell + 0.07)P$		±単純版の80%		$-\frac{P\ell}{(1.3\ell+0.25)}$	
	配力鉄筋方向の曲げモーメント	$+(0.10\ell + 0.04)P$		＋単純版の80%		$+(0.15\ell + 0.13)P$	

ただし，　ℓ＝床版の支間（m），　P＝1後輪荷重（Kg）

曲げモーメントの単位はKg・m

昭和48年より前では，配力鉄筋量は主鉄筋の25%以上とする。

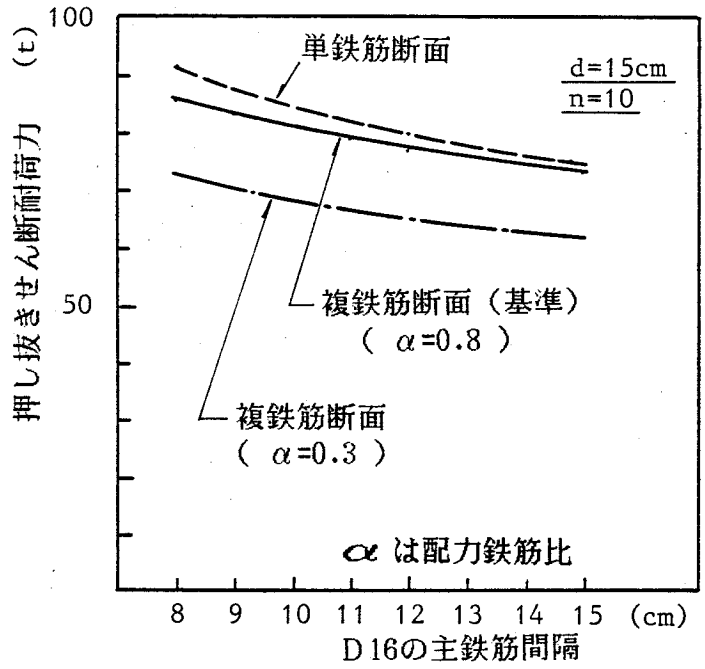


図-18 耐荷力と鉄筋量（鉄筋間隔に換算）との関係.

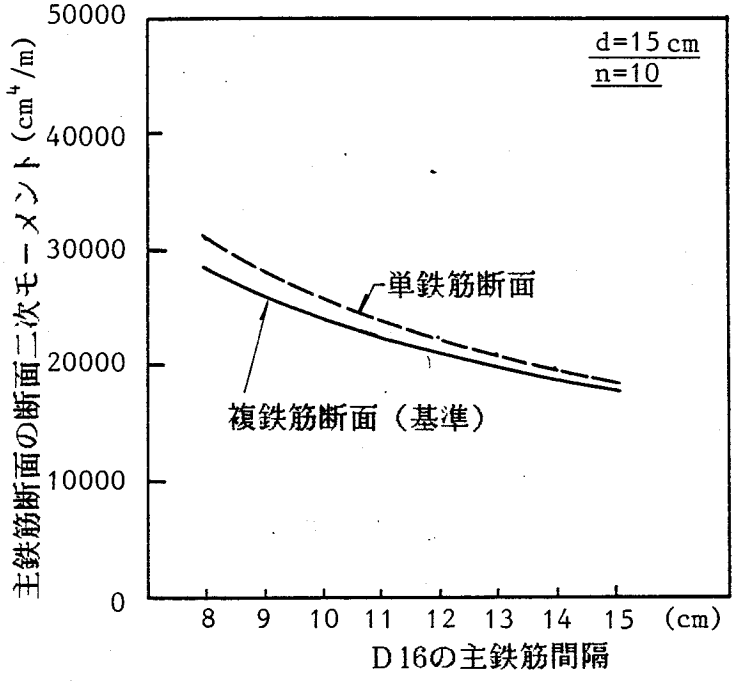


図-19 断面二次モーメントと鉄筋量との関係.

2-1-6　各示方書で設計した床版の比較と考察

2-1-2 ～ 2-1-5で各項目毎に変遷の影響を調べた。実床版ではこれら項目がすべて関係し，影響が相殺されることもある。よって，具体的に各示方書に従って床版を試算設計し，(a) 現行示方書の設計曲げモーメントによる発生応力，(b) 断面二次モーメント，(c) 押し抜きせん断耐荷力について比較検討し，示方書変遷を明らかにしたい。

試算設計の対象とした床版はスパン 2mの連続版である。橋格は各時代の一等橋とした。なお，主鉄筋が車両進行方向に直角な場合に限定した。

断面設計には各時代のコンクリートおよび鉄筋の許容応力度の最大値を採用し，釣り合い単鉄筋断面に用いる式（7），（8）を用い，有効高さ，鉄筋量を決定した。

$$d = C_1 \sqrt{M/b} \qquad (7)$$

$$A_s = C_2 \sqrt{Mb} \qquad (8)$$

ここで，

$$C_1 = \frac{\sigma_{sa} + n\sigma_{ca}}{n\sigma_{ca}} \sqrt{\frac{6n}{3\sigma_{sa} + 2n\sigma_{ca}}}$$

$$C_2 = \frac{\sigma_{ca}}{2\sigma_{sa}} \sqrt{\frac{6n}{3\sigma_{sa} + 2n\sigma_{ca}}}$$

M：１m幅当りの曲げモーメント，

b：床版単位幅（１m），

σ_{sa}，σ_{ca}：鉄筋・コンクリートの許容応力度（ kg/cm^2 ）

n：鉄筋とコンクリートのヤング係数比

（n=Es/Ec=15）。

試算設計の結果を表－１２にまとめた。ここには単鉄筋断面および複鉄筋断面と仮定した場合のコンクリートおよび鉄筋の最大応力も記した。この結果から，断面二次モーメントの変遷状況を図－２０に，載荷面積を20cm×50cmでコンクリート強度を250kg/cm^2 に仮定した場合の押し抜きせん断耐荷力の変遷状況を図－２１に示した。以上の３種の結果から次のようなことが考察できる。

（１）　まず，応力について比較する。昭和３９年示方書以前の床版に現行の活荷重モーメントを作用させると，すべての床版は当時の許容値を越えてしまう。しかし，その超過度から見ると極端な断面抵抗不足とは言えない。

（２）　しかし，相対的評価を下すならば，昭和１４年以前のものはやはり若干耐荷力

不足があると言える。ただし，昭和１４年頃の設計では備考に記したように鉄筋コンクリート床版とアスファルト舗装の間に路床コンクリートを敷設する慣例があったようであり，もし，この上置層のコンクリートに通常のコンクリート強度を期待すると，20%増しの大きな曲げモーメントが作用しても鉄筋に発生する応力は1400 kg/cm^2 以下となる。このような床版に対して，先で述べたように旧床版でも健全なものがあるとの報告が当てはまるのではないかと考えられる。

（３）　異形鉄筋を用い，許容応力度に1600～1800 kg/cm^2 を許した昭和３９年示方書で設計した床版はやはり極端に大きな応力を発生する結果となった。また，図－２０で明らかなように断面二次モーメントが最も小さく，たわみやすい床版となっていた。コンクリート応力も最も高い。これらの結果と，この示方書に従って設計した床版に多くの損傷が見られたということと相関があるとすれば，施工技術・材料の品質向上とともに各材料の許容応力度を大きく取りすぎ，床版厚を薄くしたことがその構造要因と言える。このことから，現行示方書の床版厚，鉄筋の許容応力度に関する規定はほぼ妥当なものと評価できる。

（４）　図－２１の押し抜きせん断耐荷力の変遷図を見ると，昭和３９年示方書までの床版では大きな耐荷力の変動はない。昭和４８年示方書のものは一挙に約45%耐荷力が向上した。この原因はすでに図－１８で示したように配力鉄筋量を主鉄筋量の約80%入れるようになったことと，かぶりを 4cmにしたためである。

（５）　図－２２に同一鉄筋量で床版厚を変化せた場合の耐荷力および断面二次モーメントの変化状況を示した。床版厚にほぼ一次比例で両者が増加することが明らかである。また，図－２３は床版厚を一定にし，鉄筋量を鉄筋間隔に代えて変化させた場合の断面二次モーメント，耐荷力の変化状況を求めたものであるが，コンクリートのかぶり厚を増加すると，断面二次モーメントは減少するが，耐荷力は増加することがわかる。

この２つの図からも，床版厚を増加させたこと，および，かぶり厚を１cm増加させたことが耐荷力の向上をもたらしたことがわかる。

大正１５年，昭和１４年の示方書では明確にせん断応力照査を行うことが規定されていたが，昭和３１年に設計曲げモーメント式が提示されてからは，せん断力に対する照査が省略された。その結果，曲げモーメントだけで断面決定を行い，鉄筋量が多くて，薄い床版を設計し，せん断耐力の減少を招いていたと判断できる。よって，このせん断応力照査の省略もひびわれ損傷を助長した原因の一つになっていると考えられる。

表－１２　試算設計，

設計＼示方書		大正15年	昭和14年		昭和31年	昭和39年		昭和48年	
許応容力	σ_{ca} (Kg/cm²)	45	45	45	70	80	80	100	100
	σ_{sa} (Kg/cm²)	1,200	1,200	1,200	1,200	1,600	1,400	1,400	1,400
設計断面	ΣM (Kg・m)	1,642	1,714	1,743	2,045	2,043	2,043	2,200	2,597 (1.2Mℓ)
	舗装 (cm)	8	アスファルト 5 / コンクリート 8	5	5	5	5	5	5
	床版 (cm)	18	18	19	16	15	15	17	17
	かぶり (cm)	2.5	2.5	2.5	3	3	3	4	4
	As (cm²)	11.31	11.31	11.31	16.75	13.27	16.75	15.89	19.1
単鉄筋断面応力	x (cm)	5.75	5.75	5.98	5.95	5.20	5.65		
	z (cm)	13.58	13.58	14.51	11.02	10.27	10.12		
	σ_c (Kg/cm²)	42	43.9	40.2	62.4	76.5	71.5		
	σ_s (Kg/cm²)	1,069	1,116	1,062	1,108	1,499	1,205		
複鉄筋断面応力	d (cm)	15.5	15.5	16.5	13	12	12	13	13
	d' (cm)	2.5	2.5	2.5	3	3	3	4	4
	As (cm²) (As′ = As/2)	11.31	11.31	11.31	16.75	13.27	16.75	15.89	19.1
	x (cm)	5.41	5.41	5.62	5.56	4.93	5.29	5.61	5.92
	z_c (cm³)	4,298	4,298	4,769	3,677	2,904	3,197	3,526	3,682
	σ_c (Kg/cm²)	38.2	39.8	36.5	55.6	70.4	63.9	62.5	70.5
	σ_s (Kg/cm²)	1,069	1,113	1,060	1,116	1,514	1,216	1,238	1,265
昭和48年の増加応力	M_w (Kg・m)	249	287	217	198	196	196	216	Mℓ=2,381
	ΣM (Kg・m)	2,630	2,668	2,598	2,579	2,577	2,577	2,597	
	σ_c (Kg/cm²)	61.1	61.9	54.4	70.1	88.8	80.6	75.7	70.5
	σ_s (Kg/cm²)	1,717	1,733	1,581	1,408	1,910	1,534	1,494	1,265
備考			路床コンクリート8cmが床版に寄与すると仮定 σc = 39.2 σs = 1,397 (Kg/cm²)			SD 30の異形鉄筋を使用			
		単鉄筋断面で設計						複鉄筋断面で設計	

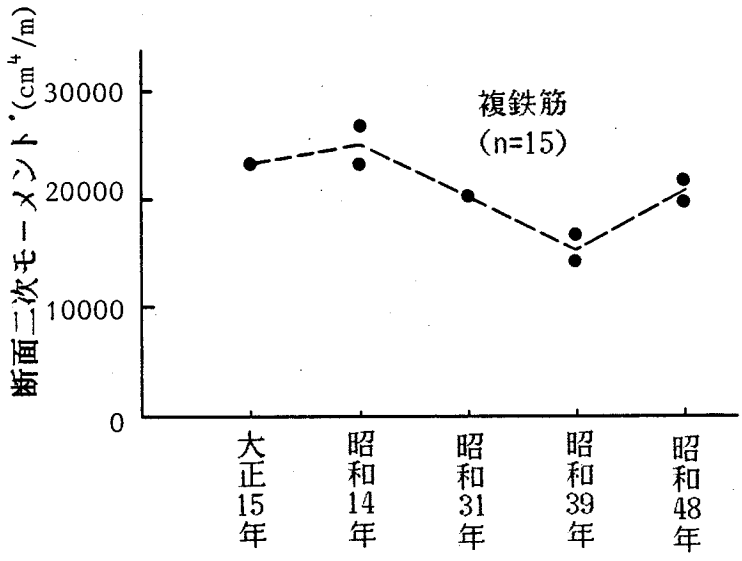
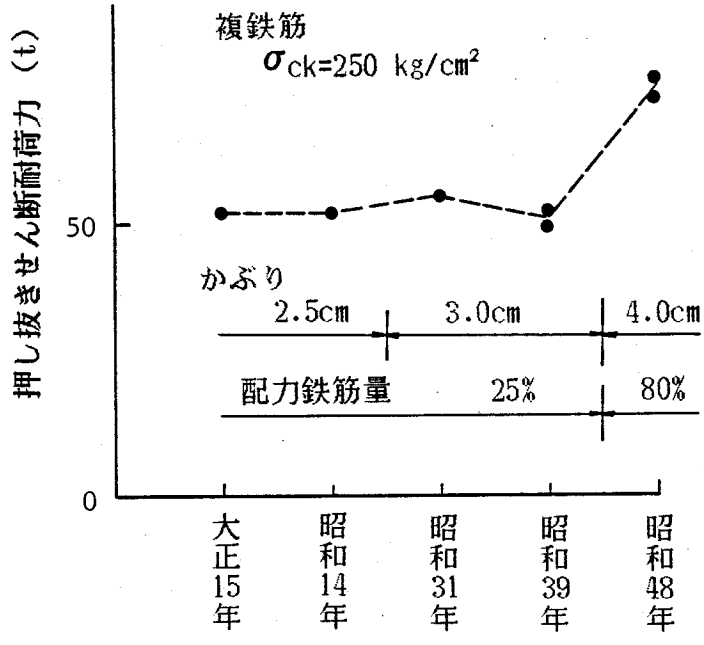
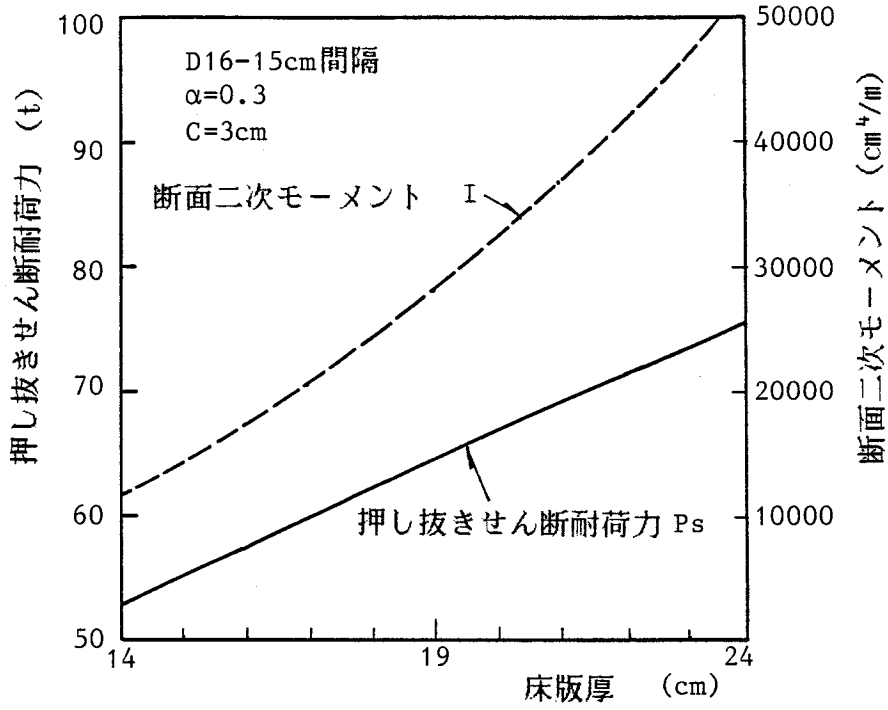


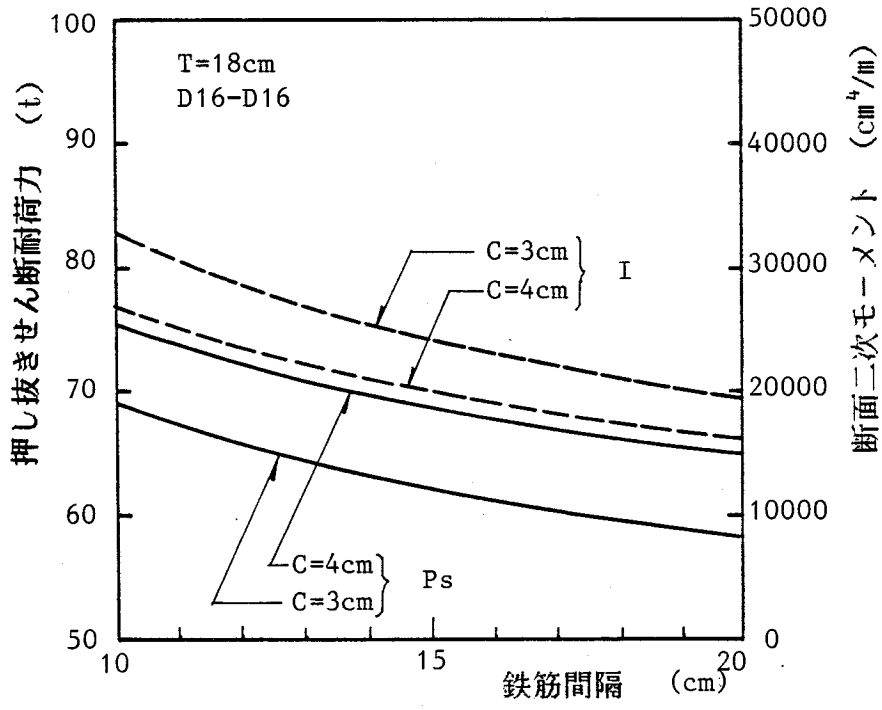
図-２０ 断面二次モーメントの変遷.



図－２１　押し抜きせん断耐荷力の変遷.



図－２２　同一鉄筋量で床版厚を変化させた場合の耐荷力，断面二次モーメントの変化状況．



図－２３　かぶりコンクリート厚の違い．

２－２　鋼格子床版の設計法の問題点

現在，実設計では佐伯が提案した「Ｉ形鋼鋼格子床版の設計（案）」/72/を慣用している。この設計案で着目すべき点は，鋼格子床版の直交異方性を考慮した設計曲げモーメント式を提案していることである。これによると，Ｉ形鋼が車両進行方向に直角に配置される床版に対して，

“Ｉ形鋼断面の曲げモーメントを現行示方書のＲＣ床版用主鉄筋断面曲げモーメントの1.2 倍，配力鉄筋断面に対しては同上配力鉄筋断面の曲げモーメントの0.9 倍とする”

と提案している。

これらの係数は，これまで実施設計された床版の直交異方性度αがほぼ 0.4～0.5 の間であることから，安全側を考え$\alpha=0.4$ と仮定した解析で直交２方向の曲げモーメントを計算し，Ｉ形鋼断面に関しては計算値の等方性板モーメントに対する比$k=1.2$ を採用した。しかるに，配力鉄筋断面に対しては三浦ら/73/の試験結果を参考にし，$\alpha=0.7$ に対応す直交異方性板の曲げモーメントの等方性板モーメントに対する比$k=0.9$ を採用した。この理由として，佐伯は安全側であると述べている。

しかし，第３編で述べるように，著者の実橋床版および移動繰返し載荷を行った床版では，直交２方向とも引張側コンクリートを無視した板剛性による直交異方性度よりも小さくなる傾向があり，佐伯の考え方と矛盾する。

そこで，佐伯案に従って表－１３のように床版の設計を行ってみた。設計後の全床版について板剛性比を見ると，一応，αは 0.4～0.45におさまり，問題点はないように見える。しかしながら，この板剛性比αによる理論活荷重曲げモーメントに対する設計曲げモーメントの比を求めると，表－１３中に示した値となり，配力鉄筋断面では1.１を上回るけれども，Ｉ形鋼断面では1.0 を下まわる場合が発生する。それゆえ，当初見込まれていたはずの安全の余裕10～20%がなくなっていることが判明した。

本来，設計では直交２方向の断面とも，同程度の安全性を確保すべきである。さらに，主部材であるＩ形鋼の疲労を考慮するならば，Ｉ形鋼断面の安全性の方を確保する必要がある。以上から，佐伯案に対し，若干の修正を加える必要があると言える。

また，鋼格子床版ではＲＣ床版のようにコンクリートが抜け落ちるという破壊は起こらないと考えられる。しかし，Ｉ形鋼のウェブにあけたパンチ孔隅角部からＩ形鋼に疲労亀裂が入ることが予想される。事実，実験室内では大きな荷重による繰返し載荷のもとでＩ

形鋼が疲労破断した。現在，本床版も設計において疲労は考慮されていないが，実橋で過酷な回数の輪荷重作用を受けてもＩ形鋼が疲労破壊するか否かの安全性評価は是非行っておく必要がある。

以上，２点が鋼格子床版の設計上の問題点である。

表－１３　佐伯の提案式によって設計した床版の安全性評価，

床版支間	床版厚	Ｉ形鋼の曲げモーメント				配力鉄筋の曲げモーメント			直交異方性	理論モーメント		モーメント比	
(m)	(cm)	Ml	Mx	断面	Ix	My	断面	Iy	Iy/Ix	Mxt	Myt	Mx	My
2.0	16	2976	3248	I13 (22cm)	2260	1728	W-D16(18cm)	920	0.407	2960	1430	1.005	1.208
	17	2976	3262	I13 (23cm)	2480	1728	S-D16(18cm)	1095	0.442	2900	1570	1.027	1.100
		"	"	"	"	"	W-D19(29cm)	1025	0.413	2950	1440	1.009	1.200
	18	2976	3276	I13 (25cm)	2645	1728	S-D13(13cm)	1195	0.451	2900	1440	1.027	1.200
		"	"	"	"	"	W-D16(22cm)	1150	0.435	2910	1450	1.023	1.192
2.5	16	3552	3980	I13 (17cm)	2750	2088	W-D19(21cm)	1050	0.382	3660	1800	0.970	1.160
	17	3552	4001	I13 (19cm)	2840	2088	S-D16(15cm)	1250	0.440	3550	1880	1.001	1.111
		"	"	"	"	"	W-D19(24cm)	1160	0.408	3600	1840	0.987	1.134
	18	3552	4022	I13 (20cm)	3100	2088	S-D16(16cm)	1390	0.448	3520	1890	1.009	1.105
		"	"	"	"	"	W-D19(26cm)	1320	0.425	3570	1860	0.995	1.123
		"	"	I15 (24cm)	3275	2088	W-D19(24cm)	1350	0.412	3600	1840	0.987	1.135
	19	3552	4033	I13 (22cm)	3280	2088	S-D19(25cm)	1510	0.460	3510	1900	1.012	1.099
		"	"	"	"	"	W-D19(29cm)	1410	0.430	3560	1870	0.998	1.117
	20	3552	4064	I13 (24cm)	3490	2088	S-D16(19cm)	1625	0.466	3500	1920	1.015	1.088
		"	"	"	"	"	W-D16(22cm)	1590	0.456	3510	1900	1.012	1.099
3.0	17	4128	4773	I13 (15cm)	3375	2450	S-D13(13cm)	1425	0.422	4080	2180	1.012	1.123
		"	"	"	"	"	W-D19(20cm)	1600	0.474	3980	2270	1.037	1.079
	18	4128	4804	I13 (16cm)	3615	2450	S-D16(14cm)	1530	0.423	4080	2190	1.012	1.119
		"	"	"	"	"	W-D19(22cm)	1480	0.419	4090	2180	1.009	1.124
		"	"	I15 (20cm)	3765	2450	W-D19(20cm)	1525	0.405	4120	2170	1.002	1.129
	19	4128	4834	I13 (18cm)	3750	2450	S-D16(15cm)	1675	0.447	4030	2230	1.024	1.099
		"	"	"	"	"	W-D19(24cm)	1650	0.440	4050	2210	1.019	1.109
		"	"	I15 (21cm)	4000	2450	S-D16(15cm)	1725	0.431	4060	2210	1.017	1.109
		"	"	"	"	"	W-D19(22cm)	1665	0.416	4100	2180	1.007	1.124
	20	4128	4865	I13 (19cm)	4075	2450	S-D16(16cm)	1840	0.452	4020	2240	1.027	1.094
		"	"	"	"	"	W-D19(17cm)	1780	0.437	4050	2210	1.019	1.109
		"	"	I15 (22cm)	4290	2450	S-D19(23cm)	1890	0.441	4050	2210	1.019	1.109
		"	"	"	"	"	W-D19(24cm)	1840	0.429	4060	2210	1.017	1.109
3.5	18	4704	5624	I13 (14cm)	3970	2808	S-D19(17cm)	1725	0.435	4480	2460	1.050	1.141
		"	"	"	"	"	W-D19(19cm)	1620	0.408	4550	2420	1.034	1.160
	19	4704	5666	I13 (15cm)	4250	2808	S-D19(18cm)	1910	0.449	4450	2490	1.057	1.128
		"	"	"	"	"	W-D19(21cm)	1800	0.425	4500	2450	1.045	1.146
		"	"	I15 (18cm)	4490	2808	S-D16(13cm)	1930	0.430	4490	2450	1.048	1.146
		"	"	"	"	"	W-D19(19cm)	1850	0.412	4540	2420	1.036	1.160
	20	4704	5707	I13 (16cm)	4570	2808	S-D19(20cm)	2040	0.446	4450	2490	1.057	1.128
		"	"	"	"	"	W-D19(23cm)	1990	0.435	4470	2460	1.052	1.141
		"	"	I15 (19cm)	4750	"	S-D19(20cm)	2075	0.437	4470	2460	1.052	1.141
		"	"	"	"	"	W-D19(21cm)	2010	0.423	4500	2450	1.045	1.146
4.0	19	5280	6536	I13 (12cm)	4920	3168	S-D19(16cm)	2070	0.421	5020	2790	1.052	1.135
		"	"	"	"	"	W-D19(18cm)	1980	0.402	5060	2750	1.043	1.152
	20	5280	6590	I13 (13cm)	5230	3168	S-D19(17cm)	2250	0.430	5000	2800	1.056	1.131
		"	"	"	"	"	W-D19(20cm)	2175	0.416	5040	2770	1.048	1.144
		"	"	I15 (16cm)	5380	3168	S-D19(17cm)	2290	0.432	5000	2800	1.056	1.131
		"	"	"	"	"	W-D19(18cm)	2220	0.413	5040	2770	1.048	1.144

曲げモーメントの単位： kg･m/m

２－３　結　言

本章では，大正１５年規定，昭和１４年，同３１年，同３９年の鋼道路橋示方書および昭和４８年の道路橋示方書のＲＣ床版の設計に関する諸条項について歴史的変遷を検討した。

床版の耐荷力に着目すると，昭和３９年示方書の規定において，床版厚を薄くしたこと，および，鉄筋の許容応力度を高く取って，最も低い耐荷力の床版を設計していたことが証明された。

昭和初期に建設された床版では，昭和３９年示方書によるものとは，鉄筋の許容応力度だけが顕著な相違点であるが，今日の交通荷重下でも使用に耐えているものがあるのは，やはり，材料の許容応力度を小さくとっていたためと推定できる。また，磨耗層と称して床版上に上置コンクリート層を設けたこともあり，これが耐荷力に寄与していたと考えられる。

昭和４２年の建設省道路局長通達によって配力鉄筋量を主鉄筋量の70%に増加させたこと，ならびに，昭和４８年示方書で配力鉄筋断面の設計曲げモーメント式が提示されたこと，鉄筋の許容応力度が1400 kg/cm^2 におさえられたこと，さらに，床版厚が増加されたことが，耐荷力の向上につながっていることが明確にできた。

鋼格子床版については，現行の佐伯案に若干の不合理性のあることを指摘した。本床版の直交異方性度を正確に評価して合理的設計法を確立すべきであろう。

第３章　交通荷重の実態

一般的に，構造物の損傷には，構造物自身の原因を除くと，作用する荷重が大きく原因する。設計に際して，起りうる最悪の荷重を想定してもよいが，頻度が小さいため，構造物の重要性，経済性を考慮して設計荷重が定められている。しかし，床版ではこの設計輪荷重を超過する荷重を多数回受けることが損傷の原因となっている。よって，実交通荷重の現状を知ることは床版の安全確保のために非常に重要である。以下，床版に直接影響する輪荷重（あるいは軸重）の実態について調べ，ＲＣ床版のひびわれ損傷との相関について考察する。

３－１　床版に作用する自動車荷重

床版に対して支配的な影響をもつ荷重は自動車の輪荷重である。ただし，一般的に床版スパンは４ｍ以下であるので，床版内のある任意の１点に影響する荷重載荷範囲は狭く，自動車の諸元・配列を考慮すると１台の自動車における１車軸の左右２つの輪荷重が設計上問題となる。

さて，自動車の製作および道路通行上，その寸法や総重量等の車両諸元については車両制限令（道路法），道路運送車両の保安基準（道路運送法および道路交通法）によって決められている/86,87/ 。これらの制限値と道路橋示方書の規格値を表－１４に示す。

自動車の重量・寸法に関する制限は各国とも行っており，表－１５，１６の通りである。これらの表の数値を比較すると，わが国を含めて各国とも大きな差はないと言えよう。そして，各国とも車両制限令の輪荷重に対して設計輪荷重は53％～100 ％の余裕をとっている。日本では60％である。

現在，わが国の大型車と呼ばれるものはバスを除くと，２軸の大型車，３軸の大型車，トレーラーなどである。これらの通行比率は，阪神高速道路公団の調査データ/88/によると，表－１７のようであった。設計示方書通りの２軸車の通行比率はバスを含めると0.19であり，他は３軸車，トレーラーとなっている。よって，疲労に関係する輪荷重の載荷回数は２軸車ばかりと考えた場合の約 1.5倍になることに注目する必要がある。

次に，輪荷重の軸重配分について若干の分析を行う。　これについても上記調査データ/88/を使用する。現在，大型車は表－１８中に示すような３種が代表的であり，３軸車にはタンデム軸が自動車後部にある３軸車〈１〉と前部にある３軸車〈２〉とがある。各自

動車の平均的な軸重配分は表－１８(1) に示す通りであった。この比率を用いて，全自動車荷重を20ｔとて，各軸重を計算すると，表(2) のようになり，最大軸重は２軸車の後軸に現われる。しかし，現実に走行している車両の荷積み状態時の平均全重量を調べると，２軸車は14ｔ，３軸車〈１〉は22ｔ，３軸車〈２〉は21ｔとなっており，３軸車の方が相対的に重い。これらの実測重量を軸重に配分すると第２行目に記したように２軸車の後輪軸重Ｐ1 よりも３軸車〈１〉の後輪前軸重Ｐ2 あるいは３軸車〈２〉の後輪軸重Ｐ3 の方が大きくなっている。

さらに，タンデム軸は軸間が約1.3mであるため，例えば，３軸車〈１〉のＰ2 軸直下の断面力に着目した場合，このＰ2 軸によるものにＰ3 軸の影響（Ｐ3 軸による最大値の約60%）が加算されることになる。同表の３行目，４行目にこの２軸分の影響を考慮した一軸換算荷重を求めた。

自動車の全重量を20ｔとすると，一軸換算荷重は 13.28ｔとなり，２軸車より約 5%増加する。実測平均荷重を用いると約16%も増加することになる。よって，３軸車に対しては，回数と同様に荷重の増加のことも考慮すべきであろう。

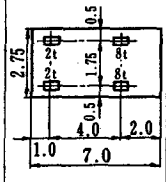
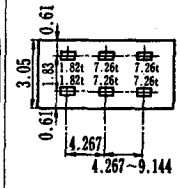
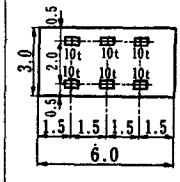
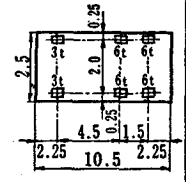
表-１４ 車両の諸元に関する基準，

		車両制限令の一般的基準	道路運送車両の保安基準	道路交通法による基準	道路構示方書 T荷重（一等橋）
根拠法		道路法	道路運送車両法	道路交通法	
所管省庁		建設省	運輸省		
担当者		道路管理者	陸運局長	公安委員会（けん引） 警察署長（積載）	
幅（メートル）		車両の幅（積載物を含む）は2.5以下	自動車の幅（積載物を含まず）は2.5以下	積載物の幅は自動車の幅以下	
高さ（メートル）		車両の高さ（積載物を含む）は3.5以下	自動車の高さ（積載物を含まず）は3.5以下	積載物の高さ＋荷台の高さは3.5以下	
長さ（メートル）		車両の長さ（積載物を含む）は12以下	自動車の長さ（積載物を含まず）は１２以下	積載物の長さは，自動車の長さ×1.1以下 又けん引する自動車＋被けん引車両は２５以下	
回転半径（メートル）		12	12		
重さ（トン）	総重量	20以下 ただし，バン型，及びコンテナ型セミトレーラー連結車で軸距，軸重等により建設省令で定める値（高速自動車国道を通行するものにあつては34 以下その他の道路を通行するものにあつては27）	20以下	積載物の重量は自動車の最大積載量以下	20
	軸重	10以下	10以下	規定なし	16
	輪荷重	5以下	5以下	〃	8

表－１５　日本および諸外国の車両制限令の抜粋/87/,

国名	寸法		軸重			単車				トラック＋トレーラー		トラクター＋セミトレーラー					
	高さ (m)	幅 (m)	単軸 (t)	タンデム軸 (t)	タンデム軸間隔 d (m)	2軸車 重量 (t)	2軸車 長さ (m)	3軸車以上 重量 (t)	3軸車以上 長さ (m)	重量 (t)	長さ (m)	3軸 重量 (t)	3軸 長さ (m)	4軸 重量 (t)	4軸 長さ (m)	5軸 重量 (t)	5軸 長さ (m)
日本	3.5	2.5	10.0			軸数に関係なく重量 20.0 ton 長さ 12.0 m						軸数に関係なく重量 34.0 ton 長さ 16.5 m					
米国	4.11	2.59	9.01	14.52		12.7	12.19	18.14	12.9	39.24	19.81	21.77	16.76	27.22	16.76	32.66	16.76
英国	4.6	2.5	11.0	18.0	$1.22<d<2.13$	16.0	11.0	28.0	11.0	32.0	18.0	24.0	15.0	4軸以上重量 32.0 ton 長さ 15.0 m			
西ドイツ	4.0	2.5	10.0	16.0	$1.0<d<2.0$	16.0	12.0	22.0	12.0	38.0	18.0	軸数に関係なく重量 38.0 ton, 長さ 15.0 m					
フランス		2.5	13.0	21.0	$1.35<d$	19.0	10.0	26.0	12.0	35.0	18.0	軸数に関係なく重量 35.0 ton, 長さ 15.0 m					

表－１６　日本および諸外国の設計自動車荷重/87/,

基準＼国名	日本 (道路橋示方書(1973))	米国 (AASHO(1973))	英国 BS 153(1972)	西ドイツ DIN 1072(1967)	フランス (1960)
総重量 (t)	20.0	32.67	特に規定されておらず集中荷重と等分布荷重の組合せで表わされている.（支間の短かい部材に対しては分布面積 37.5cm×7.5cm の 11.25 ton の輪荷重が 90 cm 離れて 2 個載ることを想定している.）	60.0	30.0
	20.0	21.77		22.0	26.0
最大軸重 (t)	16.0	14.53		20.0	20.0 (250 cm×8 cmの分布荷重)
	10.0	9.01		10.0	13.0
輪重 (t)	8.0	7.26		10.0	10.0 (30 cm×30 cmの分布荷重)
	5.0	4.50		5.0	6.50
車両寸法 (m)					

注）下段の値は，表－1 の車両制限令から対応する値を転記したものである.

表－１７　阪神高速道路を通行する自動車の実態（昭和５８年）,

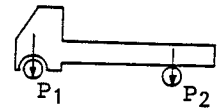
	２軸車 トラック	２軸車 バス	３軸車	トレーラー	中型車	乗用車 バン	合計
全台数	1630	419	6934	1684	12833	49189	—
大型車の通行比率	0.153	0.039	0.650	0.158	—	—	1.000
全トラックの通行比率	0.069	0.018	0.295	0.072	0.546	—	1.000
全自動車の通行比率	0.0224	0.0058	0.0954	0.0232	0.1765	0.6767	1.000

表－18　自動車の軸重，

（1）　軸重比率

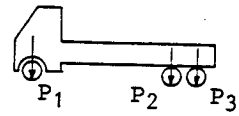
a）　2軸車

	P_1	P_2
全重量W	0.37W	0.63W



b）　3軸車〈1〉

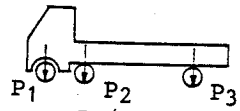
	P_1	P_2	P_3
全重量W	0.22W	0.49W	0.29W



$P_2/P_3=1.6$

c）　3軸車〈2〉

	P_1	P_2	P_3
全重量W	0.26W	0.26W	0.48W



$P_1/P_2=1.0$

（2）　軸　重

		2軸車		3軸車〈1〉			3軸車〈2〉		
		P_1	P_2	P_1	P_2	P_3	P_1	P_2	P_3
Wを20t とした場合		7.4 t	12.6 t	4.4 t	9.8 t	5.8 t	5.2 t	5.2 t	9.6 t
実　測　平　均		5.18t	8.82t	4.84t	10.78t	6.38t	5.46t	5.46t	10.08t
1軸換算	W＝20t				13.28t		8.32t		
	W＝実測				14.61t		8.74t		

３－２　実橋での自動車荷重の実態

自動車軸重あるいは輪荷重は前節で述べたように，法令により制限されているにもかかわらず，これらを大幅に越え，かつ，設計荷重も越えるものが多く実測されている。

表－１９および図－２４に各道路管理機関/87,88/ が実測した事例を示す。これら図表から実走の自動車の軸重が法定軸重10ｔを越える頻度は国道上で約2.8 ～ 6%，高速道路上で約1.5 ～ 4%もあり，設計軸重16ｔを越える頻度も相当あることがわる。さらに，最大輪荷重が14ｔを越えるものも実測されたとの報告/89/があり，実自動車荷重は床版にとって非常に苛酷なものであることが理解できる。

今，コンクリート床版の疲労破壊に対してマイナー則が成立するものと仮定すると，輪荷重T(t)が一回載荷する場合，T-20に換算した等価繰返し回数Ｎeqは $(T/8)^{1/k}$ で表わされる。ここに，ｋは床版に関するlog Ｓ－log Ｎ表示したＳ－Ｎ曲線の傾きの絶対値である。今，ｋ＝1/11.21 （第４編で述べる著者の結果）を採用し，表－１９の全軸重頻度結果と２万台と仮定した日交通量を用いて，設計輪荷重に等価な輪数を求めると表－２０の通りとなり，実測輪数の約10～35倍にもなる。よって，過積載トラックの通行が床版に大きな疲労被害を与える要因となっていることがわかる。

表－１９　　軸重実測結果（累積頻度　%），

（１）　建設省調査による全国国道上/87/，

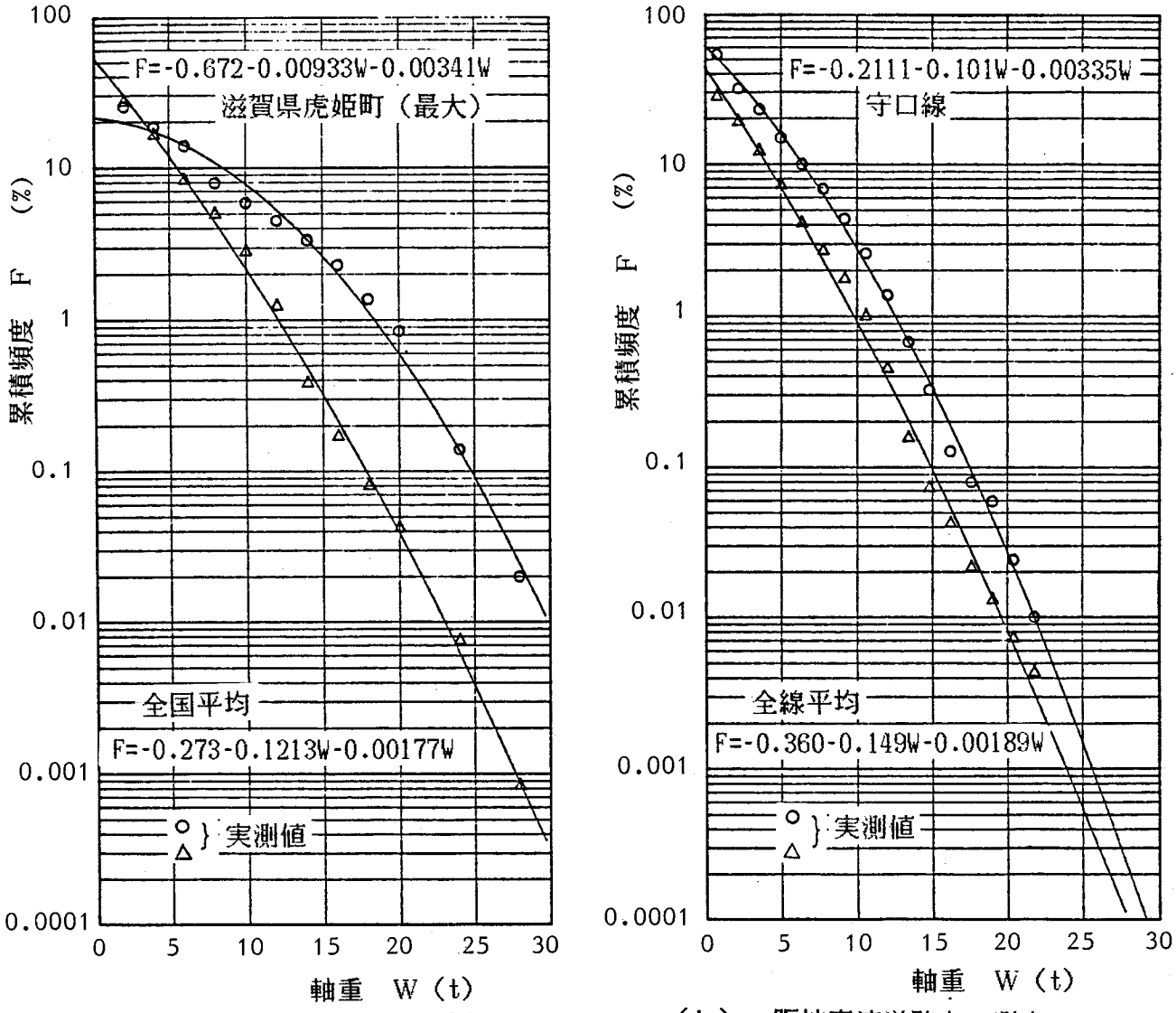
軸重（t）	0t 以上	2t 〃	4t 〃	6t 〃	8t 〃	10t 〃	12t 〃	14t 〃	16t 〃	18t 〃	20t 〃	24t 〃	28t 〃
全国平均	100.0	26.97	16.36	8.27	4.95	2.83	1.23	0.381	0.171	0.080	0.042	0.0075	0.00084
滋賀県虎姫町	100.0	25.14	18.53	13.92	7.96	5.91	4.50	3.35	2.31	1.37	0.85	0.14	0.02

（２）　阪神高速道路上（昭和５１年度）/88/、

軸重（t）	0t 以上	1t 〃	2.2t 〃	3.6t 〃	5.0t 〃	6.4t 〃	7.8t 〃	9.2t 〃	10.6t 〃	12.0t 〃	13.4t 〃	14.8t 〃	16.2t 〃	17.6t 〃	19.0t 〃	20.4t 〃	21.8t 〃
全線平均	100.0	27.83	18.96	12.12	7.263	4.084	2.695	1.756	1.000	0.447	0.157	0.073	0.042	0.022	0.013	0.007	0.004
守口線	100.0	50.00	31.82	23.07	14.90	10.00	6.886	4.390	2.624	1,379	0.680	0.324	0.128	0.080	0.060	0.024	0.010

表－２０　設計輪荷重を超える実測輪数と設計荷重への等価輪数，

	建設省測定の全国平均頻度	滋賀県虎姫町での最大頻度	阪神高速道路平均頻度	阪神高速道路守口線
8tを超える実測輪数	68（輪／日）	924（輪／日）	20（輪／日）	60（輪／日）
8tへの換算輪数	2050　（”）	32790　（”）	191（”）	653（”）



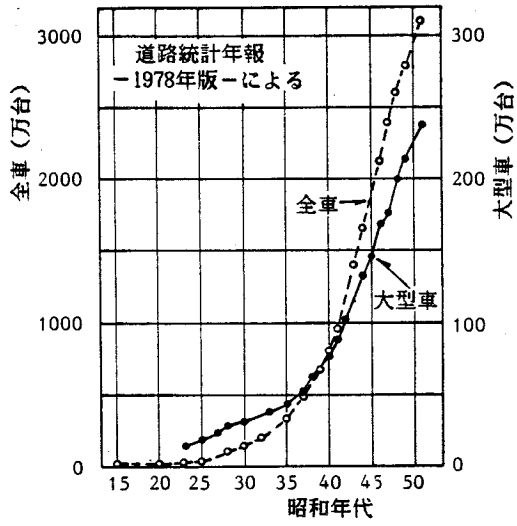
（a）　建設省による国道上の測定　　（b）　阪神高速道路上の測定

図－２４　実交通下における自動車軸重の実測結果.

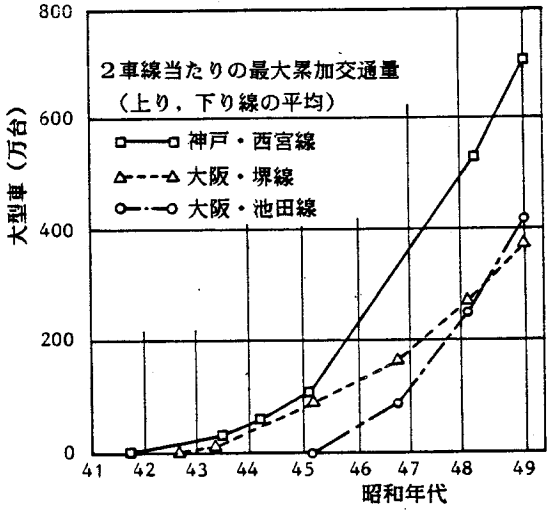
３－３　交通量

構造物の疲労被害に対して，荷重の大きさとともに作用頻度も大きな要因である。図－２５はわが国の自動車保有台数の変遷/91/である。これを直接交通頻度の変遷と読みかえることに無理はあるが，変遷の急増点は昭和３８年頃であり，このころから本格的な自動車時代に入ったといえる。その数年後からひびわれ損傷が多く報告されはじめたことは，やはり交通量の増大が損傷の一因と考えられる。

図－２６は阪神高速道路における大型車の累積通行量のデータ/21/であるが，各路線とも供用開始後２，３年目から増加が著しい。同道路における５３年度調査/90/によると，一車線当たりの最大交通量は約33,000台／日／レーンであり，大型車通行量は2,400 台／日／レーンにもなっている。



図－２５　自動車保有台数の推移.



図－２６　阪神高速道路における
大型車累加交通量の推移.

３－４　輪荷重走行位置

橋梁上を通行する輪荷重が橋梁部材に及ぼす影響は，輪荷重の大きさ，および，通過回数が同じであっても輪荷重の幅員方向の通行位置によって異なる。特に，直接荷重を担う床版では，この通行位置の影響が大きい。

さて，表－２１は，荷重度の大きい大型車のみを対象とした建設省の調査/89/による輪荷重通行位置頻度分布であり，着目走行レーン上を通行する車両の左側車輪に着目している。頻度分布はほぼ正規分布する。また，レーンマーク内での両輪のピーク間隔の平均値は約 1.9mとなっている。

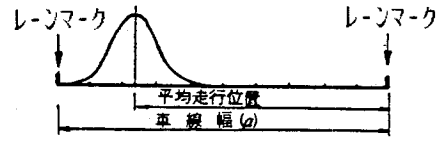
著者ら/15/が図－２７に示す旧神崎橋の取り付け道路上で測定した結果も図－２８の通り正規分布を示している。ただし，表－２１の結果と比較して平均値および標準偏差とも若干小さな値となった。本橋は仮設橋であり，側路帯がなく外側レーンマークのすぐ外側にガードレールが立っているため，心理的に内側に寄ったものと考えられる。この傾向は表－２１の４車線道路でも見られるが，標準偏差は大きくなっている。

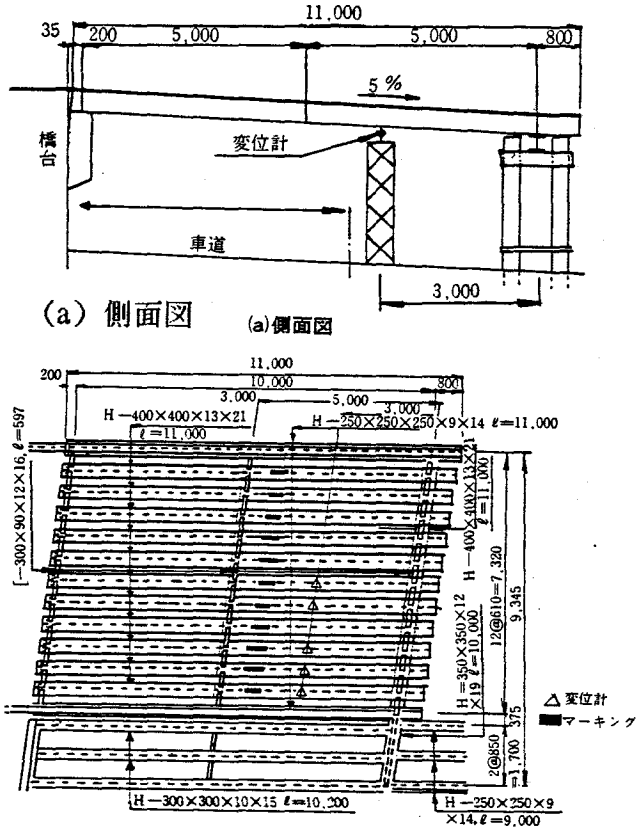
さて，上記のように道路橋ではレーンマークがあるため，車輪通行位置は全く無規則ではなく，標準偏差の小さい正規分布を示すことから，路面上のレーンマークと主桁あるいは縦桁との配置が悪いと，通行頻度のピークが床版支間中央に来ることがあり，床版は常時大きな曲げを受け，劣化を速めることになる。このことに着眼して昭和５３年の道路局長通達では，通行位置のピークが主桁近傍に来るように床版支間を３m以下にすることが望ましいと勧告している。

表－２１　自動車左側車輪通行位置分布，

		平均走行位置	標準偏差	摘要
都市高速		0.77 a	0.065 a	$a = 3.25\ m$
国道平均	2車線道路	0.73 a	0.09 a	
	4車線道路	0.69 a	0.13 a	

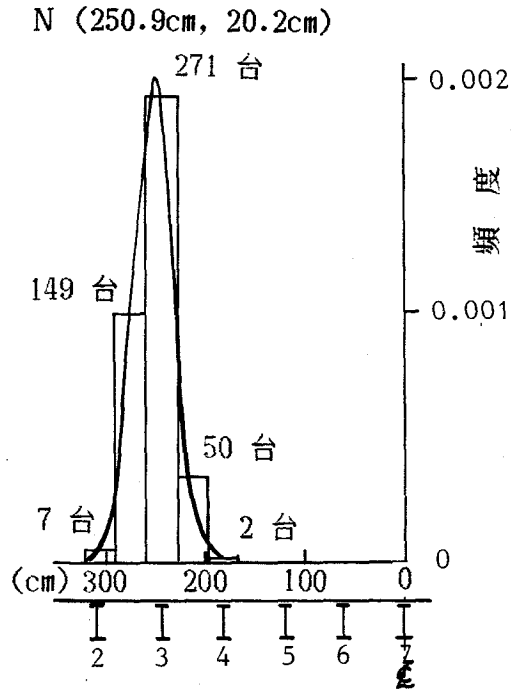
但し，走行位置は，車線右側端より左側車輪中心の距離で示し，aは車線幅である。





(b) 平面図

図－２７　神崎橋取り付け部仮設橋梁.

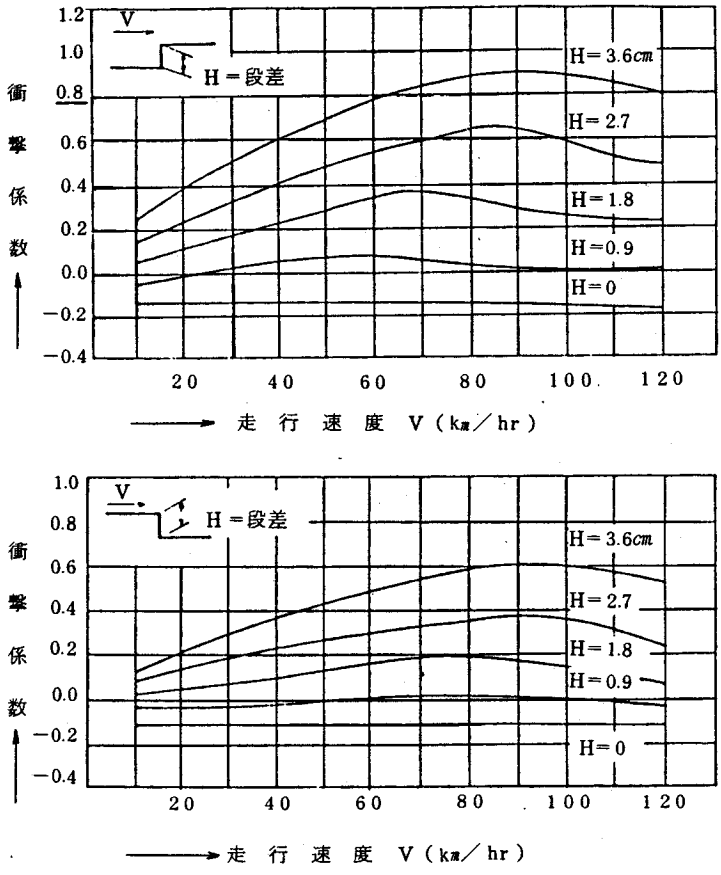


図－２８　左側車輪通行位置分布.

3－5　衝　撃

活荷重の移動に伴なう動的効果は一括し衝撃として取り扱い，昭和１４年の示方書以来，衝撃係数ｉを20/(50+L)，L：支間長(m)，としている。しかし，舗装の凹凸や，伸縮継手部の段差によって大きな衝撃力が作用する。現実に，伸縮継手付近の床版に特に損傷が多い。

図－２９は日本道路公団で行われた衝撃試験結果/92/であるが，段差が約２cm以上となると設計値を上回ることになり，常に路面を平坦に保つことが肝要である。



図－２９　床版に作用する衝撃の影響 /92/.

３－６　床版損傷と荷重との関係

昭和４９年７月～昭和４９年９月の２ケ月に亘り，阪神高速道路公団は管轄している高架橋におけるＲＣ床版の破損実態調査を行った/21/。ここで，その調査データを参照し，荷重との相関について考察を加えたい。

同調査における破損床版の定義は次のようなものである。

(1) 破損Ａ：床版陥没等の破損により，床版の効用機能（車両通行）が不能となり，その補修を行った床版

(2) 破損Ｂ：床版の効用機能は維持されているが，ひびわれ進行度が大きくその破損の可能性が予測され，保全上事前に補修・補強を実施した床版

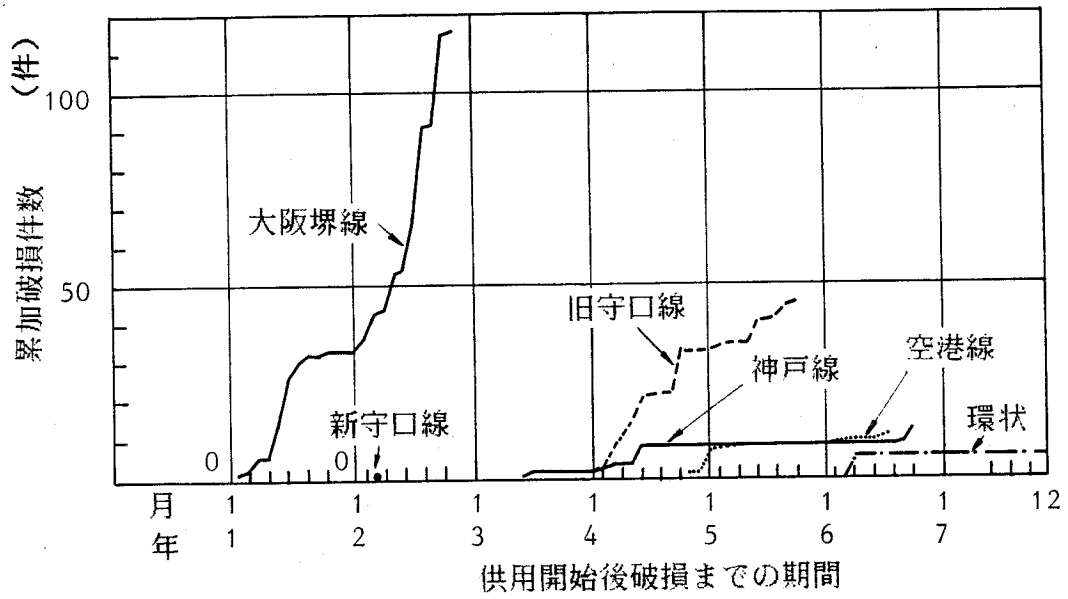
この２つの破損床版の全数について，図－３０に供用開始から破損にいたるまでの期間と破損床版の累加件数の関係を，図－３１に車線別の累加破損件数の変動を，また，図－３２に累加交通量と累加破損床版パネル数との関係を整理した。

これらの結果から次のようなことが言える。

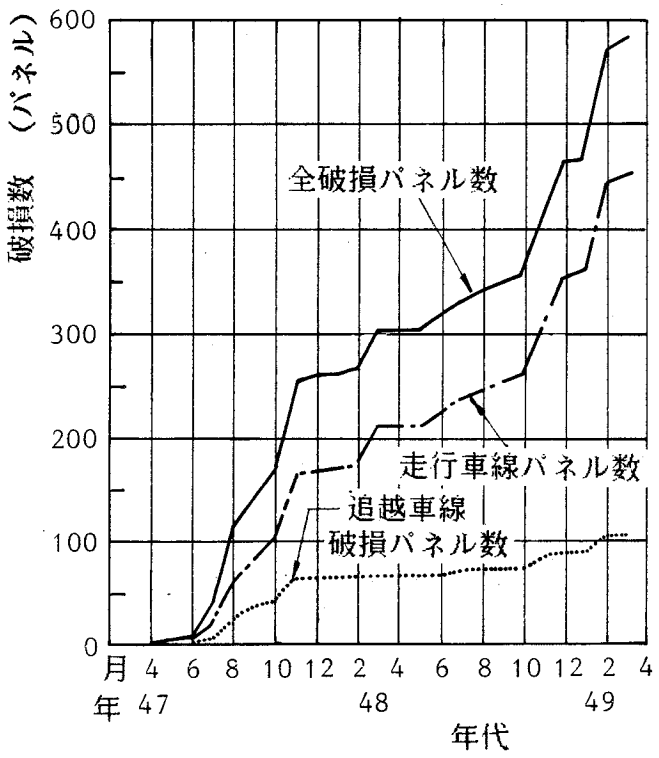
(a) 図－３０と３２から，路線別に床版破損件数が異なることが明瞭である。累加交通量が同じであっても旧守口線と堺線の破損速度は非常に大きい。これらの路線では重車両の通行頻度が大きいため，このような差異をもたらしたと考えてよい。

(b) 図－３２から，床版破損件数と交通量との間にほぼ線形関係が見られ床版破損は疲労現象と考えられる。

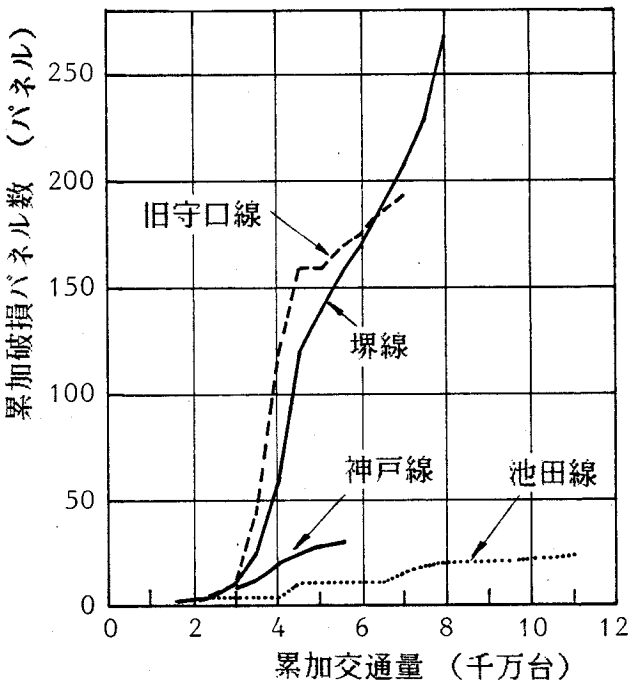
(c) 図－３１からは，走行車線と追越車線で，床版破損数は約４：１と判断できる。同調査報告書の中には，累積交通量をパラメーターにした場合，走行車線と追越車線でも有意な差は認められないと述べられている。よって，上記の比率は両車線の日交通量の違いにあると考えられる。



図－３０　供用開始後破損までの期間と累加破損件数.
（各路線での破損橋梁数）



図－３１　破損時期と累加破損件数．
（全路線）



図－３２　累加交通量（全車種）と
累加破損パネル数．

次に，輪荷重通行位置について考察する。

調査のうち輪荷重通行位置と破損形態（主にひびわれパターンに着目）との関係を抜粋する。

本調査結果の分析においては，大型車の平均輪荷重通行位置を図－３３に示すように床版支間の９等分表示によって行われている。また，破損形態，すなはち，ひびわれパターンは表－２２のように分類されている。

調査結果のまとめとして，次のようなことが明らかとなった。

(1) 全体的にひびわれを分類すると，

亀甲状パターン：線状パターン＝80％：20％

(2) 線状ひびわれに関して見ると，

主鉄筋方向に卓越しているもの：配力鉄筋方向に卓越しているもの＝85％：15％

(3) 床版下面への漏水および遊離石灰の沈着を伴うものは約 9％もあり貫通ひびわれが多い。特に，主鉄筋方向の線状ひびわれの場合，漏水・遊離石灰の沈着を伴う割合は35％と高い。

(4) 輪荷重通行位置と破損パターンとの相関関係は見い出せない。また，破損数との相関も明確ではない。

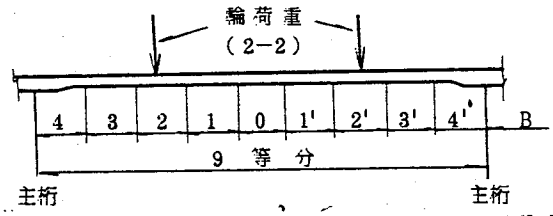
さて，この調査データを著者が再整理したところ，次のような特性が得られた。

(a) 走行位置と破損パネル数の関係は図－３４の通りとなり，走行位置に明確な傾向が見られた。すなわち，大型車の中心が床版支間のほぼ中央にあり，車の左右両輪が同時に同一径間に載る方（2-2,2-3,1-3,1-4 ）が，片輪が床版中央付近に載る場合（0-4,0-B,1-B,2-B ）よりも破損数が多い。

(b) この傾向は図－３５に示したように破損パターン別においても言える。

(c) また，図－３６に示したように，自動車が対称的に載る場合に機能を失った破損Ａが見られる。この破損場所は輪荷重通行最頻位置からハンチまでの間である。これに関して，調査者らは支間 b/4点付近における主鉄筋の曲げ上げによる曲げ抵抗および耐荷力の不足と推定している。著者も同様に，これらの部位では主鉄筋の曲げ上げによって引張側鉄筋量が減少し，押し抜きせん断耐荷力の低下が大きいことと，ねじりモーメントが卓越するため主鉄筋方向のひびわれの貫通が早く，両者が相乗した結果であると考えている。

以上のことから，輪荷重通行位置も床版破損の重要な因子となっていることが明らかであろう。この走行位置に関する配慮を設計に導入すべきであると強調したい。設計に関しては第４編で述べる。

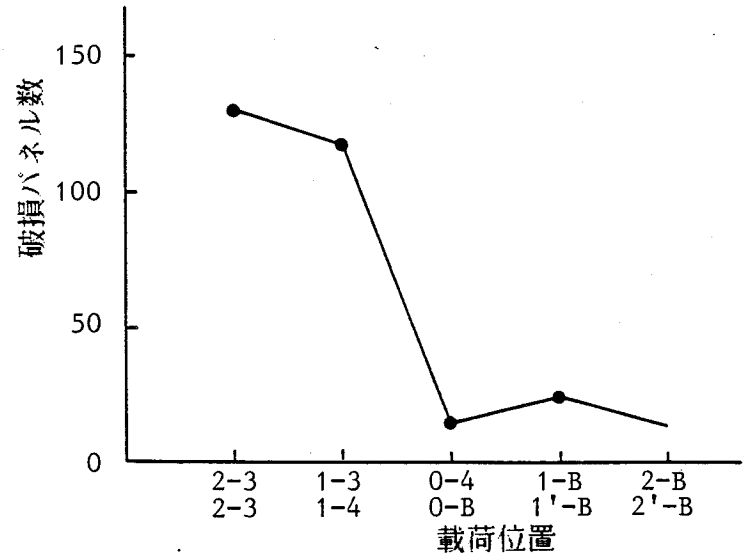


図−３３　車輪通行位置用分割.

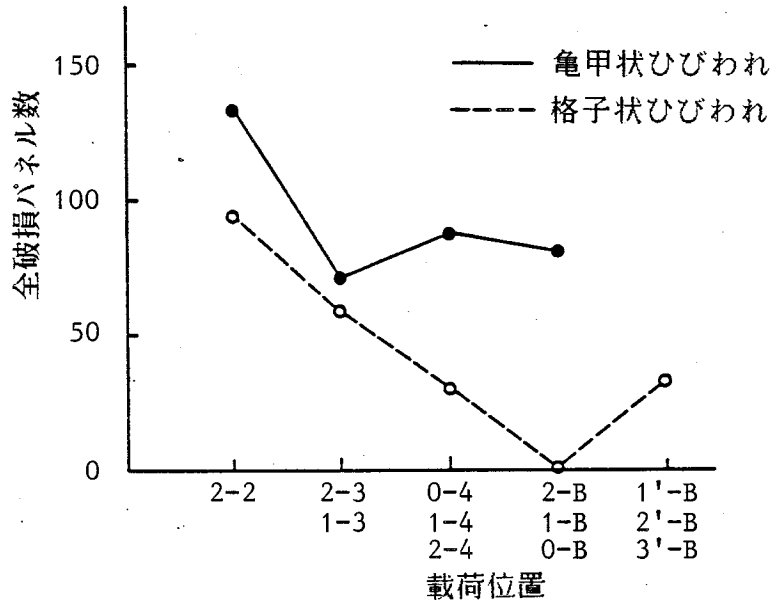
表−２２　ひびわれパターンの分類,

亀甲状				線状			
分類タイプ	模式図	写真	摘要	分類タイプ	模式図	写真	摘要
1		2·1	パネル全面 クラック方向性主筋、配力筋方向共同等 (30)	20		3·1	ハンチ＋支間¼ クラック主筋方向 (19)
2		2·2	パネル全面 クラック主筋方向成分卓越 (23)	21		3·2	ハンチ附近 クラック配力筋方向 (5)
3		2·3	パネル全面 クラック配力筋方向成分卓越 (4)	22		3·3	クラック主筋方向 (32)
4		2·4	ハンチ附近 (11)	23 (22の部分)		3·4	床版支間¼ クラック主筋方向 (6)
7		2·6	ハンチを除く全面 クラック方向主筋、配力筋方向共 (128)	24 (22の部分)		3·5	床版支間½ クラック主筋方向 (3)
8		2·7	ハンチを除く全面 クラック主筋方向卓越 (35)	25		3·6	床版支間¼ クラック配力筋方向 (1)
9		2·8	ハンチを除く全面 クラック配力筋方向卓越 (4)	26		3·7	床版支間½ クラック配力筋方向 (9)
10		2·9	端パネルにおける隅角斜めクラック	28		3·8	端パネルにおける隅角斜めクラック (1)
7,8,9 部分(¼)			床版支間¼附近				
7,8,9 部分(½)			床版支間½附近				

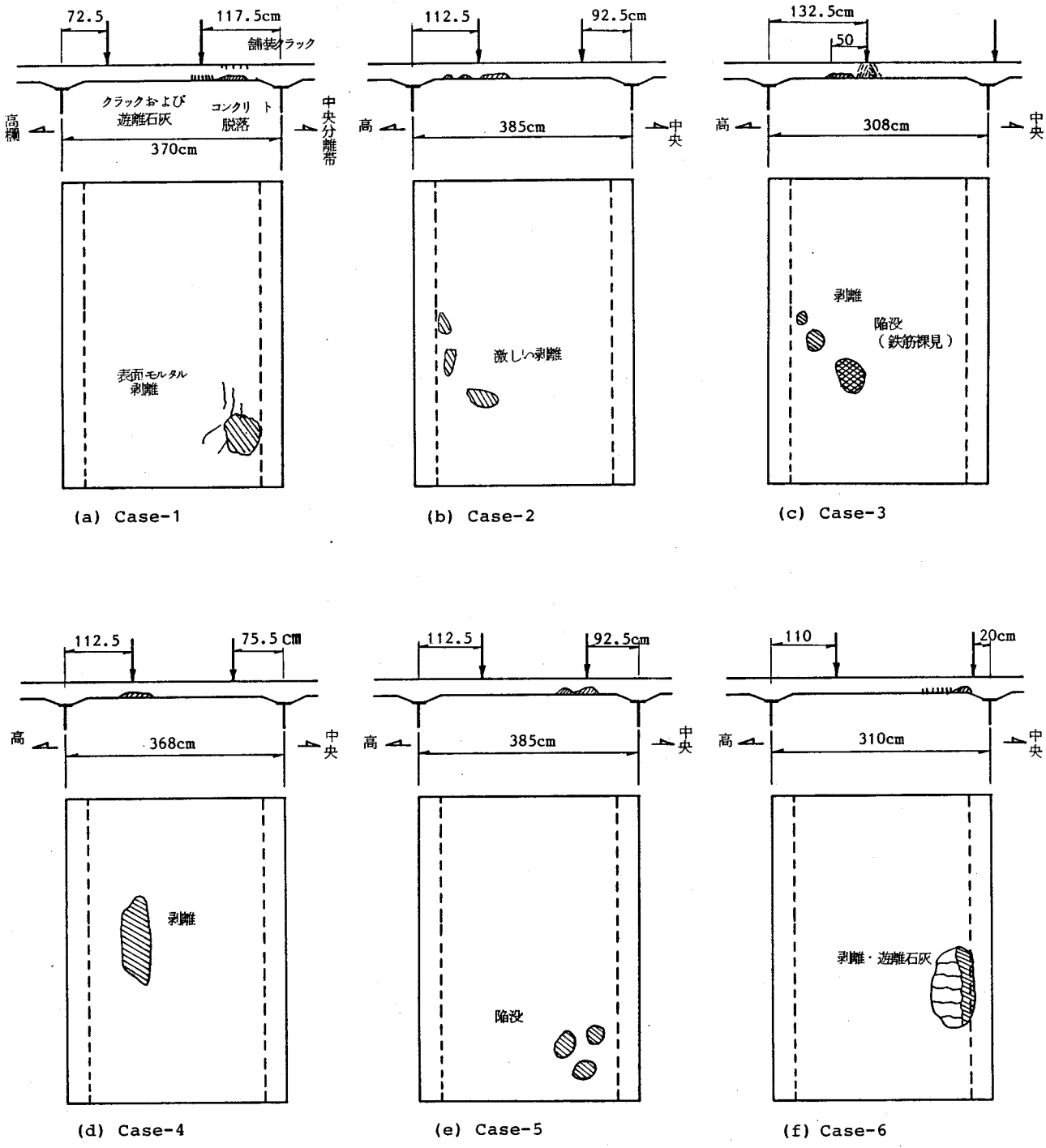
但し、摘要の中の（　）数値は、本調査における破損当該数



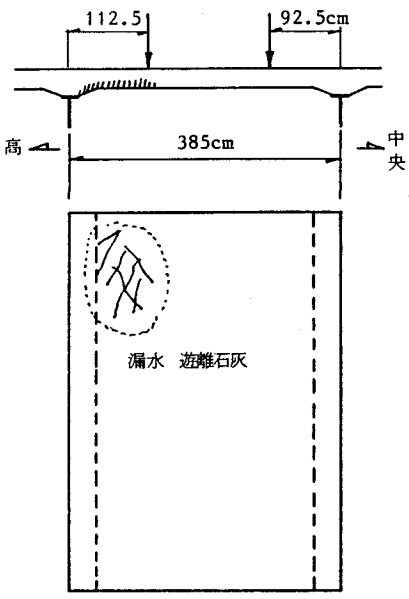
図－３４　走行位置と破損パネル数の関係（全数２９８パネル）



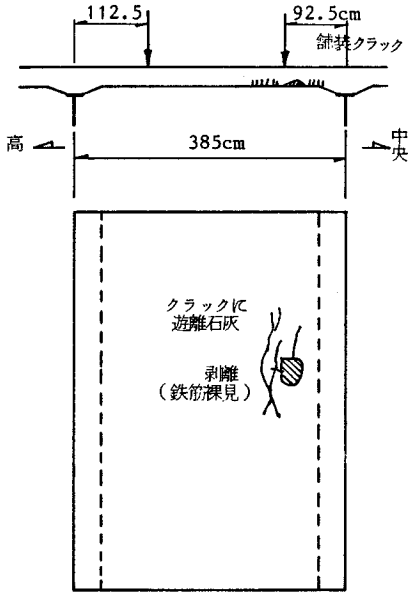
図－３５　走行位置とひびわれパターン別破損パネル数の関係.



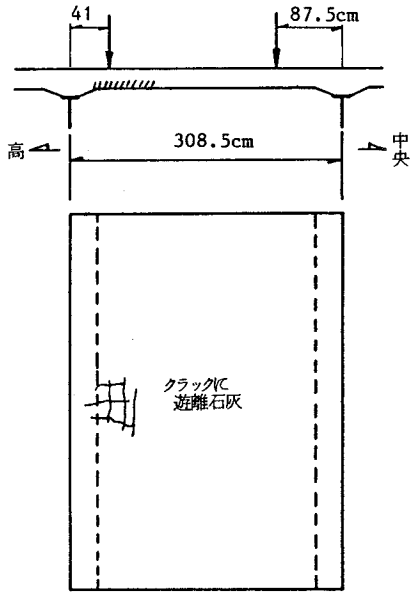
図－３６　陥没・コンクリートはくり等の激しい破損の発生位置と通行位置との関係.



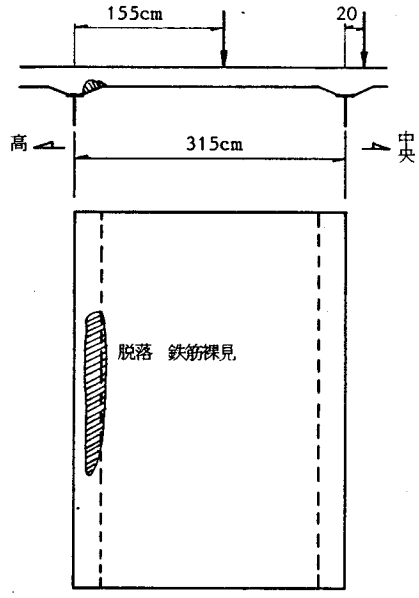
(g) Case-7



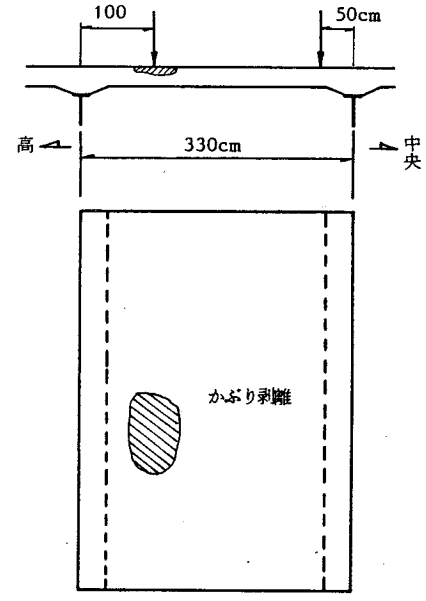
(h) Case-8



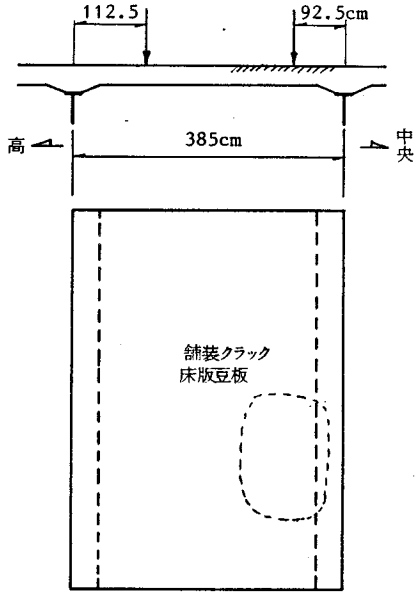
(i) Case-9



(j) Case-10



(k) Case-11



(l) Case-12

図－３６　続き．

3－7　結　言

ＲＣ床版のひびわれ損傷の外的要因として，自動車の輪荷重とその通行頻度が考えられ，これらの現状について資料調査を行った。

法定輪荷重5tに対して，設計では60％も割増した8tを採用しているが，現実には14ｔを越えるものも通行していることが観測され，床版は過酷な荷重環境下にある。

さらに，交通量の多いところでは１日１レーン当たり，３万台を越えており，当然ＲＣ床版はひびわれ損傷を発生しても不思議ではない。

3-6 において，阪神高速道路公団の破損実態調査を分析し，床版損傷率と輪荷重通行位置との関係を見い出した。輪荷重通行位置の平均値が支持桁中心から b/4～b/5 （b は床版支間）にある場合，最も損傷率が高い。この部分は第４編で述べるように，床版自身の構造的耐荷力減があり，結果的に最も疲労損傷を受けやすい。

第４章　結　論

本編においては道路橋ＲＣ床版のひびわれ損傷および鋼格子床版に関係する諸問題について論じ，次のような事項を明らかにした。

（１）　道路橋ＲＣ床版のひびわれ損傷は広義の疲労現象と考えられる。この疲労の主原因はやはり交通に関する自動車荷重の増大と通行頻度にある。

（２）　実橋床版の破損実態を分析し，床版の内的要因を抽出し，それらの要因による耐荷力減少度を明らかにした。

（３）　ひびわれ損傷事故の発生を契機として，昭和４２年以後，数次にわたり床版設計法の改善が計られてきたが，これらは経験による所が多く，著者はこれらの改善案の妥当性について押し抜きせん断耐荷力の観点からほぼ妥当なものであることを明確にした。

（４）　実橋床版の破損報告から，破損場所について特性を見い出し，これらの破損位置と自動車通行位置との関係について調べたが，両者には高い相関があることを指摘した。

（５）　鋼格子床版の構造概要およびその使用の現状を説明した。

（６）　鋼格子床版にはＲＣ床版と同様にコンクリートのひびわれによる直交異方性を考慮した合理的設計法確立の必要性がある。

参考文献

1） F.SAWKO・G.P.SAHA: Effect of Fatigue on Ultimate Load Behaviour of Concrete Bridge Decks, ACI SP-26, 1971. pp.942-961

2） B.dev.BATCHELOR・B.E.HEWITT:Are Composite Bridge Slabs Too Conservatively Designed? -Fatigue Studies, ACI SP-41, 1974. pp.331-346

3） N.M.HAWKINS: Fatigue Strength of Concrete Slabs Reinforced with Wire Fabric, ACI SP-41, 1974. pp.315-329

4） 岡村　甫・中村修吾・古沢広道：鉄筋コンクリートスラブの耐荷力に関する実験的研究，第２９回土木学会年次学術講演会　Ｖ－１３７，１９７４．pp.292-293

5） 檜貝　勇：鉄筋コンクリート床版の耐荷力に関する試験研究，日本道路公団昭和４９年度試験所報告，１９７５．pp.140-149

6） 飯岡　豊・檜貝　勇・村木信一：鉄筋コンクリート床版の疲労試験，日本道路公団昭和５１年度試験所報告，１９７７．pp.132-142

7） 飯岡　豊・檜貝　勇・藤田信一：鉄筋コンクリート床版の疲労試験（第２報），日本道路公団昭和５２年度試験所報告，１９７８．pp.189-209

8） 角田与史雄・藤田嘉夫：ＲＣ床版の疲労押抜きせん断強度に関する基礎的研究，土木学会論文報告集　第３１７号，１９８２．pp.149-157

9） 国広哲男・白鳥　浩：ＰＣ橋床版のくり返し載荷試験，建設省土木技術資料１１－４．１９６９．４．pp.10-16

10） 倉田宗章・園田恵一郎・実松秀夫・竹村泰弘：既設道路ＲＣ床版の疲労破壊実験と疲労破壊機構に関する一考察，第２２回構造工学シンポジム，１９７６．１．pp.63-70

11） 日本道路公団試験所コンクリート試験室：橋梁床版損傷の実態，試験所技術資料第４０９号，昭和５８年３月．

12） 国広哲男：橋りょうのスラブのこわれ方，なおし方（その１）・（その２），土木施工　１２巻１２号，１３号，１９７２年１１，１２月．pp.189-195,pp.93-100

13） 太田　実：床版の破損と対策，橋梁と基礎　４巻１０号，１９７０年１０月．pp.30-33

14） 実松秀夫：鉄筋コンクリート床版の損傷の現状，鉄筋コンクリート床版の損傷と疲労設計へのアプローチ，土木学会関西支部鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会報告，昭和５２年７月．pp.5-25

15） 大阪市土木局・関西道路研究会・合成構造小委員会：旧神崎橋の耐荷力に関する

研究報告書，昭和５８年３月．pp.16-23
１６）　後藤裕司・中村修吾・高橋幸三：人為ひびわれを発生させた鋼橋床版の疲労耐力，第３８会土木学会年次学術講演会　Ｖ－１５８，昭和５８年１０月．pp.313-314
１７）　Y.MAEDA・S.MATSUI・I.SHIMADA・H.KATO :Deterioration and Repairing of Reinforced Concrete Slabs of Highway Bridges in Japan I -Actual Circumstances and Causes of Cracking-, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.30, No.1546, March 1980. pp.270-290
１８）　Y.MAEDA・S.MATSUI・I.SHIMADA・H.KATO :Deterioration and Repairing of Reinforced Concrete Slabs of Highway Bridges in Japan II -Causes of Cracking and Stress Analysis of Cracked Slabs-, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.30, No.1579, Oct.1980. pp.553-563
１９）　岡村宏一・園田恵一郎：ひびわれ床版の力学的特性，鉄筋コンクリート床版の損傷と疲労設計へのアプローチ，土木学会関西支部鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会報告，昭和５２年７月．pp.75-112
２０）　松井繁之・島田　功：道路橋鉄筋コンクリート床版のひびわれと対策，共著書・続コンクリートのひびわれ　７章（５），中部経営開発センター，昭和５４年１０月．pp.490-526
２１）　阪神高速道路公団：阪神高速道路におけるＲＣ床版実態調査，昭和４９年１１月．
２２）　高木秀貴：道路橋の鉄筋コンクリート床版に関する調査研究および補修補強について，北海道開発局土木試験所月報　Ｎｏ．２７５，昭和５１年４月．
２３）　Y.MAEDA・S.MATSUI: Progress in Steel-Concrete Composite Structures in Relation to Highway Construction in Japan, VIIIth IRF World Meeting Docu. D-2-3, Oct. 1977. pp.136-139
２４）　前田幸雄：土木における合成構造，コンクリート工学，Ｖｏｌ．２１，　Ｎｏ．１２，Ｄｅｃ．１９８３．pp.130-139
２５）　平井　敦　他著：鋼橋　III，技報堂，１９６７．pp. 728-731
２６）　News: Verrazano-Narrows Bridge, Civil Engineering, Dec. 1964. pp.38-39
２７）　United States Steel Export Company: Light-Weight Steel Flooring, United States Steel, 1958.
２８）　AASHTO: Standard Specifications for Highway Bridges -1.3.6 Distribution of Wheel Loads on Steel Grid Floors -, 11th Edition, 1973. p.39
２９）　例えば，沼沢義広・山野昭平・新井信雄：茂岩橋床版補修について，北海道開発局技術研究発表会，昭和５６年２月．pp.61-83
３０）　日本道路協会：道路橋補修便覧　第４章，昭和５４年２月．pp.23-71
３１）　高速道路調査会・橋梁構造研究委員会・Ｉ形鋼格子床版研究班：Ｉ形鋼格子床版

の設計・施工に関する調査研究報告書－第４章－，昭和５５年２月．pp.19-25

３２）　前田幸雄・松井繁之：実物大鋼格子床版のＲＣ床版との比較における板特性と耐荷力に関する実験的研究，土木学会論文報告集　第１８１号，１９７０年９月．pp.1-14

３３）　前田幸雄・松井繁之・梶川靖治・川井　豊：繰り返し荷重をうける橋梁構造部材安全性の現象論的考察，第１９回橋梁・構造工学研究発表会，１９７２．１２．pp.79-88

３４）　前田幸雄・松井繁之：コンクリート充塡鋼格子床版の挙動特性と設計上の一考察，第１回コンクリート工学年次講演会講演論文集，１９７９．pp.383-388

３５）　Y.MAEDA・S.MATSUI・K.KUSHIDA: Fatigue Strength of Concrete-Filled Grillage Decks, IABSE Colloquim Lausanne, March 1982. pp.609-616

３６）　松井繁之：コンクリート充塡鋼格子床版の疲労強度と疲労安全性評価，土木学会関西支部ワークショップ・共同研究グループ報告－道路橋鋼およびコンクリート合成床版の設計法に関する研究，昭和５９年５月．pp.35-43

３７）　J.R.ROBINSON: Systeme nouvear de couverture de ponts-route metalliques par tole cintree et beton arme associes, Prelim. Report, 4th Congress IABSE, 1972. pp.649-662

３８）　Y.MAEDA・S.MATSUI・Y.KAWAI: Experimental Study on Steel Deck PLates Sandwiching Concrete, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.21, No.993, 1971. pp.299-322

３９）　Y.MAEDA・S.MATSUI: Prefabricated Steel Deck Plates Sandwiching Concrete, IABSE Symposium PRAHA, 1971. pp.335-342

４０）　Y.MAEDA・S.MATSUI: Jointing System for Prefabricated Steel Deck Plates Sandwiching Concrete,Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.23,No.119, March 1973. pp.329-338

４１）　Y.MAEDA・S.MATSUI・H.HIRAGI: Effects of Concrete-Placing Direction on Static and Fatigue Strengths of Stud Shear Connectors, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.33, No.1733, Oct. 1983. pp.397-406

４２）　IABSE: Maintenance,Repair and Rehabilitation of Bridges, IABSE Symposium Washington D.C., Introductory Report and Final Report, 1982.

４３）　Transportation Research Board: Bridge Engineering Vol.1 and Vol.2, Transportation Research Record 664, 1978.

４４）　津野和男：常設国際道路会議協会（PIARC）・道路橋技術委員会（第１回）報告，道路，１９８１．７．pp.82-84

４５）　市川紀一・坂手道明：橋梁の維持管理に関する国際会議報告，高速道路と自動車

Ｖｏｌ．２４，Ｎｏ．１１，１９８１．１１．pp.50-51
４６）Transportation Research Board: Durability of Concrete Bridge Decks, National Cooperative Highway Research Program Synthesis of Highway Practice 57, National Research Council Washington D.C., May 1979.
４７）山根　孟・桜井紀朗：荒廃するアメリカの道路事情，橋梁と基礎　１９８３．８．pp.9-10
４８）小林茂敏・山内幸裕：塩害の現状と対策，橋梁と基礎，１９８３．８．pp.73-81
４９）Organization for Economic Co-operation and Development: Road Research -Bridge Inspection, A Report Prepared by An OECD Research Group, July 1976.
５０）国広哲男：道路橋床版の問題点，橋梁と基礎　Ｖｏｌ．２　Ｎｏ．７，１９６８．７．pp.1-5
５１）鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会報告：鉄筋コンクリート床版の損傷と疲労設計へのアプローチ，土木学会関西支部，昭和５２年７月
５２）前田幸雄・松井繁之：道路橋ＲＣ床版の設計曲げモーメント式に関する一考察，土木学会論文報告集　第２５２号，１９７６年８月．pp.11-22
５３）米沢　博：道路橋床版の設計曲げモーメントについて，土木学会論文集　Ｎｏ．３３，昭和３１年４月．pp.39-43
５４）日本道路協会：道路橋設計示方書・同解説　II　鋼橋編，昭和５５年２月．
５５）前田幸雄・松井繁之：輪荷重動移動装置による道路橋床版の疲労に関する研究，第６回コンクリート工学年次講演会論文集，１９８４．pp.221-224
５６）Y.MAEDA・S.MATSUI: Fatigue Tests of Concrete Bridge Decks by Wheel Trucking Machine, Festschrift Roik, Technisch-wissenshaftliche Mitteilungen, Insitüt fur Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität Bochum, Mitteilung Nr.84-3, Sept. 1984. pp.454-468
５７）園田恵一郎・今井宏典・堀川都志雄・船越博行：輪荷重の反復の下でのＲＣ床版の挙動，第６回コンクリート工学年次講演会，１９８４．pp.649-652
５８）鯨井裕嗣：増設桁による床版補強の載荷試験，橋梁と基礎，１９８３．８．pp.121-128
５９）建設省近畿地方建設局・近畿技術事務所：ＲＣ床版の損傷対策マニュアル，昭和５１年２月．
６０）日本道路公団：維持修繕要領（橋梁床版編），昭和５３年７月．
６１）首都高速道路協会：首都高速道路の点検・補修に関する調査研究，昭和４９年３月．
６２）阪神高速道路公団・阪神高速道路協会：鉄筋コンクリート床版修繕設計要領，

昭和５３年度.

６３）　前田幸雄・松井繁之：道路橋ＲＣ床版のたわみによる劣化度判定法に関する研究，土木学会関西支部・既設橋梁構造物およびその構成部材の健全度，耐久性の判定に関するシンポジウム論文集，昭和５８年２月．pp.107-116

６４）　前田幸雄・松井繁之・亀井正博・礼場侍郎・遠藤　港：確率論的手法による旧神崎橋の健全度判定と２，３の提言，土木学会関西支部・既設橋梁構造物およびその構成部材の健全度，耐久性の判定に関するシンポジウム論文集，昭和５８年２月．pp.73-82

６５）　建設省土木研究所：Ｉ形鋼格子床版設計資料，土木研究所資料　第１７８号，昭和４１年４月．

６６）　太田　実：コンクリート充てん鋼格子床版，橋梁と基礎，１９６９年１月．pp.6-12

６７）　本州四国連絡橋公団：鋼床版設計要領（案）－１３，オープングレーチング，昭和５３年３月．p.39

６８）　建設省土木研究所：鋼格子床版に関する調査報告書，土木研究所資料　第５６０号，昭和４５年２月．

６９）　建設省土木研究所：鋼格子床版に関する調査報告書，土木研究所資料　第６８９号，昭和４６年７月．

７０）　建設省土木研究所：関門橋設計施工調査報告書，土木研究所資料　第８２５号，昭和４８年３月．

７１）　田島二郎・町田篤彦・睦好宏史：Ｉ形鋼格子床版の接合に関する研究，埼玉大学建設系研究報告　Ｖｏｌ．１３，１９８３．pp.97-125

７２）　佐伯彰一：Ｉ形鋼格子床版の設計，土木技術資料　Ｖｏｌ．１７－７，１９７５年７月．pp.349-352

７３）　三浦邦夫・川上圭二・白石隆義：繰返し荷重を受けたグレーチングの性状，橋梁と基礎，Ｖｏｌ．８，Ｎｏ．６，昭和５２年５月．pp.21-26

７４）　前田幸雄・松井繁之・松岡和巳・佐々木裕之：鋼格子床版の疲労損傷性状について，土木学会関西支部昭和５２年度年次学術講演会　Ｉ－３５，昭和５２年５月 pp.I-35-1-I-35-2

７５）　守　国夫・内山重文：Ｉ形鋼格子床版の疲れ強さ，第３０回土木学会年次学術講演会　Ｉ－１１７，昭和５０年１０月．pp.239-240

７６）　波田凱夫・守　国夫・大塚雄石・内山重文：コンクリート充てん鋼格子床版の疲れ強さ，神戸製鋼所技報　Ｒ＆Ｓ　Ｖｏｌ．２５，Ｎｏ．１．昭和５０年．pp.31-38

７７）　神戸製鋼所構造研究所編：鋼格子床版用小型Ｉ形鋼の曲げ疲れ強さ，神戸製鋼構

研技術資料　第８号，昭和５１年１月．
７８）　小沢久太郎：道路橋の変遷（その１），道路，１９６１．６．pp.406-415
７９）　内務省：道路構造に関する細則案－第２章　橋梁－，大正１５年６月．
８０）　日本道路協会：鋼道路橋設計示方書案，昭和１４年２月．
８１）　日本道路協会：鋼道路橋設計示方書，昭和３１年４月．
８２）　日本道路協会：鋼道路橋設計製作示方書解説，昭和３９年６月．
８３）　日本道路協会：道路橋設計示方書・同解説　II　鋼橋編，昭和４８年２月．
８４）　松井繁之：鉄筋コンクリート床版の設計法の現状と問題点，昭和５２年度土木学会関西支部・鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会報告，昭和５２年７月．pp.27-42
８５）　ＪＩＳＧ３１１２（１９６２）：鉄筋コンクリート用棒鋼．
８６）　田井戸米好：交通荷重の現状，鉄筋コンクリート床版の損傷と疲労設計へのアプローチ，土木学会関西支部鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会報告，昭和５２年７月．pp.43-53
８７）　朝倉　肇：荷重（自動車荷重），コンクリート・ライブラリー　第４１号，昭和５０年１１月．pp.75-81
８８）　阪神高速道路公団：活荷重実態調査・統計分析（補足），設計荷重（ＨＤＬ）委員会資料　Ｎｏ．３８，昭和５８年６月．
８９）　国広哲男・朝倉　肇・井上啓一：設計活荷重に関する調査研究－交通実態と橋梁設計への適用－，土木研究所資料７０１号，昭和４６年１１月．
９０）　首都高速道路協会：床版補強の設計・施工に関する調査研究（その１）報告書，昭和５５年３月．
９１）　建設省道路局企画課：道路統計年報－１９７８年版－，全国道路利用者会議，昭和５３年６月．
９２）　日本道路公団高速道路東京管理局：東名高速道路橋梁コンクリート床版調査試験報告書（その１０），昭和４６年９月．

第２編

鉄筋コンクリート床版の

静的強度と疲労強度

第１章　序　論

近年，構造物の設計法は世界的に許容応力度設計法から荷重係数設計法あるいは限界状態設計法に移行しつつあり，わが国でもコンクリート構造物に関して終局強度の照査が義務づけられている /1/。

また，第１編で述べたように，道路橋の部材の中で，直接荷重を担う鉄筋コンクリート床版は最も過酷な荷重作用をうけ，橋梁の設計寿命（一般的に５０年といわれている/2/ ）中にこれだけが破損を早めている。この破損は荷重の静的載荷によるものでなく，繰返し載荷によるものであり，疲労破壊に対する安全性の検討が必要となっている。しかし，コンクリート自身あるいはコンクリート構造物の場合，疲労強度に対する影響因子が多いため，これらのＳ－Ｎ曲線の縦軸は一般的に，作用最大荷重を静的強度で除した無次元量が使用される。 Hsu ら/3/ もこのようなIndex で semi-log 表示を行うとコンクリート構造物のＳ－Ｎ曲線は直線になると述べている。
Batchelor ら/ 4/，園田ら/ 5/，飯岡ら/6,7/ ，角田ら/ 8/もＲＣ床版のＳ－Ｎ曲線をこの表示法で表わしている。

以上のような経緯から，ＲＣ床版の静的破壊強度を知ることが重要となっている。このため，第２章で道路橋ＲＣ床版の静的破壊強度について詳述した。

昭和４０年以前においては，国の内外においてもＲＣ床版の疲労強度・疲労特性に関する研究はほとんど見られない。1969年に ACI-443委員会によってコンクリート橋の設計に関する国際シンポジウムが開催され，その論文集が ACI　SP-26 として1971年に刊行されたが，その中に Sawko・Saha /9/ によるコンクリート床版の終局荷重への疲労の影響に関する実験的研究が１つ見られる。この研究ではパラメーター毎に静的載荷用と繰返し載荷用の２体づつの供試体を同時に製作し，疲労をうけた場合とうけない場合の静的耐荷力を比較し疲労の影響が評価された。検討の結果，疲労の影響はないと報告している。

また，1972年に ACI-215委員会によって開催された疲労に関するシンポジウムの内容が SR-41 として1974年に刊行され， Hawkins/10/と Batchelorら/4/ の２編の床版に関する実験的研究が見られる。Hawkins の研究は溶接鉄筋金網を使用し，床版の疲労強度が鉄筋溶接部の疲労によって支配されるか否か確認するものであるが，Batchlorらの研究は実橋の 1/8模型による床版の疲労強度を知ることに主眼をおいた初めての本格的疲労試験と言

える。しかし，この研究も曲げによる設計法が安全側すぎることを指摘する目的で行われたものである。

さて，第１編において，道路橋床版のひびわれ損傷は広義の疲労現象と言えることを明らかにした。この考えは，現在，定着している/11/。わが国では，実橋床版のひびわれ損傷の報告が契機となって，ＲＣ床版の疲労破壊機構の解明，あるいは，床版劣化度判定用資料の収集を目的とし，昭和４８年頃から疲労試験が行われてきた/12,13/ 。しかし，最初の頃の疲労実験方法は床版中央の１定点に繰返し載荷を行うものであった。この方法によると，コンクリートのひびわれパターンは実橋のものと異なり，最終破壊も鉄筋の疲労破断が先行することが多く，実橋でのコンクリートの部分抜け落ち現象は説明できない。また，ひびわれパターンが異なるため，疲労荷重下のたわみ，ひずみ等の挙動も実橋のものと異なる。

著者は，これらの違いは，試験において，自動車の走行性を考慮していないことにあると着眼し，載荷点をある繰返し数毎に移動させる多点移動繰返し載荷法を提案した/14/。本方法によって床版下面のひびわれパターンは実橋と同様な格子状となり，繰返し回数を累積するにつれて劣化することを確認した。現在，本方法は床版のひびわれ劣化機構を解明するための疲労試験法として定着している。以上の成果を第３章で詳述する。

しかし，この載荷法では，破壊まで至らしめるには多大の時間と労力を用する。また，まだ荷重も不連続的に作用させているのでＳ－Ｎ曲線が得られても，これを直接実橋床版に適用できないと考えられる。さらに，本載荷法でもまだ鉄筋の疲労破断が先行することがあり，まだ適切な試験方法とは言えない。

このため，より現実に近い荷重作用下で床版の疲労破壊機構を究明し，かつ，疲労強度を明らかにするため，実際の輪荷重の移動をモデル化した輪荷重走行試験機を考案・製作した/15,16/ 。この試験機を用いて，実物大供試体の疲労実験を行い，実橋床版のひびわれ破損寿命をほぼ説明し得る資料を得ることができた。この新しい疲労試験結果を第４章で述べたい。

第２章　ＲＣ床版の静的強度

２－１　静的破壊形式

ＲＣ床版では一般的に，はり部材の破壊と同様に鉄筋の降伏とコンクリートの圧壊が同時に起こるいわゆる曲げ破壊と，コンクリートの引張強度に支配されるせん断破壊の２種の形式が現われる。

床版の曲げ破壊荷重に関しては上界値を与える降伏線理論/17/によってある程度の精度で推定が可能であるが，一般的に安全側を与えることは周知のことである/18/。さらに，一体的に作られたはりなどによって水平拘束がある場合には面内力の作用による耐荷力の増大があり/19/，この場合の耐荷力の推定は困難である。

近年，有限要素法と大型計算機の発達に伴って，コンクリート構造部材の弾塑性解析も行われるようになった。適切な材料特性，および，コンクリートと鉄筋の付着機構の導入によって終局状態に至る挙動追跡はほぼ許容できる誤差内で可能になった。著者もSchnoblich /20/ 流の層状化の概念，ならびに，Kupherら/21/の２軸応力下のコンクリートの応力－ひずみ関係を用いたひびわれ弾塑性解析を行った/22,23/ 。結果として，たわみ変化状況ついては実験値との対応はよかったが，鉄筋のひずみ変化状況ではよい一致を見なかった。この原因は鉄筋とコンクリートとの付着による応力伝達機構を適切に定式化できないことにあった。近似的に，ひびわれたコンクリート要素に tension stiffening effect として，若干の剛性を残留させることにより適合性を向上させた。さらに，ひびわれの進展・拡散による除荷現象が現われるが，これに対する定式化は今後の問題である。以上から，現在，ＲＣ床版の曲げ終局強度については適切な解は得られていない。

一方，道路橋ＲＣ床版，フラットスラブ，フーチングのような板状のコンクリート構造物では，荷重が小さな面積で集中的に作用する場合，鉄筋の降伏によって曲げ変形が進んでも，必ずといってよいほど押し抜きせん断破壊を呈して耐荷力を失う/24/。これは構造物の支配的材料であるコンクリートが，高い圧縮強度をもっている反面，引張強度やせん断強度がその約1/10程度という脆性材料であるためである。

道路橋床版には荷重が輪荷重接地面を介して作用するため，このような載荷面による実物大床版の室内試験および現場載荷試験が多く行われているが，ほとんどの場合，同現象によって破壊することが確認されている。

コンクリートはりの場合，このようなせん断破壊を防止するため，腹鉄筋によってウエ

プが補強されるが，道路橋ＲＣ床版ではスパンに比べて有効厚さが小さく，かつ，荷重の作用位置が限定されないため，せん断補強が行われないのが通例である。

２－２　既往の押し抜きせん断耐荷力算定式

ＲＣ床版の押し抜きせん断耐荷力に関する研究は1913年の Talbot の実験報告に始まるとされており/25/，その後，今日まで多くの研究者により種々の耐荷力機構，耐荷力式が提案されてきた。これまで提案された耐荷力式を見ると，ＲＣ床版の押し抜きせん断耐荷力への影響因子は床版有効高さ，コンクリート強度，載荷板周長，鉄筋比，鉄筋降伏応力，終局曲げ耐荷力などである。場合によっては，床版全厚，配力鉄筋比，載荷板の形状，載荷板の大きさと床版スパンの比，床版の支持条件，載荷位置なども影響する。よって，正確にはこれら全ての影響因子を考慮しなければならない。しかし，使用している主要材料であるコンクリート自身の不均一性，床版厚や配筋における施工誤差のため，いくつかの因子の影響度は評価しにくい。さらに，押し抜きせん断破壊機構そのものの解明も未だ不十分である/24/。このため，慣用の耐荷力算定値も床版諸元や試験条件が変わると実験結果と大きく異なることがある。

このような経緯から，角田ら/26/は影響因子を種々変化させた60体にのぼる床版の実験を行い，既往の実験結果も加えて影響因子を統計解析し，実験結果との適合性のよい実用耐荷力算定式（１）を導いた。

$$P = 0.674(b_o+3\pi d)\, d\sqrt{\sigma_{ck}}\left(1+0.5\,\frac{p\cdot\sigma_{sy}}{\sigma_{sy}}\right) / (1+d/20) \qquad (1)$$

ただし，$p\cdot\sigma_{sy}/\sqrt{\sigma_{sy}} > 3.33$　のとき　$p\cdot\sigma_{sy}/\sqrt{\sigma_{sy}} = 3.33$,

ここに，　bo ：載荷板周長　(cm),

d　：有効高さ　(cm),

σ_{ck}：コンクリート圧縮強度（ kg/cm^2),

p　：鉄筋比　(As/bd),

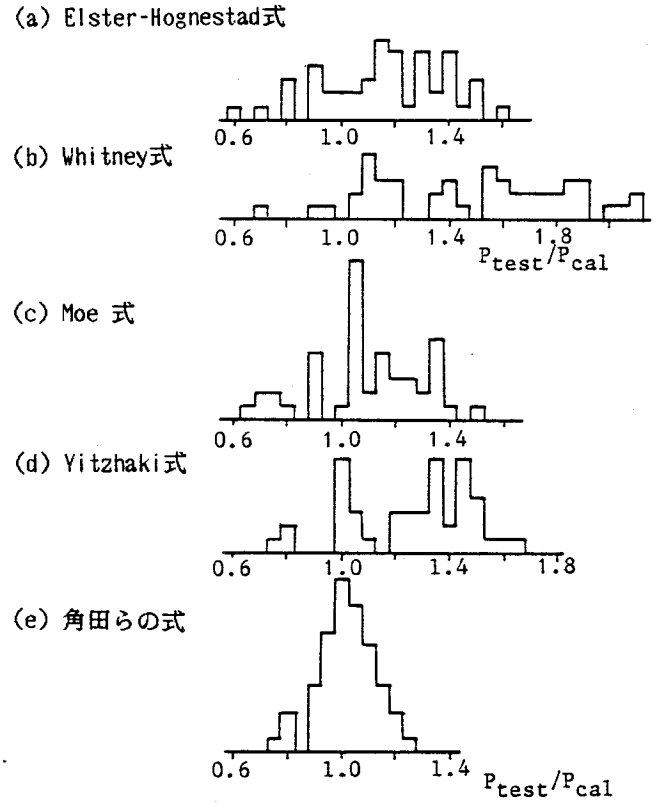
σ_{sy}：鉄筋の降伏応力度（ kg/cm^2 ）。

この算定式の適合性は角田ら自身が行った約６０体の実験結果について，図－１(e) のように計算値に対する実験値の比の度数分布を描いて判断できる。同図(a) ～(d) に同じ実験値に対して既往の著名な４つの算定式による比の度数分布結果も示したが，明らかに角田式の適合性が優れていることが理解できる。

さて，この角田式（１）を著者らが行った旧神崎橋床版の実験結果/27/（表－１の上２段に示すW－１，A－３）に適用したところ，実験値／計算値は 1.8を上回る結果となった。これら２つの床版は２本の主桁をつけたまま現場から採取したもので，W－１では実橋通りの支承条件で実験し，A－３では主桁がたわまないよう支持した。床版と主桁はブロックと輪形筋からなるジベルで連結されているため浮き上がり防止装置は設けなかった。載荷は各床版中央で行ない，W－１では20×50cmの，A－３では20×25cmの長方形載荷板を用いた。

上記のように，長方形載荷板を用いた場合，角田式の適用性に難点があるため，さらに，表－１に示した多数の同種の既往実験結果/5,7,13,14,27-31/ についても照査を行ったが，ほとんどの場合，計算値の方が実験値より小さくなることが判明した。

そこで，著者は，自から行った床版実験での押し抜きせん断破壊時の挙動観察，ならびに，実験後の破壊断面の観察から，床版の押し抜きせん断破壊モデルを作成し，そのモデルでの応力分布から耐荷力式を組み立てることを試みた。その結果，次節で述べるような適合性のよい耐荷力式が誘導できた/32/。



図－１　実験結果に対する各種算定式の適合性評価の度数分布.

２－３　押し抜きせん断耐荷力算定式

2-3-1　押し抜きせん断破壊モデル

著者が経験したＲＣ床版の押し抜きせん断破壊状況は，床版上面では，載荷板下でその載荷板の形状通りに陥没し，全く同時に，下面では非常に広い範囲で下側鉄筋のかぶりコンクリートがはくり破壊するものであった。破壊後の載荷板中心での切断面を模式的に示すと図－２のようなものであった。すなわち，載荷板端から45°，あるいは若干小さい角度で引張側鉄筋位置までせん断破壊し，それより外側領域でかぶりコンクリートが10～20cmの長さにわたりはくりしていた。この下側のはくり破壊は引張側鉄筋のダウエル効果によることは明らかである。従来からも，このダウル効果については論議されているが/24/，床版の耐荷力算定式には取り入れられていない。

このような観察から，破壊直前の破壊断面の応力分布を図－３(a) のように推定した。すなわち，圧縮側表面よりｘ離れた深さまで45°方向に最大せん断応力が一様に分布し，かぶり破壊部では破壊始点が最大引張応力で，ある距離まで三角形状に分布する考えた。そして，載荷板端とはくり破壊始点を結ぶ線上（一般に，紙面直角方向も考えると面になる）の引張側コンクリート部では斜めひびわれが開いており，この部分は全くせん断に寄与しないと仮定した。また，圧縮側鉄筋のダウエル効果は無視した。

2-3-2　押し抜きせん断耐荷力算定式

上記モデルの垂直方向の応力分布を載荷板回りで積分すると外力Ｐと釣合う。ここで，(1) せん断破壊深さｘ，および，その限界周長，(2) かぶり破壊始点のはくり破壊直前の引張応力分布範囲，(3) コンクリートの最大せん断応力度と最大引張応力度などの諸量を決定しなければならない。

検討の結果，以下のような値を採用すれば算定値は実験値との対応がよいことがわかった。すなわち，

ａ）せん断破壊の深さｘは図－３に示すように，引張側コンクリート無視の弾性時の中立軸深さとし，限界周は主鉄筋方向，配力鉄筋方向とも載荷板端よりそれぞれの断面の中立軸深さｘｍ，ｘｄと同じ距離だけ離れた矩形周とする。

ｂ）かぶりの破壊始点は載荷板端からの45°方向線と引張側鉄筋の中心線との交点とし引張応力分布範囲はかぶりの２倍とする。ただし，ここでは，かぶりは鉄筋中心からコンクリート下面までの距離とする。

c）一般的に，床版の主鉄筋は床版厚中心から見て配力鉄筋より外側に配置され，かつ，両方向の鉄筋量も異なるので，直角２方向の中立軸，有効高さ，および，かぶりが異なる。これらをそのまま反映させる。

以上の諸量を用いて内部応力を積分すると，結果的に押し抜きせん断耐荷力Pは次式のように整理できる。

$$P = \tau_{s\,max}\{2(a+2x_m)x_d + 2(b+2x_d)x_m\} + \sigma_{t\,max}\{2(a+2d_m)C_d + 2(b+2d_d+4C_d)C_m\} \quad . \qquad (2)$$

ここに，　a，b：載荷板の主鉄筋方向，配力鉄筋方向の辺長(cm)，

xm, xd ：主鉄筋および配力鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視した断面の中立軸距離(cm)，

dm, dd ：主鉄筋，配力鉄筋の有効高さ(cm)

Cm, Cd ：引張側主鉄筋，引張側配力鉄筋の中心とコンクリート下表面との距離，すなわち，かぶり(cm)，

$\tau_{s\cdot max}$, $\sigma_{t\cdot max}$ ：コンクリートの最大せん断応力度，最大引張応力度（ kg/cm^2 ）。

d）さて，この式（2）でまだ未決定のものは $\tau_{s\cdot max}$, $\sigma_{t\cdot max}$, および，xm，xd を求めるためのコンクリートのヤング係数Ec である。これらのすべてはコンクリートの圧縮強度 σ_{ck}と関連づけられる。

$\tau_{s\cdot max}$ に関しては，求めた試験方法が合理的であると判断できる伊東/33/の実験式（3）を採用した。この実験式の適用により載荷板周辺のコンクリート圧縮部における３軸応力状態は厳密に評価しなくてもよいと考えられる。

$$\tau_{s\,max} = 0.252\sigma_{ck} - 0.000246\sigma_{ck}^2 \quad (\text{kg/cm}^2). \qquad (3)$$

$\sigma_{t\cdot max}$ に関しては岡村/34/の実験式（4）が有効である。

$$\sigma_{t\,max} = 0.583(\sigma_{ck})^{2/3} \quad (\text{kg/cm}^2). \qquad (4)$$

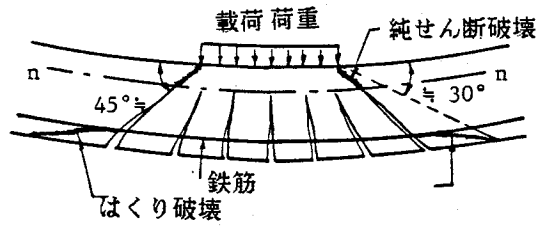
Ecについては既往の実験結果の平均値を与える次式を採用した。

$$E_c = 210{,}000 + 900(\sigma_{ck} - 300) \quad (\text{kg/cm}^2). \qquad (5)$$

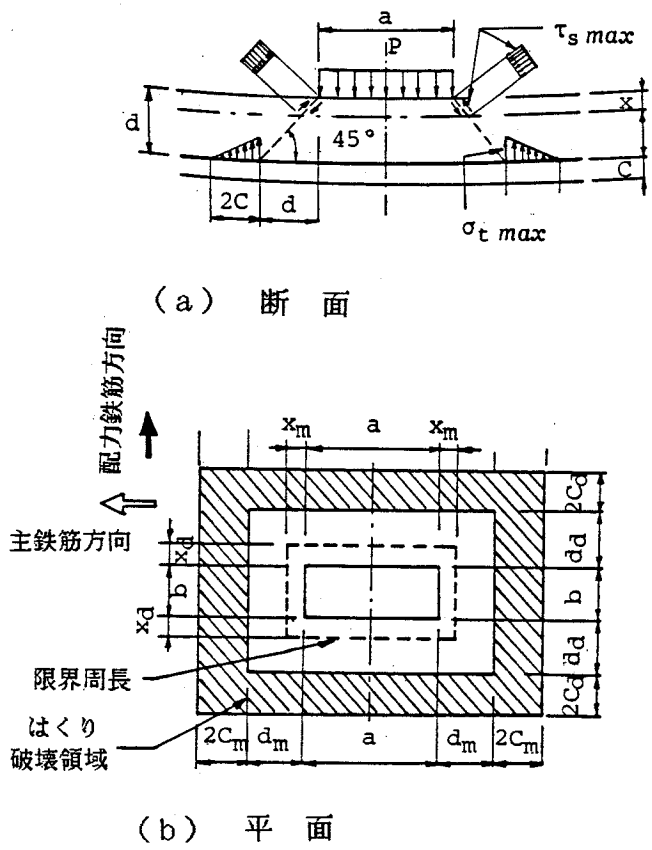
ただし，鉄筋のヤング係数は2.1×10^6 kg/cm^2 とする。

以上，a）～d）で決定した諸量を用いると押し抜きせん断耐荷力への主要影響因子である床版厚，有効高さ，鉄筋量，コンクリート圧縮強度，載荷板の大きさ，形状について

は考慮したことになる。上記提案式（２）を用いて，既往の長方形載荷板を用いた１方向版21体の耐荷力を計算し，実験値と比較すると，表－１に示したようにほぼ満足できる適合性が得られた。ただし，(**)印をつけたものは後述するように若干の修正を施す必要があり，修正値を（）内に示した。



図－２　　押し抜きせん断破壊のモデル.



図－３　　押し抜きせん断破壊時の応力分布の仮定.

表－1　長方形載荷板を用いた1方向版の押し抜きせん断耐荷力，

供試体	試験条件						実験値	角田式		著者式		L/a
	支間(L)×幅(B) (cm)	厚さ t (cm)	鉄筋 d (cm)	鉄筋 径－間隔 (mm) (cm)	載荷板 a×b (cm)	コンクリート強度 σ_{ck} (kg/cm^2)	P_{test} (ton)	P_{cal} (ton)	$\frac{P_{test}}{P_{cal}}$	P_{cal} (ton)	$\frac{P_{test}}{P_{cal}}$	
W-1 [27] (Authors)	150×1200*	18.0 (18.5)	14.5 13.45	φ12-10 * φ 9-10 *	50×20	375	77.5	41.58	1.864	70.80 (75.72)	1.095 * (1.024)	3.0
A-3 [27] (Authors)	150×300	18.0 (18.5)	14.5 13.45	φ12-10 * φ 9-10 *	25×20	375	62.0	33.94	1.827	54.59 (58.74)	1.136 * (1.056)	6.0
R-2 [28] (Authors)	180×300	19.9	16.9 15.45	D16-9 D13-25	30×12	350	58.0	46.73	1.241	56.41	1.028	6.0
NS [5]	235×360	18.0	15.0 13.4	φ16-10 φ13-30	60×30	255	63.8	49.45	1.290	75.56 (63.04)	0.844 ** (1.012)	3.9
OS [5]	235×360	18.0	15.0 13.4	φ16-10 φ13-30	60×30	303	53.6 *	51.95	1.032	79.85 (65.80)	0.671 ** (0.814)	3.9
A-1 [6]	400×600	18.0	15.0 13.55	D16-10 D13-20	50×20	316	56.1	43.95	1.276	69.76	0.804	8.0
A-6 [7]	350×600	22.0	19.0 17.1	D19-12.5 D19-15	50×20	243	101.0	70.36	1.435	94.79	1.066	7.0
A-10 [7]	350×600	20.0	17.0 15.1	D19-15 D19-17.5	50×20	292	91.4	62.67	1.458	88.34	1.035	7.0
S-80 [13]	150×300	16.0	13.0 11.7	D13-12.5 D13-25	26×20	320	40.0	33.59	1.191	42.79	0.944	5.8
C-80 [13]	130×300	16.0	13.0 11.7	D13-12.5 D13-25	26×20	321	53.0	33.62	1.576	42.48	1.248	5.0
C-25 [13]	130×300	16.0	13.0 11.7	D13-12.5 D13-45	26×20	339	40.0	31.91	1.253	39.52	1.012	5.0
NS-1 [14] (Authors)	150×300	12.0	9.5 8.7	D10-7.5 D 6-8.35	37.5×15	302	29.0	27.62	1.050	38.00 (31.51)	0.763 ** (0.920)	4.0
NS-2 [14] (Authors)	150×300	12.0	9.5 8.7	D10-7.5 D 6-8.35	37.5×15	302	31.0	27.62	1.122	38.00 (31.51)	0.816 ** (0.984)	4.0
SLAB-A [29]	165×330	17.0	14.0 12.9	φ13-12.5 φ 9-25	50×20	335	51.0	35.44	1.439	60.80 (49.27)	0.839 ** (1.035)	3.3
A-1 [30]	235×660	18.0	15.0 13.4	D16-10 D16-12.5	50×20	290 *	67.5	58.04	1.162	67.59	0.999	4.7
A-2 [30]	234×660	18.0	15.0 13.4	D16-10 D16-12.5	50×20	290 *	70.0	58.04	1.206	67.59	1.037	4.7
B-2 [30]	235×660	18.0	15.0 13.4	D16-10 D16-12.5	50×20	290 *	70.0	58.04	1.206	67.59	1.037	4.7
IS [31]	80×310	7.1	6.1 5.5	D 6-5 * D 6-5 *	15×4.5	478	10.7	11.93	0.897	10.39	1.030	5.3
OS [31]	80×310	7.1	6.1 5.5	D 6-5 * D 6-10*	15×4.5	478	10.2	10.43	0.978	9.19	1.110	5.3
IR [31]	80×310	7.1	6.1 5.5	D 6-5 D 6-5	15×4.5	478	10.3	11.93	0.864	10.22	1.008	5.3
DR-6 (Authors)	180×300	19.0	16.0 14.4	D16-10 D16-13	30×12	415	66.2	53.58	1.236	65.96	1.004	6.0
備考	*2本のH桁支持		上－主鉄筋 下－配力鉄筋 * 単鉄筋			* 軽量コンクリート	* 劣化激し			* t＝18.5cmによる ** 式(6)による		
	軽量コンクリート ： $\tau_{s_{max}}$=0.8×Eq.(3)， $\sigma_{t_{max}}$=0.8×Eq.(4)， E_c=2/3×Eq.(5)．											

2－4　2方向版への適用性の検証

提案式（2）が正方形載荷板を用いた2方向版の押し抜きせん断耐荷力についても算定できるか否かを検証する必要がある。そこで，角田らが行った実験床版60体中57体（一部1方向版を含む）の耐荷力を計算し実験値との比を表－2のように求めた。全結果の実験値の計算値に対する比の度数分布は図－4の通りで，角田らの比の平均値　$\mu=1.015$，標準偏差 $Sx=0.106$ に対して，本提案式のものは $\mu=0.978$，$Sx=0.100$ となり，角田らの提案式と同精度で2方向版の押し抜きせん断耐荷力も算定できることが検証できた。表－2で(?) または(??)をつけたのは実験に問題があったと考えらるもの，および，コンクリート強度が極端に低いものであり，これら4体のデータを除くと，$\mu=1.007$，$Sx=0.093$ で，1方向版と同様の精度で耐荷力が推定できると言えるであろう。

2－5　押し抜きせん断耐荷力への各種パラメーターの影響

角田らは文献 8）において押し抜きせん断耐荷力への各種変数の影響を実験結果で検討している。著者の提案式は角田らのほぼ全結果および長方形載荷板を用いた1方向版との適合性がよいことから，各種変数の影響を式（2）の数値計算によって調べた。

各変数の変化範囲は以下の通りである。

a）床版厚：$t=12\sim24$cm　（標準　18cm）

b）σ_{ck}　：200～ 500 kg/cm^2　（標準　300　kg/cm^2 ）

c）鉄筋量：鉄筋比で $p=0.4\sim2.0\%$（ただし，複鉄筋断面でも引張鉄筋のみで表示）

　　複鉄筋断面では　$A_s'=1/2\ A_s$ とする，

d）鉄筋径：D10，D13，D16，D19（標準　D13 を10cm間隔，または，D16 を10cm間隔）

e）かぶり：$C_m=2\sim6$cm　（標準　3cm），

f）載荷板：主鉄筋方向　　$a=20\sim50$cm　（標準　50cm）

　　配力鉄筋方向　$b=20$cm　（一定），

ここに，（）内の標準値は他の変数の影響度を調べるときに固定する値である。

図－5(a)～(g) に各変数による耐荷力の変動状況を標準値のときの耐荷力との比で示した。各変数の影響について次のように考察できる。

(1)　床版厚，かぶり，載荷板の大きさは耐荷力にほぼ正比例で影響する。

(2)　図(b) はかぶりを 3cmに固定したときの，全耐荷力に対する圧縮側のせん断破壊部

の分担率の変動状況を調べた一例である。分担率はほぼ一定で，約60%をせん断破壊が，約40%をダウエル効果によるかぶりのはくり破壊が分担している。ただし，この比率は他の変数の変化によって変化する。

(3)　コンクリート強度，鉄筋比も耐荷力に対する主要影響因子である。

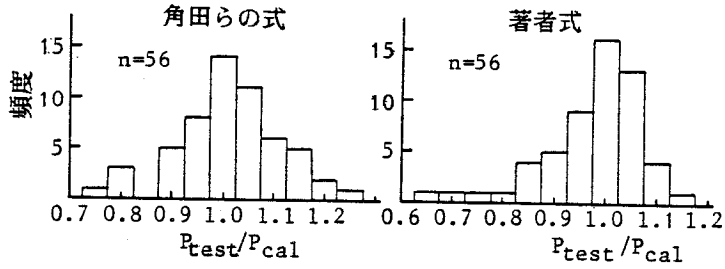
(4)　図(g) は鉄筋にD16 を用い，鉄筋比を変数とした複鉄筋断面および単鉄筋断面の耐荷力変化を並記したものである。この図で注目すべき点は，引張側鉄筋量が同じであれば単鉄筋断面の方がわずかであるが耐荷力は大きくなる。この理由は，単鉄筋断面の方が中立軸距離が大きくなり，せん断破壊部の耐荷力が増大するためである。

以上の傾向から，道路橋床版の押し抜きせん断耐荷力を向上させるには，床版厚，鉄筋量，かぶり，コンクリート強度を大きくすることが有効と言える。昭和４８年示方書によって，床版厚，配力鉄筋比を増加させたことは有効な処置であったと言える。また，大型車の通行量が多い場合には曲げモーメントを20%増加させて設計するが，この処置は鉄筋量を増加させることになり，耐荷力向上につながっている。

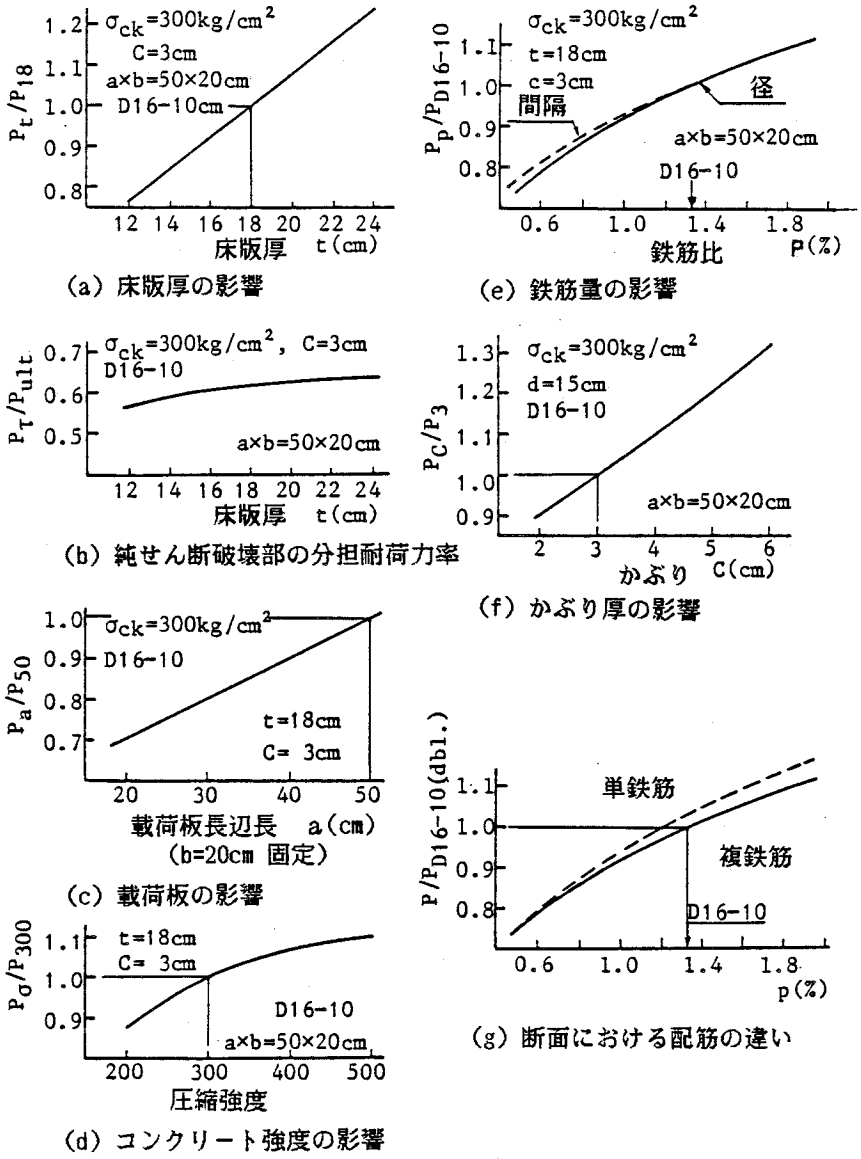
ここで，かぶり増加については実対策として問題があると考えられる。道路橋床版のように多数回の移動荷重をうけると，かぶり部は容易にひびわれることから，かぶり厚を大きくしても，式（２）で期待した通りのはくり破壊領域の全応力が期待できなくなると推定されるからである。

表－2　角田らの正方形床版の耐荷力算定結果，

供試体	試験条件						実験値	角田式		著者式	
	支間(L)×支間(L')(cm)	厚さ t (cm)	鉄筋 d (cm)	鉄筋 径－間隔 (mm) (cm)	載荷板 a^2 (cm)	コンクリート強度 σ_{ck} (kg/cm^2)	P_{test} (ton)	P_{cal} (ton)	$\frac{P_{test}}{P_{cal}}$	P_{cal} (ton)	$\frac{P_{test}}{P_{cal}}$
SB1-S1	100×100	10	7.5	D10-8	5	365	14.02	13.99	1.002	13.745	1.020
SB1-S2	"	"	"	"	"	398	13.02	14.28	0.912	14.571	0.959
SB2-S3	"	"	"	"	10	341	20.03	16.83	1.190	18.065	1.109
SB2-S4	"	"	"	"	"	373	16.03	17.17	0.934	18.435	0.870
SB2-S5	"	"	"	"	"	390	17.03	18.06	0.943	18.606	0.915
SB3-S6	"	"	"	"	15	338	20.04	19.83	1.011	22.529	0.890
SB3-S7	"	"	"	"	"	360	22.04	21.11	1.096	22.830	0.965
SB4-S8	"	"	"	"	20	344	24.04	22.96	1.047	27.132 (23.698	0.886 ** 1.014)
SB4-S9	"	"	"	"	"	320	23.54	22.58	1.043	26.697 (23.425	0.882 ** 1.005)
SP1-S10	"	"	"	D10-20	10	323	11.78	11.04	1.067	14.095 (12.776	0.836 * 0.922)
SP1-S11	"	"	"	"	"	348	13.18	11.32	1.164	14.439 (13.055	0.912 * 1.010)
SP3-S12	"	"	"	D10-6	"	357	21.03	20.10	1.046	19.792	1.063
SP3-S13	"	"	"	"	"	344	20.03	19.96	1.004	19.609	1.021
SP4-S14	"	"	"	D10-5	"	347	22.28	20.22	1.102	20.740	1.074
SP4-S15	"	"	"	"	"	348	22.03	20.24	1.088	20.745	1.062
SC1-S16	"	"	7.2	D13-15	"	362	17.08	15.36	1.112	18.788	0.909
SC1-S17	"	"	"	"	"	346	19.03	15.20	1.252	18.881	1.008
SC4-S18	"	"	7.5	D10-8/15 *	"	311	16.88	14.50	1.164	16.249	1.039
SC4-S19	"	"	"	"	"	319	16.03	14.58	1.099	16.350	0.980
SA1-S20	50×50	"	"	D10-4	"	322	23.83	19.47	1.224	21.852	1.091
SA1-S21	"	"	"	"	"	344	21.23	20.13	1.055	22.114	0.960
SA3-S22	150×150	"	"	D10-8	"	324	18.94	16.64	1.138	17.832	1.062
SA3-S23	"	"	"	"	"	326	19.24	16.66	1.155	17.850	1.078
SA4-S24	200×200	"	"	"	"	385	16.04	17.30	0.927	18.552	0.865
SA4-S25	"	"	"	"	"	353	15.04	16.96	0.887	18.185	0.827
SH4-S28	100×100	15	12.0	D10-5	"	322	30.06	31.60	0.951	31.767	0.946
SH4-S29	"	"	"	"	"	326	29.16	32.10	0.908	32.163	0.907
SH4-S30	"	20	17.0	D10-3.5	"	334	50.03	51.27	0.976	48.747	1.032
SH4-S31	"	"	"	"	"	326	52.03	50.99	1.020	49.341	1.054
S61	150×150	"	"	D10-5	30	464	66.0	61.39	1.075	77.574 (70.236	0.851 ** 0.940)
S62	"	"	"	"	"	492	66.0	62.49	1.056	74.949 (67.320	0.881 ** 0.980)
S63	"	"	"	D16-10	20	403	>75.0	92.9	--	83.557	--
S64	"	"	"	"	"	460	75.0	74.72	1.003	65.648	1.142
S65	"	"	"	D22-20	"	460	63.5	63.77	0.996	65.379 (63.214	0.971 * 1.005)
S66	"	"	"	"	"	524	60.0	65.90	0.910	64.495 (62.133	0.930 * 0.966)
S67	"	15	12.0	D16-5	"	436	40.0	54.36	0.736	61.720	0.648 ?
S68	"	"	"	"	"	485	66.0	57.32	1.151	60.067	1.099
S69	"	"	"	D16-8	30	459	54.0	67.31	0.802	69.049	0.782 ?
S70	"	"	"	"	"	465	71.0	67.75	1.048	68.849	1.031
S71	"	"	"	D16-15	"	479	60.0	57.82	1.038	56.833	1.056
S72	"	"	"	"	"	530	60.0	59.15	1.014	56.670	1.059
S73	"	"	"	D10-6	10	154	19.0	23.07	0.824	25.926	0.732 ??
S74	"	"	"	"	"	198	19.0	24.36	0.780	27.151	0.700 ??
S74'	"	"	"	"	"	248	24.0	25.65	0.936	28.425	0.844
S75	"	"	"	"	"	505	31.2	30.87	1.011	31.940	0.977
S76	"	"	"	"	"	492	34.1	30.63	1.113	32.885	1.069
S89	100×100	10	8.0	D10-8	"	297	17.4	16.35	1.064	16.449	1.058
S90	"	"	"	"	10*	283	16.5	16.18	1.020	16.278	1.014
S91	"	"	"	"	10**	338	17.7	16.86	1.050	16.591	1.067
S92	100×50	"	"	"	10	299	16.2	16.38	0.989	16.473	0.983
S93	"	"	"	"	10***	295	16.0	16.34	0.979	16.426	0.974
S94	100×75	"	"	"	10	337	17.0	16.86	1.008	16.824	1.010
S95	"	"	"	"	10***	284	15.8	16.19	0.976	16.291	0.969
S101	100×140*	"	7.5	D10-9/12.75*	10	326	13.8	14.27	0.967	16.518 (13.535	0.835*** 1.020)
S102	"	"	"	"	"	377	13.7	14.78	0.927	17.136 (13.850	0.799*** 0.989)
S103	"	"	"	"	"	368	14.0	14.76	0.949	17.047 (13.814	0.821*** 1.013)
S104	"	"	"	"	"	394	13.45	15.05	0.894	17.320 (13.936	0.777*** 0.965)
備考	*1方向版 単純支持		平均	等方性 単鉄筋 直交異方性板	* L/4 ** L'/4 *** Diago. L/4 に載荷					*式（2）による **式（6）による ***式（6），（7）による	



図－４　　提案式の適合性評価のための度数分布.



図－５　　押し抜きせん断耐荷力に及ぼす各種変数の影響.

2－6　適用範囲と修正式

さて，表－1と表－2の結果を総合判断して，著者の提案式の適用範囲を次のように限定しておきたい。

a）床版厚　　：7～22cm，

b）かぶり　　：1～ 4cm，

c）コンクリート強度：200～ 500 Kg/cm^2 。

これらの範囲内にあっても，以下に述べるような特殊条件をもつ場合には式（2）に若干の修正を加える必要があろう。

2-6-1　鉄筋間隔の影響

道路橋床版の1方向版では一般的に主鉄筋量と配力鉄筋量は異なっている。この異方配筋の押し抜きせん断耐荷力への影響を調べる基礎研究として小柳ら/35/の実験的研究がある。この研究の実験結果に対して本提案式（2）の適用性を検討してみる。

表－3に小柳らの実験床版の諸元・実験結果と本提案式による計算耐荷力・耐荷力比をまとめた。全試験体の実験値／計算値の平均値と標準偏差は$\mu=0.938$, $Sx=0.109$ となり，表－1，2の結果よりも平均値が低下した。

この低下の原因が鉄筋間隔にあるのではないかと考え，各供試体の配筋状況と提案式による破壊領域を図－6のように重ねた。その結果，この図のように鉄筋間隔に比して載荷面積が小さかったり，極端に配力鉄筋間隔が大きいため，はくり破壊領域に主鉄筋か配力鉄筋のいずれかが入らない供試体では実験値が低下することが判明した。

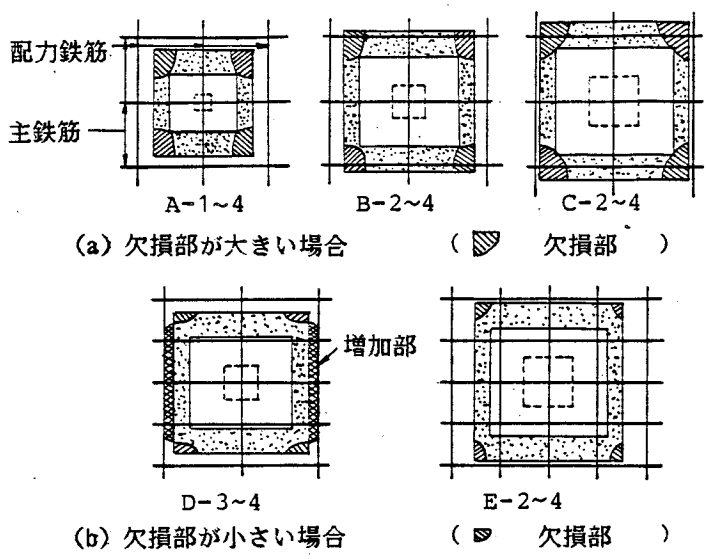
このような場合，引張側鉄筋のダウエル効果が全領域に及ばず，例えば，図中の4隅角部のハッチング部が同時に破壊しないと仮定すればうまく説明できるようである。この推定は鉄筋のダウエル力によるコンクリート中の引張応力の幅方向分布が，鉄筋位置を最大とする正規分布に順じた形状になることから妥当性があると思われる。この引張応力の欠損領域は鉄筋の配置，かぶり量，載荷板の大きさ，床版厚の組み合せによって変化し，詳細な検討は今後行われるべきであろう。ここでは簡易的に図－7に示す4隅が耐荷力に寄与しないと仮定し，このような現象の発生が予想される試験体について，すなわち，床版中の主鉄筋あるいは配力鉄筋のいずれか一方でも図－6に示したようにはくり破壊領域外縁から離れる供試体について，この欠損部を控除すると表－3の最後欄に示すような値となり，実験値との比が1.0 に近づいた。

この修正を加えた供試体の計算値と，加える必要のない供試体の結果の全体について，再び実験値／計算値の平均値と標準偏差を求めると，$\mu=0.990$ ，$Sx=0.103$ となり，上記のような簡易的な修正を行っても大きな誤りのないことがわかった。ただし，このような修正を行ってもＣ３，Ｃ４シリーズではまだ計算値は実験値より過大である。これらの試験体に関しては小柳らは曲げ破壊が先行しているとの観察を行っている。著者も，これらの試験体について，極端に大きな配力鉄筋間隔であるため，かぶり破壊以前に配力鉄筋がはくり始点で降伏したか，あるいは，はくり破壊領域が極度に小さくなった結果であると推定している。

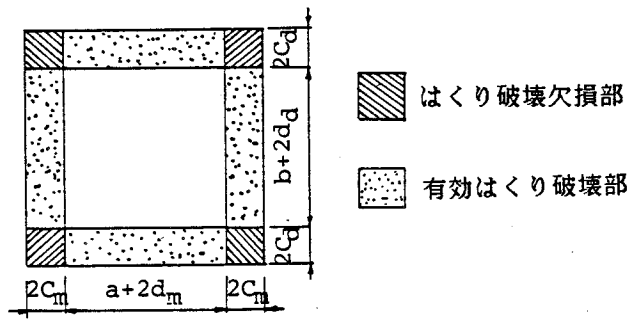
粗配筋による上記のような応力欠損の可能性は表－２の角田らの実験床版のうち最後欄で（*)印をつけたものにも考えられ，図－７に従った修正値を（）内に示したが，これらの値は実験値をよりよく説明するようになった。

以上から，図－６のような配筋による応力欠損が生じる可能性がある床版では，その耐荷力は次式のような修正式で説明できる。

$$P=\tau_{s\,max}\{2(a+2x_m)x_d+2(b+2x_d)x_m\}+\sigma_{t\,max}\{2(a+2d_m)C_d+2(b+2d_d)C_m\} \quad (6)$$



図－６　押し抜きせん断破壊時の破壊領域と配筋の関係.



図－７　はくり破壊部の応力欠損部の仮定.

表－3　直交異方配筋した床版の押し抜きせん断耐荷力の算定結果，

供試体	試験条件							実験値	式（2）		式（6）	
	厚さ	主鉄筋		配力鉄筋		載荷板	コンクリート強度					
	t (cm)	d (cm)	径－間隔 (mm) (cm)	d (cm)	径－間隔 (mm) (cm)	(cm)	σ_{ck} (kg/cm^2)	P_{test} (ton)	P_{cal} (ton)	$\frac{P_{test}}{P_{cal}}$	P_{cal} (ton)	$\frac{P_{test}}{P_{cal}}$
A1-1	5	4.1	D6 -7.88	3.5	D6 -7.80	2	346	2.58	3.03	0.851	2.72	0.949
A1-2	"	"	"	"	"	"	361	2.80	3.06	0.915	2.74	1.022
A2-1	"	"	"	"	D6 -9.49	"	399	2.78	3.06	0.908	2.72	1.022
A2-2	"	"	"	"	"	"	414	2.40	3.08	0.779	2.73	0.879
A3-1	"	"	"	"	D6 -15.45	"	399	2.41	2.89	0.834	2.54	0.949
A3-2	"	"	"	"	"	"	414	2.40	2.91	0.825	2.56	0.938
A4-1	"	"	"	"	D6 -23.18	"	346	2.36	2.63	0.897	2.32	1.017
A4-2	"	"	"	"	"	"	346	2.35	2.63	0.894	2.32	1.013
B1-1	"	"	"	"	D6 -7.80	4	391	3.70	3.79	0.976		
B1-2	"	"	"	"	"	"	434	3.72	3.85	0.966		
B2-1	"	"	"	"	D6 -9.49	"	319	3.40	3.53	0.963	3.24	1.049
B2-2	"	"	"	"	"	"	294	3.58	3.47	1.032	3.19	1.122
B3-1	"	"	"	"	D6 -15.45	"	319	2.68	3.30	0.812	3.01	0.890
B3-2	"	"	"	"	"	"	294	2.92	3.24	0.901	2.96	0.986
B4-1	"	"	"	"	D6 -23.18	"	319	2.77	3.14	0.882	2.84	0.975
B4-2	"	"	"	"	"	"	434	2.76	3.39	0.814	3.03	0.911
C1-1	"	"	"	"	D6 -7.80	6	385	4.52	4.90	0.922	4.56	0.991
C1-2	"	"	"	"	"	"	386	4.70	4.90	0.959	4.56	1.031
C2-1	"	"	"	"	D6 -9.49	"	385	3.96	4.78	0.828	4.44	0.892
C2-2	"	"	"	"	"	"	386	4.16	4.78	0.870	4.44	0.937
C3-1	"	"	"	"	D6 -15.45	"	385	3.31	4.51	0.734	4.17	0.794
C3-2	"	"	"	"	"	"	386	3.39	4.51	0.752	4.17	0.813
C4-1	"	"	"	"	D6 -23.18	"	385	2.71	4.31	0.629	3.98	0.680
C4-2	"	"	"	"	"	"	386	3.00	4.31	0.696	3.98	0.754
D1-1	"	"	D6 -5.0	"	D6 -4.72	4	396	5.18	4.60	1.126		
D1-2	"	"	"	"	"	"	440	5.40	4.66	1.159		
D2-1	"	"	"	"	D6 -5.88	"	396	4.74	4.46	1.063		
D2-2	"	"	"	"	"	"	440	5.32	4.53	1.174		
D3-1	"	"	"	"	D6 -9.26	"	396	4.02	4.20	0.957		
D3-2	"	"	"	"	"	"	440	4.72	4.27	1.105		
D4-1	"	"	"	"	D6 -15.15	"	396	3.78	3.57	1.059		
D4-2	"	"	"	"	"	"	440	3.70	3.76	0.984		
E1-1	"	"	"	"	D6 -4.72	6	402	5.56	5.78	0.962		
E1-2	"	"	"	"	"	"	391	5.60	5.61	0.998		
E2-1	"	"	"	"	D6 -5.88	"	402	5.46	5.61	0.973	5.25	1.040
E2-2	"	"	"	"	"	"	391	4.96	5.44	0.912	5.10	0.973
E3-1	"	"	"	"	D6 -9.26	"	402	5.11	5.29	0.967	4.93	1.037
E3-2	"	"	"	"	"	"	391	5.18	5.12	1.012	4.78	1.084
E4-1	"	"	"	"	D6 -15.15	"	402	4.16	5.00	0.832	4.63	0.898
E4-2	"	"	"	"	"	"	391	4.34	4.82	0.900	4.49	0.967
A-1	"	"	D6 -7.88	"	D6 -9.14	4	371	3.77	3.88	0.972		
A-2	"	"	"	"	D6 -11.17	"	"	3.58	3.79	0.944	3.47	1.032
A-3	"	"	"	"	D6 -18.10	"	"	3.28	3.57	0.919	3.25	1.009
A-4	"	"	"	"	D6 -27.40	"	"	2.92	3.42	0.854	3.09	0.945
B-1	"	"	D6 -5.0	"	D6 -5.52	"	403	5.16	4.51	1.144		
B-2	"	"	"	"	D6 -6.86	"	"	4.51	4.38	1.030		
B-3	"	"	"	"	D6 -10.77	"	"	4.36	4.13	1.056	3.72	1.172
B-4	"	"	"	"	D6 -17.74	"	"	3.80	3.90	0.974	3.49	1.089
備考			単鉄筋									

2-6-2　載荷板長と支持間隔との比の影響

次に，表－１の計算値で(**)印をつけたNS，OS，NS-1，NS-2およびSLAB-Aが他の試験体より実験値との適合性が低いことに着目する必要がある。これらの１方向版では支持スパン長の同方向の載荷板長に対する比(L/a）が大略４以下になっている。

図－８はＲＣはりの破壊荷重を式（２）（ただし，はり用に修正した）で推定し，実験値との比の変化をa/d （ａはせん断スパン長，ｄは断面の有効高さ）を変数として表わしたものである。この図のように，はりの破壊荷重はa/d によって変化し，比が小さくなるにつれて，破壊形式がせん断圧縮破壊となり実験値は計算値を上回るようになる。逆に，この比が約５以上になると曲げ破壊が卓越してくるため実験値は低下する。

同様な傾向が長方形載荷板を用いた１方向版にも見られる。　例えば，表－１中のW-1，A-3 では a/dの小さい方の傾向を，文献 7）の A-1では曲げ型の耐荷力発現を呈していると考えられる。

しかし，床版試験では剛な載荷板を用いるため，L/a が小さいときは荷重が載荷板全面積に等分布しにくくなり，支持辺に平行な載荷板端に荷重が集中する傾向が現われ，この辺に平行な部分のはくり破壊が発生しても，直角方向では一部非破壊部が残ることがある。このような場合，図－９に示すように載荷板の長辺に平行なはくり破壊領域のうち中央部分ではくり応力の欠損ができ，逆に破壊荷重が減少することが考えられる。この応力欠損領域についても詳細な検討は今後の研究にゆずるとして，ここでは図に示した斜線部を応力欠損領域と仮定し，表－１中の最後欄で(**)印をつけたL/a が４よりも小さい試験体の計算荷重を低減し（）内に示した。これらの修正値は実験値とのよい一致を示すようになった。この場合の耐荷力式は次式のようになる。

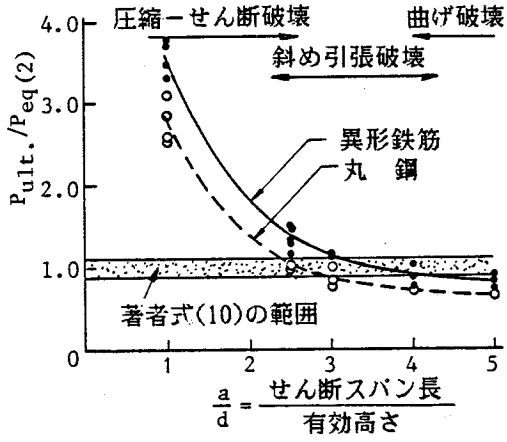
$$P = \tau_{s\,max} \cdot \{ 2(a + 2x_m)\, x_d + 2(b + 2x_d)\, x_m \} + \sigma_{t\,max} \cdot \{ 4 d_m \cdot d_d + 2(b + 2d_d + 4C_d)\, C_m \} \quad . \qquad (7)$$

表－２中の(***) 印をつけたものは粗配筋による応力欠損および上記L/a が小さい場合の応力欠損の２つが重なり合うものであり，これらを考慮すると実験値とのよい一致を見た。

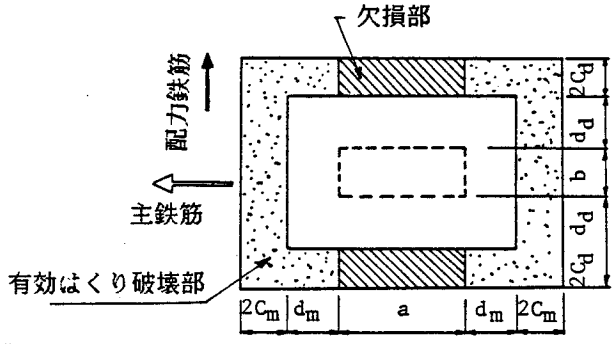
さらに，表－１中の(**)印をつけた試験体にも同様な傾向があり，式（２）による計算値が実験値を上回った。一方，同じ L/aの S69～ S72では式（２）の計算値が実験値を下回る傾向が強く，床版厚ならびに載荷板の剛性なども複雑に影響していると考えられる。

これらの点についてはさらに詳細な検討が必要であろう。

しかしながら，実際の道路橋床版では荷重はゴムタイヤを介して作用するので輪荷重は接地面積上で等分布すると考えられ，それらの押し抜きせん断耐荷力は式（2）で推定してよいと考えられる。



図－８　鉄筋コンクリートはりの破壊荷重とせん断スパン長との関係.



図－９　床版スパンが短い場合のはくり破壊応力の欠損.

2－7　結　言

部分集中荷重をうける床版の押し抜きせん断耐荷力に関して，破壊パターンに立脚した精度のよい算定式を提案した。本提案式（2）は長方形載荷板を用いた1方向版に適用できることを目標にしたものであるが，2方向版にも適用できる。ただし，適用範囲については道路橋床版のように比較的薄い床版厚のものに限定しておきたい。すなわち，床版厚に関しては 7～22cm，かぶりは 1～ 4cmの範囲である。

また，鉄筋間隔が大きい場合には引張側鉄筋のダウエル効果が拡がらず，かぶりのはくり破壊部分に応力欠損が生じ，耐荷力が減少することを明らかにした。このような配筋の床版に対しては修正式（6）を用いて推定できる。

さらに，支持スパン長（L）と長方形載荷板のスパン方向の辺長（a）との比が3～4の実験床版では，はくり破壊部の欠損が生じることを指摘した。しかし，実橋床版では荷重はゴムタイヤを介して等分布することが考えられるので，このような欠損は考えなくてもよいと判断した。

第３章　既往の試験方法によるＲＣ床版の疲労破壊特性と疲労強度

３－１　一定点載荷による疲労試験結果

Batchelor ら/ 4/ ,角田ら/ 8/，飯岡ら/6，7/，園田ら/ 5/および著者ら/36/の研究に見られる一定点載荷法とは，図－１０に示すように，供試体床版の版中央に所定の面積の載荷板を設置し，片振幅の繰返し荷重を加える試験方法である。

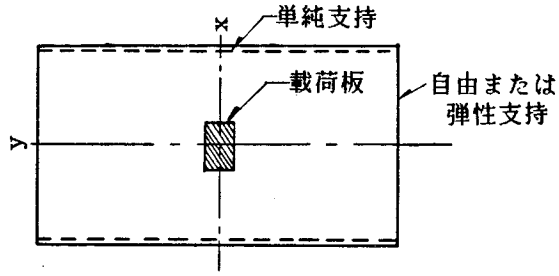
このような載荷法による種々の結果を実橋から切り出した床版の載荷実験結果との比較において述べると，大略次のようなものである。

3-1-1　ひびわれパターン

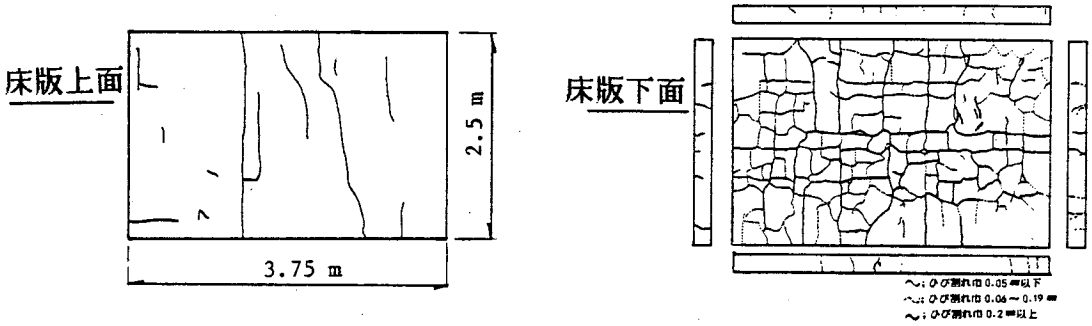
まず，著者も一部協力した園田ら/ 5/の実験結果を示す。園田らは国道43号線の実橋からＲＣ床版を切り出し，残留剛性および疲労破壊機構を調べるため静的および繰返し載荷実験を行ったが，比較のため，同じ寸法の新規ＲＣ床版も試験している。

図－１１は実橋から切り出したＲＣ床版のひびわれ分布図である。下面には約20cm間隔の格子状ひびわれが発生していた。上面にも主鉄筋方向に約１m間隔でひびわれが見られ，これらは床版下面まで貫通していた。

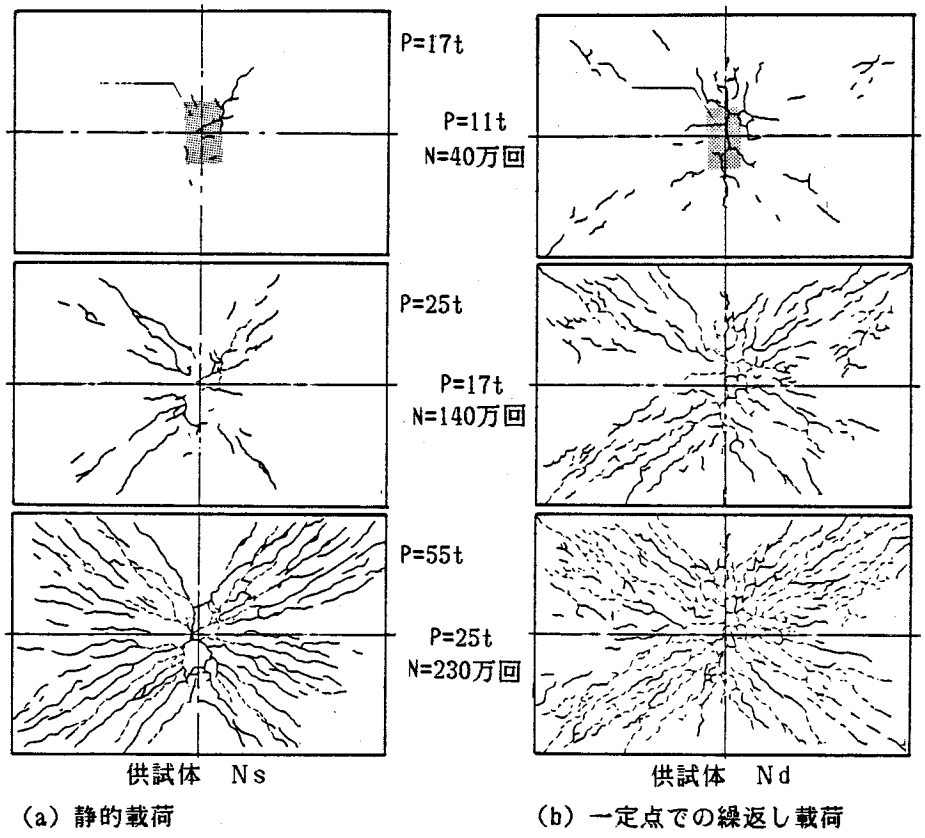
さて，図－１２に一定点載荷法による疲労試験および静的試験におけるひびわれパターンを示した。両者とも載荷点直下から放射状に拡がり，明らかに実橋のものと異なる。一定点載荷のもとでは，荷重あるいは繰返し数が増加しても主曲げモーメントの分布形状にはほとんど変化がなく，ひびわれ領域は増加しても方向の変化はない。一方，実橋では荷重が常に移動するため，最大曲げモーメントは常に移動し，かつ，主曲げモーメントの方向も変化するため，ひびわれは一様分布するとともに縦横の格子状になる。



図－１０　一定点載荷の疲労実験方法.



図－１１　国道４３号線の実橋床版のひびわれ状況.



図－１２　国道４３号線の実橋床版と同寸法で製作した新規床版の下面ひびわれ状況.

3-1-2　荷重とたわみの関係

図－１３に４体の供試体の荷重－たわみ結果を併記した。すなわち，

実橋採取ＲＣ床版Osの静的載荷試験結果，

　同上　　Odの繰返し載荷試験結果，

新規床版　　Nsの静的載荷試験結果，

　同上　　Ndの繰返し載荷試験結果，

である。ただし，繰返し載荷試験では荷重を図示の回数毎に漸増させている。

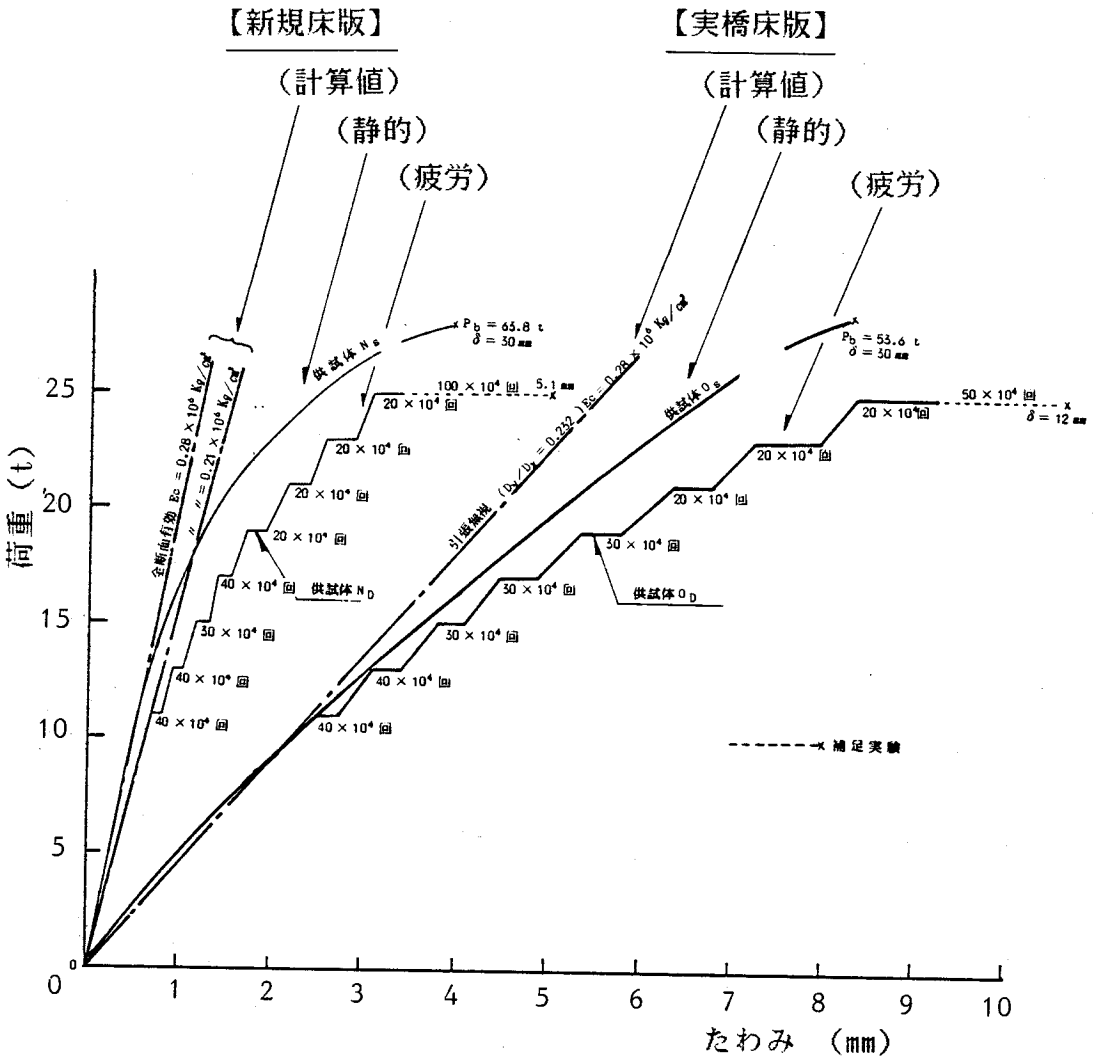
この図より次のようなことが言える。

a）　実橋床版，新規床版とも静的載荷による荷重－たわみ関係と繰返し載荷による同関係の間には大差はない。これがひびわれ疲労効果の少い一定点載荷法の顕著な特徴である。

b）　設計荷重の範囲（約11ｔまで）においては，ひびわれ損傷をうけた実橋床版のたわみは新規床版の 4倍にもなっており， 8年間の実交通荷重による劣化は大きい。

c）　これらの結果に対し，著者の計算による床版コンクリートが全断面有効とした理論たわみと引張側コンクリート無視の理論たわみ（ただし，両者とも主鉄筋・配力鉄筋の断面積，有効高を忠実に考慮した直交異方性板理論）を並記したが，実橋床版のものは設計荷重付近まで後者の理論値とよい一致を示した。一方，新規床版では静的載荷および繰返し載荷の両結果とも全断面有効の理論値と一致した。

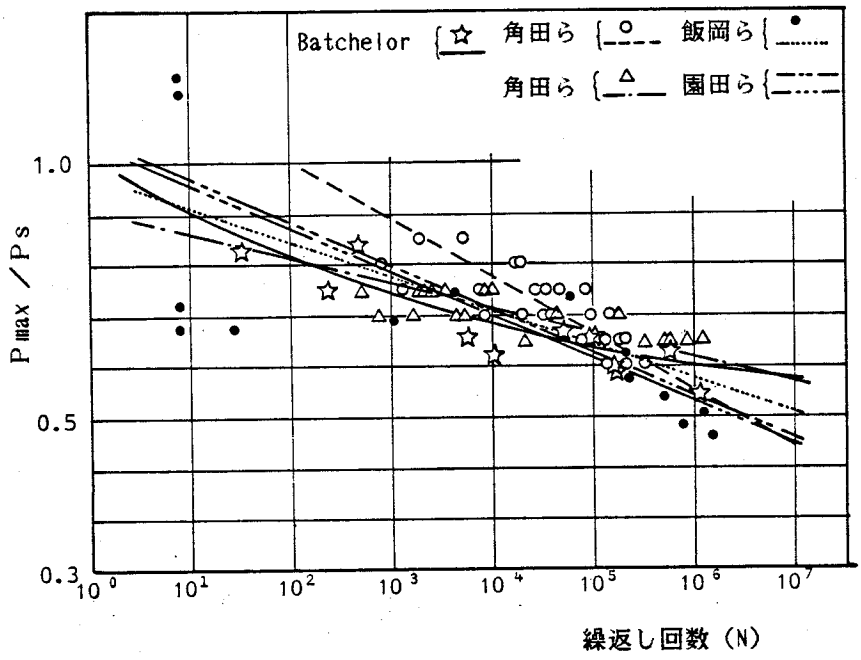
　このことから，，従来多くの場合，処女床版のたわみ・ひずみ評価に関しては全断面有効の等方性板理論値が適用されてきたが，移動荷重を受ける道路橋床版に関しては直交異方性板理論値を用いて評価すべきであると強調できる。



図－１３　実橋床版および新規床版の荷重－たわみ関係の比較

3-1-3　疲労強度

図－１４に一定点載荷法による既往のＳ－Ｎ関係をまとめた。全結果は個々にはバラツキがあるものの，ほぼ同様のＳ－Ｎ曲線となっている。 200万回時における疲労強度は平均して静的破壊強度の約55%である。ただし，ほとんどの破壊は主鉄筋の破断が先行した押し抜きせん断破壊であり，実橋で見られるコンクリートだけの抜け落ち現象は見られない。この実験法における鉄筋の疲労破断は，一般に載荷荷重が大きく，鉄筋が降伏しているためである。



図－１４　一定点載荷法によるＳ－Ｎ曲線.

以上，一定点載荷法による疲労試験結果のうち３種の特性に関して実橋床版のそれと比較した。両者には全くの相違があり，一定点載荷法による疲労結果では，実橋床版のひびわれ劣化機構についてはほとんど説明できないことが明らかであろう。

３－２　多点移動繰返し載荷による疲労試験結果

本載荷法は，実橋の格子状ひびわれパターンが自動車荷重の移動性によることに着眼し考案したもので，例えば，図－１５に示すように供試体床版上に多点の載荷点を設置し，１つの載荷点に一定回数の繰返し載荷を行い，順次載荷点を移す方法であり，疑似的に自動車の移動性をシミュレートしている。

本試験法を採用した実験研究には，著者ら/14,27,36/，園田ら/ 5/，藤田ら/6,37-39/の研究がある。

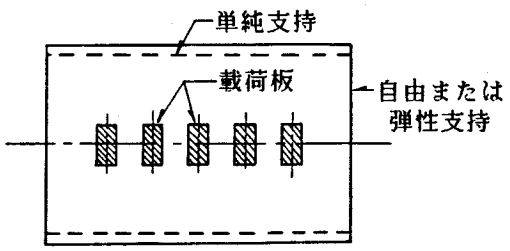
これらの研究では目的は大略次のようなものである。

a）初期ひびわれ荷重の確認，

b）実橋と同様な格子状あるいは亀甲状ひびわれの再現，

c）ひびわれ増加とたわみ，ひずみ変化の関係，

d）ひびわれの挙動の把握。



図－１５　多点移動繰返し載荷法．

しかし，各研究とも実物大供試体を使用しているため，破壊までの結果は少なく，本方法によるＳ－Ｎ曲線は得られていない。また，外国ではこのような載荷法による実験は見当たらない。

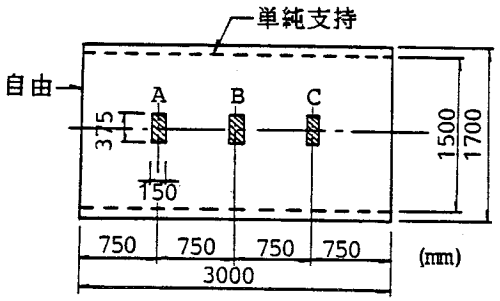
以下に，各研究における試験概要と結果の一部を述べ，考察を加える。

3-2-1　試験概要

（１）　著者の研究/14/

図－１６のように３つの載荷点を設け，１載荷点に40万回の繰返し荷重を載荷し，順次載荷点を移している。移動順序はＢ－Ｃ－Ｂ－Ａ－Ｂである。

供試体と荷重は以下の通りである。



図－１６　供試体寸法と載荷点．

供試体

断面　　：厚さ12cm　の複鉄筋断面，

主鉄筋　：ｄ＝9.5 cm，D10@7.5 cm，

配力鉄筋：ｄ＝8,5 cm，D16@8.83 cm 。

荷重

Pmax ／Ps ＝0.17（Ps は押し抜きせん断荷重）。

（2）著者の研究/36/

図－１７のように９点の載荷点を設けた。

載荷順序は以下の通りであった。

１日目

日中Ｂ－Ｄ－Ａ－Ｅ－Ｃの順に各 3万回，

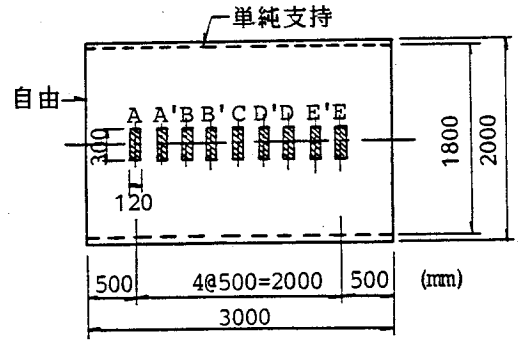
＋夜　　Ｃ点に25万回，

２日目

日中Ｂ'-Ｄ'-Ａ'-Ｅ'-Ｃの順に各 3万回，

＋夜　　Ｃ点に25万回，

これを３サイクル繰返した。



図－１７　供試体寸法と載荷点.

供試体と荷重は以下の通りである。

供試体

断面　　：厚さ19cmの複鉄筋断面

主鉄筋　：ｄ＝16cm，D16@9.0 cm

配力鉄筋：ｄ＝14.55cm,主鉄筋の25%

荷重

Pmax ／Ps ＝0.25～ 0.41

（3）著者の研究/27/

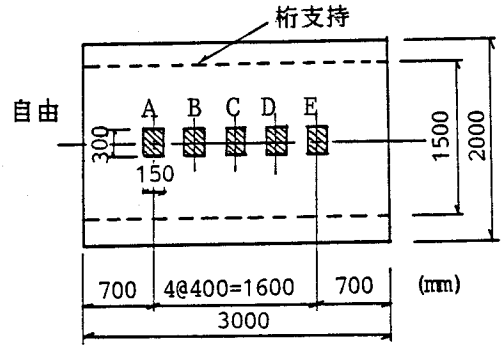
旧神崎橋から切り出した主桁つき床版で残留寿命を調べるための実験である。

載荷順序は (2)と類似したもで，図－１８に示した５点の載荷点を設けた。

日中　Ｂ－Ｄ－Ａ－Ｅ－Ｃの各点 2.5万回，

夜　　Ｃ点に22.5万回，

の繰返しである。



図－１８　供試体寸法と載荷点.

供試体と荷重は以下の通りである。

供試体

断面　　：厚さ18cmの単鉄筋断面，

主鉄筋　：ｄ＝14.6cm，φ12@10cm ，

配力鉄筋：ｄ＝13.55cm,φ9@10.5cm。

荷重

Pmax ／Ps ＝0.22～ 0.39 。

（4）園田らの研究 /5/

図－１９のように計27点の載荷点を設け，次のような Case にわけて移動載荷を行った。

Case-1

A－C－E－G－I　各１万回１サイクル

Case-2

A'-C'-E'-G'-I'-A -C -E -G -H -

A"-C"-E"-G"-I" 各１万回５サイクル

Case-3

B'-D'-F'-H'-B -D -F -H -B"-D"-

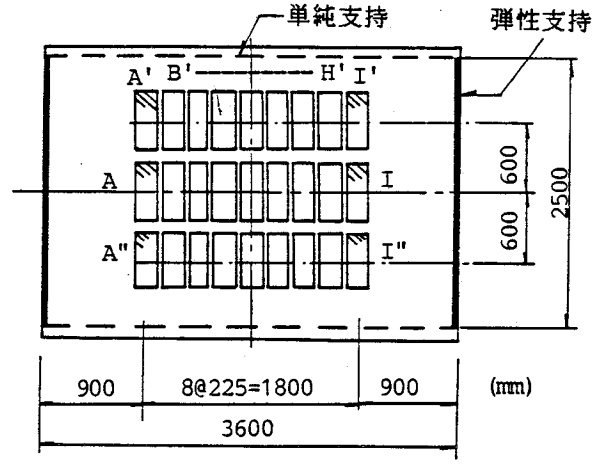
F"-H"　　各１万回５サイクル

Case-4

Case-2,Case-3 の27点各５千回３サイクル

Case-5

ランダムに１点当たり５千回～１万回の載荷を10サイクル加え，その後荷重を増加させて実験を継続している。



図－１９　供試体寸法と載荷点.

供試体と荷重は以下の通りである。

供試体

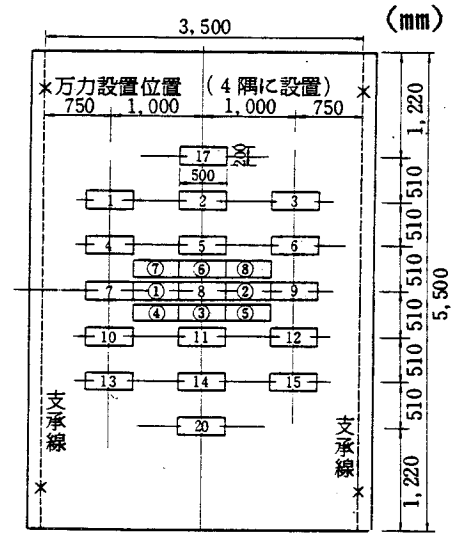
断面　　：厚さ18cmの複鉄筋断面

主鉄筋　：d＝15.0cm，D16@10cm

配力鉄筋：d＝13.45cm，D13@20cm

荷重　　Case-1～Case-5とも

Pmax ＝11 t，Pmax ／Ps ＝0.175 。



図－２０　供試体寸法と載荷点.

（5）　藤田らの研究/6,37-39/

図－２０に示すように計25点の載荷点を設置し，種々の検討を行っている。ただし，載荷順序が複雑で，かつ，各載荷点で載荷回数が異なるので，ここでは概要の紹介は割愛する。

3-2-2　本方法によって解明された特性

個々の研究の成果は供試体，載荷点数が異なり，詳細な記述はできないが，５つの研究から次の特性が明らかになった。

（１）　著者の最初の３点移動載荷実験でも床版下面のひびわれが格子状になることが確認できた。載荷点数が多くなるに従い，間隔の狭い格子状あるいは亀甲状になり，実橋での格子状ひびわれパターンの発生は自動車の走行によることが明確になった。図－２１に園田らの実験結果と実橋で観察されたものとの比較の一例を示した。

（２）　移動繰返しを行うと容易に床版上面にもひびわれが発生する。そして，荷重の繰返し回数の増加に従って，これらのひびわれのいくつかが下方へ進展し，下側からのひびわれと連続し貫通する。貫通したひびわれからはコンクリートの微粉の落下や，ひびわれの交点が欠け落ちる現象（角落ち）が見られた。ひびわれ面がねじりモーメントやせん断力によってこすり合わされているためである。ただし，このような現象は，１つの貫通ひびわれに着目すると，載荷点がそのひびわれをはさんで反対側に移った直後から数千回の間だけ発生していた。

実験床版では載荷時のひびわれ幅は大きくても荷重を除荷すると閉じ，ひびわれを発見するのが困難になる。一方，実橋では荷重が作用していなくてもひびわれ幅の大きいものが見られ，ひびわれがスリット化しているものが多い。よって，実橋の自動車のように，荷重が常時ひびわれを通過すると，上記こすり合わせが継続し，ひびわれがスリット化することが予想できる。

（３）　一定点載荷の場合，例えば，図－２２に示したように活荷重たわみは繰返し回数数万回で停留するが，移動繰返し載荷を行うと各試験床版とも図－２３～２５に示したようおうに停留せず増加傾向を持続する。そして，荷重が大きい場合，あるいは，載荷点を多くして少ない繰返し数毎に載荷点を移す場合にはその増加率は高くなる。このような傾向は鉄筋ひずみに関しても言える。

（４）　(3) で述べたように，ひびわれが版全域に拡がりたわみ・ひずみが増加するのは，当然板剛性の低下があるためである。従来，床版のひびわれ損傷度の判定は等方性板理論を用いて，コンクリートが全断面有効とした板剛性による理論たわみ量との比較で行われていたが，著者は十分ひびわれが出尽した床版のたわみは主鉄筋方向，配力鉄筋方向とも引張側コンクリートを無視した板剛性を用いた直交異方性板理論値で説明できることを本実験方法の採用によって見い出した。

図－２６は著者の実験/36/で得られた床版中央の最大活荷重たわみの繰返し回数に伴う変化状況である。R-2 供試体ではN＝ 300万回から 480万回までのでたわみは停留し，引張側コンクリート無視の直交異方性板理論値に等しい。R-3 では約 360～500 万回の間で同様の傾向を示す。この間の支間中央における橋軸方向断面のたわみ分布状況を示したのが図－２７(a),(b) である。同図からN＝１回目のたわみ分布だけが全断面有効の理論たわみ分布に等しいことがわかる。ひびわれ発生後は，本床版の異方性度Ｉy/Ｉx ＝0.25（Ｉy,Ｉx は配力鉄筋および主鉄筋に直角な断面の引張側コンクリートを無視した断面二次モーメント）による理論たわみ分布に徐々に近づき，床版支間中央の最大たわみが同理論値に一致するとき，橋軸方向分布もこの理論値とよい一致を見せる。

さらに，上記のようにたわみが理論値と一致する時，図－２８，２９に示したように，鉄筋のひずみ分布，ひびわれの開き量なども同理論値とよく一致する。

以上の試験床版での検証，および，すでに示した図－１３のようにひびわれ損傷のはげしい実橋床版の活荷重たわみ性状もやはり同理論値で説明できることから，ひびわれ損傷を受けた床版の使用限界を，活荷重たわみが引張側コンクリートを無視した剛性による直交異方性板理論値に達する時点と定義したい。

著者の研究/27/においては，活荷重たわみがその床版の引張側コンクリートを無視した理論値に達する前後で載荷板下の引張側主鉄筋が疲労破断した。また，第４章で述べる輪荷重走行試験では鉄筋の破断はないが，この時点で板としての連続性が失われ、上記使用限界の設定には大きな誤りはないと考えている。

（５）　道路橋設計示方書について過去のものから現行のものまで調べても，この直交異方性についてはほとんどふれておらず，もっぱら，ＲＣ床版は等方性板で設計してよいと明言されている。　しかし，著者らの移動繰返し載荷法の実験によって，ひびわれ発生に伴う直交異方性化は明確になった。その異方性度は主鉄筋量および配力鉄筋量にも関係するが，配筋方法によるところが大きい。一般に，床版での配筋は図－３０に示したように行なわれる。すなわち，床版厚中心から見て配力鉄筋は内側に，主鉄筋は外側に配置され，この位置の違いが大きく影響する。

直交異方性板挙動は式（８）の微分方程式で表わされる。

$$Dx\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + Dy\frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = q(x, y) \qquad (8)$$

ただし，Dx ：x軸に直角な断面の板剛性，

Dy ：y軸に直角な断面の板剛性，

H ：有効ねじり剛性　H＝D1 ＋ 2Dxy。

この式（8）を適用し，RC床版のたわみおよび鉄筋のひずみが板全域で実験値に適合するよう検討し，各係数の取り扱い方について調べると，Huber /40/によって提案された次式が実用上適用できることがわかった /28,41/。すなわち，

$$\left.\begin{aligned} D_x &= \frac{E_c}{1-\nu_c^2}\{I_{cx}+(n-1)I_{sx}\} \\ D_y &= \frac{E_c}{1-\nu_c^2}\{I_{cy}+(n-1)I_{sy}\} \\ D_1 &= \nu_c\sqrt{D_x D_y} \\ D_{xy} &= \frac{1-\nu_c}{2}\sqrt{D_x D_y} \\ H &= \sqrt{D_x D_y} \end{aligned}\right\} \quad (9)$$

ここに，Ec,νc ：コンクリートの弾性係数，ポアソン比，

Icx，Isx：主鉄筋断面の中立軸に関するコンクリートおよび鉄筋の断面二次モーメント，

Icy，Isy：配力鉄筋断面の中立軸に関するコンクリートおよび鉄筋の断面二次モーメント。

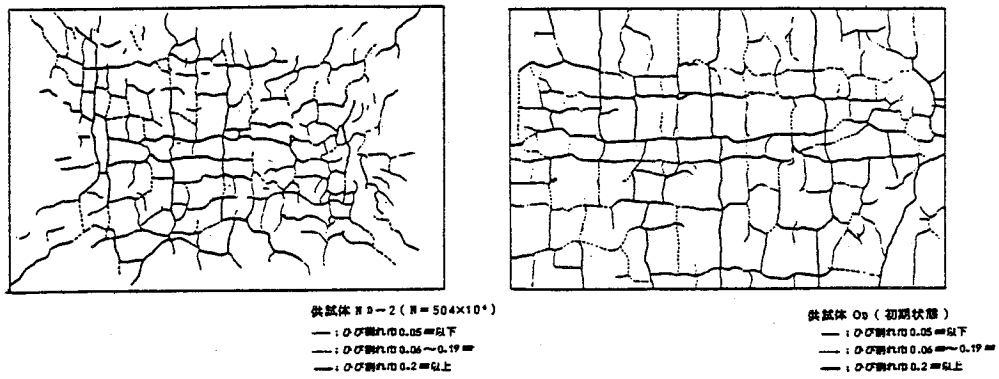
なお，断面の中立軸は鉄筋と有効コンクリートとの合成断面によって計算できるものを採用する。

さて，RC床版に等方性板理論を適用すべきか，直交異方性板理論を適用するのが妥当なのか議論するため，図－３１を用意した。 横軸は床版の直交異方性度を表わす剛性比Dy/Dx で，縦軸は直交異方性板理論による発生曲げモーメントの等方性板曲げモーメント（Mo でDy/Dx ＝1.0 のときの曲げモーメント）に対する比である。

図で明らかなように，直交異方性が顕著になるにつれて（Dy/Dx が小さくなる），主鉄筋曲げモーメントMx は増加し，逆に，配力鉄筋曲げモーメントMy は減少する。例えば，昭和３９年示方書以前の示方書で設計された床版では配力鉄筋量は主鉄筋量の約25%であり，この時のDy/Dx は0.25～0.30程度しかなく，主鉄筋には等方性板理論による曲

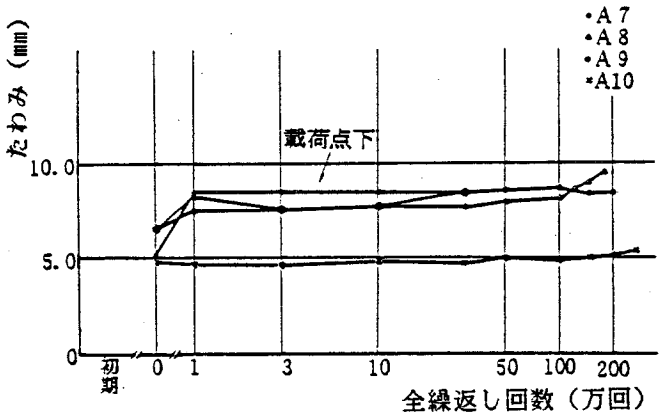
げモーメントの約1.35倍の曲げモーメントが作用していることになる。逆に，配力鉄筋には約0.65倍の曲げモーメントしか作用しない。よって，ひびわれが発生し，異方性化すると徐々に主鉄筋曲げモーメントが増加し，設計応力の1.35倍の応力を負担させていたと考えられる。

一般に，設計は考えられる種々の現象を考慮に入れて安全側に行なわれるべきものであり，ＲＣ床版に関しては当然この直交異方性を考慮して設計すべきであると言える。具体的な設計法については第４編で述べたい。

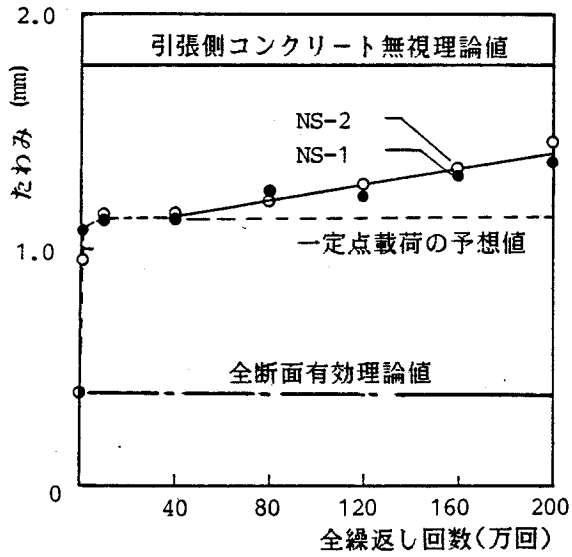


(a) 移動繰返し実験によるひびわれ　　(b) 実橋床版のひびわれ

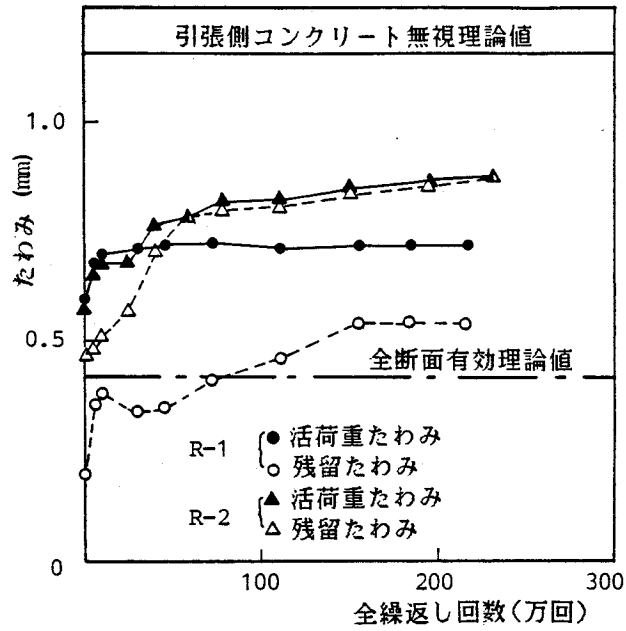
図－２１　移動繰返し載荷による床版下面ひびわれの１例/61/.



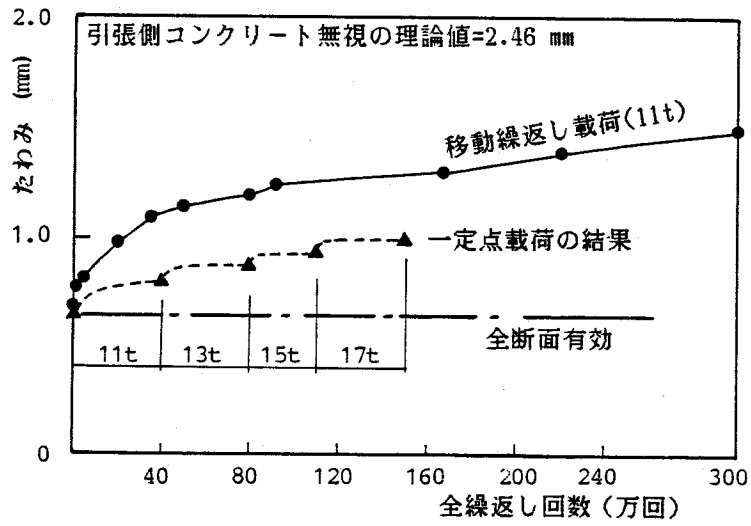
図－２２　一定点載荷実験におけるたわみの変化状況/58/.



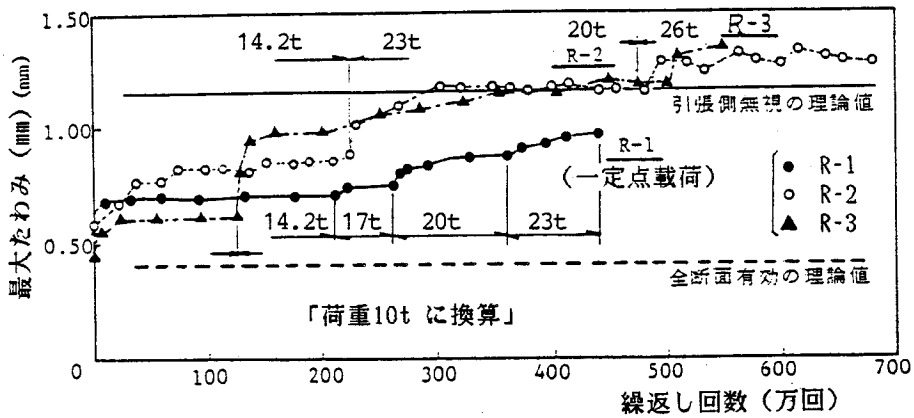
図－２３　文献 14)の実験における
最大たわみの変化状況.



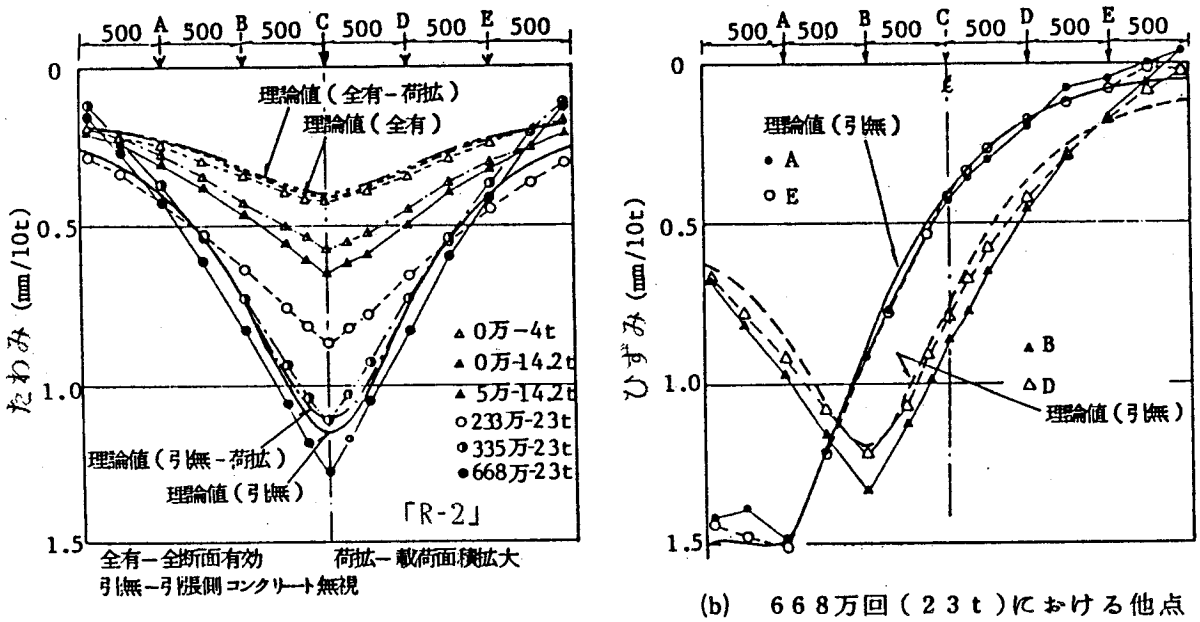
図－２４　文献 28)の実験における
最大たわみの変化状況.



図－２５　文献 27)の実験における最大たわみの変化状況.



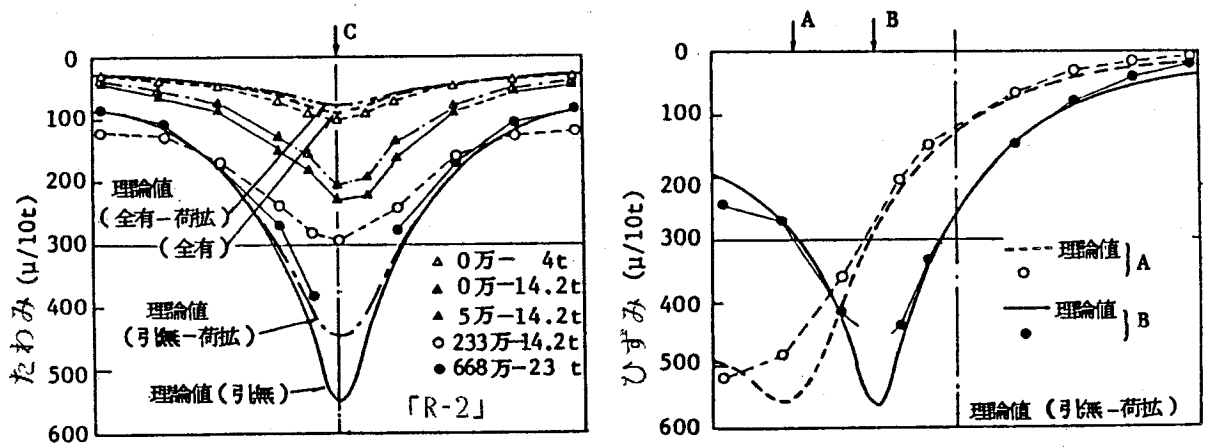
図－２６　床版中央の最大たわみの繰返数に伴う変化状況．



(a)　C点載荷時の橋軸方向たわみ分布変化

(b)　６６８万回（２３ｔ）における他点 A,B,D,E点載荷のたわみ分布

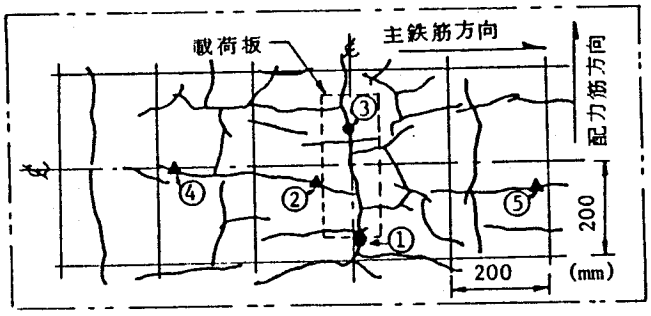
図－２７　床版支間中央における橋軸方向断面における活荷重たわみ分布状況．



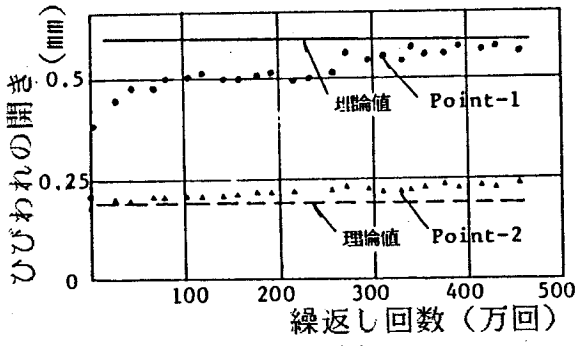
(a)　C点載荷時の主鉄筋ひずみの分布変化

(b)　６６８万回（２３ｔ）における AB点載荷の主鉄筋ひずみ分布

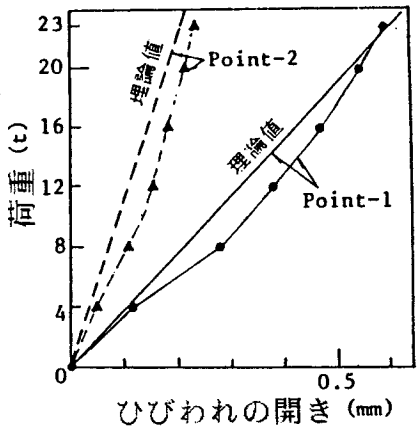
図－２８　床版支間中央における橋軸方向断面における主鉄筋ひずみの分布状況．



(a)　ひびわれ計の設置点

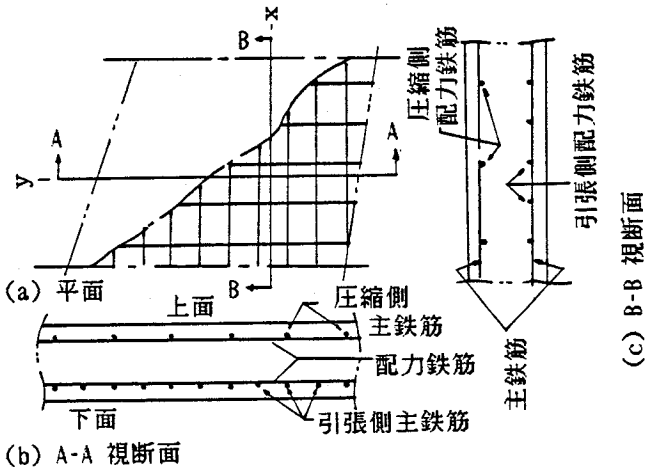


(b)　ひびわれの開きと
繰返し数の関係（２３ｔ）

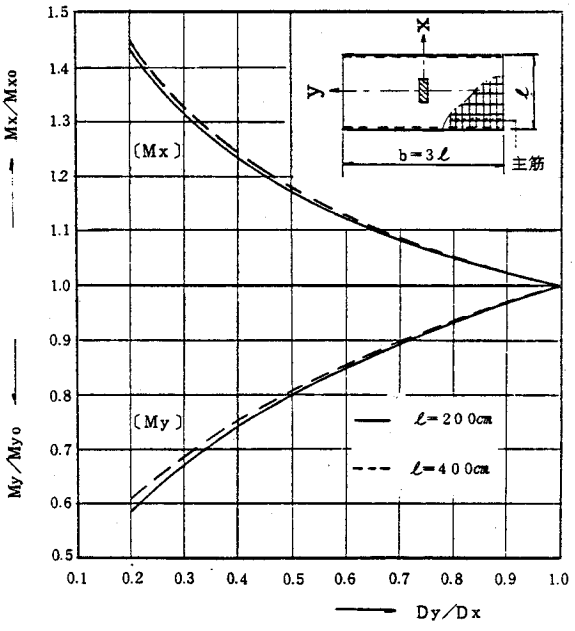


(c)　荷重－ひびわれの開き

図－２９　床版下面のひびわれの動き.



図－３０　床版における配筋方法.



図－３１　直交異方性板モーメント(M) と
等方性板モーメント(Mo)との比の変化状況.

3－3　結　言

道路橋ＲＣ床版の疲労強度を検討するため，既往の実験資料を調べたが，ほとんどの実験研究では床版中央点での一定点載荷による疲労試験を行ったものであった。著者は実橋床版がひびわれ損傷をうける主因は自動車の移動性にあると着眼し，模擬的に移動性を考慮した多点移動繰返し載荷法を考案した。本章では次の諸点を明らかにした。

（1）　一定点載荷によるＲＣ床版の疲労強度は 200万回で静的強度の約55％であり，非常に高い。

（2）　また，本方法による疲労破壊は鉄筋の破断が顕著であり，実橋のコンクリートの部分抜け落ち現象と異なる。

（3）　本方法によって載荷され，ひびわれが発生しても，たわみ・ひずみの挙動はほぼ全断面有効の理論値で説明でき，実橋床版が引張側コンクリート無視の理論値によって説明できることと異なる。

（4）　以上から，一定点載荷による試験方法では実橋床版のひびわれ損傷過程は説明できない。

（5）　多点移動繰返し載荷法を適用することによって実橋床版とよく似たひびわれパターンを再現させることができ，ひびわれ後のたわみ・ひずみの挙動は引張側コンクリート無視の理論値で説明できる。

（6）　本方法によって，ＲＣ床版の使用限界を活荷重たわみが引張側コンクリート無視の理論値に達する時と定義した。

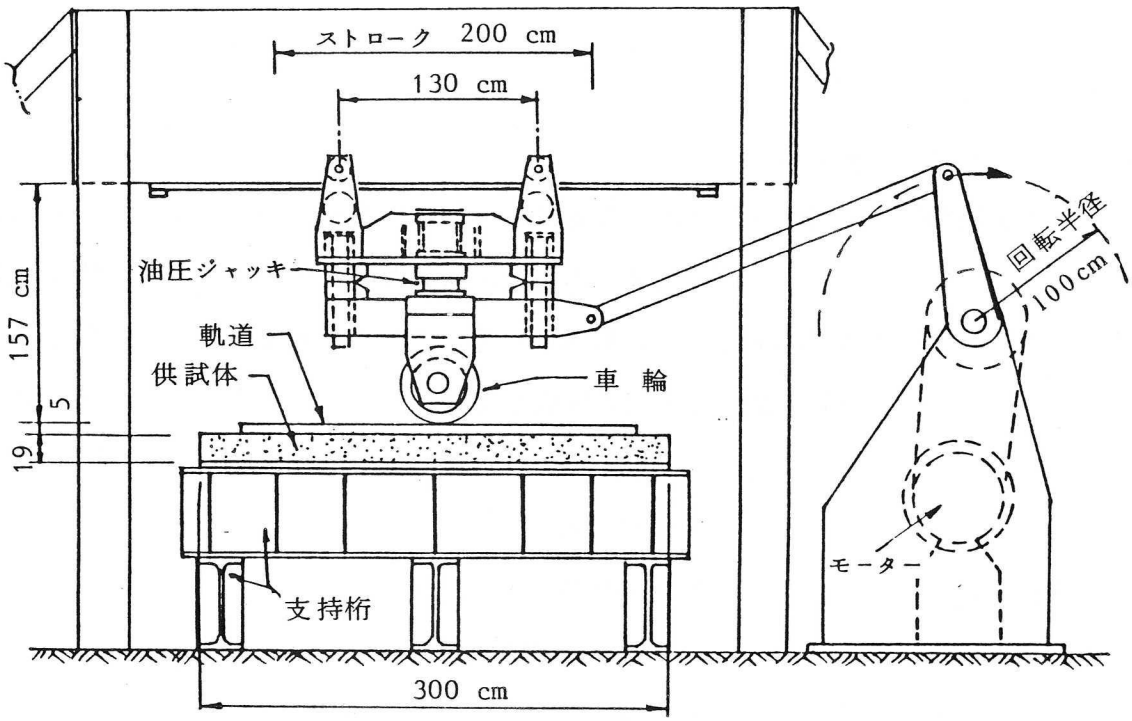
第４章 輪荷重走行試験機による疲労実験

４－１ 試験方法

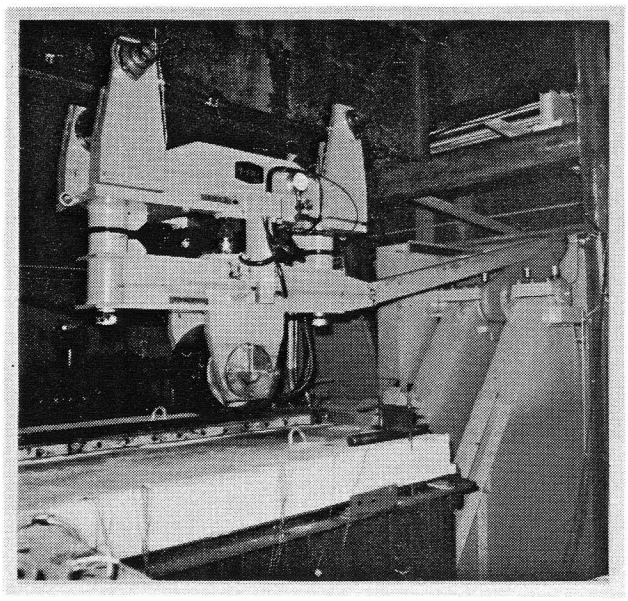
4-1-1 輪荷重走行試験機

考案した試験機は、道路橋ＲＣ床版上を走行する輪荷重を本格的にシミュレートしたもので図－３２と写真－１，２にその概要を示した。試験機は大きく分けて供試体に荷重を作用させながら走行する車体部と，この車体部をモーターの回転によって往復させる起動装置の２つである。本装置の能力は実物大床版を実験することを目標に以下のように決定された。

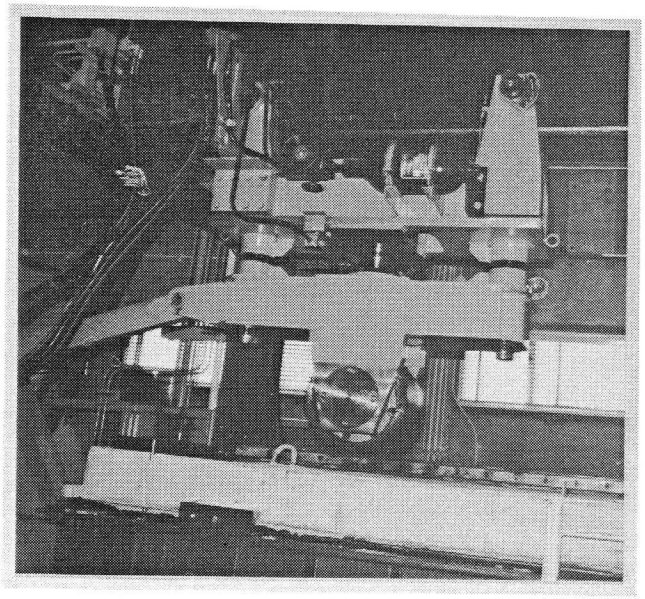
載荷能力		：10～30 ton
荷重移動範囲		：床版中央から±100 cm
走行速度		：112 m/min （28往復）
車輪（鋼鉄製）	外径	：500 mm
	幅	：300 mm
油圧ジャッキストローク		：60 mm
動的ストローク変位差		：－0 ～＋20 mm
荷重保持能力		：動的変位差20mm時で20％以内（アキュムレーター設置）



図－３２ 輪荷重走行装置の概要.



写真－１　車体部（表）.



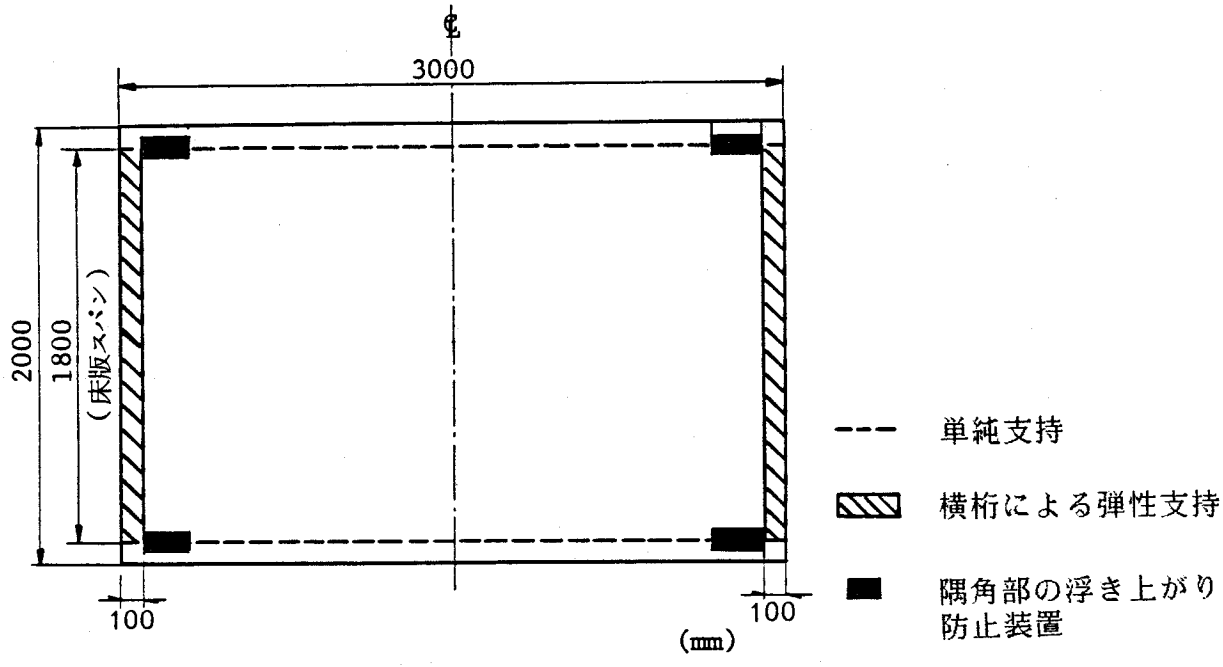
写真－２ 車体部（裏）.

一定荷重を保持しながら連続的な移動が可能である。ただし，供試体の大きさを最大2m（幅）×3m（長さ）と計画したため，移動距離を2mとした。また載荷能力は実物大供試体を破壊させることを考えて，最大30ｔとした。　加圧用ジャッキは定荷重を保持する油圧ユニットに連結しているが，荷重の移動に伴なって床版にたわみ差が生じ，荷重に変動をきたすため，中間にアキュームレーターを設置し荷重保持を計った。この結果，荷重変動は約±６％以内におさまった。

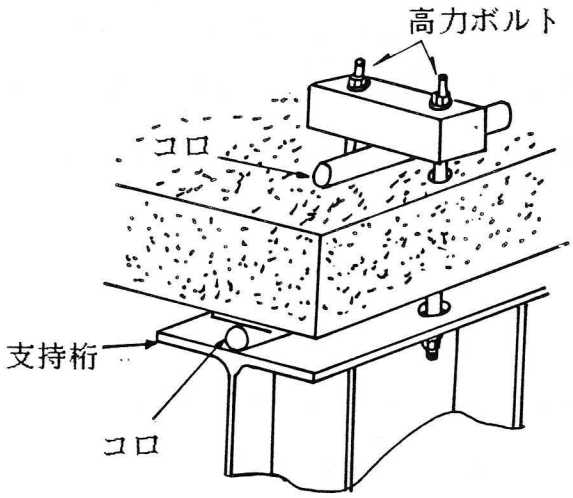
4-1-2　床版支持装置

供試体を単純版とし，図－３３に示すように長辺方向（配力鉄筋方向）の２辺で単純支持し、その支間長を1.8mとした。他の２辺は横桁によって弾性支持とした。横桁のない２辺単純支持２辺自由の床版(H=0) で，荷重一定のままで2mの範囲で移動させると図－３５のように，最大たわみ・最大曲げモーメントは床版中央点から離れるに従って大きくなり，自由辺付近が先に破壊してしまう。これを防止すること，および，2mの荷重移動範囲内で最大発生断面力を一定にするために，横桁を組み入れ弾性支持する必要がある。横桁の剛性をパラメーターとした板解析の結果，必要相関剛性 H=EI/L/Dx（ここに，Ｉは横桁の断面二次モーメント，Ｌは床版スパン，Dxは主鉄筋断面の板剛性）は10となった。

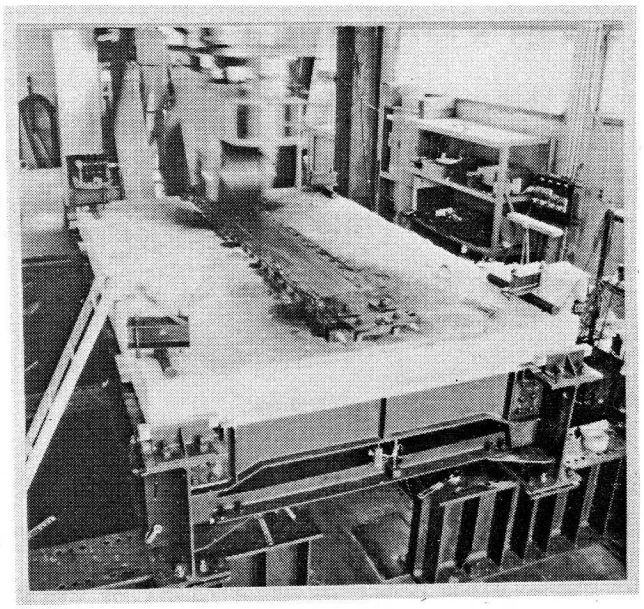
矩形床版の載荷実験では一般に４隅の浮き上がりが発生するが，これを図－３４のよな装置で防止した。写真－３で横桁および浮き上がり防止装置の状況が見られる。



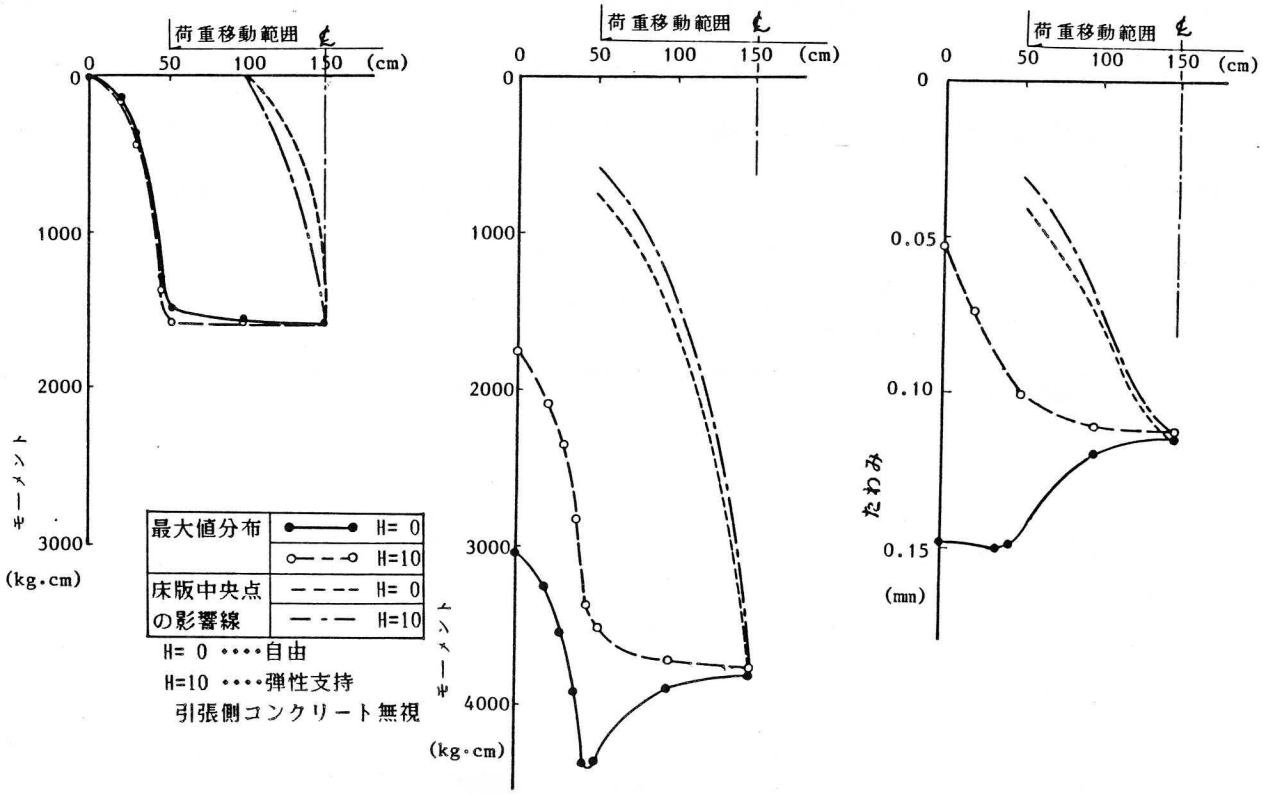
図－３３ 供試体床版の支持条件.



図－３４　床版隅角部浮き上がり防止装置.



写真－３　装置の全景.



(a) 配力鉄筋曲げモーメント　(b) 主鉄筋モーメント　(c) たわみ

図－３５　版端（配力鉄筋方向）の支持条件の違いによる最大たわみ，最大曲げモーメントの分布変化.

4-1-3　軌　道

道路橋示方書の輪荷重は２本のタイヤを介して作用し，その接地面は、20cm×50cmである。この大きさの載荷面を用いて，破壊に至るまでの試験を行なうには、本試験機の能力でも不十分である。このため、上記載荷面の各辺を60%に縮小した12cm×30cmを試験用載荷板とした。

さて、この載荷面を常時確保しながら荷重を移動させなければならない。このためには車輪がゴムタイヤのようなものが好ましいが，最大30トンをかけながら、何百万回も往復できるゴムタイヤは見当たらず，鉄輪にした。この車輪のままであると，接地長が極端に小さくなり上記載荷面積が確保できないこと，および，コンクリート表面の磨耗が激しいため，床版上面に図－３６に示すキャタピラ型式の軌道を置き，その上に鉄輪を走行させる方法を考えた。

この軌道の詳細構造は次のような考えのもとに設計された。

a）　輪荷重面の確保と荷重の移動をシミュレートするため，12cm×30cm×5cm の鉄製ブロックを 5mmの間隔で、19個設置する。

b）　ブロックが単独に移動しないように，各ブロックにずれ防止用ガイドボルト，チャンネルを取りつける。

c）　平滑な走行軌道面を確保するため薄鋼板をそれらの上に載せる。この鋼板の剛性は無視できる。

d）　鉄板およびブロック全体が移動しないよう鉄板の端を床版に固定する。

なお，本実験に先立ち，この軌道をつけた状態とつけない状態で載荷試験し，両結果にはほとんど差異はなく本軌道装置に荷重分配機能のないことを確認した。

4-1-4　供　試　体

今回試験を行なった供試体は、昭和３９年道路橋示方書に準じて設計した５体（DR-1, 2,3,4,5)と現行示方書によって設計した３体(DR-6,7,8)である。ＲＣ床版は、それ自身複雑なマトリックスであるコンクリートと鉄筋の合成構造であるので、相似則を満足させて縮小モデルを作ることは困難であり，基礎的かつ実用的なデータを得るため供試体は実物大とした。外形寸法は2000×3000×190mm で，配筋は図－３７の通りであった。使用した鉄筋の機械的性質を表－４に、コンクリートの配合を表－５に、コンクリートの材料特性を表－６に示す。このコンクリートの性質は、各供試体の実験開始日に測定したものである。

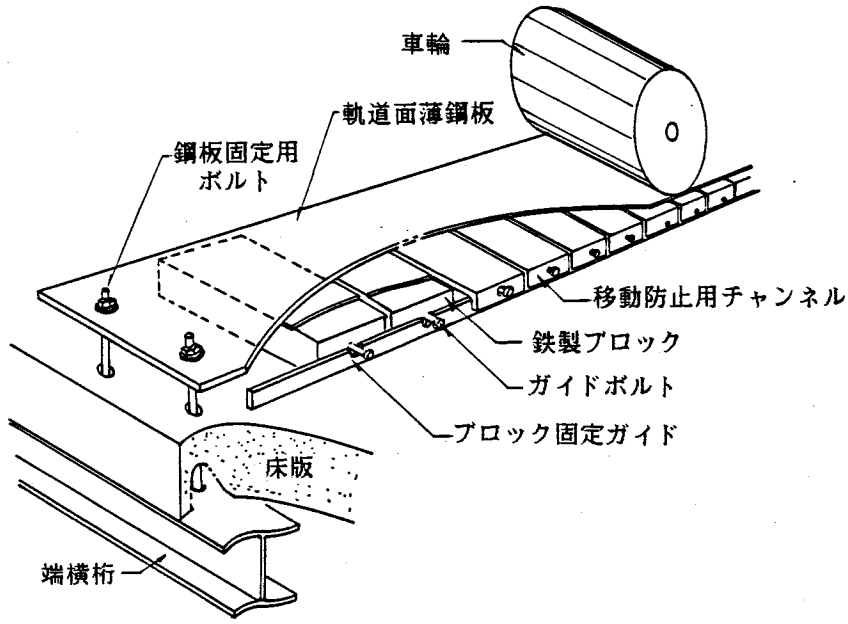
4-1-5　測　定　項　目

測定項目は、(1) たわみ，(2) 鉄筋のひずみ，(3) ひびわれの動きである。たわみについては主にダイアルゲージを使用し，鉄筋にはコンクリート打設前に歪ゲージを貼付しておいた。ひびわれの動きには曲げモーメントによる開閉，ねじりモーメントによる水平方向ずれ，および，せん断力による垂直方向ずれの３成分があり，これらを測定するため，写真－４に示すような３方向ひびわれ計を開発した。これを主要なひびわれをまたいで貼付し主に動的に測定した。パイゲージも併用した。

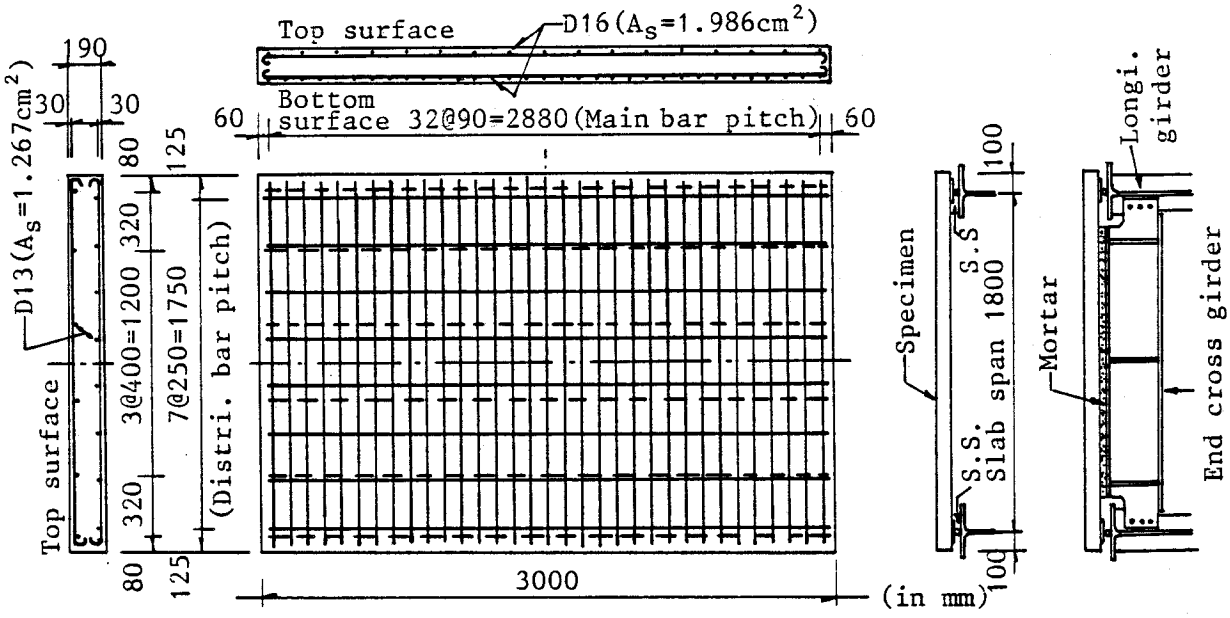
たわみおよび鉄筋のひずみの測定点を，その一例を図－３８に示したように，支間中央縦断面の橋軸方向に多くとるようにした。板性状の変化はこの断面でのたわみ・ひずみ分布形状に最も敏感に現われるためである。

なお，各測定は，一般的に、ある回数毎に移動載荷を中止し、車輪を床版中央あるいはL/4 点等の特定点に止め，それらの点での静的載荷によって行なった。

また、走行時にも動的測定も行ったが，たわみについては支持桁等の振動が加わり，良い結果は得られなかった。



図－３６　軌道の構造詳細．



配　筋		ＤＲ－１～５	ＤＲ－６～８
主	上側	D16@18cm(d'=3cm)	D16@20cm(d'=4cm)
鉄筋	下側	D16@ 9cm(d=16cm)	D16@10cm(d=15cm)
配力	上側	D13@40cm(d'=4.45cm)	D16@26cm(d'=5.6cm)
鉄筋	下側	D13@25cm(d=14.55cm)	D16@13cm(d=13.4cm)

図－３７　供試体寸法と配筋．

表－4　鉄筋の機械的性質，

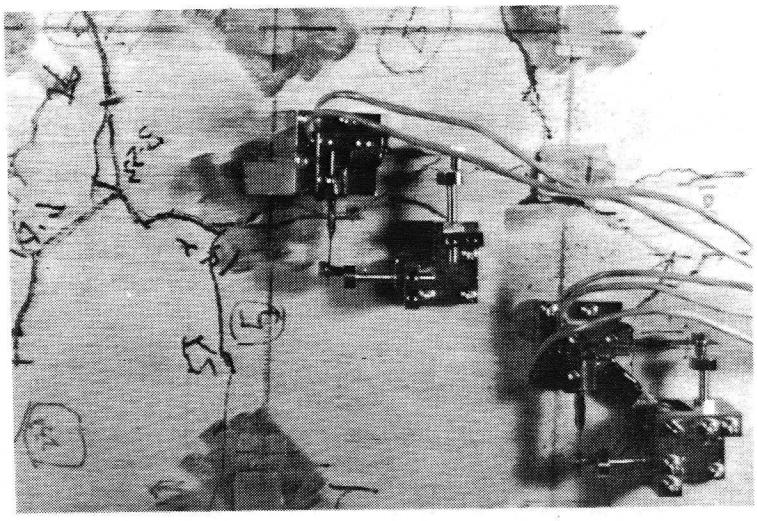
	D16	D13
降伏点（ kg/cm² ）	3450	3580
引張強度（ kg/cm² ）	5304	5295
伸び率　（%）	16.4	18.7
弾性係数（ kg/cm² ）	1.84×10^{6}	1.85×10^{6}

表－5　コンクリートの配合，

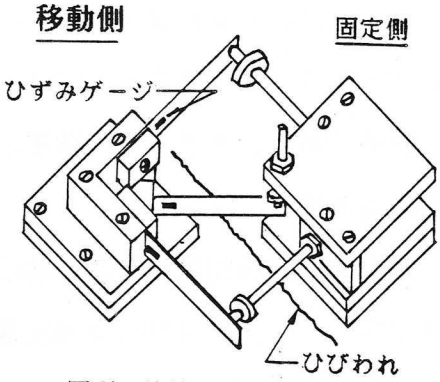
粗骨材の最大寸法(mm)	スランプ (cm)	水セメント比 W/C (%)	細骨材率 S/A(%)	水 (kg/m³)
20	8 -10	51	44.3	172
セメント C(kg/m³)	細骨材 S(kg/m³)	粗骨材 G(kg/m³)	混和剤 (kg/m³)	
337	783	1032	0.8425	

表－6　コンクリートの材料特性，

供試体	弾性係数	圧縮強度
DR-1	2.00×10^{5} kg/cm²	288 kg/cm²
DR-2	1.61 ”	189 ”
DR-3	1.61 ”	170 ”
DR-4	2.54 ”	307 ”
DR-5	2.54 ”	327 ”
DR-6	3.03 ”	415 ”
DR-7	3.03 ”	415 ”
DR-8	2.35 ”	320 ”

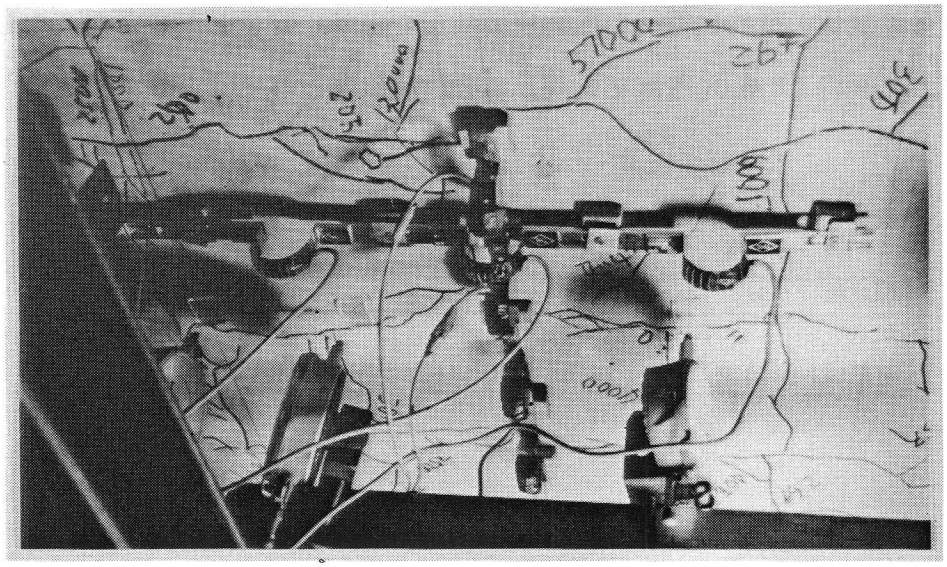


（a） 3方向ひびわれ計の設置状況



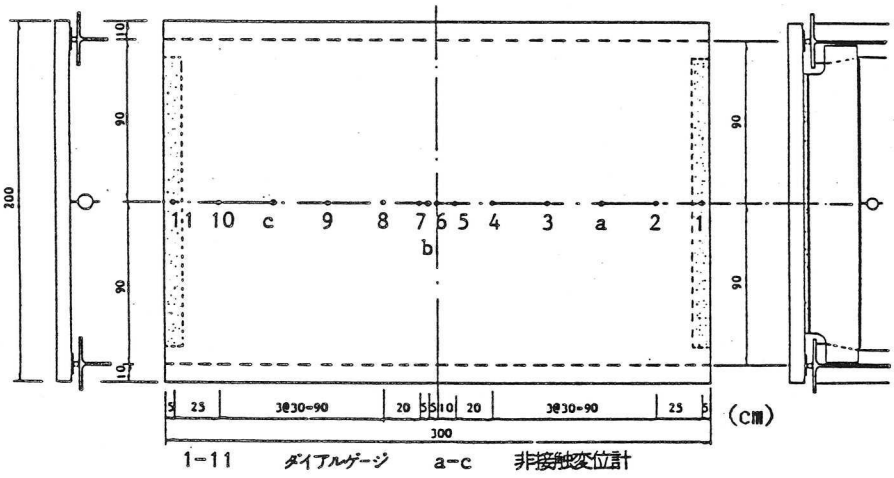
原理：片持梁式変位計

（b） 3方向ひびわれ計の詳細図



（c） バイゲージの設置状況

写真－ 4 ひびわれ計.



図－38 変位計の設置状況.

4－2　試験結果と考察

4-2-1　各供試体の載荷荷重

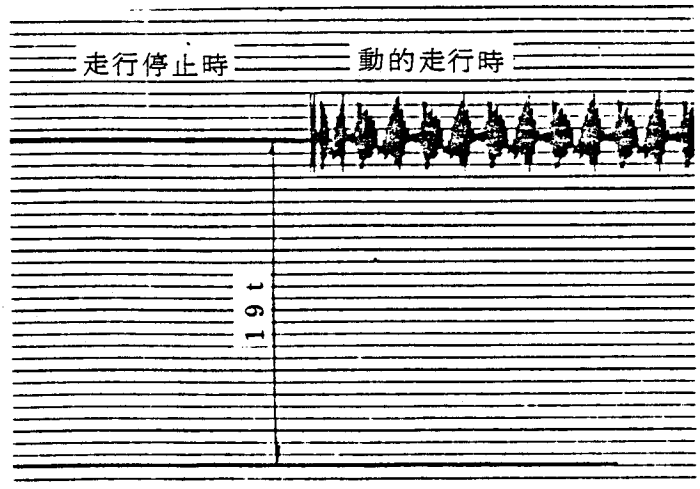
各供試体の載荷荷重を表－７にまとめた。最初の荷重14.2t は，DR-1～5 の供試体においてコンクリート強度を 300 kg/cm^2 と仮定したとき，引張側主鉄筋が許容応力度に達する荷重である。まず，この荷重から試験し，その後はＳ－Ｎ曲線を得るためコンクリート強度を考慮して決定した。

載荷荷重の検出は車体部の油圧ジャッキ近傍の油圧回路に組み入れた圧力変換器のひずみで行った。図－３９は予備実験での検出結果であるが， 19tの動的走行から停止までの間の圧力変動を連続的に記録したもので，走行時の平均値が停止時に検定された圧力とよい一致を示し，走行時の平均荷重が正しく保持されていることを照査した。

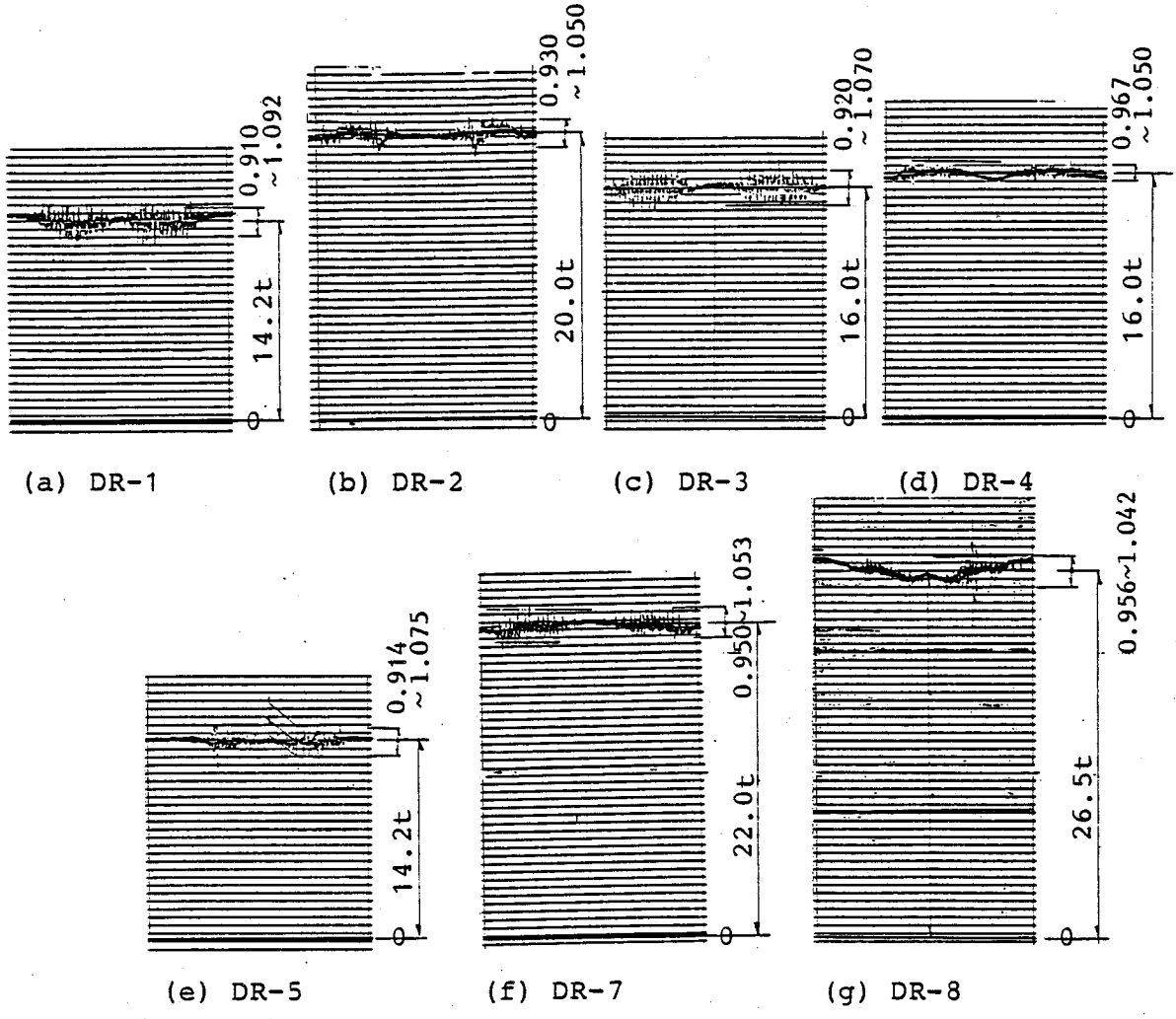
図－４０は各供試体の動的走行時の圧力変動状況である。荷重の大きさが変化しても変動幅はほぼ同じで平均±6.5 %程度であり，この種試験機としては十分な精度を有していると言える。

表－７　　疲労実験供試体の載荷荷重，

供試体	DR-1	DR-2	DR-3	DR-4	DR-5	DR-7	DR-8
荷重(t)	14.2	20.0	(12.6) 16.0	(12.6) 16.0	14.2	22.0	26.5



図－３９　動的荷重と静的荷重との関係.



図－４０　各供試体での荷重変動状況.

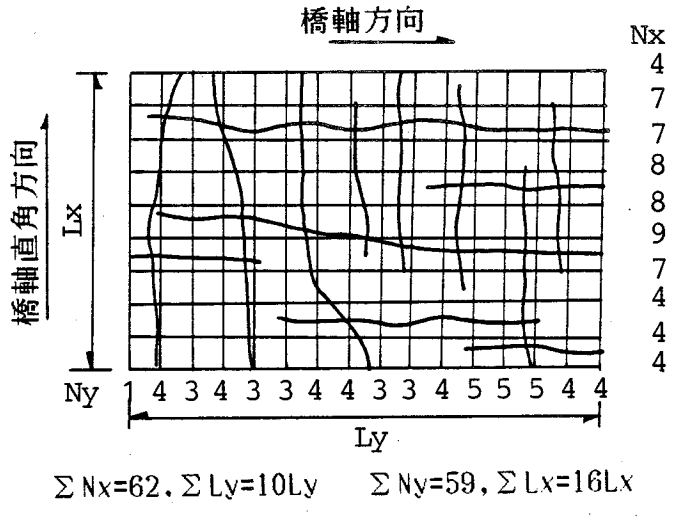
4-2-2　ひびわれ発生状況

（1）　下面ひびわれ

図－４２(a) に例としてDR-1の最終ひびわれ図を示す。同図 (b)～(d) は図中の走行回数間で発生したひびわれである。写真－５はDR-1の最終のひびわれである。表－８に各供試体のひびわれ密度をまとめ，さらに，図－４３に全供試体のひびわれ発生状況を総括した。この図は荷重の走行回数比に伴なうひびわれ密度の変化図であり，縦軸は各測定時のひびわれ密度と最終ひびわれ密度との比の無次元量をとり，横軸は走行回数の同様の無次元量である。ただし，ひびわれ密度とは単位面積当たりのひびわれ総延長であり，ここではひびわれの測長に代る格子密度法/42/によった。

格子密度法とは，図－４１に示すように着目する床版面に橋軸および橋軸直角方向に一定間隔の格子線を記入し，各ひびわれと橋軸方向および橋軸直角方向の格子線との交点数（Nx,Ny ）を数え，それぞれを橋軸直角方向および橋軸方向の格子線の総延長で除した総和をひびわれ密度Dc とするもので，ひびわれ密度は式（１０）で表わされる。この方法は計算が容易にでき，誤差も少ないことから，現在多用されている。

$$D_c = \frac{\Sigma N_x}{\Sigma L_y} + \frac{\Sigma N_y}{\Sigma L_x} \qquad (10)$$



図－４１　格子密度法のための格子分割と諸量.

さて，上記４種の結果を比較参照すると，床版下面のひびわれ発生について次のような特性が見い出せる。

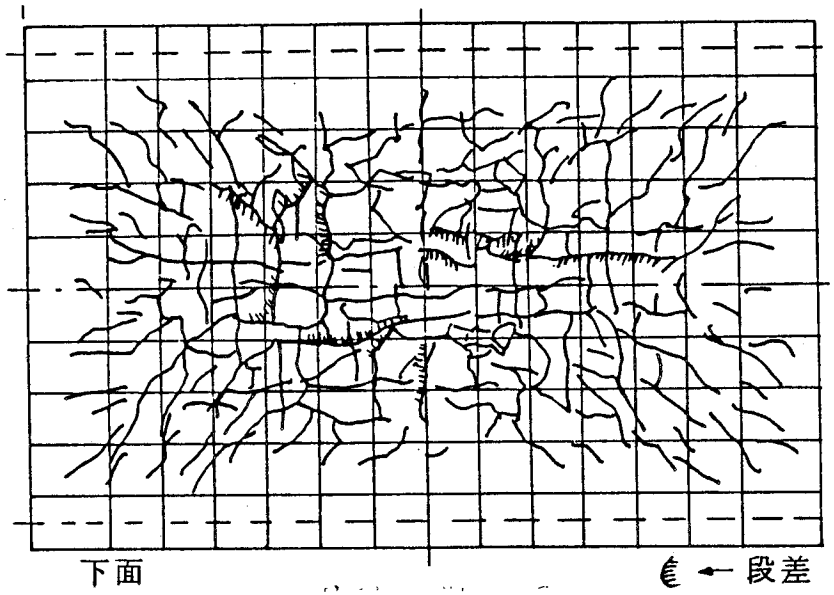
ａ）　載荷１千回往復までの間に軌道直下の領域で格子状ひびわれが現われる。その内，配力鉄筋方向のひびわれは荷重が移動しても常に開いた状態を保ち，確認は容易であった。同時に，主鉄筋方向のひびわれも約20cm間隔で多く入ったが，これらは輪荷重の移動によって常時開閉し，かつ，ひびわれ幅も配力鉄筋方向のものに比して小さい。

これら軌道直下領域のひびわれは全供試体とも全寿命の1/100 ～ 1/200の間で発生し，荷重の曲げ効果によるものである。この初期ひびわれ時でも主鉄筋方向のひびわれの縁からコンクリート片（約１mm程度）が，ひびわれ面相互の叩き現象のため落下していた。

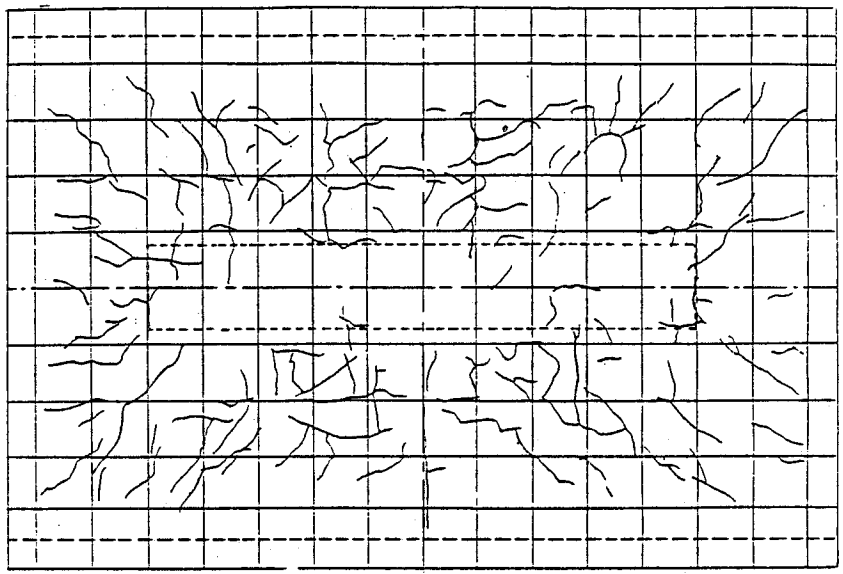
ｂ）　その後，走行数比で 0.2～0.3 の間（DR-1では約30万回往復）で，図－４２(c) のように徐々であるが軌道外領域でひびわれが発生する。これらのひびわれには直下領域から連続して進展したものがあったが，多くは明確には連続せず，独立ひびわれであった。また，この期間の終了時にはひびわれ密度は約 10m/m^2 に達し，最終ひびわれ密度との比で 0.8～0.9 でほとんどのひびわれは出尽していた。

ｃ）　走行数比 0.3～1.0 の間では，図－４２(d) に示したように，新しいひびわれの発生は少なく，ひびわれ密度で約１ m/m^2 ，ひびわれ密度比で約 0.1の増加しかなかった。一方，既存の独立であったひびわれはほとんど連続し，縦横のひびわれ幅の大きいひびわれの交点で最大１cmほどの三角形状の角欠けが発生する。また，多くの軌道直下領域のひびわれ（例えば，図－４２(a) 中の斜線を施したひびわれ）に段差が現われ，そのようなひびわれからコンクリート粉の落下が目立った。段差の発生は垂直せん断抵抗の低下を示し，その後ひびわれ両側のコンクリート面がこすり合わされて，それらの面の磨耗が進んでいることが理解できる。このコンクリート粉の落下は軌道外領域のひびわれでも発生していたが，これらにはひびわれには水平方向のずれも加わっており，ねじりモーメントによる動きであることは明らかである。

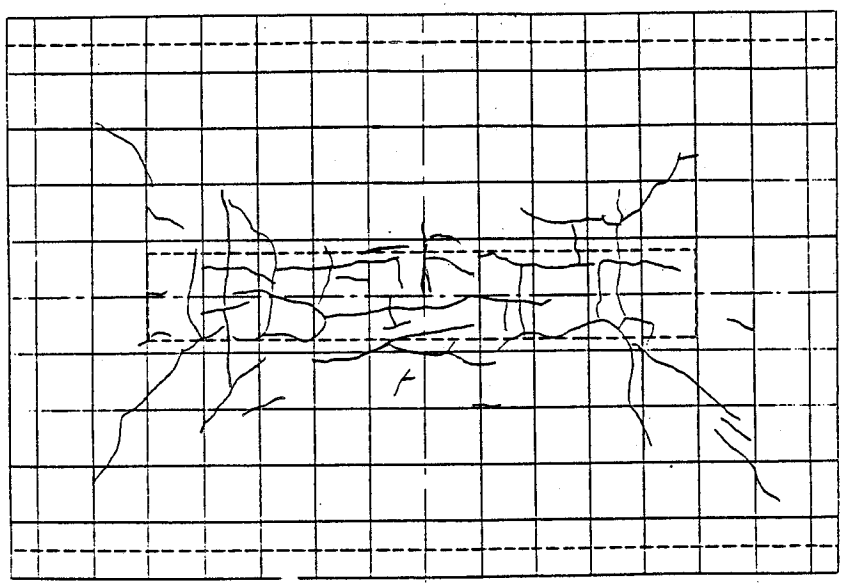
各供試体の段差発生時の走行回数を最終走行回数とともに表－９に示した。DR-1～5 の配力鉄筋比が25％の供試体では全走行回数の約1/2 程度で段差が発生している。配力鉄筋比が80％になるとこの発生は遅くなる傾向があるようである。



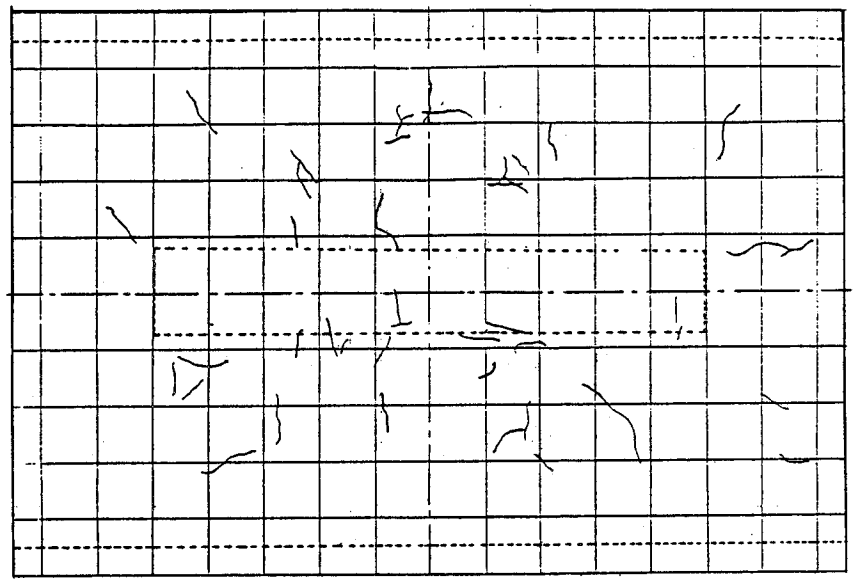
（a） 最終ひびわれ図（114 万往復）



（c） 1 ～30万往復間に発生したひびわれ

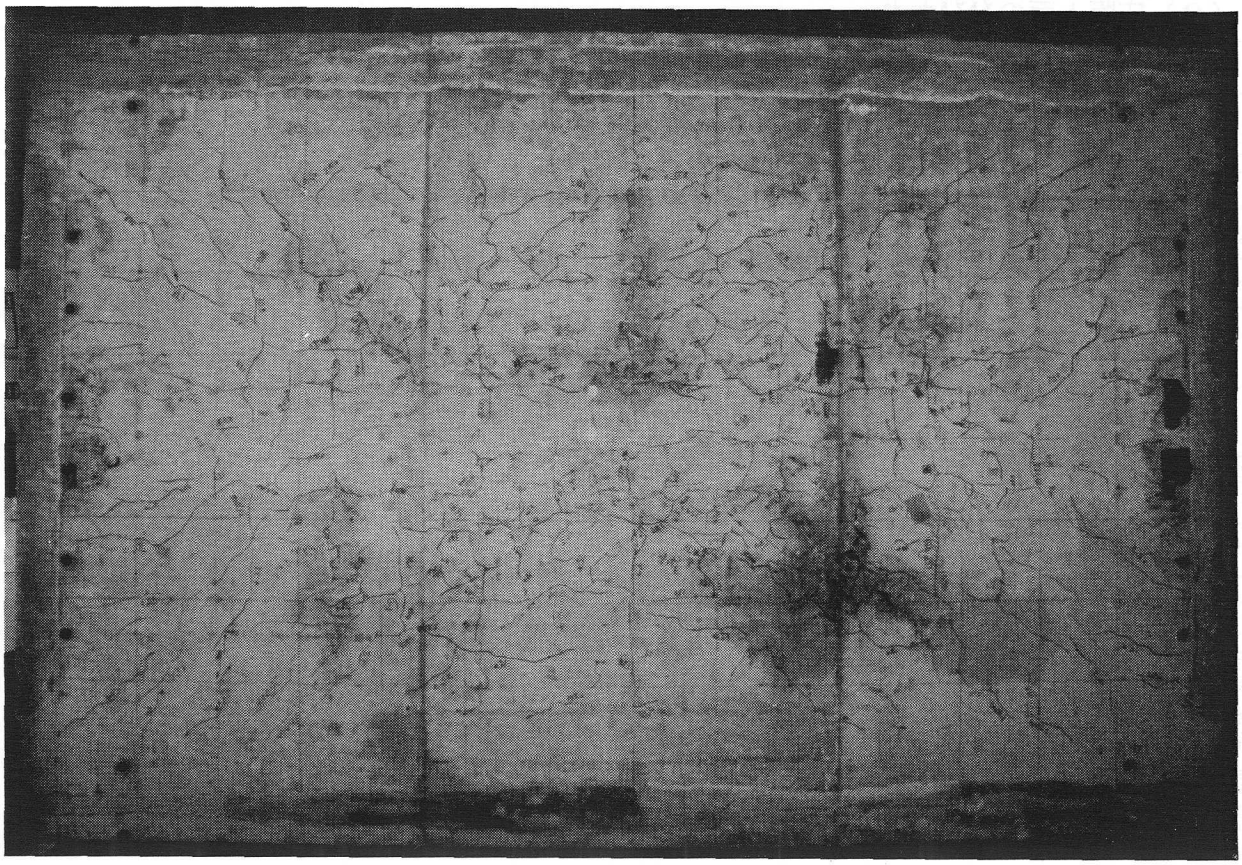


（b） 0 ～ 1万往復間に発生したひびわれ



（d） 30万～ 114万往復間に発生したひびわれ

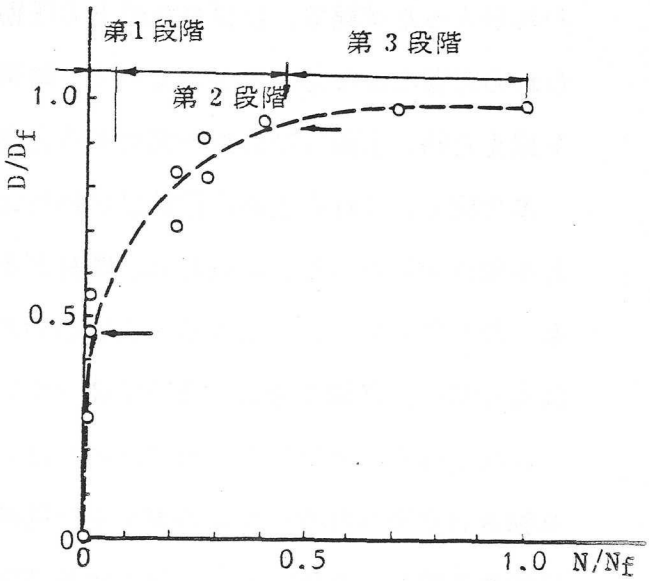
図－４２ 床版下面のひびわれ状況の例（ＤＲ－１）．



写真－　5
ＤＲ－１　床版下面の最終ひびわれ状況.

表－８　各供試体のひびわれ密度,

供試体	荷重（t）	全載荷回数（万往復）	測定時回数（万往復）	ひびわれ密度（m／m²）
DR-1	14.2	114	1 30 114	3.21 10.78 11.63
DR-2	20	0.5	0.5	11.55
DR-3	12.6 16.	2 5.37	2 5.37	9.09 11.01
DR-4	12.6 16	5 21.9	0.1 5 5 20	5.09 7.55 10.18 10.68
DR-5	14.2	155	1 30 155	4.57 7.11 8.44



図－４３　載荷回数に伴なうひびわれ密度変化.

表－９　各供試体の段差発生回数,

供　試　体	DR-1	DR-2	DR-3	DR-4	DR-5	DR-7	DR-8
段差発生回数（万往復）	55	0.15	2	16.1	70	62	?
最終回数　（万往復）	114	0.5	5.37	21.9	155	67	0.375

（２）床版上面のひびわれ

DR-1～5 の供試体の床版上面のひびわれ分布状況を図－４４～４８に示す。図中の数字は各ひびわれが発生した走行回数（単位：万往復）である。

また，最終破壊時の破壊始点を初期陥没あるいは陥没という表示で示した。

さて，これらの図を用いて実験結果を説明し，考察を加える。

ａ）　DR-1～3 においては，走行回数わずか 150～200 往復（約 5～10分）の間に，床版中央部に約40cm間隔で主鉄筋方向にひびわれが発生した。観察によると，これらのひびわれは大略版端側から床版中央へと進んだ。

これらのひびわれ発生は配力鉄筋方向の負の曲げモーメントでは説明できない。負の曲げモーメントは確かに発生するが，コンクリート表面の曲げ引張応力は最大 2 kg/cm^2 にしかならない。版端からの発生から考えて，明らかにねじりモーメントによるものと思われる。

岡村/43/は床版下面からのひびわれがほぼ中立軸まで発生した状態のひびわれ床版の３次元解析から，上面ひびわれの発生機構を説明している。すなわち，下面からの曲げひびわれが入った状態で，ひびわれ直上の圧縮側コンクリート表面の主せん断応力に下面ひびわれの影響による応力集中が加わり，結果としての主引張応力がコンクリートの限界応力を超えた時，上面ひびわれが発生すると考察している。

本実験で，これら上面の初期ひびわれは下面からのひびわれがない部分でも発生することが明らかになった。このため，岡村が示唆した応力集中現象がない全断面有効の床版でも，ねじりモーメントによる主引張応力の繰返し作用によってひびわれると説明しなければならない。詳細な考察は後節で述べたい。

これら最初に発生した上面ひびわれは，発生直後においてはまだせん断抵抗があり顕著な動きは認められないが，荷重の走行回数の増加につれて顕著になり，特に下面ひびわれに段差が現われた時点から，配力鉄筋方向で版が不連続体になったと思わせる程“開き”，ならびに，上下および主鉄筋方向の“ずれ”現象が目視できるようになった。

ｂ）　このずれ現象が目視できる程になった時点で単純支持した支承線上にあたる部分（ただし，長手方向で中央部のみ）で，配力鉄筋方向にもひびわれが発生した。

これらは　床版が段差を発生した時点で主鉄筋方向のはり状の不連続体になったため，荷重が移動することによって，各はり状体がピアノの鍵盤を連続的に打った時のように断続的な変形をするが，支承線より外側の張り出し部では配力鉄筋の拘束，あるいは，まだ

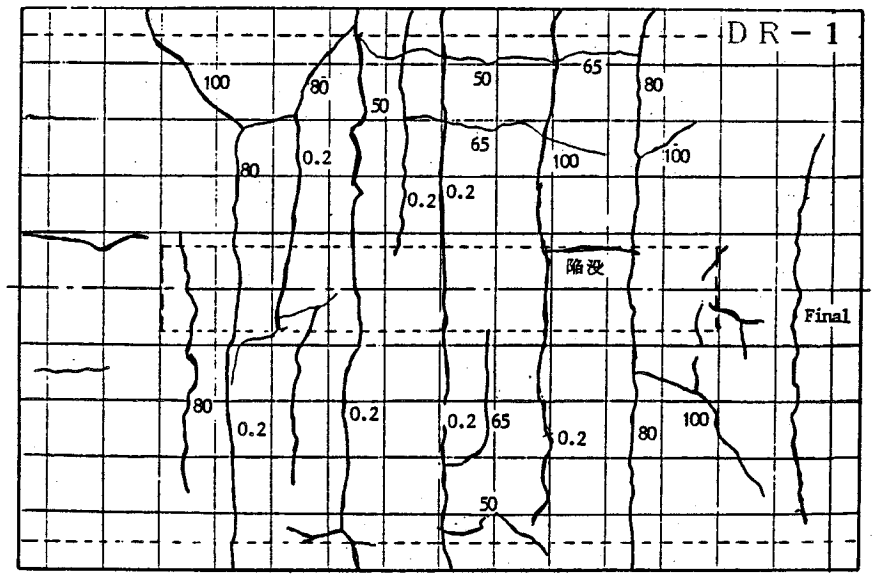
連続性が残っているため，上下に変位するのを拘束し，支承線上で負の曲げが発生してひびわれたと考えられる。

ｃ）　後述するように，床版下面に段差が発生し，版がはり状化したと思われる前後で，実測の活荷重たわみが引張側コンクリートを無視した板剛性による直交異方性板理論値に一致した。

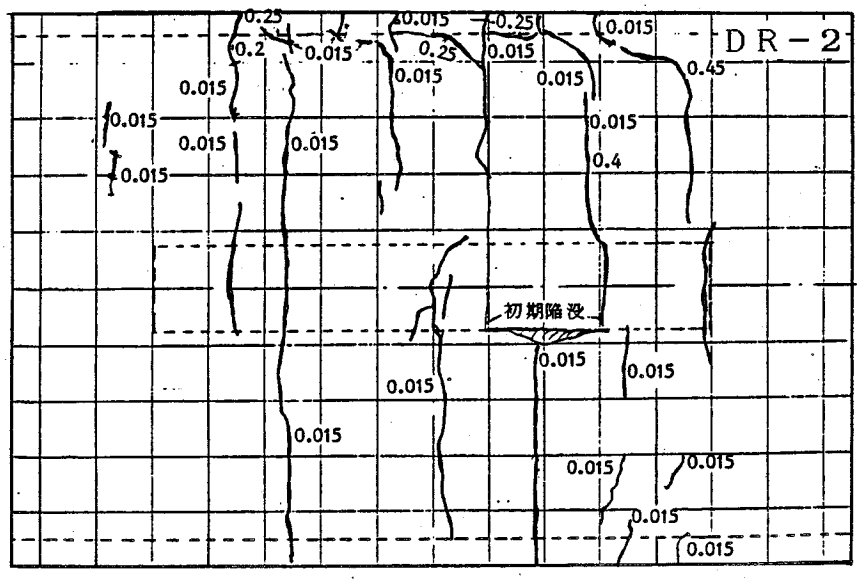
よって，床版の使用限界を上記現象が現われた時点，いいかえれば，３－２で述べたように，活荷重たわみが引張側コンクリートを無視した直交異方性板理論値に達したときと定義してよいだろう。

ｄ）　DR-4,5では上面ひびわれの発生が遅くなり，かつ，本数も少なかった。本供試体ではDR-1～3 に比してコンクリート強度が高いことだけが相違点であり，コンクリート強度が大きな影響を持っているものと思われる。また，定性的にも定量的にも裏付け資料が少ないが，コンクリート表面の仕上げ状況も１つの影響因子と考えられる。

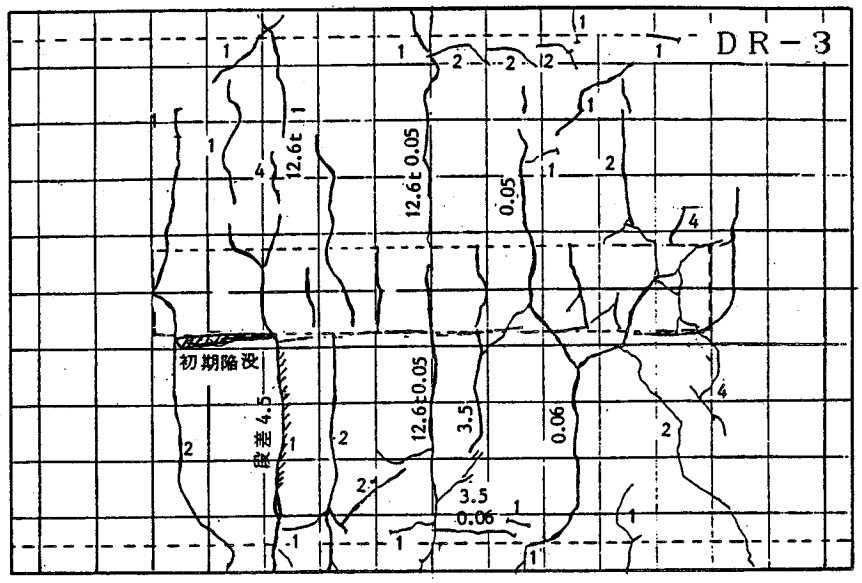
DR-1～3 でははり状化の後，上面ひびわれでも角かけが起こり，ひびわれ面の劣化が進んでいた。



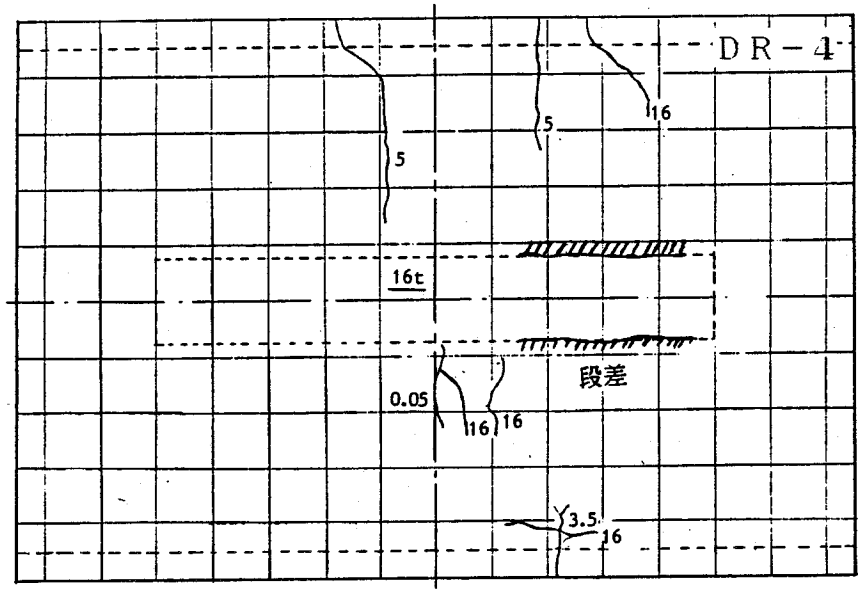
図－44　DR－1の上面ひびわれ.



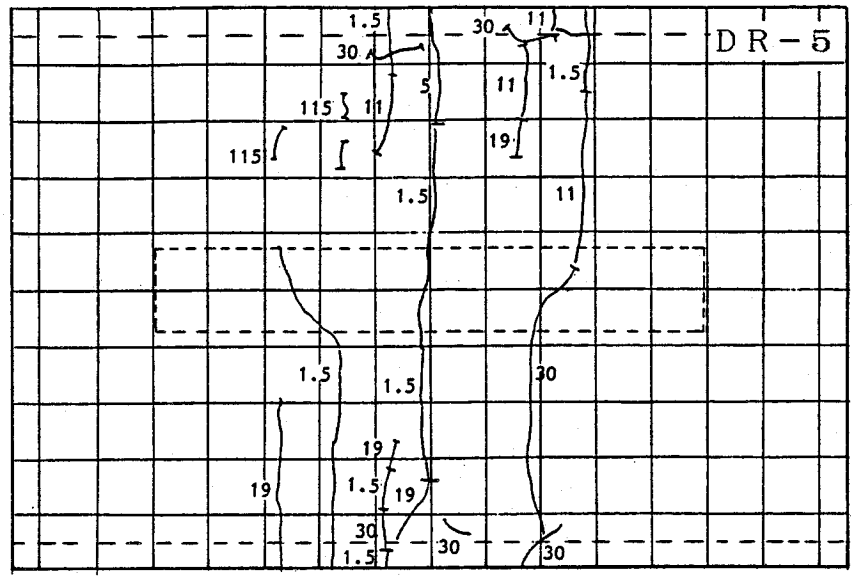
図－45　DR－2の上面ひびわれ.



図－46　DR－3の上面ひびわれ.



図－４７　ＤＲ－４の上面ひびわれ.



図－４８　ＤＲ－５の上面ひびわれ.

4-2-3　最終破壊

各供試体は表－９に示した走行回数で押し抜きせん断的な破壊性状を示し，耐荷力を失った。破壊点は図－４４～４８に示したような位置であった。

破壊の状況を具体的に観察するため，供試体DR-1とDR-4をダイヤモンドカッターによって切断した。切断線は図－４９の４断面である。図－５０，５１と写真－６，７に切断面の状況を示す。

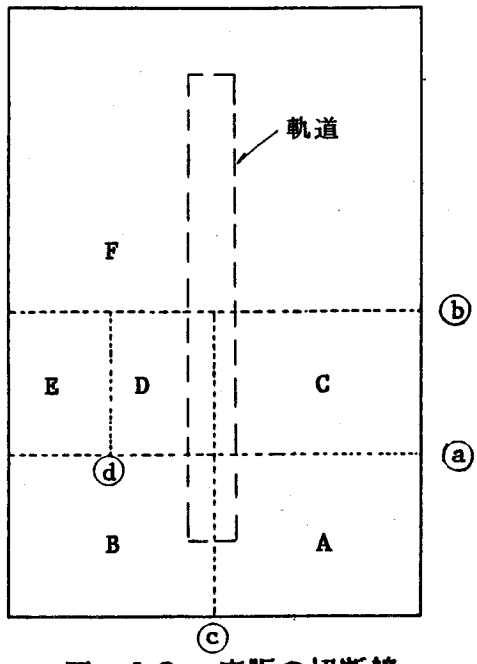
主鉄筋方向に切断したａ，ｂ断面をみると，DR-4では載荷板両端から対称的に斜めひびわれが発生し，かなり広い範囲まで下側主鉄筋下のかぶりがはくりしている。DR-1でも破壊断面ａでは同様の斜めひびわれが発生しているが，かぶり破壊は発生していない。この差は載荷荷重による差と思われる。しかし，このような断面の状況は明らかに押し抜きせん断破壊であることを証明している。

ここで注目したいのは，支間中央の切断面ｃで配力鉄筋方向断面には斜めせん断破壊の形跡が見られないことである。

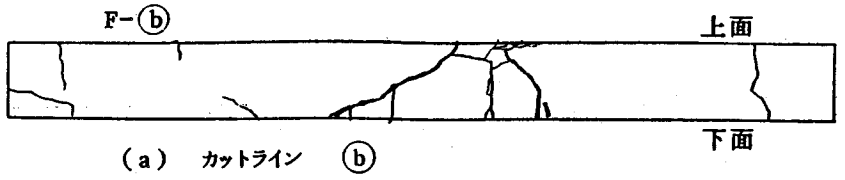
よって，本実験から，最終破壊にいたる過程は 4-2-2のひびわれ状況も考慮して以下のように説明できる。“動的走行により，床版下面に格子状ひびわれが発生し，同時に床版上面にも主鉄筋方向のひびわれが発生する。そして，その後の継続的な載荷によって主鉄筋方向の上下面からのひびわれが連結し，かつ，ひびわれ面の磨耗が進む。ついには配力鉄筋方向のコンクリートの連続性がなくなり，同方向への荷重分配作用が低下することによって主鉄筋断面の負担度が増加し，徐々にその断面のせん断抵抗力が限界にまで低下し，この断面がせん断破壊する。”

本実験で見られた破壊は，実橋での一部コンクリート抜け落ちなどの破壊に比して誇張的なものとなった。試験床版では一定の大きな荷重が移動するためであり，一方，実橋床版では重量が多種多用の自動車が走行し，衝撃も加わって破壊が徐々に進行するため破壊範囲が狭くなっていると考えられる。

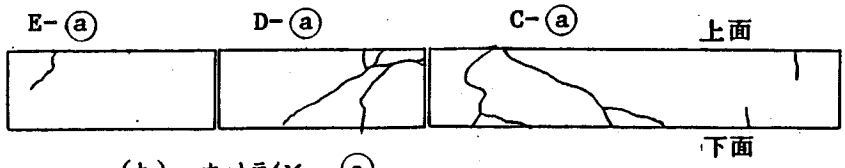
しかし，総合的に判断して，今回の実験法によって実橋と同様の破壊性状をシミュレートし得たものと思う。



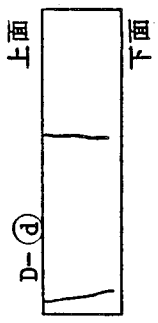
図－４９　床版の切断線．



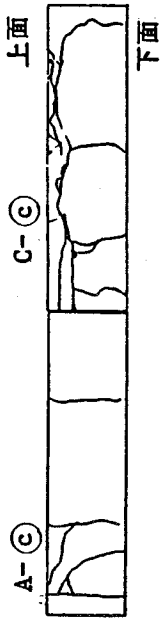
（ａ）　カットライン　ⓑ



（ｂ）　カットライン　ⓐ

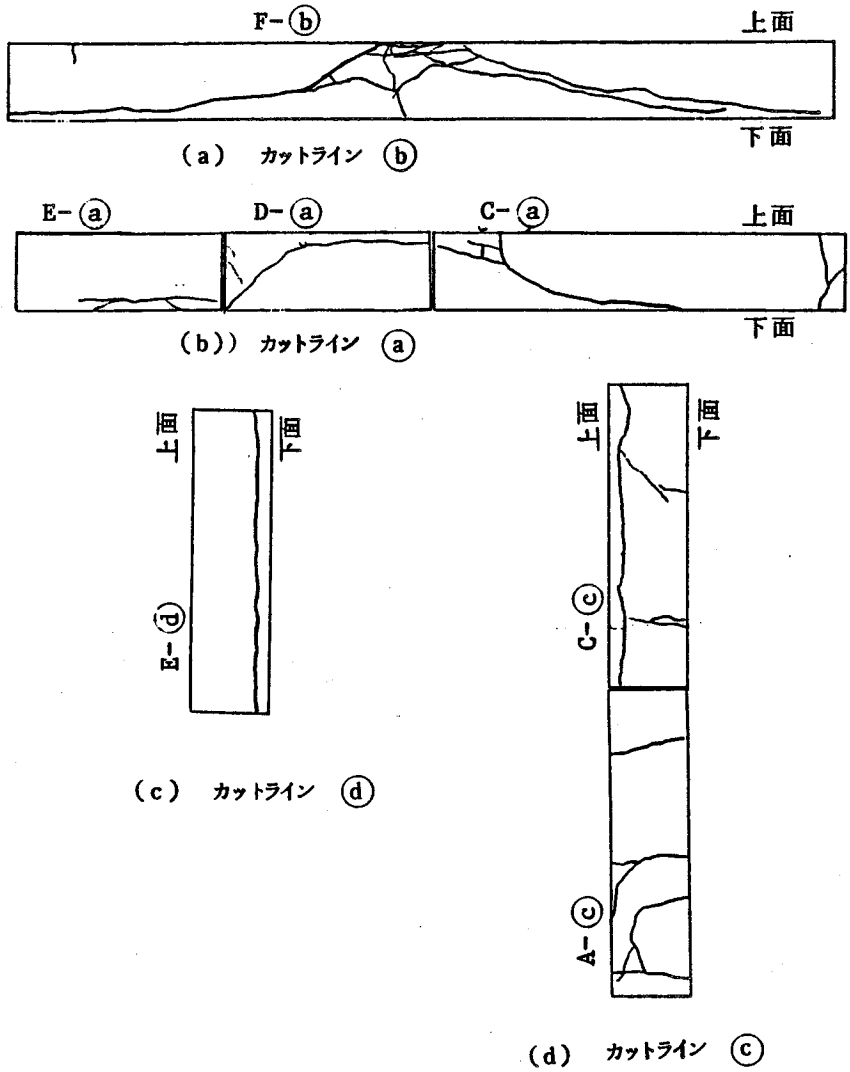


（ｃ）　カットライン　ⓓ

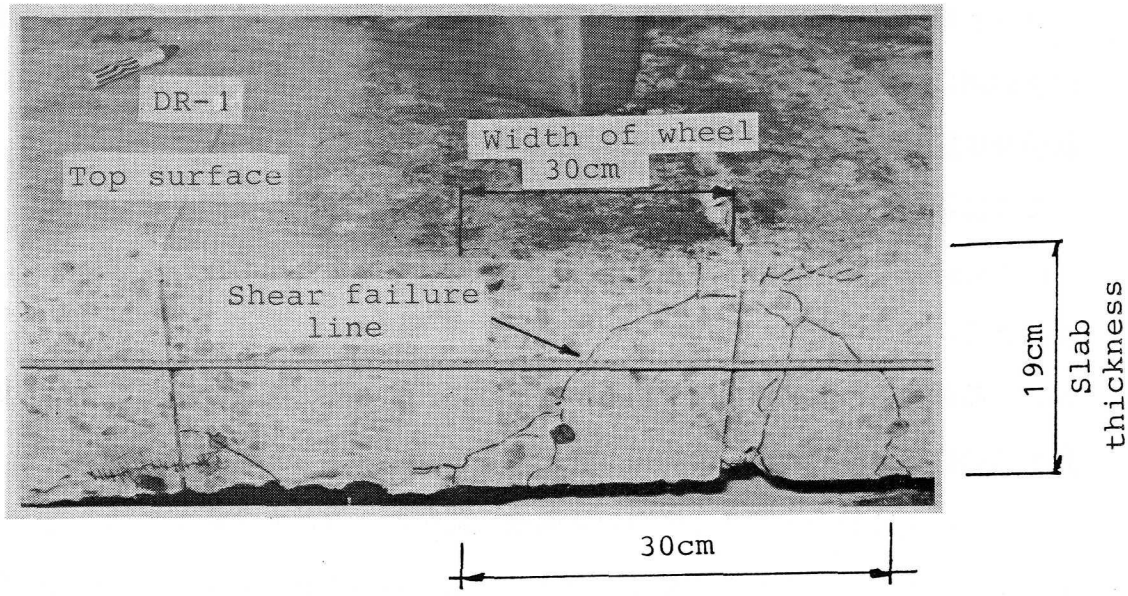


（ｄ）　カットライン　ⓒ

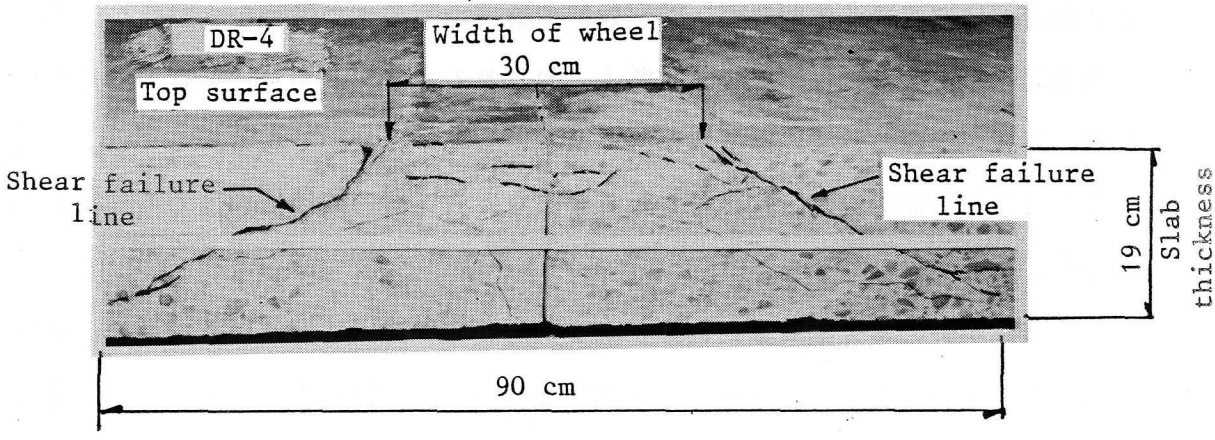
図－５０　ＤＲ－１の切断断面の状況．



図－５１　ＤＲ－４の切断断面の状況.



写真－６　ＤＲ－１の中央切断面（ｂ）の破壊状況.



写真－７　ＤＲ－４の中央切断面（ｂ）の破壊状況.

4-2-4　たわみ性状

図－５２，５３にDR-1とDR-5の床版中央の荷重－たわみ曲線の変化状況を示す。　図－５４，５５はやはりDR-1とDR-5の床版中央点の活荷重たわみおよび残留たわみの載荷回数に伴う変化状況である。図－５６はDR-3に関する床版中央点の活荷重たわみが引張側コンクリート無視の理論値に達した時の床版支間中央縦断面の橋軸方向のたわみ分布である。以上の図には全断面有効の断面状態と引張側コンクリートを無視した断面状態の２種の理論値を併記した。

ここに示した以外の橋軸方向の結果は上記のものと同様な傾向を示していた。

以上の結果を総合判断すると，走行荷重を受ける床版支間のたわみ挙動は次のように説明できる。

ａ）　荷重－たわみ曲線の図で明らかなように，すべての床版で全断面有効の板剛性で挙動するのは処女静的載荷時の約10ｔまでである。

ｂ）　動的走行数千往復までの間に活荷重，残留たわみとも全断面有効の理論値の２倍前後にまで急増する。これは初期ひびわれの発生に対応するものである。その後全床版とも載荷回数を重ねるに従って徐々にひびわれが増加し，活荷重たわみは線形的に増加する。

全く同様な傾向が残留たわみについても言える。しかも，絶対量も活荷重たわみにほぼ等しい。

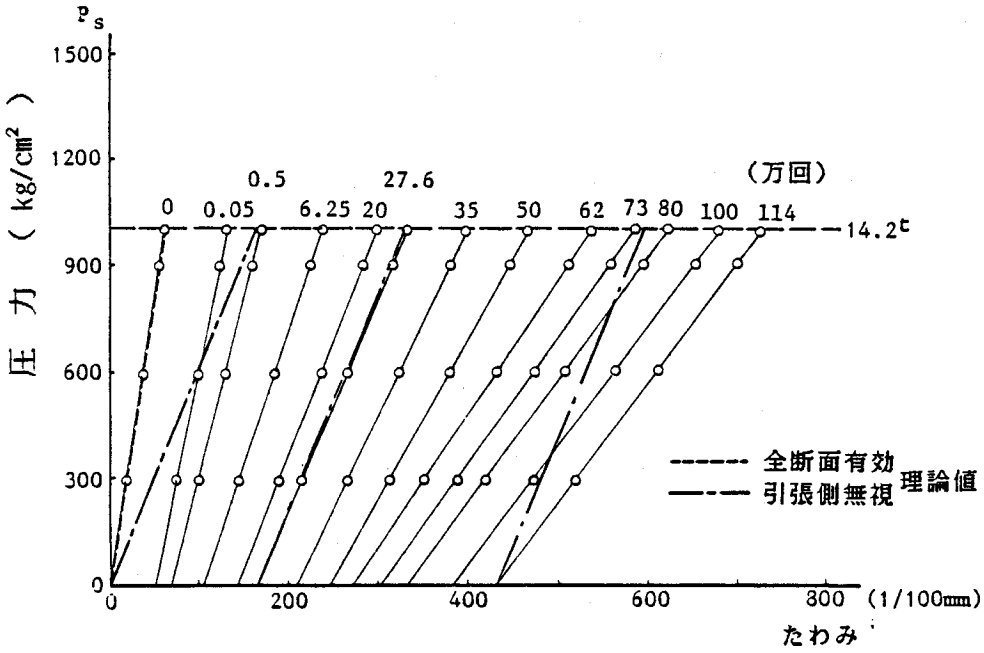
ｃ）　移動繰返し載荷では直交異方性板理論値到達後に活荷重たわみの停留は見られたが，走行載荷では到達後も停留せず，同じ勾配で破壊に至るまで増加しつづけた。これは，走行荷重によって断面に作用するせん断力，ねじりモーメントが常に交番するため，ひびわれ面の磨耗が継続し，せん断抵抗が徐々に低下していくためである。

このひびわれ面の磨耗は活荷重たわみが直交異方性板理論値に到達する前後から激しくなった。

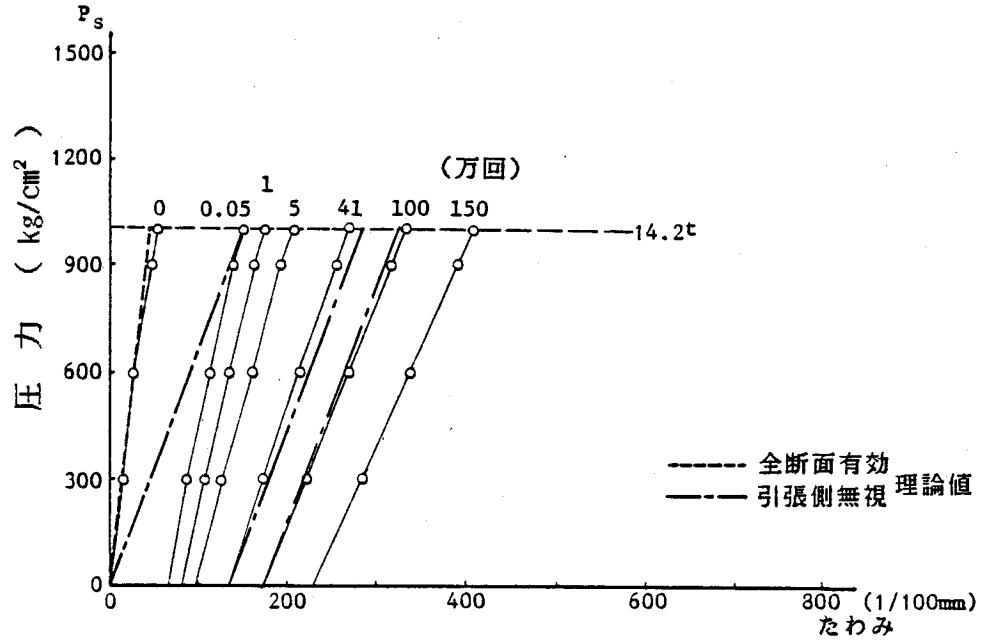
ｄ）　床版中央の最大活荷重たわみが直交異方性板理論値に到達した時点で，床版中央の橋軸方向の実測活荷重たわみ分布を同理論たわみ分布と比較すると図－５６の通り，全く一致した。図のような一致度は全供試体とも同じであった。

このように，実測値が理論値に一致する走行回数を全供試体について表－１０に整理した。これらの回数と破壊時の最終走行回数との比も併記したが，段差発生回数と同様に，DR-1,2,3グループとDR-4,5,7,8,9グループには大きな差があり，コンクリート強度が比較的高い後者のグループでは遅くなった。

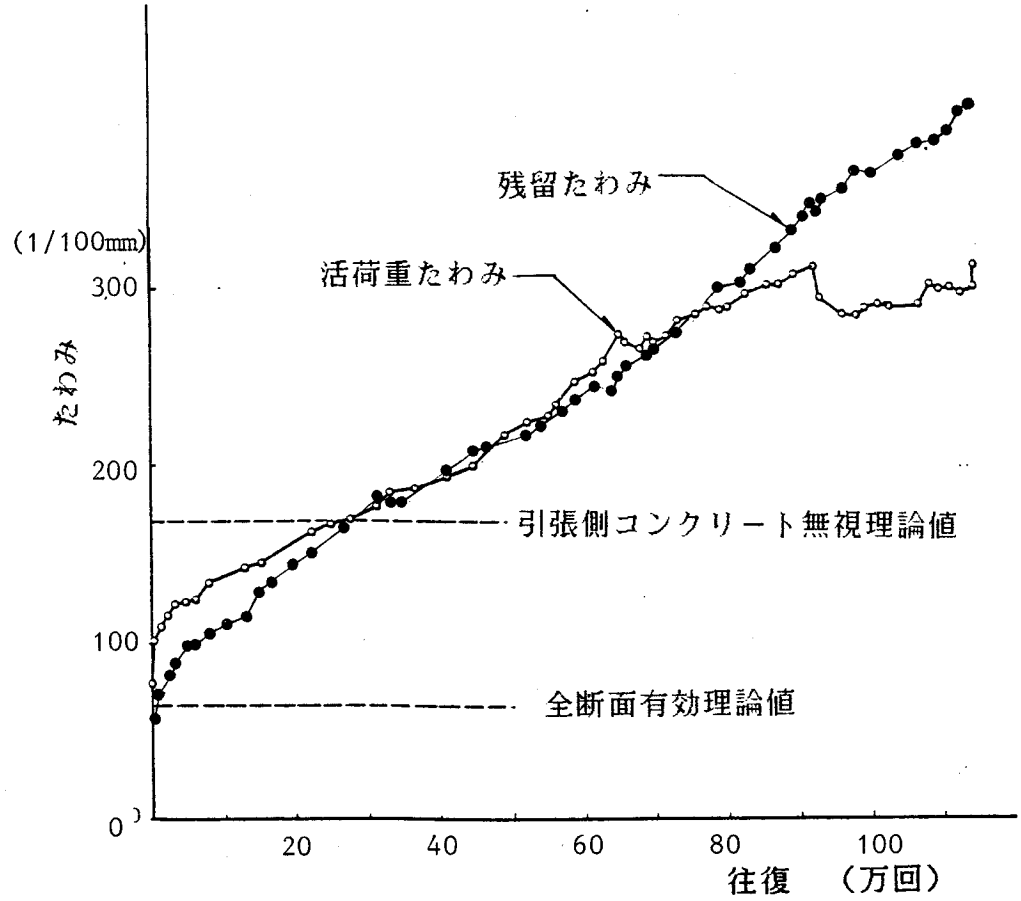
各供試体のこれらの回数は 4-2-2ですでに示した段差発生回数と相前後していることに特に着目したい。動的走行載荷ではこの状態に達したときから床版は板としての連続性がなくなる。よって，すでに述べたように，ＲＣ床版の使用限界として活荷重たわみが引張側コンクリートを無視した直交異方性板理論値に達する時と定義してよいと判断した。



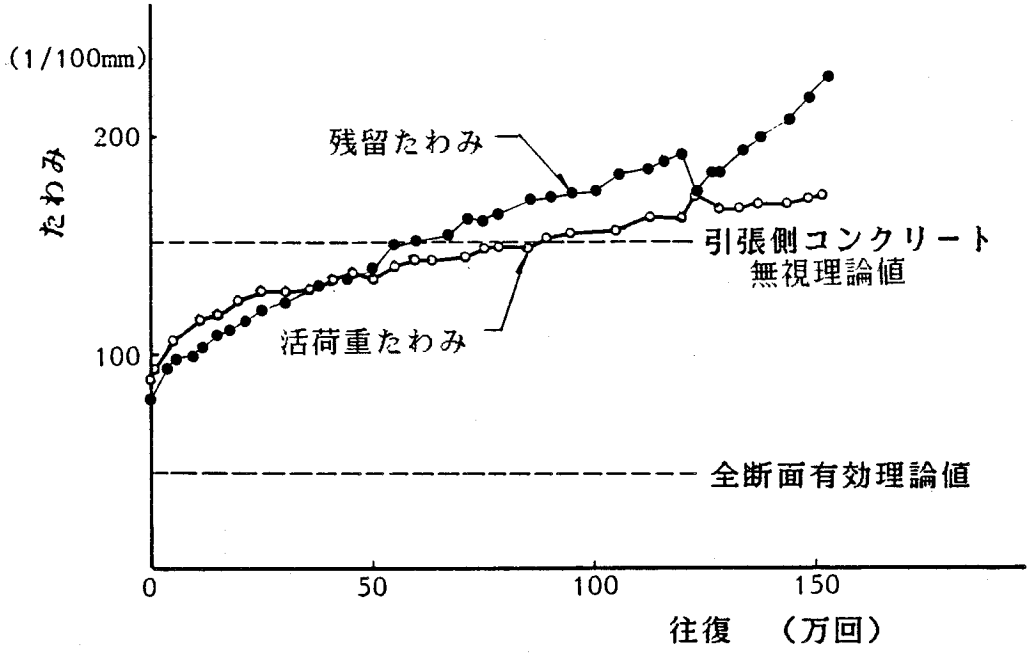
図－５２　ＤＲ－１　床版中央点の荷重－たわみ関係の変化.



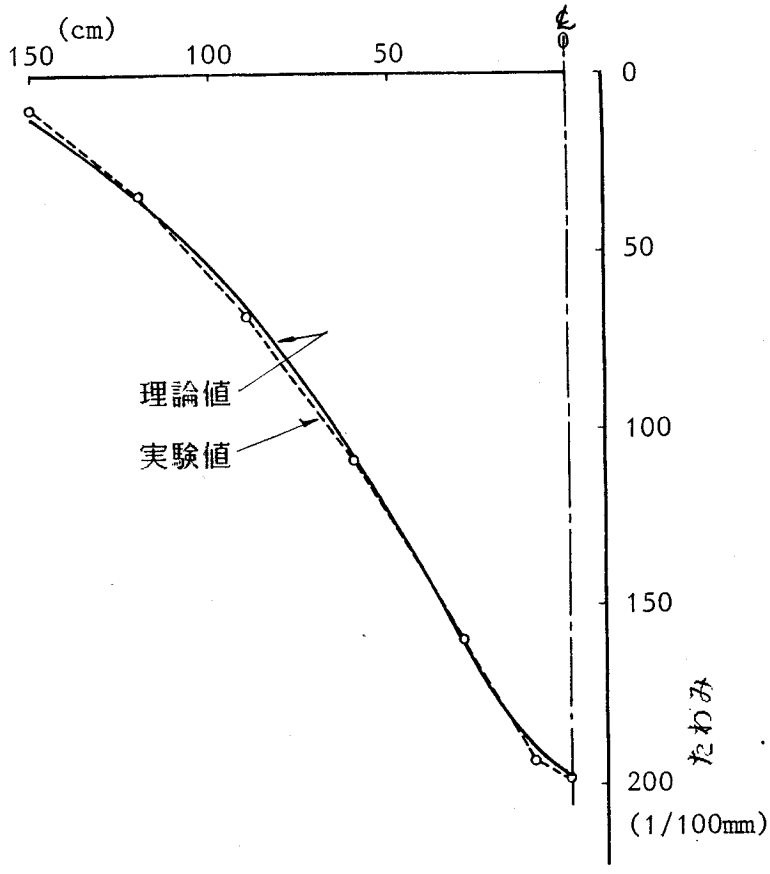
図－５３　ＤＲ－５　床版中央点の荷重－たわみ関係の変化.



図－５４　ＤＲ－１　床版中央の活荷重たわみ変化状況.



図－５５　ＤＲ－５　床版中央の活荷重たわみ変化状況.



図－５６　ＤＲ－３　床版中央点の活荷重たわみが引張側コンクリート無視の理論値に達する時の橋軸方向のたわみ分布.

表－１０　各供試体のたわみが引張側コンクリート無視の直交異方性板理論値に到達する回数（万往復），

供　試　体	DR-1	DR-2	DR-3	DR-4	DR-5	DR-7	DR-8
理論値到達回数 Nd	27.6	0.05	?	18.6	89	58.5	?
最終回数　Nf	114	0.5	5.37	21.9	155	67	0.357
Nd ／Nf	0.24	0.1	-	0.85	0.54	0.87	-

4-2-5　鉄筋のひずみ

図－５７～６０に載荷回数に伴う床版中央の主鉄筋および配力鉄筋のひずみ変化を，図－６１（a)～(e）に支間中央橋軸方向における主鉄筋のひずみ分布を示した。これらの図中に併記した理論値は以下に示す式で計算したものである。

主鉄筋のひずみ ϵ_x は次式で表現され，

$$\epsilon_x = -z\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\ , \qquad (11)$$

直交異方性板の曲げモーメントは次式で与えられる。

$$\left.\begin{aligned} M_x &= \left(D_x\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + D_1\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)\ , \\ M_y &= \left(D_y\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + D_1\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right)\ . \end{aligned}\right\} \qquad (12)$$

式（１２）から曲率 $\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$ を求め式（１１）に代入すると，主鉄筋のひずみは，主鉄筋に直角な断面に作用するモーメント M_x ，配力鉄筋に直角な断面に作用するモーメント M_y を用いて式（１３）のように与えられる。

$$\epsilon_x = z\frac{1}{EI_{vx}}\left(M_x - \frac{\nu}{\sqrt{\alpha}}M_y\right)\ , \qquad (13)$$

ここに　$\alpha = D_y / D_x$,

$I_{vx} = (1-\nu^2)D_x$,

ν ＝コンクリートのポアソン比。

同様に，配力鉄筋のひずみ ϵ_y は次式で表現される，

$$\epsilon_y = z\frac{1}{EI_{vy}}\left(M_y - \frac{\nu}{\sqrt{\alpha}}M_x\right)\ . \qquad (14)$$

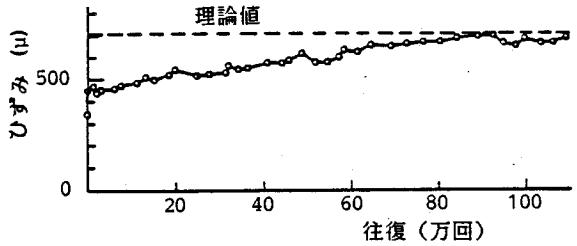
なお，鉄筋はコンクリートのポアソン比の影響をうけないため，鉄筋の応力 σ_x ，σ_y は式（１３）と（１４）のひずみに鉄筋のヤング係数を掛けて求まる。

さて，床版中央付近の主鉄筋ひずみの繰返し回数に伴う変化図をみると，一般的に，載荷回数が増加し床版の劣化が進んでも，鉄筋ひずみはたわみのような引張側コンクリート無視の理論値には達しない。この傾向は配力鉄筋の方が強い。通常，はり試験においても鉄筋のひずみは，鉄筋とコンクリートの付着がありコンクリートが一部の引張応力を分担

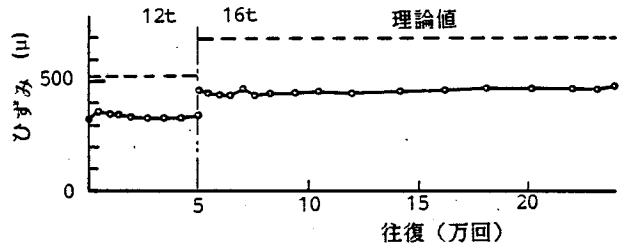
し，鉄筋ひずみは少な目となる。また，コンクリートのひびわれ位置との対応によってバラツキは大きい。床版内でもこのバラツキが大きいため，ひずみは床版挙動の定性的な説明材料にしかならない。しかし，図－６１の支間中央橋軸方向の主鉄筋のひずみ分布を見ると，全般的には測定値はほぼ計算通りに発生していると判断できる。

図－６２は鉄筋コンクリートはりの断面諸量およびひずみと有効コンクリート厚の関係を示したものである。一定荷重下において，引張側のひびわれの深さを増加させていくと，断面二次モーメントは単調に減少し，その逆数であるたわみが単調に増加するが，鉄筋のひずみはコンクリート有効高さが10cm以下になるとほとんど変化しなくなる。

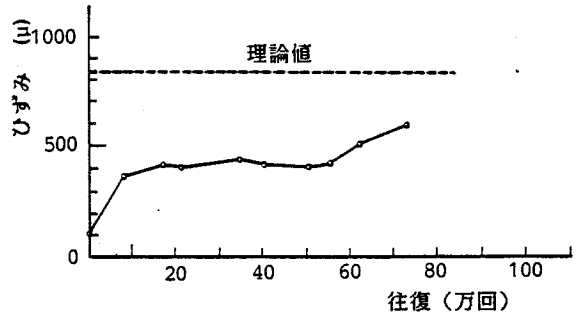
よって，鉄筋のひずみからは板剛性低下の適切な判定は困難である



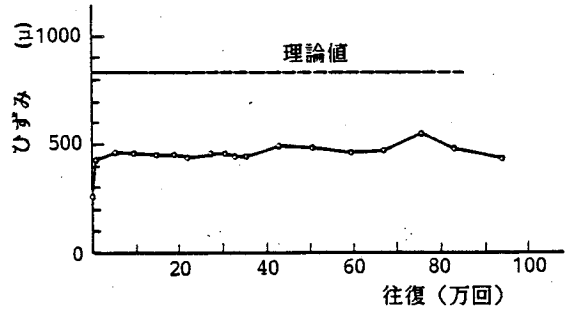
図－５７　ＤＲ－１　床版中央の主鉄筋の活荷重ひずみ変化.



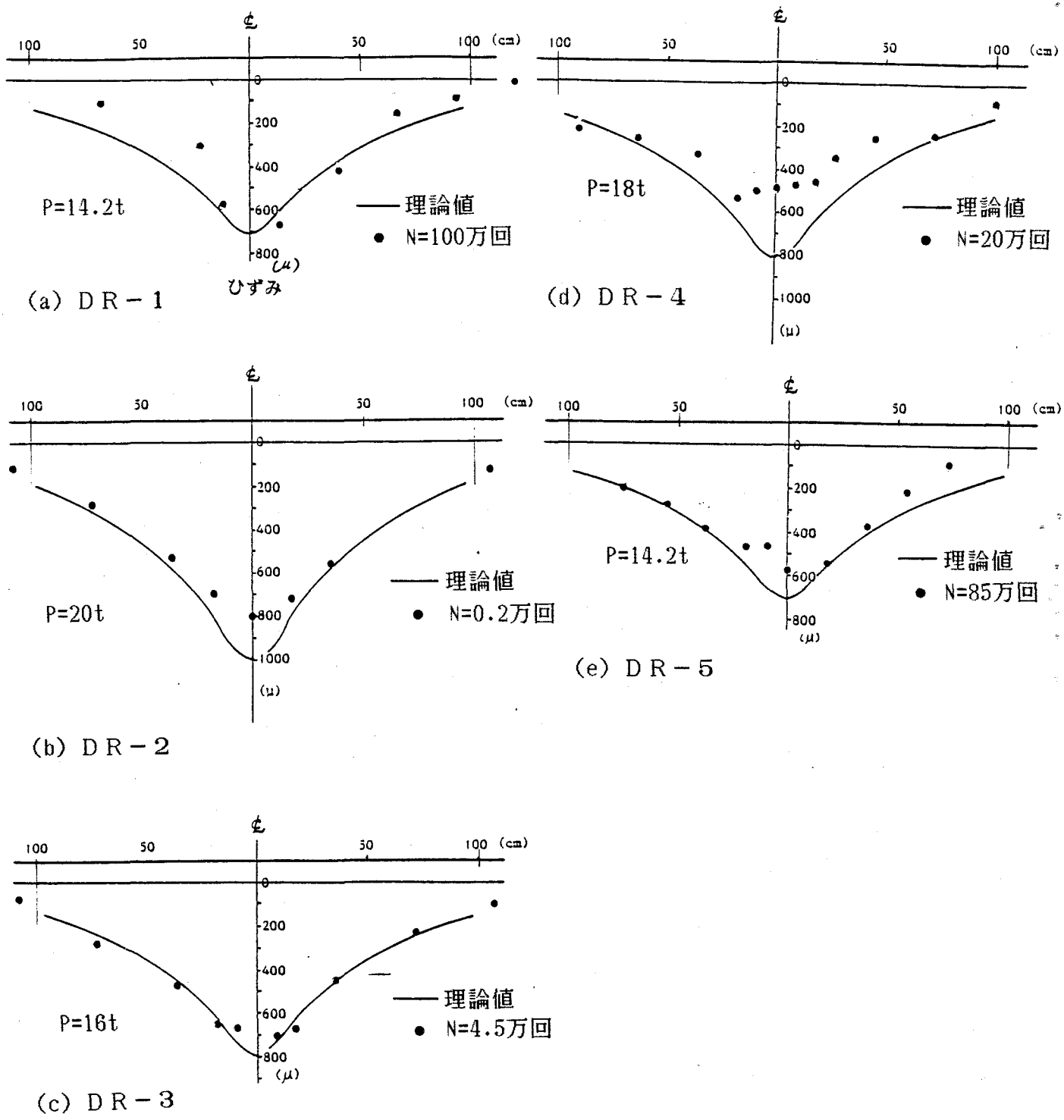
図－５８　ＤＲ－４　床版中央の主鉄筋の活荷重ひずみ変化.



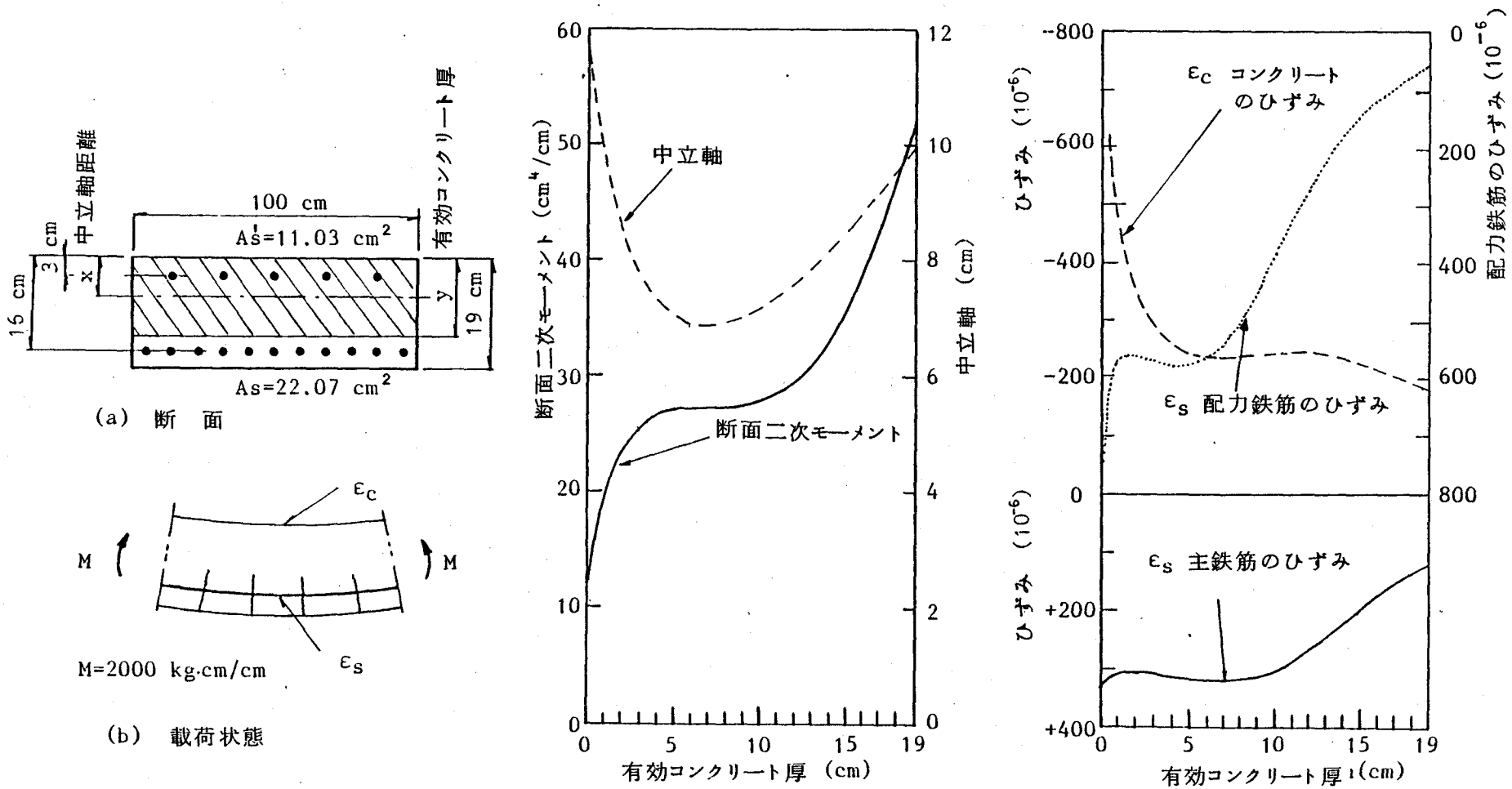
図－５９　ＤＲ－１　床版中央の配力鉄筋の活荷重ひずみ変化.



図－６０　ＤＲ－５　床版中央の配力鉄筋の活荷重ひずみ変化.



図－６１　各供試体の支間中央橋軸方向における主鉄筋ひずみ分布.



図－62　鉄筋コンクリートはりの断面諸量，ひずみと有効コンクリート厚の関係．

4-2-6　供試体の劣化過程

4-2-2 ～4-2-5 の各種挙動の観察・測定結果と考察から走行荷重下における供試体床版のひびわれ劣化過程について，次のように３段階に分けて説明できる。

第１段階　　N／N f ＝ 0～0.05の間

輪荷重が走行する軌道下で，曲げモーメントによる初期ひびわれが急激に発生する。大略 5～6m/m² のひびわれ密度となる。この時のたわみは全断面有効の理論値の２倍になる。

第２段階　　N／N f ＝0.05～0.3 の間

ひびわれ密度，たわみとも線型的に増加し，この段階の最終時にはひびわれ密度は10 m/m² 程度となり最終ひびわれ密度の90～95%となる。

この間は床版上下面からのひびわれが，荷重の繰返し作用のため徐々に深さ方向，側方へと進展している。

ただし，コンクリート強度の高いDR-4～8 の供試体では，この傾向はN／N f で 0.8 まで続いた。このように遅れた原因の１つとして，供試体表面の仕上げ状況にもあると思われる。DR-4～5，DR-7,8 ではDR-1～3 に比して表面の平滑性に留意したため，衝撃度が少ないと思われる。ただし，衝撃度の大小については評価できなかった。

この第２段階目の終りは，下面ひびわれに段差が発生することによって判定できる。

このような状態は，板としての連続性がなくなる限界と判断できる。この状態下の活荷重たわみは引張側コンクリートを無視した板剛性による直交異方性板理論値に一致する。

第３段階　　N／N f ＝～最終

ひびわれ密度の増加は停留するが，たわみの増加率が再び大きくなる。この段階ではひびわれの開閉動に加え，上下動および水平ずれ動が顕著になり，ひびわれ面が磨耗しひびわれはスリット化する。すでに板としての連続性はない。

配力鉄筋方向のせん断力抵抗がなくなり，主鉄筋断面の荷重負担が増加し，最終的に主鉄筋断面がせん断破壊する。

4－3　走行荷重を受ける床版のＳ－Ｎ曲線

4-2 で走行荷重を受ける床版の使用限界状態および終局状態を明らかにした。これら状態に着目して，各供試体の応力（あるいは荷重）と荷重の作用回数との関係をＳ－Ｎ図にプロットし，Ｓ－Ｎ曲線が求められる。

ここで重要な点はＳ－Ｎ図の縦軸をいかなる量で表示するかである。既往のコンクリート自身，および，ＲＣ床版の疲労実験結果は，ほとんどの場合“最大荷重／静的強度”の無次元量を採用している。この縦軸表示を用いるとＳ－Ｎ曲線は片対数表示でほぼ直線になる。

ＲＣ床版の静的耐荷力には２章で述べたように，コンクリート強度，床版厚，鉄筋量などの多くの因子が影響する。もし，床版厚，鉄筋量を同じにした多数の供試体を製作しても試験日の違いによってコンクリートの強度が異なり，押し抜きせん断耐荷力も変わる。このため各供試体に載荷した荷重で直接Ｓ－Ｎ曲線を求めるとバラツキは大きくなるので，上記のように無次元化し，各種パラメーターの影響を受けないＳ－Ｎ曲線を決定する必要がある。

よって，本実験結果に対しても同様の指標を用いることにした。

一方，横軸の繰返し数であるが，荷重が１往復することによって着目点上を２回通過することから，往復数の２倍で表示することにした。曲げモーメントは完全に２回振動する。この表示を用いると，既往の一定点載荷試験結果とも比較が可能となる。

4-3-1　各供試体の静的強度

ＲＣ床版の静的耐荷力についてはすでに２章で詳述した通り，押し抜きせん断破壊によってきまり，著者の提案式によってこの破壊耐荷力が推定できる。

さて，提案式（２）で疲労用供試体と同配筋の２体の静的試験体に対し押し抜きせん断耐荷力を計算すると表－１１の通りで，実験値との誤差が少ないことを確認した。

よって，各供試体の静的耐荷力も，コンクリートシリンダーによる圧縮強度で表－１２のように算定した。これらをＳ－Ｎ図の縦軸用Ｐｓに用いることにする。

4-3-2　終局破壊に関するＳ－Ｎ曲線

表－１２の荷重比および表－１０の最終走行回数の２倍で各供試体のデータをＳ－log Ｎ座標のＳ－Ｎ図にプロットすると図－６３のようになった。データ数の多いDR-1～5 について最小二乗法により直線回帰すると相関係数γ＝－0.992 となり，バラツキの少ないＳ－Ｎ曲線が求まった。このＳ－Ｎ曲線は次式の通りである。

$$P/Ps = -0.07166 \log N + 0.7292 , \qquad (15)$$

ただし，Ｎは往復数の２倍とする。

このＳ－Ｎ曲線は配力鉄筋比が0.25の床版厚に対するものであるが，図－６３で明らかなように配力鉄筋比0.80のDR-7～8 の実験結果もこのＳ－Ｎ曲線付近にプロットでき，配力鉄筋比0.25のものとほぼ同じ疲労強度を持っていると予想できる。ただし，このシリーズについてはさらにデータを追加する必要がある。

以上わずか７個のデータながら，非常にバラツキの少ないＳ－Ｎ曲線が得られた。これを走行荷重をうけるＲＣ床版のＳ－Ｎ曲線としたい。

上記のＳ－Ｎ図に，第３章の図－１４に示した一定点載荷のＳ－Ｎ曲線を転記した。これらの全ての結果は押し抜きせん断破壊した供試体のデータによるものであり，本実験結果との比較考察の対象となる。

図で明らかなように，走行荷重によるＳ－Ｎ曲線は一定点載荷のものから大幅に低下した。荷重比 0.5では，疲労寿命が約1/1000に， 200万回疲労強度に関しては約1/2 に低下したことが読みとれ，動的走行の影響は大きいものであることがわかる。

4-3-3　使用限界に関するＳ－Ｎ曲線

使用限界は，4-2 で述べたように，ひびわれが進展し板としての連続性を失った時点と定義した。この状態時に，活荷重たわみが引張側コンクリート無視の直交異方性板理論値に達した。また，床版下面にひびわれに段差が現われた。

ただし，厳密には上記２種の現象の発生時期，あるいは，発見にバラツキがある。よって，段差発生に関するＳ－Ｎデータと活荷重たわみに関するＳ－Ｎデータの全点を直線回帰したものを使用限界時のＳ－Ｎ曲線とする。

得られた結果は図－６４の破線と式（１６）となった。

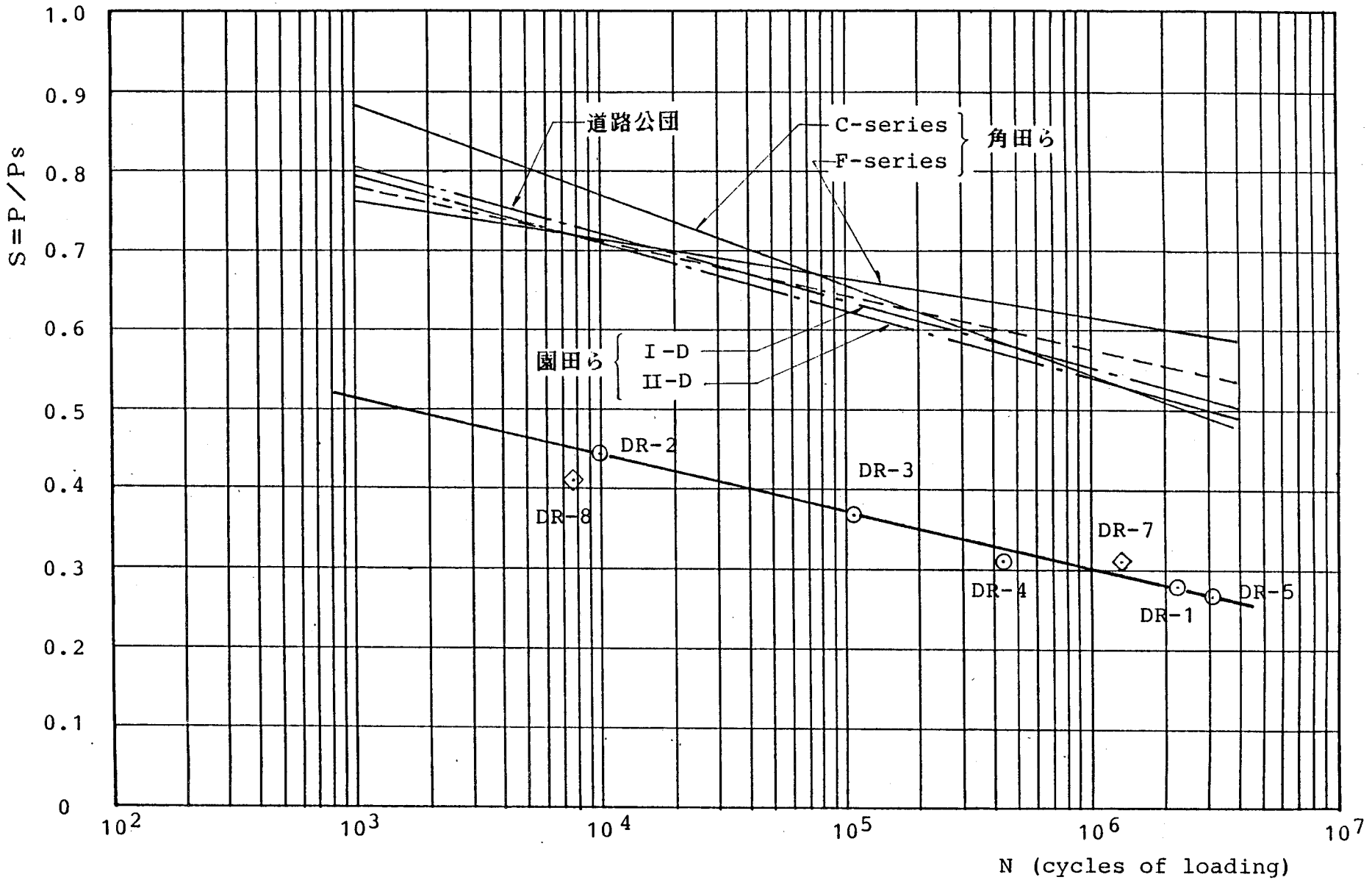
$$P/Ps = -0.06213 \log N + 0.6523 . \qquad (16)$$

表－１１　　押し抜きせん断耐荷力式の検証，

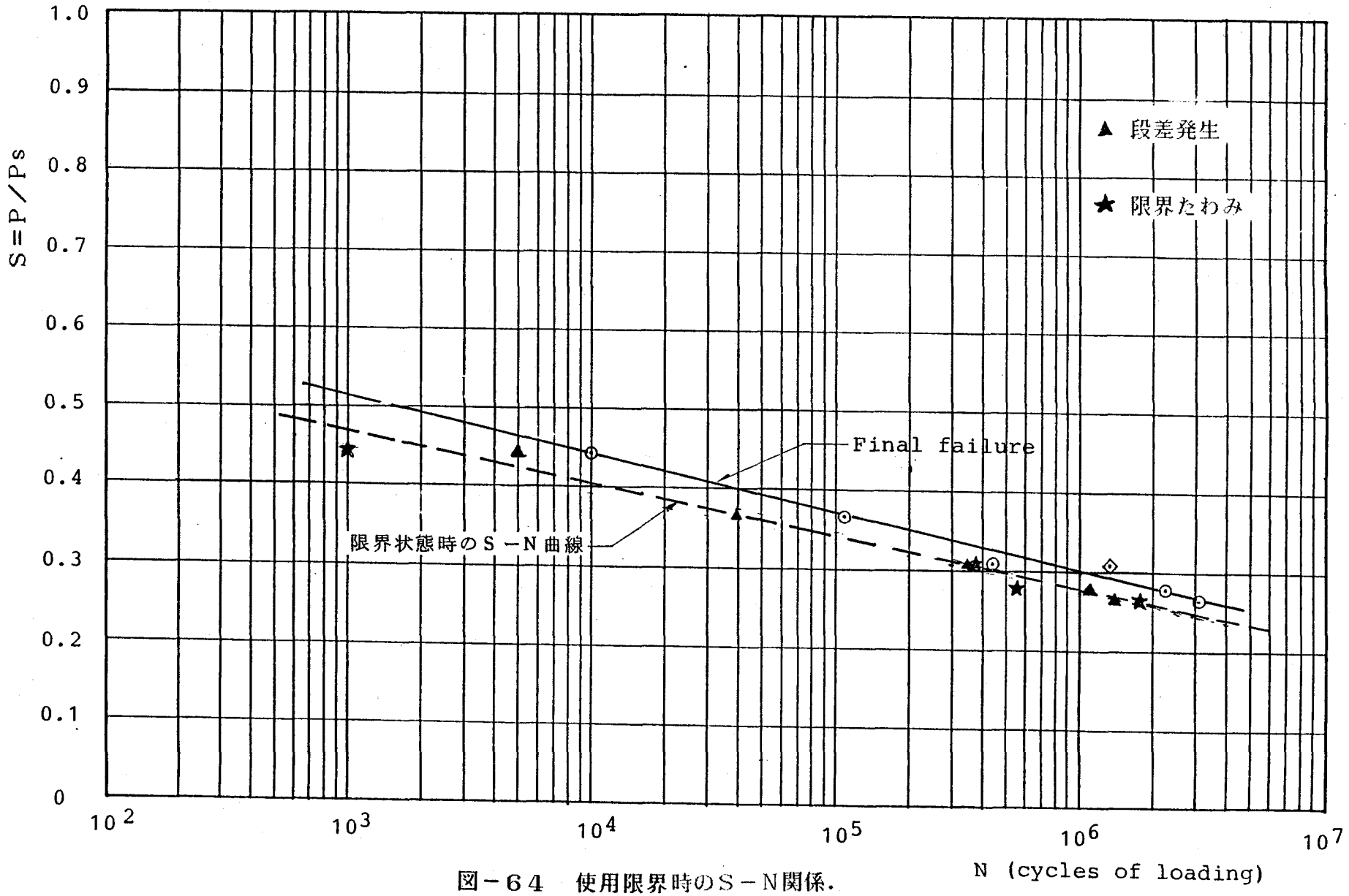
	σ_{ck} (kg/cm²)	P test (t)	P cal (t)	P test / P cal
R－２（DR-1～5 と同配筋）	350	58.0	56.41	1.028
DR-6　（DR-7～8 と同配筋）	415	66.2	69.72	0.950

表－１２　　各供試体の押し抜きせん断耐荷力，

	σ_{ck} (kg/cm²)	静的耐荷力 Ps (t)	疲労試験載荷荷重　P(t)	荷重比 S=P/Ps
DR-1	288	50.9	14.2	0.279
DR-2	189	44.7	20.0	0.447
DR-3	170	43.3	16.0	0.370
DR-4	307	51.8	16.0	0.309
DR-5	327	52.7	14.2	0.269
DR-7	415	69.7	22.0	0.316
DR-8	320	65.3	26.6	0.406



図－63　終局破壊のS－N関係.



図－64　使用限界時のS－N関係.

４－４　道路橋ＲＣ床版の疲労破壊機構に関する考察

動的走行荷重を受けるＲＣ床版の疲労強度は一定点載荷のものより大幅に低下することが実験的に明らかになった。この低下の原因は，上下面の主鉄筋方向のひびわれが進展し，版が不連続体になることにある。そこで，動的走行荷重が作用したとき床版内のどの断面力が疲労強度低下に最も影響しているかを検討し，ＲＣ床版の疲労破壊機構の考察を加える。

4-4-1　床版における断面力

図－６５は図中左に示した実験床版の点ａ，ｂに関する荷重の移動範囲２ｍ間の床版断面力の影響線である。ａ点は床版中央点，ｂ点はａ点より幅員方向に22cm離れた点である。断面力は一般に６個あるが，２点で各々大きい方の断面力に着目した。

各断面力の影響線の最大値は着目点が橋軸方向に移動してもほとんど変化しない。

さて，この図から読み取れるように，各断面に作用する曲げモーメントMx,My は２ｍの荷重走行範囲内では同一符号で変動するが，配力鉄筋断面に作用する垂直せん断力Ｑｙとねじりモーメント Mxy（Myxに等しい）は着目点の両側で符号が交番する。

一定点載荷では，各断面力ともほぼ零から各々の最大値の間を同一符号で変動するだけである（ただし，Mxy，Ｑｙ は中央載荷のときは零であるが，ａ，ｂの着目点近傍では図のような最大値が発生している）。よって，走行載荷で最も大きな違いはMxyとＱｙ の振幅が倍以上になることである。

4-4-2　ひびわれ面の劣化現象

一般に，板に作用する曲げモーメント，垂直せん断力，ねじりモーメントが引張側にひびわれを含む床版要素に作用する場合，各々の断面力によって図－６６に示したように，そのひびわれ両側が３方向の動きを示す。すなわち，曲げモーメントによってひびわれが開閉し，垂直せん断力によってひびわれ両側部で上下方向にずれ，さらに，ねじりモーメントによって水平方向にもずれる。これらの３つの動きによってひびわれ面が互いに“たたき”，“こすり合わせ”することによって磨耗劣化する。走行荷重下では垂直せん断力Ｑｙ とねじりモーメントMxyが交番断面力となるので，“こすり合わせ”の動きが一定点載荷の２倍になり，磨耗が早まり，Ｓ－Ｎ曲線の低下につながったと考えられる。

図－６７は実験中に記録した走行荷重１往復分の各種動的記録の１例である。また，図

－６８は計算による各断面力の１往復中の変化状況である。この２つの図を比較すると，

主鉄筋のひずみと　Mx ，

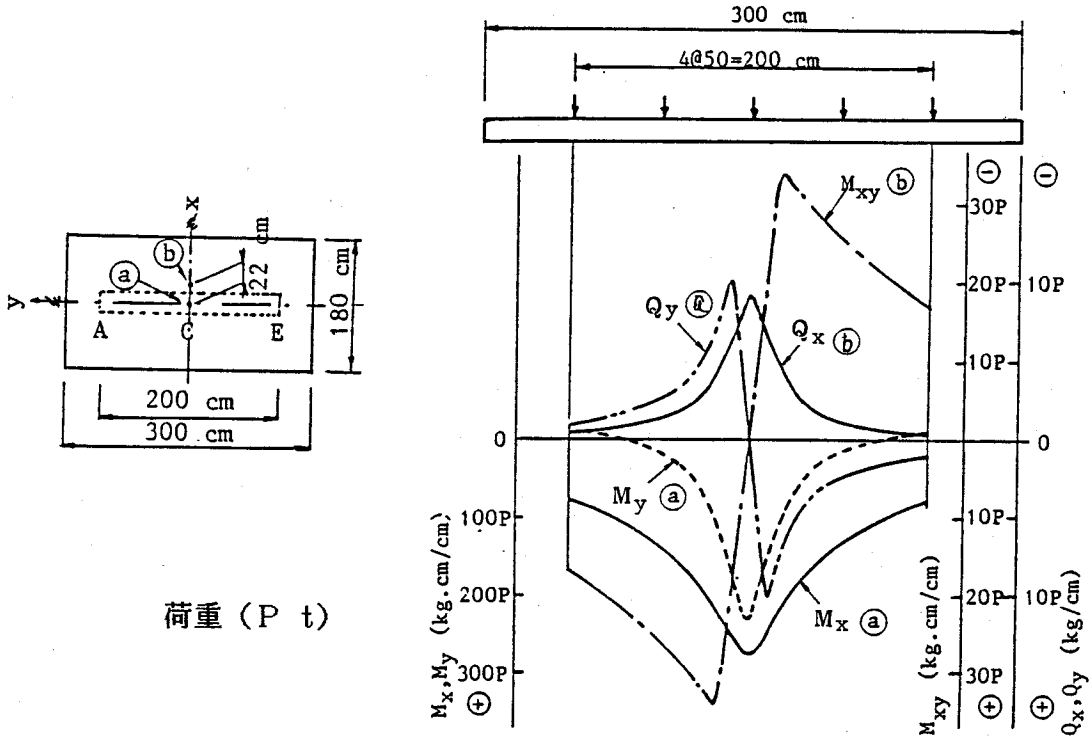
配力鉄筋のひずみと　My ，

ひびわれの開きと　Mx ，My ，

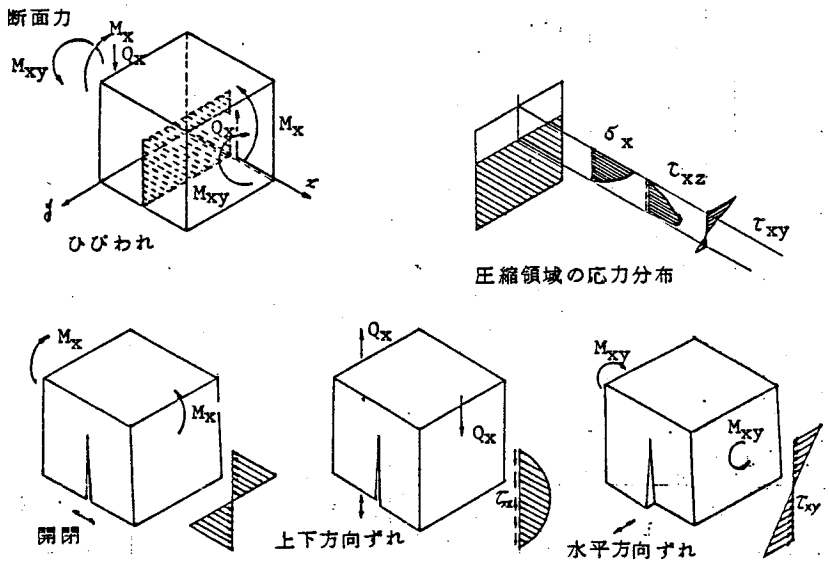
ひびわれの水平ずれと　Mxy，

ひびわれの段差と　Qy ，

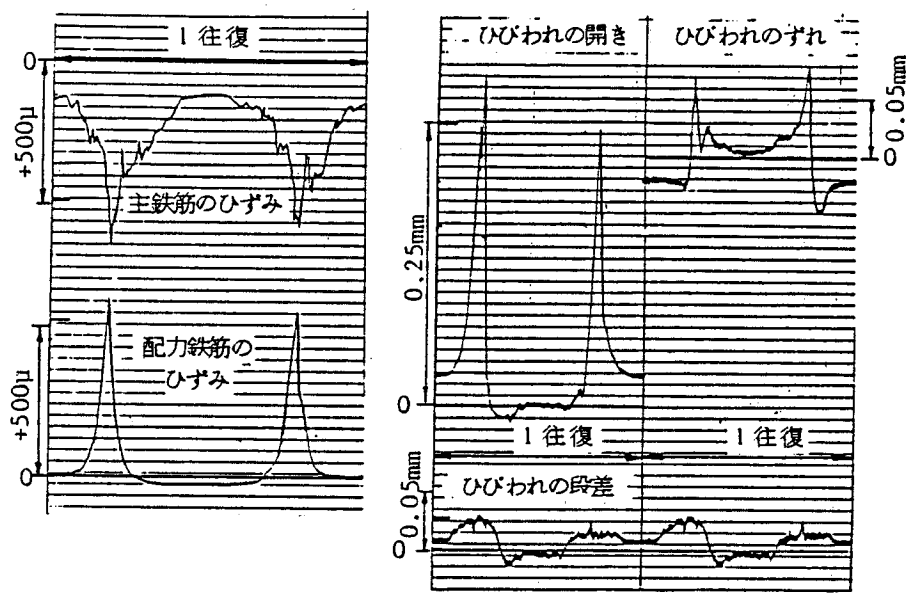
の各々の波形が相似であり，上記ひびわれの３方向の動きと関連する断面力の関係が証明された。



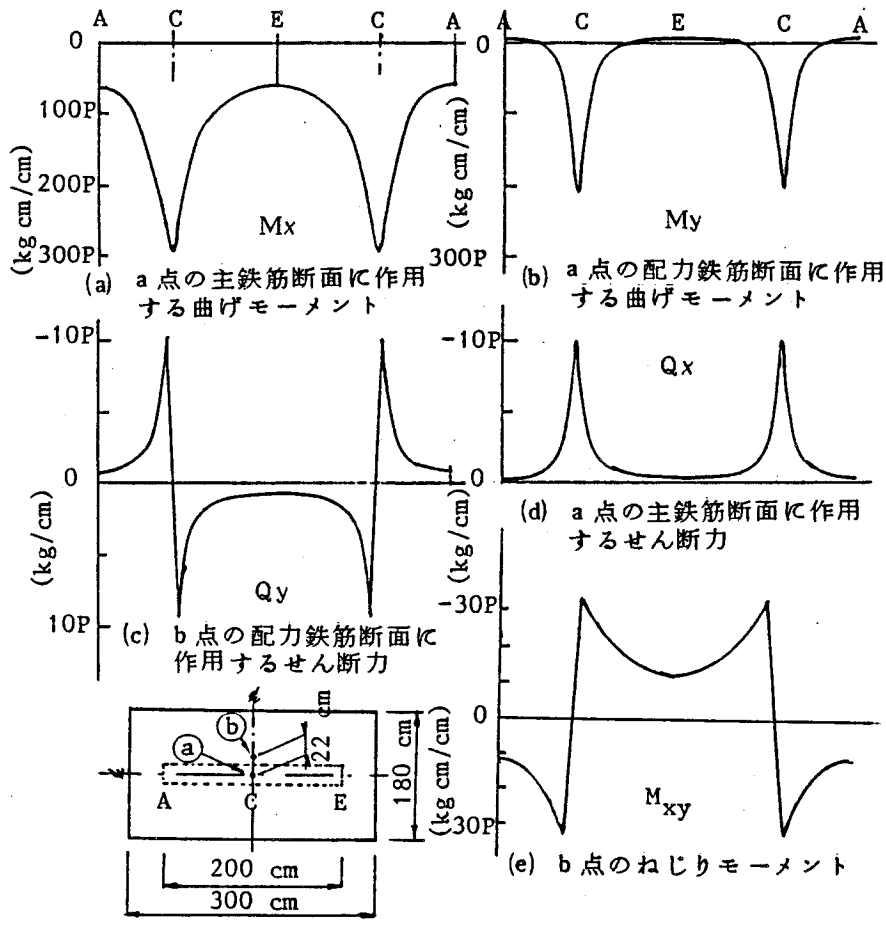
図－６５　床版中央点（ａ），（ｂ）点の断面力影響線．



図－６６　ひびわれの動き．



図－６７　動的記録の一例.



図－６８　解析による荷重１往復中の断面力の変化状況.

4-4-3　ひびわれの進展機構

次に，曲げによる下面ひびわれの進展，および，床版上面で全断面有効時でもひびわれが発生する機構について考察する。

（1）　曲げひびわれの進展

例として，主鉄筋方向のひびわれについて考える。曲げひびわれ先端上部の圧縮側の配力鉄筋に直角な断面（配力鉄筋方向をｙ軸とする）には３つの断面力My，Qy，Myxが作用し，各々に対応してσ_y，τ_{yz}，τ_{yx}の応力が発生している。よって，ひびわれ先端の微小コンクリート要素に着目すると，次式で表わされる主応力が発生している。

$$\sigma_{1,2} = \frac{1}{2}\left(\sigma_y \pm \sqrt{\sigma_y^2 + 4\tau^2}\right) \qquad (17)$$

$$\tau = \left(\tau_{yz}^2 + \tau_{yx}^2\right)^{1/2} \qquad (18)$$

ここで，ひびわれ先端は中立軸近傍であるので，σ_y は無視できる。岡村/43/は，下面からのひびわれが完全にスリット化した状態の３次元解析を行い，この場合はτ_{yx}も十分小さいと指摘し，さらに，垂直せん断力はすべてコンクリート断面で分担し，かつ，ひびわれ先端で最大になる三角形分布すると述べている。

しかし，著者はひびわれ面のスリット化はひびわれが圧縮側まで貫通してから起こることを実験で観察し，当然，τ_{yx}もある有限の値を持ち，せん断力の一部も曲げひびわれ面の細骨材・粗骨材のかみ合わせで分担されていると思われる。

よって，曲げひびわれ先端では式（１９）で表現される主応力が作用していることになる。

$$\sigma_{1,2} = \sqrt{\tau_{yz}^2 + \tau_{yx}^2} \qquad (19)$$

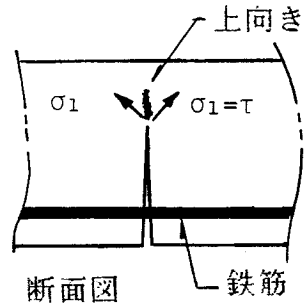
しかし，現在，鉄筋コンクリートのはりにおいても，鉄筋を考慮に入れたτ_{yz}およびτ_{yx}の分布は明確でない/44/。

今，最小値として$\tau_{yx}=0$とし，τ_{yz}に鉄筋コンクリートはりの設計で使用されている慣用計算値を与えると，最小荷重14.2ｔで試験したDR-1供試体でも図－６５の影響線から$\tau_{yz\cdot max}=10.5$ Kg/cm^2 となる。この応力度がひびわれ先端で交番することになる。この主応力の繰返しによって図－６９に示したように，ひびわれ先端の微小要素が疲労破壊しひびわれが上方へ進展すると説明できる。さらに，コンクリートには乾燥収縮が避けられず，この収縮を床版内の鉄筋および支持桁が拘束することによりコンクリートには引張応

力が付加され，ひびわれ進展を早めていることが考えられる/45/。

（２）　床版上面のひびわれ

一般に，１方向版では図－７０に示すようにねじりモーメントは載荷断面から橋軸方向に少し離れた支持桁付近で集中する。支承線を越えた張出し部の自由縁でも高いねじりモーメントが発生している。この張出し部あるいは最大ねじりモーメント発生部にあるコンクリート表面の平面微小要素を考えると，やはり式（１７）と同様な主応力が面内に発生する。ただし，この部分では曲げモーメントMx，My および垂直せん断力Qx，Qy が小さいので，σ_x，σ_y および τ_{xz}，τ_{yz}は無視でき，主応力は式（２０）で表わされる。



図－６９　曲げひびわれ先端の応力状態とひびわれ進展方向.

$$\sigma_{1,2} = \pm \tau_{yx} \qquad (20)$$

この主応力の面内交番繰返しが起こり，疲労によって図－７１のように初期の上面ひびわれが発生すると考えられる。

さて，Cornelissen とReinhardt /46/はコンクリートシリンダーに単軸の引張・圧縮の交番応力を作用させた疲労実験を行い，図－７２に示すような疲労強度関係を得ている。そして，全結果から次式のようなＳ－Ｎ曲線式を提案している。

$$\log N = 9.46 - 7.71\frac{\sigma_{max}}{\sigma_{ct}} - 3.37\frac{\sigma_{min}}{\sigma_c} \pm 1.45 \qquad (21)$$

ただし，　上式は90%信頼区間を示す，

ここに，　σ_{max} ：引張最大応力，

σ_{ct} ：静的引張強度，

σ_{min} ：圧縮最大応力，

σ_c ：静的圧縮強度。

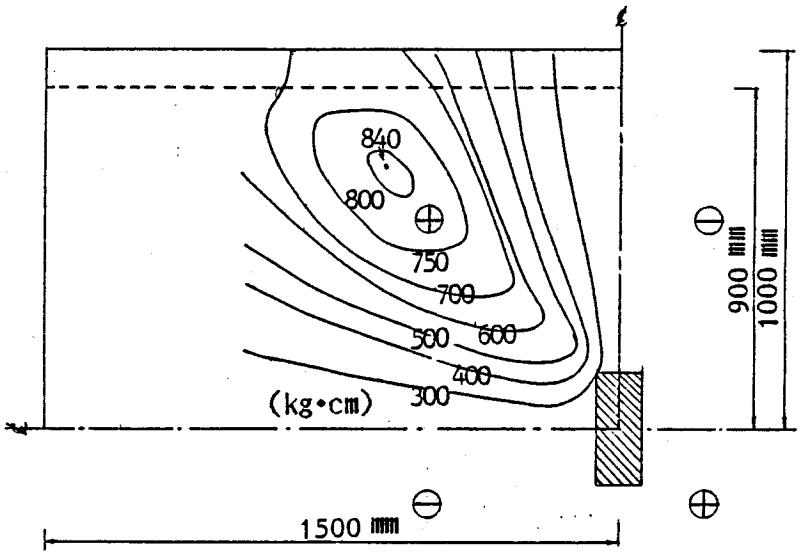
この実験式を適用して，全断面有効の仮定のもとで全供試体の床版上面のひびわれ発生回数を計算してみた。ただし，最小回数を採用する。荷重には図－４０のように±6.5 %程度のバラツキがあるため，各供試体ともプラス側の変動分を考慮することにした。結果は表－１３の通りとなり，各供試体とも比較的早くひびわれが入ることがわかる。

式（２１）は表面が円滑な供試体の実験から求めたものである。一方，本実験床版では

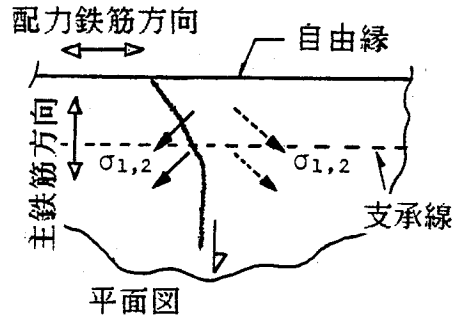
手仕上げのため，表面には凹凸があること，同時に，ブリージングによって材料品質の低下などがあり，表－１３の結果よりもさらに早い回数でひびわれると考えられる。

版端で一旦ひびわれが入ると，応力の再配分，および，そのひびわれ先端の応力集中が加わり，一気に全幅がひびわれことになる。ただし，方向について，支承線より外側は図－７１のように主引張応力に直角になるが，内側に入るとせん断抵抗の少ない下面からの曲げひびわれ発生断面上を走ることになり，ほぼ主鉄筋に平行になった。

そして，これら全幅にわたるひびわれ発生後はねじりモーメントのため，水平ずれによるひびわれ面の磨耗も始まる。事実，上面ひびわれで，繰返しが進むにつれてコンクリート粉の吹き上げ，および，深さ１～２㎜程度の角落ちが見られた。



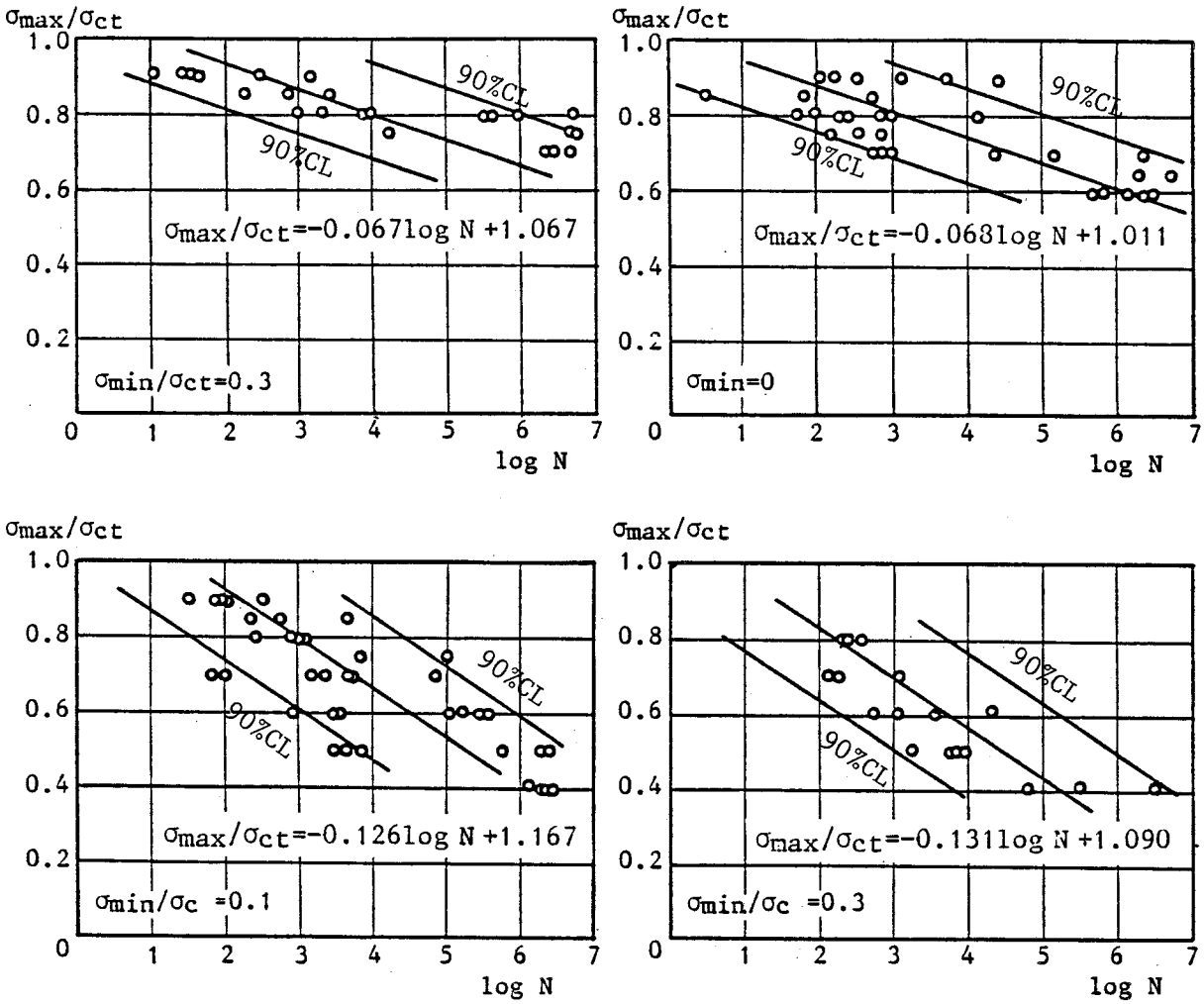
図－７０　ねじりモーメントの集中.



図－７１　ねじりモーメントによる支承線付近の主応力方向とひびわれの方向.

表－１３　上面ひびわれの発生回数の算定,

供　試　体	DR-1	DR-2	DR-3	DR-4	DR-5	DR-7	DR-8
ねじりモーメントの最大値(kg•cm)	561	790	607	636	565	982	1053
荷重の割り増し	1.09	1.05	1.07	1.05	1.08	1.05	1.06
σmax, σmin= τ(kg/cm²)	10.2	13.8	10.8	11.1	10.1	17.2	18.4
σc(kg/cm²)	288	189	170	307	327	411	320
σt(kg/cm²)	25.4	19.2	17.9	26.5	27.7	27.7	27.3
N　(往復)	30,000	80	700	22,000	60,000	2,800	20
実験値のN	2,000	150	500	500	1,500	?	1



図－７２　Cornelissen と Reinhardt　のコンクリート交番疲労試験結果．

4-4-4　試験方法の違いの考察

4-4-2,4-4-3 で，走行荷重下における床版下面からのひびわれ進展および床版上面のひびわれ発生機構について考察を加えたが，ここで，走行荷重下における疲労速度について，版中央での一定点載荷および多点移動繰返し載荷のものと簡単な比較を行ない，自動車の走行がＲＣ床版の疲労に対する主要影響因子であることを強調したい。

この比較は，コンクリートの引張疲労のみならず，圧縮疲労および鉄筋の引張疲労に対して，Mx ，My ，Qx ，Qy ，Mxyの５つの断面力がどのように影響するかマイナー則を利用した疲労被害率で行う。着目点は床版中央部とする。

図－７３に３種の載荷方法を示す。マイナー則によると応力振幅や断面力振幅の相違による疲労被害率αは log-log表示のＳ－Ｎ曲線の傾きの絶対値の逆数mを用いて次式のように表わされる。

$$\alpha = (\sigma / \sigma_0)^m \qquad (22)$$

σ_0 は基準の応力振幅で，σ はある応力振幅である。

今，一定点載荷の応力振幅１サイクルが単位の疲労被害をもたらすと考える。５点移動繰返し載荷では載荷点をＡ－Ｂ－Ｃ－Ｄ－Ｅの順に 2.5万回づつ載荷すると仮定する。そして，Ａ～Ｅの１巡を 2.5万サイクルとする。ただし，影響線の性質から，Ｑｙ とMxyがＣ点を境にして符号が反転するため，このＱｙ とMxyの符号反転効果が12.5万回で１回だけ加わる。よって，５点移動繰返し載荷の疲労被害度は次式で計算できる。

$$\alpha_5 = \sum_{i=1}^{5} \left(\frac{0.9F_i}{0.9F_c}\right)^m + \frac{1}{25,000}\left(\frac{F_t}{0.9F_c}\right)^m \qquad (23)$$

ここに，Ｆｃ ：一定点載荷，すなわち，版中央での載荷による着目点の発生断面力，

Ｆｉ ：５点移動繰返し載荷で，載荷点ｉに荷重Ｐが作用するときの着目点の発生断面力，

Ｆｔ ：荷重Ｐが２ｍの範囲を移動中に発生する最大断面力と最小断面力の差。

走行荷重の場合も同様に考えると式（２４）となる。

$$\alpha_r = \left(\frac{F_t}{0.9F_c}\right)^m \qquad (24)$$

ただし，図－６５に示した影響線の性質から，Mx ，My ，Qx は１往復の走行で完全

に２サイクル変動するが，Ｑｙ とMxyは１往復で１サイクルだけ変動するものとする。

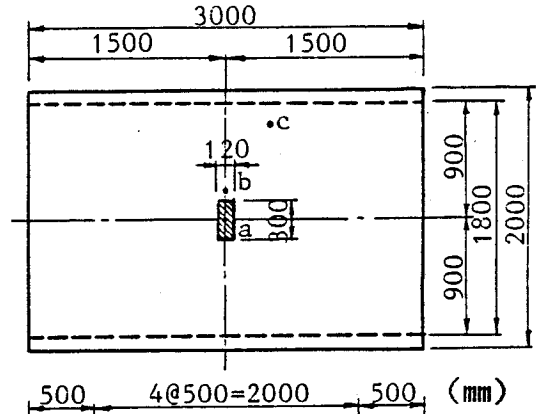
以上の計算根拠にもとずいて，各試験方法による１サイクル分の疲労被害率を表－１４に求めた。ただし，コンクリートに関するｍは前出のCornelissen・Reinhardt のＳ－Ｎ曲線から求めた。鉄筋のｍについては一般的に知られている値を採用した。

この表で明らかなように，走行荷重下ではMxy，Ｑｙ によるコンクリートの引張疲労に与える被害率が極端に大きくなることがわかる。５点移動繰返し載荷ではわずか２倍になるに過ぎない。Mxy，Ｑｙ のこの効果は１サイクル毎に符号が交番することにある。

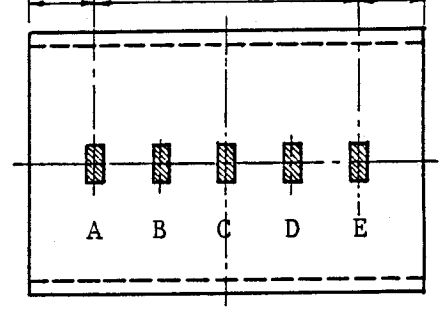
この効果はコンクリートの圧縮疲労にも影響を与えると考えられるが，Mxy，Ｑｙ によって発生する圧縮応力は非常に小さいこと，および，コンクリートは引張強度が非常に小さいため，引張疲労によってひびわれが先に発生してしまい，圧縮疲労現象そのものが消滅してしまう。

表－１４で得られた疲労被害率は前節で示したＳ－Ｎ曲線の寿命低下の数値とは直接には関係しないが，荷重が走行することによる疲労効果の大きいことが理解できる。

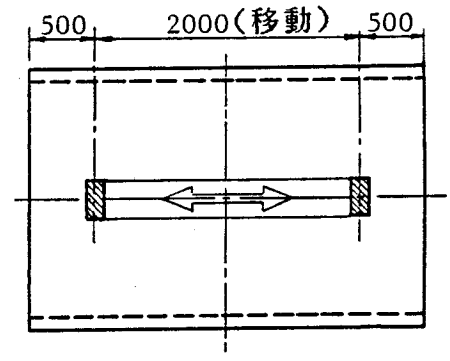
一定点載荷
載荷点　C
最大荷重　P
最小荷重 0.1P
の繰返し載荷



5点移動繰返し載荷
載荷点　A，B，C，D，E
各載荷点 2.5万回毎に移動
最大荷重　P
最小荷重 0.1P



輪荷重走行試験
移動範囲　A～Eの2m
荷重　P
（1往復を2サイクル
と考える）



図－73　3種類の試験方法

表－14　疲労被害率の比較（一定点載荷のものを1とする），

断面力	破壊の着目現象								
	コンクリートの圧縮破壊（m=34.72）			コンクリートの引張破壊（m=13.92）			鉄筋の引張破断（m=10.0）		
	動的移動	5点移動	1点載荷	動的移動	5点移動	1点載荷	動的移動	5点移動	1点載荷
My	204	1	1	8.4	1.0003	1	4.6	1	1
Mx	0.0003	1	1	0.0392	1.0003	1	0.096	1	1
Qx				9.4	1	1			
Qy				67000	1.99	1			
Mxy				67000	2.05	1			
注：mは各材料のS－N曲線をlog-log表示したときのS－N曲線の傾きの逆数									

4－5　結　言

本章は道路橋床版のひびわれ破損に対して荷重が移動することの影響が大であることに着眼し，現実の輪荷重の移動をシミュレートした試験機による疲労実験結果を詳述し，次の諸点を明らかにした。

（1）　実橋床版の疲労強度・寿命推定に使用できるＳ－Ｎ曲線を得ることができた。

（2）　動的走行荷重を受ける床版の疲労強度は従来の一定点載荷のものと比較して大幅に低下する。

（3）　この疲労強度低下の原因はねじりモーメントと配力鉄筋断面に作用する垂直せん断力が荷重の通過毎に交番することにある。

（4）　道路橋ＲＣ床版の疲労破壊の機構について次のように説明できる。
“供用開始初期に直交２方向の曲げモーメントによって床版下面で曲げひびわれ網が形成される。同時に床版上面においてはねじりモーメントによって車両進行方向と直角にひびわれが発生する。その後，継続的な自動車走行によって，車両進行方向に直角な方向のひびわれは，それらのひびわれ面内に作用する垂直せん断力とねじりモーメントによって厚さ方向に進展し，貫通ひびわれとなる。この間にも既存のひびわれ面は常に“たたき”や“こすり合わせ”によって磨耗劣化しているが，貫通によってこれらの現象が促進され，ひびわれがスリット状になる。この状態になって床版は車両進行方向への連続性を失い，同方向への荷重分配作用が低下し，直角方向の断面の荷重分担率が増加する。その結果，この断面の疲労が急進し，そのせん断抵抗力が限界にまで低下した時，最終的にせん断破壊を呈する。”

第５章　結　論

本編はＲＣ床版の静的強度・疲労強度について述べたものであり，以下のような結論が得られた。

（１）　道路橋ＲＣ床版の静的強度は押し抜きせん断破壊強度で決まるが，既往の押し抜きせん断耐荷力算定式は道路橋床版に対して推定精度が悪く，適用性に乏しいことを指摘した。このため，著者は精度の高い算定式を提案した。

（２）　配力鉄筋間隔が大きい時は修正式によって推定できる。

（３）　床版の疲労強度を調べるために行われた既往の疲労試験方法の欠点を指摘した。

（４）　道路橋床版の疲労破壊特性は一定点での荷重の繰返しによっては説明できず，自動車が移動することを考慮すべきであることを強調し，新型式の疲労試験機を開発した。

（５）　上記の試験機によって得られたＲＣ床版のＳ－Ｎ曲線は，従来の一定点載荷によって得られたＳ－Ｎ曲線より大幅に低下した。また、本試験機による床版の破壊形式は実橋床版の破損パターンと同種のものになることを確認した。

（６）　このことから，得られたＳ－Ｎ曲線は実橋の疲労強度推定のための有効なデータであることを強調した。

（７）　自動車の移動によって疲労強度が低下する原因は，ねじりモーメントおよび配力鉄筋断面に作用する垂直せん断力が交番することにあることを明らかにした。

（８）　この考察をもとにＲＣ床版の疲労破壊機構を説明した。

参考文献

1） 日本道路協会：道路橋示方書・同解説　III コンクリート橋編，昭和５３年1月．

2） 道路橋技術基準調査特別委員会：道路橋技術基準案，道路．１９７１年１１月．pp.44-51

3） T.T.C.HSU:Fatigue of Plain Concrete, ACI Journal, July-August 1981. pp.292-305

4） B.dev.BATCHELOR•B.E.HEWITT:Are Composite Bridge Slabs Too Conservatively Designed? -Fatigue Studies, ACI SP-41, 1974. pp.331-346

5） 倉田宗章・園田恵一郎・実松秀夫・竹村泰弘：既設道路ＲＣ床版の疲労破壊実験と疲労破壊機構に関する一考察，第２２回構造工学シンポジム，１９７６．１．pp.63-70

6） 飯岡　豊・檜貝　勇・村木信一：鉄筋コンクリート床版の疲労試験，日本道路公団昭和５１年度試験所報告，１９７７．pp.132-142

7） 飯岡　豊・檜貝　勇・藤田信一：鉄筋コンクリート床版の疲労試験（第２報），日本道路公団昭和５２年度試験所報告，１９７８．pp.189-209

8） 角田与史雄・藤田嘉夫：ＲＣ床版の疲労押抜きせん断強度に関する基礎的研究，土木学会論文報告集　第３１７号，１９８２．pp.149-157

9） F.SAWKO•G.P.SAHA: Effect of Fatigue on Ultimate Load Behaviour of Concrete Bridge Decks, ACI SP-26, 1971. pp.942-961

10） N.M.HAWKINS: Fatigue Strength of Concrete Slabs Reinforced with Wire Fabric, ACI SP-41, 1974. pp.315-329

11） 鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会：鉄筋コンクリート床版の損傷と疲労設計へのアプローチ，土木学会関西支部，昭和５２年7月．

12） 岡村　甫・中村修吾・古沢広道：鉄筋コンクリートスラブの耐荷力に関する実験的研究，第２９回土木学会年次学術講演会　Ｖ－１３７，１９７４．pp.292-293

13） 檜貝　勇：鉄筋コンクリート床版の耐荷力に関する試験研究，日本道路公団昭和４９年度試験所報告，１９７５．pp.140-149

14） 前田幸雄・松井繁之・小島一雄・西本裕司：道路橋ＲＣ床版の疲労破壊特性について，土木学会関西支部昭和５１年度年次学術講演会　Ｉ－４６，１９７６．

15） 前田幸雄・松井繁之：輪荷重動移動装置による道路橋床版の疲労に関する研究，第6回コンクリート工学年次講演会論文集，１９８４．pp.221-224

16） Y.MAEDA•S.MATSUI: Fatigue Tests of Concrete Bridge Decks by Wheel Trucking Machine, Festschrift Roik, Technisch-wissenshaftliche Mitteilungen, Insitut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr-Universität

Bochum, Mitteilung Nr.84-3, Sept. 1984. pp.454-468

17) R.H.WOOD: Plastic and Elastic Design of Slabs and Plates, Thames and Hudson, London, 1961. pp.1-75

18) 東　洋一：鉄筋コンクリートスラブの降伏線理論と終局耐力、コンクリートジャーナル　Vol. 6, No. 10, Oct. 1968. pp.40-49

19) 赤塚雄三・関　博：周辺補剛ばりを有する鉄筋コンクリートスラブの終局耐力について，コンクリートジャーナル　Vol. 7, No. 10, 1969. pp.1-7

20) 例えば，J.DOTREPPE・W.C.SCHNOBRICH・D.A.PECKNOLD:Layered Finite Element Procedure for Inelastic Analysis of Reinforced Concrete Slabs, IABSE 33-II, 1973. pp.53-69

21) H.HUPFER,H.K.HILSDORF,H.RUSCH : Behavior of Concrete Under Biaxial Stresses, J. of ACI Vol.66, No.8, Aug. 1969.pp.656-666

22) Y.MAEDA・S.MATSUI・I.KOJIMA: Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Slabs by Finite Element Method, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.26, No.1332, Oct. 1976. pp.595-604

23) 前田幸雄・松井繁之：鉄筋コンクリート床版のひびわれ弾塑性解析に関する研究，複合材料シンポジウム論文集，1976年3月. pp.125-130

24) 小柳　洽：鉄筋コンクリート床版の押抜せん断とその設計上の取扱い，コンクリート工学　Vol. 19, No. 8, 1981年8月. pp.3-13

25) Repot of ACI-ASCE Committee 326: Shear and Diagonal Tension Part 3, ACI Journal Vol.59, No.3, 1962. pp.353-394

26) 角田与史雄・井藤昭夫・藤田嘉夫：鉄筋コンクリートスラブの押抜きせん断耐力に関する実験的研究，土木学会論文報告集　第229号，1974. pp.105-115

27) 大阪市土木局・関西道路研究会・合成構造小委員会：旧神崎橋の耐荷力に関する研究報告書，昭和58年3月. pp.16-23

28) 前田幸雄・松井繁之：道路橋RC床版のたわみによる劣化度判定法に関する研究，土木学会関西支部・既設橋梁構造物およびその構成部材の健全度，耐久性の判定に関するシンポジウム論文集，昭和58年2月. pp.107-116

29) 高木秀貴・井藤昭夫：クラックシミュレートRC床版の耐荷力について，土木学会第32回年次学術講演会　V－83，1977.

30) 太田　実・村瀬佐太美・百田国広・新開幸一郎：プレキャスト鉄筋コンクリート床版の強度試験，土木技術資料　Vol. 12, No. 4, 1970. pp.24-29

31) 園田恵一郎：法定外軸重車（過積載車）がRC床版の損傷に与える影響度の研究，阪神高速道路公団・日本材料学会研究報告書，1983. pp.1-5

32) 前田幸雄・松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押し抜きせん断耐荷力の評価式，

土木学会論文報告集　Ｖ－１，１９８４年．pp.133-141
３３）　伊東茂富：コンクリート工学，森北出版，１９７２．p.75
３４）　岡村　甫：コンクリート構造の限界状態設計法，コンクリートセミナー４，共立出版，１９７９．pp.17-18
３５）　水谷　隆・大野定俊・小柳　治：異方配筋された鉄筋モルタルスラブの押抜きせん断に関する一研究，土木学会第３６回年次学術講演会　Ｖ－１３８，１９８１．１０．
３６）　前田幸雄・松井繁之・奥本武司・林　孝明：道路橋ＲＣ床版のひびわれ劣化機構について，土木学会関西支部昭和５８年度年次学術講演会　Ｖ－３，昭和５８年５月．
３７）　赤井公昭・藤田信一：鉄筋コンクリート床版の疲労試験（第３報），日本道路公団昭和５３年度試験所報告，昭和５４年．pp.92-100
３８）　赤井公昭・藤田信一：鉄筋コンクリート床版の疲労試験（第４報），日本道路公団昭和５４年度試験所報告，昭和５５年．pp.107-119
３９）　藤田信一：鉄筋コンクリート床版の疲労試験（第５報），日本道路公団昭和５５年度試験所報告，昭和５６年．pp.70-83
４０）　S.TIMOSHENKO・S.WOINOWSKY-KRIEGER：Theory of Plates and Shells, MacGraw-Hill, 1959. pp.364-371
４１）　前田幸雄・松井繁之：実物大鋼格子床版のＲＣ床版との比較における板特性と耐荷力に関する実験的研究，土木学会論文報告集　第１８１号，１９７０年９月．pp.1-14
４２）　日本道路公団：維持修繕要領（橋梁床版編），昭和５３年７月．
４３）　岡村宏一・園田恵一郎：ひびわれ床版の力学的特性．鉄筋コンクリート床版の損傷と疲労設計へのアプローチ，土木学会関西支部鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会報告，昭和５２年７月．pp.75-112
４４）　泉　満明：ねじりを受けるコンクリート部材の設計法，技報堂，昭和４９年．p.148
４５）　前田幸雄・松井繁之・向井孝弘：道路橋ＲＣ床版の乾燥収縮ひびわれに関する研究，土木学会関西支部昭和５９年度年次学術講演会　Ｖ－２７，昭和５９年５月．
４６）　H.CORNELISSEN・H.REINHARDT: Fatigue of Plain Concrete in Uniaxial Tension and in Alternating Tension-Compression Loading,　IABSE Colloquium Lausanne　1982. pp.273-282

第３編

コンクリート充填鋼格子床版の

静的強度と疲労強度

第１章　序　論

第１編第１章で述べたように鋼格子床版に関する力学的性状，耐荷力などについての研究資料，設計資料は少い。このため，著者は本床版に関する種々の実験的研究を重ねてきた /1-8/。ここで，これらの成果を述べたい。

まず，本編第２章前半で，ＲＣ床版との比較において本床版の静的挙動，静的耐荷力を明らかにした。

実橋でコンクリート充填鋼格子床版の下面を観測すると（多くの場合，底面に型枠鋼板を溶接してあるため観察できない），一般的に，床版全域で，Ｉ形鋼方向にはＩ形鋼に沿って，配力鉄筋方向には約２０cm間隔で，ひびわれが格子状に入っている。このようなひびわれ発生傾向はＲＣ床版と同様と考えられ，自動車荷重の移動によるものである。よって，このように版全域で一様にひびわれが入った状態での板挙動を把握し設計に生かすべきであると考えられる。著者は幸運にも約５年間実交通荷重をうけた実橋床版を建設省土木研究所から提供され，この床版の板挙動を調べる機会を得て，上記考えの妥当性が評価できた。さらにこの直交異方性を調べるために，ＲＣ床版と同様に，多点移動繰返し載荷法を採用して，配力鉄筋量，床版厚，床版寸法を変えた供試体の繰返し実験を行った。この結果と考察を第２章後半で述べる。

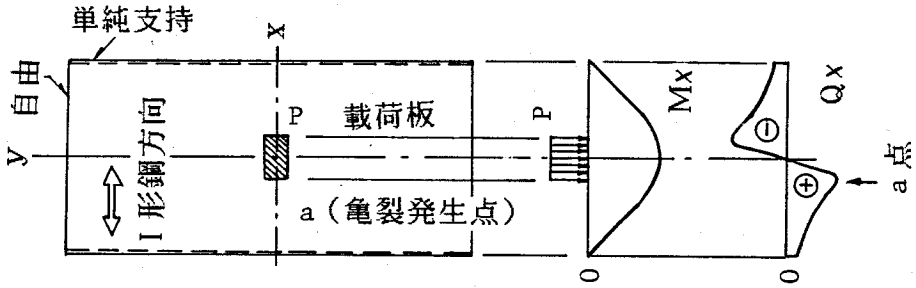
鋼格子床版は基本的にＲＣ床版と同様な配筋状態を有するが，コンクリートがＩ形鋼の下フランジによって拘束されるため，疲労を受けてもＲＣ床版のようにコンクリートが抜け落ちる心配はない。しかし，Ｉ形鋼には配力鉄筋配置のため，特殊形状のパンチ孔が開けられており，パンチ孔周辺の応力集中によって，ここからの疲労破壊が予想される。第２章で述べる多点移動繰返し載荷試験用供試体のうちＡ－１，Ｂ－２に，やはりＩ形鋼の疲労破壊が観察された。

このような床版実験で観察される疲労破壊位置は一般的に図－１に示したように載荷板端付近にあるパンチ孔部である。この部分では図中に略記したように曲げモーメントも大きいが，Ｉ形鋼断面に作用する垂直せん断力Ｑx が最も高く，これがＩ形鋼の疲労破壊に大きく影響していることが容易に理解できる。ウェブに開孔部を設けたＩ形鋼は，建築用はりによく用いられている拡張有孔梁と同様な挙動をすると推測できる。著者は拡張有孔

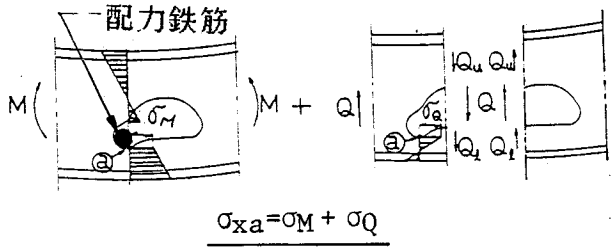
梁の研究/9,10/も行ったが，開孔部ではせん断力による二次曲げ応力が大きく，この隅角部が疲労に対する弱点となることを確認している。

鋼格子床版のＩ形鋼でも図－２に示したように開孔部では曲げモーメントによる軸方向応力σ_Mにせん断力による二次曲げ応力σ_Qが加わる。　図中の配力鉄筋定着部の点ａの応力が最も大きくなる。疲労亀裂もこの点に発生した。

以上のような経験から，本床版の疲労破壊特性および疲労強度について明確にし，疲労安全性の評価を是非行っておくべきであると考えて，第３章で述べるようなＩ形鋼の疲労破壊に着目点をしぼった３種の一連の疲労実験を実施した。すなわち，Ｉ形鋼単体，コンクリートに埋め込まれたＩ形鋼，および，床版供試体について実験した。なお，Ｉ形鋼の疲労は主にその断面に作用する面内力だけに起因するため，床版供試体の疲労実験方法としては従来の一定点載荷法を採用した。



図－１　鋼格子床版におけるＩ形鋼の疲労亀裂発生点と作用断面力.



図－２　Ｉ形鋼の疲労亀裂発生点と応力状態.

第２章　鋼格子床版の静的強度と弾性挙動

２－１　ＲＣ床版との比較における静的挙動と強度

2-1-1　供試体と試験方法

コンクリート充塡鋼格子床版（以下，鋼格子床版と略称する）の挙動を調べるため，本床版とＲＣ床版の供試体を製作し静的載荷試験を行った/ 1/。

供試体は図－４に示すように，鋼格子床版では床版厚を13cm，主部材間隔を20cmに固定し，主部材形状で２種，横部材の形状と間隔を６種に変化させた。ＲＣ床版は，床版厚を16cm，引張側主鉄筋間隔を10cmに固定し，配力鉄筋量を昭和３９年示方書に従って主鉄筋量の25%にしたものと，昭和４２年の道路局長通達に従って70%にした２種である。

供試体はいずれも２径間連続版とし，支持方法を単純支持と，スラブアンカー（図－４(d)）を設けたフランジ幅 300mmのＨ形鋼による支持の２種にし，支持条件の違いも調べた。載荷方法を図－３に示す。なお，供試体名を，鋼格子床版についてはＳＧ，ＲＣ床版についてはＲＣと略し，単純支持にＳ，Ｈ桁支持にＨの記号をつけた。

全供試体の材料特性，試験条件等を表－１に示した。

表－２には断面性能と，計算応力を示したが，応力(I) は昭和３９年示方書に示されているＲＣ床版の連続版に対する曲げモーメント式を適用して計算したもので，応力(II)はGuyon-Massonnet の方法/11/によって計算したものである。いずれの計算においても，鋼格子床版の中間支点上の応力は径間部下フランジの応力より大きくなっている。これはＩ形鋼断面が上下非対称のためである。

2-1-2　試験結果

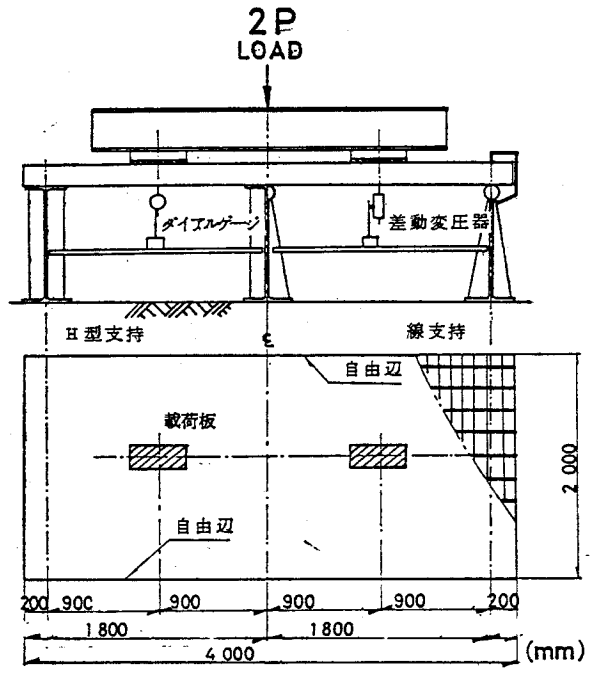
（１）　コンクリートのひびわれ

コンクリート表面のひびわれ進展状況を図－５に示す。ひびわれについて次の諸点が明らかとなった。

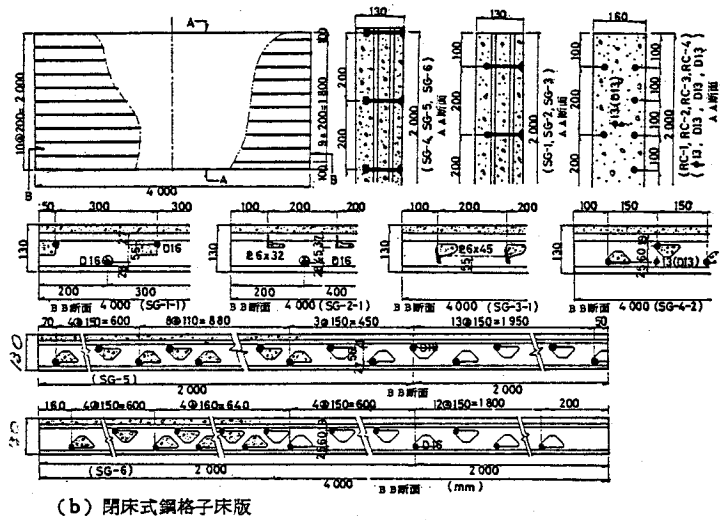
１）　初期のひびわれは中間支点上に発生する。その発生荷重はほぼ次の通りであった。

鋼格子床版	単純支持：　８ｔ，	Ｈ桁支持：９～10t
ＲＣ床版	単純支持：2.5 ～ 7，	Ｈ桁支持：10～15t

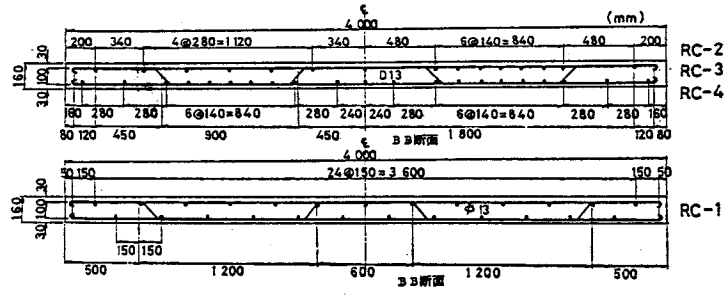
上記のように，相対的に鋼格子床版のほうが大き目であるが，厳密には両者の差異は見い出しがたい。支持条件をＨ桁支持にすると初期ひびわれ荷重が高くなった。



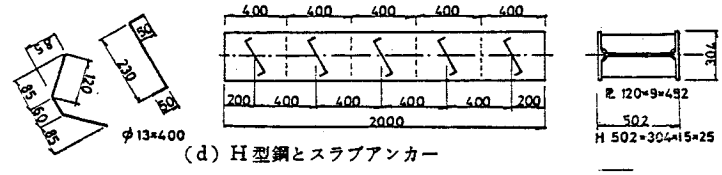
図－3　試験方法.



(b) 閉床式鋼格子床版



(c) 鉄筋コンクリート床版



(d) H型鋼とスラブアンカー

図－4　供試体の詳細図.

表－1　供試体用コンクリートと試験条件と試験種類，

種別 / 供試体番号	コンクリート 種類	σ_{28} (kg/cm²)	σ_T (kg/cm²)	スランプ (cm)	試験条件と種類[2] 支持	載荷板	種類
SG-1-S	軽量[1]	295	8.8	9.5±1	S	O	S_t, R_e
SG-2-S	〃	300	19.1	〃	S	O	S_t, R_e
SG-3-S	〃	298	18.7	〃	S	O	S_t, R_e
SG-4-H	〃	287	18.1	〃	H	O	S_t, R_e
SG-5-S	〃	342	21.0	8±0.5	S	P	S_t
SG-5-H	〃	291	21.4	〃	H	P	S_t
SG-6-S	〃	342	21.0	〃	S	P	S_t
SG-6-H	〃	291	21.4	〃	H	P	S_t
RC-1-S	普通	250	16.0	9.5±1	S	O	S_t, R_e
RC-1-H	〃	255	18.3	〃	H	O	S_t, R_e
RC-2-S	〃	264	17.5	8±0.5	S	P	S_t
RC-2-H	〃	295	18.6	〃	H	P	S_t
RC-3-S	〃	244	19.9	〃	S	P	S_t
RC-3-H	軽量[1]	301	17.6	〃	H	P	S_t
RC-4-S	〃	264	16.9	〃	S	P	S_t
RC-4-H	〃	301	17.6	〃	H	P	S_t

ただし　1)　軽量コンクリートには，粗骨材として，最大粒径 20 mm 以下のアサノライトを使用した．
　　2)　記号　支持　（S：緑支持　　H：フランジ幅 300 mm の H 桁支持）
　　載荷板（O：200×500 mm′，　P：300×600 mm）
　　種類　（S_t：静的載荷試験，　R_e：繰返載荷試験）

表－2　閉床式鋼格子床版・RC床版の各断面の発生応力，

供試体	I_{XS} (cm⁴/cm)	I_{XC} (cm⁴/cm)	I_{YC} (cm⁴/cm)	計算応力 I σ_{st} (kg/cm²)	計算応力 I σ_{sc} (kg/cm²)	計算応力 I σ_{cc} (kg/cm²)	計算応力 II σ_{st} (kg/cm²)	計算応力 II σ_{sc} (kg/cm²)	計算応力 II σ_{cc} (kg/cm²)
SG-1	8.590	14.507	3.977	1 548	981	49.8	2 742	1 066	58.5
-2	〃	〃	3.308	〃	〃	〃	2 852	1 084	59.7
-3	〃	〃	3.239	〃	〃	〃	2 883	1 103	60.9
-4	9.644	14.312	3.15	1 284	1 052	49.3	2 156	1 177	78.8
-5	〃	〃	6.206	〃	〃	〃	1 836	964	45.8
-6	〃	〃	6.318	〃	〃	〃	1 894	996	47.3
RC-1	15.547	15.547	3.859	907	907	49.7	1 501	1 018	55.8
-2	11.520	11.52	6.94	1 342	1 342	59.2	1 826	1 194	52.7
-3	〃	〃	〃	〃			〃	〃	〃
-4	〃	〃	〃	〃			〃	〃	〃

I_{XS}：中間支承上の主部材方向の断面二次モーメント
I_{XC}：径間中央の主部材方向の断面二次モーメント
I_{YC}：径間中央の横部材方向の断面二次モーメント

計算応力　I：鋼道示第 19 条の連続床版式より算出（活＋死＋衝）　P=8 t
〃　　II：Guyon-Massonnet の方法により算出（活＋衝）　P=8 t
σ_{st}, σ_{sc}, σ_{cc} ：中間支承上主部材上フランジ，径間中央主部材下フランジおよびコンクリートの応力度

2）　荷重が増加すると鋼格子床版では両載荷板回りにメガネ状にひびわれが発生するが，ＲＣ床版では中央支承線に平行なものしか発生しなかった。これは表－２から理解できるように，鋼格子床版のＩyc/IxcがＲＣ床版のもの（ＲＣ－１を除く）に比して小さく，配力鉄筋方向への荷重分配作用が低いためである。

3）　図－６は中間支承上の最大ひびわれ幅の変化図である。この図で明らかように，鋼子床版の最大ひびわれ幅は同一荷重下ではＲＣ床版の 1/2以下である。図－５で認められるように中間支承上の中央部のひびわれ本数は３～４本で差異がないことから，上記の差は構造特性の違いと考えられる。

ヨーロッパ・コンクリート委員会基準による防護工のあるコンクリートの許容ひびわれ幅 0.3mmに達する荷重は，単純支持の場合，ＲＣでは約11t，ＳＧでは約23t であり，ひびわれ幅に関してはＳＧはＲＣより優れている。

ＲＣ，ＳＧともＨ桁支持するとこの荷重は約２倍になり，Ｈ桁支持の影響は大きい。

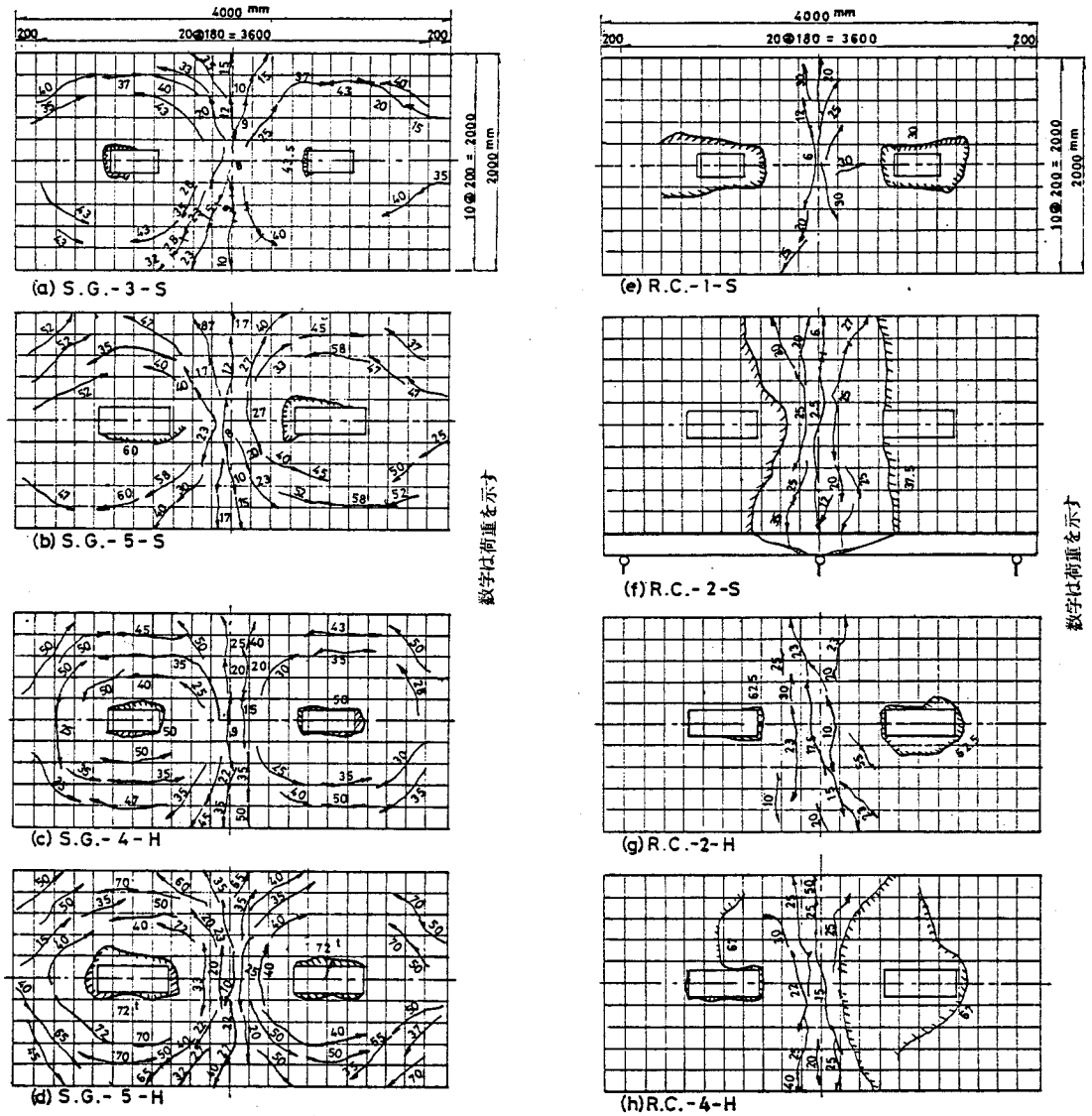
（2）　たわみ，ひずみ

たわみの最大値は載荷板直下で観測され，荷重と最大たわみの関係の１例を図－７に，鋼材の最大ひずみ，コンクリートのひずみについては図－８～１１に代表例を示した。また，たわみ，ひずみの分布状況について図－１２～１５に計算値とともに示す。これらの結果からつぎの諸点が明らかとなった。

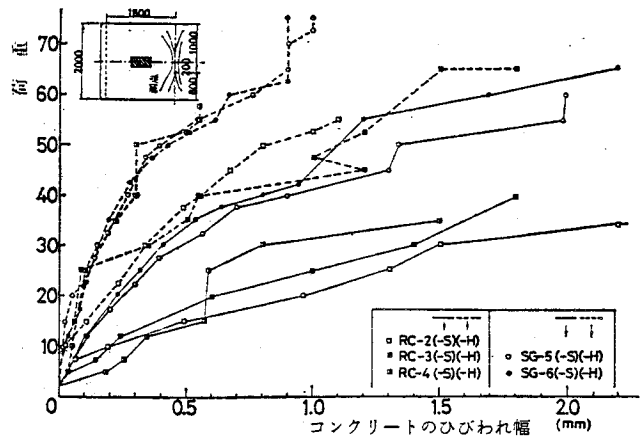
1）　最大たわみ・最大ひずみと荷重の関係においてＳＧとＲＣを比較すると，いずれの場合も弾性範囲内の同荷重下ではＳＧのものはＲＣのものより小さい。この結果は表－２で示した断面剛性・応力と逆の傾向となった。

ＳＧでは断面剛性の大きいＩ形鋼を挿入したため，コンクリートのひびわれによる断面剛性の低下度が小さく，かつ，ひびわれ進展速度が遅いためである。ＲＣではコンクリートが主体となっているため，コンクリートのひびわれ進展速度が速い。したがって，同荷重下において，ＳＧはＲＣに比して大きな断面剛性を維持している。この剛性低下速度の違いは，ひびわれ幅の差異にも現われていた。

2）　載荷横断面のたわみ分布，ひずみ分布および中間支承上のびずみ分布から明らかなように，コンクリートのひびわれ発生後，ＳＧでは版中央の値と版端の値の差が大きくなり，横断方向への荷重分配作用が低下していくことが認められ，直交異方性化が進んでいくことが理解できる。



図－5　静的試験におけるコンクリートひびわれ分布と破壊状況.



図－6　中間支承上の最大コンクリートひびわれ幅の変化.

近似的にこの直交異方性板挙動を説明するため，Guyon-Massonnet の方法を適用した。この方法では板の曲げ特性は，ｘ，ｙ方向の曲げ剛性とねじり剛性を用いた式（１）で与えられる曲げ剛性係数θとねじり剛性係数αによって定まる荷重分配特性で評価できる。曲げ剛性係数は小さいほど，ねじり剛性係数は大きいほど荷重分配特性は向上する。

$$\theta = \frac{b}{l}\sqrt[4]{\frac{B_x}{B_y}} \quad , \qquad \alpha = \frac{H}{\sqrt{B_x \cdot B_y}} \quad , \qquad (1)$$

ただし，Bx，By ：ｘ，ｙ方向の曲げ剛性，

H ：有効ねじり剛性，

ｂ，l：板の幅員と支間長。

このαを与える有効ねじり剛性Ｈの理論的算出は困難であり，実験的に評価する必要がある。ただし，コンクリートを用いた合成床版では，荷重の増加とともにコンクリート有効厚が減少し，Ｈは変化する。よって，１つの式で，すべての荷重段階でたわみ・ひずみ等の実験値と計算値が一致するＨの評価式が望ましいことになる。

ここで，１例として，SG-5とRC-2についてＨの評価を試みた。各供試体で表－３に示すコンクリート有効高を仮定し，たわみ，ひずみとも実験値とよい一致を示すねじり剛性係数αを求めた。これらのαを与えたときの実験値と計算値の一致度は図－１２～１５に示す通りであった。ほぼ満足できるものと判断し，Ｈを逆算すると次のように表現できた。

すなわち，

ＳＧに対しては，コンクリート有効高をｈとして，式（２）で与えられる。

$$H = \frac{E_c \cdot h^3}{12(1-\nu^2)} \qquad (2)$$

ＲＣに対してはHuber/12/ が提唱した式（３）が適用できる。

$$H = \sqrt{B_x \cdot B_y} \qquad (3)$$

ただし，ここに得たＨの評価式は実用的価値はない。なぜなら，通常の道路橋では荷重が常時移動する自動車であるため，ＲＣ床版と同様にコンクリートのひびわれは板全域で一様に分布し，一定点で漸増した板挙動と異なると考えられる。よって，ひびわれが一様

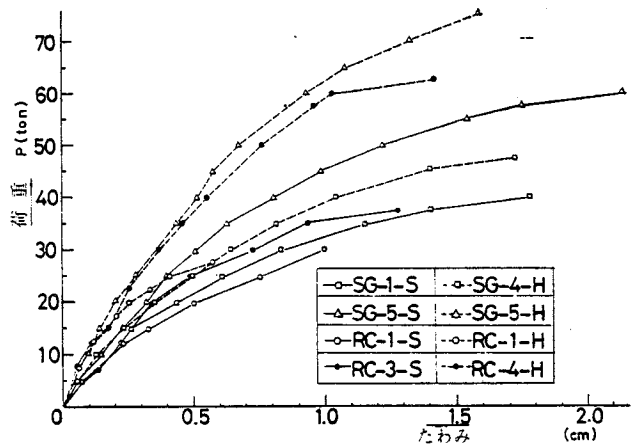
分布した状態下の板挙動について考察しなければならない。これは次節で述べたい。

3）　支持条件の違いによる差は大きい。最大たわみに関してH桁支持の場合の単純支持したものに対する比率は，ＲＣでは約45%，ＳＧでは65%となり，中間支承上の引張ひずみ（鋼材）に関する同比率はＲＣで約35%，ＳＧで30%になった。この変化の原因は，H桁に取り付けたスラブアンカーによる固定の影響によるスパンの減少と床版の板剛性低下速度の減少にあると考えられる。図－１２，１５のＳＧとＲＣの実験値と計算値の一致傾向から，有効スパン長を次式のように取ればよいとの結論を得た。

$$L = \{ l - 2 (\frac{b_o}{4}) \} \qquad (4)$$

ただし，　l　：H桁の中心間隔，

bo　：H桁のフランジ幅。

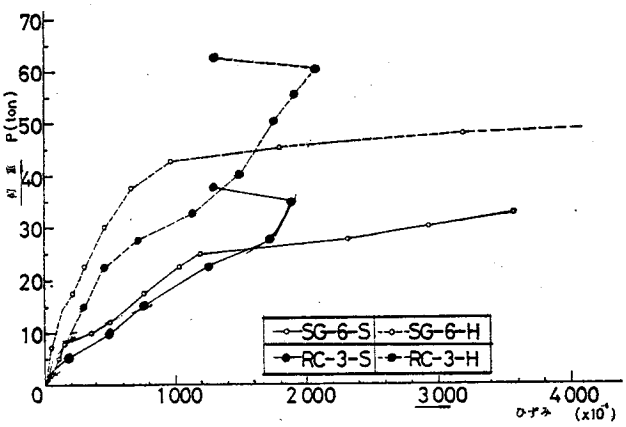


図－７　荷重－最大たわみ関係．

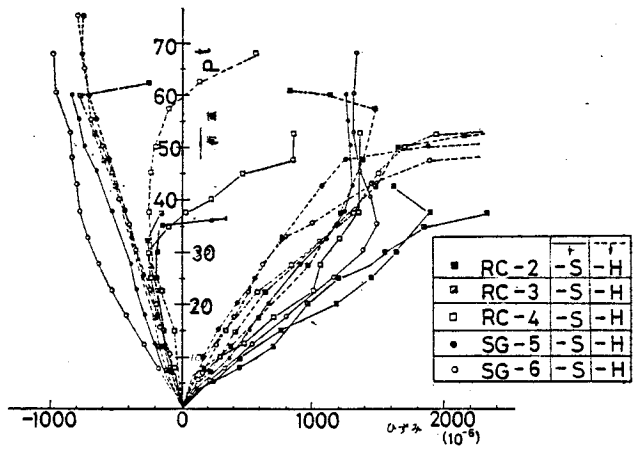
表－３　曲げ剛性，曲げ剛性係数およびねじり剛性係数，

	コンクリート有効高 (cm)	B_X 10^7 cm⁴/cm	B_Y 10^7 cm⁴/cm	θ^* (線支承)	θ^* (H桁)	α	α^*	E_S/E_C
SG-5	13	4.75	3.31	0.786	0.815	0.750	0.496	14.0
	10	3.44	1.81	0.802	0.874	0.542	0.357	14.0
	6.5	3.06	1.17	0.869	0.948	0.197	0.130	14.0
RC-2	16	9.05	8.45	0.695	0.757	1.000	0.622	9.4
	13	5.56	4.86	0.706	0.771	1.000	0.622	9.4
	8	2.94	2.03	0.742	0.810	1.000	0.622	9.4
	6	2.68	1.69	0.760	0.831	1.000	0.622	9.4

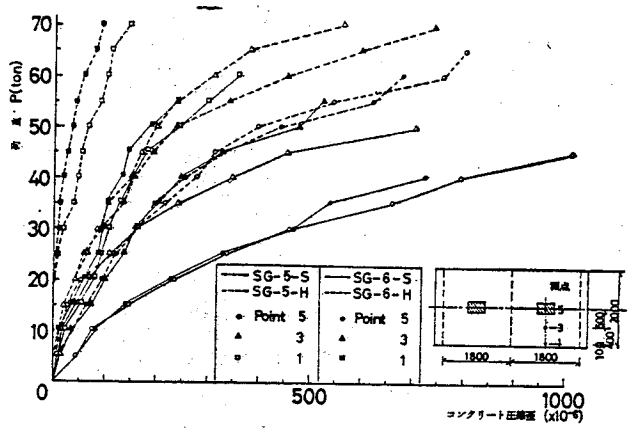
* 連続版に修正した値



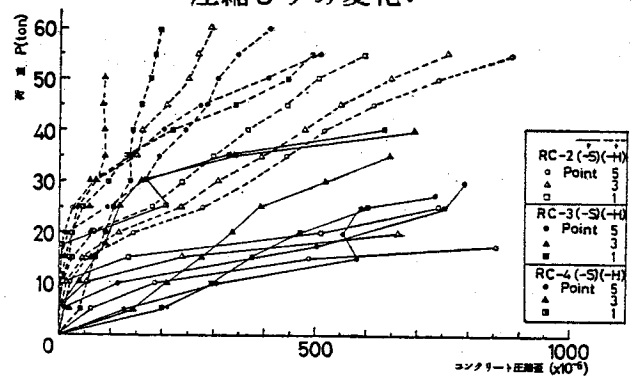
図－８　中間支承上の最大ひずみ変化.



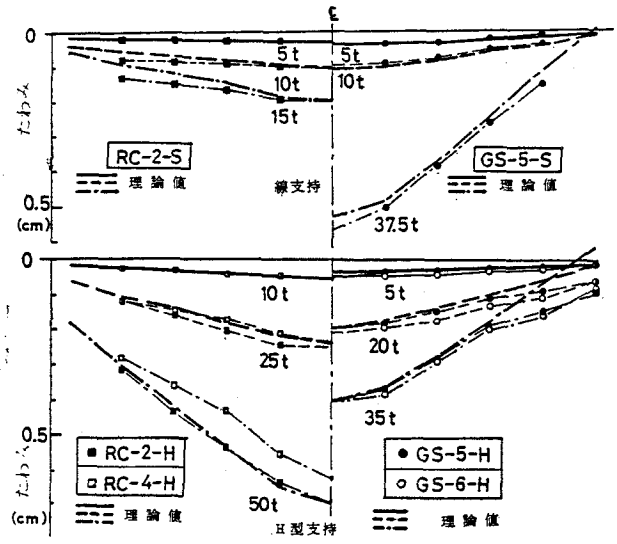
図－９　載荷横断面の主部材・主鉄筋の引張・圧縮最大ひずみ変化.



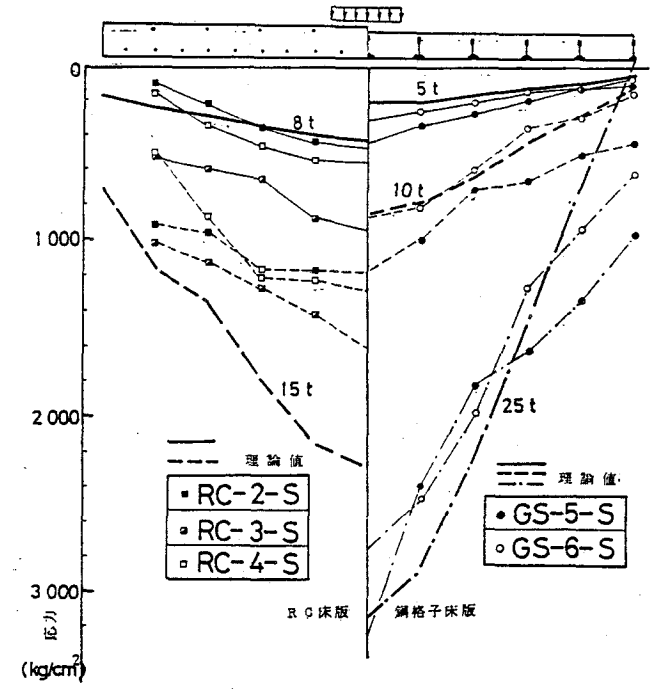
図－１０　載荷横断面のコンクリート圧縮ひずみ変化.



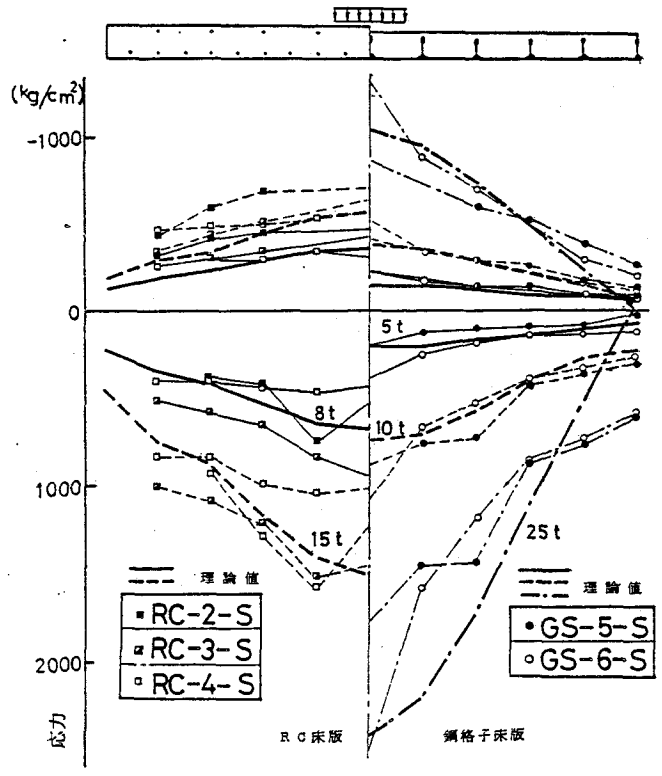
図－１１　載荷横断面のコンクリート圧縮ひずみ変化.



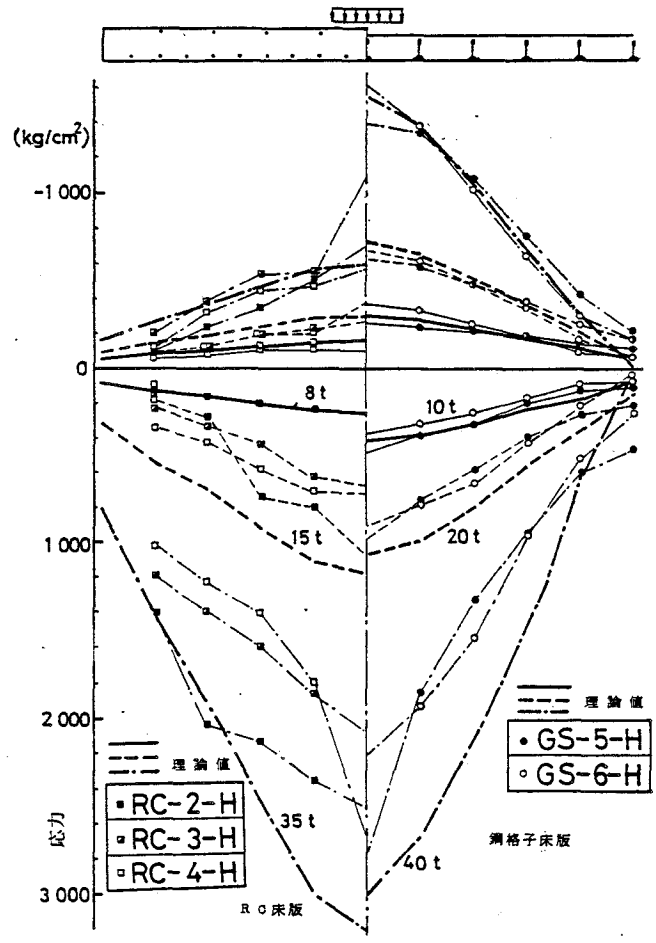
図－１２　載荷横断面のたわみの実験値と理論値．



図－１３　中間支承上における引張応力の実験値と理論値．



図－１４　載荷横断面における主部材の応力の実験値と理論値（線支持）．



図－１５　載荷横断面における主部材の応力の実験値と理論値（H桁支持）．

2-1-3　静的耐荷力

各供試体の最終破壊荷重を表－４にまとめた。破壊状況の１例はすでに図－５で示した。ＳＧではすべて押し抜きせん断破壊を呈した。ＲＣでは載荷板の小さい場合とＨ桁によって支持した場合に押し抜きせん断破壊を呈し，単純支持した場合には中央支承上で版幅全体ではり的なせん断破壊を呈した。

表－４中には破壊荷重の計算値も記した。ＲＣ床版では第２編で提案した押し抜きせん断耐荷力式（２）および式（７）で算定した結果と，はりとしてのせん断破壊荷重の計算値を示した。

（１）　ＲＣ床版の結果

RC-1-S，RC-1-Hは配力鉄筋の間隔が大きいため３つのどの計算値よりも小さな荷重で押し抜けた。RC-2-S～RC-4-Sは式（７）によるものとはり破壊の中間的な結果となり，載荷板の中央支承側の局部破壊が先行し式（７）よりも小さくなった。

Ｈ桁支持の場合，中央支承部の折り曲げ筋がせん断耐力に寄与したため，載荷板下の完全な押し抜きせん断破壊を呈し耐荷力が向上した。ただし，載荷板が大きいRC-2-H～RC-4-Hでは中央支承側の載荷板端に荷重が集中し，式（２）と式（７）の中間的な値となった。

表－４　各供試体の最終破壊荷重，

ＲＣ床版							鋼格子床版				
供試体	載荷板	破壊荷重実験値(t)	破壊型式	計算値①(t)	計算値②(t)	計算値③(t)	供試体	載荷板	破壊荷重実験値(t)	破壊型式	計算値④(t)
RC-1-S	0	30.0	A	54.5	44.6	46.8	SG-1-S	0	43.5	A	52.8
							SG-2-S	0	42.5	A	45.9
							SG-3-S	0	43.5	A	54.0
RC-2-S	P	45.0	B	68.5	56.1	46.8					
RC-3-S	P	37.5	B	66.8	54.9	45.9	SG-5-S	P	60.0	A	64.1
RC-4-S	P	52.5	B	68.5	56.1	46.8	SG-6-S	P	69.5	A	73.2
RC-1-H	0	29.0	A	54.9	44.8	-	SG-4-H	0	50.0	A	52.1
RC-2-H	P	62.5	A	70.9	57.6	-					
RC-3-H	P	67.5	A,B	71.4	57.9	-	SG-5-H	P	70.0	A	70.0
RC-4-H	P	67.0	A,B	71.4	57.9	-	SG-6-H	P	75.0	A	79.6

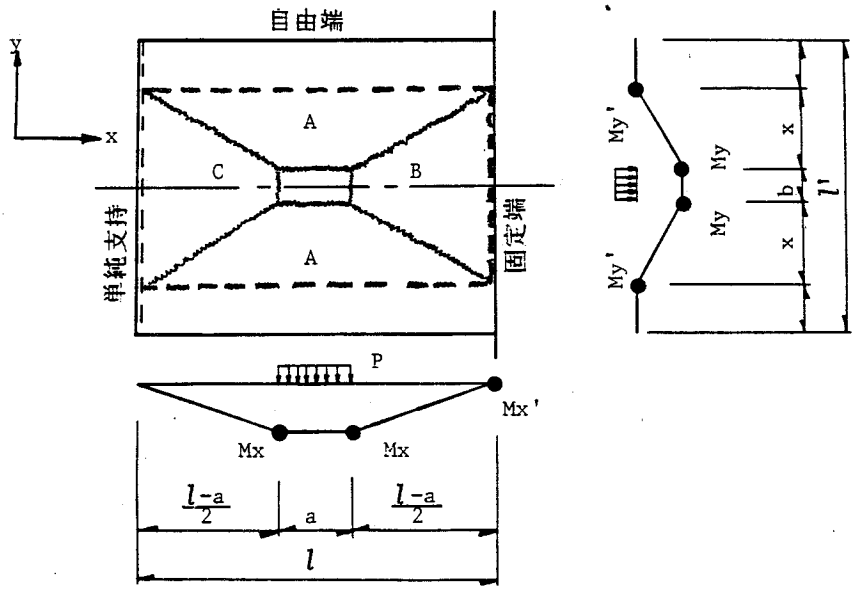
注：　0：20×50cm，　P：30×60cm，
A：載荷板下の押し抜きせん断破壊，
B：中央支承上で全幅でのせん断破壊，
計算値①：第２編の押し抜きせん断耐荷力式(２)による，
計算値②：　　同上　　修正式(７)　による，
計算値③：はりとしてのせん断破壊荷重，
計算値④：降伏線理論による．

（2）　鋼格子床版の結果

鋼格子床版はすべて押し抜きせん断破壊であったと述べたが，この破壊の前にすでに載荷板下にある３～５本のＩ形鋼が塑性化し，これらが連続桁の曲げ破壊のように，中間支点上と両載荷点で塑性ヒンジが形成された曲げ崩壊とも考えられる。

この格子床版は複雑な構造のため厳密な耐荷力算定は困難である。ここで近似的ではあるが降伏線理論/13/によって評価を試みた。

降伏線理論を適用するに当たり，種々の降伏線パターンが考えられるが，鋼格子床版は直交異方性の高い床版であるため，ファン型の降伏線は考えられない。よって図－１６に示すような降伏線パターンに固定した。



図－１６　鋼格子床版の降伏線パターン．

図－１６に示した諸値を用いると破壊荷重Ｐは次式で表わされる。

$$P = 2(M_y + M'_y)\frac{l}{x} + 2(2M_x + M'_x)\frac{2(b+2x)}{l-a} \qquad (5)$$

ここに，

$$x = \sqrt{\frac{(M_y + M'_y)\,l\,(l-a)}{4\,(2M_x + M'_x)}}$$

Mx，Mx’：ｘ軸に直角な断面に作用する正および負の降伏モーメント，ここではＩ形鋼断面に作用する。

My，My’：ｙ軸に直角な断面に作用する正および負の降伏モーメント，

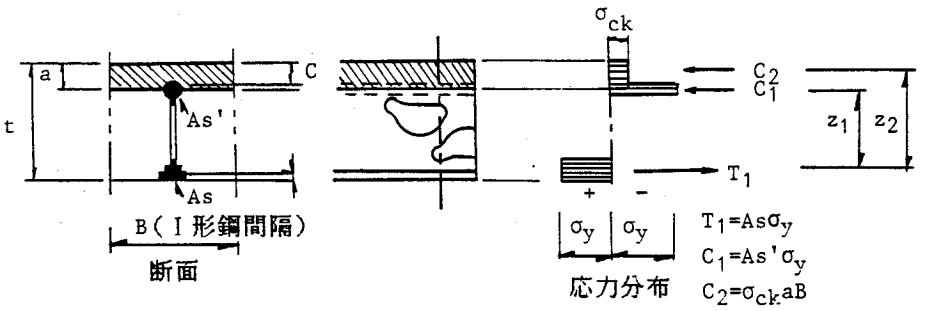
ａ，ｂ　：載荷板の寸法，

l，l'　：床版支間および床版幅。

さて，Mx（M'x）およびMy（M'y）は次のように仮定して求められる。

1）I形鋼断面の正の降伏モーメント

図－17のような塑性状態下における応力分布を考える。



図－17　有効断面と応力分布.

(イ) As > As' のとき

$$T_1 = A_s\sigma_y \quad , \quad C_1 = A'_s\sigma_y$$

$$C_2 = \sigma_{ck}\cdot a\cdot B = (A_s - A'_s)\sigma_y$$ と仮定する。

この結果，単位幅当たりの降伏モーメントは

$$M_x = (C_1\cdot z_1 + C_2\cdot z_2)/B \qquad (6)$$

(ロ) As ≦ As' のとき

この場合I形鋼の上フランジ部分は中立軸付近にあり塑性化せず，また，発生応力は小さいと仮定する。

よって，

$$C_1 = 0$$

$$T_1 = A_s\sigma_y$$

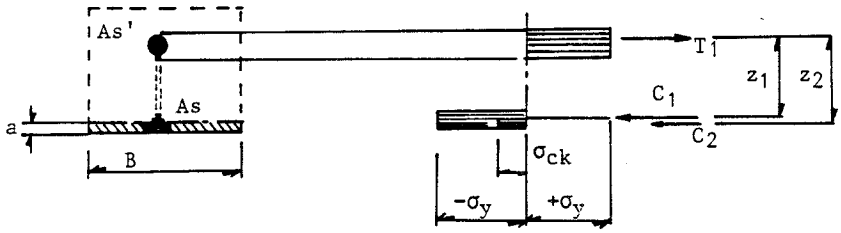
$$C_2 = \sigma_{ck}\cdot a\cdot B = A_s\sigma_y$$

となり，T1 とC2 によるモーメントのみ考えればよい。

$$M_x = C_2\cdot z_2 / B = T_1\cdot z_2 / B \qquad (7)$$

2）I形鋼断面の負の降伏モーメント

図－18のような塑性状態を仮定し，1）と同様に考えればよい。



図－18　有効断面と応力分布.

1）と同様に考えれはよい

(イ) $A_s' > A_s$ のとき

$$T_1 = A_s'\sigma_y \quad , \quad C_1 = A_s\sigma_y$$
$$C_2 = \sigma_{ck}\cdot a\cdot B = (A_s' - A_s)\sigma_y$$

$$\therefore \quad M_x' = (C_1\cdot z_1 + C_2\cdot z_2)/B \qquad (8)$$

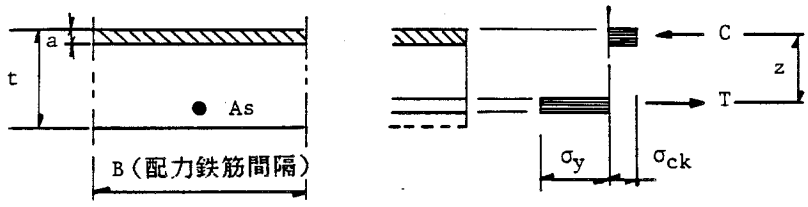
(ロ) $A_s' \leqq A_s$ のとき

$$T_1 = A_s'\sigma_y$$
$$C_2 = \sigma_{ck}\cdot a\cdot B = A_s'\sigma_y$$

$$\therefore \quad M_x = C_2\cdot z_2/B = T_1\cdot z_2/B \qquad (9)$$

3）配力鉄筋断面の正・負の降伏モーメント

一般に，配力鉄筋断面は上側・下側とも同じ鉄筋径で等間隔に配筋されるため，上下鉄筋が同時に降伏せず，図－19のように圧縮側コンクリートの圧壊応力と同時に引張側鉄筋のみ降伏する塑性状態と仮定する。



図－19　有効断面と応力分布.

よって，正・負曲げモーメントとも次式のようになる。

$$T = A_s\sigma_y = C = \sigma_{ck}\cdot a\cdot B$$

$$\therefore \quad M_y = M_y' = T\cdot z = C\cdot z \qquad (10)$$

ただし，負モーメントの場合，Zは小さくなる。

以上のような降伏モーメント式で各供試体の４種の降伏モーメントを計算し，式（５）によって求めた耐荷力が表－４の計算値④ である。SG-1-S，SG-3-S以外では実験値に非常に近い計算値となった。SG-1-S，SG-3-Sでは，載荷板が小さいため，計算通りの荷重の横分配が得られず，配力鉄筋断面においてせん断による局部破壊が先行したものと考えられる。

（３） 耐荷力の比較

さて，鋼格子床版の静的耐荷力は，表－４で明らかなように，試験条件がほぼ等しいＲＣ床版の耐荷力を上回り，主部材Ｉ形鋼の効果が大きいことが認められる。

本試験供試体は床版厚13cmながら，設計輪荷重（衝撃を含め約11ｔ）に対しては３～６倍の静的耐荷力を有し，現行の設計指針案で示されている最小厚16cmを守るならばさらに大きな耐荷力を発揮すると考えられる。よって，格子床版では一般的に静的耐荷力の照査は省略してよいと思われる。

２－２　繰返し荷重下における弾性挙動

板の挙動は直交２方向の剛性比，ねじり剛性によって特徴づけられるため，これらを調べることが板の挙動を調べることと同義となる。

2-2-1　実橋床版の板挙動

この床版は昭和４６年に千葉県長浦の国道14号線において土木研究所と千葉国道工事事務所が関門橋床版の調査用に試験施工したものである。施工後５年の供用の後，経年変化の調査が計画され，土木研究所では幅60cmの梁供試体を切り出し，Ｉ形鋼方向，配力鉄筋方向の残留剛性が調べられた。著者は2.1m×2mの板供試体を用いて残留剛性，余寿命を調べることになった。

提供を受けた床版の概要は図－２０，表－５に示す通りであった。切り出し位置はほぼ支間中央であった。図－２０に示したように，周辺のコンクリートおよび一部のアスファルト舗装が欠落しており，このままでは実験を行えないので，欠落部に早強コンクリートを打ち足した。また 2cm厚のアスファルト舗装はつけたまま実験することにした。供試体は３体(UG-1～3) である。

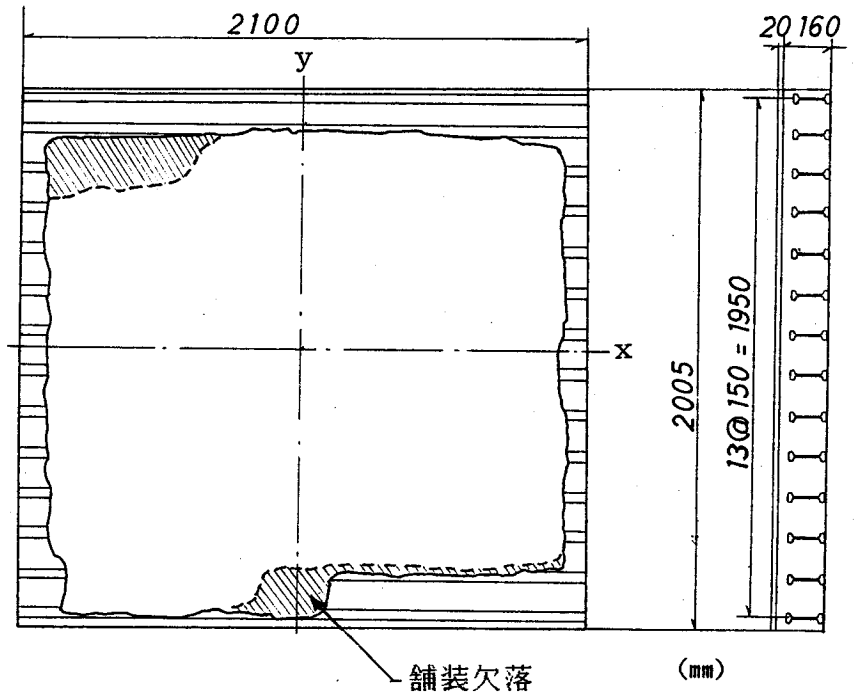
なお，比較のため，実橋切り出し版と同配筋，同寸法の新規に製作した床版２体(NG-1, 2)も試験した。新規床版の材料特性を表－６に示した。なお，供試体および試験状況を写真－１～３に示す。

（１）土木研究所梁供試体の結果

土研では図－２１に示すように幅60cm，スパン2mで２点載荷の実験が行われた。供試体は舗装を取り除いたＩ形鋼方向のＡシリーズ２体，舗装を付けたままのＤシリーズ２体，および，舗装のない配力鉄筋方向のＢシリーズ２体の計６体である。

これらの実験から以下の３つの結果が得られた。

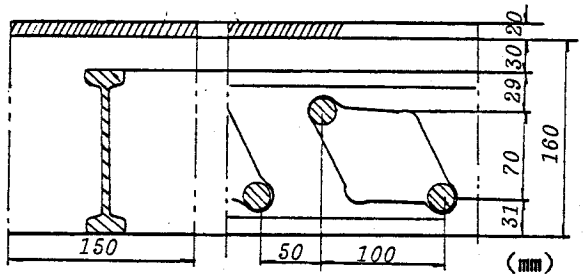
ａ）　実測たわみの評価から，主部材方向の残留剛性は2300cm^4 /60cm である。これに対し，コンクリートのｎ値を実測の15として引張側コンクリートを無視した断面剛性で計算すると2114cm^4 /60cm となり，上記から引張側コンクリートの一部が有効に働いていると推定できる。



(a) 外形寸法

I 形鋼の断面諸量

充腹部	孔あき部
$A=14.1\ cm^2$	$A=11.5\ cm^2$
$I=352.2\ cm^4$	$I=331\ cm^4$
	$z_u=49.2cm^3$
	$z_l=52.8cm^3$



主部材断面　　配力鉄筋断面

(b) 断面詳細

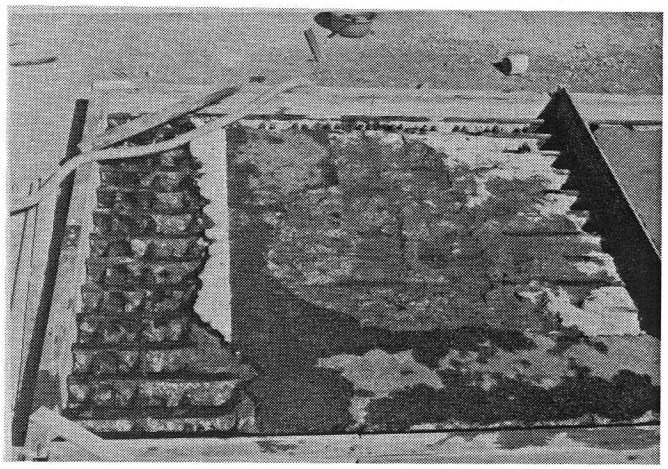
図－２０　実橋切り出し版の概要.

表－５　実橋切り出し版の諸元,

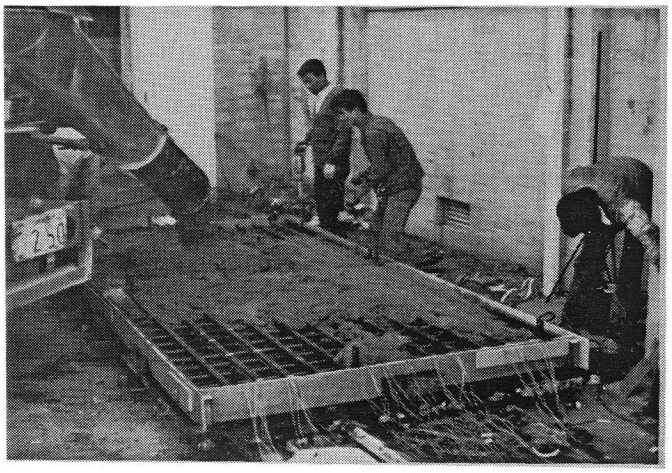
供用期間	1971年 3月～1976年 3月
通過交通	10,000～15,000台／日（推定）
床版支間	4 m
床版厚	16cm(軽量コンクリート　n=15)
舗装	2cm厚　アスファルト舗装
主部材	高さ・13cm,　間隔・15cm
配力鉄筋	D19 間隔上下とも15cm
ひびわれ状況	格子状ひびわれ

表－６　新規床版の材料特性,

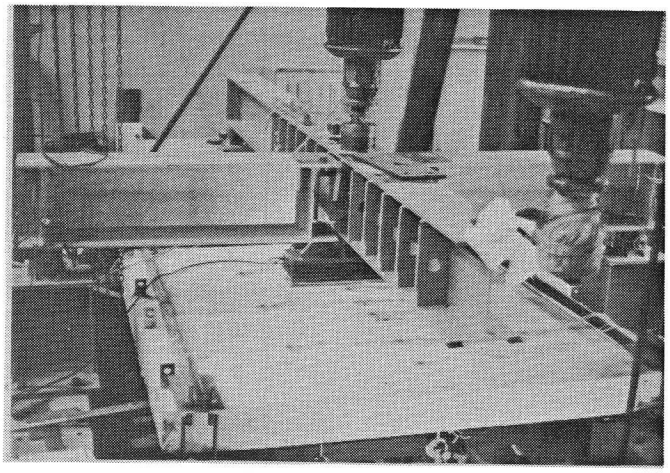
床版厚	１６cm
コンクリート	早強コンクリート $Ec=0.244\times10^5\ kg/cm^2$,　n=8.6
配力鉄筋	D19　$Es=2.1\times10^6\ kg/cm^2$
I 形鋼	SS41相当, $\sigma_Y=2950\ kg/cm^2$ $\sigma_B=4460\ kg/cm^2$



写真－１　実橋切り出し床版.



写真－２　新規床版のコンクリート打設.



写真－３　載荷状況.

b）　配力鉄筋方向の残留剛性は 800cm^4 /60cm であった。引張側コンクリート無視の計算値は 799cm^4 /60cm でこの断面剛性は計算通りの断面剛性になっていたと考えられる。

c）舗装の影響はAシリーズ，Dシリーズのたわみ比から求まる。

実測値の比W_D/W_Aは1.12であった。

この実測値から舗装がどのように剛性に寄与しているか評価を試みた。鋼と舗装のヤング係数比を25とし，床版と合成していると考えると，ひずみ結果とよく一致した。この合成効果の考えと，a）の結果による有効コンクリートを考慮して，ひずみ結果からも断面二次モーメント比を計算すると$I_A/I_D=1.14$となり，たわみによる結果とよい一致を見た。よって，舗装はn＝25として床版と合成されて影響を及ぼしていると結論できる。

以上から，本床版のＩ形鋼断面の断面二次モーメント（Ｉｘ）と配力鉄筋断面の断面二次モーメント（Ｉｙ）による板剛性比は次の通りであった。

舗装なしの場合　　Ｉｙ／Ｉｘ＝　0.36，

舗装つきの場合　　Ｉｙ／Ｉｘ＝　0.38。

２）著者の土研床版・板型式供試体の結果

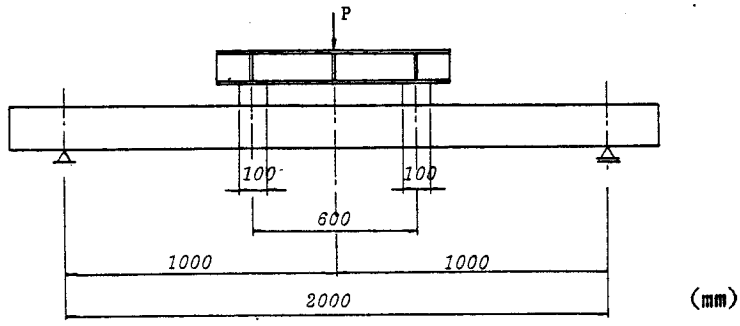
UG-1～3 に表－７に記した最大荷重を載荷し，たわみ・Ｉ形鋼のひずみを測定し残留剛性を調べた。新規床版(NG-1～2)については表－８に示した荷重範囲で，図－２２に示した３点の載荷点で20万回ずつの移動繰返し載荷を行い，床版下面に一様ひびわれを発生させ，ひびわれが出尽した状態下の板挙動を調べた。

さて，板挙動の特性は第２編でも述べたように，床版スパン中央における配力鉄筋方向の載荷横断面下のたわみ・ひずみ等の分布に明瞭に現われる。

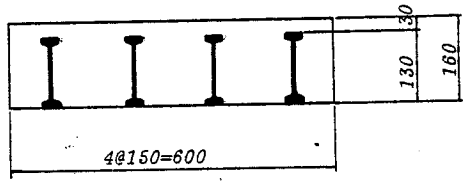
よって，次の手順で検討することにした。

a）　たわみおよびＩ形鋼下フランジのひずみの横断方向の分布を理論値の分布と比較する。ただし，まだ実断面剛性が未知であるので，中央の最大値を１とした比の分布で比較する。そして，実測値と一致する板剛性比を求める。

b）　板剛性比がわかると，直交２方向のうち１方向に仮定の実剛性を与え，たわみ．ひずみの理論値を計算し，実験値との比を求める。この比と仮定剛性の積が正しい剛性である。一方が求まるとａ）の板剛性比から残りの方向の剛性が決定できる。

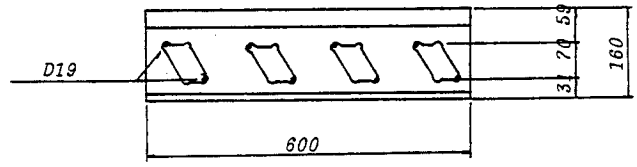


(a) 載荷方法



A-1,2 舗装なし　D-1,2 舗装あり

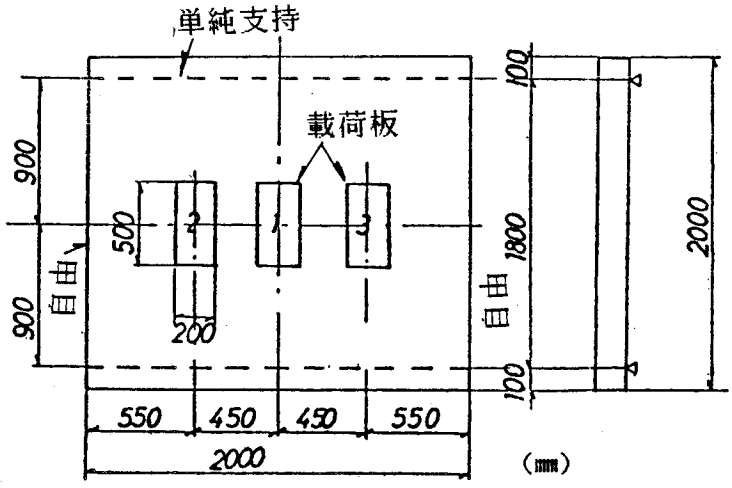
(b) 主部材方向の供試体



B-1,2

(c) 配力鉄筋方向の供試体

図－２１　土研のはり実験の概要.



図－２２　新規床版における載荷方法.

表－７　実橋採取床版の載荷荷重.

供試体	最大荷重	最小荷重	繰返し回数（万回）
UG-1	16t	2t	186 （破壊せず）
UG-2	20t	2t	200 （破壊せず）
UG-3	24t	2t	300 （破壊せず）

注：初期静的試験後，床版中央で繰返し載荷

表－８　新規床版における載荷荷重.

供試体	最大荷重(t)		最小荷重(t)	載荷方法
	Point ①	Point ②③		
NG-1	24	20	2	各載荷点で20万回づつ，破壊または 200万回まで
NG-2	28	24	2	

注：載荷順序 ①-②-③-①-②-③・・・・・とした

次に結果を述べる。

図－２３，２４にＵＧシリーズ，ＮＧシリーズの床版支間中央横断面におけるたわみ比分布を示す。図－２５，２６は両シリーズのＩ形鋼下フランジのひずみ分布である。これらの図でプロット点は実験値で，曲線はHuber 式による直交異方性板の理論値であり，板剛性比を 0.2～0.6 に変えた。これらの理論曲線と実験値を比較して試験床版の板剛性比が推定できる。比較は各供試体毎に行えばよいが，測定値にバラツキがあり，評価が困難なため，シリーズ毎に行うことにした。

さて，たわみ比分布から，次のように板剛性比が推定できた。

ＵＧシリーズ　　Ｉｙ／Ｉｘ ＝ 0.3,

ＮＧシリーズ　　Ｉｙ／Ｉｘ ＝ 0.2。

一方，ひずみ比分布からは，

ＵＧシリーズ　　Ｉｙ／Ｉｘ ＝ 0.4,

ＮＧシリーズ　　Ｉｙ／Ｉｘ ＝ 0.3。

上記結果でわかるように，たわみによる推定結果は各シリーズともひずみによる推定より 0.1小さくなった。この原因は試験床版を支承上に直接載せたため，下面の不陸によって支点沈下したためと思われる。図－２７と２８に床版中央の縦断面におけるたわみの実測値と理論値の分布状況を示したが，各測定点で理論値と実験値との差がほぼ一定で，実験値のたわみ分布形状は理論値のたわみ分布を平行移動したものであると判明した。よって，たわみによる推定は信頼性に乏しいと思われる。ひずみに対してこの支点沈下の影響は小さいと考え，ひずみによる結果を採用する。

次に，たわみ，ひずみの最大値について比較を行う。

両者の理論値を，上で得られた板剛性比，すなわち，ＵＧではＩｙ/Ｉｘ ＝0.4 ，ＮＧではＩｙ/Ｉｘ ＝0.3 と仮定し，Ｉ形鋼断面に，ＵＧシリーズでははり実験からの実剛性を，ＮＧシリーズには引張側コンクリート無視の実剛性を与えて計算した。たわみの実験値は支点沈下が認められたので，各供試体とも1/4 点の実験値と理論値を等しくさせ，支間中央の最大値を補正した。

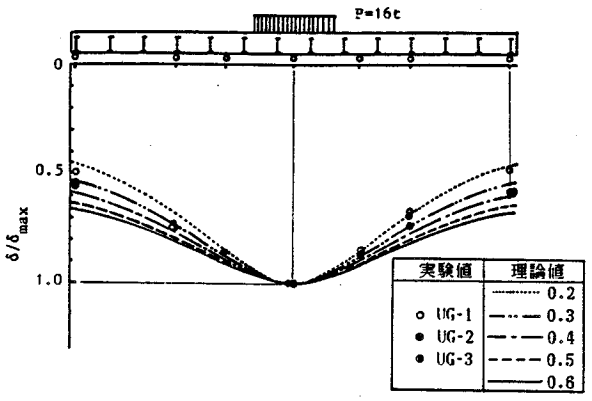
最大たわみに関して，表－９を得た。ＵＧシリーズの実験値は理論値の約88％と小さくなった。一方，ＮＧシリーズでは平均値と理論値との比が約 103％でほぼ理論値と一致し

た。ＵＧシリーズの低下はこのシリーズの理論値算出において舗装を考慮しなかったためである。(1) の土研におけるはり試験結果において，舗装を除去したＩ形鋼断面の断面二次モーメント（Ｉｘ）は2390cm^4 /60cm で，舗装をつけたものが2738cm^4 /60cm であり，この両者の比が約0.88となっている。この数値と上記の数値は全く一致した。

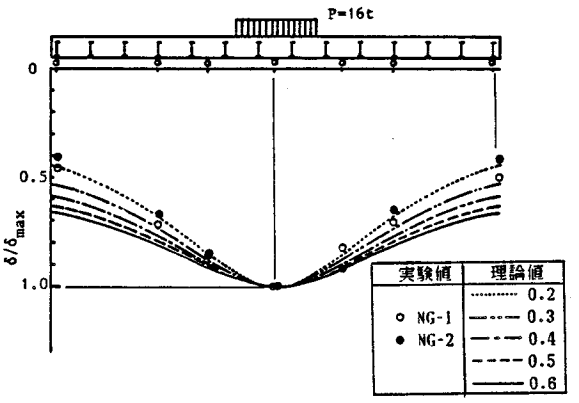
よって，ＵＧシリーズはたわみ最大値からはＩｙ/Ｉｘ =0.4 と考えてよい。一方，ＮＧシリーズは 0.3である。

Ｉ形鋼下フランジの最大ひずみは表－１０の通りであった。この理論値にはすでに舗装を考慮した。さて，ＵＧシリーズの実測値は平均して理論値の約95%で若干小さいと言えるが，ＵＧ－３では理論値を越えている。一般にひずみは局部的なものであり，この程度ならば一致していると言えるだろう。ＮＧシリーズはほぼ一致するが若干大きい。この傾向はたわみと同様であった。

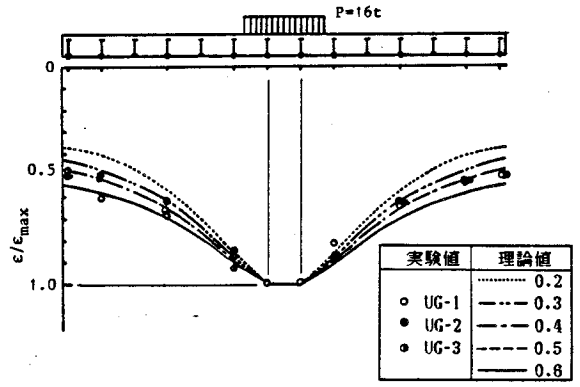
よって，ＵＧシリーズの板剛性は 0.4と判断できる。ＮＧシリーズでは板剛性比は 0.3よりも若干小さいと考えてよいだろう。



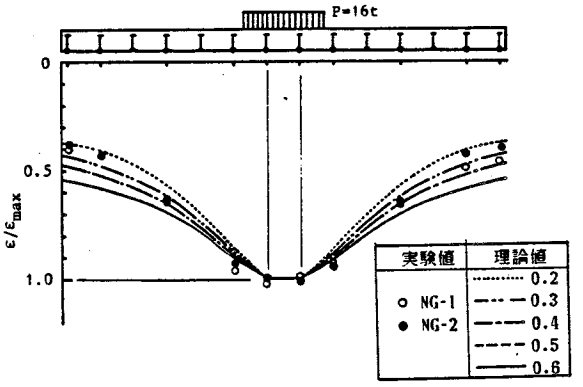
図－２３　ＵＧシリーズのたわみ分布
（Ｐ＝１６ｔ）.



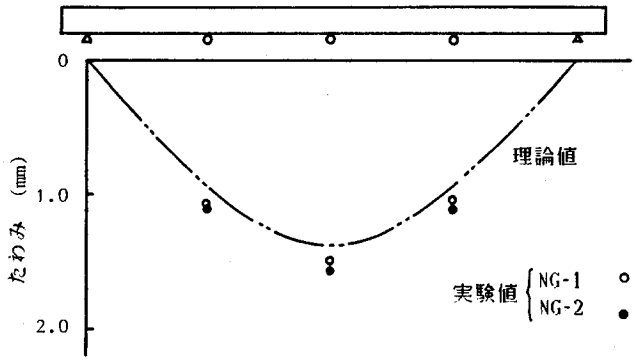
図－２４　ＮＧシリーズのたわみ分布
（Ｐ＝１６ｔ）.



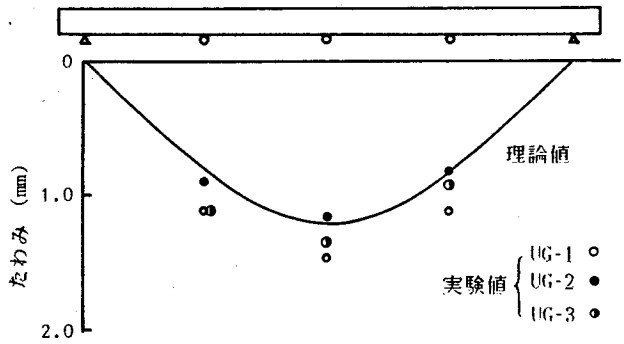
図－２５　ＵＧシリーズのＩ形鋼
下フランジのひずみ分布.



図－２６　ＮＧシリーズのＩ形鋼
下フランジのひずみ分布.



図－２７　ＵＧシリーズ床版中央縦断面のたわみ分布.



図－２８　ＮＧシリーズ床版中央縦断面のたわみ分布.

表－９　最大たわみの比較(mm),

供試体	実測値	理論値	板剛性比
UG-1	1.18	1.33	0.4
UG-2	1.16	1.33	
UG-3	1.17	1.33	
NG-1	1.38	1.35	0.3
NG-2	1.41	1.35	

表－１０　最大ひずみの比較（μ）,

供試体	実測値	理論値	板剛性比
UG-1	331	356	0.4
UG-2	321	356	
UG-3	361	356	
NG-1	441	444	0.3
NG-2	472	444	

表－１１　板剛性比の結果,

要因 / 供試体	はり試験	板試験			計算
		ひずみ比分布	たわみ最大値	ひずみ最大値	
ＵＧシリーズ	0.38	0.4	0.4	0.4	0.41
ＮＧシリーズ		0.3	0.3	0.3	0.41

（3）　まとめ

土研のはり試験結果，および，著者の版試験結果から得られた板剛性比を表－１１にまとめた。

表中の計算の欄は床版の直交２方向とも完全に引張側コンクリートを無視した剛性で算出した結果である。ただし，ＵＧシリーズは舗装を考慮した。

この表から，ＵＧシリーズの板剛性比はほぼ計算値と一致していると考えられる。一方，ＮＧシリーズは約 0.1低下した。この原因として，ＮＧシリーズには大きな荷重を載荷したためと推定している。鋼格子床版では厚さの薄いコンクリート中にＩ形鋼を入れるため，ウェブ側面とコンクリートとの付着が切れやすい。荷重が大きいとＩ形鋼全高にわたって付着が切れて，同じ高さまでひびわれが入ったものと同様になり，配力鉄筋断面の剛性が計算値より低下し，板剛性比が低下した。（１）の土研の実験において，主部材方向に関しては引張側コンクリートがまだ一部有効に働いていると判定されたのに対し，配力鉄筋方向ではほぼ計算通りの剛性に低下していたという結果からも，鋼格子床版では配力鉄筋断面の剛性低下速度が速い傾向があることがわかる。

以上から，結論として，鋼格子床版におけるコンクリートのひびわれ後の弾性挙動は，一般的に引張側コンクリート無視の剛性を用いた直交異方性板理論値で説明できるとの示唆を得た。そして，この剛性評価式としては Huberの提案式が適用できる。ただし，荷重が大きい場合，配力鉄筋断面の剛性は引張側コンクリート無視の理論値よりも低下する傾向が見られる。

2-2-2　移動繰返し荷重を受けた床版の板挙動

本床版が繰返し荷重をうける場合の異方性をさらに調べるため，配筋量，床版厚，床版寸法を変えて実験を行った。試験方法として，ひびわれを版全域で一様に発生させるため，３点の載荷点を設置し多点移動繰返し載荷法を採用した。

供試体は図－２９に示すように外型寸法3m×2m，床版支間1.8mは一定とし，床版厚16cmでＩy/Ｉx ＝0.45のＡタイプ，同じく厚さ16cmでＩy/Ｉx ＝0.26のＢタイプ，および，床版厚18cmでＩy/Ｉx ＝0.47のＣタイプの３種である。Ｃタイプは主部材方向にＩ形鋼と鉄筋を併用した新しい構造である。使用材料の特性は表－１２に示すとおりで，この特性を用いた断面諸量は表－１３のようになった。

各供試体の載荷位置は図－２９(a),(b) に示した３点であり，１載荷点で20万回ずつ載荷し，順次載荷点を移すが，その順序は表－１４の通りとした。全繰返し回数 180万回以降はＩ形鋼が破壊するまで，あるいは， 300万回まで中央の載荷点で一定点載荷を行った。

ここでは板特性に関する結果だけを述べる。

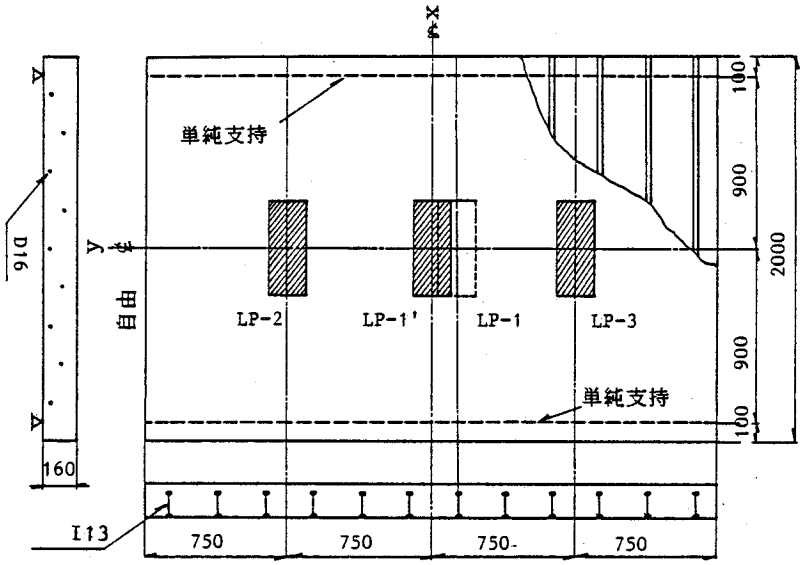
１）　コンクリートのひびわれ

図－３０，３１に代表的なひびわれパターンを示した。いずれの供試体でも床版上面にもひびわれが現われた。

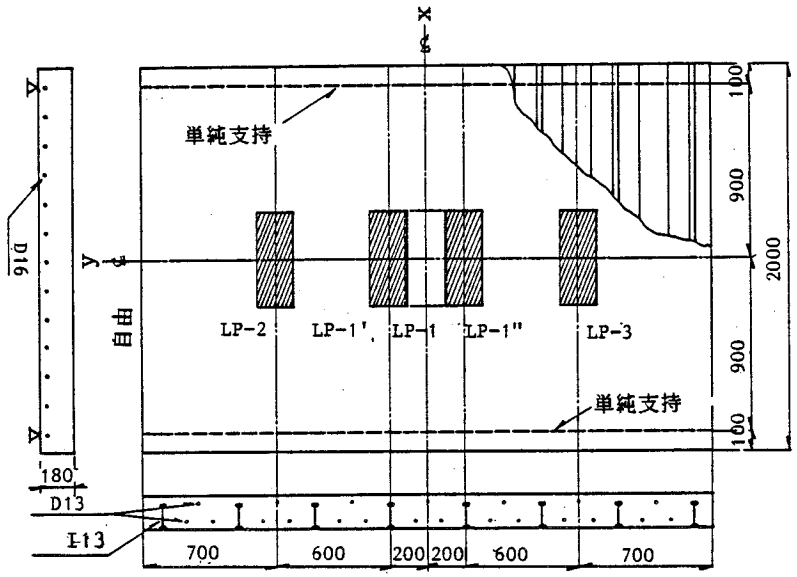
床版下面にまず着目する。各供試体とも初期静的載荷おいてほとんどすべてのＩ形鋼にそってひびわれが発生し，Ｉ形鋼とコンクリートとの付着のないことが裏付けられた。繰返し荷重を載荷するとＩ形鋼に直角にひびわれが発生し，移動繰返しが一巡するＮ＝60～80万回の中でほとんど発生し尽し，その後の発生は見られない。

床版上面は最初の中央載荷点ではひびわれは出なかったが，荷重を移動するＲＣ床版と同様にＩ形鋼方向にひびわれが発生した。このひびわれはほとんどＩ形鋼の位置であり，やはり付着の切れやすい所に発生している。床版厚を 2cm厚くしたＣタイプではこのひびわれは床版中央部にのみ発生し，版端までは到達しなかった。床版厚を 2cm厚くしたため，ねじりせん断抵抗が増加した結果である。中央部のひびわれは配力鉄筋断面に働く垂直せん断力によって発生したものと思われる。ただし，全供試体とも約19ｔという大きな輪荷重を載荷したためひびわれ発生も早いことに注意しておく必要はある。

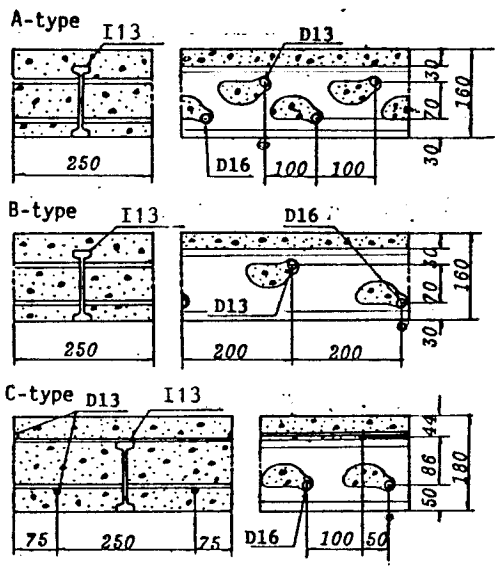
２）　最大たわみと最大ひずみの変化状況



図－２９(a)　供試体Ａ，Ｂの概要と載荷位置．



図－２９(b)　供試体Ｃの概要と載荷位置．



図－２９(c)　各供試体の断面詳細．

表－１２　材料特性，

供試体	A－1，B－1，B－2	C－1，　C－2
コンクリート	σ_{ck} =339 kg/cm^2 Ec =2.24×10^5 kg/cm^2	σ_{ck} =238 kg/cm^2 Ec =1.97×10^5 kg/cm^2
I形鋼	σ_y = 2950 kg/cm^2　σ_t = 4460 kg/cm^2 E =2.14×10^6 kg/cm^2	
配力鉄筋	σ_y = 3600 kg/cm^2　σ_t = 5117 kg/cm^2 E =2.08×10^6 kg/cm^2	

表－１３　板剛性，

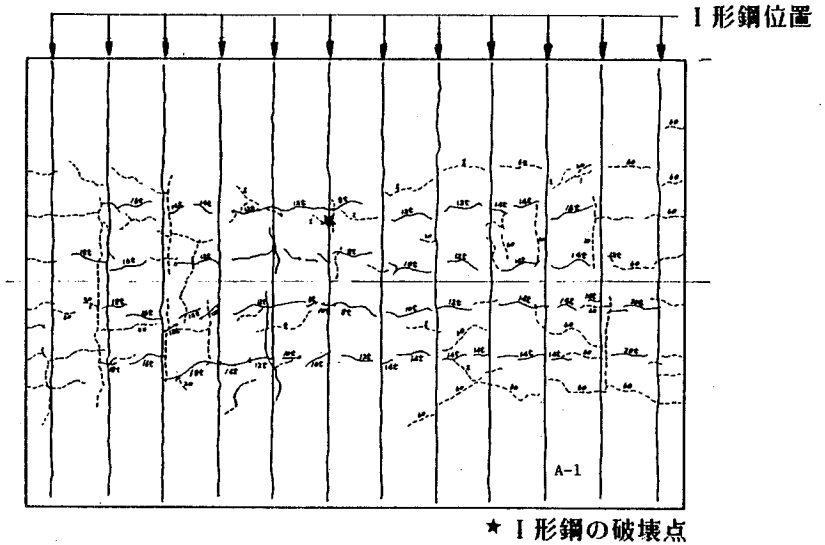
	Dx (10^{6}kg•cm)	Dy (10^{6}kg•cm)	D1 (10^{6}kg•cm)	Dxy(10^{6}kg•cm)
A－タイプ	51.869	22.578	5.704	14.259
B－タイプ	51.869	13.249	4.369	10.923
C－タイプ	56.857	26.543	6.475	16.187

注：Dx,Dy,D1,Dxyは Huberの提案式による

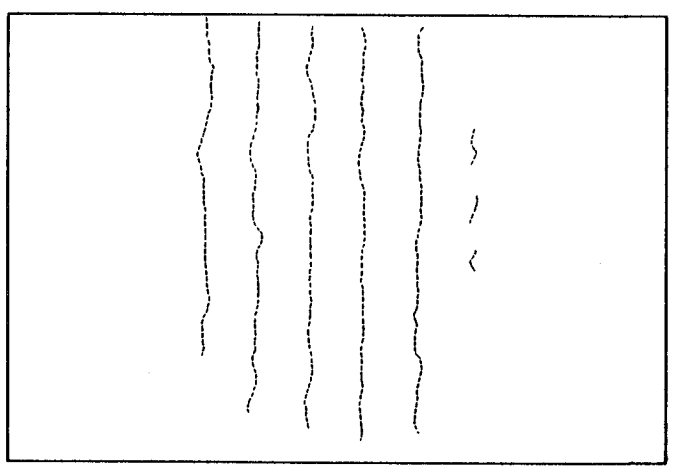
表－１４　載荷荷重と載荷順序，

供試体	最大荷重	最小荷重	載荷順序
A－1	19.06 t	2 t	LP1'-LP2-LP1'-LP3-LP1'--------
B－1	15.40 t	2 t	LP1-LP2-LP1-LP3-LP1----------
B－2	19.06 t	2 t	LP1'-LP2-LP1'-LP3-LP1'--------
C－1	19.06 t	2 t	LP1"-LP2-LP1'-LP1"-LP3-LP1'---
C－2	19.06 t	2 t	LP1-LP2-LP1-LP3-LP1----------

注：19.06tはA－１供試体でＩ形鋼が許容応力に達する荷重

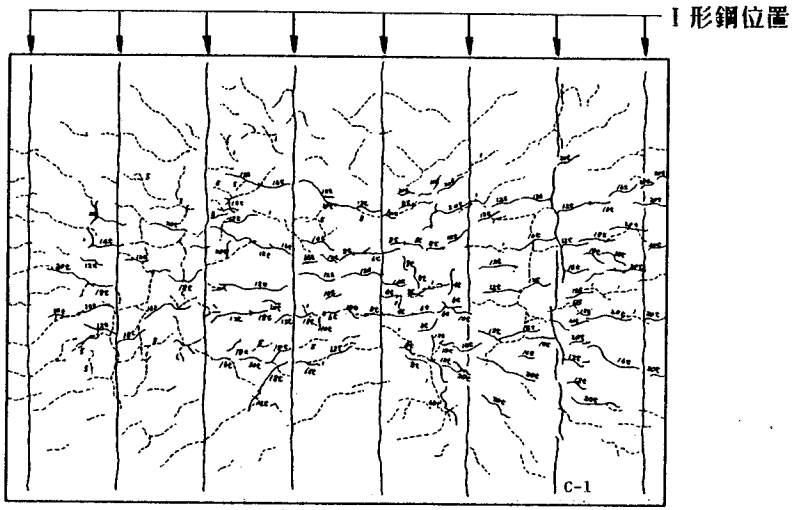


(a) 下面ひびわれ

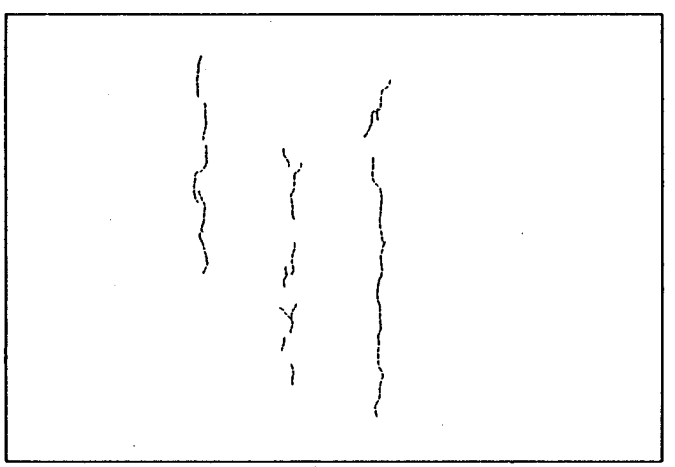


(b) 上面ひびわれ

図－３０　Ａ－１供試体のひびわれ状況.



(a) 下面ひびわれ



(b) 上面ひびわれ

図－３１　Ｃ－１供試体のひびわれ状況.

図－３２は床版厚中央部で載荷したときの荷重点下のたわみの繰返しに伴う変化状況を示したものである。図－３３はＩ形鋼下フランジの最大ひずみの変化状況である。

載荷荷重が大きいため，初期静的載荷時でＩ形鋼とコンクリートの付着が切れるとともに，Ｉ形鋼に直角な方向にひびわれが入り，たわみ・ひずみとも急増した。

中央載荷点における初期の繰返し載荷の間では増加は大きかったが，1万～20万回の間では顕著な増加はなく，約１万回で安定した状態になっていた。その後，移動繰返し載荷を行うと，版全域での配力鉄筋方向のひびわれ拡散のため再び増加する。しかし，移動繰返し２巡目（ 100万回～ 180万回）になると，増加度は低下した。この低下の傾向はひずみの方が顕著である。特に，荷重が小さい場合（B-1 供試体）や床版厚を２cm増加させた場合（C-1,2 供試体）には，たわみも増加しなかった。このことから，２巡目の終りでは本床版はすでに安定状態にあると判断できる。ただし，載荷荷重の大きいA-1,B-2 では２巡目でも増加の傾向があり，疲労が進行していると考えられる。

以上から，ひびわれ発生後の板挙動特性はほぼ安定した２巡目終了時（ 180万回）において調べればよいであろう。

３）　ひびわれ床版の板剛性比の評価

評価方法は2-2-1 と同様に，たわみ比分布，ひずみ比分布，および，たわみ・ひずみの絶対値の４種から行う。

ａ）　たわみ比分布による板剛性比の評価

図－３４（a)～(c）は２巡目の移動繰返し終了時（ 180万回）におけるたわみ比分布である。これらの図には直交異方性を変えた３本ないし４本の計算たわみ比分布曲線を併記した。

実験値はすべての点で誤差をもっているので，全測点の実験値と計算値との誤差が最小になるときの直交異方性度を求めればよい。結果は表－１５のように得られた。

やはり，荷重の大きい A-1と B-2の２体は計算値より異方性が低下し，配力鉄筋断面の剛性が計算値より低下していることが推定できる。他の２体はほぼ計算通りの異方性になっていると考えてよいだろう。

ｂ）　ひずみ比分布による板剛性比の評価

図－３６（a)～(c）に床版中央部載荷時における床版支間中央縦断面上のＩ形鋼フランジのひずみ分布を示した。たわみと同様に実験値と理論値の対応から，適合する板剛性比

が見い出される。ここで示したひずみ計算値はＩ形鋼間隔の全曲げモーメントと図－３５のようにＩ形鋼間隔の有効コンクリートと１本のＩ形鋼との合成断面からなる断面諸量から求めたものである。ただし，Ｉ形鋼下フランジのひずみはＩ形鋼方向の曲率だけに関係するので，計算ひずみは板解析による２方向のモーメントを用いた次式から求めた。

$$\epsilon_x = \frac{y}{E_s I_{vx}} \left(M_x - \frac{\nu}{\sqrt{\alpha}} M_y\right) \qquad (11)$$

ここに，υ　：コンクリートのポアソン比，

I_x　：図－３５の合成断面の断面二次モーメント，

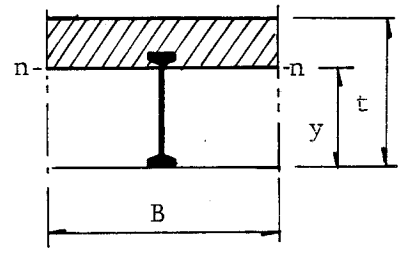
M_x　：Ｉ形鋼断面に作用する板曲げモーメント，

M_y　：配力鉄筋断面に作用する板曲げモーメント，

α　：直交２方向の板剛性比＝I_y/I_x，

E_s　：鋼のヤング係数，

y　：中立軸からＩ形鋼下フランジ外縁までの距離。



図－３５　ひずみ計算用の合成断面.

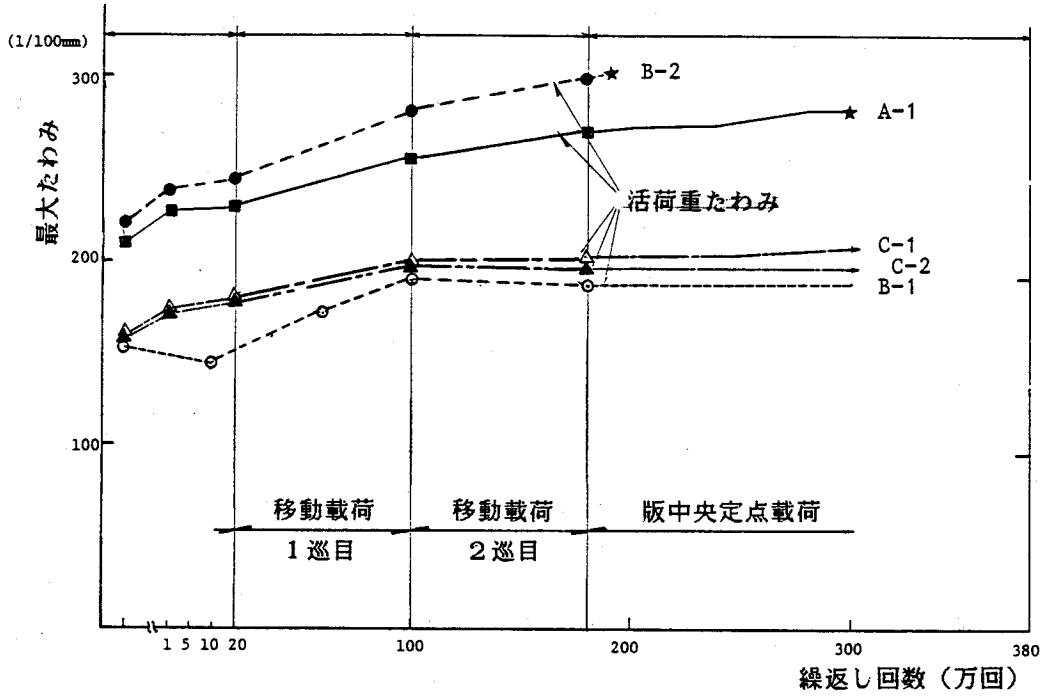
さて，ひずみ比分布からの 180万回時における板剛性比は表－１６のように評価できた。たわみによる評価とほぼ同じと言える。しかし，ひずみからの評価は各測定点でバラツキが大きいため，たわみのような明瞭な判定はむずかしい。

c）　たわみ・ひずみの絶対値からの実剛性の評価

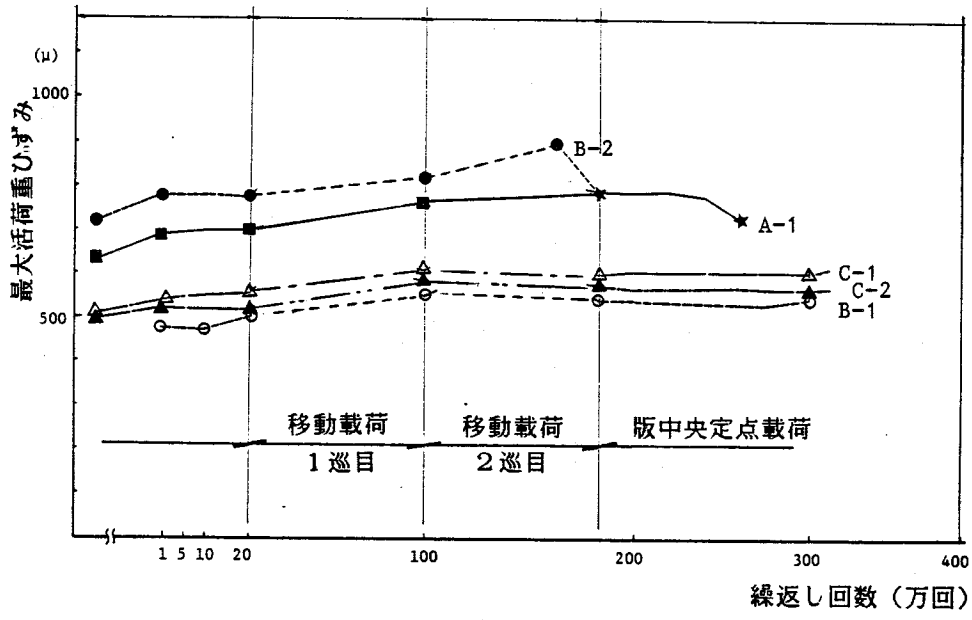
次に，たわみとひずみの最大値に着目する。表－１７に床版中央の実たわみ・実ひずみ，および，たわみ比分布で判定した板剛性比による計算値も示した。ただし，まだ実剛性が未定のため，Ｉ形鋼断面に引張側コンクリート無視の仮定剛性を与えた。

A-1，B-2では実測たわみ，ひずみとも計算値を上回り，一方，B-1，C-1，C-2 では実験値は計算値以下であった。このことから，A-1，B-2の実ひびわれ深さは計算の仮定よりも深く，B-1，C-1，C-2 では浅いと推定できる。これらの結果から実剛性を評価しなければならない。

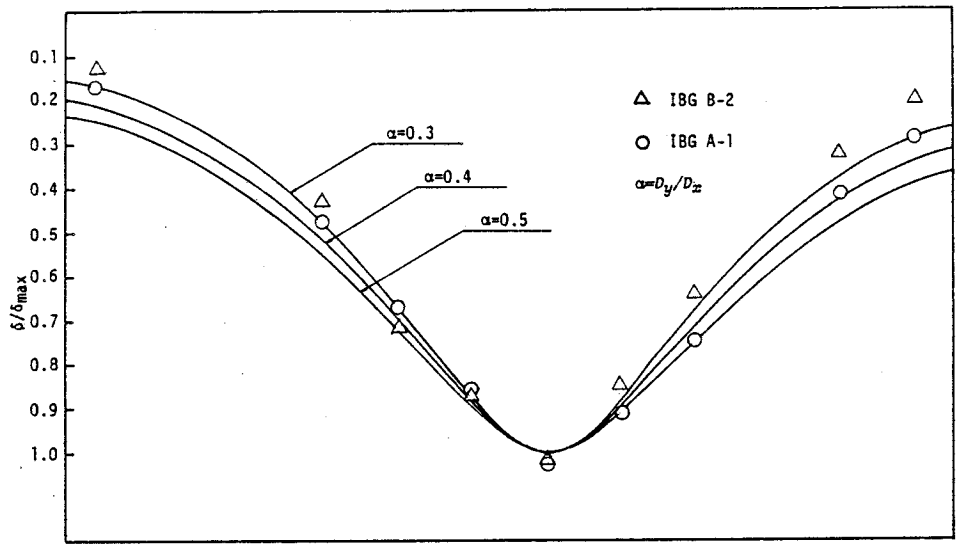
ここで，まず表－１７に示したたわみとひずみで実験値の計算値に対する比が異なっていることに注目する必要がある。両者の比が異なるのは，Ｉ形鋼断面とともに配力鉄筋断面も計算ひびわれ深さと異なっているためと思われる。そこで，たわみに関する実験値／計算値が正しいものと仮定して，Ｉ形鋼断面の剛性を評価し，コンクリートの有効高さを求める。このように決定した断面の中立軸と断面二次モーメントから下フランジのひずみを求め，実験値との適合性を調べる。この適合性が良ければ，上記Ｉ形鋼断面が実断面と



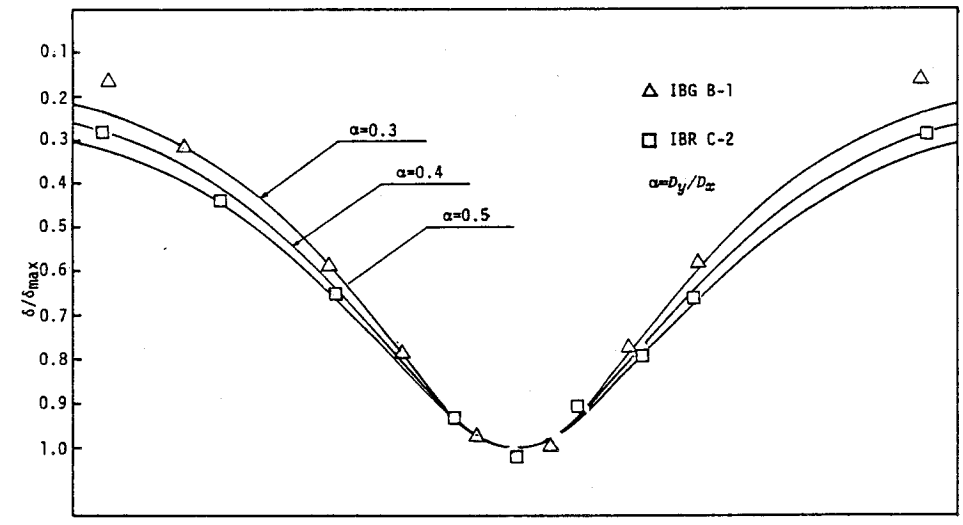
図－３２　床版中央点の最大活荷重たわみ変化.



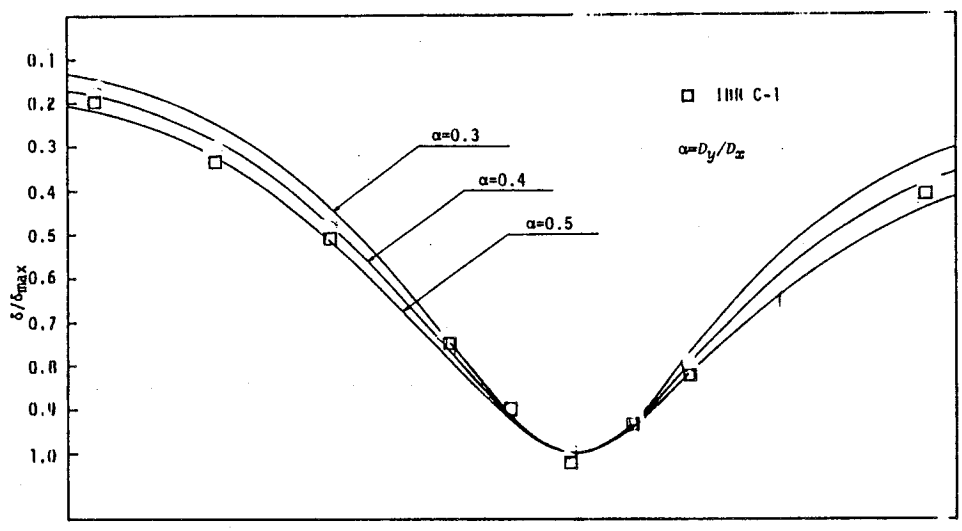
図－３３　床版中央点におけるＩ形鋼下フランジの最大活荷重ひずみ変化.



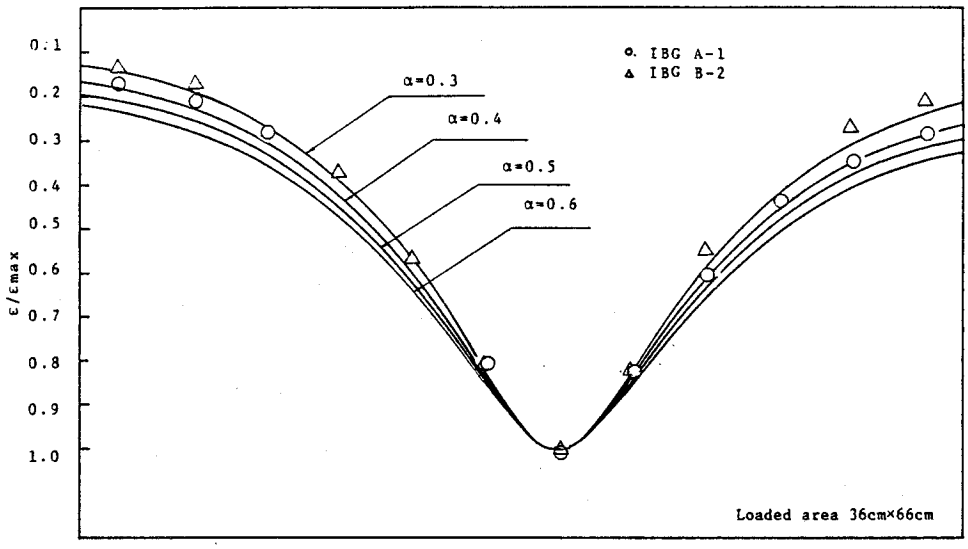
図－３４(a)　供試体Ａ－１，Ｂ－２のたわみ比分布．



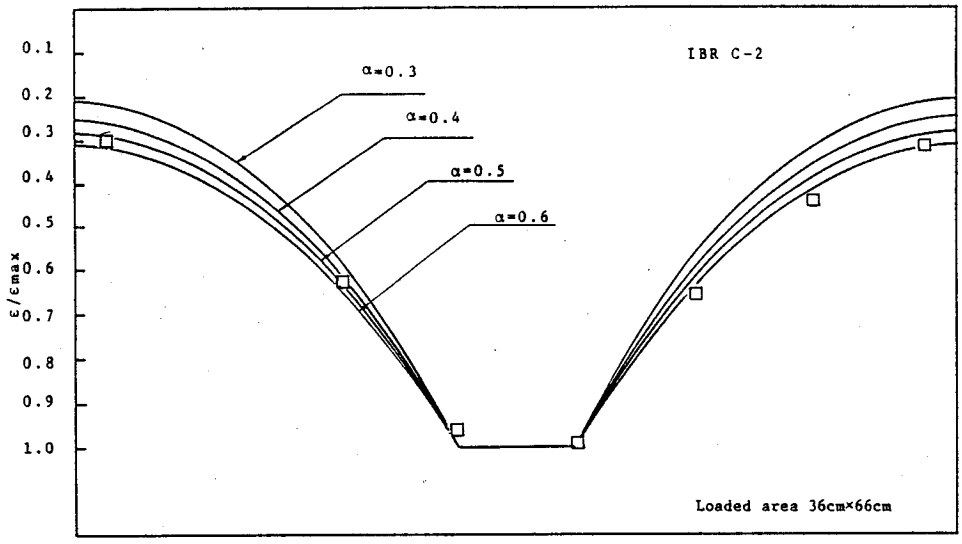
図－３４(b)　供試体Ｂ－１，Ｃ－２のたわみ比分布．



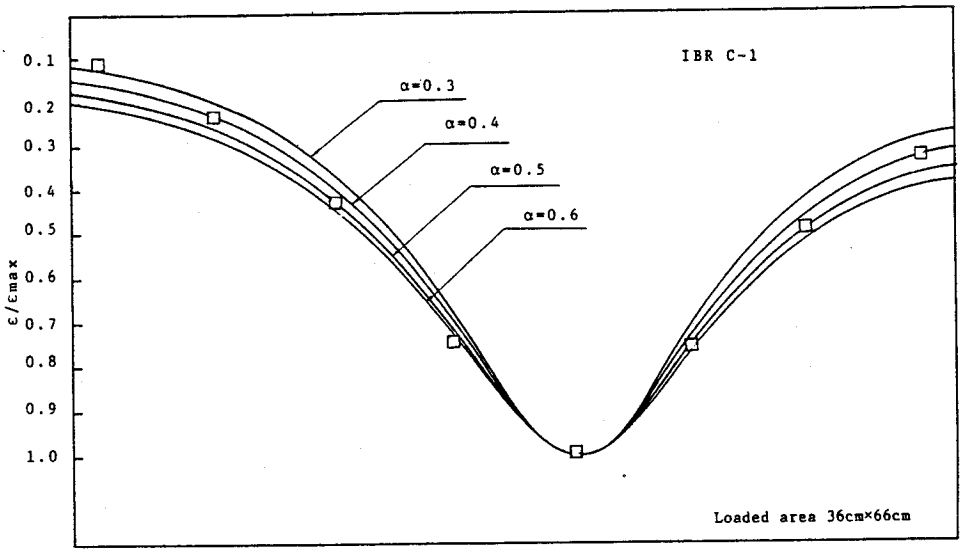
図－３４(c)　供試体Ｃ－１のたわみ比分布．



図－36(a)　供試体A－1，B－2のひずみ比分布.



図－36(b)　供試体C－2のひずみ比分布.



図－36(c)　供試体C－1のひずみ比分布.

表－１５　たわみ比からの板剛性比推定，

	A－1	B－1	B－2	C－1	C－2
実験最確値	0.3	0.3	0.2	0.5	0.45
計算値	0.435	0.255	0.255	0.467	0.467

注：計算値は引張側コンクリート無視の板剛性を用いる

表－１６　ひずみ比からの板剛性比推定，

	A－1	B－1	B－2	C－1	C－2
実験最確値	0.3～0.4	0.3～0.4	0.2～0.25	0.5	0.5～0.6
計算値	0.435	0.255	0.255	0.467	0.467

表－１７　最大たわみ・最大ひずみの結果，

	たわみ(mm)			ひずみ(μ)		
	実験値	計算値	実／計	実験値	計算値	実／計
A－1	2.52	2.21	1.14	800	783	1.02
B－1	1.67	2.00	0.84	580	688	0.84
B－2	2.72	2.47	1.10	890	875	1.02
C－1	1.85	2.06	0.90	635	789	0.80
C－2	1.65	1.99	0.83	580	743	0.78

して信頼できる。誤差が大きければ，異方性度を変えて同様の手順を繰り返えせばよい。

表－１８に上記方法に従って再計算したひずみ（修正ひずみ計算値と呼ぶ）を示す。B-1 の結果のみ誤差が大きいが，他の供試体では実験値との適合性は良いと判断できる。局部変位であるひずみには誤差が多いが，（）内に示した百分率から適合性を認めてよいであろう。この結果で注目したいのは，A-1，B-2のようにひびわれが深く進んでも，実験値と修正ひずみ計算値は一致し，Ｉ形鋼とコンクリートは合成断面を形成して挙動していると認められることである。

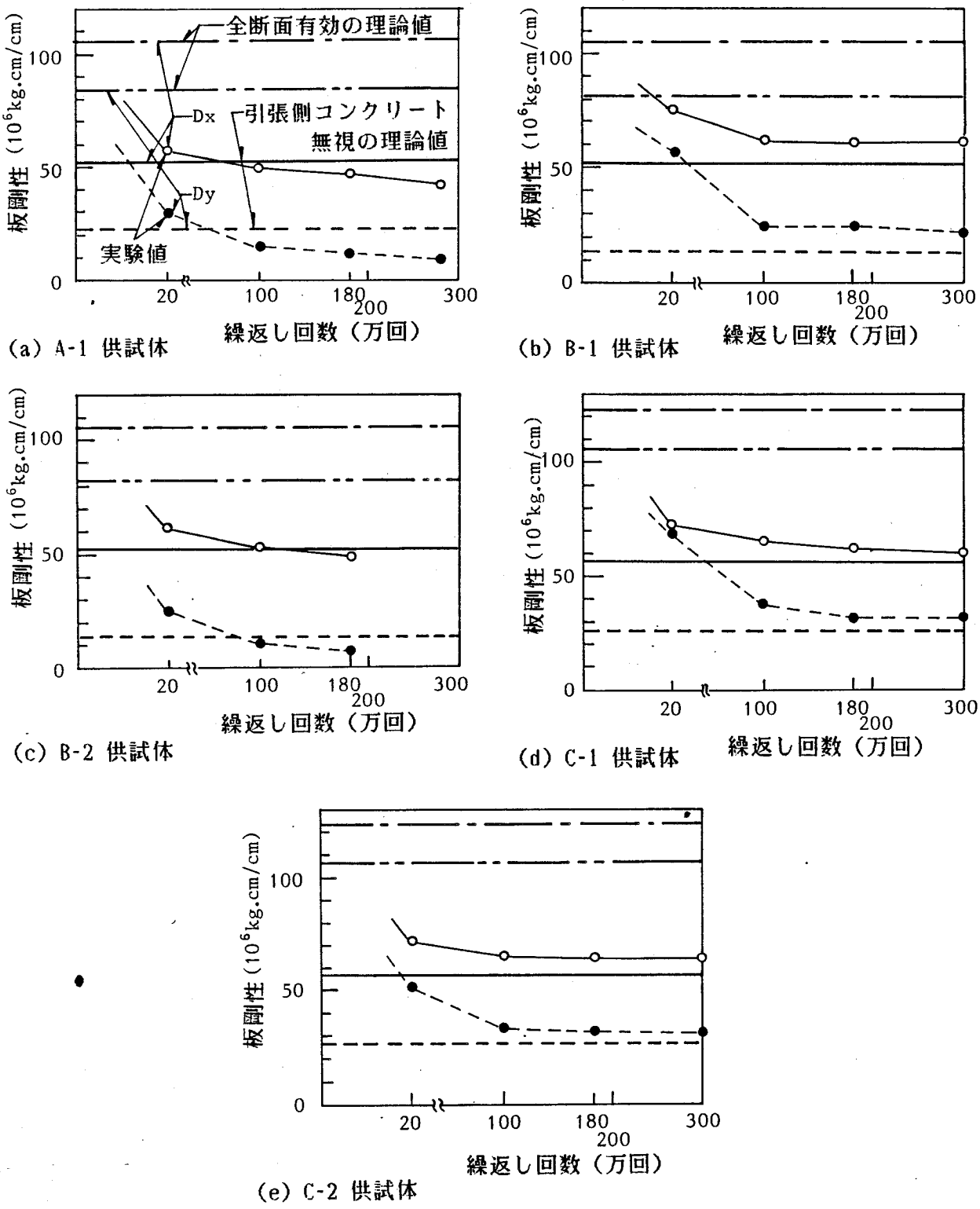
上記のような評価を他の繰返し回数時にも行い，Ｉ形鋼断面，配力鉄筋断面の剛性変化状況を調べると図－３７に示す最終結果を得た。これらの図から明らかなように，載荷荷重の大きいA-1，B-2では早い繰返し回数からＩ形鋼断面，配力鉄筋断面とも引張側コンクリート無視の剛性から低下しており，ひびわれが深くなっていることが明らかとなった。一方，荷重が小さかったり，床版厚を大きくしたB-1，C-1，C-2 では計算の板剛性までには低下していないが，異方性度はほぼ引張側コンクリート無視の断面による計算値と同様になっている。移動繰返し載荷をさらに進めると，徐々に板剛性は低下していくものと考えられる。

以上から，多点移動繰返し荷重を受け，ひびわれが版全域に発生した鋼格子床版の板挙動は，やはり，直交２方向とも引張側コンクリートを無視した板剛性による直交異方性板理論値によって説明できることがわかった。

表－１８　修正ひずみ計算値，

	実験値	計算値	修正計算値
A－1	800μ	783μ	781μ(97.6%)
B－1	580μ	688μ	517μ(89.1%)
B－2	890μ	875μ	874μ(98.2%)
C－1	635μ	789μ	660μ(104 %)
C－2	580μ	743μ	558μ(96.2%)

（）内は修正値の実験値に対する百分率



図－３７　各供試体の板剛性の変化.

2－3　結　言

鋼格子床版の静的試験，繰返し載荷試験から次の諸点が明らかになった。

（1）　本章では，まず基礎的研究として，ＲＣ床版との比較においてコンクリート充填鋼格子床版の静的挙動を明らかにした。本床版は荷重分配特性に関してはＲＣ床版より劣るが，主部材断面が大きいため，たわみ，ひずみの最大値は逆に小さくなる。

（2）　鋼格子床版はＲＣ床版より３cm床版厚が薄くても最終耐荷力はＲＣ床版より劣ることはない。破壊形式は曲げ破壊であった。設計では終局耐荷力の照査は不要と思われる。

（3）　ひびわれに起因する直交異方性に関して，実橋から採取した床版の残留剛性評価，および，新規床版について多点移動繰返し載荷試験を行った。この結果，鋼格子床版ではＩ形鋼断面，配力鉄筋断面とも引張側コンクリートを無視した断面剛性で計算される異方性度を示すと評価できた。この異方性は非常に早い繰返し載荷回数から現われる。

ただし，直交２方向とも，荷重が小さかったり，床版厚が増えると，実剛性の低下は遅くなる。よって，床版厚はなるべく大きくするのが望ましいと言える。

（4）　たわみ，ひずみの実測値は繰返し載荷が進んでも，計算値と良い一致を見たことから，Ｉ形鋼とコンクリートは合成されていることがわかった。

第３章　鋼格子床版の疲労破壊特性と疲労強度

３－１　疲労試験方法と種類

一般に床版の抵抗強度に影響する因子は非常に多い。このため，１つの形式の床版について，その疲労強度を明確にするには影響因子のパラメーターをかえて多数の実験を行う必要がある。この際，供試体をすべて床版形式の大型模型で行うには膨大な時間と労力を必要とする。よって，効率の高い実験計画を立てる必要がある。

鋼格子床版の疲労破壊はＩ形鋼の疲労破壊であることに着眼すれば，Ｉ形鋼単体のはり供試体で基本的な疲労特性が把握できる。次にはコンクリートとの合成床版であることからコンクリートの影響について調べる必要があるが，これもはり形式の供試体によって基本的に調べるのが効率的である。最終的に板形式の実物大供試体によって疲労破壊の特長を確認し，はり供試体との相関を究明するようにすれば，効率よく研究が進められる。

よって，以下の３シリーズに分けて実験を行うことにした。

（１）　第１シリーズ　　Ｉ形鋼単体の疲労実験

このシリーズではＩ形鋼自身の基本疲労特性，疲労強度を明らかにすること，疲労亀裂発生点の応力を定式化すること，そして，合理的なＳ－Ｎ関係を求めることを目的とした。

（２）　第２シリーズ　　コンクリートに埋め込まれたＩ形鋼の疲労実験

Ｉ形鋼の応力発生機構，疲労強度に対するコンクリートの影響度を調べることを目的とした。

（３）　第３シリーズ　　実物大床版の疲労実験

実物大床版の疲労破壊特性を調べること，および，Ｉ形鋼単体の疲労強度との相関を究明する。

上記３種の実験から鋼格子床版特有の疲労強度について一般化された結論を誘導したい。

３－２　Ｉ形鋼単体の疲労強度

3-2-1　供試体と試験目的

本実験で試験対象としたＩ形鋼は図－３８に示す高さ 130mmのＩ形鋼である。現在，このＩ形鋼に対して採用されているパンチ孔は長さ約90mm，高さ40mmのものが一般的である。この孔をＩ形鋼ウェブに打ち抜くが，図－３９に示すように配力鉄筋の配置方法によってＳ－タイプとＷ－タイプの２種がある。一般的に，孔の方向は製作上１方向である

本床版は第１編で述べたように準プレファブ型式であるため，Ｉ形鋼と配力鉄筋で鋼骨組を組み，さらに，型枠用の薄鋼板がＩ形鋼の下面にスポット溶接され，出荷される。また，この出荷時および架設時においてプレファブパネルの形状を保持し，かつ，このままでも架設機材の載荷に対して耐荷能力も確保させるため，Ｉ形鋼と配力鉄筋はその交点部でスポット溶接される。

以上のことから，Ｉ形鋼単体の疲労に関して種々の影響因子が考えられる。これら因子の影響についても解明するため，次のような細目的をかかげ，供試体を用意した。ただし，細目的と供試体名を説明する前に供試体名のつけ方を説明しておく。

例えば，供試体名

Ｉ13－W20－Ｓ1 －ＤＢ－Ｐ－No.1

について説明する。

Ｉ13：高さ13cmのＩ形鋼。

W20：Ｗ－タイプの孔配列を行ったもので，パンチ孔の間隔が図－４０に示したように下段で20cmのものを示す。Ｓ－タイプでは例えばＳ15とつける。

Ｓ1 ：パンチ孔がはり中心に関して対称に配置され，かつ，配力鉄筋定着部が支点に向いている孔配列を示す。Ｓ2 も対称であるが定着部が中心に向いている場合である。Ｎは１方向を向いている場合を示す。

ＤＢ：これがつくと，鉄筋定着部に長さ 100mmの異形鉄筋を溶接している。

Ｐ　：厚さ１mm，幅 200mmの型枠用鋼板をＩ形鋼下フランジにスポット溶接したものを示す。

No.1：同種の供試体群における個々の供試体番号。

細目的と供試体名

(a) Ｉ形鋼の基本疲労特性

曲げとせん断を受けるＩ形鋼の疲労特性を調べ，基本の疲労強度を求める。Ｓ－タイプとＷ－タイプを比較する。

供試体　　I 13－W20－N，I 13－S15－N

(b) パンチ孔の間隔・方向の影響

供試体　　I 13－W20－S1 ，I 13－W25－S1

I 13－W25－S2 ，I 13－S15－S1

(c) 配力鉄筋のスポット溶接の影響

供試体　　I 13－W20－S1 －DB，I 13－S15－S1 －DB

(d) 型枠鋼板のスポット溶接の影響

供試体　　I 13－W20－S1 －DB－P

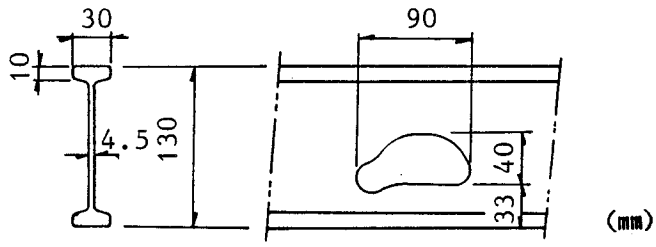
(e) パンチ孔の高さ方向の位置の影響

(a) ～ (d)の全供試体は図－３８に示すようにパンチ孔の高さは，孔下縁とフランジ外縁との距離で33mmとした。これは現在慣用されているものである。この位置を50mmにした場合，疲労強度がどのように変化するかを調べることにした。

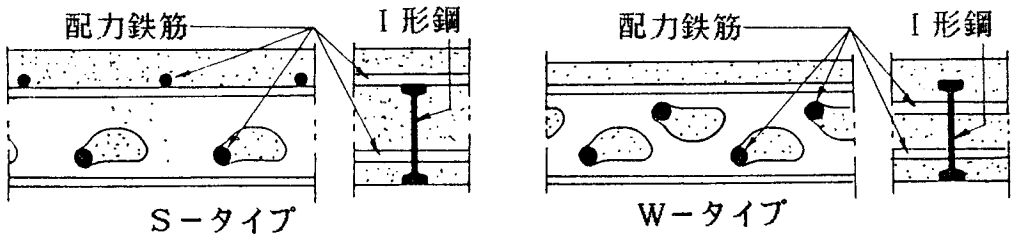
この供試体にはW20，S15の記号の後にｈをつけて区別した。

供試体　　I 13－W20h－S1 ，I 13－S15h－S1

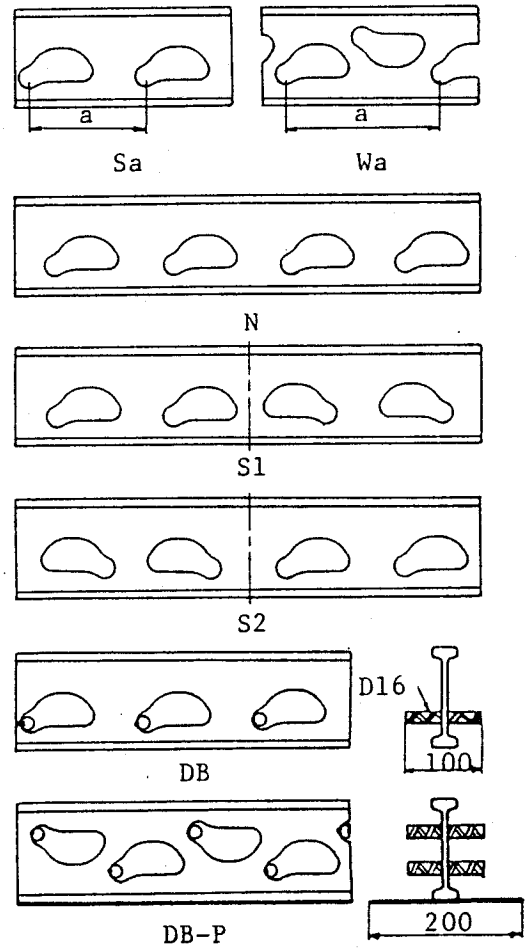
実験に使用したＩ形鋼の材料特性は表－１９の通りであった。



図－３８　使用Ｉ形鋼.



図－３９　パンチ孔配列.



図－４０　供試体の分類.

表－１９　Ｉ形鋼の材料特性,

位　　置	降伏点(kg/cm²)	引張強さ(kg/cm²)	伸び (%)	ヤング係数(kg/cm²)
フランジ	31.7	49.3	25.3	2.02×10^6
ウェブ	33.1	47.4	35.8	1.96×10^6

3-2-2　試験方法

（1）　載荷方法

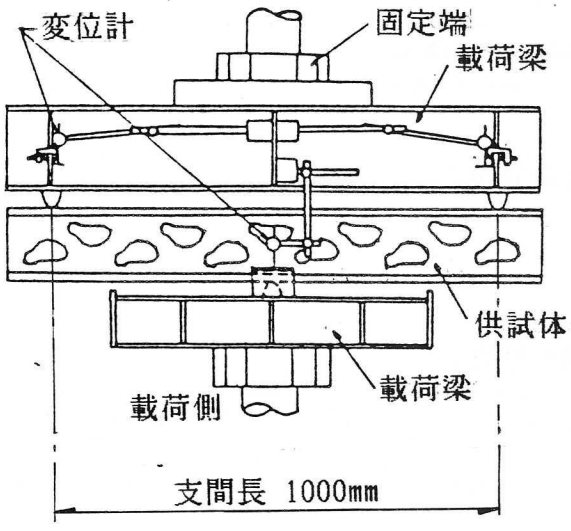
疲労試験はサーボ式油圧疲労試験機（最大能力 20t）で行った。載荷装置の概要を図－４１に示す。供試体の寸法を全て 1.2m のはりとし，スパン長を 1m とした。載荷はスパン中央１点集中荷重または２点対称荷重で行った。全供試体の載荷荷重，載荷位置は表－２０の通りであった。

写真－４に試験状況の１例を示す。

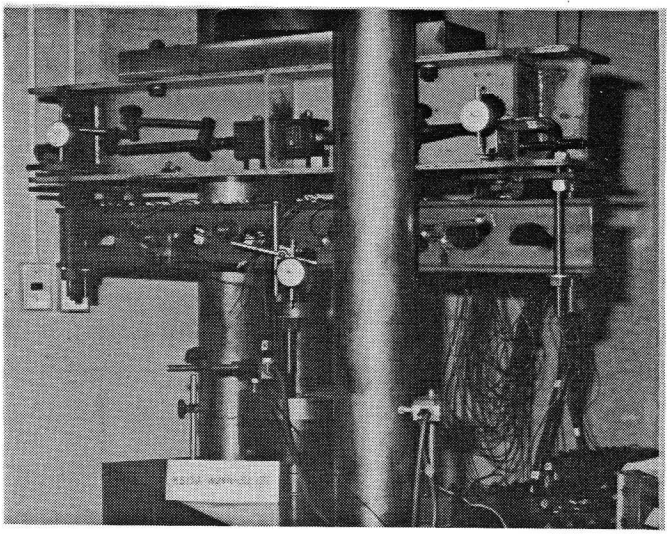
（2）　試験方法

本試験は疲労実験であるが，動的載荷の前に静的載荷を行い，ひずみ，たわみ等を測定した。また，疲労試験途中でも動的載荷を停止し，これらの変化状況を調べるため，静的載荷を行った。

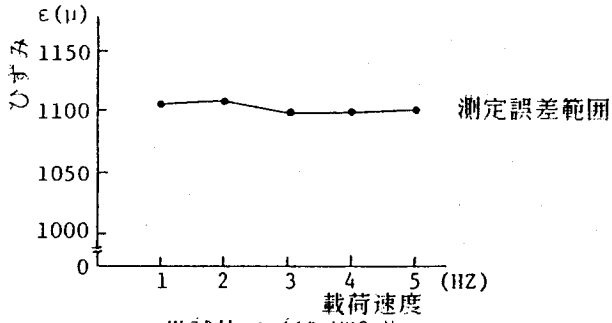
動的載荷の載荷速度は 5Hzとした。この速度はひずみ応答の追従性によって決定した。図－４２に示すように 1～ 5Hzの範囲ではひずみ応答に変化がなかった。



図－４１　実験装置の概要.



写真－４　実験状況.



供試体 ： I13-W20-N
荷重 ： 4000-6000kg
ゲージ位置：支間中央下フランジ下縁

図－４２ ひずみ振幅と載荷速度との関係.

表－２０ 各供試体の載荷荷重,

供 試 体		載荷位置	載荷荷重 (t)	供 試 体		載荷位置	載荷荷重 (t)
I13-W20-N-	No.1	150	0.3～6.0	I13-W20-S1-DB-	No.1	中央	0.4～4.3
〃	No.2	〃	0.4～6.0	〃	No.2	〃	0.4～3.8
〃	No.3	〃	0.9～6.0	〃	No.3	〃	0.4～3.5
〃	No.4	〃	0.9～5.5	〃	No.4	〃	0.4～3.0
〃	No.5	〃	0.4～4.5	〃	No.5	〃	0.4～3.0
〃	No.6	〃	0.9～5.0	I13-S15-S1-DB-	No.1	〃	0.4～3.0
I13-S15-N-	No.1	75	0.4～5.5	〃	No.2	〃	0.4～3.3
〃	No.2	〃	0.4～5.0	〃	No.3	〃	0.4～3.5
〃	No.3	〃	0.4～4.5	I13-W20-S1-DB-P-	No.1	〃	0.4～4.0
〃	No.4	〃	0.4～3.5	〃	No.2	〃	0.4～4.5
〃	No.5	〃	0.4～4.0	〃	No.3	〃	0.4～3.5
〃	No.6	〃	0.4～3.7	I13-S15h-S1-	No.1	〃	0.4～3.5
I13-W20-S1-	No.1	中央	0.4～5.0	〃	No.2	〃	0.4～4.5
〃	No.2	200	0.4～6.0	〃	No.3	〃	0.4～4.0
〃	No.3	中央	0.4～4.8	〃	No.4	〃	0.4～4.5
I13-W25-S1-	No.1	中央	0.4～4.5	〃	No.5	〃	0.4～4.8
〃	No.2	150	0.4～4.6	〃	No.6	〃	0.4～4.2
〃	No.3	〃	0.4～5.7	I13-W25h-S1-	No.1	〃	0.4～4.0
I13-W25-S2-	No.1	175	0.4～6.5	〃	No.2	〃	0.4～4.5
I13-S15-S1-	No.1	中央	0.4～3.5	〃	No.3	〃	0.4～4.8
〃	No.2	〃	0.4～3.5	〃	No.4	〃	0.4～4.8
〃	No.3	〃	0.4～4.0	〃	No.5	〃	0.4～4.3
				〃	No.6	〃	0.4～4.3

載荷位置： 中央はスパン中央での１点載荷,
その他はスパン中央から表中の距離(mm)離れた２点載荷.

（３）　測定項目

たわみについては支点と支間中央の３点で測定した。変位計の設置状況を図－４１に示した。

ひずみについては本供試体が複雑な構造をしているため，多数点で測定することにしたひずみゲージの貼付位置の１例を図－４３に示したように，ウェブには１軸および３軸ゲージを貼付しひずみ分布状況を調べた。上下フランジには１軸ゲージを多数貼り，軸方向のひずみ分布状況を調べることにした。これらの実験結果を有限要素法による解析値と比較し，この種はりの応力分布特性が考察できる。

（４）　疲労亀裂発見方法と特殊実験法

初期疲労亀裂発生時の繰返し回数のデータを正確に得るために，図－４３(b) に示すように亀裂発生予想点にゲージ長20mmあるいは30mmの歪ゲージを貼付し，これらを直列結線し，試験機のリレー回路に組み入れた設定器に接続した。

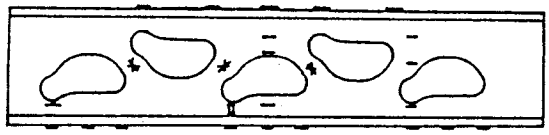
この設定器は入力ひずみが設定した上・下限の範囲内にあるとき，回路はONの状態で，上・下限値を超えると OFFとなり試験機を停止させる特殊リレーである。

試験体各部に異常がないとき，ひずみは図－４４(a) のような定常振幅を示す。もし，予想点に亀裂が発生すると，(b),(c) のようにひずみは上方，あるいは，下方に移動し，上下限の設定ひずみを超過する。この時点でリレーが発信し，試験機を停止させる。

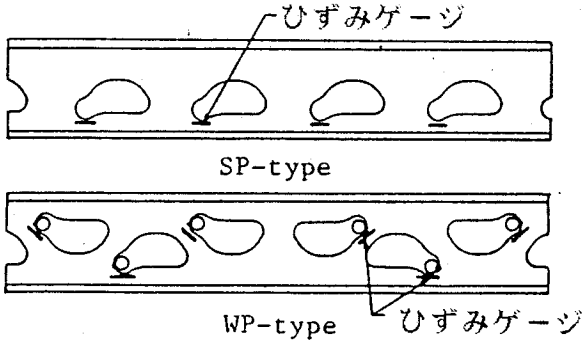
疲労亀裂発生をより早く検知するには，上・下限の設定値を実際発生している最大・最小ひずみにできるだけ近づければよい。

初期亀裂は一般に１体の供試体で１個所に発生する。この発生後も繰返し載荷を続けると，この亀裂が進展し，ついには供試体は破壊する。この場合，得られる疲労データは１体につき１個ということになる。このため，多数のデータを得るには多数の供試体と膨大な時間が必要である。

そこで，この疲労試験の問題点を解消するため，以下に述べるような効率的な実験方法を考案した。すなわち，１本の供試体から多数の疲労データを得るようにした。例えば，図－４５のように，初期亀裂発生を設定器で検知するとその亀裂発生点を直径の大きいワッシャーではさみ，高力ボルトで締めつけ，亀裂進展を停止させる。続いて同荷重で繰返し載荷を行うと他の場所で第２の亀裂が発生する。これを順次行っていくと，１つの供試体から 3～4 点のデータが得られる。その結果，第２の亀裂に関しては第１亀裂の発生ま

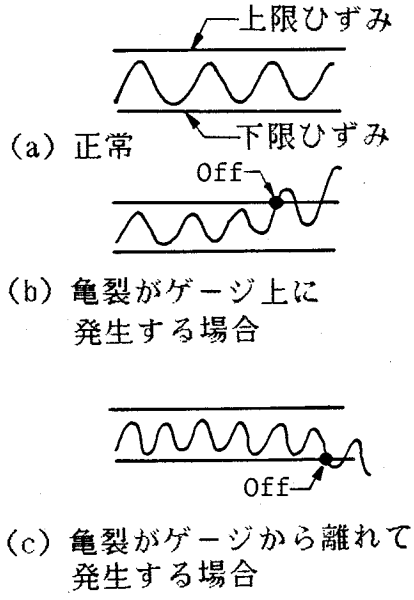


（a）　ひずみ測定用ゲージの位置



（b）疲労亀裂発見用ひずみゲージ

図－４３　ひずみゲージの貼付位置．

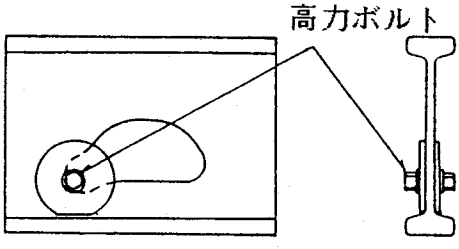


（a）正常

（b）亀裂がゲージ上に発生する場合

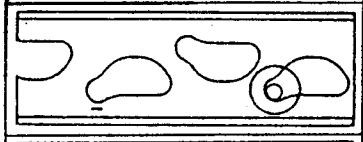
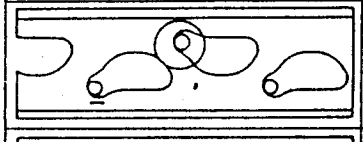
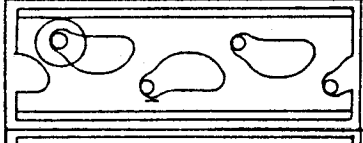
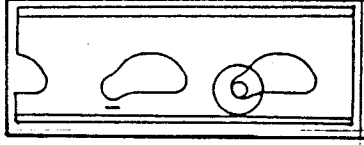
（c）亀裂がゲージから離れて発生する場合

図－４４　亀裂発生点のひずみ振幅．



図－４５　高力ボルトによる亀裂進展防止法．

表－２１　高力ボルトの締付け前後の発生ひずみ比，

着目点とボルト位置	ひずみ比
	0.998
	0.967
	1.063
	0.987

での時間を，第３の亀裂に関しては第１，第２亀裂の発生までの時間が節約できることになる。また，この方法の採用によって，第３，第４の疲労データが得られること自体大きな成果といえる。すなわち，１体の供試体で曲げモーメントとせん断力の組み合わせが異なる疲労データが収集できる。この方法を採用しない場合は，供試体のスパンを変化させて組み合わせを変えなければならない。

高力ボルトによる締め付けによる他の孔への影響は，表－２１に示したように締め付け前後のひずみ比で示すと最大で 6%程度であり，実用上この変化は無視できる。

以上のようにして得られたデータは全て亀裂発生に関するものである。高力ボルトによる締め付け法によって，１本の供試体から予定したデータが収集できた時点，あるいは，200 万回まで繰返した時点で亀裂発生のデータ収集用実験を終了した。続いて，最初の亀裂発生点の高力ボルトを取り除き，供試体が破壊するまで載荷を続け，亀裂進展寿命を調べた。この寿命を先に得られた亀裂発生寿命に加算すると，その孔の疲労破壊寿命となる。よって，各供試体で１個の破壊に関するデータも収集することができた。また，この実験ではビーチマークテスト法を採用し，亀裂進展寿命の補足データとした。

3-2-3　Ｉ形鋼の静的挙動

初期静的載荷および疲労試験途中の静的載荷によってたわみ，ひずみを測定し，複雑な形状をしているＩ形鋼の応力分布特性を明らかにした。この結果は疲労亀裂発生点の予測，Ｓ－Ｎ曲線の整理，および，鋼格子床版の設計ならびに疲労安全性評価のための基礎資料となる。

（１）　ひずみ分布の概要

フランジのひずみ分布の１例として最も基本的なＩ13－W20－ＮとＩ13－Ｓ15－Ｎのものを図－４６に示す。

この図で明らかなように，せん断パネルではウェブの開孔の影響でジグザグ分布する。これは開孔部においてせん断力による二次曲げが大きいことを示している。Ｓ－タイプの方がこのジグザグの変動量が大きくなっている。Ｗ－タイプでは後述するように残存ウェブがワーレントラスの斜材のような働きをし，二次曲げ効果を緩和している。

このフランジのひずみに関しては配力鉄筋の影響はなかった。

型枠鋼板をつけた場合，スポット溶接が20cm間隔であるにもかかわらず，下フランジの応力は大略25%減少し，断面剛性に寄与することがわかった。設計ではこの鋼板を経時による腐食を予想して無視しているが，コンクリート硬化時までの死荷重応力には寄与すると考えられ，これを設計で考慮してもよいと思われる /8/。

図－４７にウェブ各部のひずみ・応力の分布状況の１例を示した。パンチ孔形状が複雑なため，開孔部上下のＴ断面部では線形的なひずみ分布を示さない。よって，Ｉ形鋼ウェブの応力分布ははり理論では説明が困難といえる。Ｗ－タイプの残存ウェブでは軸方向に応力が流れ，トラスの斜材のように挙動していることが理解できる。

図－４７(c) は配力鉄筋定着部の応力集中を知るため貼付した応力集中ゲージの測定結果を模式的に示したものであり，フランジ下縁からウェブ開孔部に向うにつれて応力が集中することが検出できた。

（２）　ＦＥＭによる解析結果と実測値の比較によるひずみ分布の考察

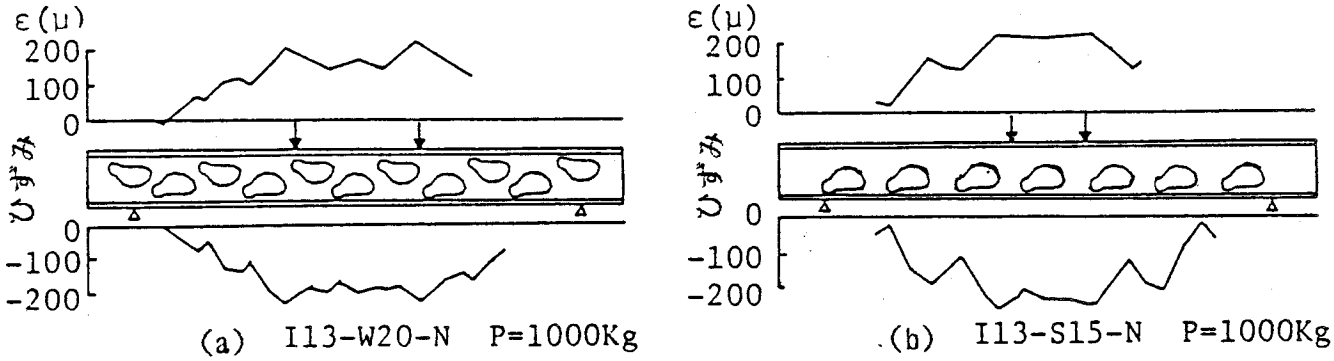
１）　ＦＥＭによる解析方法

複雑な形状の開孔部をもつＩ形鋼の挙動ははり理論では説明できないため，FEM による平面応力解析を行った。要素分割の１例を図－４８に示す。要素内応力を線形近似する４角形要素の方が，一定応力とする３角形要素よりも精度が上るため，パンチ孔周辺以外は極力４角形要素を用いた。要素の最小の大きさは実測値と計算値の一致から，歪ゲージ（ベース長４mmの箔ゲージ）の大きさの約1/2 とした。

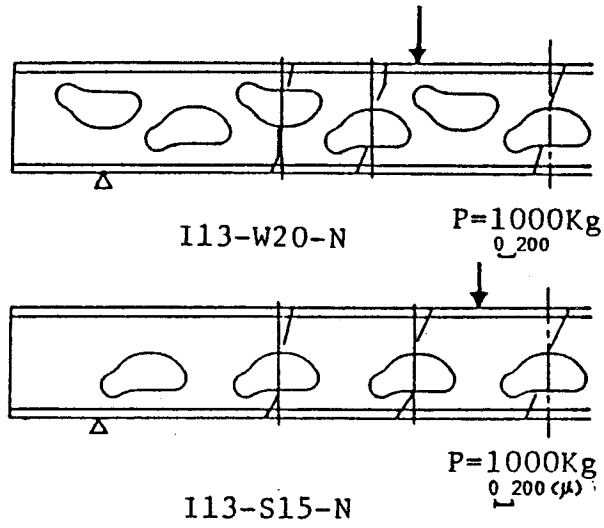
２）　フランジのひずみ分布

下フランジ下縁，上フランジ上縁におけるひずみ分布について解析結果と測定値を比較した１例を図－５０(a),(b) に示す。両者はよく一致した。これらの解析結果から，ひずみ分布のジグザグは図－４９に示すように曲げモーメントによるほぼ一定勾配をもつひずみに，せん断力が誘発した二次曲げによるノコギリ歯状のひずみが加わったものであることがわかった。

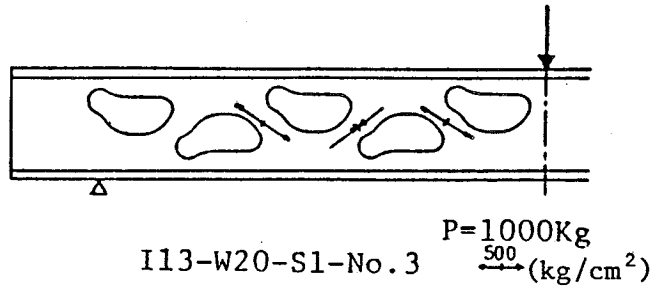
ただし，図でも明らかなように，パンチ孔が非対称形のため，純曲げ区間でもひずみ分布は若干乱れる。この乱れを厳密に評価し，せん断パネルの全ひずみから差し引くと，せん断パネルにあるどのパンチ孔部でも二次曲げによる応力分布は全く同じものとなった。よって，この複雑な孔形状を有するＩ形鋼でも，フランジの直応力は単純曲げ応力と，開孔部のせん断力による二次曲げ応力の２つに分離表現できることがわかった。



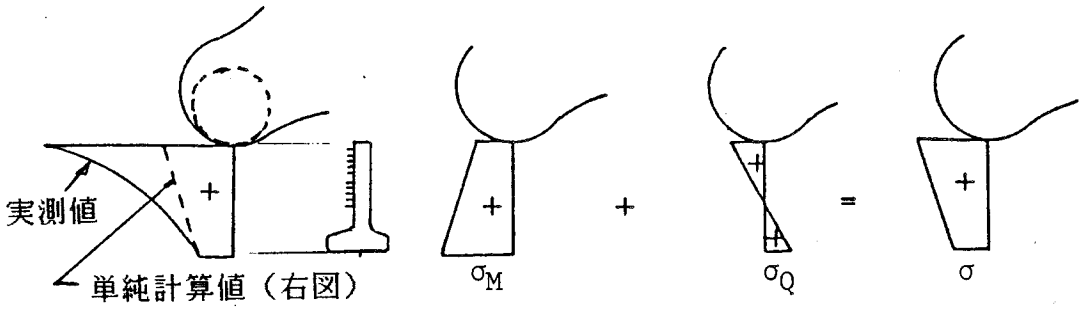
図－46 上下フランジのひずみ分布.



(a) パンチ孔中心を通る断面のひずみ分布

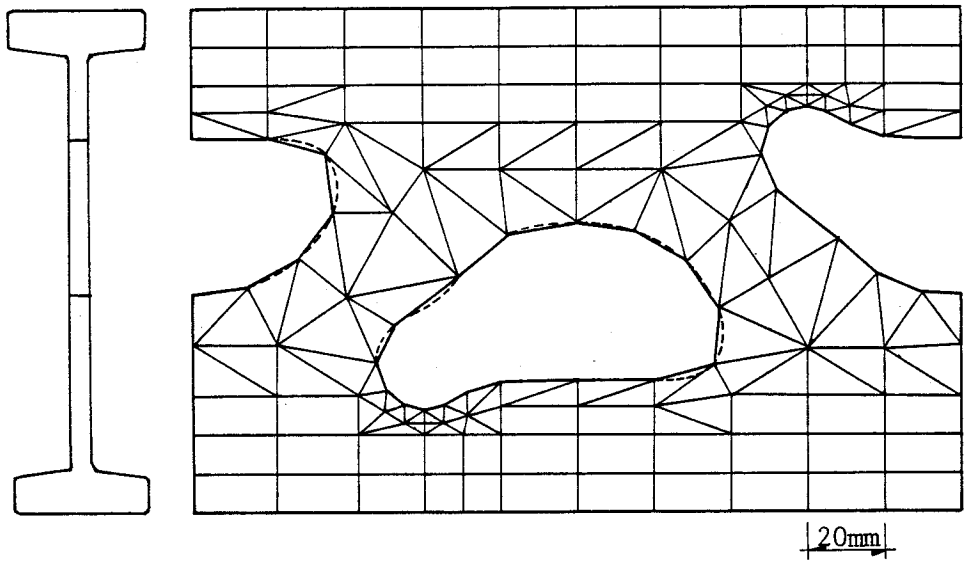


(b) W－タイプの残存ウェブの主応力

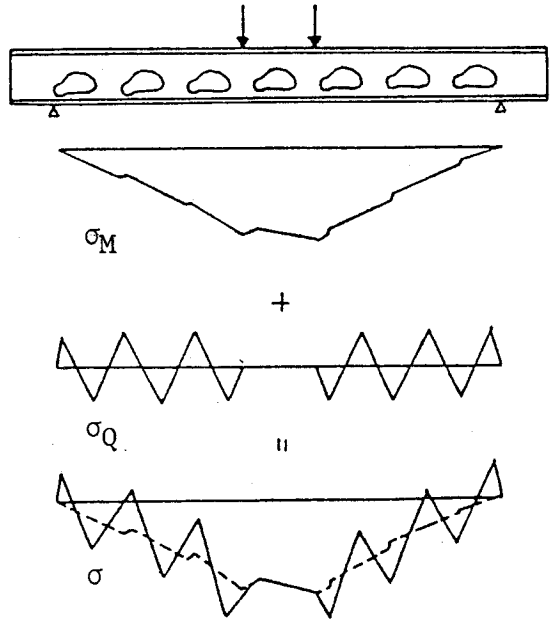


(c) 配力鉄筋定着部下方のT断面部における軸方向応力の分布

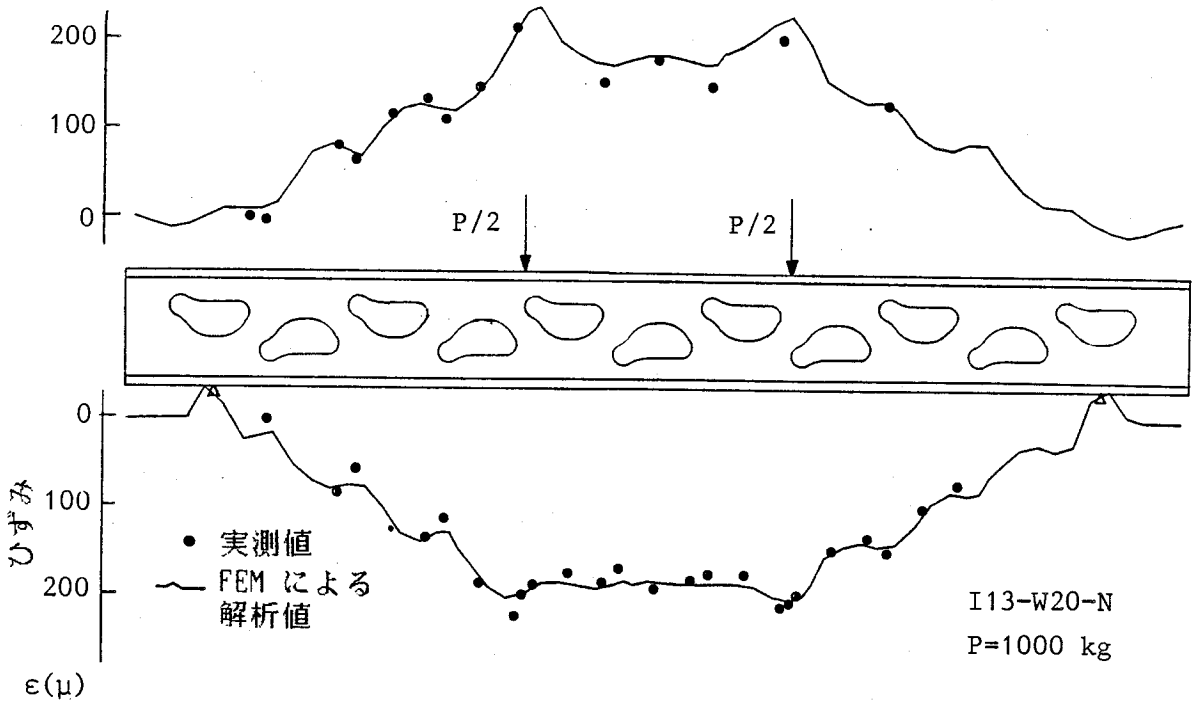
図－47 I形鋼ウェブ各部のひずみ・応力の分布状況の1例.



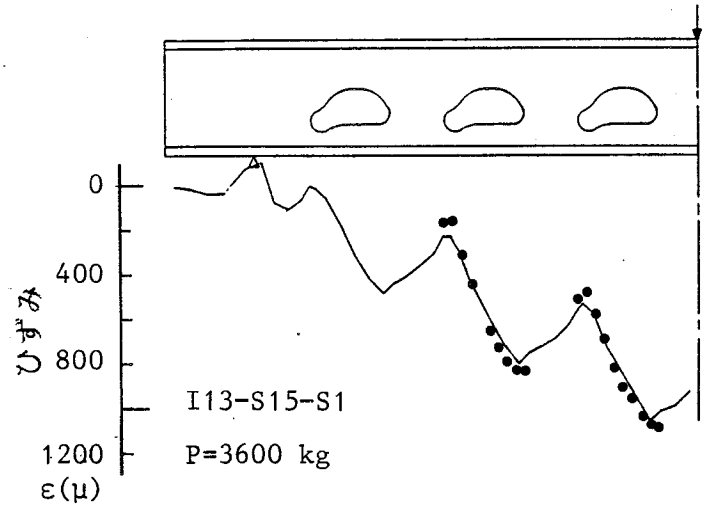
図－４８　ＦＥＭ解析のための要素分割の１例（Ｗ－タイプの１セグメント）．



図－４９　フランジのひずみ成分分解．



（a） W－タイプの上下フランジのひずみ分布



（b） S－タイプの下フランジのひずみ分布

図－５０ フランジのひずみ分布の１例.

3）　ウェブのひずみ分布

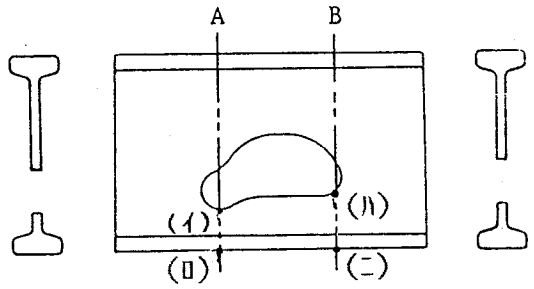
図－５１にW－タイプ，S－タイプのひずみ分布の１例を示したが，解析値と実験値は良い一致を示していると判断できる。特に，疲労亀裂発生点である鉄筋落し込み部は良い一致を見た。よって，他の供試体における応力やひずみの解析に当っては図－４８に示したような要素分割と同じようにした。

また，図－５２はW－タイプの残存ウェブ内の主応力分布を示したもので，左上から右下に向うウェブでは引張応力が作用し，孔縁のａ～ｄ点で極大値が発生し，これら諸点で疲労亀裂発生が予想される。

3-2-4　パンチ孔隅角部およびフランジの垂直応力の簡易算定式

Ｉ形鋼の応力あるいはひずみ分布はFEM によって精度よく評価できることがわかった。しかし，鋼格子床版の設計において，その都度 FEMによる応力解析を実施できない。そこで設計用として簡易に応力を表示できないかと検討を加えた。

さて，3-2-3 で述べたように，Ｉ形鋼で特異な応力を発生するのは図－５３の(イ) ～ (ニ) の部分と言える。よって，この部分の応力式だけを検討すればよい。



図－５３　開孔部の特異応力発生点.

実験値とFEM の解析結果が良く一致したことから，FEM の結果を用いて，せん断パネルの応力式を求めた。式（１２）～（１６）が得られた結果で，曲げモーメントとせん断力を分離して表わすことができた。

Ｉ13－S15，Ｉ13－S15－ＤＢ

（イ点）　$\sigma_x = 0.03083\ M + 1.3150\ Q$　(kg/cm^2)　（１２）

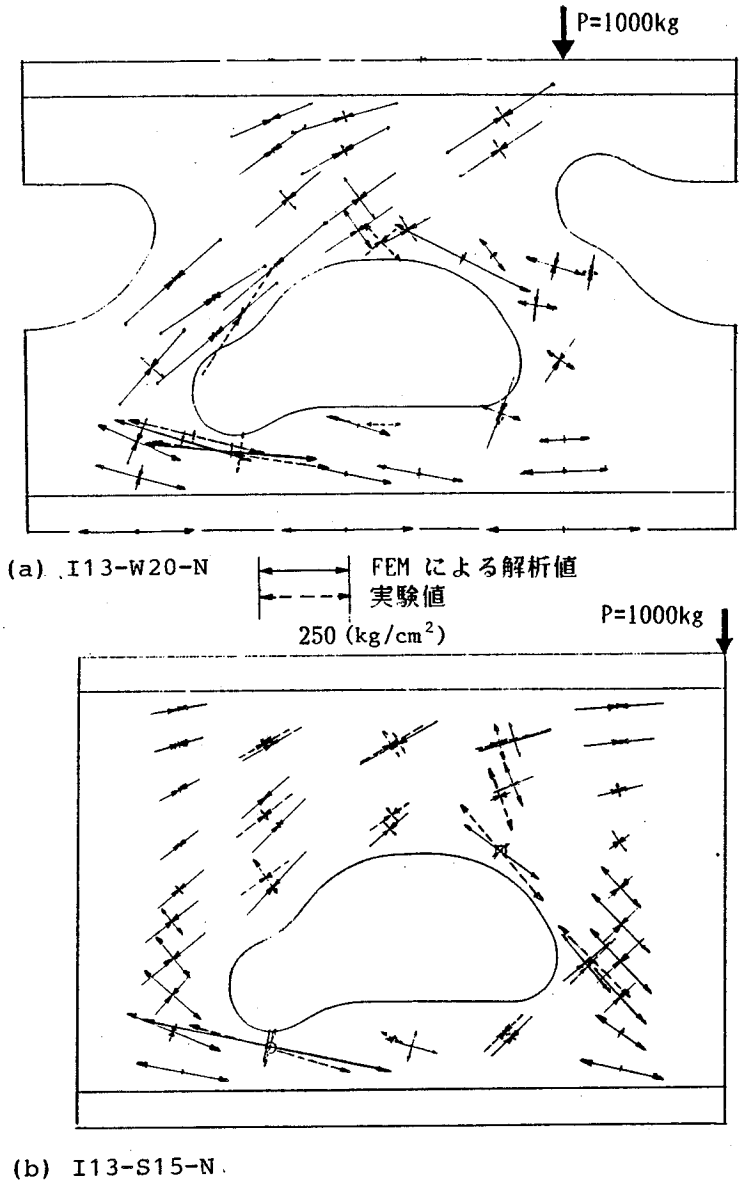
（ハ点）　$\sigma_x = 0.01213\ M + 1.1720\ Q$　(kg/cm^2)　（１３）

Ｉ13－W20

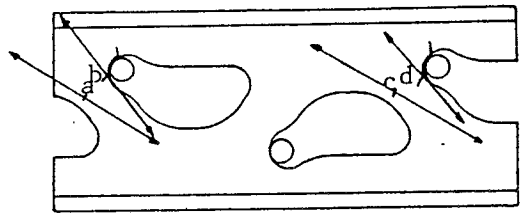
（イ点）　$\sigma_x = 0.03161\ M + 0.7167\ Q$　(kg/cm^2)　（１４）

Ｉ13－W20－ＤＢ

（イ点）　$\sigma_x = 0.03019\ M + 0.8091\ Q$　(kg/cm^2)　（１５）



図－５１　ウェブの主応力分布.



図－５２　斜ウェブ中の主応力分布.

（イ点）　$\sigma_x = 0.03100\ M + 0.7422\ Q$　（ kg/cm² ）　（１６）

ここで，M，Qは作用曲げモーメント，作用せん断力である。

これらの式はＩ形鋼のパンチ孔形状がどのように影響しているかわからない実験式であり，さらに考察を加えてより合理的な応力式に変換する必要がある。 図－５３に示した点(イ) および (ハ)を通る断面 A,Bの諸特性値を用い，式（１２）～（１６）の係数を一般化できると考えた。すなわち，基本式は次式のようになると仮定した。

$$\sigma_x = \alpha \frac{M}{I_V} Y_W + \beta \frac{Q_T\, l_1}{I_T} y_W \qquad (17)$$

ここで，　M：曲げモーメント，

Ｉv ：着目点を通るＩ形鋼全体の断面二次モーメント，

Ｙw ：全断面の中立軸から着目点までの距離，

ＱＴ ：開孔中央部における引張側Ｔ断面の分担せん断力，

ＩＴ ：着目点を通る引張側Ｔ断面の断面二次モーメント，

l_1 ：二次曲げスパン（二次曲げ応力がゼロの点から着目点までの距離）

ｙw ：Ｔ断面の中立軸から着目点までの距離，

α，β ：形状による応力集中係数。

上式で問題となるのはＱＴ と l_1 の決定である。上下Ｔ断面における二次曲げ変位が等しいと考え，AB間で上側Ｔ断面と下側Ｔ断面とも等断面と仮定すると，分担せん断力は式（１８）で表わされる。

$$\frac{Q_{TU}}{Q_{TL}} = \frac{I_{TU}}{I_{TL}}, \qquad \therefore\ Q_T = \frac{I_{TL}}{I_{TU} + I_{TL}} Q \qquad (18)$$

ここで，ＱTU ：開孔部中央部における圧縮側Ｔ断面の分担せん断力，

ＱTL ：開孔部中央部における引張側Ｔ断面の分担せん断力，

Ｑ ：Ｉ形鋼に作用する全せん断力，

ＩTU ：開孔部中央部における圧縮側Ｔ断面の断面二次モーメント，

ＩTL ：開孔部中央部における引張側Ｔ断面の断面二次モーメント。

すなわち，分担せん断力は上下Ｔ断面の断面二次モーメント比で求まる。

次に，l_1，すなわち，下側T断面における二次曲げモーメントによる発生応力がゼロの点と着目点までの距離については，パンチ孔位置を変えて詳細に検討した結果，S，W－タイプ共 l_1 ＝ 2.5cmであった。

表－２２　応力集中係数，

I形鋼	着目点	α	β
I13-S15	イ	2.14	2.47
I13-S15-DB	ハ	1.08	1.95
I13-W20	イ	2.19	1.35
I13-W20-DB	イ	2.10	1.52
I13-W25	イ	2.15	1.39

以上の検討の結果，α，β は表－２２のように求まった。（イ）部のαについてはS，W－タイプで若干のバラツキがあるもののほぼ一致した。一方，βについてはS－タイプとW－タイプでは異なった。これはW－タイプの場合，孔前方の残存ウェブが圧縮斜材的に挙動し，隅角部の応力を低減させたためと思われる。

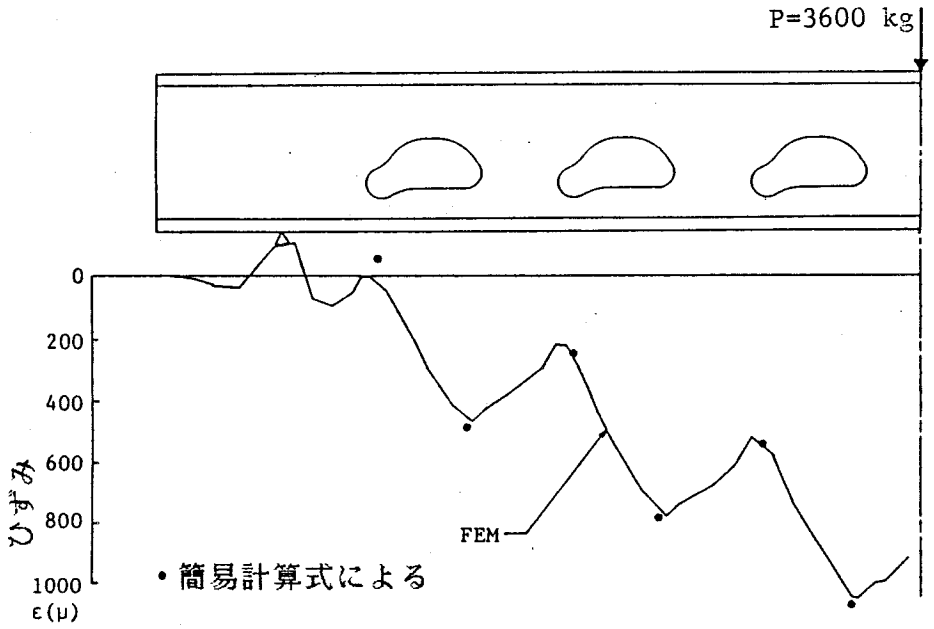
この得られたα，β が応力集中係数であることが証明できる。すなわち，下フランジ外縁の(ロ),(ニ) の応力に着目すれば，孔形状による応力集中はなく，式（１７）を適用した場合，α，β が１になればよい。

計算の結果の１例を図－５４に示した。α，β を１にした場合の略算値はFEM による結果と非常によい一致を示した。よって，α，β は開孔部における応力集中係数と言える。

ただし，W－タイプの点(ニ) では，トラス的挙動のため，せん断力による二次曲げ応力が若干小さくなり，次式のようになった。

$$\sigma_x = \frac{M}{I_V} Y_W + 0.4 \frac{Q_T l_1}{I_T} y_W \qquad (19)$$

以上から，I形鋼の主要各点の簡易応力式として式（１７）を提案したい。



図－５４　下フランジのひずみに関する簡易計算式による結果.

3-2-5　疲労破壊特性と疲労強度

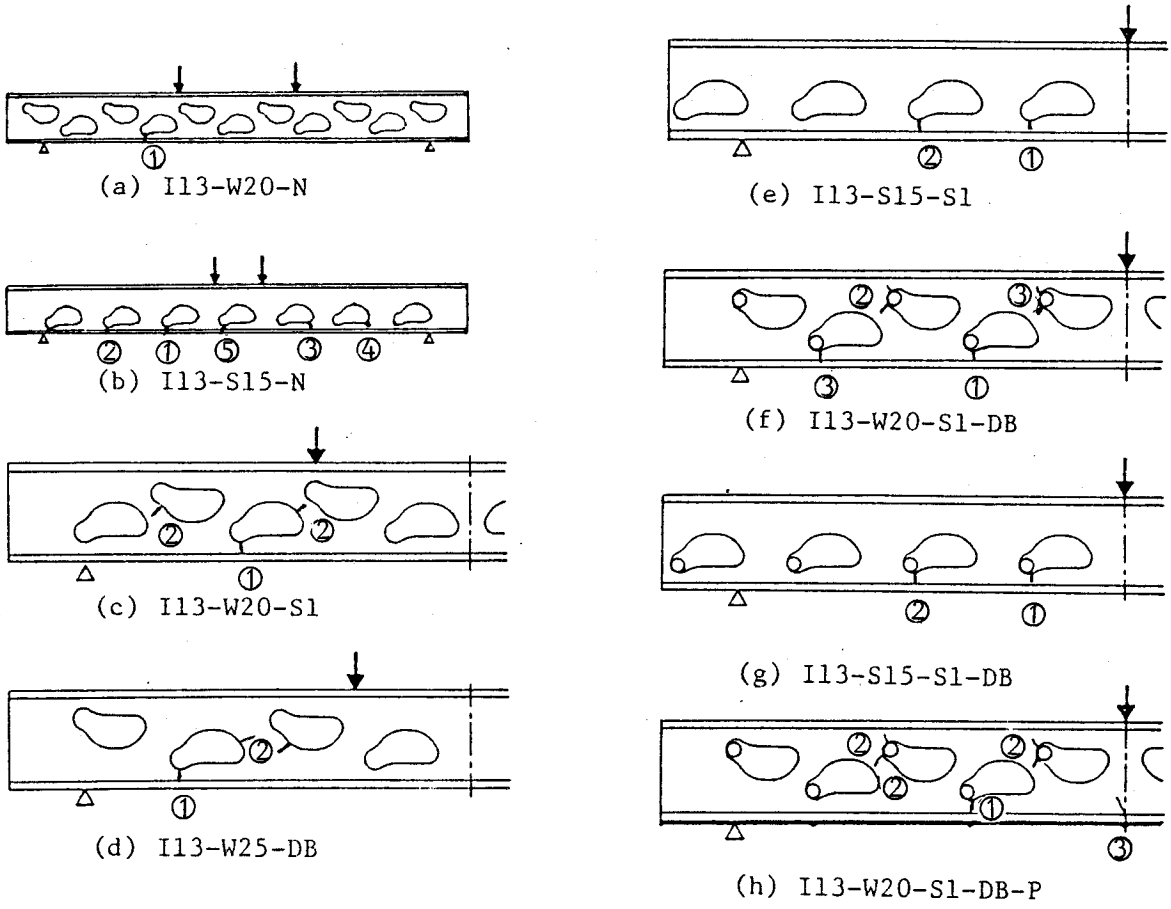
（１）亀裂発生点

各供試体シリーズの主な亀裂発生個所を図－５５に示した。図中の数字は亀裂発生順序である。このように１体の供試体で数個の亀裂が発生したのは，亀裂発生毎に高力ボルトによる進展停止を計ったためである。

全供試体を通じて，最初の亀裂発生点は載荷点に最も近いせん断パネルにあるパンチ穴の(イ) 点（図－５３参照）であった。よってＩ形鋼の疲労強度は曲げモーメントとせん断力とも最も大きい孔の配力鉄筋定着部の(イ) 点の疲労強度だけで評価してよいことがわかった。

配力鉄筋を溶接すると，(イ) 点の疲労亀裂発生寿命は短かくなった。

型枠鋼板をつけた供試体（Ｉ13－W20－Ｓ1 －ＤＢ－Ｐ）では，図(h) のように支間中央のスポット溶接部からフランジに亀裂が発生したが，これも(イ) 点の亀裂発生に比して非常に遅く，実際には現われないものと考えてよい。



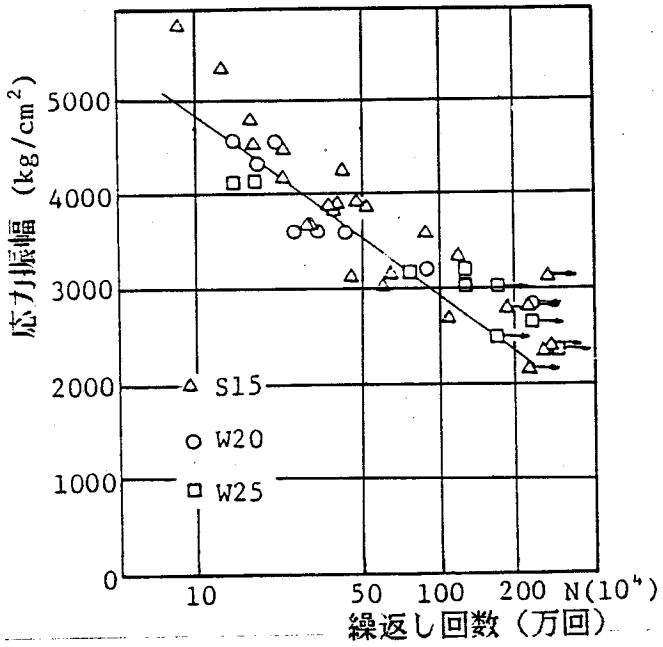
図－５５　Ｉ形鋼の疲労亀裂発生点と発生順序.

（2）　S－N曲線

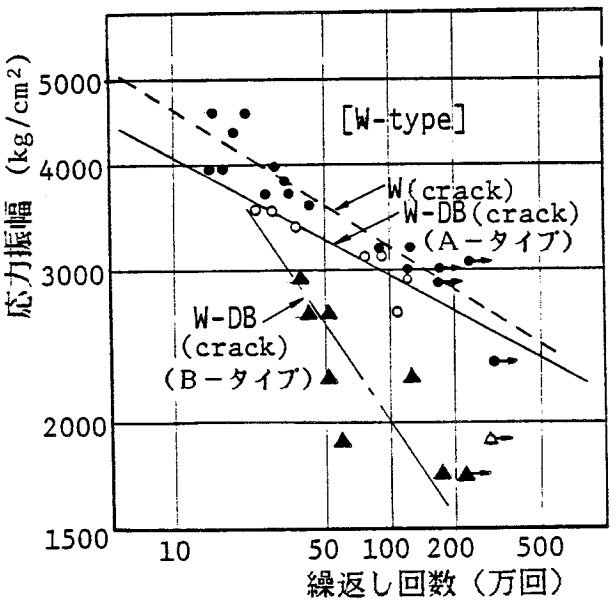
1）　疲労亀裂発生に関するS－N曲線

縦軸の応力振幅として疲労亀裂発生点のものを採用すると，S－Nデータの相関係数が最も高くなった。S－N結果の主なものを図－56から60に示した。これらはすべて亀裂発生時の繰返し回数に関するものである。

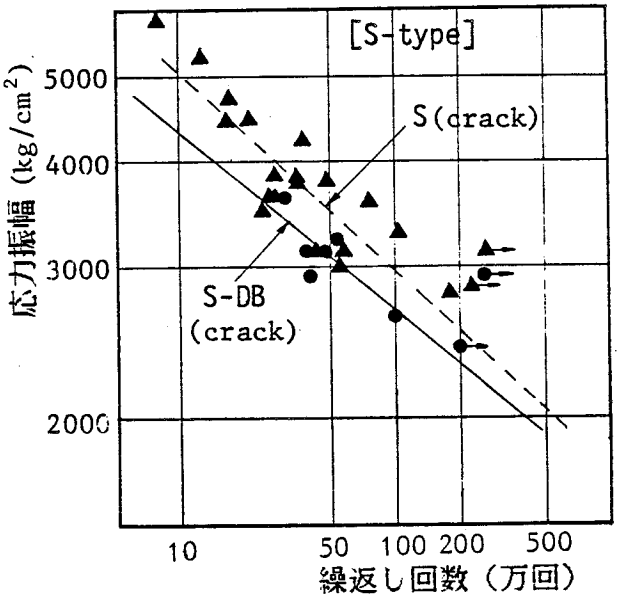
さて，図－56はパンチ孔の配力鉄筋定着部の着目点(イ) に関して，全供試体のデータをプロットしたものである。この図のように亀裂発生点の応力で整理すればS，W－タイプの差違は明確でなく，1つのS－N曲線で表わされるようである。



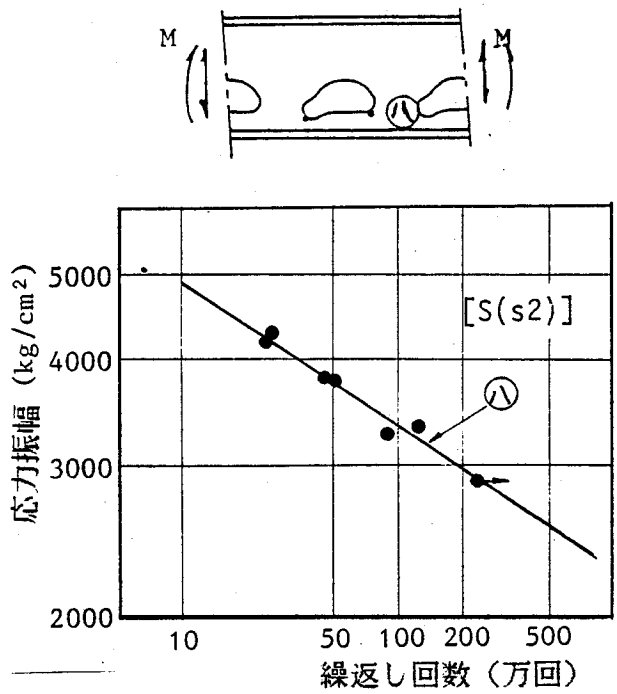
図－56　配力鉄筋定着部（イ）のS－N結果（鉄筋溶接なし）.



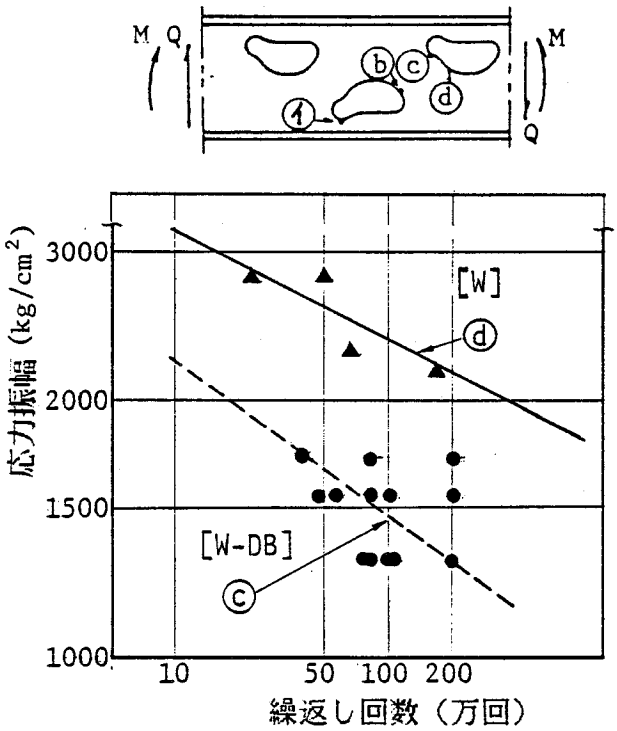
図－57　Wータイプにおける（イ）のS－N結果.



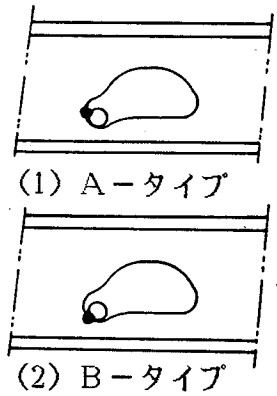
図－58　Sータイプにおける（イ）のS－N結果.



図－５９　パンチ孔隅角部（ハ）のＳ－Ｎ結果.



図－６０　Ｗ－タイプの斜ウェブの
疲労亀裂に関するＳ－Ｎ結果.



図－６１　鉄筋溶接位置の違い.

図－５７，５８はＳ－タイプ，Ｗ－タイプに分けた結果で，かつ，各タイプで鉄筋を溶接しないものと，したものとを比較した。両タイプとも鉄筋を溶接することによって疲労強度が低下することは明らかに理解できる。ただし，応力振幅が小さくなるにつれて影響度は小さくなる。

Ｗ－タイプにおいて鉄筋溶接位置の違いを調べた。図－６１に示すようなＡ－タイプとＢ－タイプの２種で，前者ではなるべく亀裂発生予想点から離し，後者では近傍で溶接した。結果は図－５７の通りとなり，Ｂ－タイプでは溶接による熱影響に加えて，形状による応力集中が加わわり疲労強度は大幅に低下した。よって，この部位の溶接はＡ－タイプにするよう管理すべきであろう。

図－５９にＳ－タイプにおけるパンチ孔右隅角部(ﾊ) のＳ－Ｎ結果を示したが，(ｲ) のものとほぼ同じＳ－Ｎ曲線となった。この結果から，右隅角部も左隅角部と同じ疲労強度であると判断するのは誤まりである。なぜなら，両者の応力は式（１２），（１３）で表わされるように，同じ断面力の場合右隅角部は左隅角部に比して応力は小さくなり，疲労寿命が延びる。よって，実橋では必ず左隅角部の点(ｲ) からの亀裂が先行すると考えられる。

図－６０はＷ－タイプの斜めウェブに発生した疲労亀裂のデータをプロットしたものである。鉄筋を溶接しない場合，亀裂はｄ点付近に発生し，Ｓ－Ｎ曲線はほぼ直線になる。配力鉄筋を溶接すると亀裂発生点はｂ，ｃ点に移り，溶接によって疲労強度が大きく低下した。また，全データは非常にバラツキ，Ｓ－Ｎ曲線は求まらない。これらの疲労亀裂も一般的には配力鉄筋定着部(ｲ) の亀裂よりも発生時期が遅い。

以上から，Ｉ形鋼の疲労問題を考えるときは，パンチ孔の左隅角部(ｲ) だけに着目すればよいであろう。最終的に図－５７，５８中の実線のＳ－Ｎ曲線がＩ形鋼の疲労強度を論じる基本Ｓ－Ｎ曲線であると言える。

2）　Ｓ－タイプとＷ－タイプの疲労強度の比較

両者のＳ－Ｎ曲線を直接比較して両タイプのＩ形鋼の疲労強度がほぼ等しいと判断するのは誤りであるる。この一致はＳ－Ｎ曲線の縦軸を亀裂発生点の応力で表示したためである。同一応力を発生させるための断面力に差がある。

そこで，亀裂発生点の応力式とＳ－Ｎ曲線における時間強度を用いて，Ｍ－Ｑ相関図を描いた。これによって両者の比較が可能となる。両タイプの亀裂発生点の応力式およびＳ－Ｎ曲線式は式（２０）～（２３）の通りである。図－６２はこれらの式を用い，200万回時のＭ－Ｑ相関において両者の違いを示したものである。

Ｓ－タイプ

亀裂発生点の応力式

$$\sigma_x = 0.03083\ M + 1.315\ Q \qquad (20)$$

Ｓ－Ｎ曲線

$$\log \sigma_x = 4.693 - 0.212 \log N \qquad (21)$$

Ｗ－タイプ

亀裂発生点の応力式

$$\sigma_x = 0.03019\ M + 0.8091\ Q \qquad (22)$$

Ｓ－Ｎ曲線

$$\log \sigma_x = 4.310 - 0.1404 \log N \qquad (23)$$

Ｗ－タイプはＳ－タイプよりも多くの開孔があり，疲労強度は低いと予想されたが，実際は逆に高い。この向上の原因は 3-2-3で述べたように応力集中係数βが小さいことにある。Ｗ－タイプの残存ウェブはワーレントラスの斜材のように挙動し，配力鉄筋定着部前方のウェブには圧縮軸力が働き，この軸力が亀裂発生点の引張応力を低減させているためである。

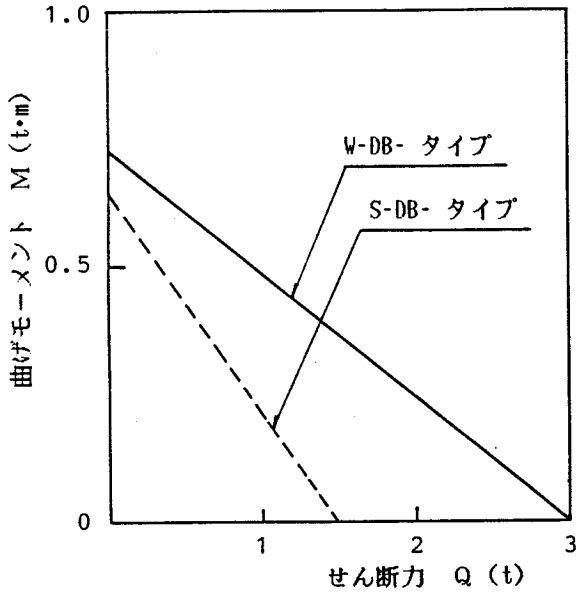
よって，疲労の観点から，Ｗ－タイプの方が望ましいことが明かとなった。

3）　高さ方向でのパンチ孔位置の違いの影響

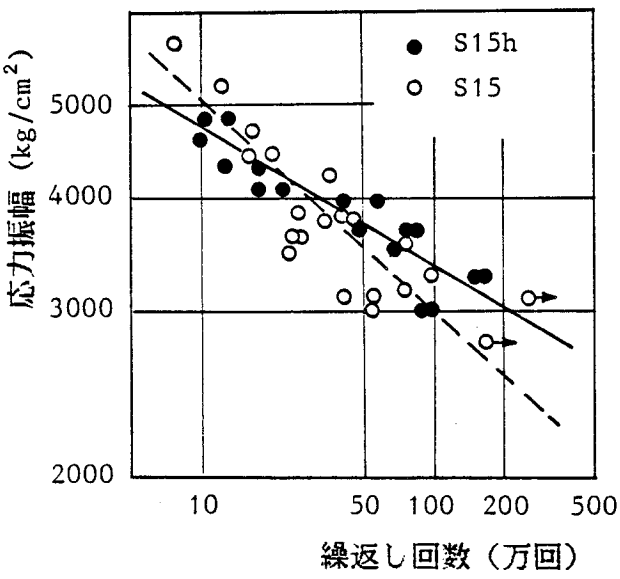
パンチ孔位置をフランジ外縁から50mm離した供試体Ｉ13－Ｓ15ｈ－Ｓ1 および　Ｉ13－Ｗ25ｈ－Ｓ1 のＳ－Ｎ結果を図－６３，６４に示した。同図に標準の孔位置の結果を白丸印で記し，比較の対象とした。ただし，これらの結果は亀裂発生に関するものである。

これらの図から明らかなように，W25ｈタイプのＳ－Ｎ結果は標準タイプとほとんど同じと言え，高さの違いは現われなかった。一方，Ｓ15ｈタイプの結果は標準のものに比較して低応力域では疲労寿命が延びた。よって，Ｓ－タイプでは孔の高さを上げることによって寿命を延ばすことは可能であろう。

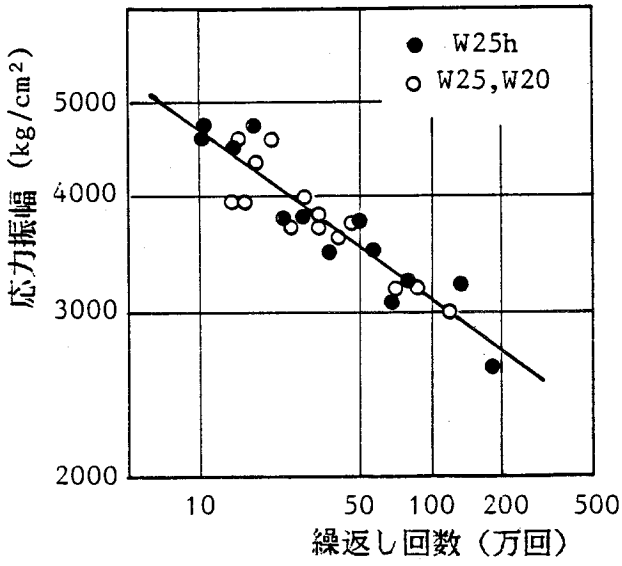
ただし，Ｗ－タイプでもＳ－Ｎ図は標準のものと同じであるが，配力鉄筋定着部における下側Ｔ断面の断面諸量が大きくなっており，疲労強度は向上している。



図－６２　200 万回疲労強度におけるＭ－Ｑ相関の比較.

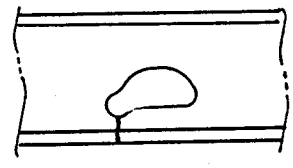


図－６３　113-S15h-S1 のＳ－Ｎ結果.



図－６４　113-W25h-S1 のＳ－Ｎ結果.

4）　I形鋼破壊寿命



図－65 亀裂の進展状況.

疲労亀裂発生に関するデータ収集後，I形鋼の疲労破壊状況および疲労亀裂進展寿命を調べるため，疲労亀裂進展を止めていた高力ボルトを取り除き，繰返し載荷を続行した。また，データの補充のため，別の供試体を用いて金切りノコで深さ1㎜程度の切り欠きを入れて疲労亀裂進展寿命だけ求める試験も行った。

疲労亀裂は図－65のように配力鉄筋定着部の点(イ) からほぼ垂直に伸び，下フランジ下縁より2㎜上方まで達すると残りが脆性的に破断し，I形鋼は耐荷力を失う。この疲労亀裂進展寿命を先に得た亀裂発生寿命に加え合わせると破壊までの全寿命となる。

図－66，67が最終的に得られた破壊に関するS－N結果である。図で理解できるようにW－タイプでは破壊までの全寿命は亀裂発生寿命の約2倍であった。S－タイプでは高応力域では2倍以上となった。

この亀裂進展の試験では載荷途中で，応力振幅を短時間（約30分）半減し，ビーチマークを入れる方法を導入し，亀裂進展の状況を調べた。ビーチマークの1例を写真－5，6に示すが，振幅半減期間では亀裂進展がほぼ停止し，明確な縞模様が入った。これらの縞模様の位置と繰返し回数の関係を求めることによって亀裂の進展状況，進展速度がわかる。結果の1例を図－68に示した。ビーチマークの模様からわかるようにウェブの部分ではほぼ等速で進展するが，フランジ部分に入ると徐々に速くなった。

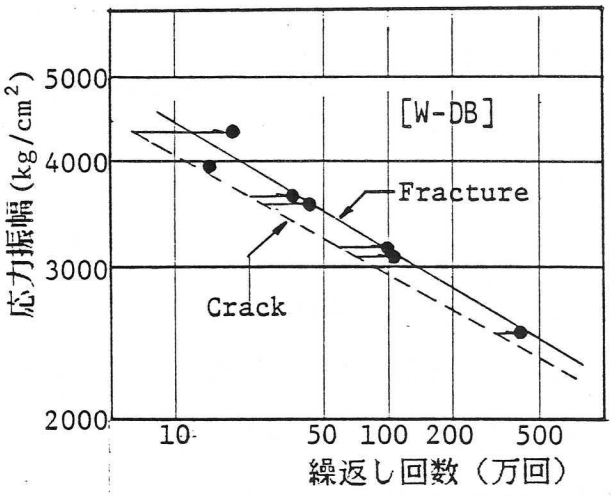
図－66，67に示した全データから直線回帰しS－N曲線をもとめると，式（24），（25）のようになる。これらの式がI形鋼の破壊に関する基本S－N曲線式である。

W－DBタイプの破壊に関するS－N曲線

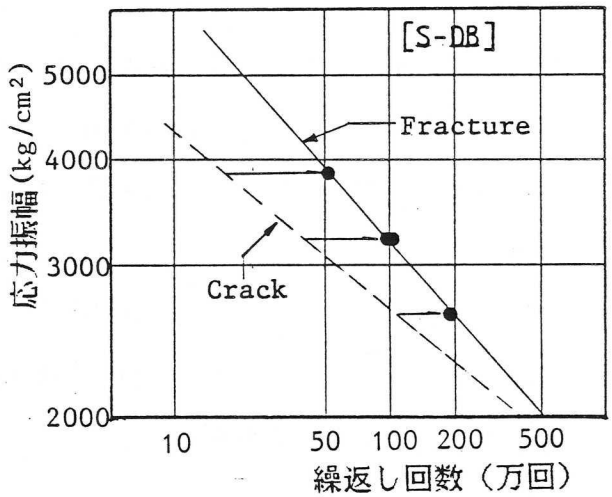
$$\log S = 4.394 - 0.1496 \log N \qquad (24)$$

S－DBタイプの破壊に関するS－N曲線

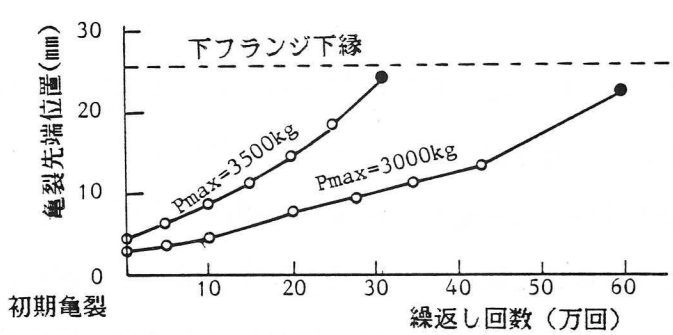
$$\log S = 5.214 - 0.2850 \log N \qquad (25)$$

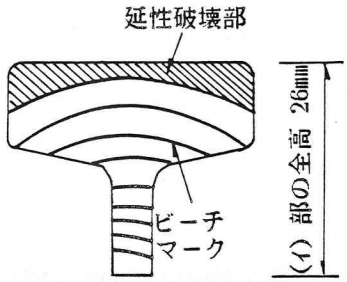


図－６６　Ｗ－ＤＢタイプの破壊に関するＳ－Ｎ結果.

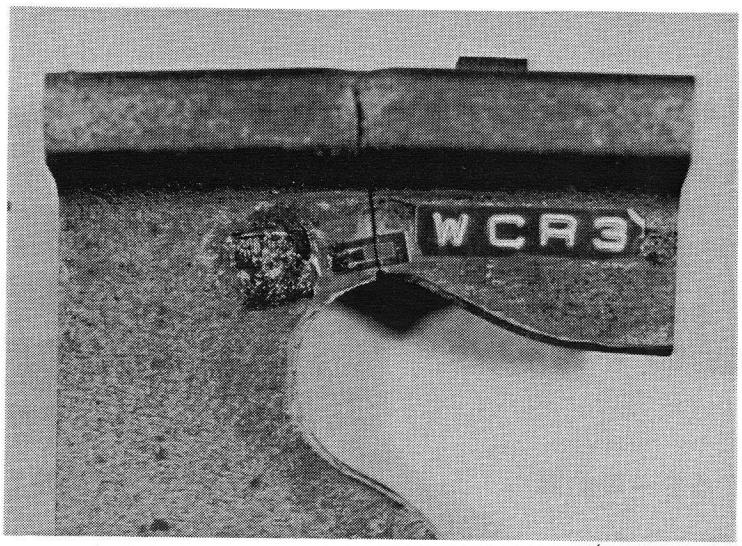


図－６７　Ｓ－ＤＢタイプの破壊に関するＳ－Ｎ結果.

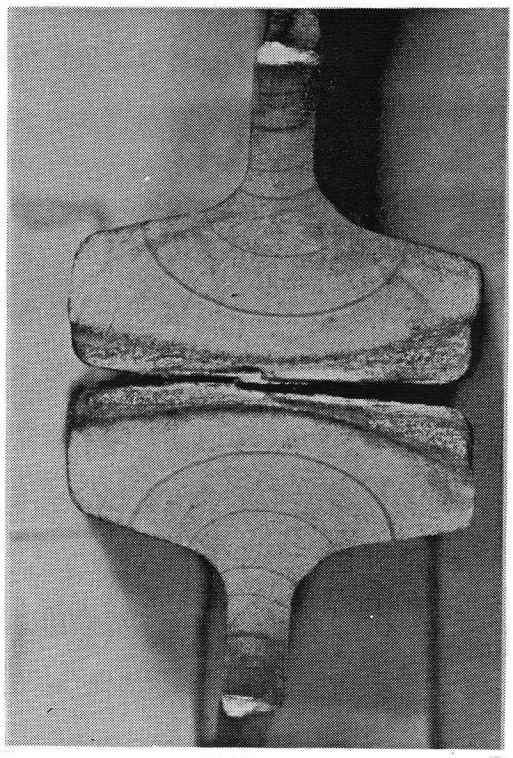




図－６８　疲労亀裂進展速度の１例
（113-S15-S1の載荷点から第１孔目）.



写真－５　Ｗ－タイプの配力鉄筋定着部の疲労亀裂進展状況.



写真－６　写真－５の破壊断面におけるビーチマークの状況.

３－３　コンクリートに埋め込まれたＩ形鋼の疲労強度

3-3-1　供試体と試験方法

使用したＩ形鋼はS-，W-，S-DB-,W-DB- タイプの４種で，さらに，コンクリート断面の形状等によって，NC，NCC ，および、COM の３種にわけられる。図－６９に全供試体の概要を示す。ただし，側面図にははり中心を境にしてＳ－タイプとＷ－タイプを併記した。

NCタイプは完全にＩ形鋼を埋め込んだもの，NCC は配力鉄筋間隔に断面の中立軸までプラスチック板を挿入し人工ひびわれを入れたものである。さらに，COM は，床版内ではＩ形鋼がウェブ面でコンクリートとの付着切れを起こすことから，引張側コンクリートを最初から打設しない通常の合成桁のような断面とした。

このシリーズの実験ではパンチ孔がコンクリート中にありボルト締めつけ法が採用できないため，１個所の疲労亀裂が進展し破壊に至る。よって，１体の供試体から１個の破壊寿命に関するデータしか収集できなかった。

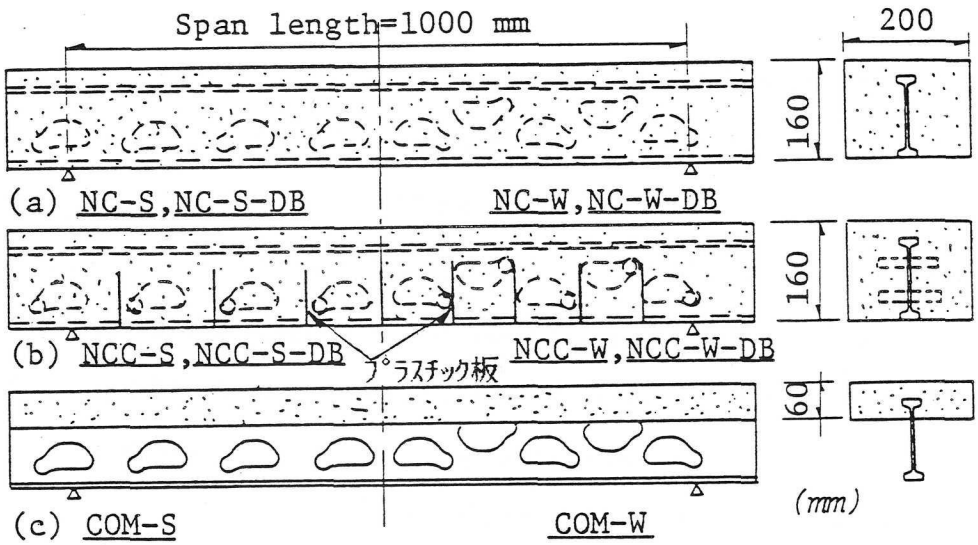
写真－７にコンクリート合成ばりの実験状況を示す。

3-3-2　静的挙動

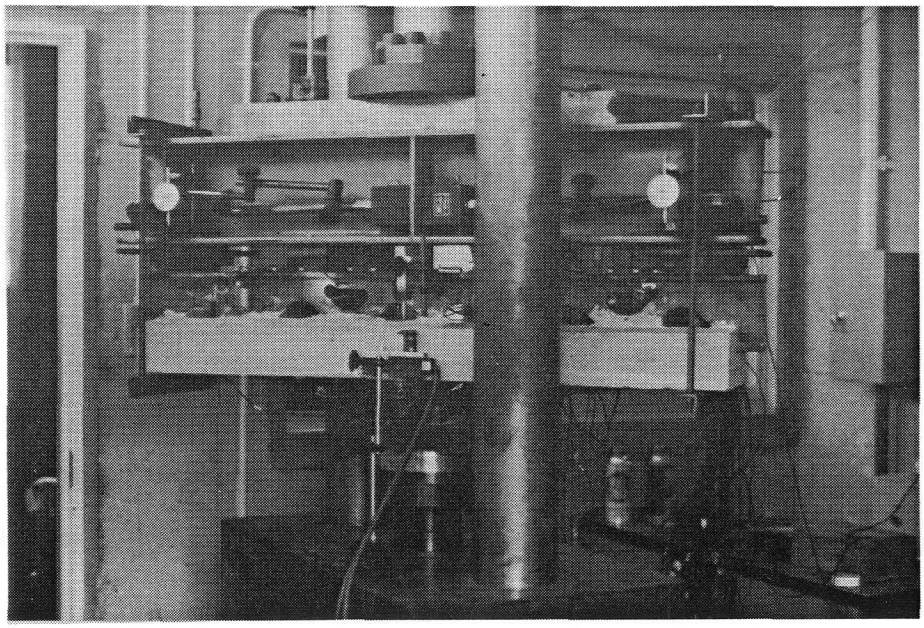
図－７０に NC，NCC，COM の供試体における下フランジ下縁のひずみ分布の１例を示す。これらの図に FEMによる解析値も示した。この解析値は引張側コンクリートを無視した合成断面はりを平面応力状態の仮定のもとで求めたものである。この解析値と実測値を比較すると３種の実験で次のような傾向が見られた。

(1)　NCの供試体ではコンクリートのひびわれが３本程度しか発生せず，全体的に引張側コンクリート無視の断面剛性には低下していない。また，Ｉ形鋼特有のジグザグ状のひずみ変動は載荷点に近い孔①では FEMによる計算値通りであるが，支点に近い孔②では計算値の約65%に減少した。孔①付近では支間中央部におけるコンクリートのひびわれによってＩ形鋼とコンクリートへのせん断力分配が，引張側コンクリート無視の合成断面通りに行われていると考えられる。

(2)　NCC では12.5cm間隔に人工ひびわれを入れたため，ジグザグ状の変動は孔①,②ともほぼ計算値通りであると言える。しかし，絶対ひずみ量は計算値の80～90%しか発生し



図－69　コンクリート合成ばりの供試体.



写真－7　コンクリート合成ばりの試験状況.

ていない。この原因としてコンクリートとＩ形鋼側面との付着が残っており，ひびわれ間では全断面有効に近い状態で挙動していると推定できる。

(3)　COM では，平均値は FEMの結果とほぼ一致した。しかし，ジグザグ変動は計算値よりも大きくなった。 COMシリーズの供試体では計算上の圧縮側にのみコンクリートを打設したため，Ｉ形鋼との付着の問題は解消できたと考えられる。しかし，載荷荷重が大きかったため，コンクリートにひびわれが若干入り，その部位でコンクリート有効厚が減少し，Ｉ形鋼の分担せん断力が増加したため，ジグザグ状の変動が大きくなった。この傾向はＷータイプよりもＳータイプの方が大きかった。

以上のようにコンクリート合成ばりでは正確な構造挙動を把握することはできなかった。しかし，NCC あるいは COMの１部の供試体では実測のジグザグ振幅が FEMによる解析値と良く一致し，せん断力による二次曲げ特性は定式化できる。平均値についても，理想的な状態の供試体の場合にはNCC と COMの中間にあると考えられ， FEMの解析値通りに挙動すると推定できる。この考えのもとで，ＦＥＭによる解析値から，パンチ孔部における簡易応力式（２６）を誘導した。この式はＩ形鋼単体の式を基本とし，コンクリートの寄与を明確に表現した。

コンクリート合成ばりの応力算定式

$$\sigma_x = \alpha \frac{M}{I_V} Y_W + \beta \frac{y_W}{I_T} \cdot \frac{A_S}{\frac{B \cdot x}{n} + A_S} \cdot \frac{I_{TL}}{I_{TL} + I_{TU}} l_1 Q \qquad (26)$$

ここで，　Ｉｖ：着目断面の合成断面としての断面二次モーメント，

Ａｓ：せん断力による二次曲げモーメントの変曲点を通る断面におけるＩ形鋼だけの断面積，

Ｂ　：コンクリートのはり幅，

ｘ　：合成断面の中立軸，

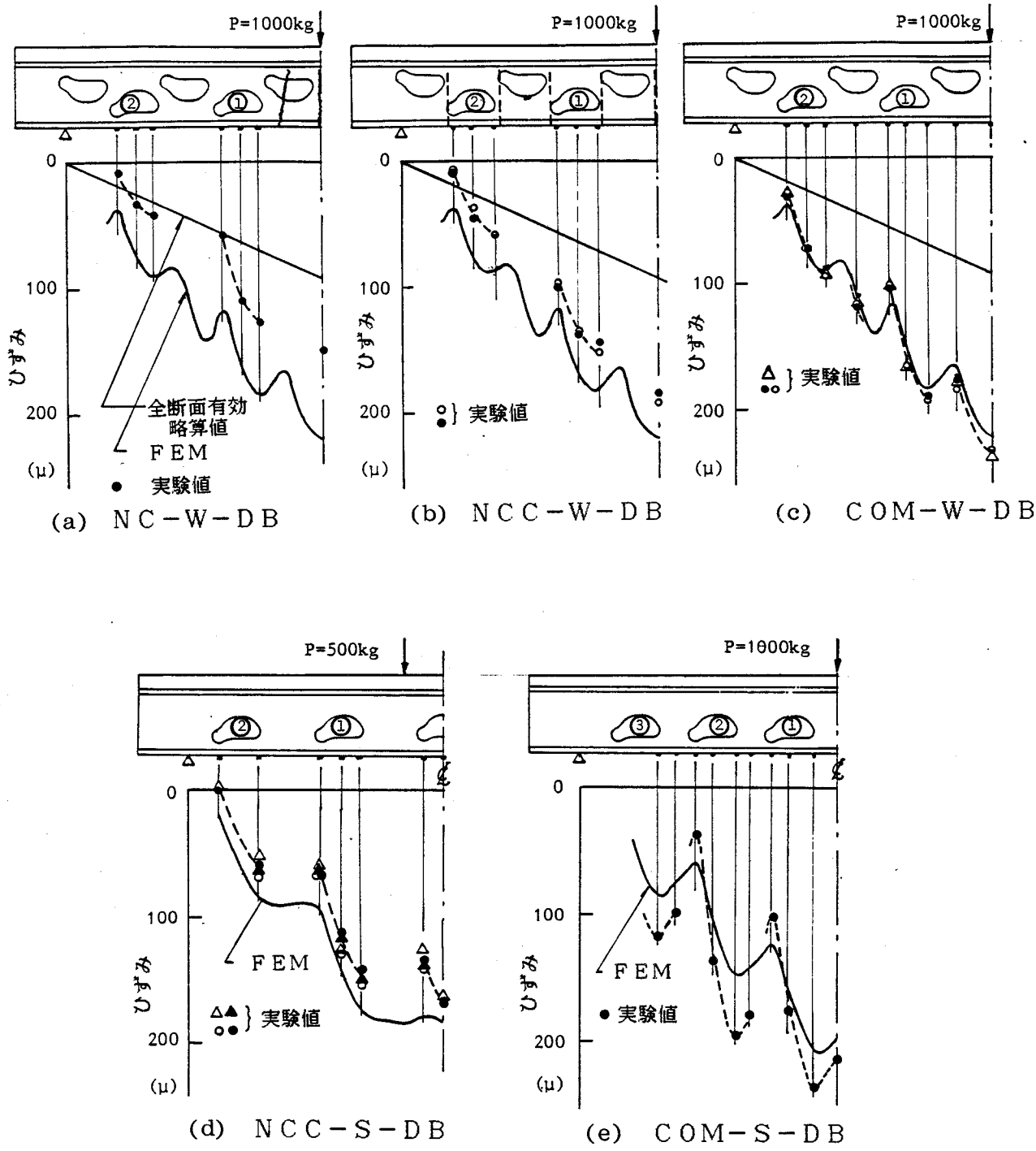
ｎ　：コンクリートのヤング係数，

その他：その他の記号はＩ形鋼単体の場合と同様である。

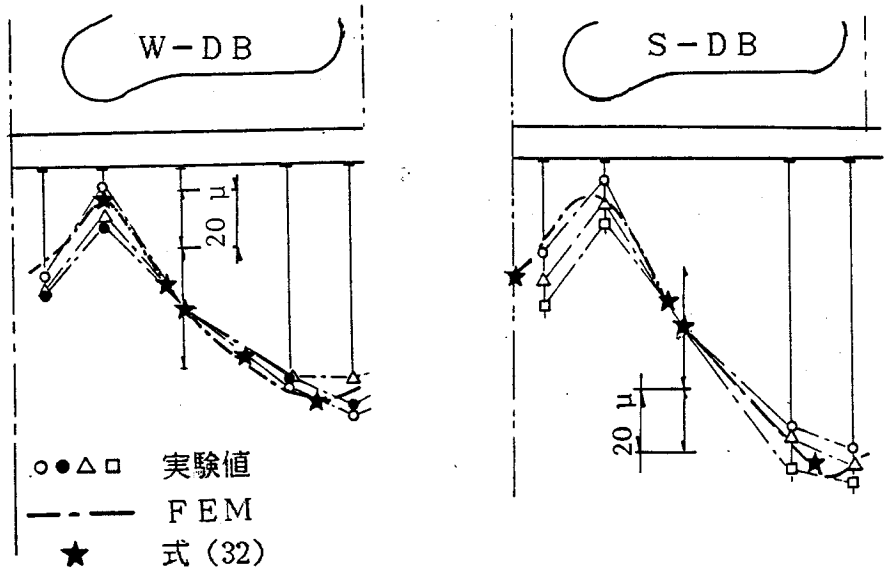
式（２６）で明らかなように，コンクリートはＩ形鋼と合成され，曲げモーメントに対

しては合成断面のＩｖで抵抗し，Ｉ形鋼に作用するせん断力はコンクリートと鋼の換算断面積比で分配される。このように断面積比で分配されるという考えの妥当性は図－７１に示したようにパンチ孔部のジグザグ振幅に関する実測値と解析値の一致から認められる。

応力集中係数α，βはパンチ孔形状によるものであるので，Ｉ形鋼単体のものと同じになった。



図－７０　フランジのひずみ分布.



図－７１　パンチ孔部におけるフランジの相対ひずみ分布.

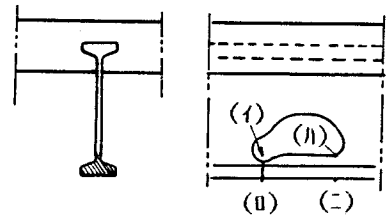
3-3-3　Ｓ－Ｎ関係

コンクリート合成ばりの場合も，疲労亀裂発生および破壊点は，載荷点に最も近いせん断パネル部にあるパンチ孔の左隅角部(イ) である。図－７２のように亀裂が断面(イ)-(ロ)で貫通すると全体の耐荷力がなくなる。よって，実験で得られたすべての疲労データはＩ形鋼の破壊に関するものである。

さて，Ｓ－Ｎ図にデータをプロットするが，縦軸の応力は式（２６）によって計算できる。しかし，NC，NCC，COM　で有効コンクリート断面が異っていたので，有効コンクリート断面を正しく推定した上で式（２６）を適用しなければならない。推定が妥当であればＳ－Ｎ結果はＩ形鋼単体のものと一致するはずである。ここでは以下の方法で有効コンクリート厚を推定した。

まず，パンチ孔部の二次曲げの変曲点（点(イ) の左 2.5cm）の実測ひずみが曲げだけによる計算ひずみと合うコンクリート有効深さｘを決定する。次に，このｘを用いてパンチ孔両隅角部直下の下フランジ下縁（点(ロ) と（ニ)）の応力を式（２６）によって計算し，測定値に一致するか否かを確認する。誤差がある場合，上記３点で誤差が平均化するよう試行錯誤によって最確値を推定する。その結果，得られた有効厚を式（２６）に代入して点(イ) の応力を算出する。

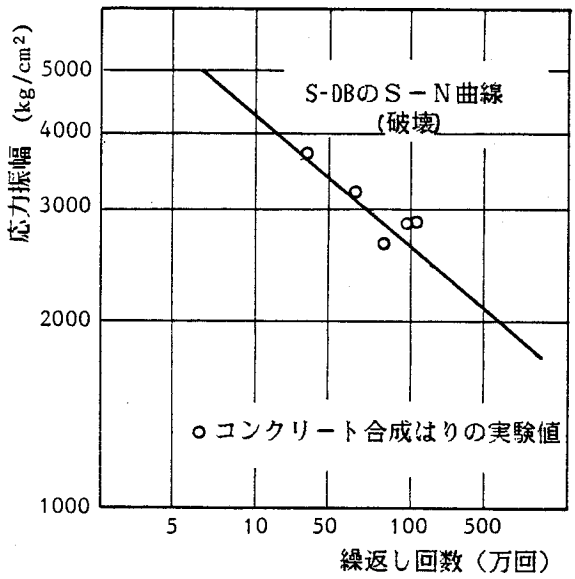
上記の手順で決定した応力を用いて全データをＳ－Ｎ図にプロットしたのが図－７３，７４である。図にはＩ形鋼単体の破壊に関するＳ－Ｎ曲線を併記したが，今回のプロットはこのＳ－Ｎ曲線付近にばらつき，有効コンクリート厚の推定法が妥当なものであると評価できる。



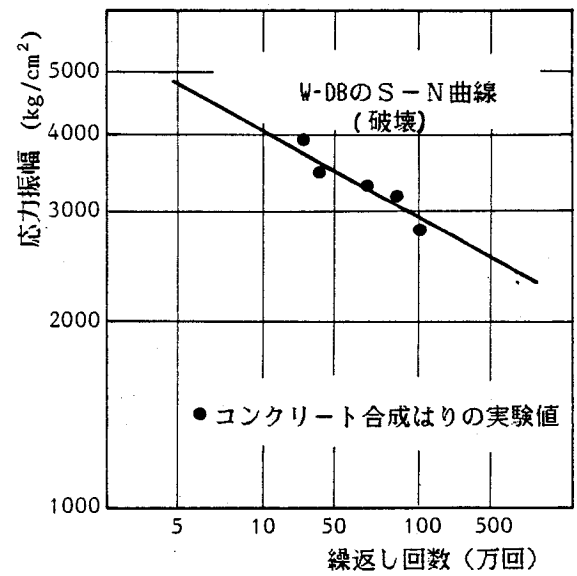
図－７２　Ｉ形鋼の疲労破壊状況.

以上の結果から，コンクリートに埋め込まれたＩ形鋼の疲労強度は破壊始点である点（イ）の応力を式（２６）で表現するならば，Ｉ形鋼単体のＳ－Ｎ曲線と一致することがわかった。

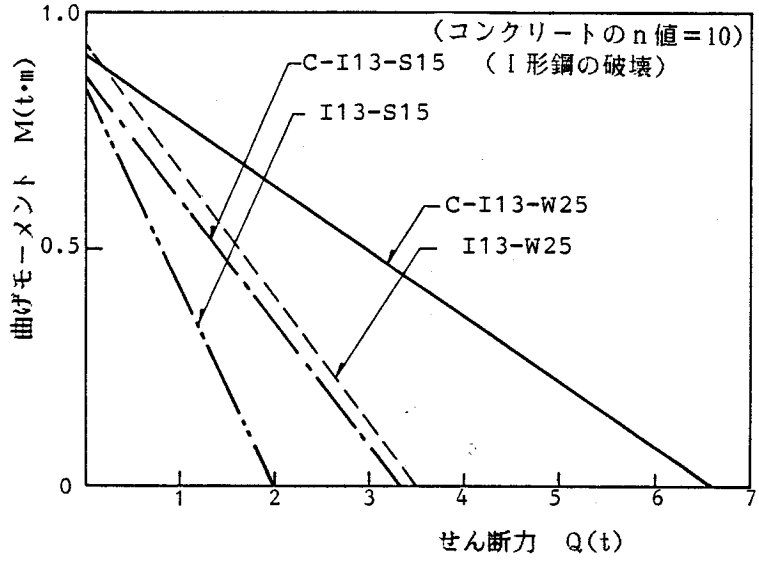
また，式（２６）でコンクリートの影響が評価できる。図－７５は 200万回時の時間強度を用いた合成ばりのＭ－Ｑ相関図である。Ｉ形鋼単体のものに比してＱが約２倍許容されるようになり，コンクリートはせん断力の分担に大きく寄与していることが明確になった。



図－７３　コンクリート合成ばりのＳ－Ｎ結果．
（Ｉ形鋼　Ｓ－ＤＢ）



図－７４　コンクリート合成ばりのＳ－Ｎ結果．
（Ｉ形鋼　Ｗ－ＤＢ）



図－７５　コンクリート合成ばりにおける200 万回疲労強度時のＭ－Ｑ相関図．

３－４　床版供試体の疲労強度

3-4-1　供試体とＩ形鋼の破壊位置

床版供試体は図－７６(a),(b) に示すようにＷ－タイプのＩ形鋼を組み入れたＩＢＧ床版２体，Ｓ－タイプのＩ形鋼を組み入れたＩＢＲ床版２体，計４体である。

床版供試体の実験でも１体の供試体から多くのＳ－Ｎデータを得るため，ＩＢＧ床版では（ａ）図に示すように５個所，ＩＢＲ床版では３個所の載荷点を設け，各々載荷点下のＩ形鋼を破断させた。このような載荷によると先行のＩ形鋼の局部破壊の影響を考慮する必要がある。予備実験によって，ひずみ変化について詳細に検討したが，ほとんど影響がないと判断できた。ただし，載荷順序が後になるほど先行の荷重による応力履歴で影響する。この影響についてはすでに得られているＩ形鋼単体のＳ－Ｎ曲線の傾きとマイナー則を用いて評価してよいであろう。

図－７６中（★）印で各載荷点下のＩ形鋼の破壊位置も示した。いずれもせん断力が最も大きい載荷板端付近（ＩＢＲ床版）か，より曲げモーメントの大きい載荷板下（ＩＢＧ床版）のパンチ孔の配力鉄筋定着部であった。各供試体の破壊回数は表－２３の通りであった。この表には上記の先行載荷の荷重履歴を考慮した補正値も示しておいた。ただし，この補正は実測ひずみ値の比で行った。

3-4-2　下フランジのひずみ分布

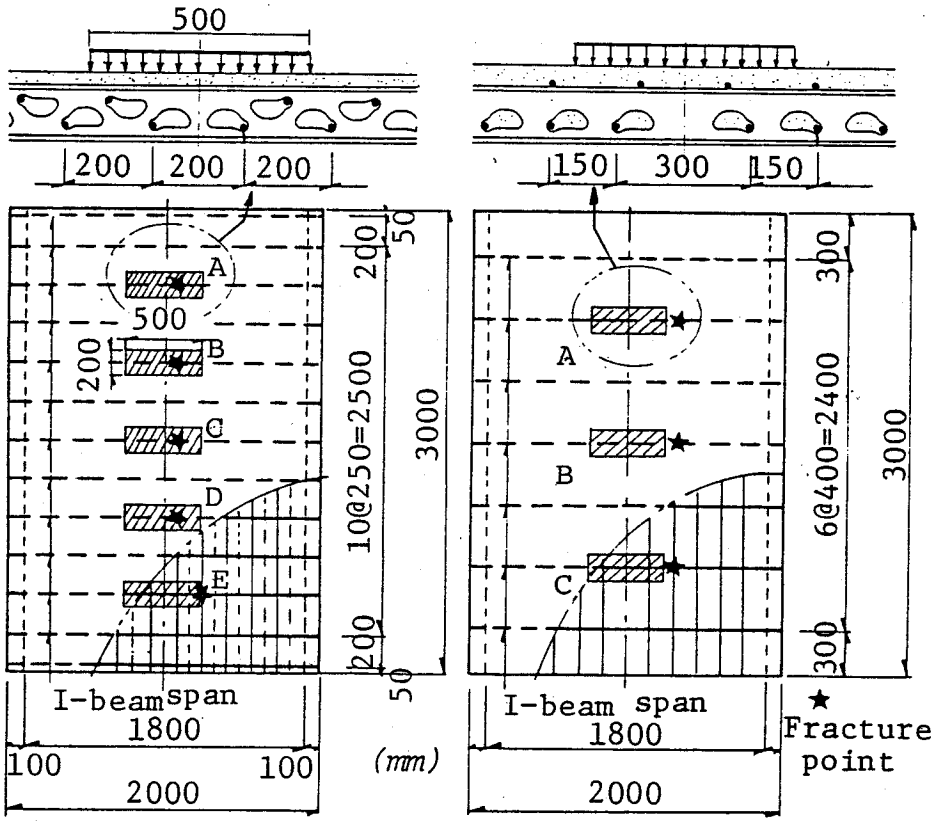
床版供試体でも，Ｉ形鋼の下フランジのひずみを測定した。載荷板直下のＩ形鋼の下フランジのひずみ分布状況について，１例を図－７７に示す。やはり，曲げモーメントとせん断力による二次曲げによって，ひずみ分布はジグザグ状になる。

この図にも解析値を併記したが，これらは以下のように求めた。すなわち，着目するＩ形鋼の直上に荷重を載荷し，板の曲げモーメントとせん断力分布を直交異方性板理論によって求め，着目するＩ形鋼の有効幅分（一般にＩ形鋼間隔となる）を積分し，Ｉ形鋼１本当たりの合計曲げモーメント・せん断力とする。抵抗断面としては当然Ｉ形鋼１本と有効幅のコンクリートからなる合成ばり断面を考える。これらの値を応力式（２６）に代入し，応力を求め，それをヤング係数で除してひずみ解析値とした。これをＩ形鋼方向にある一定間隔で順次行っていくと図のような解析ひずみ分布曲線が描ける。

さて，載荷順序が若い時は，床版コンクリートのひびわれはまだ理論通りの深さまで発達しておらず，有効コンクリート厚が大きい。このため，実測ひずみ値は解析値よりも小

さい。このような場合，亀裂発生点の作用応力を低減する必要があり，合成ばりで述べたような方法によって，断面剛性を修正して低減させることができる。

ＩＢＲ床版における修正値の１例を図－７７（ａ）中に示したが，修正値は実測値と良い一致を示した。



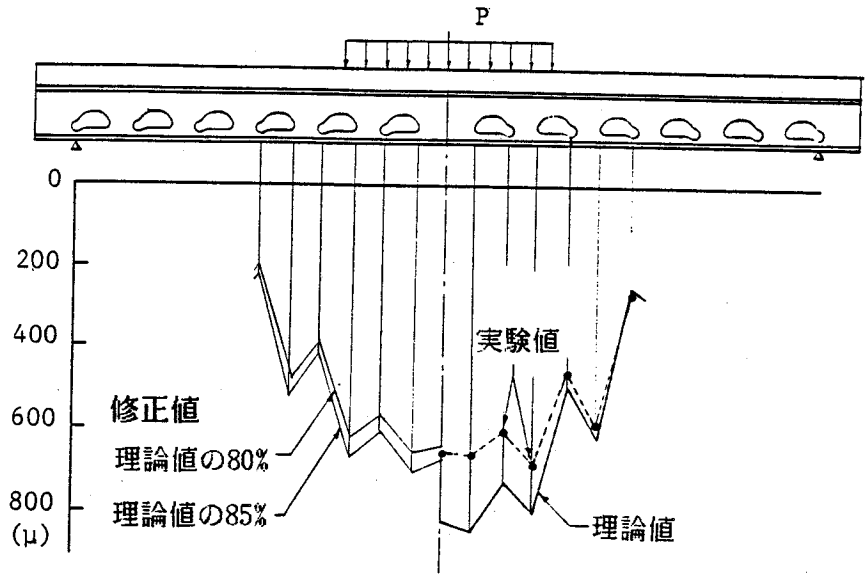
（ａ） ＩＢＧ床版　　（ｂ） ＩＢＲ床版

図－７６　床版供試体の概要および疲労破壊点.

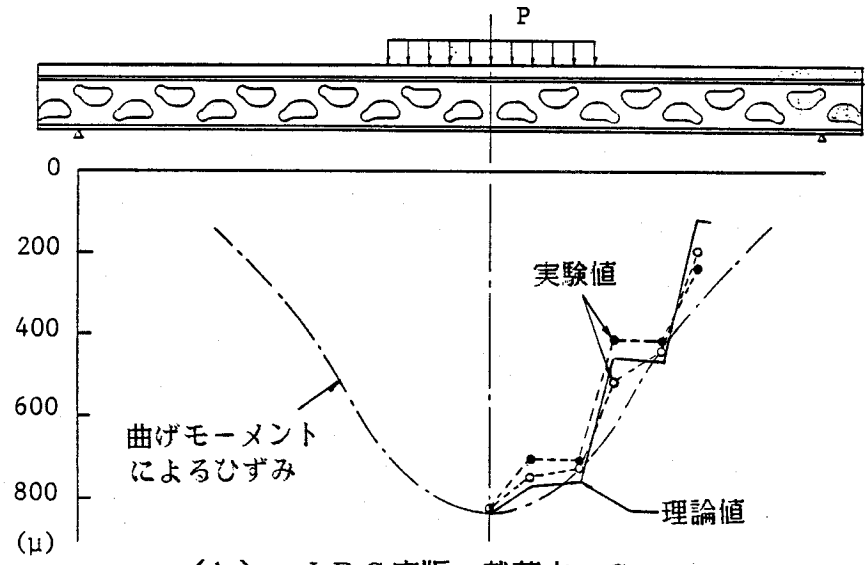
表－２３　床版供試体におけるＩ形鋼の疲労寿命結果，

供試体	載荷点	載荷荷重 (t)	繰返し数 (万回)	修正値 (万回)
IBG-1 (310)*	A	2 21	23.9	24.0
	B	2 19	98.6	125.0
	C	2 20	76.4	76.4
	D	2 22	18.4	20.0
	E	2 18.5	104.9	106.0
IBG-2 (294)*	A	2 14	153.6	159.3
	B	2 18	56.4	59.2
	C	2 19.1	95.7	95.7
	D	2 16	404.4	413.1
	E	2 19	33.6	35.2
IBR-1 (310)*	A	2 20	65.4	68.0
	B	2 18	200.0→	200.0→
	C	2 19	97.9	101.1
IBR-2 (294)*	A	2 22	43.9	44.3
	B	2 20	55.9	112.4
	C	2 23.5	21.5	21.8

*:使用コンクリートの圧縮強度.



（a）　ＩＢＲ床版　載荷点－Ｃ



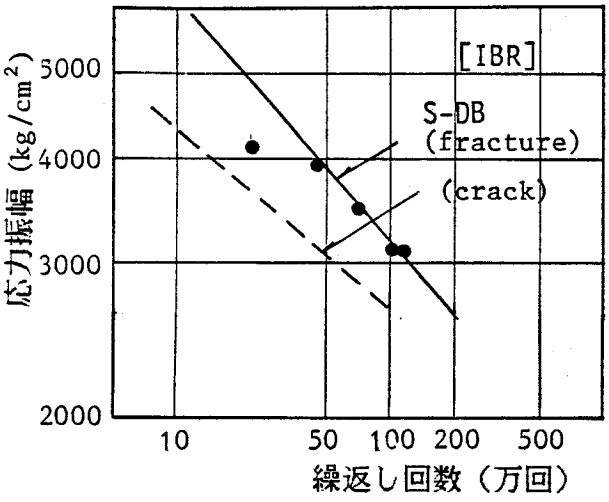
（b）　ＩＢＧ床版　載荷点－Ｃ

図－７７　床版供試体における載荷板直下のＩ形鋼下フランジのひずみ分布の１例.

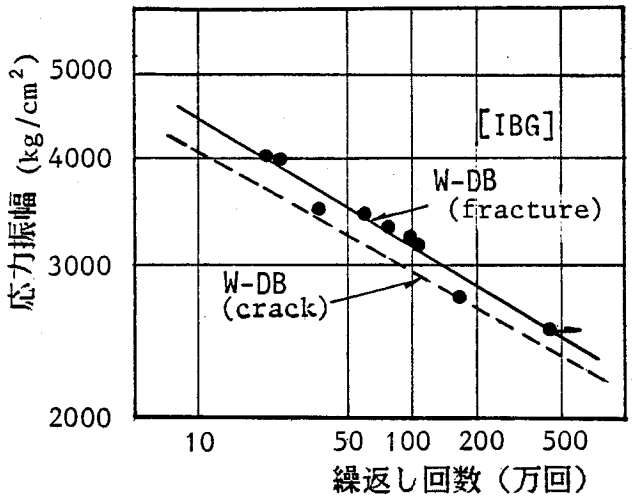
3-4-3　S－N関係

上記の方法で求めたMとQ，および，適正な断面諸量を式（２６）に代入し，疲労亀裂発生点の応力を求め，3-4-1 で得られた繰返し回数と組み合わせてS－N図にプロットした。結果は図－７８，７９の通りであり，ＩＢＲ床版，ＩＢＧ床版のS－N関係は使用したS－タイプ，W－タイプのＩ形鋼単体の破壊に関するS－N曲線上に分布することになった。

このことから，床版内のＩ形鋼の疲労強度は板理論によるMとQおよび式（２６）から計算される応力を用いるとＩ形鋼単体のS－N曲線から推定できると結論づけられる。また，式（２６）が，亀裂発生点の応力式として床版型式のものにも適用できることがわかった。



図－７８　ＩＢＲ床版のS－N結果.



図－７９　ＩＢＧ床版のS－N結果.

3－5 結 言

Ｉ形鋼単体，コンクリート合成ばり，および，床版供試体の一連の疲労実験から次のような項目が明らかとなった。

（1） コンクリート充塡鋼格子床版の疲労現象は主部材であるＩ形鋼の疲労破壊である。と言える。

（2） 鋼格子床版の疲労破壊点は曲げモーメントとせん断力の二次曲げによる応力が最も卓越するパンチ孔の配力鉄筋定着部である。

（3） １本のＩ形鋼でも疲労破壊するパンチ孔は曲げモーメントおよびせん断力が卓越する位置のものである。

（4） Ｉ形鋼単体の疲労亀裂発生および下フランジ破断に関する基本Ｓ－Ｎ曲線を提示した。破断の疲労寿命は亀裂発生寿命の約２倍である。

（5） Ｉ形鋼単体，合成ばりにおける亀裂発生点の簡易応力式を提案した。合成ばりの簡易応力式のＭとＱに床版内のＭ，Ｑを代入することによって，床版中のＩ形鋼の応力も評価できる。

（6） 上記応力がわかれば，床版中のＩ形鋼の疲労強度あるいは疲労寿命はＩ形鋼単体で得た基本Ｓ－Ｎ曲線で推定できる。

（7） Ｉ形鋼にあけるパンチ孔の配列はＷ－タイプが疲労の観点から望ましい。

（8） Ｉ形鋼と配力鉄筋の交点のスポット溶接はなるべく鉄筋定着部の点（イ）から離すべきである。

第４章　結　論

現在，公的にその使用が認められているコンクリート充塡鋼格子床版に関して，著者は一連の研究を続け，本床版の設計に関する有用な成果を得た。得られた主な成果を述べ，本編の結論としたい。

（１）　慣用の設計法で設計された鋼格子床版の静的耐荷力はＲＣ床版と同様に設計輪荷重の５～６倍以上になる。

（２）　本床版の弾性挙動は引張側コンクリートを無視した剛性による直交異方性板理論で説明できる。

（３）　よって，本床版を許容応力度設計法で設計する場合，直交異方性を考慮すべきである。

（４）　本床版の疲労破壊現象はＩ形鋼の疲労破断であると言える。

（５）　ウェブに配力鉄筋を配置するための特殊形状パンチ孔を有するＩ形鋼の疲労破壊特性，疲労強度を明らかにした。

（６）　Ｉ形鋼の疲労破壊はパンチ孔部のせん断力による二次曲げ応力ならびに形状による応力集中が原因している。よって，曲げモーメントおよびせん断力とも卓越する部位で疲労破壊が起こりやすい。

（７）　Ｉ形鋼単体および床版中のＩ形鋼の疲労破壊点の応力算定式を提案した。

参考文献

1） 前田幸雄・松井繁之：実物大鋼格子床版のＲＣ床版との比較における板特性と耐荷力に関する実験的研究，土木学会論文報告集　第１８１号，１９７０年9月．pp.1-14

2） 前田幸雄・松井繁之・梶川靖治・川井　豊：繰り返し荷重をうける橋梁構造部材安全性の現象論的考察，第１９回橋梁・構造工学研究発表会，１９７２．１２．pp.79-88

3） Y.MAEDA・S.MATSUI・Y.KAJIKAWA・Y.KAWAI: Structural Safety of Members in Highway Bridges Subjected to Repeated Loading, Proceedings of the Symposium on Loading and Safety of Structures -19th National Symposium on Bridge and Structural Engineering -,March 1974. pp.127-147

4） 前田幸雄・松井繁之：コンクリート充塡鋼格子床版の挙動特性と設計上の一考察第１回コンクリート工学年次講演会講演論文集，１９７９．pp.383-388

5） Y.MAEDA・S.MATSUI・K.KUSHIDA: Fatigue Strength of Concrete-Filled Grillage Decks, IABSE Colloquim Lausanne, March 1982. pp.609-616

6） 松井繁之：コンクリート充塡鋼格子床版の疲労強度と疲労安全性評価，土木学会関西支部ワークショップ・共同研究グループ報告ー道路橋鋼およびコンクリート合成床版の設計法に関する研究，昭和５９年５月．pp.35-43

7） 前田幸雄・松井繁之・松岡和巳・佐々木裕之：鋼格子床版の疲労損傷性状について，土木学会関西支部昭和５２年度年次学術講演会　Ｉ－３５，昭和５２年５月 pp.I-35-1-I-35-2

8） 前田幸雄・松井繁之・松岡和巳：鋼格子床版の死荷重応力に関する一考察，昭和５３年度土木学会関西支部年次学術講演会　Ｖ－１４，昭和５３年５月．

9） Y.MAEDA。S.MATSUI・Y.MATSUDA: Fatigue Tests of Open-Web Expanded Beams, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.25, No. 1246, 1975. pp.183-197

10） Y.MAEDA・S.MATSUI: Stress and Deflection Analysis of Expanded Open-Web Steel Beams, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.27, No.1362, 1977. pp.271-281

11） 渡辺　昇：格子げたの理論と計算，技報堂，１９６５．pp.350-383

12） S.TIMOSHENKO・S.WOINOWSKY-KRIEGER: Theory of Plates and Shells, MacGraw-Hill, 1959. pp.364-371

13） R.H.WOOD: Plastic and Elastic Design of Slabs and Plates, Thames and Hudson, London, 1961. pp.1-75

第４編

コンクリート系床版の

設計法と劣化度判定法

第１章　序　　論

１－１　設計法

第２編でＲＣ床版の静的強度，疲労強度について論じ，両者の最終破壊形式は押し抜きせん断破壊であることを明確にした。上記のような終局限界状態を示すＲＣ床版の設計法として，従来の許容応力度法でよいのか，限界状態設計法を採用すべきなのか問題となる。

従来の許容応力度設計法で設計された床版は，設計荷重に対して約５倍以上の静的耐荷力を有しているにもかかわらず，わずか10年たらずで疲労破壊している。

しかし，押し抜きせん断耐荷力は第２編第２章で述べたように，曲げに対する抵抗モーメントと同様に，コンクリート強度，床版厚，鉄筋量の関数であり，また，疲労強度は静的耐荷力との関数であることから，床版の設計は基本的には曲げに対してのみ行ってもよいと考えられる。この考えの妥当性を保証するため図－１を用意した。この図はＲＣ床版の抵抗モーメントと押し抜きせん断耐荷力との関係を示した１例である。ただし，この図のために対象とした床版は次のような条件で設計された。

１）床版厚：14cm～20cm，

２）かぶり：３cm（ただし，鉄筋中心からコンクリート表面まで），

３）配力鉄筋比：80%，

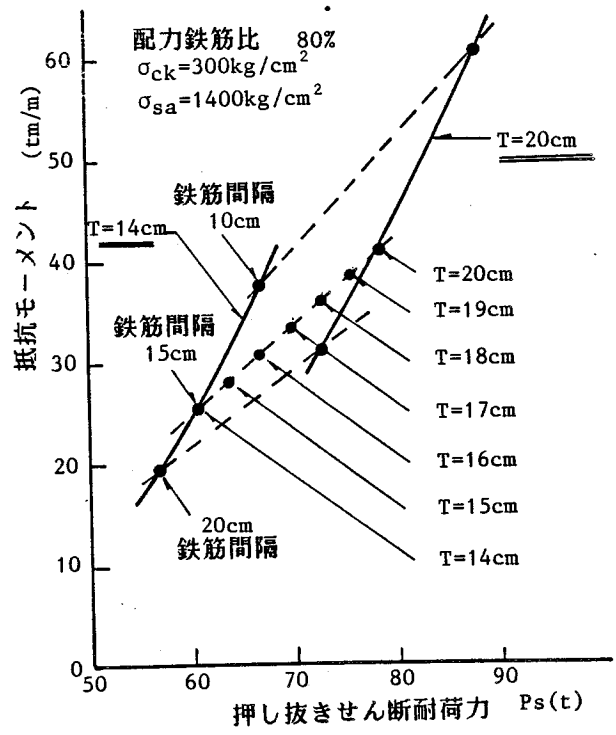
４）主鉄筋：D16，10cm間隔～20cm間隔，

５）コンクリート強度：σ_{28}＝ 300 kg/cm^2，

σ_{ca}＝ 100 kg/cm^2，

６）鉄筋許容応力度：1400 kg/cm^2，

７）載荷板の大きさ：20cm～50cm。



図－１　断面の抵抗モーメントと押し抜きせん断耐荷力との関係．

さて，図－１で，断面の主要変数である床版厚あるいは鉄筋間隔（鉄筋量に変換可能）をパラメーターにすると，抵抗モーメントと耐荷力にはほぼ線形関係が見られる。以上から，ＲＣ床版は曲げモーメントによる許容応力度で設計してもよいと言えるであろう。

ただし，最終耐荷力はコンクリート強度によって変化するので，打設されるコンクリートの最低強度を予測して，これに対する照査は必要である。

一方，鋼格子床版の静的および疲労破壊はＩ形鋼の応力度によって決まると考えてよいであろう。よって，本床版の基本設計はやはり曲げモーメントによる許容応力度法でよいと考えられる。

１－２　コンクリート系床版の直交異方性度

道路橋床版のように薄い版厚のＲＣ床版では引張側コンクリートのひびわれ発生開始時の鉄筋応力は約 130～270 kg/cm^2 という報告 /1/や，厚さ18cmの床版で6 ton の繰返し荷重下でわずか2 万回程度でひびわれが入ったとの報告 /2/がある。よって，鉄筋応力を許容応力度一杯に設計し，かつ，活荷重応力が全作用応力の80～90%も占める道路橋コンクリート系床版では当然ひびわれは発生すると考えるべきであろう。

本来，ひびわれを発生していない床版は等方性板と考えてよいが（このような状態は全く処女静的載荷時にのみ見られる），ひびわれ発生後は板剛性に対して鉄筋の占める割合いが増加し，直交２方向の鉄筋量，鉄筋配置位置の違いから，それら２方向で板剛性が異なる異方性板挙動を示す。

この異方性板挙動については第２編第３，４章，および，第３編第２章で詳述し，使用限界時における直交異方性度（$\alpha = Dy/Dx$）は，直交２方向の断面とも引張側コンクリートを無視した板剛性による直交異方性度である。慣用のＲＣ床版の断面設計は引張側コンクリート無視の断面で行っているが，この考えの基本は安全側にということである。この考えに基づくならば当然作用モーメントもひびわれ後の直交異方性板の大きい値をとる必要があろう。

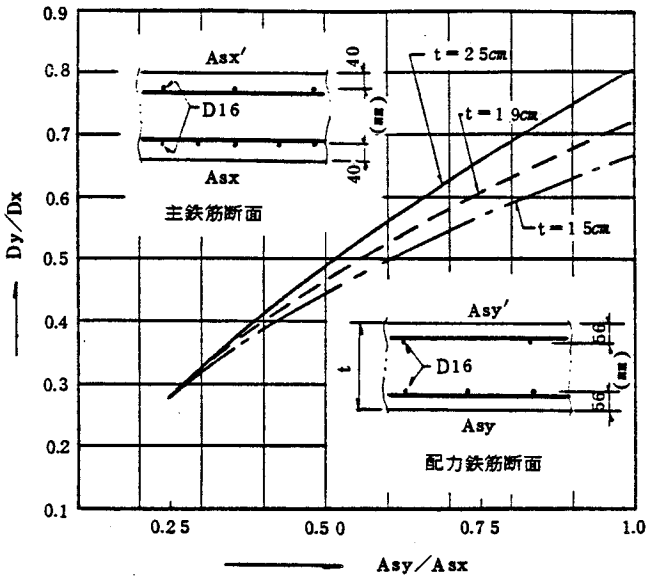
通常，ＲＣ床版では主鉄筋は配力鉄筋の外側に配置される。各断面で引張側コンクリートを無視した板剛性は

$$D = \frac{E_c}{1-\nu_c^2}\{I_c + (n-1)I_s\} \qquad (1)$$

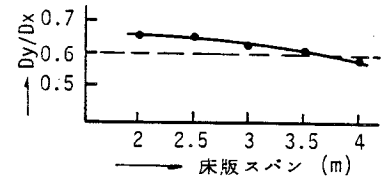
と表わしてよい。Ｉｃ，Ｉｓは主鉄筋あるいは配力鉄筋に直角な断面の中立軸に関する圧縮側コンクリートおよび鉄筋の断面二次モーメントで，各断面の板剛性をＤx,Ｄy とすると，その床版の直交異方性度αはＤy/Ｄx で表わされる。

図－２は配力鉄筋量（Asy）を主鉄筋量（Asx）の25%から 100%まで変化させた場合の直交異方性度αの変化である。 100%の配力鉄筋量を組み入れてもDy/Dx は高々 0.8である。

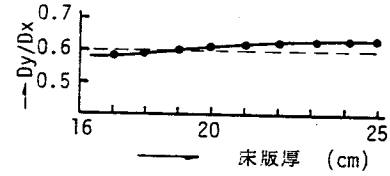
現行示方書の曲げモーメント式と床版厚規定を用いて設計した床版についてDy/Dx を求めると，図－３に示すようにスパンの増加とともに若干減少する傾向は見られるがほぼ 0.6と考えらる。また，図－４は配力鉄筋量を主鉄筋量の70%に固定したときの床版厚と板剛性比の関係を示すがやはり 0.6前後となる。このような結果から，現在慣用している床版厚，鉄筋量，床版スパンの範囲では，ＲＣ床版の直交異方性度は約 0.6と言える。



図－ ２　　配力鉄筋量と直交異方性の関係．



図－ ３　　示方書による床版のDy/Dx。



図－ ４　　Dy/Dx と床版厚との関係。

鋼格子床版では断面形状の決った特殊なＩ形鋼を用いること，および，そのＩ形鋼のウェブにあけたパンチ孔を介して配力鉄筋を配置するため，断面の選択に種々の制約を受け，ＲＣ床版のような自由な断面設計はできない。

現在，標準的なＩ形鋼には表－１に示すものがあり，２等橋以上では高さ 130mm,150mmのものが用いられている。そして，ウェブのパンチ孔は図－５(a) に示したものが慣用されている。さらに，配力鉄筋の配置方法にも図－５(b),(c) に示す２種が実用されている。図－５(b) のように，上下２段の配力鉄筋ともＩ形鋼のウェブ中を通す場合の床版をダブルパンチタイプ（Ｗ－タイプ），(c) のように下段の配力鉄筋をウェブ中に，上段のものをＩ形鋼の上に戴せる床版をシングルパンチタイプ（Ｓ－タイプ）という。

以上の構造特性から，断面設計に対して，次のような制約が生まれる。

ａ）Ｉ形鋼より上側のかぶりを 3cm以上とする。なお，Ｓ－タイプでは上側配力鉄筋より上のかぶり厚は 2cm以上とする。よって，最小床版厚が制約される。

ｂ）Ｉ形鋼の間隔は10cm以上，25cm以下とする。

ｃ）配力鉄筋はＩ形鋼のパンチ孔を通して配置されるが，現在使用されているパンチ孔は図－５（ａ）に示すようなものがあり，孔の形状が決められていること，および，残存ウェブ幅，上下方向でのパンチ孔位置も決められている。さらに，配力鉄筋として許される異形鉄筋径もD13，D16，D19 の３種しかない。このことから，配力鉄筋断面の抵抗モーメントに制約をうける。

上記の制約を考慮して，床版厚16cm～20cmで，直交２方向の各断面における曲げ剛性，抵抗モーメントを求めると図－６～８のようになり，上・下限値が存在する。

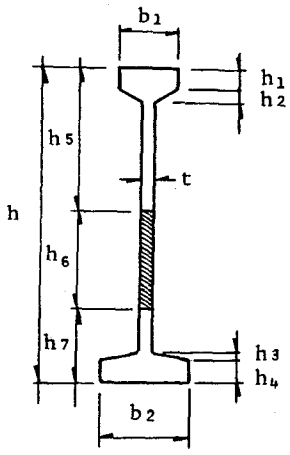
このような制約のもとで，佐伯案に従って表－２の床版の設計を行ってみた。設計後の全床版について板剛性比を見ると，一応，αは 0.4～0.45となる。ただし，第１編第２章で述べたように，佐伯案には若干不合理性があり，主部材断面の剛性を若干上げ，配力鉄筋断面のものを下げなければならない。よって，αは０．４程度になると考えられる。

表－1　I形鋼の種類，

寸　法　　単位（mm）

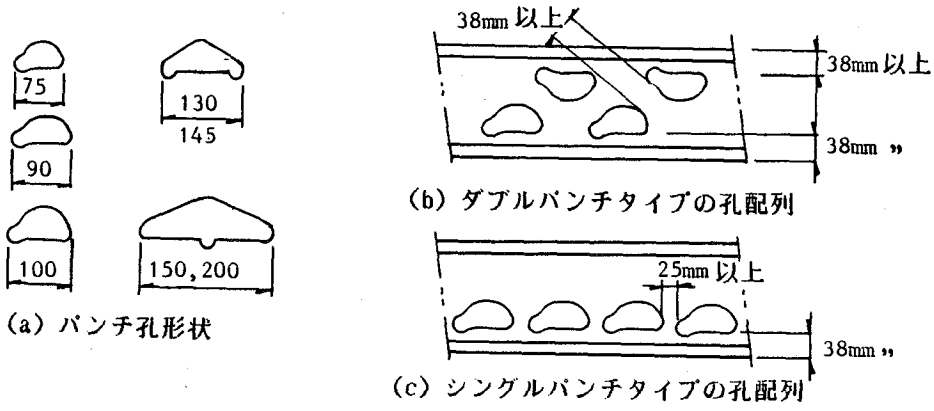
h	b_1	b_2	t	h_1	h_2	h_3	h_4	h_5	h_6	h_7
105	30	35	4.0	11	2.5	3.0	7.5	25	45	70
130	30	40	4.5	12	2.0	3.0	9.0	35	65	30
	30	30	4.3	10	3.0	3.0	10	40	50	40
150	36	50	5.0	10	4.0	3.0	7.0	55	65	30
	35	35	4.8	10	3.0	3.0	10	40	70	40

性　能



h	I	縁端距離(cm)		断面係数(cm)		断面積	重量
	(cm)	y_u	y_l	Z_u	Z_l	(cm)	(kg/m)
105	170	5.12	5.38	33.2	31.6	10.3	8.1
	167	5.20	5.30	32.1	31.5	8.5	
130	330	6.74	6.26	48.9	52.7	12.9	10.1
	319	6.74	6.26	47.3	51.0	10.0	
	287	6.50	6.50	44.1	44.1	11.5	9.0
	282	6.50	6.50	43.4	43.4	9.4	
150	505	7.67	7.33	65.8	68.9	15.0	11.8
	489	7.37	7.63	66.4	64.1	11.8	
	480	7.50	7.50	64.1	64.1	14.6	11.3
	467	7.50	7.50	62.2	62.2	11.1	

下段は孔を控除した値

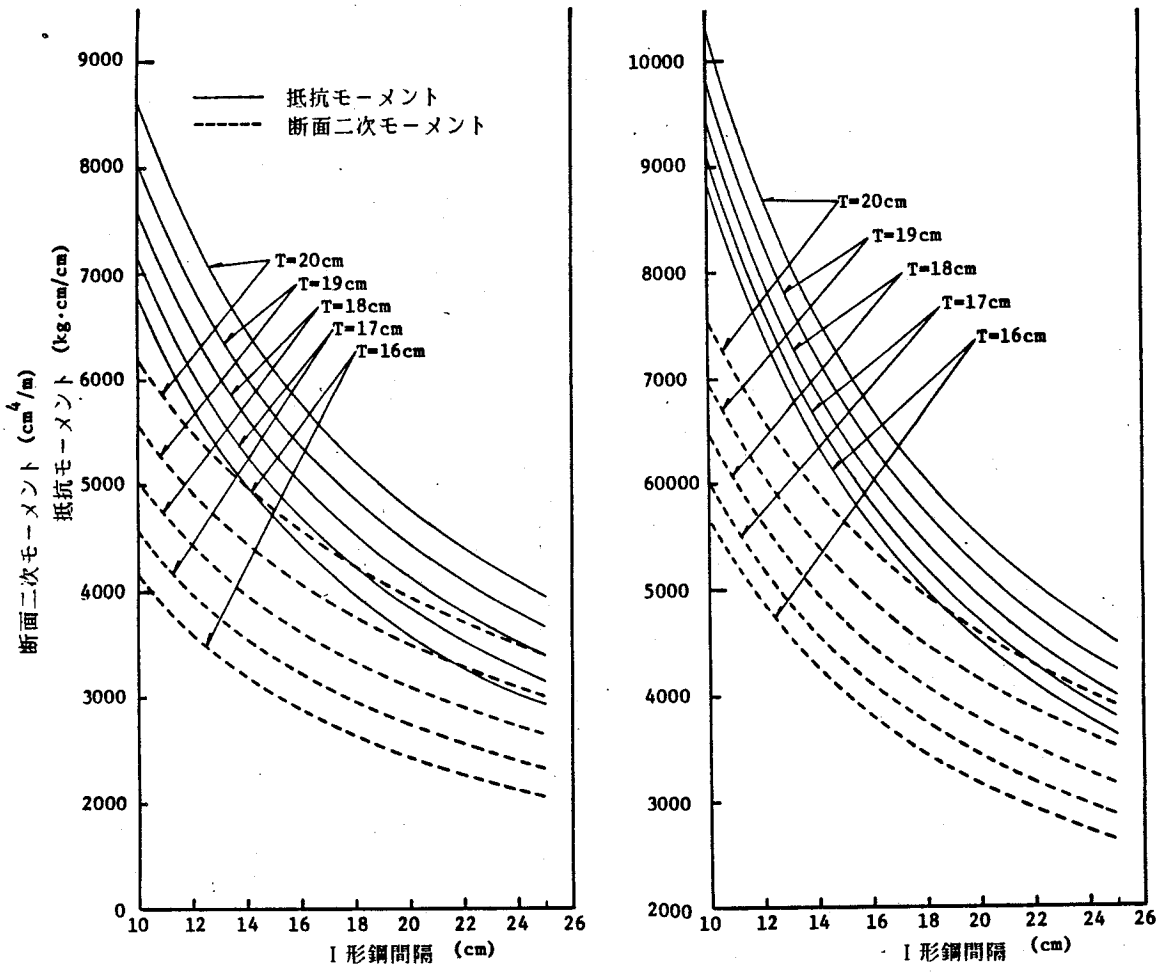


(a) パンチ孔形状

(b) ダブルパンチタイプの孔配列

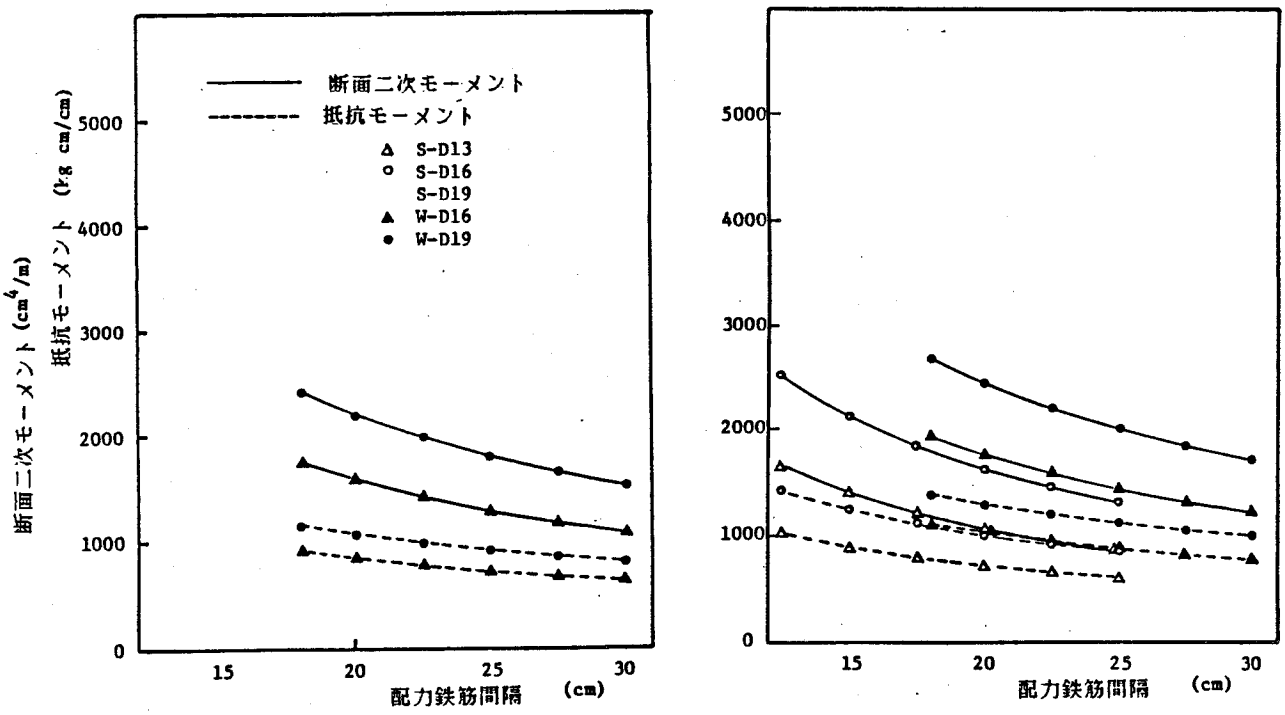
(c) シングルパンチタイプの孔配列

図－5　パンチ孔形状と孔配列.

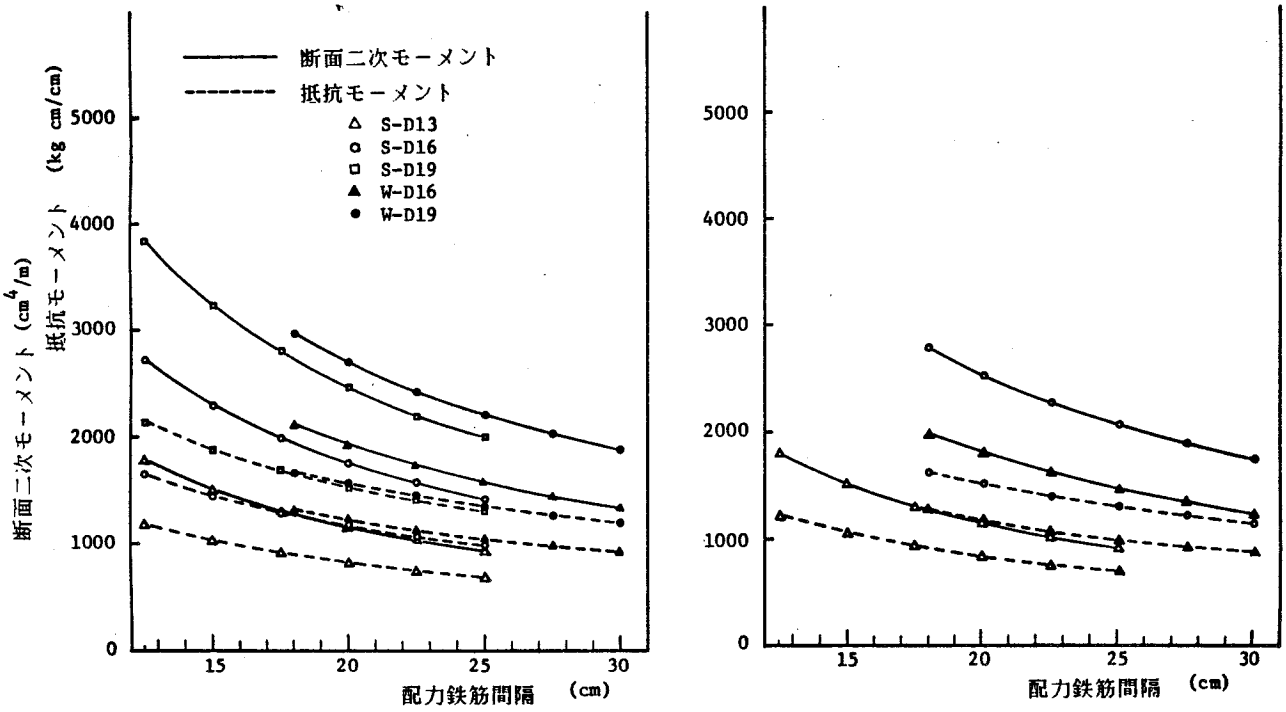


(a) h=13cmのＩ形鋼を用いる場合　　(b) h=15cmのＩ形鋼を用いる場合

図－６　Ｉ形鋼断面の抵抗モーメントと断面二次モーメントの関係.

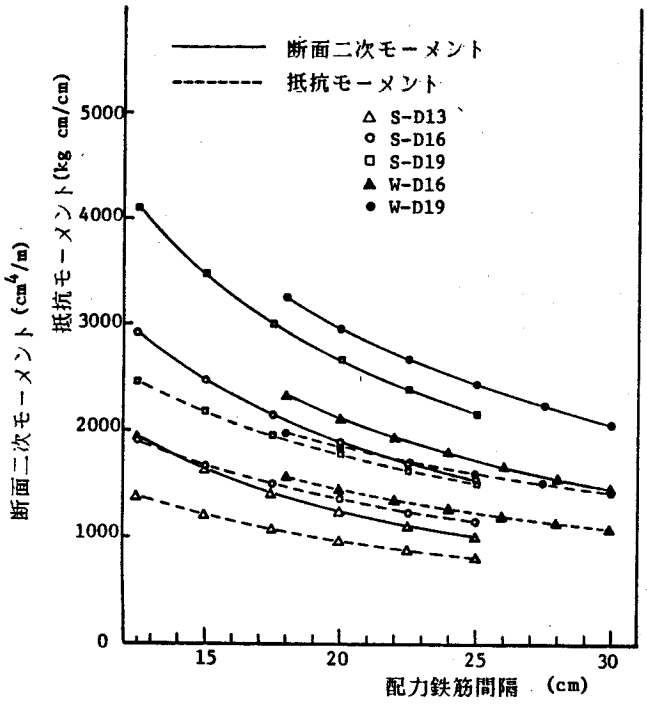


(a) 床版厚16cm，113 を使用　　(b) 床版厚17cm，113 を使用

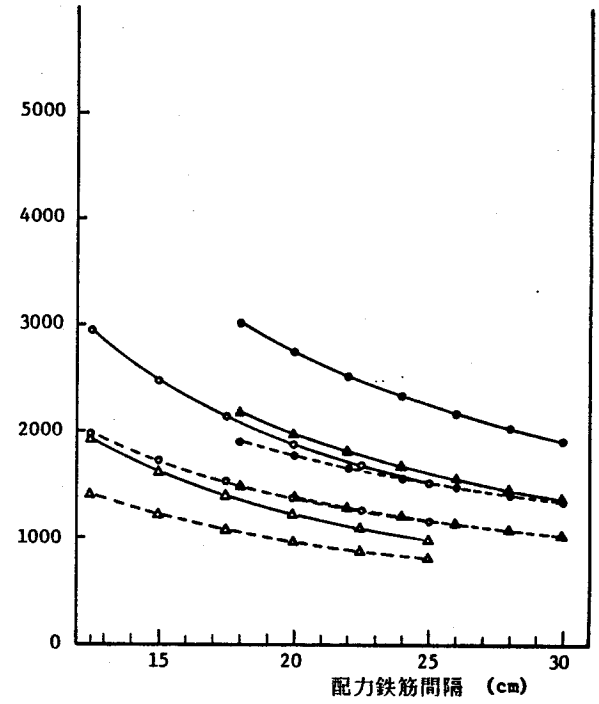


(c) 床版厚18cm，113 を使用　　(d) 床版厚18cm，115 を使用

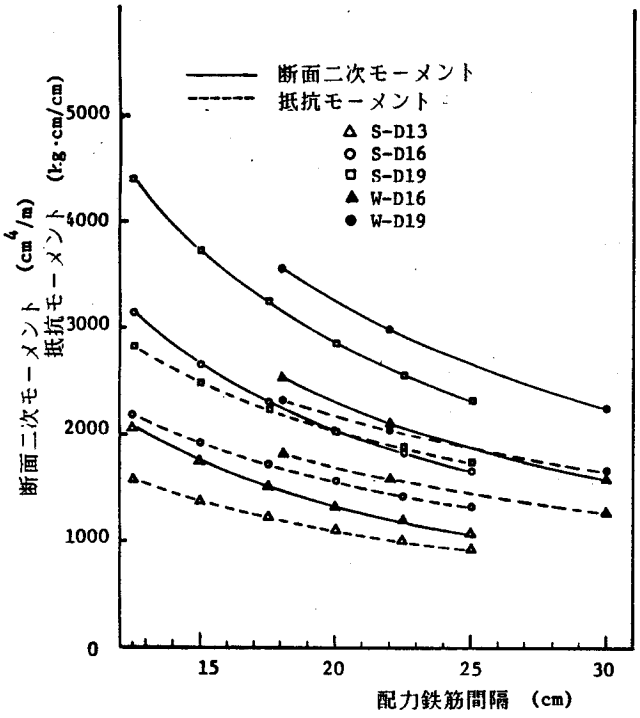
図－７　配力鉄筋断面の抵抗モーメントと断面二次モーメント（その１）．



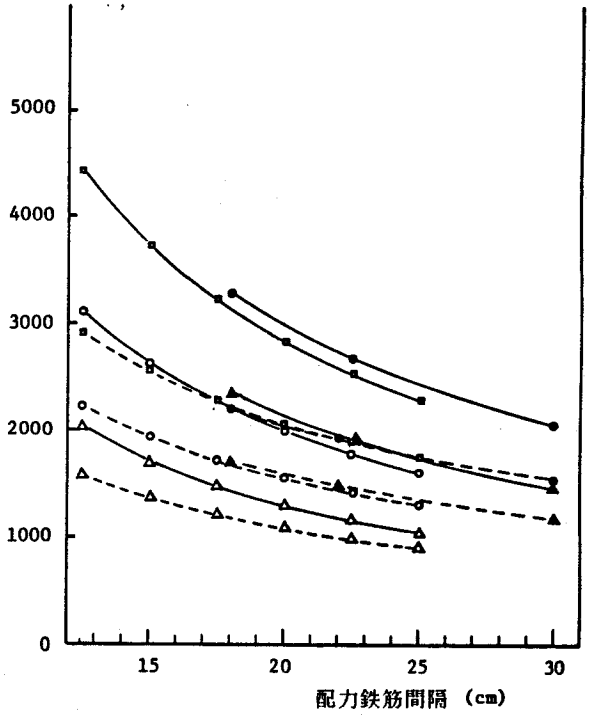
(e) 床版厚19cm，113 を使用



(f) 床版厚19cm，115 を使用



(g) 床版厚20cm，113 を使用



(h) 床版厚20cm，115 を使用

図－８　配力鉄筋断面の抵抗モーメントと断面二次モーメント（その２）.

表－2　佐伯案によって設計された床版の直交異方性度，

床版支間 (m)	床版厚 (cm)	I形鋼の曲げモーメント				配力鉄筋の曲げモーメント			直交異方性	理論モーメント		モーメント比	
		Ml	Mx	断面	Ix	My	断面	Iy	Iy/Ix	Mxt	Myt	Mx	My
2.0	16	2976	3248	I13 (22cm)	2260	1728	W-D16(18cm)	920	0.407	2960	1430	1.005	1.208
	17	2976	3262	I13 (23cm)	2480	1728	S-D16(18cm)	1095	0.442	2900	1570	1.027	1.100
		"	"	"	"	"	W-D19(29cm)	1025	0.413	2950	1440	1.009	1.200
	18	2976	3276	I13 (25cm)	2645	1728	S-D13(13cm)	1195	0.451	2900	1440	1.027	1.200
		"	"	"	"	"	W-D16(22cm)	1150	0.435	2910	1450	1.023	1.192
2.5	16	3552	3980	I13 (17cm)	2750	2088	W-D19(21cm)	1050	0.382	3660	1800	0.970	1.160
	17	3552	4001	I13 (19cm)	2840	2088	S-D16(15cm)	1250	0.440	3550	1880	1.001	1.111
		"	"	"	"	"	W-D19(24cm)	1160	0.408	3600	1840	0.987	1.134
	18	3552	4022	I13 (20cm)	3100	2088	S-D16(16cm)	1390	0.448	3520	1890	1.009	1.105
		"	"	"	"	"	W-D19(26cm)	1320	0.425	3570	1860	0.995	1.123
		"	"	I15 (24cm)	3275	2088	W-D19(24cm)	1350	0.412	3600	1840	0.987	1.135
	19	3552	4033	I13 (22cm)	3280	2088	S-D19(25cm)	1510	0.460	3510	1900	1.012	1.099
		"	"	"	"	"	W-D19(29cm)	1410	0.430	3560	1870	0.998	1.117
	20	3552	4064	I13 (24cm)	3490	2088	S-D16(19cm)	1625	0.466	3500	1920	1.015	1.088
		"	"	"	"	"	W-D16(22cm)	1590	0.456	3510	1900	1.012	1.099
3.0	17	4128	4773	I13 (15cm)	3375	2450	S-D13(13cm)	1425	0.422	4080	2180	1.012	1.123
		"	"	"	"	"	W-D19(20cm)	1600	0.474	3980	2270	1.037	1.079
	18	4128	4804	I13 (16cm)	3615	2450	S-D16(14cm)	1530	0.423	4080	2190	1.012	1.119
		"	"	"	"	"	W-D19(22cm)	1480	0.419	4090	2180	1.009	1.124
		"	"	I15 (20cm)	3765	2450	W-D19(20cm)	1525	0.405	4120	2170	1.002	1.129
	19	4128	4834	I13 (18cm)	3750	2450	S-D16(15cm)	1675	0.447	4030	2230	1.024	1.099
		"	"	"	"	"	W-D19(24cm)	1650	0.440	4050	2210	1.019	1.109
		"	"	I15 (21cm)	4000	2450	S-D16(15cm)	1725	0.431	4060	2210	1.017	1.109
		"	"	"	"	"	W-D19(22cm)	1665	0.416	4100	2180	1.007	1.124
	20	4128	4865	I13 (19cm)	4075	2450	S-D16(16cm)	1840	0.452	4020	2240	1.027	1.094
		"	"	"	"	"	W-D19(17cm)	1780	0.437	4050	2210	1.019	1.109
		"	"	I15 (22cm)	4290	2450	S-D19(23cm)	1890	0.441	4050	2210	1.019	1.109
		"	"	"	"	"	W-D19(24cm)	1840	0.429	4060	2210	1.017	1.109
3.5	18	4704	5624	I13 (14cm)	3970	2808	S-D19(17cm)	1725	0.435	4480	2460	1.050	1.141
		"	"	"	"	"	W-D19(19cm)	1620	0.408	4550	2420	1.034	1.160
	19	4704	5666	I13 (15cm)	4250	2808	S-D19(18cm)	1910	0.449	4450	2490	1.057	1.128
		"	"	"	"	"	W-D19(21cm)	1800	0.425	4500	2450	1.045	1.146
		"	"	I15 (18cm)	4490	2808	S-D16(13cm)	1930	0.430	4490	2450	1.048	1.146
		"	"	"	"	"	W-D19(19cm)	1850	0.412	4540	2420	1.036	1.160
	20	4704	5707	I13 (16cm)	4570	2808	S-D19(20cm)	2040	0.446	4450	2490	1.057	1.128
		"	"	"	"	"	W-D19(23cm)	1990	0.435	4470	2460	1.052	1.141
		"	"	I15 (19cm)	4750	"	S-D19(20cm)	2075	0.437	4470	2460	1.052	1.141
		"	"	"	"	"	W-D19(21cm)	2010	0.423	4500	2450	1.045	1.146
4.0	19	5280	6536	I13 (12cm)	4920	3168	S-D19(16cm)	2070	0.421	5020	2790	1.052	1.135
		"	"	"	"	"	W-D19(18cm)	1980	0.402	5060	2750	1.043	1.152
	20	5280	6590	I13 (13cm)	5230	3168	S-D19(17cm)	2250	0.430	5000	2800	1.056	1.131
		"	"	"	"	"	W-D19(20cm)	2175	0.416	5040	2770	1.048	1.144
		"	"	I15 (16cm)	5380	3168	S-D19(17cm)	2290	0.432	5000	2800	1.056	1.131
		"	"	"	"	"	W-D19(18cm)	2220	0.413	5040	2770	1.048	1.144

曲げモーメントの単位： kg•m/m

さて，設計用曲げモーメントは，設計輪荷重を幅員方向で示方書に規定されている車輪間隔を保持して，載せ得るだけ載せた時の絶対最大モーメントである。よって，１つの輪荷重による影響線を用意して絶対最大モーメントを求めた。

解析数はスパンに関して，2.0，2.5，3.0，3.5および4.0mの５種で，直交異方性度Dy/Dx に関しては 0.2～1.0 まで 0.1間隔の９種であった。

結果として，主鉄筋断面あるいはＩ形鋼断面に作用するMx ，配力鉄筋断面に作用するMy の最大値と直交異方性の関係が図－９のように得られた。図－１０には，Mx ，My の等方性板モーメントとの比と直交異方性および床版支間との関係を示した。

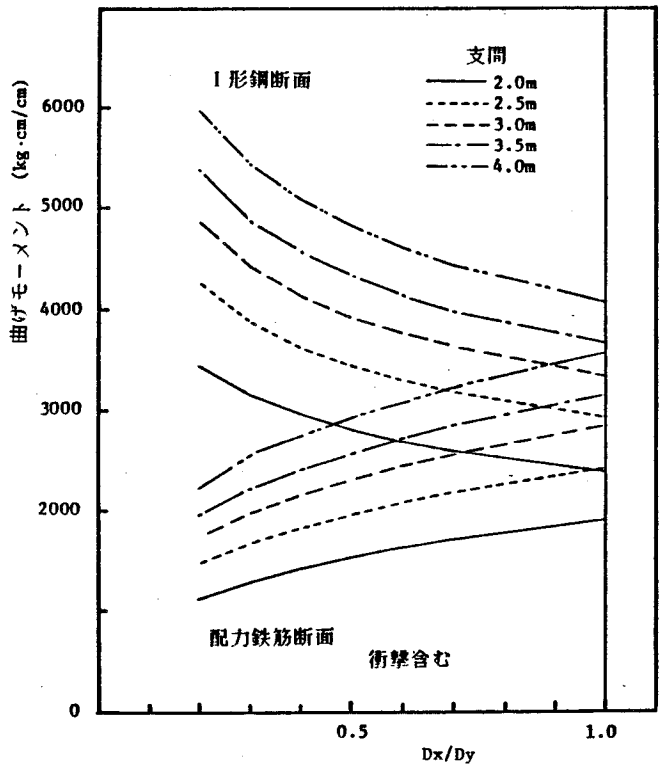
これらの図から次のことが考察できる。

（１）　現行示方書ではＲＣ床版を等方性板，すなわち，Dy/Dx ＝1.0 と仮定し，直角２方向の曲げモーメント式を誘導している。しかし，このような等方性の状態はコンクリートに全くひびわれのない全断面有効の時だけであり，一旦ひびわれが発生すると徐々に異方性が進み，使用限界時にはDy/Dx ＝0.6 の直交異方性板になり，対応する曲げモーメント比も約0.6 となる。この異方性度をもつ床版の実発生モーメントは等方性板モーメントとの比で，主鉄筋に関してはMx/Mxo＝1.13，配力鉄筋に関してはMy/Myo＝0.85となり，主鉄筋に作用するモーメントは増加する。逆に配力鉄筋は安全側になる。

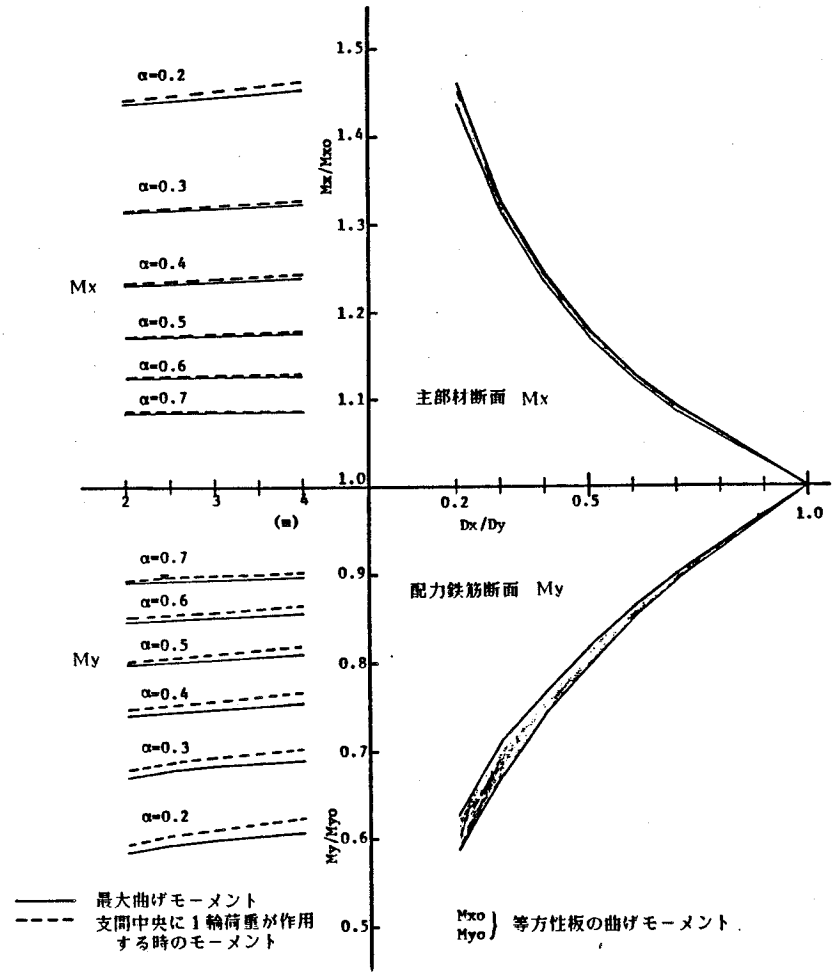
昭和３９年以前の示方書で設計されたＲＣ床版では配力鉄筋比Asy／Asxはわずか0.25であり，その結果Dy/Dx ＝0.3 という極端な直交異方性板であった。このため，主鉄筋断面の実発生モーメントは設計モーメントの 1.3倍以上となっていたことが図より理解できる。よって，曲げひびわれ発生後はこの過大なMx を受けて，破損が早まったものと推定できる。ただし，床版厚が薄いため静的耐荷力も小さく疲労強度も低いと考えられる。

（２）　鋼格子床版ではαが約０．４となり，主部材断面に関してはMx/Mxo=1.24,配力鉄筋断面に関してはMy/Myo=0.75 となる。これらの値を佐伯案の係数と比較すると，やはり，主部材断面に対して佐伯案は若干危険側の曲げモーメントを与えていることが理解できる。

（３）　現行設計法の基本である許容応力度設計法を遵守するならば，主鉄筋あるいは主部材，および，配力鉄筋の両者の発生応力を許容応力度以下におさえなければならないであろう。ＲＣ床版の安全な合理的設計として，さらに配力鉄筋量を増加し，等方性板へと近づける方法が考えられが，一方向版ではMy はMx より小さいことから，配力鉄筋量を主鉄筋量より少なくするのが妥当と考えられる。



図－９　最大曲げモーメントと直交異方性度の関係.



図－１０　曲げモーメントと直交異方性度および床版支間との関係.

1－3　疲労安全性評価の必要性

第２編および第３編において道路橋ＲＣ床版のひびわれは１種の疲労現象であることを，鋼格子床版ではＩ形鋼の疲労破壊が現われることを明確にした。これらコンクリート系床版の設計に対して，その疲労安全性の評価を行なうべきであると強調したい。

今日まで我国では道路橋の鋼構造部材に対しても疲労設計は行なわれていない。AASHTOやBS5400など限界状態設計法を採用した示方書では使用限界状態に対して疲労の検討を行うよう勧告されるようになったが，これらの示方書でも，未だＲＣ床版については疲労設計は取り入れられていない。外国ではひびわれ損傷問題を力学的には捉えていないこと，ならびに，コンクリート自身およびＲＣ床版の適切なＳ－Ｎ曲線がないためであろう。従来の一定点載荷によるＳ－Ｎ曲線では全く疲労の心配はないとの報告もある /3/。

著者は少ないデータながら，走行荷重をうける場合のＲＣ床版のＳ－Ｎ曲線を求め，これが従来の一定点載荷のものに比して疲労強度が大幅に低下することを見い出した。また，鋼格子床版のＳ－Ｎ曲線も求めた。これらのＳ－Ｎ曲線が得られたことにより，実橋でのコンクリート系床版の疲労寿命推定・安全性評価が可能となった。

1－4　劣化度判定法の現状

現在，既存橋梁の床版は全て新示方書で設計されたものばかりでなく，多くは旧示方書によって設計されたものである。例えば，阪神高速道路公団の昭和５５年度末での全供用中の橋梁部の総延長は 123.6kmあるが，昭和３９年示方書によって設計された橋梁の総延長は91.2kmにも達している。そして、その区間におけるＲＣ床版は約68,700パネル（パネルとは主桁と対傾構で囲まれた部分で，およそ12～16 m^2 が１単位）もある /4/。床版スパンに比して薄い版厚のＲＣ床版ではコンクリートのひびわれは避けられないと考えると，いずれこれらの床版も損傷をうけるであろう。

よって，ＲＣ床版に関する重要研究課題の１つは，荷重作用を受けて破損を生じかけている床版の物理的性能の低下度合，すなわち，劣化度を合理的に判定し，正しく補修・補強の時期を推定する方法を見い出すことである。（ただし，一般に，劣化は物理的，化学的および生物学的な作用による構造物の性能低下を総称するが，ここでは物理的な性能低下のみ取り扱うことにする。）

橋梁は道路のなかで重要な位置を占め，かつ，大きな社会的資産である。そのような重要構造物が損傷を受け供用に制限が加えられると，その社会的影響はきわめて大きい。し

たがって，常時巡回点検が行われ，異常が発生した場合には早急に処置を講じ交通の安全確保が計られている。このような状況の中で，路面を構成している床版の破損は，道路管理者にとって最も深刻な問題である。現在，ＲＣ床版のひびわれ損傷に対する対策は“構造物の安全性がある規準以下になるとその構造物の損傷速度が急になり，かつ重大な破壊をもたらす”との考えから，入念に点検を行い，損傷発見後早期に補修・補強等の修繕を行うのが基本になっている。アメリカ，ヨーロッパ諸国/5-11/でも，このＲＣ床版の劣化は大きな問題である。我国では，すでに，建設省近畿地建/12/，日本道路公団/13/，首都高速道路公団/14/，阪神高速道路公団/15/，北海道開発局/16/でＲＣ床版の点検・修繕要領が用意されている。

点検には，パトロールカーによる日常点検，着目点を限定した定期点検，さらに，損傷度が大きい場合の詳細点検があり，これらの点検を経て，次のような項目についての総合判断によって損傷のランク分けを行い，補修・補強の必要性を判定している。

1）点検および調査項目

a）床版下面および舗装上面の目視によるひびわれ調査（ひびわれの本数，幅，密度，遊離石灰の有無などを調べる）

b）ひびわれ部のかなずち等によるたたき点検（コンクリートの不連続性，かぶりコンクリートの健全性，補強後の付着破壊等が検出できる）

c）床版たわみ測定調査

d）超音波による鉄筋位置，ひびわれ深さ探査

しかし，ほとんどはａ）だけによって行われている。ｂ）～ｄ）は試験的に実施されているが確定的な方法となっていない。

一般的に，項目 a）に関する経験をもとに，上記全機関は表－３に示すような損傷ランクの判定基準を作成している。　明かに目視による調査結果に基づく判定であると言える。

しかし，ひびわれの密度，ひびわれの状態の観察には個人誤差があり，合理的であるとは考えられていない。ひびわれ幅についても，どの点で測ればよいか基準がなく誤差が多い。よって，これまでは２種以上の結果から総合的に判断されている。また，具体的に劣化度の基準がないため，例えば，ひびわれ密度に着目すると，ランクＩＶに入る最小限が５m/m^2 ～８m/m^2 とバラツキが大きい。

以上から，合理的な劣化度基準，および，劣化度判定法の確立が望まれている。

表－3　各関係機関における損傷度判定基準，

ランク	建設省近畿地建	日本道路公団	首都高速公団	阪神高速公団(㈱)（推定）	北海道開発局	修繕の判定
0	• ひびわれ間隔1 m以上，1方向ひびわれ • ひびわれ幅0.05㎜以下	• ひびわれ密度0～1.0 m／m²，1方向ひびわれ，2方向でも本来の耐荷力が期待できる	ひびわれなし	良　好	ひびわれなし	対策必要なし
I	• ひびわれ密度2～4 m／m² • ひびわれ間隔0.5～1 m • 0.1㎜以下が主であるが一部に0.1㎜以上も存在する • 一方向が主で直角方向もあるが格子状でない	• ひびわれ密度1～3 m／m² • ひびわれ間隔2 m～0.7 m（幅0.1㎜以上のもの） • 一方向ひびわれが発生しているが，一方向版としての床版機能は期待できる	• 一方向のひびわれあり（主鉄筋方向のひびわれ）	• 主鉄筋方向のひびわれがあり，直交するひびわれが少ない • ひびわれ幅は0.01㎜前後 • たたき点検でにぶい音	• ひびわれ密度0.5 m／m²，幅0.1㎜以上，間隔は主桁間隔以上 • 一方向ひびわれ • ひびわれ密度2 m／m²以下，0.1㎜以上，主桁間隔以下 • 一方向ひびわれ，遊離石灰が見えはじめる	定期点検
II	• ひびわれ密度4 m／m²程度 • ひびわれ間隔0.5 m程度 • 0.2㎜以下が主であるが，一部に0.2㎜以上も存在する • 格子状直前である	• ひびわれ密度3～5 m／m² • ひびわれ間隔0.7～0.4 m（幅0.1㎜以上のもの） • 二方向ひびわれで，二方向とも在来の床版機能より低下している。 • 床版下面に漏水，遊離石灰が発生することもある	• 二方向のひびわれ	• 二方向のひびわれが発生しているが，ひびわれ幅は0.1㎜程度で大きくない • にぶい音	• ひびわれ密度2～3 m／m²，0.1㎜以上，部分的に0.5 m程度の間隔 • 二方向ひびわれ • ひびわれ密度3～5 m／m²，0.1㎜以上，全体的に0.3～0.5 m間隔 • 亀甲状ひびわれへ近づく	補修・補強望ましい 早期
III	• ひびわれ密度4～8 m／m² • ひびわれ間隔0.5 m～0.2 m • 0.2㎜以上のひびわれがかなり目立ち部分的な角落ちもみられる • 格子状である	• ひびわれ密度5～7 m／m² • ひびわれ間隔0.4～0.3 m（幅0.1㎜以上のもの） • 角落ち，すりへり現象の兆候がある二方向ひびわれで，二方向とも著しく床版機能が低下 • 漏水，遊離石灰が目立つ	• 縦横のひびわれ発達による細網化 • ひびわれの開閉がある • 漏水，遊離石灰の発生がある	• 二方向のひびわれがほぼ全域に多数存在している • ひびわれ幅は0.2㎜程度 • 角落ち微少で，部分的漏水が見られる • 浮　音	• ひびわれ密度5 m／m²以上，0.1㎜以上鉄筋ピッチ程度 • 亀甲状 • ひびわれ密度5 m／m²以上，0.1㎜以上鉄筋ピッチ程度 • すりへり角落ち，小はくりが見られる	補修・補強必要 打ち換 緊急の
IV	• ひびわれ密度8 m／m²程度 • ひびわれ間隔0.2 m以下 • 0.2㎜以上のひびわれが目立ち連続的な角落ちが生じている • 格子状である	• ひびわれ密度7 m／m²以上 • ひびわれ間隔0.3 m以下（幅0.1㎜以上のもの） • 角落ち，すりへり現象が顕著で，泥水混りの遊離石灰を発生している • 部分的に抜落ち，はくりを起すことがある	• はくりおよび陥没がある • 路面舗装に放射状あるいは網目状のひびわれ発生	• 橋軸方向にほぼ連続したひびわれで，ひびわれ面で段差がある • ひびわれ幅は0.3㎜程度 • ひびわれは亀甲状で，ひびわれに老化があり，遊離石灰の発生がある • 破壊音	• 同　上 • かぶりコンクリートが部分的落下，床版変形が大きい。路面の陥没がある • 同　上 • 完全に床版コンクリートが脱落	えもある 打ち換え 補修・補強が必要

第２章 鉄筋コンクリート床版の設計法

２－１ 単純版の設計曲げモーメント式

昭和３９年６月の鋼道路橋設計示方書に従って設計した床版にひびわれ損傷が多いことから，それらの原因が表－４のように抽出され，ひびわれ発生を極力防止する方向で表にに記したような打開策が考えれ，昭和４８年２月の現行示方書に反映された。上記改善策のうち，１と２の項目の妥当性はすでに第１編で押し抜きせん断耐荷力の向上につながったことで評価できる。

図－１１は横軸に異方性度を，縦軸に直交２方向の曲げモーメント比，および，断面抵抗モーメント比をとり，床版厚および床版支間による変化を示したものである。図中，上に凸の曲線群は活荷重によるモーメントの全モーメントに占める割合を1.0，0.8とした場合の直交２方向の曲げモーメント比で，凹の曲線群は床版厚が15，19，25cmで，配力鉄筋比を25～ 100%まで変化させた場合の断面抵抗モーメント比である。この図において，両者の曲線の交差する点が，ほぼ理想的は配筋床版といえる。断面抵抗モーメント比が直交２方向の曲げモーメント比より小さい領域は配力鉄筋量が不足している場合であり，旧示方書のように配力鉄筋比が25%程度では床版支間が小さくても少な過ぎることがわかる。また，活荷重モーメントの占める比率が大きくなにつれて配力鉄筋の比率が増加するが，上限はほぼ70%でよいと推定できる。

以上のことから，昭和４８年示方書以後の設計曲げモーメント式でも，ひびわれ後の直交異方性を考慮していないため，まだ危険側の主鉄筋量を与え，一方，不経済な配力鉄筋量を与えていると評価できる。

表－４ ＲＣ床版の破損原因と示方書の改訂，

破損原因	昭和４８年示方書	現行示方書
① 配力鉄筋不足	My の設計モーメント式を与え，80～85% 程度の配力鉄筋比に上げた．	同 左
② 剛 性不足	床版厚の規定を設けた．鉄筋の許容応力度を下げた．	同左．連続版で主鉄筋を曲げ上げる場合，引張側鉄筋量を増加させた．
③ 輪荷重の増大	計画交通量のうち大型車が１日１方向1000台以上混入する場合，設計曲げモーメントを20% 増しにする．	同 左
④ 施工誤差施工不良	モーメント式に約10～20% の安全を見込んでいる．	同 左
⑤ 床版支持桁の不等沈下	荷重分配横桁を入れる．床版支持桁の剛性が著しく異なる場合，この剛性比を考慮した設計モーメントを算出する．	同 左

2-1-1　解析条件

ＲＣ床版はひびわれによる直交異方性を考慮した曲げモーメントによって断面設計を行うべきである。しかし，個々の床版を逐次直交異方性板理論によって解析し，設計を行うことは不可能であるため，ここで種々の条件で板解析を行い，現行示方書で与えているような形で，直交異方性を考慮した設計曲げモーメント式を提案したい。

ａ）　床版支間ｂを2.0，2.5，3.0，3.5および 4.0mの５種に変えて解析する。それぞれの支間に対応して床版厚ｔを示方書で用いられた連続版用のｔ(cm)＝ 3×ｂ＋11とした。

ｂ）　主鉄筋方向を車両進行方向に直角とする。

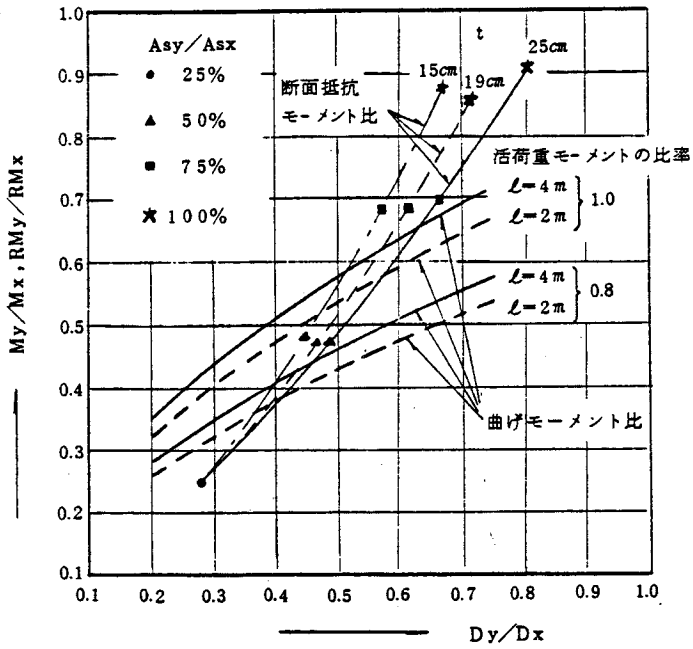
ｃ）　配力鉄筋量を主鉄筋量の70%以内にとどめるのが経済的であると考え，Dy/Dx を一律 0.6と仮定する。ただし，比較のため等方性板も解析する。

ｄ）　解析は長方形要素を用いた有限要素法による。現行示方書ではモーメント算定に級数解法を用いて無限板を対象に解析している。ここでは FEMによるため，辺長比 L/b＝５（ｂ：床版支間，Ｌ：橋軸方向長さ）の４辺単純支持版を対象とした。一般に，４辺単純支持版の最大モーメントは辺長比２で無限板のものに収束し，上記の５では境界条件の違いは無視できると考えられる。

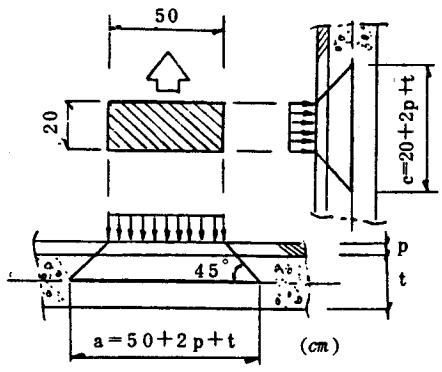
ｅ）　各支間の床版に対して，輪荷重を幅員方向で載せられるだけ載せ，最大モーメントを求める必要がある。このときの輪荷重間隔は現行示方書と同様に1mあるいは1.75m とした。また，自動車の前輪の影響は試算によって無視できることがわかり，この影響は無視する。

ｆ）　舗装による輪荷重の荷重分配作用は無視する。現行示方書では自動車後輪荷重は，後輪接地面積 200×500mm を図－１２に示すごとく，アスファルト舗装厚も含めて床版中央まで45°方向で拡大させた面に分布すると仮定して設計曲げモーメントを算出している。いま，載荷面の長辺をパラメーターとしてMy ，Mx の変化をみると，図－１３に示すように載荷面の増大につれて両曲げモーメントは顕著に減少する。 5cmのアスファルト舗装厚に当たる10cmの辺長増大で，モーメント減少量は 7～10%にもなる。

一般に，アスファルト舗装の剛性はコンクリート剛性に比して著しく小さく，かつ，温度によって激しく変化する。さらに，材料のバラツキ，施工誤差などを考えると，このアスファルトによる荷重分配作用を期待しない方が床版の安全性確保につながると考えられる。園田・堀川/17/も厚板解析により，舗装はもちろんＲＣ床版にもこのような荷重分配

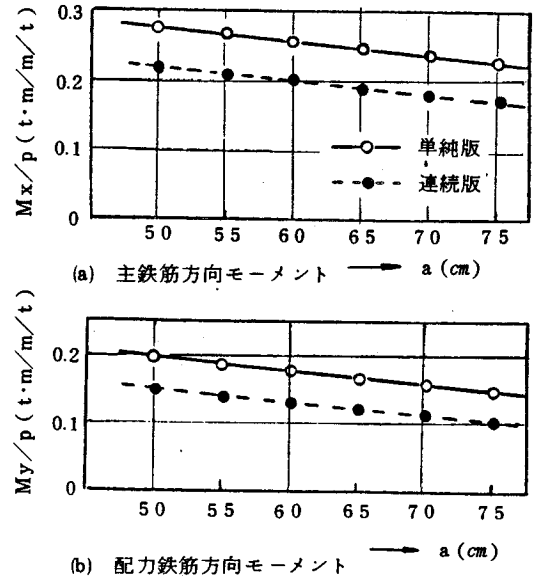


図－１１　配力鉄筋量変化による抵抗モーメント比の変化状況.



図－１２

示方書で取り扱う輪荷重分布面.



図－１３　モーメントと載荷面積との関係.
（床版支間２m）

作用を期待しない方がよいと報告している。

2-1-2　解析結果と考察

図－１４は支間2m，3m，4mの床版の支間中央点における主鉄筋モーメントMx および配力鉄筋モーメントMy の影響線である。ピーク値を表示した。（）内の値は等方性板に対する結果である。まず，この最大値について次のことが理解できる。

（１）　異方性板・等方性板ともそのモーメント比My ／Mx は床版支間に関係なくほぼ一定値となり，等方性板（Dy/Dx =1.0）では約 0.8，異方性板（Dy/Dx =0.6）では約 0.6である。

（２）　Mx ，My について等方性板と異方性板を比較すると，Mx は平均13%も異方性板の方が大きくなる。逆に，My は約15%小さくなる。

さて，この影響線図を用いて最大モーメントが算出できる。床版支間が2m以下では版中央に輪荷重１個が載るとき最大となり，支間3m，4mの床版では図のように２個あるいは３個の輪荷重が載荷可能で，最大モーメントは各床版中央付近に発生する。この最大モーメントと床版支間との関係を図－１５(a),(b) に示す。この図には現行示方書の設計値および理論値も併記した。これらの結果，次の諸点が考察できる。

（１）　まず，等方性板に関する本解析結果は示方書の理論とよく一致し，本解析値は信頼できる。

（２）　図(a) より，絶対最大モーメントに関しても最大影響値の場合と同様に，異方性板のMx は等方性板のものより約13%増加する。現行示方書によって設計すると主鉄筋断面は危険側となる。

（３）　My は，逆に，現状のものより減少し現行示方書モーメント値は安全側である。

（４）　図中（△）印で示した結果は床版厚を t＝ 4×b＋11（cm）を用いて厚くした異方性板の解析値である。これによるとMx は t＝ 3×b＋11の場合より約10%減少し，ほぼ示方書の理論値前後に低下する。この結果から，示方書の単純版に対する最小厚規定（t＝ 4×b＋11）によって，異方性によるMx の増加を偶然に抑えているといえる。しかし，同時に，My も減少し，配力鉄筋に直角な断面は不経済なものとなっている。

2-1-3　活荷重による設計曲げモーメント式

図－１５の（○）印の結果から最小自乗法を用いてMx あるいはMy の床版スパンを変数とする直線回帰式を求めると式（２）～（５）のように得られた。この４式を直交異方性を考慮した単純版の活荷重モーメント理論式として提案したい。

現行示方書設計式は施工誤差などを考慮して理論値に対して10～20%の安全を見込んだものである。ここに提案する４式に対しても同様の安全を見込むならば設計式となるであろう。ただし，単純版の床版厚を示方書通りのｔ(cm)＝ 4×ｂ＋11とするならば，すでに約10%程度の安全は見込まれていることになる。

（１）　主鉄筋断面に作用する曲げモーメント式（Mx ）

衝撃を含む式

$$Mx = (0.118\ b + 0.075)\ P \quad (tm), \qquad (2)$$

ただし，　ｂ：床版支間長（ｍ），

Ｐ：１後輪荷重（ｔ）．

衝撃を分離した式

$$Mx = (0.08\ b + 0.07)\ (1 + i)\ P \quad (tm), \qquad (3)$$

ここで，　ｉ：衝撃係数＝20/(50＋ｂ)，

$$Mxo : (0.08b + 0.07)\ P \quad (tm). \qquad (3')$$

（２）　配力鉄筋断面に作用する曲げモーメント式（My ）

衝撃を含む式

$$My = (0.075\ b + 0.040)\ P \quad (tm), \qquad (4)$$

衝撃分離式

$$My = (0.055\ b + 0.030)\ P(1+i) \quad (tm), \qquad (5)$$

$$= My \cdot (1 + i) \quad (tm),$$

ここで，$Myo : (0.055\ b + 0.030)\ P \quad (tm).$　　（５’）

2－2　設計法

2-2-1　直交異方性を考慮した設計法

提案した理論曲げモーメント式を用いて単純版の断面を試算設計すると表－５のようになる。ただし，床版厚は単純版規定に従い，死荷重モーメントは示方書と同様に主鉄筋断面のみで受けもたせた。表中の（＊）印を付けた値は現行示方書の設計曲げモーメント値である。

理論曲げモーメントに対して主鉄筋断面，配力鉄筋断面(左側の欄)が求まった。得られた各断面で最終的にDy/Dx を検算すると約 0.5～0.54となり，曲げモーメント算出時の仮定値 0.6より小さくなり，異方性度が違ったものとなって，この試算断面通りに決定すると，これまでに述べたように再びMx は増加することになる。よって，仮定に合致した板剛性比に収束するよう反復計算をして合理的な断面を決定する必要性が生じた。しかし，このような手順は非常に複雑である。

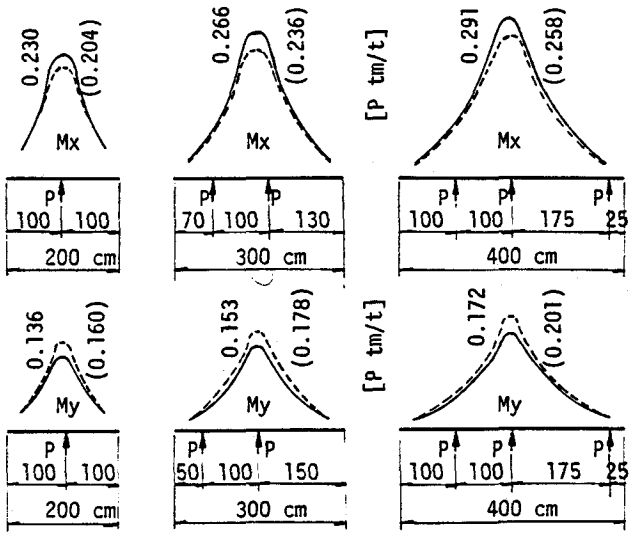
最も簡単な方法は配力鉄筋で応力の余裕を残すことになるが，主鉄筋断面を決定した段階で，その断面の板剛性Dx を計算し，その60%をDy とし，このDy を確保するよう配力鉄筋量を決定することである。この手順は一義的であり，合理的と言える。

上記のように修正した配力鉄筋断面の抵抗曲げモーメントは表－５の右側欄の（）内に示すものとなる。この抵抗曲げモーメントの主鉄筋断面の全曲げモーメントに対する比は最下段に示したように約65%の一定値となった。

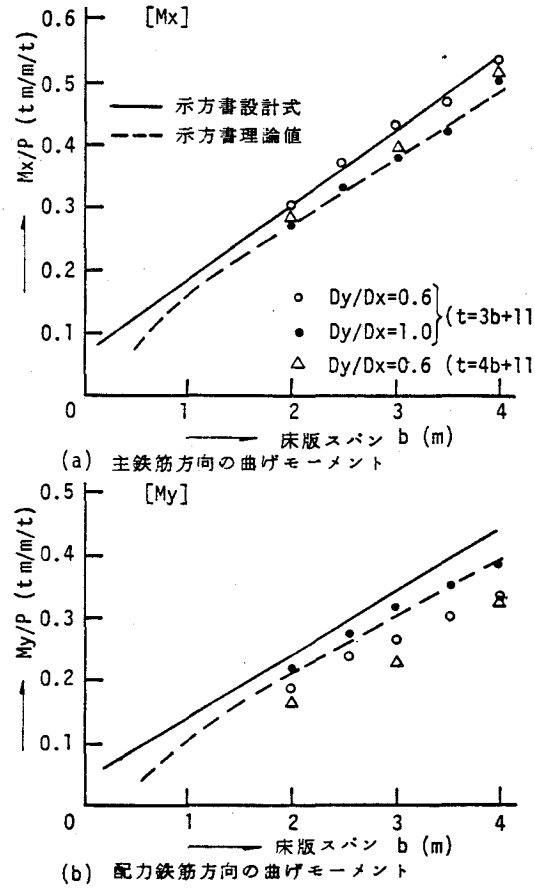
以上の結果から，直交異方性を考慮したＲＣ床版の断面設計法として，次のように提案できる。

「ステップ　１」　主鉄筋断面を式（３）の活荷重曲げモーメントと死荷重曲げモーメントの合計モーメントによって決定する。ただし，実設計時には式（３）に適当な安全を見込む必要がある。

「ステップ　２」　配力鉄筋断面は主鉄筋断面の板剛性の60%の板剛性になるように設計する。あるいは，主鉄筋断面の全モーメントの65%を用いて設計する。



図－１４　単純版の影響線と載荷可能輪荷重数



図－１５　単純版の最大曲げモーメント

表－５　単純版の設計

種類		床版スパン 2.0m		2.5m		3.0m		3.5m		4.0m	
床版厚		19cm		21cm		23cm		25cm		27cm	
活荷重モーメント比		0.611		0.615		0.618		0.620		0.622	
主鉄筋断面	活荷重モーメント (t•m)	2.488 (2.480*)		2.960 (2.960*)		3.432 (3.440*)		3.904 (3.920*)		4.376 (4.400*)	
	死荷重モーメント (t•m)	0.238		0.410		0.647		0.957		1.350	
	全モーメント M_x(t•m)	2.726		3.376		4.079		4.861		5.726	
	断面係数 W_s(cm³)	194.7		241.1		291.4		347.2		409.0	
	配筋	D 16-@13cm		D 16-@11.5		D 16-@11.0		D 16-@10.0		D 19-@13.5	
	鉄筋量 A_{sx}(cm²)	15.28		16.55		18.05		19.86		21.22	
	板剛性 D_x(10^6kg•cm²)	3670		5220		7210		9770		12680	
配力鉄筋断面	活荷重モーメント M_y(t•m)	1.520 (1.920*)	(1.767)	1.820 (2.320*)	(2.202)	2.120 (2.720*)	(2.608)	2.420 (3.120*)	(3.140)	2.720 (3.520*)	(3.689)
	断面係数 W_s(cm³)	108.6		130.0		151.4		172.9		194.3	
	配筋	D 13-@14.0	(D 13-@12.0)	D 13-@13.5	(D 13-@11.0)	D 13-@13.0	(D 13-@10.5)	D 13-@12.5	(D 16-@15.0)	D 13-@12.0	(D 16-@14.0)
	鉄筋量 A_{sy}(cm²)	9.11	(10.63)	9.45	(11.60)	9.82	(12.15)	10.21	(13.24)	10.56	(14.19)
	板剛性 D_y(10^6kg•cm²)	1980	(2200)	2780	(3130)	3760	(4330)	4940	(5860)	6210	(7610)
比	D_y/D_x	0.540	(0.6)	0.533	(0.6)	0.521	(0.6)	0.505	(0.6)	0.490	(0.6)
	A_{sy}/A_{sx}	0.596	(0.696)	0.571	(0.701)	0.544	(0.673)	0.514	(0.666)	0.498	(0.669)
	M_y/M_x	0.558	(0.648)	0.539	(0.652)	0.519	(0.639)	0.498	(0.646)	0.475	(0.644)

2-2-2　外国における設計法との比較

比較の対象としてDIN /18/とAASHO /19/の示方書を選んだ。その外にも種々の示方書があるが，自動車輪荷重の大きさ，その間隔，および，材料強度が個々別々であるため正確な比較はできない。上記２つの示方書の規定に対してはわが国の輪荷重をあてはめて計算でき，その結果，主鉄筋曲げモーメントMx および配力鉄筋比について比較できる。

図－１６と１７がそれらの比較図である。図－１６は主鉄筋曲げモーメントに関するもので，図中に，

(a) 直交異方性を考慮した著者の提案式によるもの，

(b) 現行示方書設計式によるMx ，

(c) わが国の輪荷重で計算したAASHO 示方書設計式のMx ，

(d) DIN 1045(1972)により計算したMx ，

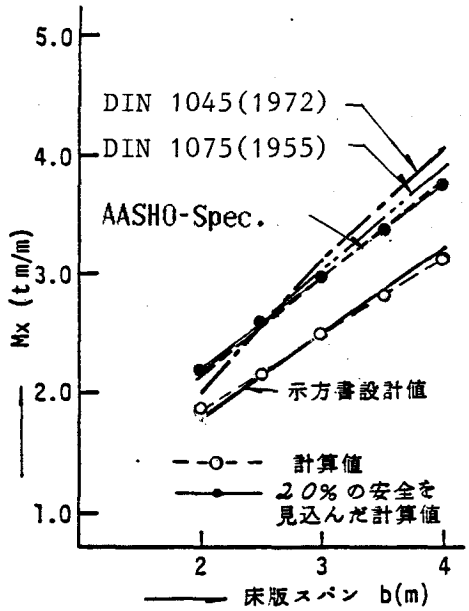
(e) DIN 1075(1955)のSLW45 によるRusch の影響面から求めたMx /20/

を併記した。ただし，各国における衝撃係数は異なるので，比較を明瞭にするため衝撃は考慮しなかった。

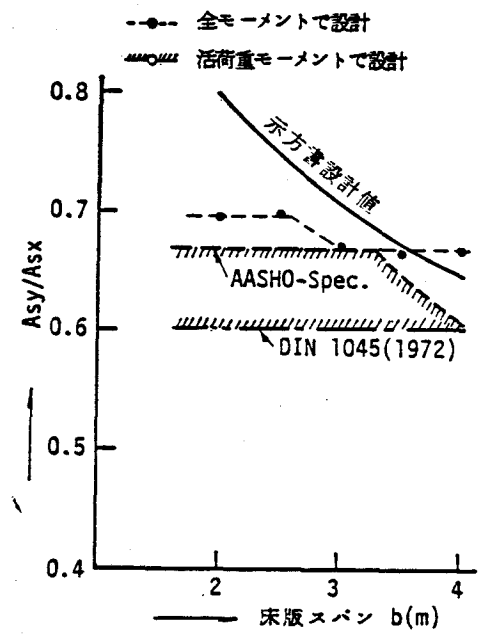
この図より，わが国の現行示方書はDIN 1045，AASHO のMx に比して約20～25%も小さいMx を与えていることがわかる。直交異方性を考慮した提案式は安全を見込まないものであるにもかかわらず現行示方書のものと同じであり，これに示方書と同じように20%程度の安全を見込むならばAASHO ，および，DIN 1045,DIN 1075 とは大きな差異はなくなる。ただし，ドイツでは総重量60ｔで輪荷重が10ｔのSLW60 という荷重もあり，この荷重で設計する場合，SLW45 の約1.31倍のモーメントが発生し，これに対して床版を設計している場合もあると考えられる。

図－１７はMy の代わりに配力鉄筋比について比較したものである。本章で提案した設計法に従うと，ほぼAASHO 示方書に近い値を与えることが理解できる。DIN 1045では60%以上の配力鉄筋量を配することになっている。わが国の現行示方書では等方性板と仮定しているため床版支間が3m以下の場合，若干大きくなっている。不経済であり，合理性のない量であろう。

以上から，引張側コンクリートを無視した断面による直交異方性を考慮するとDIN およびAASHO などと同等な断面が設計できることが明らかとなった。



図－１６　主鉄筋断面に作用する曲げモーメントMx の比較．



図－１７　配力鉄筋比の比較．

２－３　連続版の設計曲げモーメント式

連続版の曲げモーメントに対して，現行示方書では支間中央および支点上とも単純版の80%と定められており，床版支持桁の影響も明確には考慮されていない。ただし，床版を支持するけたの剛性が著しく異なる場合は，適切に曲げモーメントを算出しなければならないと勧告している。

しかし，等しい剛性のプレートガーダーで支持された連続版でも荷重作用によっては不等沈下し，これによる付加曲げモーメントの大きいことはすでに国広，成岡らも強調している /21,22/。しかし，これら既往の研究ではＲＣ床版は等方性板として取り扱っており，コンクリートは全断面有効としている。この場合，付加曲げモーメントに顕著に影響する支持桁剛性と床版剛性との比，すなわち，相関剛比Ｈ（＝EI/L/Dx,ここで，EI；支持桁の曲げ剛性，Ｌ：支持桁の支間長，Dx：床版の主鉄筋方向の板剛性）を小さく見積り過ぎている。さらに，不等沈下による曲げモーメントを独立に計算し，これを不等沈下のない連続版の設計曲げモーメントに加算し全モーメントとしているため，荷重体系が異なり精度は上らないと思われる。

着目点を支間部においた場合，不等沈下による付加曲げモーメントに比して，輪荷重による局部曲げモーメントの方が大きく，輪荷重作用点付近はひびわれが発生していると考えるのが妥当であり，コンクリートが全断面有効と仮定するのは危険側である。よって，

本節では連続版のＲＣ床版も中立軸以下の引張側コンクリートを無視した断面からなる直交異方性板とし，不等沈下の影響をも考慮した設計曲げモーメント式を提案する。

2-3-1　解析条件

1）　図－１８に示した 4本あるいは 5本主桁で支持される連続版とした。床版支間長を 2，3，4m に変化させた。

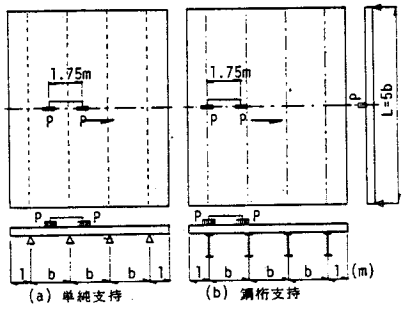
2）　桁支間長Ｌを 5ｂとした。桁支間中央を着目断面とし，端支間の支間中央における床版モーメントに着目すると図－１９に示すように，Mx ，My ともＬ＝ 5ｂでは収束していると考えられる。

3）　床版厚をｔ(cm)＝ 3ｂ＋11とした。

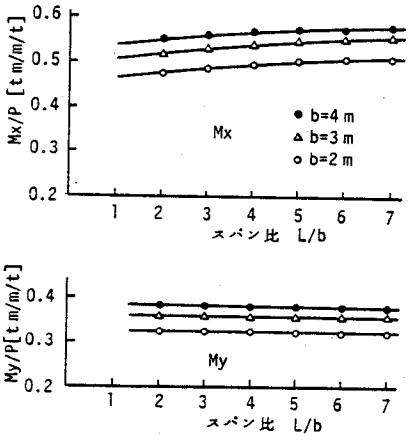
4）　支持桁の剛性を相関剛比でＨ＝2，5，10，20および∞の 5種に変化させた。一般のプレートーガーダー橋ではＨ＝20～15，トラス橋ではＨ＝ 2～5 程度であることから前者の４種を選んだ。Ｈ＝∞は不等沈下のない場合である。

5）　支持桁と床版の間は非合成とした。

6）　荷重は後輪荷重とした。前輪は着目点から約 5m 離れるため，影響は少なく無視した。そして，桁支間中央断面上でトラック１台の後輪一組による影響線を作成し，これに整数台のトラックを載せて絶対最大モーメントを求めた。



図－１８　計算対象にした連続版．



図－１９　最大モーメントと桁スパン長との関係．

2-3-2　解析結果と考察

図－２０に連続版の影響線の１例を示す。この影響線は４本主桁のものであるが，５本主桁でも，同じ相関剛比・床版支間長であるならば，ほとんど差異は見られなかった。

さて，これらの影響線はトッラク１台の左右の２後輪によるもので，各影響値は２後輪の中心点で表示した。これら影響線は大別して２つのグループに分けられる。その１つは支間モーメントの影響線で，着目点の径間に少なくとも片方の後輪が乗る範囲で同一符号のモーメントが卓越するものである（点Ｅ，Ｄ）。他の１つは支点モーメントの影響線で，これらは同一符号の影響域が散らばり，着目点から離れた位置でも影響を与える傾向を示す（点Ｂ，Ｃ）。なお，影響線のパターンは幅員，相関剛比の相違によって変ることに注意しなければならない。　さて，表－６は連続版における支間モーメントのMy/Mx である。これらの値はおおむね単純版のものより若干大きいが，Ｈ＝ 5～20の範囲では約0.62であり，連続版においても仮定剛性比Dy/Dx ＝0.6 とつり合ったモーメント比になることが認められる。この表の値はトラック１台のみ載荷した場合であるが，多数台載荷した場合でも大きな差違は見られなかった。

図－２１は影響線図の同一符号の領域に載せ得るだけの整数台のトラックを載せて得られた最大モーメントと相関剛比の関係を示す。なお，この図中に現行示方書の設計値を３本の直線で示した。

これらの図から，支間モーメントは支持桁の不等沈下を考慮すると大きく増加することが明らかとなった．たとえば，Ｈ＝2 ではＨ＝∞のものと比較してMx は 1.5～1.8 倍，My も 1.6～1.75倍になる。Ｈ＝∞の結果と示方書設計値を比較すると，大略計算値の方が下回っている。しかし，Ｈ＝ 2～20の実用の支持桁剛性の範囲内では，すべての着目点で設計値を上回り，危険側となる。

中間支点上の曲げモーメントは図－２１で明らかなように，Ｈ＝∞の解析値は現行示方書設計値の約２倍にもなる。一方，支持桁の不等沈下を考慮すると，支間部とは逆に，Ｈ＝∞のものから約25～30％も減少する。しかし，床版支間長が 3m以上の範囲では依然として設計値を上回っており，注意を払う必要がある。

さて，実橋では一般に支持桁部にはハンチを設けるため，この過大なモーメントを受けても実応力は許容値を越えない場合もあると思われる。また，本解析値のように，複数台

の自動車が同一横断面に同時に載荷される確率は非常に少ないであろう。よって，上記解析値は実際より過大なものと考えられ，許容応力の割り増しなど考慮する必要があろう。この点は今後の研究としたい。ここでは単に得られた最大曲げモーメントについて議論することにする。

ここで，図－２１から，支間モーメントと相関剛比との関係は双曲線関数で表わすことができ，一方，支点モーメントは相関剛比との間に明瞭な関係はなくH＝ 2～20の範囲ではほぼ一定である，と評価したい。

次に，各着目点の最大モーメントと床版支間長の関係を見るため図－２２を作成した。この結果によると，全着目点とも床版支間長ｂとは直線関係が見い出される。少々，ばらつきがあるのは，支間長およびHの相違によりトラック台数が整数単位で変化するためである。

2-3-3　連続版の設計曲げモーメント式と設計法

上記の計算結果と考察をもとに，各着目点の活荷重による理論曲げモーメント式を誘導できる。モーメント式を簡素な形で表現するため，次のような考えを導入した。

1) 支間部モーメントは相関剛比Hと双曲線関係がある。
2) 支点モーメントには支点沈下の影響は一定である。
3) 全着目点とも，モーメントと床版支間ｂとは線形関係にある。
4) ４本主桁・５本主桁の差異は少ない。
5) 単純版のモーメント式を基礎として表現する。

以上の結果，次の４つの式を提案したい。

端支間の主鉄筋断面の曲げモーメント（Mx ）

$$Mx = (0.03b + 0.71)Mxo + (0.080/H + 0.020)P \quad (tm) \qquad (6)$$

中間支間の主鉄筋断面の曲げモーメント（Mx ）

$$My = (0.035b + 0.66)Mxo + (0.260/H + 0.020b + 0.020)P \quad (tm) \qquad (7)$$

両支間の配力鉄筋断面の曲げモーメント（My ）

$$My = (0.035b + 0.54)Myo + (0.240/H)P \quad (tm) \qquad (8)$$

中間支点の主鉄筋断面の曲げモーメント（Mx ）

$$Mx = -(0.20b + 0.70)Mxo + (0.02b - 0.075b + 0.135)P \quad (tm) \qquad (9)$$

ただし，b：床版支間長（m），

P：１後輪荷重（t），

Mxo，Myo：衝撃を含まない単純版モーメント式で，おのおの式（3’），式（5’）である。

以上の式（6）～（9）において，第１項は不等沈下のない連続版の曲げモーメントである。上記のモーメント式は２径間連続版および５径間以上の連続版に対しても適用可能と考えられる。

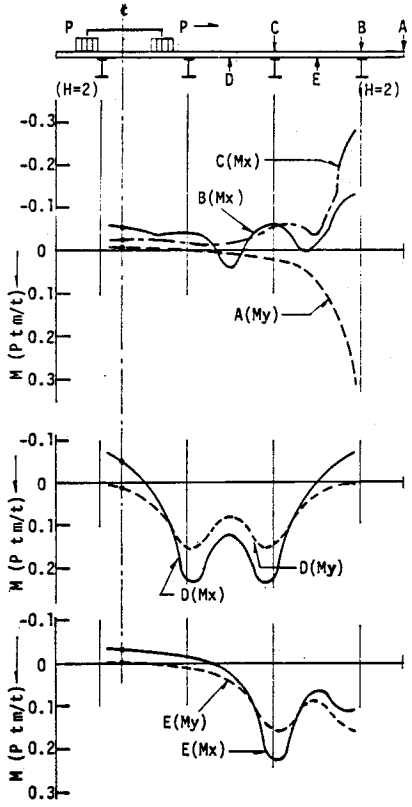
さて，これら４式には衝撃による影響はまったく入っていない。衝撃係数によって割増しを考えるとき，第１項には式（１０）を，第２項には式（１１）を用いるのが妥当と考えられる。

$$i = 20/(50+b) \qquad (b：床版支間長(m)) \qquad (10)$$

$$i = 20/(50+L) \qquad (L：桁支間長(m)) \qquad (11)$$

これら提案式によるモーメント値と解析値と比較すると危険側の誤差は最大 5%であり，妥当な提案式と思われる。これらに，施工誤差，材料のばらつき，解析誤差を考慮して示方書のように10～20%の安全を見込めばよいであろう。

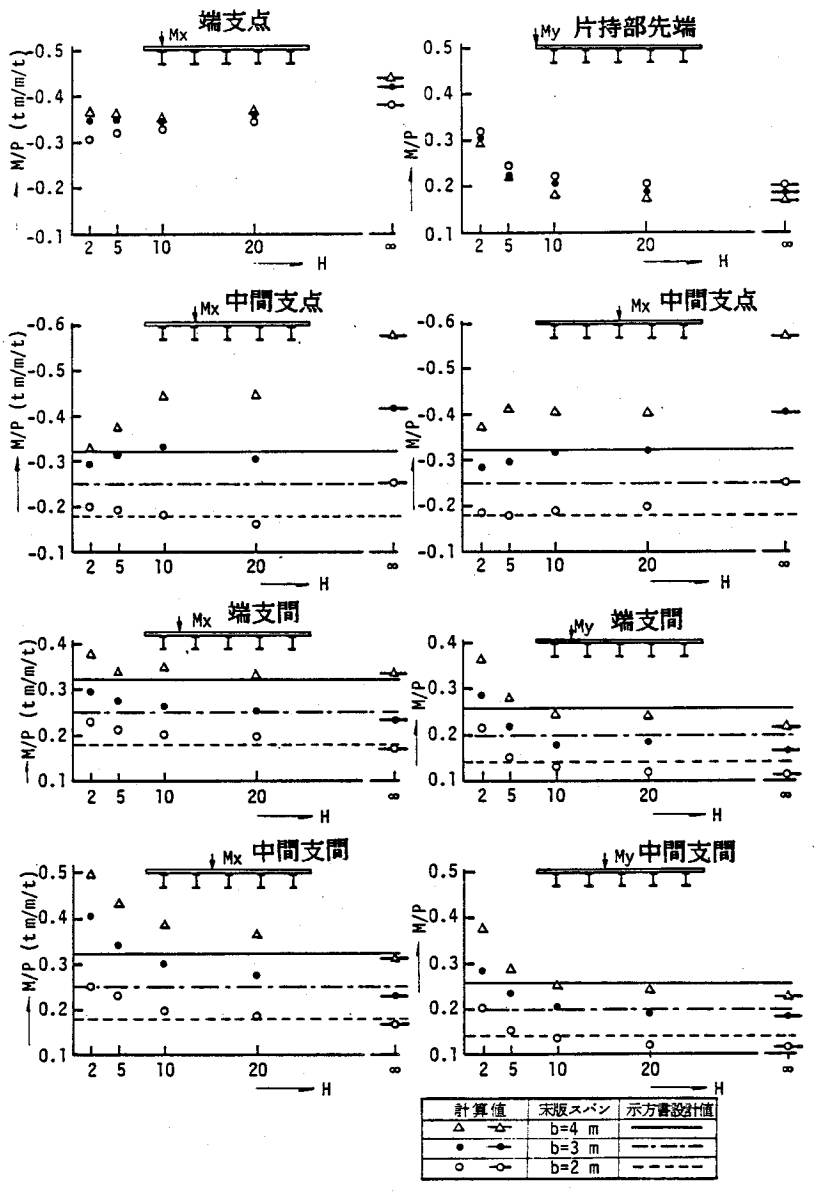
なお，連続版の活荷重によるMy は総じてMx の約60%であり，死荷重モーメントを主鉄筋方向でのみ受けもたせるならば設計後の断面剛性比Dy/Dx は単純版と同様に，0.6より低下することが予想される。よって，連続版でも配力鉄筋方向のモーメント値にMxの全モーメントの65%を与え，仮定剛性比を保持するよう配力鉄筋断面を設計しなければならない。



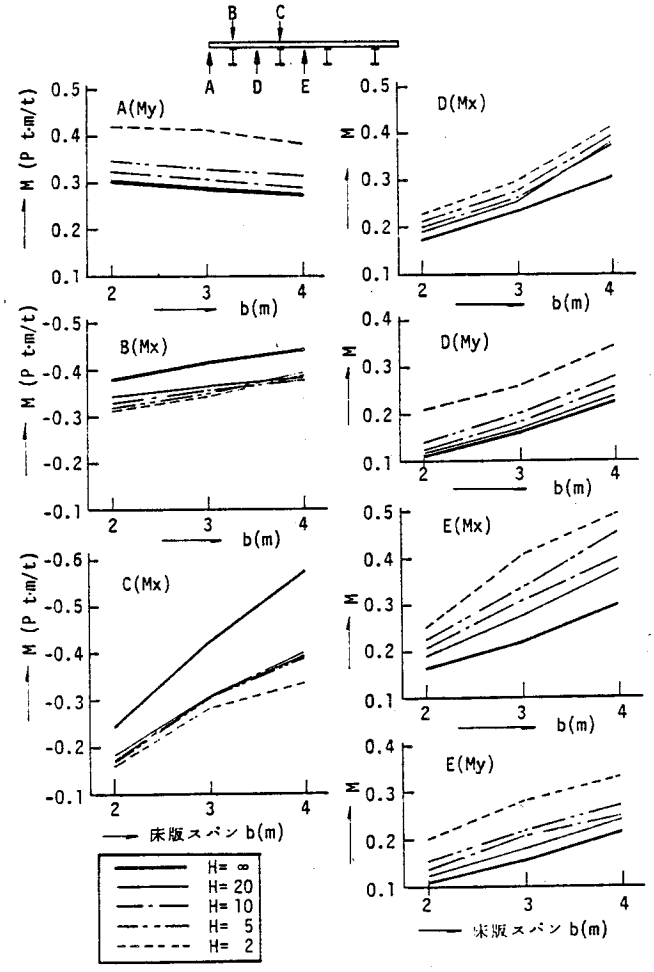
図－２０　連続版の影響線図．
（４本主桁，Ｈ＝２）

表－６　連続版におけるMy ／Mx 値，

床版の種類	着目点	中間支間 床版スパン 2m	中間支間 床版スパン 3m	中間支間 床版スパン 4m	端支間 床版スパン 2m	端支間 床版スパン 3m	端支間 床版スパン 4m
4本主桁	$H=\infty$	0.67	0.66	0.69	0.65	0.66	0.63
	2	0.68	0.63	0.64	0.73	0.67	0.67
	5	0.63	0.61	0.62	0.63	0.63	0.57
	10	0.62	0.61	0.63	0.62	0.61	0.60
	20	0.63	0.62	0.63	0.61	0.62	0.60
5本主桁	$H=\infty$	0.66	0.66	0.67	0.65	0.64	0.65
	2	0.65	0.63	0.63	0.72	0.69	0.71
	5	0.62	0.61	0.62	0.64	0.62	0.64
	10	0.62	0.62	0.62	0.62	0.60	0.61
	20	0.62	0.62	0.62	0.61	0.60	0.61



図－２１　最大モーメントの相関剛比との関係．



図－２２　最大モーメントと床版スパンとの関係.

２－４　片持部床版の設計曲げモーメント式

ひびわれ破損をうけた床版を観察すると，ひびわれは内側床版のみならず片持部床版にも発生していることが多い。この部分のひびわれは主鉄筋方向のものが卓越しており，配力鉄筋断面に作用する曲げモーメントの大きいことがわかる。このため，昭和４８年示方書で初めて片持部先端のMy に関する設計曲げモーメント式が提示された。しかし，この設計式には異方性は考慮されておらず，また，解析モデルが１辺自由・１辺固定の無限片持版であり，外桁上で内側床版と連続した張り出し版として忠実に取り扱われていない。張り出し版とすると，Mx は減少するが，My はかなり増加し，設計値と比較すると危険側となる/22/。支持桁の剛性を考慮すると，この傾向はさらに大きくなると考えられる。

よって，２－３の解析に併せて，外桁の沈下を考慮した連続版の張り出し版も解析した。

ここに，片持版および外桁の沈下のない張り出し版との比較をもとに片持部床版の適切なモーメント式を提案したい。

2-4-1　解析条件

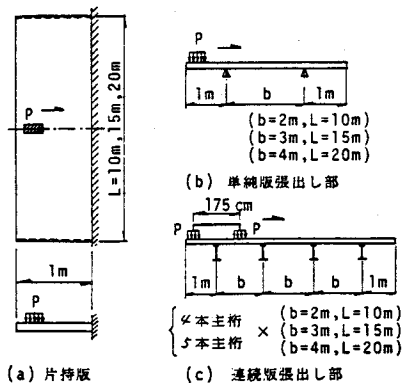
図－２３に示した３種のモデルを設定した。各モデルは，

１）　片持版：張り出し長 l ＝1.0mを固定し，(L= 10m ，t=19cm)，(L=15m ，t=23cm)，(L= 20m ，t=27cm) の３ケース。

２）　単純版の張り出し版：張り出し長 l ＝1.0mを固定し，(b= 2m ，L= 10m ，t=19cm)，(b= 3m ，L= 15m ，t=23cm)，(b= 4m ，L= 20m ，t=27cm) の３ケース。

３）　連続版の張り出し版：張り出し長 l ＝1.0mを固定し，４本主桁，５本主桁の連続版で，各々に対し，(b= 2m ，L= 10m ，t=19cm)，(b= 3m ，L= 15m ，t=23cm)，(b= 4m ，L= 20m ，t=27cm)の３ケース。

なお，片持部床版においてもＤy/Ｄx ＝0.6 の直交異方性を仮定した。



図－２３　片持部床版.

2-4-2　解析結果と考察

図－２４は本解析による片持版の結果である。直交２方向の曲げモーメントとも示方書の理論値以下である。床版厚を厚くするとMx ，My とも減少することが認められる。床版厚19cmの結果と16cmで計算された示方書の理論値はほぼ一致する。

次に，図－２５に張り出し版の結果を示した。支点沈下のない張り出し版のモーメントMx （H＝∞）は片持版のものより20%も減少する。さらに，支持桁の沈下を考慮すると約12～17%減少する。

My はMx とは逆に，張り出し版として計算すると，荷重載荷距離が l ＝50cm以上では片持版（示方書の理論値）のものより大きくなる。さらに，図－２６に示すように相関剛比が小さくなると増加する。

図－２７に荷重載荷距離が75cmのときの最大モーメントと内側支間（b）との関係を示すが，両者は線形関係にあるとみなせる。ただし，Mx とMy では内側支間の影響は符号で逆になる。

2-4-3　片持部床版の活荷重モーメント式と設計法

以上から，片持部床版も連続版の張り出し版とし，支持桁の沈下の影響も考慮しなければならないことが明らかになった。検討の結果，片持部床版における端桁上のMx ，および，片持部先端におけるMy について，式（１２），（１３）のようなモーメント式が提案できる。ただし，Mx については安全側として支点沈下のない張り出し版のモーメントを採用することにした。

端桁上の主鉄筋断面の曲げモーメント（Mx ）

$$Mx = (0.08b + 0.84)(0.36l + 0.13)P(1+i) \quad (\text{tm}). \qquad (12)$$

先端の配力鉄筋量断面の曲げモーメント（My ）

$$My = (1.13 - 0.065b)(0.25l + 0.01)P(1+i) + (0.230/H)P(1+i') \quad (\text{tm}), \qquad (13)$$

ただし，　l ：片持部支点と後輪中心との距離（m），

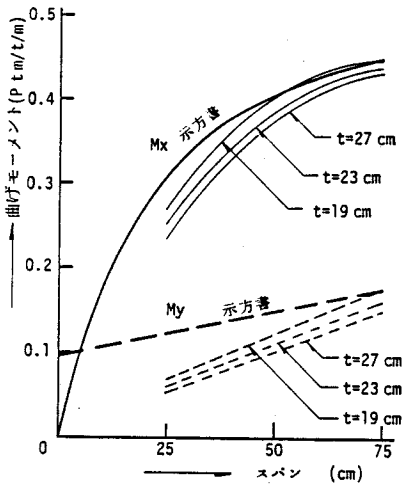
b ：内側支間長（m），

$i = 20/(50+l)$ ，

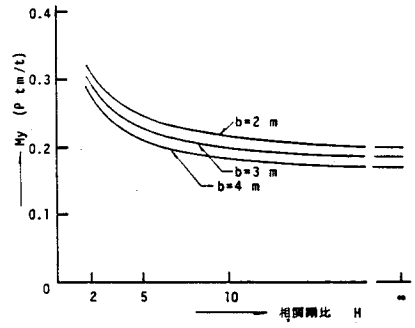
i ' ＝20/(50+L) 。

上記片持部床版の端桁上のモーメント式において床版支間 l の係数は支間モーメントの係数の約 4.5倍になっており，片持部床版は張り出し長の影響を顕著に受ける。床版全体でバランスのとれた断面の設計を行うことは安全かつ経済的であるので，片持部床版の最大張り出し長は１m程度にすべきであると思われる。

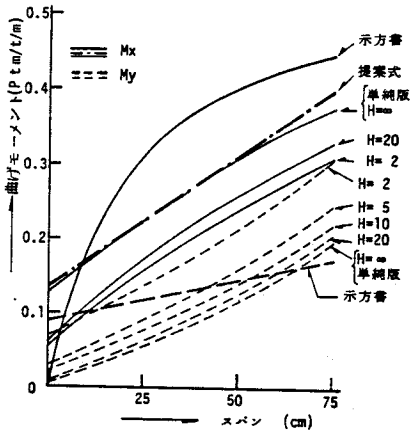
片持部床版においても，単純版・連続版と同様に，板剛性比が 0.6になるよう配力鉄筋で調整すべきである。



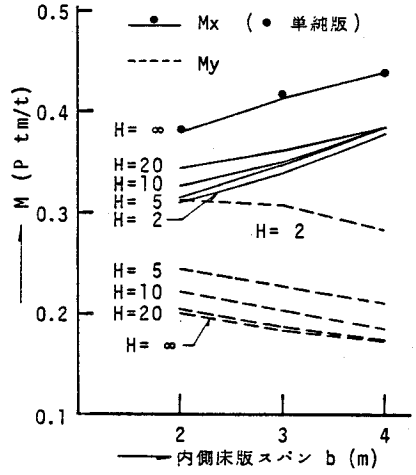
図－２４　片持版のモーメント



図－２６　片持部先端のMy と相関剛比との関係



図－２５　張り出し版のモーメント



図－２７　張り出し版モーメントと内側スパンとの関係

2－5 結 言

道路橋ＲＣ床版の直交異方性を考慮した単純版・連続版および片持部床版の合理的な設計曲げモーメント式，および，設計法の提案を行った。ただし，１方向版で，主鉄筋が車両進行方向に直角な場合に限定した。

連続版，片持部床版では支持桁の不等沈下の影響が大きく，これを導入した。

連続版では統一的に単純版のモーメント式を基礎にし，不等沈下の影響を分離し，衝撃係数による割り増しが合理的に行えるようにした。

ただし，設計式に見込むべき安全の余裕については，施工誤差，材料のバラツキ等が明確でなければならず，ここでは資料不足のため論議しなかったことを断っておきたい。

第３章　コンクリート充填鋼格子床版の設計法

本章で直交異方性を考慮した鋼格子床版の設計曲げモーメント式および設計法について提案したい。ただし，設計の基本である単純版で，かつ，Ｉ形鋼が車両進行方向に直角な場合にのみ限定して述べる。

３－１　仮定

ａ．　直交２方向の板剛性は鋼とコンクリートとの合成断面で計算できる。ただし，引張側コンクリートを無視する。

ｂ．　曲げモーメントはHuber の提案した直交異方性板の釣合い方程式によって計算できる。

ｃ．　舗装による荷重分配作用は期待しないものとする。ただし，床版に対しては床版中央面まで４５°方向で分配されるものとした。一般に，版厚が変化すれば載荷面積も変化するが，断面が設計される以前に設計曲げモーメントを求めておかなければならない。このため本床版の最小厚さである16cmを仮定床版厚として算出した。その結果，これよりも厚い床版厚に対しては若干の安全側モーメントを与えることになる。しかし，スパン４ｍの最大支間でもその床版厚は20cm程度であるため，安全側の誤差は５％以下となり，上記のように床版厚を固定してもよいと判断した。

以上の仮定のもとで計算した作用モーメントおよび断面の抵抗モーメントはすでに１－２に示した。

３－２　設計法

3-2-1　割り増し係数法（設計法　１）

佐伯の結果（表－２）から判断して，Ｉ形鋼断面用曲げモーメントの割り増し係数を1.2 以上にすべきであろう。この場合，配力鉄筋断面の割り増し係数をそのままにしておけば，この断面の安全の余裕はさらに大きくなる。よって，配力鉄筋断面の割り増し係数は0.9 より若干小さくする必要がある。

図－９の曲げモーメント図と図－６～８の各断面の抵抗曲げモーメント図を用いて，直

交２方向とも10%程度の安全の余裕をもつよう試行錯誤的に断面を求めた。この結果は表－７の通りである。Ｉ形鋼断面の設計活荷重モーメントMx はどのスパンのものもＲＣ床版設計曲げモーメントの 1.3倍，配力鉄筋断面では0.85倍となった。安全の余裕を示すモーメント比（M/Mt）は，スパン2.5mのものが若干小さいが，ほぼ満足すべきものと考えられる。よって，佐伯案に変わって次のような設計曲げモーメント式を提案したい。

Ｉ形鋼断面の設計活荷重曲げモーメント式，

$$Mx = 1.30 \times Mxo, \qquad (14)$$

配力鉄筋断面の設計活荷重曲げモーメント式，

$$My = 0.85 \times Myo, \qquad (15)$$

ここで，　Mxo，Myoはそれぞれ，現行示方書で与えられているＲＣ床版用設計活荷重曲げモーメント式である。

表－７　著者の提案式（１４），（１５）を用いて設計した床版の安全性評価，

床版支間 (m)	床版厚 (cm)	Ｉ形鋼の曲げモーメント			配力鉄筋の曲げモーメント		直交異方性	モーメント比	
		Ml	Mx	Ｉx	My	Ｉy	Ｉy/Ｉx	Mx	My
2.0	16	3224	3492	2440	1632	920(W)	0.400	1.093	1.157
	17	3224	3506	2560	1632	1000(S,W)	0.392	1.104	1.157
	18	3224	3520	2810	1632	1120(S,W)	0.399	1.093	1.157
2.5	16	3848	4276	2890	1972	1010(W)	0.349	1.026	1.127
	17	3848	4297	3090	1972	1170(S,W)	0.379	1.051	1.096
	18	3848	4318	3330	1972	1280(S,W)	0.384	1.054	1.096
3.0	18	4472	5148	3775	2314	1480(S,W)	0.392	1.076	1.079
	19	4472	5178	4060	2314	1590(S,W)	0.392	1.075	1.081
3.5	19	5096	6058	4660	2652	1750(S,W)	0.376	1.096	1.124
	19	5096	6058	4900*	2652	1810(S,W)	0.369	1.094	1.129
4.0	20	5720	7030	5500	2992	2120(S,W)	0.385	1.115	1.104
	20	5720	7030	5630*	2992	2160(S,W)	0.384	1.111	1.108
4.0	20	6864**	8174	6200	3590	2490(S)	0.402	1.130	1.088
	20	6864**	8174	6620*	3590	2560(S)	0.387	1.119	1.100

曲げモーメントの単位：kg·m/m

* Ｉ１５ を使用

** P=1.2 x 8000 kg

3-2-2　ノモグラフ式設計法（設計法　2）

3-2-1 での提案によると，ほぼ満足できる安全の余裕は確保できるものの，スパン長毎に比較すると若干のバラツキがある。このバラツキを一定にする必要がる。これは仮定剛性比と設計後の板剛性比が一致するよう設計断面を選ぶことにより可能となる。この方法も，本来，試行錯誤的に行なう必要があるが，床版の抵抗モーメントと板剛性の図を用いて系統的に行える。この手順を床版スパン3.0m，床版厚18cmを例にとって説明する。

a）　図－２８(a) に示したように，設計したいスパン長の床版の理論曲げモーメントと板剛性の関係図（図－９より）を用意する。

b）　この理論曲げモーメント（Mx ，My ）に対して安全の余裕を見込む。ここでは例として10%を見込んだ。

c）　さらに，Ｉ形鋼断面のMx に死荷重モーメントを加算し，この断面の設計曲げモーメントを得る。

d）　この設計曲げモーメントから，図－２８(c) のようにMy/Mx とＩy/Ｉx の関係図を描いておく。

e）　a）のM－Ｉy/Ｉx の関係図の右側に，使用可能な配力鉄筋断面の抵抗モーメントの範囲（図－６～８から）を記入し，　α＝Dy/Dx ＝0.2 ～ 0.5の範囲の設計曲げモーメントをカバーする断面の組み合わせを考える。

この例では，Ｉ形鋼断面には高さ 130mmおよび 150mmのＩ形鋼が使用可能である。配力鉄筋断面は，130mmのＩ形鋼を採用する場合，Ｓ－D16,Ｓ－D19,W－D19 タイプが使用可能である。150mmのＩ形鋼を採用する場合にはW－D19 タイプだけが使用可能な断面である。

f）　次に，M－Ｉy/Ｉx の関係図においてＩy/Ｉx を 0.2～0.5 の範囲で 0.1きざみで設計曲げモーメントを読み取り，それに対応する断面二次モーメントを図－６，８からさがし，図－２８(b) の表に書き込む。そして，表が所定の個所でうまると，Ｉy/Ｉx を計算し，図－２８(c) 中に設計曲げモーメント比に対応するＩy/Ｉx の点をプロットしていく。

g）　この結果，これらのプロット点は図中の点線のように曲線になり，必ずｄ）で決定した曲線と交わる。この交点のＩy/Ｉx が，仮定剛性比と設計剛性とが一致する板剛性である。

h）　上記で求まったＩy/Ｉx の比で図－２８（ａ）の設計曲げモーメントを求め，これ

を対応した断面のM－Ｉ関係図（図－６～８）にもどし，合理的なＩ形鋼あるいは配力鉄筋間隔が求められる。

さて，上記の手順は非常に複雑そうに見えるが，必要な図表を一回用意すれば，系統的に設計ができ，結果的には簡単であり，かつ，最も合理的な設計法と言える。

この設計法に従って各スパンについて設計した結果が表－８～１０である。これらから，最適に設計された床版の直交異方性度α（＝Ｉy/Ｉx）について若干の考察を加えたい。このため，表の結果を図－２９に図示した。

（１）　安全の余裕を一定にした場合，図－２９(a),(b) で明らかなように，直交異方性は床版支間の影響は少ないが，床版厚によって大きく変化する。従来のように，直交異方性を一定にするという考えで設計すれば，逆に安全の余裕は一定でなくなることがわかる。床版厚を厚くすると異方性度が小さくなり（αが大きくなる）配力鉄筋断面が危険側になり，床版厚を薄くするとＩ形鋼断面が危険側になる。

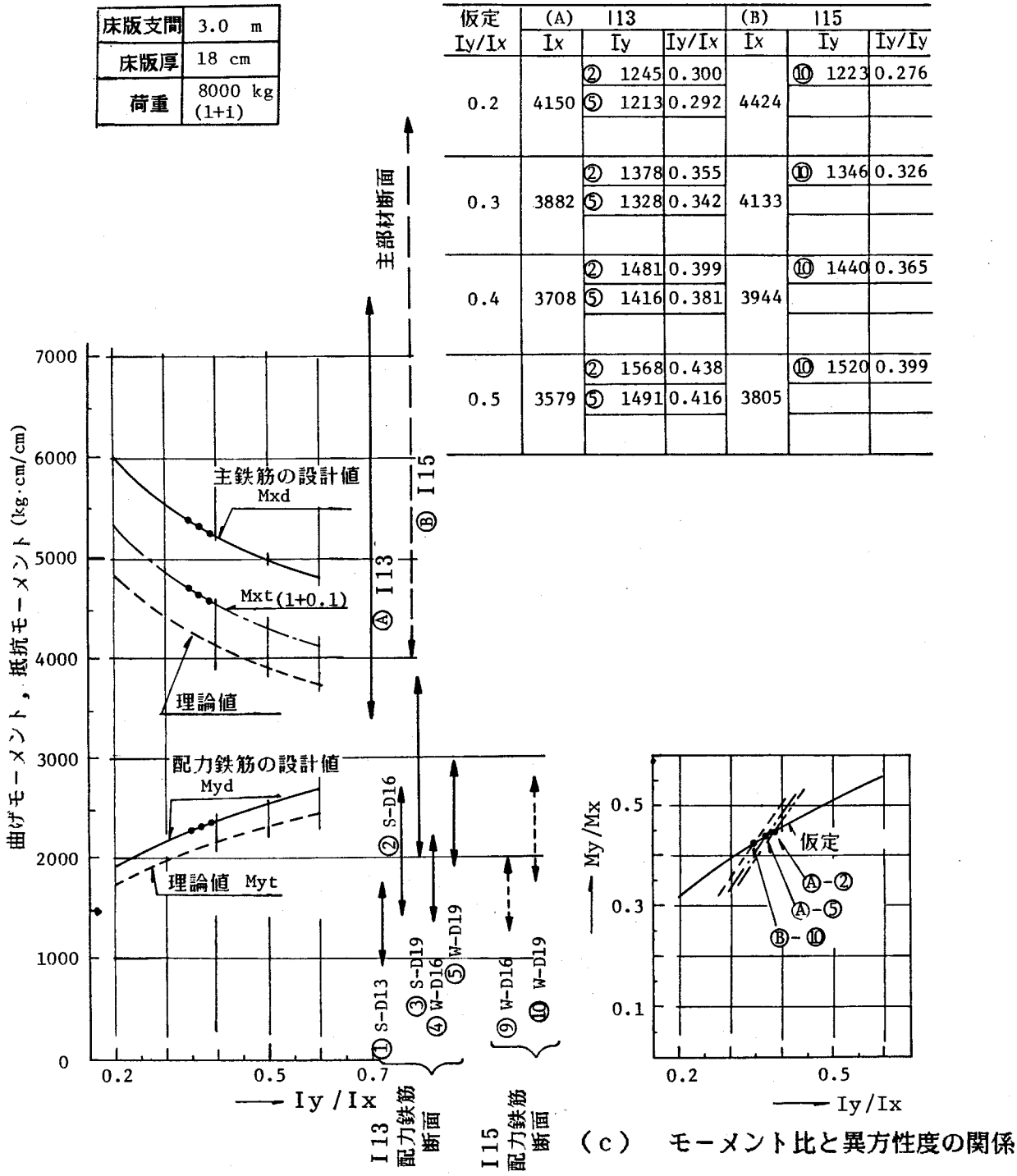
よって，直交異方性を一定とする設計では，Ｉ形鋼方向を安全側にするため，なるべく床版厚を大きくする必要があろう。

（２）　図－２９(a),(b) の比較および(c) より明らかなようにはり高の大きい 150mmのＩ形鋼を用いた方が直交異方性が減少する（αの値が大きくなる）。よって，150mmのものが使用可能な床版では極力これを用いる方がよい。

（３）　試算設計は，輪荷重Ｐが８t（１等橋），9.6t（大型車混入率が高い場合に割り増した場合），および，5.6t（２等橋）の３種について行った。この３種で床版厚が一定の場合について直交異方性を比較すると，Ｐ＝5.6tの場合のみ，他の２つより若干低下する。しかし，他の多くのデータから判断して，この差は少なく，荷重の大きさの違いによる影響はないと判断できる。

（b）　仮定異方性度と設計断面の異方性度

仮定 Iy/Ix	(A) 113 Ix	Iy	Iy/Ix	(B) 115 Ix	Iy	Iy/Iy
0.2	4150	② 1245	0.300	4424	⑩ 1223	0.276
		⑤ 1213	0.292			
0.3	3882	② 1378	0.355	4133	⑩ 1346	0.326
		⑤ 1328	0.342			
0.4	3708	② 1481	0.399	3944	⑩ 1440	0.365
		⑤ 1416	0.381			
0.5	3579	② 1568	0.438	3805	⑩ 1520	0.399
		⑤ 1491	0.416			



（a）　曲げモーメントと直交異方性度の関係

（c）　モーメント比と異方性度の関係

図－２８　設計用ノモグラフ．

表－８（a）　設計法－２による設計結果（P=8t，113），
（直交異方性度α，曲げモーメントMx,My ，モーメント比β＝My/Mx ）

床版厚	スパン(m)	2.0		2.5		3.0		3.5		4.0	
		S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D
16	α Mx My β	-	0.31 3470 1430 0.412	-	0.32 4250 1880 0.442	-	0.32 4780 2210 0.454	-	-	-	-
17	α Mx My β	0.36 3340 1500 0.449	0.34 3390 1470 0.434	0.38 3970 1970 0.496	0.35 4100 1920 0.468	0.39 4570 2360 0.516	0.35 4620 2280 0.494	-	0.34 5100 2530 0.496	-	-
18	α Mx My β	0.37 3310 1510 0.456	0.36 3340 1500 0.449	0.40 3980 2020 0.508	0.38 4030 1990 0.494	0.40 4540 2320 0.511	0.37 4620 2320 0.502	0.39 5030 2640 0.525	0.36 5130 2580 0.503	0.39 5610 3000 0.535	-
19	α Mx My β	-	-	0.41 3960 2040 0.515	0.39 4000 2000 0.500	0.42 4490 2410 0.537	0.39 4570 2360 0.516	0.40 5000 2650 0.530	0.38 5050 2610 0.517	0.40 5570 3040 0.546	0.38 5640 2990 0.530
20	α Mx My β	-	-	0.42 3930 2050 0.522	0.41 3950 2040 0.516	0.42 4490 2400 0.535	0.41 4520 2390 0.529	0.42 4950 2700 0.545	0.41 4980 2670 0.536	0.41 5550 3040 0.548	0.39 5610 2990 0.533

曲げモーメントの単位： kg•m/m

表－８（b）　設計法－２による設計結果（P=8t，115），

床版厚 (cm)	スパン(m)	2.0		2.5		3.0		3.5		4.0	
		S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D
16	α Mx My β	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	α Mx My β	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18	α Mx My β	-	-	-	0.35 4110 1940 0.472	-	0.35 4690 2280 0.486	-	0.34 5200 2540 0.488	-	-
19	α Mx My β	-	-	0.39 4000 2000 0.500	0.37 4060 1970 0.485	0.39 4570 2360 0.516	0.37 4620 2320 0.503	0.38 5050 2620 0.519	0.37 5080 2660 0.524	0.39 5600 3010 0.538	-
20	α Mx My β	-	-	-	-	0.40 4540 2360 0.519	0.38 4600 2330 0.507	0.40 5000 2650 0.530	0.38 5060 2610 0.516	0.39 5610 2990 0.533	0.38 5640 2970 0.527

曲げモーメントの単位： kg•m/m

表－９（a）　設計法－２による設計結果（P=9.6t，113），
（直交異方性度α，曲げモーメントMx,My ，モーメント比β＝My/Mx ）

床版厚 (cm) \ スパン(m)		2.0		2.5		3.0		3.5		4.0	
		S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D
16	α Mx My β	-	0.31 4140 1720 0.415	-	0.32 5040 2260 0.448	-	-	-	-	-	-
17	α Mx My β	0.37 3980 1820 0.457	0.34 4070 1770 0.435	0.39 4810 2400 0.499	0.35 4940 2320 0.470	-	-	-	-	-	-
18	α Mx My β	0.38 3940 1850 0.47	0.36 3980 1800 0.45	0.40 4780 2410 0.504	0.38 4840 2380 0.492	0.40 5460 2850 0.522	0.38 5530 2800 0.506	0.39 6040 3160 0.523	-	-	-
19	α Mx My β	-	-	0.42 4730 2460 0.520	0.40 4780 2420 0.520	0.42 5400 2890 0.535	0.40 5460 2850 0.522	0.41 5970 3200 0.536	0.39 6040 5150 0.522	0.41 6650 3660 0.550	-
20	α Mx My β	-	-	0.43 4700 2420 0.515	0.42 4730 2400 0.507	0.44 5340 2920 0.547	0.42 5410 2880 0.532	0.43 5900 3260 0.553	0.41 5970 3210 0.538	-	-

曲げモーメントの単位： kg•m/m

表－９（b）　設計法－２による設計結果（P=9.6t，115），

床版厚 (cm) \ スパン(m)		2.0		2.5		3.0		3.5		4.0	
		S-d	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D
16	α Mx My β	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	α Mx My β	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18	α Mx My β	-	0.34 4050 1770 0.437	-	0.35 4940 2320 0.470	-	0.35 5640 2720 0.482	-	-	-	-
19	α Mx My β	-	-	0.40 4780 2420 0.506	0.38 4850 2380 0.491	0.41 5430 2860 0.527	0.37 5560 2770 0.498	0.41 5960 3200 0.537	-	0.41 6650 3660 0.550	-
20	α Mx My β	-	-	0.42 4730 2460 0.520	0.39 4810 2400 0.499	0.42 5410 2880 0.532	0.39 5500 2810 0.511	0.41 5980 3210 0.537	-	0.41 6650 3660 0.550	-

曲げモーメントの単位： kg•m/m

表－１０(a)　設計法－２による設計結果（P=5.6t，113），

（直交異方性度α，曲げモーメントMx,My ，モーメント比β＝My/Mx ）

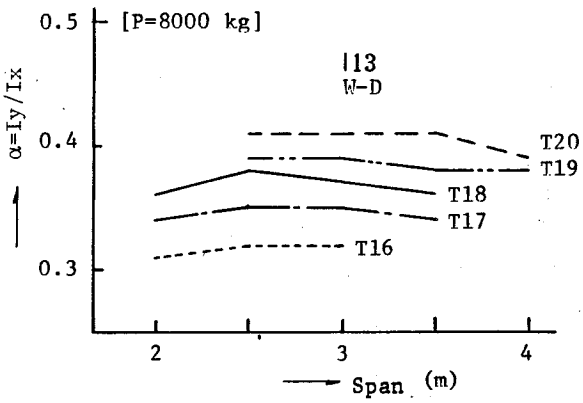
床版厚 (cm) ＼ スパン(m)		2.0		2.5		3.0		3.5		4.0	
		S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D
16	α Mx My β	-	-	-	0.32 2930 1320 0.451	-	0.31 3380 1540 0.456	-	0.30 3500 1860 0.531	-	0.30 4180 1950 0.467
17	α Mx My β	-	-	-	-	0.36 3260 1620 0.497	0.34 3310 1600 0.483	0.34 3650 1840 0.504	0.33 3680 1820 0.495	0.35 4030 2050 0.509	0.32 4110 2000 0.487
18	α Mx My β	-	-	-	-	0.37 3240 1640 0.506	0.35 3290 1610 0.489	0.36 3590 1810 0.504	0.34 3640 1780 0.489	0.36 4000 2060 0.515	0.34 4050 2020 0.499
19	α Mx My β	-	-	-	-	0.38 3230 1640 0.508	0.37 3250 1630 0.502	0.37 3570 1810 0.507	0.35 3610 1780 0.493	0.36 4000 2060 0.515	0.35 4030 2040 0.506
20	α Mx My β	-	-	-	-	-	-	0.38 3550 1820 0.513	0.38 3550 1820 0.513	0.39 3930 2100 0.534	0.37 3990 2070 0.519

曲げモーメントの単位： kg•m/m

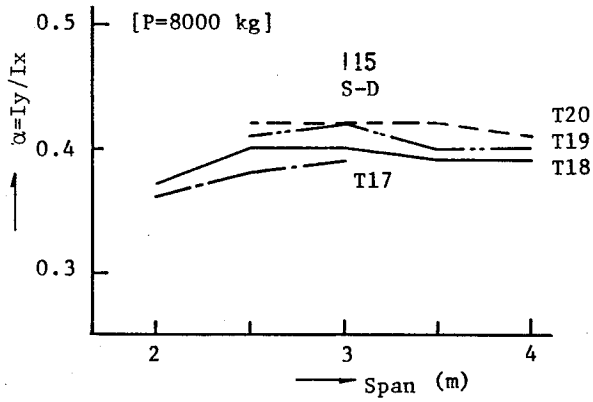
表－１０(b)　設計法－２による設計結果（P=5.6t，115），

床版厚 (cm) ＼ スパン(m)		2.0		2.5		3.0		3.5		4.0	
		S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D	S-D	W-D
16	α Mx My β	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
17	α Mx My β	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
18	α Mx My β	-	-	-	-	-	0.32 3360 1550 0.461	-	0.32 3700 1740 0.470	-	0.31 4150 1920 0.463
19	α Mx My β	-	-	-	-	-	-	0.35 3610 1780 0.493	0.33 3660 1750 0.478	0.35 4030 2040 0.506	0.32 4110 1990 0.484
20	α Mx My β	-	-	-	-	-	-	-	-	0.36 4010 2050 0.511	0.34 4060 2020 0.498

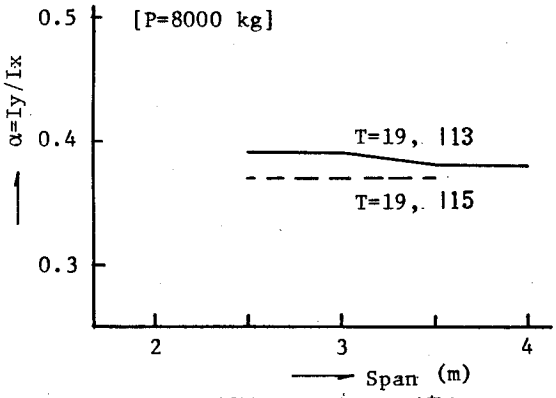
曲げモーメントの単位： kg•m/m



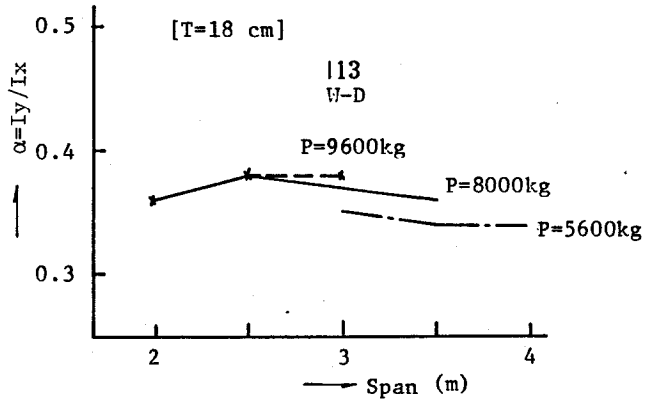
(a) αと床版厚の関係



(b) αと床版厚の関係



(c) I形鋼によるαの違い



(d) 輪荷重の大きさによるαの違い

図－２９　設計法 －２によって設計された床版の直交異方性度.

3-2-3　活荷重曲げモーメント式（設計法　3）

3-2-2 で試算設計した床版の活荷重モーメント（現行設計法と同様に，10%の安全の余裕を見込み，かつ，衝撃を含む）を，スパン長との関係でまとめると，図－３０，３１のように若干のバラツキは見られるものの，Mx ，My ともスパンに対しては線型的に変化する。この結果から，Mとスパンの関係を最小自乗法を用いて求めると次のような式となった。

１）P＝８ｔの場合

$$Mx = (0.136 \cdot b + 0.161)P$$

$$My = (0.089 \cdot b + 0.020)P \qquad (16)$$

２）P＝９．６ｔの場合

$$Mx = (0.133 \cdot b + 0.166)P$$

$$My = (0.090 \cdot b + 0.019)P \qquad (17)$$

３）P＝５．６ｔの場合

$$Mx = (0.136 \cdot b + 0.175)P$$

$$My = (0.078 \cdot b + 0.050)P \qquad (18)$$

以上の３つの式において，荷重を分離した（）内の式を比較するとMx ，My ともほぼ一致していると考えてよいであろう。よって，これら（）内の式を相加平均すると次式のように得られ，これらを鋼格子床版の設計曲げモーメント式として提案してよいと判断できる。

提案設計曲げモーメント式

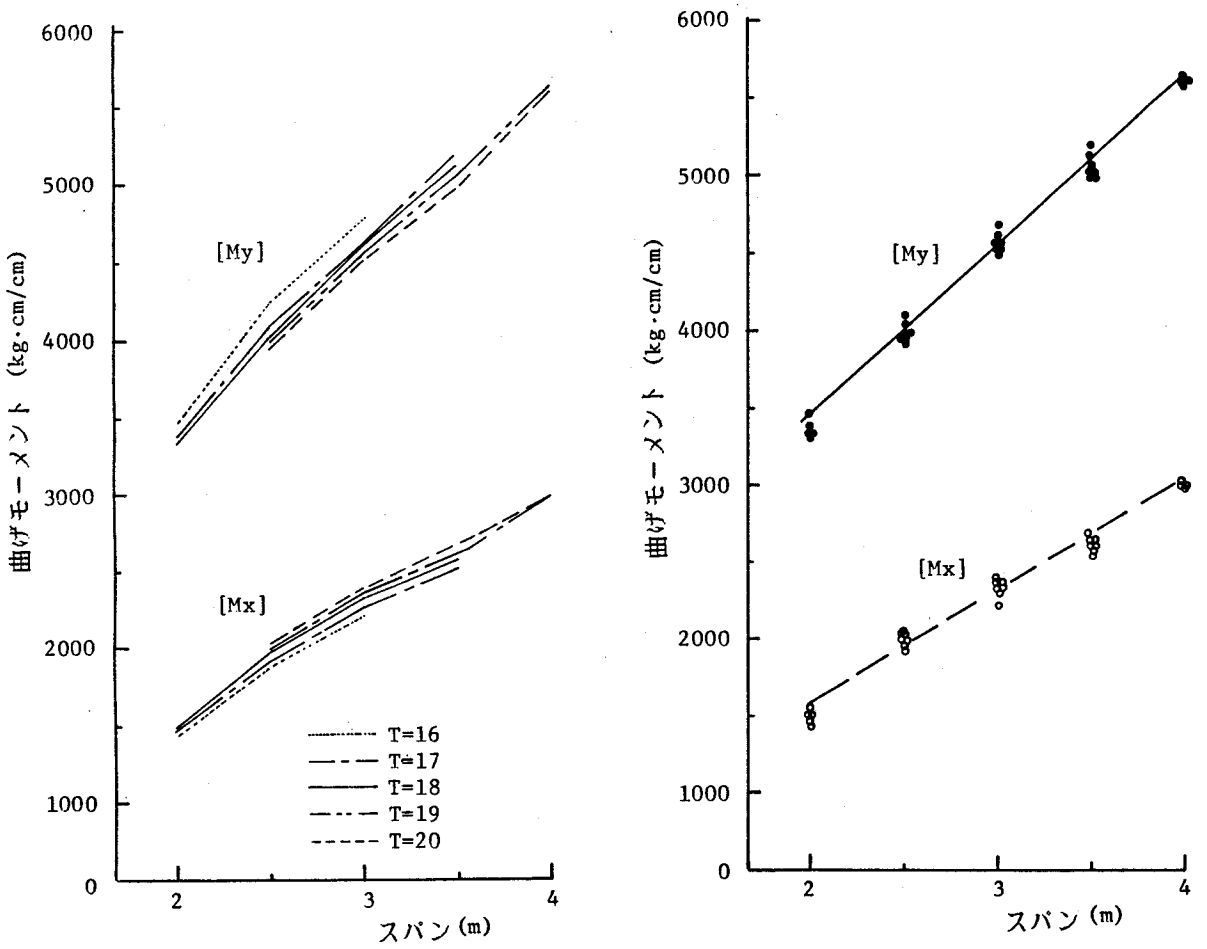
Ｉ形鋼断面に作用す曲げモーメント

$$Mx = (0.135 \cdot b + 0.167)P \qquad (19)$$

配力鉄筋断面に作用する曲げモーメント

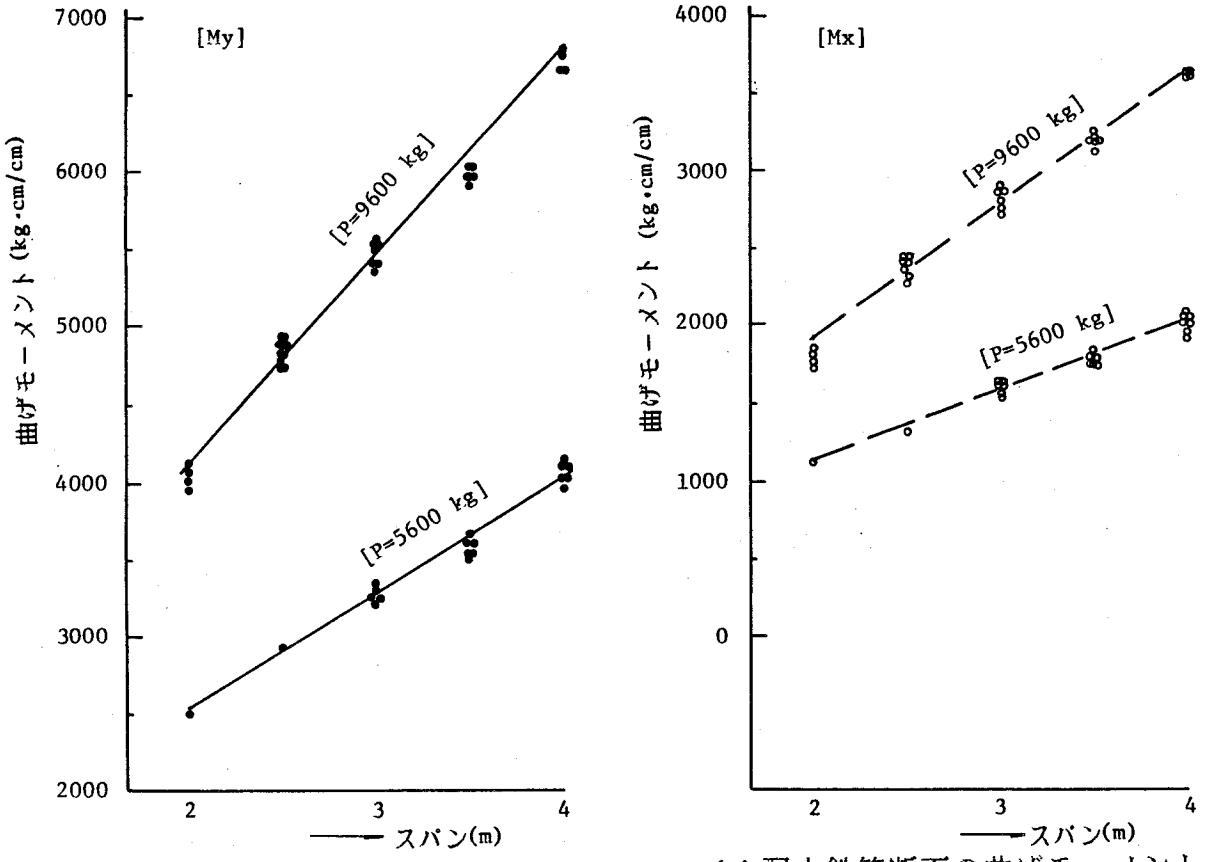
$$My = (0.086 \cdot b + 0.030)P \qquad (20)$$

ただし，この式だけで任意の断面が決定できることになるが，床版厚のとり方によっては安全の余裕が減少する場合がある。そこで，各スパン長に対する床版厚についても表－１１のような範囲を設定した。この範囲であれば，直交異方性の変動はα値で約0.02以内，



(a) 床版厚の影響　　(b) 最大モーメントと床版支間の関係

図－３０　最大曲げモーメントと床版支間の関係（P=8t）.



(a) Ｉ形鋼断面の曲げモーメント　　(b) 配力鉄筋断面の曲げモーメント

図－３１　最大曲げモーメントと床版支間の関係（P=9.6, 5.6t).

抵抗モーメントの変化は3 %以内におさまり，誤差の範囲と見なせる。

表－１１　床版厚の適用範囲，

床版厚＼スパン	2.0 m	2.5 m	3.0 m	3.5 m	4.0 m
16～17 cm	←→	←→			
17～18 cm		←→	←→		
18～19 cm			←→	←→	←→
19～20 cm				←→	←→

３－３　結　言

コンクリート充塡鋼格子床版の設計に関して，直交異方性を考慮した佐伯の提案による設計曲げモーメント式が慣用されているが，このモーメント式によって設計するとＩ形鋼断面と配力鉄筋断面とで安全の余裕が異なり，Ｉ形鋼断面が若干危険側になることがわかった。

このため，鋼格子床版特有の直交異方性を忠実に考慮した合理的な設計法を提案した。

提案した設計法は，

１）現行示方書のＲＣ床版用設計曲げモーメントを係数によって補正する方法，

２）仮定剛性比と設計後の剛性比を一致させる厳密設計法，および，

３）鋼格子床版専用の設計曲げモーメント式による方法，

の３種である。

ただし，ここで提案したのはＩ形鋼が車両進行方向に対して直角に配置される単純版に限定した。平行方向等については今後の検討事項としたい。

第４章　コンクリート系床版の疲労安全性評価

マイナーの疲労被害則を用い実交通下の疲労安全性を評価する場合，荷重の変動を確定論的に取り扱い，ある基準の荷重に換算した等価繰返し回数による方法と，荷重の変動が確率分布に従うものとして信頼性理論による方法の２種がある。ＲＣ床版に関してはまだ疲労データが十分揃っていないため前者だけで，鋼格子床版についてはこの２種で評価を試みる。

４－１　疲労安全性評価方法

4-1-1　等価繰返し回数による方法

コンクリート構造物に関しても上記被害則が成立すると多くの研究者が述べている/23/。よって，大前提として，ＲＣ床版の疲労強度に関してもマイナーの累積被害則が成立するものとする。

今，１つのＳ－Ｎ曲線，

$$\log \sigma = -k \cdot \log N + \log C \qquad (21)$$

が与えられた場合，荷重が１回作用することによる疲労被害度Ｄは

$$D = 1 / N \qquad (22)$$

と定義されるとすると，２組の応力（σ_0，σ_1）とそれらに対応する疲労寿命（N_0，N_1）の関係は次式で表わされる。

$$N_0 = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_0}\right)^{1/k} N_1 = \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_0}\right)^{m} N_1 \qquad (23)$$

この式はある応力σ_1 がN_1 回作用した場合の疲労被害度が，基本応力σ_0 がN_0 回作用する場合の被害度と等価であることを意味している。この場合，N_0 を等価繰返し回数という。いま，構造物に種々の応力σ_1，σ_2，・・・・・，σ_i がそれぞれn_1，n_2，・・・・・，n_i 回作用した場合，基本応力σ_0 に換算した等価繰返し回数N_{eq}は

$$N_{eq} = \Sigma\,(\sigma_i / \sigma_0) \cdot n_i \qquad (24)$$

となる。このN_{eq}の基本荷重σ_0 のみによる疲労寿命N_0 に対する比が次式を満足するならば疲労に対して安全ということになる。

$$N_{eq} / N_0 < 1.0 \qquad (25)$$

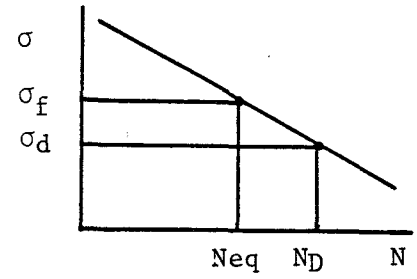
あるいは，Neq時の疲労強度σ_f を，設計荷重応力σ_d との比によって安全性が評価できる。

Neqが設計荷重による疲労寿命Ndより小さい場合，安全側となることから，図－３２を参照して，

$$\mu = \sigma_f / \sigma_d \qquad (26)$$

で疲労に対する安全率が求まる。

具体的な手順を図－３３に示した。



図－３２　NeqとNd および σ_f とσ_d との関係.

ところで，ＲＣ床版の疲労破壊現象は非常に複雑であり，１つの応力では説明できない。多くのパラメーターを包含していることから，ＲＣ床版のＳ－Ｎ曲線も縦軸をＰ／Ｐs なる荷重比で表示した。よって，上記の式（２４）のσの代わりに輪荷重Ｐを用いることにした。

さて，道路橋ＲＣ床版内の１着目点に関して，荷重作用の変動因子は自動車の輪荷重とそれらの通行位置の２種であろう。この外，衝撃効果もあるが，これは衝撃係数として一様に取り扱うことにする。この２つの変数を考慮すると，式（２４）は次式のように変換できる。

$$N_{eq} = \int_{\alpha}^{\beta}\int_{0}^{P_{max}} (\eta)^m \left(\frac{P}{P_o}\right)^m n(P,x)\, dP\, dx \qquad (27)$$

ここで，　η：着目点を通る床版横断面上における着目点の断面力の影響線，

Ｐ：任意の輪荷重，

Ｐo：基本輪荷重，

n(P,x)：荷重Ｐの輪荷重が通行位置ｘを通過する回数，

β，α：通行位置の限界位置，

ｍ：log-log 表示されたＳ－Ｎ曲線の傾きの絶対値の逆数。

一般に，輪荷重の大きさと通行位置は独立事象と考えてよい。そして，それぞれが分布関数ｐ(P) とｐ(x) に従うものとすると，１年間の全通過回数をNT として，式（２７）は式（２８）のように表わされる。

$$N_{eq} = N_T \int_{\alpha}^{\beta} (\eta)^m p(x)\, dx \int_{0}^{P_{max}} \left(\frac{P}{P_o}\right)^m p(P)\, dP \qquad (28)$$

ここに，p(x)：通行位置に関する確率密度関数，

p(P)：輪荷重に関する確率密度関数。

p(x)，p(P) が実測などによって与えられると，右辺の積分項２つは定数項になる。すなわち，

$$N_{eq} = C_1 \cdot C_2 \cdot N_T \qquad (29)$$

$$C_1 = \int_{\alpha}^{\beta} (\eta)^m \, p(x) \, dx \qquad (29')$$

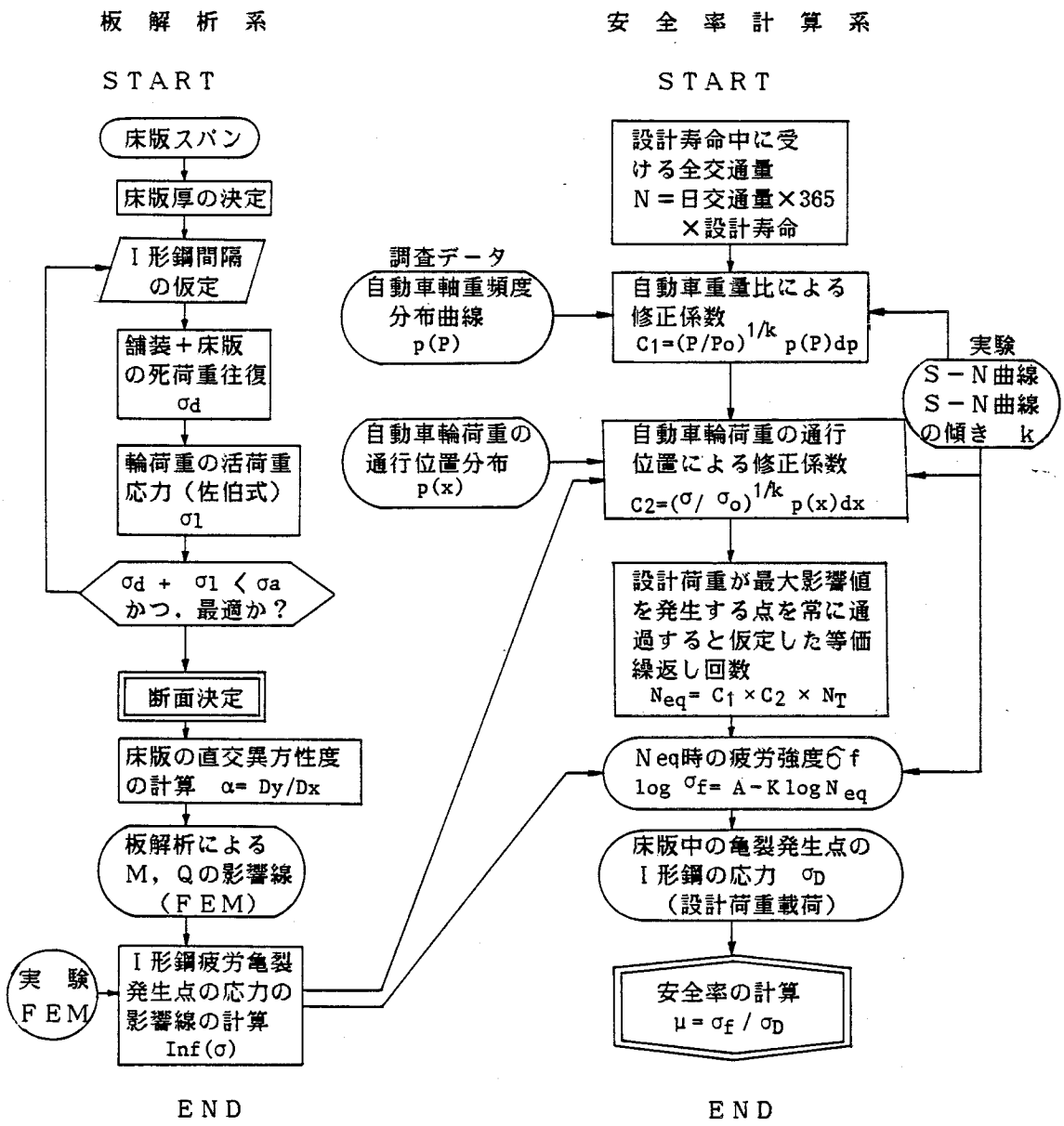
$$C_2 = \int_{0}^{P_{max}} \left(\frac{P}{P_o}\right)^m p(P) \, dP \qquad (29'')$$

同様に衝撃効果が衝撃係数 i で及ぼすとすると，Pの中の定数係数となるので，結局

$$N_{eq} = (1+i)^m \cdot C_1 \cdot C_2 \cdot N_T \qquad (30)$$

となる。

さて，現在の所，ＲＣ床版の疲労破壊に関して，輪荷重通行位置の違いの影響度については不明であり，かつ，実測通行位置頻度分布は標準偏差の小さいものである。このため，ここでは，床版の着目点とその頻度分布の中央位置を一致させ，$\eta = 1$ と仮定する。結局，C1 ＝１となり，安全性評価として安全側となる。



図－３３　等価繰返数による疲労安全性評価のフローチャート．

4-1-2　確率論的方法

Ang/24/ によって誘導された信頼性関数は鋼部材の疲労破壊問題に対して適合性が高く本床版もＩ形鋼の疲労によって決まることから，式（３１）で表現されるこの信頼性関数を適用する。

$$L(n) = exp\left[-\left\{\frac{n}{\bar{n}}\Gamma(1+\Omega_N^{1.08})\right\}^{\Omega_N^{1.08}} \right]$$

ここに，　$\bar{n}$：平均寿命，

ΩN：推定疲労寿命Ｎにおける不確実量を表わす変動係数，

$\Gamma(\ )$：ガンマ関数。

全不確実量ΩN に対しても次式を与えている。

$$\Omega_N^2 = \Omega_g^2 + \delta_n^2 + \Omega_C^2 + m^2 \Delta s^2 \qquad (32)$$

ここに，Ωg：疲労データにおける平均応力の影響およびランダム荷重の被害則における不確実性で，$\Omega g = 0.15$，

δn：１組の疲労データのバラツキで，ｋ個のデータの場合，式（３３）のようになる。

$$\delta_n = \left\{\frac{1}{k-2}\sum_{i=1}^{k}(\ln n_i - \ln C + m \cdot \ln s_i)^2\right\}^{1/2}$$

Ωc：推定したＳ－Ｎ曲線を構造物に適用したときのＳ－Ｎ曲線のＮ軸切片の変動係数で$\Omega c = 0.40$，

ｍ　：Ｓ－Ｎ曲線の傾き。

Δs：着目点の応力評価の誤差で，解析法による誤差と衝撃の不確実量を含み，$\Delta s = 0.09$。

平均寿命$\bar{n}$は作用応力Ｓが一定振幅の場合，Ｓ－Ｎ曲線の関係式$S^m \cdot \bar{n} = C$で表わされるが，変動応力の場合，マイナー則を適用して，

$$E(D) = \int_0^\infty \frac{\bar{n} f_s(s)}{n(s)} ds = 1.0$$

より求まる。上式から，

$$\overline{n} = \left\{\int_0^\infty \frac{f_S(s)}{\overline{n}(s)}\, ds\right\}^{-1} = \frac{C}{\int_0^\infty S^m \cdot f_S(s)\, ds}$$

$$= \frac{C}{E(S^m)} \qquad (35)$$

となる。ここに，　$f_S(s)$：着目点の応力の密度関数，

$E(S^m)$：応力の密度関数のm次積率。

ところで，一般的に応力Sの密度関数は厳密には不明の場合が多く，平均値μと標準偏差σ，および，上限値しかわかっていない。この場合，ベータ分布で現わすのが便利である。

0と上限値S_oの間で定義される応力のベータ分布の密度関数は次式となる。

$$\left.\begin{aligned} f_S(s) &= \frac{1}{B(q,r)} \cdot \frac{S^{q-1} \cdot (S_o - S)^{r-1}}{S_o^{q+r-1}} &&: 0 \le S \le S_o \\ &= 0 &&: \text{その他} \end{aligned}\right\} \qquad (36)$$

ここに，B（q，r）は，

$$B(q,r) = \frac{\Gamma(q) \cdot \Gamma(r)}{\Gamma(q+r)}$$

また，q，rは形状パラメーターで，

$$\left.\begin{aligned} q &= \frac{\dfrac{S_o(S_o-\mu)}{\sigma^2} - \left(1 + \dfrac{S_o-\mu}{\mu}\right)}{\left(1 + \dfrac{S_o-\mu}{\mu}\right)^2} \\ r &= \frac{S_o-\mu}{\mu} q \end{aligned}\right\} \qquad (37)$$

このベータ分布をなすSのm次積率は次式となる，

$$\begin{aligned} E(S^m) &= \frac{1}{B(q,r)} \int_0^{S_o} S^m \frac{S^{q-1} \cdot (S_o - S)^{r-1}}{S_o^{q+r-1}}\, ds \\ &= S_o^m \frac{B(m+q,\ r)}{B(q+r)} \\ &= S_o^m \frac{\Gamma(m+q) \cdot \Gamma(q+r)}{\Gamma(q) \cdot \Gamma(m+q+r)} \end{aligned} \qquad (38)$$

式（３８）を式（３７）に代入することによって，与えられた荷重特性値に対する平均寿命が求まる。この平均寿命（回数）が設計寿命中の全車輪通過回数 n_D よりも大きければ安全ということになる。ただし，この手順のままで行うと，たとえば $\bar{n} = n_D$ の場合，疲労破壊確率は50%になり，安全といえない。

安全性確保のためには $\bar{n} = n_D$ の時点でより大きな信頼性を確保しておく必要がある。既往の研究においては５%破壊確率がよく用いられている。ここでもこの値を採用し，信頼性を0.95とした。この信頼性下の平均寿命 $\bar{n}_R$ は式（３１）から求められる。すなわち，求められる。すなわち

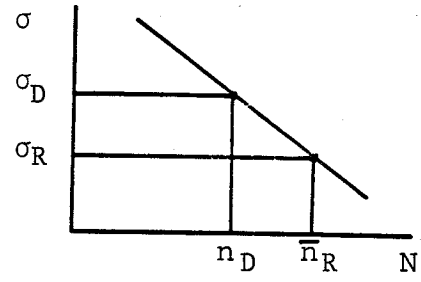
$$\bar{n}_R = \bar{n}\,\frac{\{-\ln L(\bar{n}_R)\}^{\Omega_N^{1.08}}}{(1+\Omega_N^{1.08})} \qquad (39)$$

である。この $\bar{n}_R$ と n_D の大小関係によって安全性が議論できる。

しかし，疲労問題に関しては安全性を $\bar{n}_R$ と n_D の比で余わすことは一般的でなく，やり，応力によって表現すべきであろう。

今，$\bar{n}_R$ と n_D の大小関係はＳ－Ｎ曲線を用いて応力に換算できる。すなわち，$\bar{n}_R$ で床版が破壊するための平均応力は図－３４のＳ－Ｎ曲線図から σ_R となる。同様に n_D で床版が破壊するには σ_D の応力が常時作用しなければならない。しかし，実際には σ_R しか作用していないことになるので，σ_R が σ_D より小さい場合は安全側となる。よって，この σ_D と σ_R の比が安全性評価の指標となり，安全率 μ と定義できる。

$$\mu = \sigma_D / \sigma_R \qquad (40)$$



図－３４　Ｓ－Ｎ曲線.

４－２　ＲＣ床版の疲労寿命

4-2-1　評価対象の床版と条件

（１）　床版

疲労安全性評価の対象床版として，示方書の変遷の妥当性ならびに現行示方書によって設計された床版の安全性照査のため，昭和３９年の鋼道路橋設計示方書，昭和４２年９月の道路局長通達，および，昭和４８年の道路橋示方書に従ってそれぞれの時代で最適に設計された床版を選ぶ。

床版支間長を2m，3m，4mの３種とする。

上記３種の設計法および床版スパンを区別するため，次のように示方書改訂年度と床版支間長で記号付けを行う。

例えば，　S39-2　，S42-3　，S48-4　のようにつける。

これらは，昭和３９年示方書によって設計した床版支間２mの床版，昭和４２年通達による床版支間３mの床版，および，昭和４８年示方書にる床版支間４mの床版である。

さて，各時代の示方書によって最適に設計された床版は，大略表－１３に示される断面となる。設計の基本条件は次の通りであった。

設計条件

1）　死荷重は主鉄筋で受けもたせる。

2）　舗装はアスファルトコンクリートで厚さを 5cmとする。
　　アスファルトコンクリートの単位重量を2.35t/m とする。

3）　連続版を対象とする。よって，死荷重モーメントは$wl/10$ とする。

4）　抵抗モーメントが設計モーメントを越えるものがよいが， 5%以上越えないものとする。

5）　使用鉄筋径をD13,D16,D19 の３種とする。

6）　鉄筋間隔は最小10cm，最大30cmとし，その間は 1cm間隔で選択できる。

7）　コンクリートの許容曲げ圧縮強度を80 kg/cm^2 とする。
　　ヤング係数比ｎは15とする。

8）　昭和３９年示方書で設計する床版に対して，
　　・鉄筋のかぶり（ここでは鉄筋中心からコンクリート表面まで）は 3cmである。
　　・床版最小厚は14cmとする。
　　・鉄筋の許容応力度に1400，1600，1800 kg/cm^2 の３種を採用できる。

・配力鉄筋比を30%とする。

9） 昭和４２年通達で設計する床版に対して，

・鉄筋のかぶり，床版厚，鉄筋の許容応力度は８）と同様とする。

・配力鉄筋比を70%以上ということで80%とする。

10） 昭和４８年示方書で設計する床版に対して，

・鉄筋のかぶりは 4cmとする。

・床版厚最小厚は 3b+11 cmとする。b は床版支間(m)。

・配力鉄筋比は80%とする。

・鉄筋許容応力度は1400 kg/cm^2 とする。

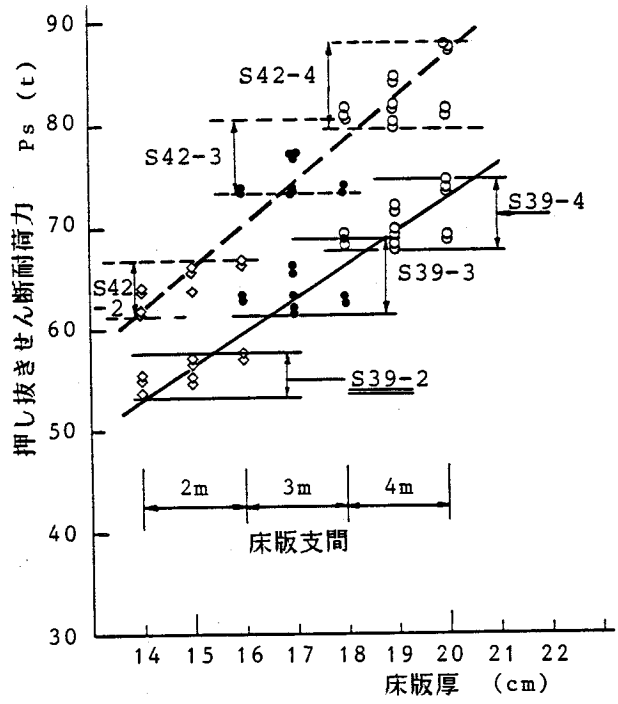
・配力鉄筋断面については径と鉄筋量だけを選択し，詳細な設計は省略する。

表－１２に示されたこれら床版の静的押し抜きせん断耐荷力は第２編の著者の提案式によって計算したものである。この静的耐荷力Ｐｓ と床版厚との関係，あるいは，床版支間との関係は各々図－３５と３６に示す通りで，曲げに対する抵抗モーメントはほぼ同じであっても床版厚の大きいものが耐荷力は大きい。床版支間が増加すると平均的に耐荷力も増加している。S39，S42，S48 の順に耐荷力が増大し，配力鉄筋を増加することが耐荷力増大につながっていることがわかる。

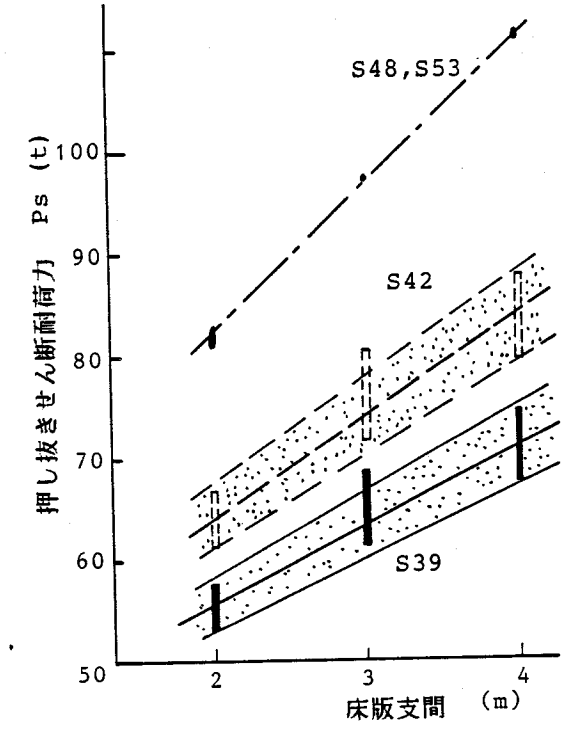
表－１２　実用設計断面，

床版支間	設計示方書 S39		S42		S48	
2m	14-D16-12-D16(1400)	55.56t	同左	64.09t	17-D19-15-D16(1400)	83.09t
	14-D16-12-D13(1400)	55.03t	〃	63.60t	17-D16-11-D16(1400)	81.50t
	14-D16-14-D16(1600)	53.68t	〃	61.85t	17-D16-11-D13(1400)	80.96t
	14-D16-14-D13(1600)	53.14t	〃	61.35t		
	15-D16-13-D16(1400)	57.09t	〃	66.12t		
	15-D16-13-D13(1400)	56.54t	〃	65.50t		
	15-D16-15-D16(1600)	55.25t	〃	63.88t		
	15-D16-15-D13(1600)	54.69t	〃	63.60t		
	16-D16-15-D16(1400)	57.60t	〃	66.85t		
	16-D16-15-D13(1400)	57.02t	〃	66.31t		
3m	16-D16-10-D16(1600)	63.45t	同左	73.94t	20-D19-13-D16(1400)	97.32t
	16-D16-10-D13(1600)	62.89t	〃	73.43t		
	17-D19-15-D16(1400)	66.12t	〃	77.20t		
	17-D16-13-D16(1800)	62.03t	〃	72.39t		
	17-D16-13-D13(1800)	61.44t	〃	71.84t		
	17-D16-12-D16(1600)	63.25t	〃	73.89t		
	17-D16-12-D13(1600)	62.67t	〃	73.35t		
	17-D16-10-D16(1400)	66.18t	〃	77.43t		
	17-D16-10-D13(1400)	65.60t	〃	76.90t		
	18-D16-14-D16(1800)	63.27t	〃	74.02t		
	18-D16-14-D13(1800)	62.66t	〃	73.44t		
	18-D19-15-D16(1400)	68.79t	〃	80.61t		
4m	18-D19-15-D19(1800)	69.38t	同左	81.16t	23-D19-12-D19(1400)	111.53t
	18-D19-15-D16(1800)	68.79t	〃	80.16t	23-D19-12-D16(1400)	110.91t
	18-D16-10-D16(1600)	68.87t	〃	80.89t		
	18-D16-10-D13(1600)	68.28t	〃	80.34t		
	19-D19-15-D19(1600)	72.04t	〃	84.57t		
	19-D19-15-D16(1600)	71.43t	〃	84.00t		
	19-D16-11-D16(1600)	69.78t	〃	82.16t		
	19-D16-11-D13(1600)	69.16t	〃	81.59t		
	19-D16-12-D16(1800)	68.23t	〃	80.25t		
	19-D16-12-D13(1800)	67.61t	〃	79.67t		
	20-D19-15-D19(1600)	74.67t	〃	87.94t		
	20-D19-15-D16(1600)	74.04t	〃	87.35t		
	20-D16-13-D16(1800)	69.21t	〃	81.55t		
	20-D16-13-D13(1800)	68.57t	〃	80.95t		
	20-D16-10-D16(1400)	74.18t	〃	87.71t		
	20-D16-10-D13(1400)	73.55t	〃	87.12t		

注：　数字－記号の順は，床版厚(cm)－主鉄筋径－引張側主鉄筋間隔(cm)－配力鉄筋径（鉄筋の許容応力度　kg/cm^2 ）－押し抜きせん断耐荷力．



図－３５　各年代の示方書によって設計された床版の静的耐荷力と床版厚の関係.



図－３６　床版の静的耐荷力と床版支間の関係.

（2）　条件

1）　設計寿命（年数）To

道路橋技術基準案/25/によると50年とするのが一般的である。

2）　日平均交通量

幹線道路における最近の日交通量はほぼ10,000～20,000台／日／レーンである。阪神高速道路上での測定では最高33,000台／日／レーンが記録されている/26/。　ここでは，30,000台／日レーンを設定する。

3）　輪荷重頻度分布

すでに第１編の図－２２，２３に昭和４６年に測定された建設省のデータと昭和５３年に測定された阪神高速道路公団の軸重の累積頻度分布を示した。

建設省の測定結果のうち，大型車の混入率の最も高い所は滋賀県虎姫町であった。

全国平均値のものは阪神高速道路公団における大型車混入率の高い堺線のものと類似している。

よって，建設省測定の２種の分布を用いることにし，この頻度分布の違いの影響も調べることにした。

これら図中で丸印は実測値で，曲線は２次曲線によって回帰したもので，以下の計算ではこの回帰曲線を用いることにした。両者の回帰曲線は以下の通りであった。

滋賀県虎姫町

$$log\{100\ F(W_A)\} = -0.6721 - 0.009332\ W_A - 0.003408\ W_A^2 \quad (41)$$

全国平均

$$log\{100\ F(W_A)\} = -0.2732 - 0.121350\ W_A - 0.001767\ W_A^2 \quad (42)$$

ここに，　F(WA)：軸重の確率分布，

WA　：軸重(t)。

4）　基本輪荷重

設計輪荷重の８ｔとする。

5）　衝撃係数

対象とする床版の支間長は 2m ～ 4m で，これらに対する衝撃係数は示方書で20/(50+b)で与えられており，ｉ＝0.385(b=2m) ～0.375(b=4m) となる。　実橋における衝撃係数に関して実測データなどがないため，上記示方書の値を用いることにする。ただし，支間長に関して大差がないので，ｉ＝0.38の一定値とする。

6）　輪荷重の最大値

上記建設省および阪神高速道路公団の測定では輪荷重が14ｔのものが最大であった。著者らの神崎橋における実測経験では総重量60ｔのトラックもあった。よって，安全側として最大輪荷重を20ｔとする。

4-2-2　床版のＳ－Ｎ曲線

第２編で得られたＳ－Ｎ曲線を log-logスケールで再整理すると図－３７のようになり，これらのデータから最小自乗法によってＳ－Ｎ曲線を決定した。すなわち，

1）　破壊に対するＳ－Ｎ曲線

$$\log(P/Ps) = -0.08920 \log N + \log 1.0181 \quad (43)$$

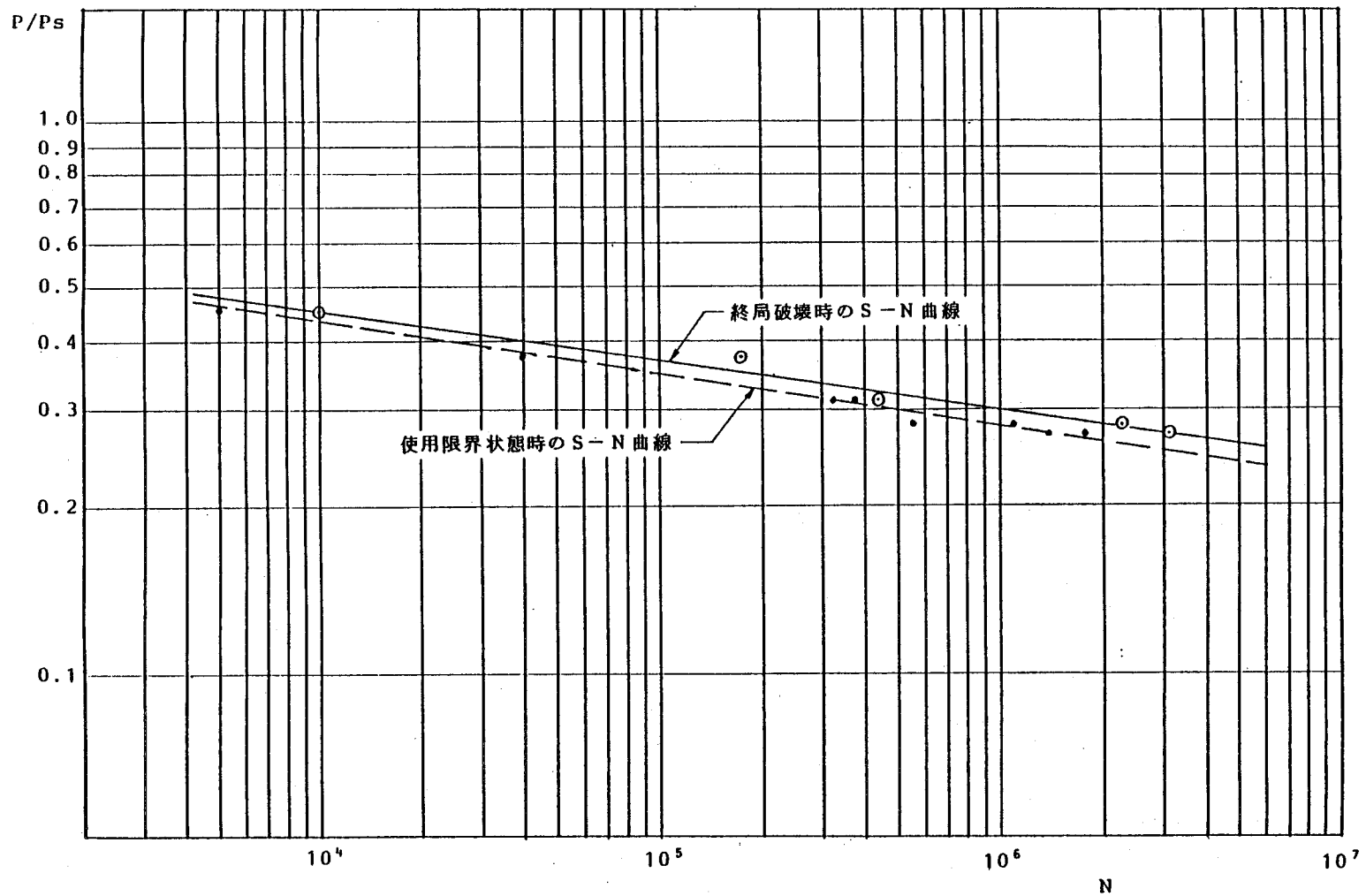
2）　使用限界状態に対するＳ－Ｎ曲線

$$\log(P/Ps) = -0.09384 \log N + \log 1.0161 \quad (44)$$

よって，log Ｓ－log Ｎ表示における両Ｓ－Ｎ曲線のmは次のようになる。

a）　破壊のＳ－Ｎ曲線では　　m＝11,21　　（４５）

b）　使用限界状態のＳ－Ｎ曲線では　　m＝10.66　　（４６）



図－37　logS－logN表示のS－N曲線.

4-2-3　等価繰返し回数

車輪１個の通過を１回と考えると，１台のトラックでは必ず前輪と後輪があり，最低２回載荷することになるが，近年は３軸からなるタンデム車が主流であり，タンデムトラックでは３回載荷する。しかし，このようなトラックの混入率，軸重比などについまだ十分な調査資料がないので，ここでは全自動車を示方書で規定されている重量配分の２軸車と想定した。

この場合，前輪の後輪に対する荷重比は0.25で，床版への接地面積の違いを考慮しても荷重比は 0.3～0.35の間にああり，マイナー則を適用すると疲労被害度比率は10^{-6} のオーダーになり，無視できる。

よって，等価繰返し回数は

$$N_{eq} = C2 \times (1.38)^{m} \times 30{,}000 \times 365 \quad 回／年 \qquad (47)$$

となる。

係数C2 は輪荷重に大きさによる補正係数で，4-2-1 の式（２９”）から求まる。表－１３，１４に 2ｔ間隔で離散化した結果を示す。

最終的な等価繰返し回数は以下の通りとなった。

虎姫・破壊	$N_{eq} = 3.484 \times 10^{8}$	回／年，
虎姫・使用	$N_{eq} = 2.200 \times 10^{8}$	回／年，
全国・破壊	$N_{eq} = 1.748 \times 10^{7}$	回／年
全国・使用	$N_{eq} = 1.168 \times 10^{7}$	回／年

ただし，　虎姫：滋賀県虎姫町で測定された輪荷重頻度分布結果を用いる場合，

全国：全国平均の輪荷重頻度分布結果を用いる場合，

破壊：最終破壊までの寿命，

使用：使用限界状態に達する寿命。

表－１３　等価換算係数Ｃ２ の計算（虎姫町），

輪荷重 (t)	p(t)	C2 m=11.21	C2 m=10.66
0.5 1.5	0.827796	0.000000	0.000000
2.5	0.031204	0.000000	0.000000
3.5	0.032574	0.000003	0.000005
4.5	0.030122	0.000048	0.000065
5.5	0.025195	0.000378	0.000464
6.5	0.019280	0.001880	0.002108
7.5	0.013592	0.006593	0.006831
8.5	0.0088675	0.017496	0.016923
9.5	0.0053705	0.036869	0.033545
10.5	0.0030262	0.063796	0.054933
11.5	0.0015892	0.092889	0.076081
12.5	0.0007787	0.115902	0.090676
13.5	0.0003564	0.125702	0.094267
14.5	0.0001525	0.119830	0.086400
15.5	0.0000610	0.101280	0.070395
16.5	0.0000229	0.076450	0.051340
17.5	0.0000080	0.051847	0.033709
18.5	0.0000026	0.031743	0.020017
19.5	.00000081	0.017625	0.010797
	計	0.860331	0.648556

表－１４　等価換算係数Ｃ２ の計算（全国平均），

輪荷重 (t)	p(t)	C2 m=11.21	C2 m=10.66
0.5 1.5	0.836645	0.000000	0.000000
2.5	0.077237	0.000000	0.000000
3.5	0.042172	0.000004	0.000006
4.5	0.022239	0.000035	0.000048
5.5	0.011328	0.000170	0.000209
6.5	0.0055754	0.000544	0.000610
7.5	0.0026517	0.001286	0.001333
8.5	0.0012188	0.002405	0.002326
9.5	0.0005415	0.003718	0.003382
10.5	0.0002326	0.004903	0.004222
11.5	0.0000966	0.005645	0.004623
12.5	0.0000388	0.005771	0.004515
13.5	0.0000151	0.005308	0.003981
14.5	.00000565	0.004440	0.003202
15.5	.00000205	0.003405	0.002367
16.5	.00000072	0.002408	0.001617
17.5	.00000025	0.001585	0.001030
18.5	.00000008	0.000965	0.000608
19.5	.00000003	0.000566	0.000347
	計	0.043158	0.034426

4-2-4　評価結果

疲労寿命（年数）は次のように計算できる。例えば、最終破壊を対象とし、静的耐荷力Ｐｓをもつ床版の荷重Ｐによる疲労寿命Ｔｆは以下のようになる。

Ｓ－Ｎ曲線より

$$N_f = 10^{\left[\{\log C + \log(P/P_s)\} \div k\right]} \qquad (48)$$

$$\therefore \quad T_f = N_f / N_{eq} \qquad (49)$$

（１）　床版支間中央を全輪荷重が通行すると仮定した場合

各床版の疲労寿命結果は表－１５に示す通りとなった。この結果のうち，虎姫・破壊の結果を図－３８に図示した。　また，図－３９は使用限界到達寿命（ＮＬ）に対する破壊寿命（Ｎｆ）の比である。

さて，以上の３種の結果から，次のようなことが考察できる。

１）　表－１５から，虎姫町の荷重分布と全国平均の荷重分布の違いは，疲労寿命で約20倍の違いとなって現われ，荷重の大きさは疲労に対して非常に重要な因子である。

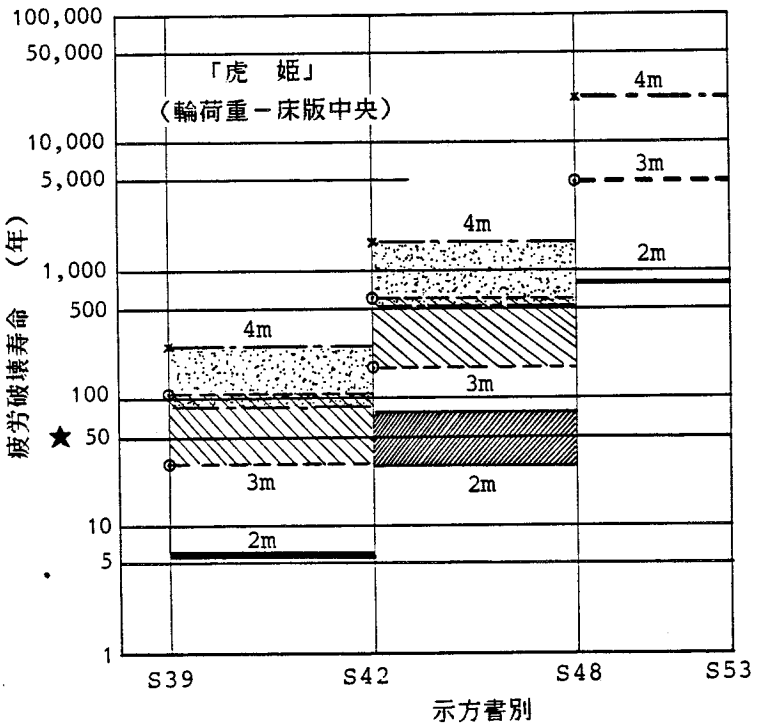
２）　図－３８から，同じ荷重分布・破壊状態に着目すると，示方書が変わる毎に疲労寿命が延びるようになった。この根本的原因はやはり，床版耐荷力が向上したためであり，示方書改訂が適切であったと言える。

３）　図－３９より，使用限界状態に達する寿命に対する破壊寿命の比は 2.0以上である。ただし，この数字には環境の影響が入っておらず，実際は2.0 を下回るものと考えるのが妥当である。

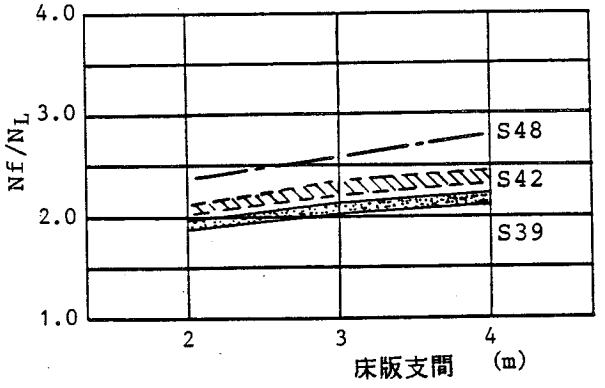
４）　表－１５あるいは図－３８で，床版支間に着目すると，床版支間が増大するにつれて疲労寿命が延びている。しかし，現実の調査によると，逆に床版支間が大きいほど破損率が高い。この矛盾は計算において通行位置および１支間内に入り得る輪荷重数について考慮しなかったためである。床版支間が大きいと，例えば，１台の自動車の左右両輪が同一支間に乗るようになり，発生断面力が１輪の場合より増加し，疲労劣化を早めると考えられる。阪神高速道路公団の床版でも早いもので供用開始後２年～５年の間に破壊している。この破壊を呈した床版は昭和３９年示方書で設計された堺線のものであった。荷重頻度分布は建設省の全国平均値とほぼ同様である。よって，上記２～５年という数値をキャリブレーション値として，全国平均の荷重頻度分布結果を用いて 3m ～ 4m の床版が疲労破壊する影響因子を模索する必要がある。

表－１５　床版中央点のみ車輪が通行する場合の疲労寿命（年），

示方書	荷重・状態	床版支間		
		２ m	３ m	４ m
Ｓ３９	虎姫・破壊	5.6～15.5	29.9～109	85～256
	〃 ・使用	3.0～7.9	14.8～50.5	40～114
	全国・破壊	112～309	596～2160	1690～5100
	〃 ・使用	57～150	279～950	753～2154
Ｓ４２	虎姫・破壊	29.9～78	175～610	531～1660
	〃 ・使用	14.8～36.9	80～261	229～674
	全国・破壊	596～1550	3500～12100	10600～33000
	〃 ・使用	279～695	1500～4900	4300～12700
Ｓ４８	虎姫・破壊	800	4940	22400
	〃 ・使用	340	1900	8000
	全国・破壊	16000	98500	447000
	〃 ・使用	6400	35900	151000



図－３８　　疲労破壊寿命の変遷（１輪中央載荷）．



図－３９　　使用限界状態到達寿命（ＮＬ ）と破壊寿命（Ｎｆ ）との比．

（2）　通行位置および車輪数を考慮した場合

床版支間が増大すると曲げモーメントも増加するが，これに対しては床版厚を増加し，抵抗モーメントを向上させており，この曲げモーメント増加はすでに断面設計で考慮されている。

ところで，第２編で走行荷重下における床版のＳ－Ｎ曲線が一定点載荷のＳ－Ｎ曲線より大幅に低下した原因がねじりモーメントと，配力鉄筋に作用する垂直せん断力が交番することにあることを指摘した。

そこで，床版の弾性解析によって，垂直せん断力およびねじりモーメントが荷重の個数，通行位置の違いによってどのように変化するか調べた。図－４０は解析結果の１例（床版支間３ｍ）である。この図で明らかなように，最大ねじりモーメントおよび主鉄筋に作用する最大垂直せん断力は荷重が支点に近づくにつれて増大する。また，輪荷重の個数が増加すると増える。配力鉄筋断面に作用する垂直せん断力Ｑｙはほぼ一定であった。

第１編で阪神高速道路公団の破壊事例を示したように，陥没やかぶりコンクリートの脱落をおこした場所はほとんどハンチ部付近であり，その極近傍が輪荷重の平均通行位置であった。すなわち，輪荷重の載荷位置が支点に近い場合に破損例が多い。よって，上記図－４０で示したように支間中央載荷に比して大きなねじりモーメント，垂直せん断力が発生していることが原因していると考えてよいであろう。

図－４１，４２に載荷位置が支点より50cm内側とした場合の最大ねじりモーメント（Ｍxy）および垂直せん断力（Ｑx）の，支間中央での１輪載荷時の各最大値との比率αを示した。この増加率が疲労被害に影響すると考えられる。　ただし，ねじりモーメントは主鉄筋方向のひびわれが貫通するまで影響するので，この増加比率は使用限界状態に達するまでの寿命に適用する。最終破壊に関しては，ねじりモーメントおよび垂直せん断力とも影響すると考えられるが，両者の最大発生位置は橋軸方向，幅員方向で異なるため，垂直せん断力の増加率のみ適用することにした。１輪載荷のときは両者の増加率はほぼ一定であることからも，一方のみ採用してよいと考えられる。

これらの増加比率αは荷重の大きさに無関係な位置に関するものである。よって，この増加の効果はＮeqに対し次式のように導入できる。

$$N_{eq} = C_1 \times \alpha^{m} \cdot N_T \qquad (50)$$

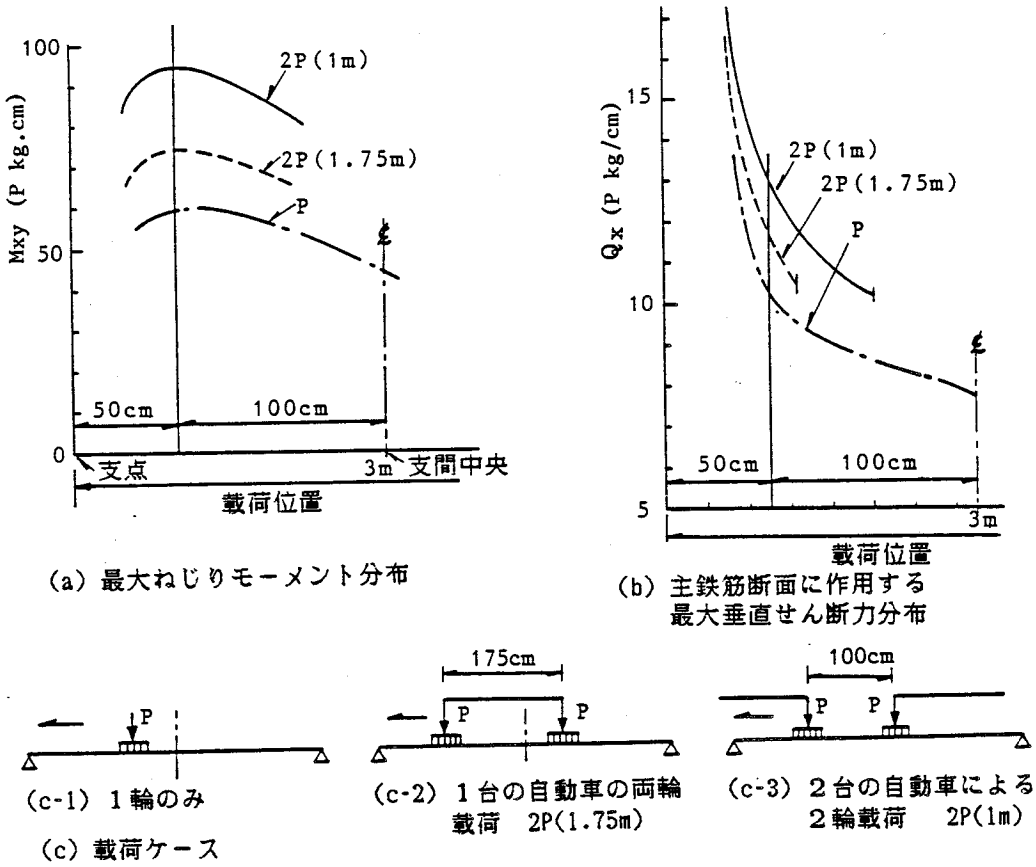
このＮeqを使用して再び疲労寿命を計算し，表－１６，１７にまとめた。

最終的に，２つの表から，荷重分布パターンが全国平均値のもので，各スパンの最小寿

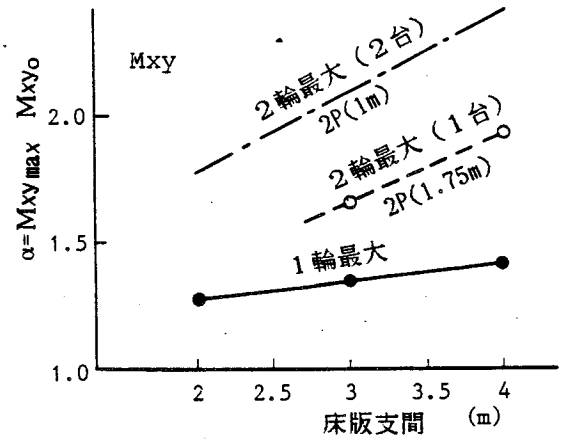
命を図－４３，４４に図示した。

これら２つの図で明らかなように輪荷重の個数および通行位置を考慮すると，全国平均値の荷重頻度分布を用いても昭和３９年示方書で設計した床版は非常に早く疲労破壊するようになり，数値的にみて，阪神高速道路公団の床版の破損年数とほぼ一致した。

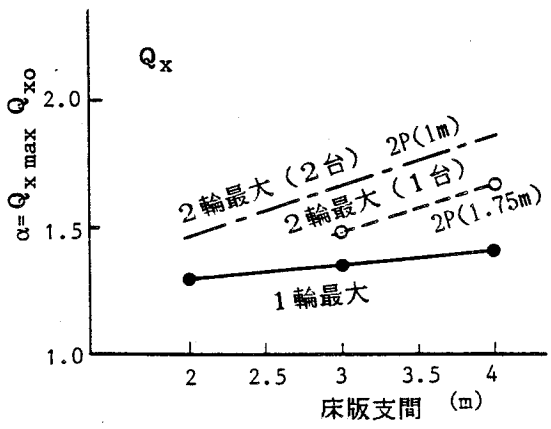
また，床版支間に関してはほぼ一定の疲労寿命を示すようになった。よって，床版支間および通行位置の違いによる疲労に与える効果の評価法として，以上に述べたねじりモーメントおよび垂直せん断力の増加率で行ってよいと言えるであろう。



図－４０　最大ねじりモーメント，垂直せん断力の分布.



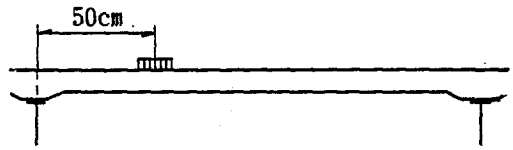
図－４１　最大ねじりモーメント比率.



図－４２　最大垂直せん断力比率.

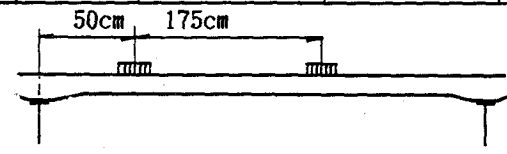
表－16　床版疲労寿命推定(年)，
（1輪が支点より50cm内側を通過する場合）

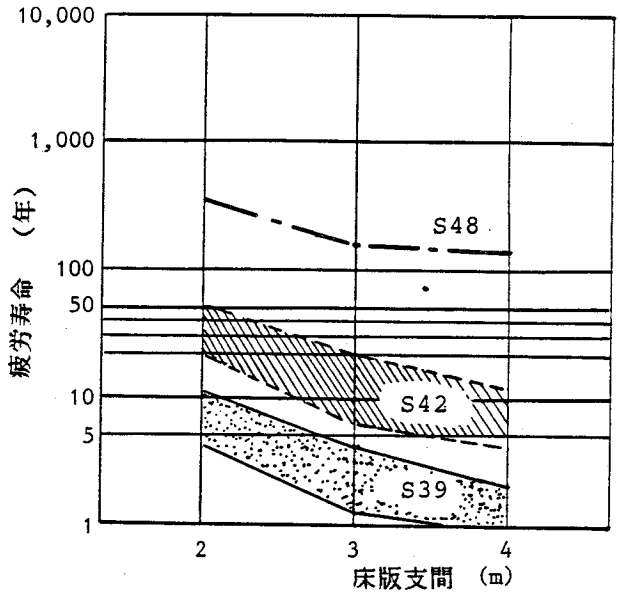
示方書	荷重・状態	床版支間		
		2 m	3 m	4 m
S39	虎姫・破壊	0.32～0.89	1.03～3.75	1.95～5.90
	〃 ・使用	0.23～0.62	0.65～2.23	0.95～2.72
	全国・破壊	6.50～17.8	20.6～74.8	38.9～117.6
	〃 ・使用	4.48～11.7	12.3～42.0	17.9～51.3
S42	虎姫・破壊	1.79～4.50	6.05～21.1	12.2～38.2
	〃 ・使用	1.16～2.89	3.51～11.5	5.44～16.0
	全国・破壊	34.3～90	120～420	240～760
	〃 ・使用	21.8～54.4	66～217	102～302
S48	虎姫・破壊	46.3	170	515
	〃 ・使用	26.5	84	190
	全国・破壊	920	3400	10300
	〃 ・使用	500	1600	3600
断面力	Qx	1.29	1.35	1.40
増大係数	Mxy	1.27	1.34	1.42



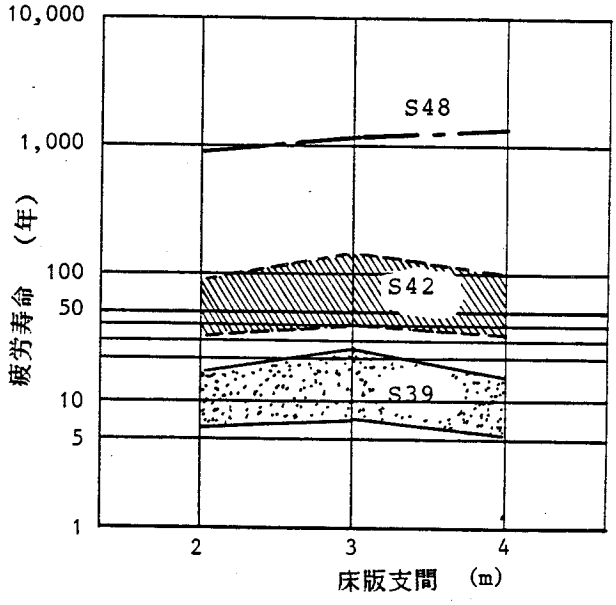
表－17　床版疲労寿命推定(年)，
（自動車1台で，片輪が支点より50cm内側を通過する場合）

示方書	荷重・状態	床版支間		
		2 m	3 m	4 m
S39	虎姫・破壊		0.37～1.34	0.27～0.82
	〃 ・使用		0.07～0.23	0.04～0.11
	全国・破壊		7.35～26.7	5.39～16.3
	〃 ・使用		1.26～4.3	0.72～2.1
S42	虎姫・破壊		2.16～7.54	1.69～5.29
	〃 ・使用		0.36～1.18	0.22～0.64
	全国・破壊		43.0～150	33.7～105
	〃 ・使用		6.7～22.1	4.1～12.1
S48	虎姫・破壊		23.5	71
	〃 ・使用		8.6	7.6
	全国・破壊		1200	1400
	〃 ・使用		161	144
断面力	Qx		1.48	1.67
増大係数	Mxy		1.66	1.92





図－４３　使用限界状態到達寿命（年）．



図－４４　終局破壊寿命（年）．

4-2-5　結果の考察

（1）　評価方法について

昭和３９年示方書で設計された床版の疲労破壊寿命は図－４４に示すように，床版支間に関係なく約６～１５年程度と推定され，これまで報告された破損事例の寿命とほぼ一致する。このことから，４－１で述べた疲労寿命評価法に大きな誤りはないと判断される。よって，実橋のＲＣ床版の評価方法として次のようにまとめられる。

1）　等価繰返し回数の計算

終局破壊に対して

$$N_{eq} = C_1 \cdot (1+i)^m \left(\frac{Q_{x\,max}}{Q_{xo}}\right)^m \cdot N_T \qquad (51)$$

ただし，　$C_1 = \int_0^{P_{max}} \left(\frac{P}{P_o}\right)^m p(P)\,dP$,

$p(P)$ ：実測による自動車後輪荷重の確率密度関数(Load spectra)

P_o ：基本輪荷重，

P_{max} ：最大輪荷重，

i ＝衝撃係数，

Q_{xo} ＝床版支間中央に１つの基本輪荷重が作用するときの主鉄筋断面に作用する垂直せん断力，

$Q_{x\,max}$ ＝通常走行時の平均輪荷重通行位置に基本輪荷重を作用させたとき，主鉄筋断面に作用する最大垂直せん断力。着目床版支間内で数個の輪荷重が載る場合自動車１台分の両輪を考える。多数台載る場合同時に載荷される確率は少ないため，同時に載荷してはいけない。この場合には個々の自動車の等価繰返し回数を求め加算すればよい。

m＝ log-log表示のＳ－Ｎ曲線の傾きの絶対値の逆数，

N_T ＝１年間の１レーン当たりの全交通量。

使用限界状態に対して

$$N_{eq} = C_1 (1+i) \left(\frac{M_{xy\cdot max}}{M_{xy\cdot o}}\right)^m \cdot N_T \qquad (52)$$

ただし，　M_{xyo} ＝床版支間中央に１つの基本輪荷重が作用するときの最大ねじりモーメント，

$M_{xy \cdot max} = Q_{x \cdot max}$ と同様な載荷状態に発生する最大ねじりモーメント。

$\alpha = (Q_{x \cdot max}/Q_{xo})$ あるいは $\alpha = (M_{xy \cdot max}/M_{xyo})$ は図－４１および４２に示した値を使用してよい。

２）　基本輪荷重による疲労寿命

図－３７で与えたＳ－Ｎ曲線を用いて，基本輪荷重Ｐｏ が床版中央を通過すると仮定し基本疲労寿命Ｎｆ を計算する。

$$N_f = 10^{\left[\{\log C + \log(P_o/P_s)\} \div k\right]} \qquad (53)$$

ここで，　最終破壊に対してはＮｆ をＮｆFとする，

使用限界状態に対してはＮｆ をＮｆLとする。

３）　評価

Ｎｆ ／Ｎeq　によって寿命が求まる。

これが設定した橋の使用寿命よりも大きい場合，疲労に対して安全といえる。

（２）　設計示方書の違いの影響

図－４３と４４において設計示方書によって疲労寿命に違いのあることが明確である。

最終破壊に関しては床版支間に関係なく，

昭和３９年示方書によるＲＣ床版は　6～20年，

昭和４２年通達によるＲＣ床版は　35～ 100年，

昭和４８年および現行示方書によるＲＣ床版は　約1000年。

使用限界状態に関しては床版支間が大きくなるに従って寿命は減少する傾向がある。最終破壊寿命との比において，

床版支間2mのものは　約 1/2 ，

床版支間3mのものは　約 1/7 ，

床版支間4mのものは　約 1/10 ，

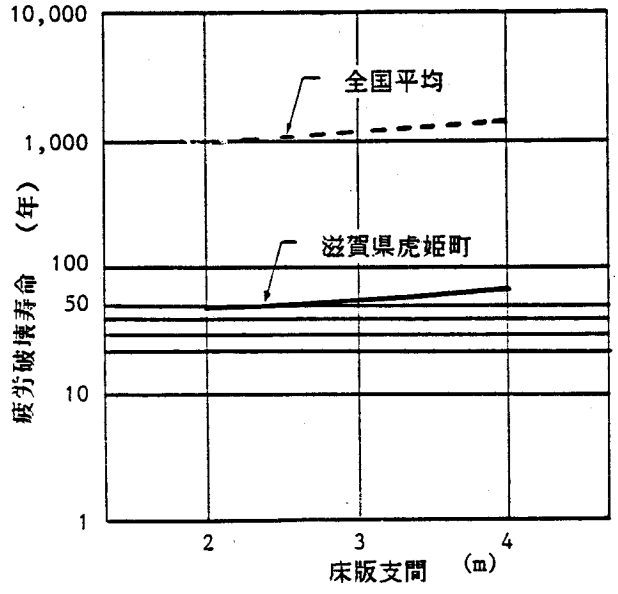
となる。この比率は図－３９で示した１輪の場合と比較すると，床版支間が大きくなるにつれて小さくなっていることがわかる。この原因は輪荷重の通行位置および輪荷重数の違いの影響をねじりモーメントだけの増加率だけで評価したためであり，主鉄筋断面に作用する垂直せん断力の効果を導入していないためと考えられる。しかし，現在のところ，こ

れを同時に考慮した評価法は見い出しがたく，今後の課題であろう。

（３）　輪荷重度の頻度分布の違いの影響

(2) で述べた結果は建設省測定の全国平均値の輪荷重頻度分布を適用した場合である。この結果，昭和４８年示方書によって設計された床版は疲労に対しては全く安全ということになった。しかし，表－１６，１７で明らかなように滋賀県虎姫町で測定された分布を適用すると支間3mのものは53.5年で疲労破壊することになり，荷重度の違いによっては安全の余裕はなくなる。図－４５で明らかなように，虎姫町の荷重分布による場合，全国平均値による疲労寿命の約1/20に減少する。

ただし，日交通量は反比例で疲労寿命に影響することに留意しなければならない。一般国道では，ここで採用した３万台／日／レーンの交通量はないと考えると，上記のものより寿命は延びるであろう。



図－４５　　輪荷重頻度分布の違いによる疲労寿命の変化.

4－3　鋼格子床版の疲労安全性評価

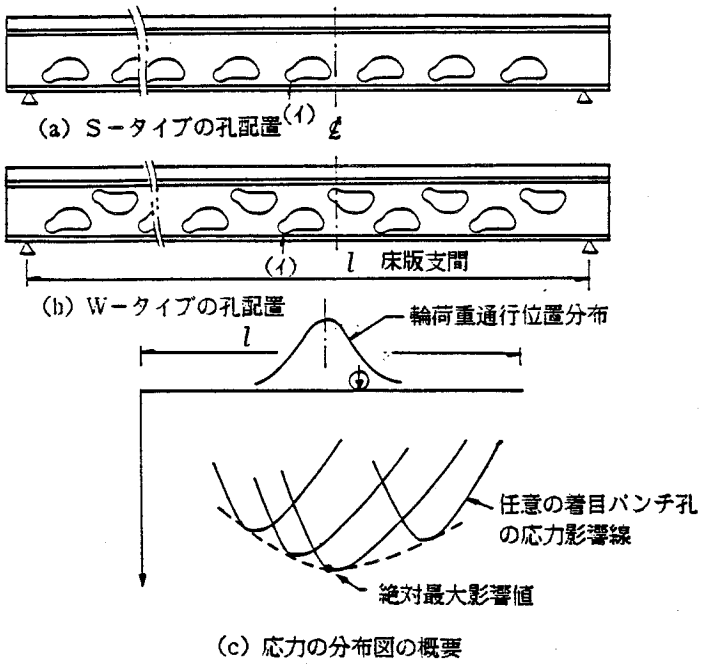
4-3-1　着目点の決定

一般に実床版内ではＩ形鋼のパンチ孔の向きは図－４６(a),(b) のように１方向である。これらすべての孔の鉄筋定着部(イ) で，疲労亀裂発生の可能性があり，どの孔に着目するかが問題となる。このため，床版の幅員方向に荷重を移動させ，各孔の着目点に関する応力の影響線を求め，影響値の絶対最大を発生するパンチ孔に着目することにした。

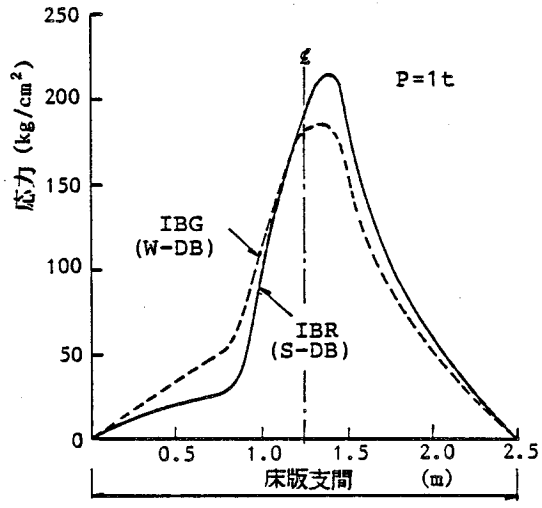
そして，その絶対最大影響値を発生している影響線のピーク位置に輪荷重通行位置分布の中心位置を一致させ，同一荷重下で最大破壊確率になるようにした。

図－４７にこのように決定した影響線（P=1tによる）の１例を示す。この例で明らかなように影響線は支間中央に関して非対称となる。　これは着目点(イ) の応力式で理解できるように，曲げモーメントとせん断力による応力が合成され，せん断力の符号が着目点を境にして逆になるためである。

この影響線のピーク位置に輪荷重通行位置のピーク位置を一致させると着目点(イ) の疲労破壊確率が最大となる。



図－４６　床版中のＩ形鋼下フランジの応力分布.



図－４７　応力の影響線の１例（床版支間　2.5m）.

4-3-2　評価対象の床版と条件

（1）　床版

Ｉ形鋼が車両進行方向に直角に配置された単純版で，床版スパン長を 1.5，2.0，2.5，3.0 および 3.5m の５種とする。

この５種に対して使用Ｉ形鋼をＷ－タイプ，Ｓ－タイプの２種を採用し，安全性の違いを評価する。

この条件のもとで，各スパン長に対して，現行の曲げモーメントによる設計法で最適な断面を設計しておく必要がある。

設計曲げモーメント式にM＝1.2･(0.12 l-0.7)P を用い，下フランジの最大応力が許容応力ぎりぎりとなる断面が表－１８のように決定できた。

なお，床版の設計寿命は50年とする。

（2）　荷重条件

1）自動車輪荷重頻度分布

第３章でも用いた建設省測定の全国平均値の軸重頻度分布（NHW と呼ぶ）と都市高速道路で測定された軸重頻度分布（UEW と呼ぶ）の２種を用いる。これら実測結果は表－１９に示す通りである。

2）輪荷重通行位置頻度分布

建設省測定の表－２０の結果を採用する。

3）交通量

日交通量で 1万，1.5 万， 2万台／１レーンの３種に変化させる。

この範囲は国道上で測定されるものである。ＲＣ床版では高速道路の床版の疲労寿命をキャリブレーションするため大きくした。

4）最大通行輪荷重

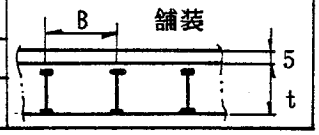
２５ｔとする。この荷重による応力が作用最大応力となる。

（3）　応力解析

Ｉ形鋼はコンクリート中に埋め込まれているため，応力評価式は第３編第３章の式（２６）を用いる。コンクリートと鋼のヤング係数比はｎ＝15とする。式（２６）中の曲げモーメントおよびせん断力は引張側コンクリート無視の断面剛性で直交異方性板理論によって求める。ただし，数値解析法は有限要素法によった。直交異方性度Ｄy/Ｄx は 0.4と仮定する。

表－１８　最適断面と設計応力，

	床版支間（m）					備考
	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	
床版厚　　t（cm）	16	17	18	19	20	
I 形鋼間隔 B（cm）	28.4	23.5	19.5	17.0	15.0	
最大応力（kg/cm²）	1350	1390	1384	1386	1395	



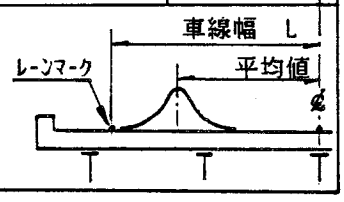
表－１９　自動車輪荷重頻度分布，

道路 / 軸重(t)	国道 (NHW)	都市高速道路 (UEW)
0～2	73.03 %	79.54 %
2～4	10.61	9.60
4～6	8.09	6.16
6～8	3.32	2.21
8～10	2.12	1.35
10～12	1.60	0.78
12～14	0.849	0.238
14～16	0.210	0.079
16～18	0.091	0.028
18～20	0.038	0.028
20～24	0.034	0.012
24～28	0.0071	0.012
28～32	0.00092	0.006

表－２０　輪荷重通行位置確率密度関数，

	平均通行位置	標準偏差
国　　道	0.73L	0.09L
都市高速道路	0.77L	0.065L

通行位置は車線の右レーンマークから左側車輪中心までの距離で表示

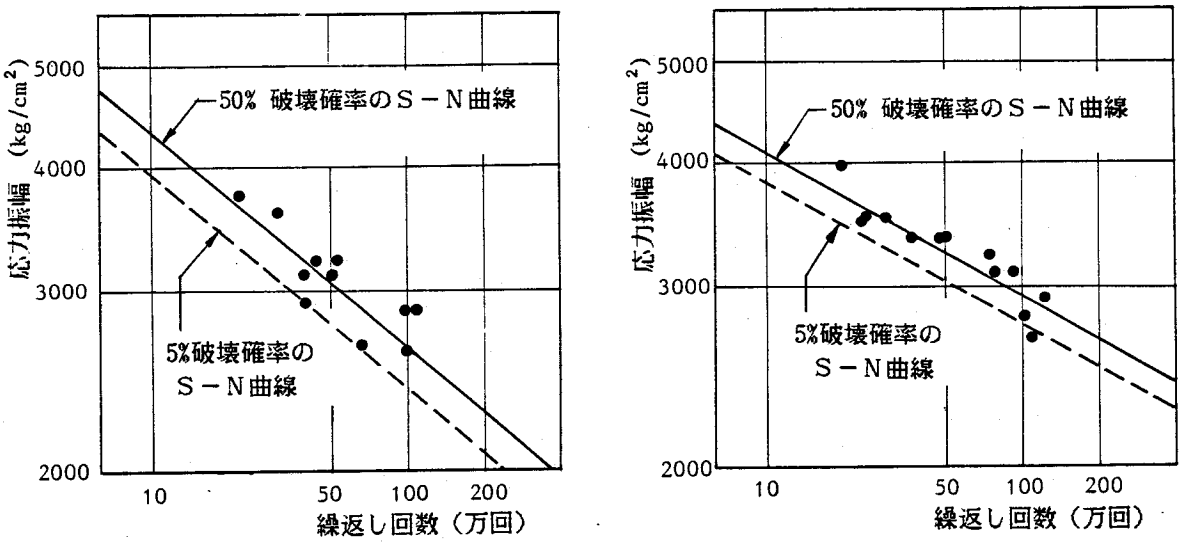


（4）　S－N曲線

確率論的手法の場合，平均のS－N曲線を使用すればよいので，50%破壊確率に関する基本S－N曲線を用いる。また，疲労データのバラツキδn の計算に対しては，I形鋼単体，合成ばりおよび床版供試体におけるI形鋼の破壊時の全データを用いる。

等価繰返数による方法ではS－N曲線も確定的に取り扱う必要があるが，確率論的手法による評価結果と比較するため，上記の全データを使用して求めた5%破壊確率のS－N曲線を使用することにした。

図－48にI形鋼の破壊に関する全データおよび 50，5%破壊確率のS－N曲線を示す。



(a) IBR用のS－Nデータ　　(b) IBG用のS－Nデータ

図－48　安全性評価のためのS－Nデータ.

4-3-3　評価結果と考察

安全率評価の結果を図－49～52に示した。これらの結果から次のような考察を加えることができる。

（1）　図－49と図－50は同一条件の床版を等価繰返数による方法，および，確率論的手法によって評価した疲労安全率の結果である。両手法はほぼ同一の評価結果を与えていると考えられる。両手法の結果を厳密に比較すると図－51の通りとなり，その評価の差は±5%である。W－パンチタイプの床版に対しては決定論的手法の方が，S－パンチタイプでは確率論的方法の方が，それぞれ安全側の評価を与えている。一般的に，同じ破壊確率を設定した場合，決定論的手法の方が安全側の結果を与えると考えられる。S－タ

イプの両手法の評価結果の比が逆転したのは，図－４８でわかるようにこのタイプにおける疲労データのバラツキが大きかったためと考えられる。

（２）　さて，図－４９で明らかなように，Ｗ－タイプの結果はすべて１を上回り，疲労に対して安全と判断できる。一方，Ｓ－タイプはほとんどの支間で１を下回り，現行の曲げによる設計法だけで設計すれば疲労安全性は確保されない。

このように，同じ床版厚，同じＩ形鋼間隔でも安全率が異なるのは両者の基本疲労強度の違いによるものであり，Ｗ－タイプの孔配列の方が望ましいことがわかった。Ｓ－タイプでは床版厚を増加させるか，Ｉ形鋼間隔を狭くすることによって安全性の確保を計らなければならない。

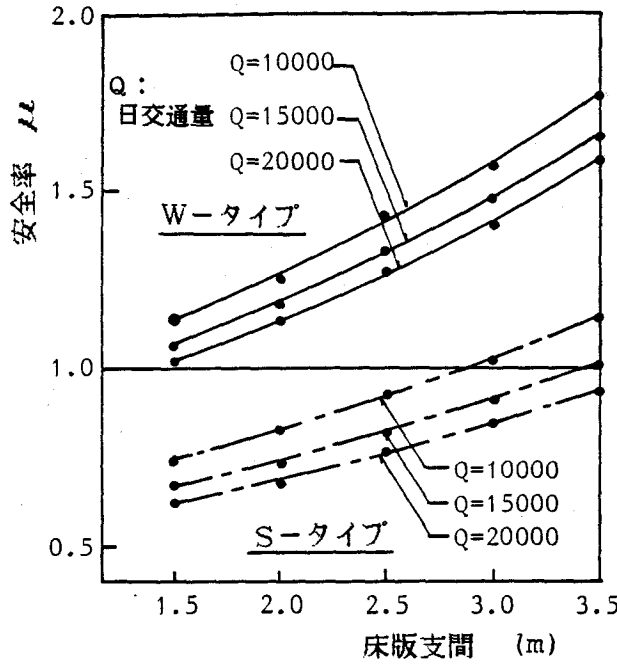
（３）　交通量の違いは明確に安全性に影響する。現在，まだ，自動車荷重頻度分布等の荷重特性の調査データは少ないが，交通量のデータは多い。阪神高速道路では１日33,000台という最大交通量も報告されており，このような場合にはＷ－タイプでも安全率は１を下回ることが予想され，適切な情報を得て設計する必要がある。

（４）　図－５２は国道上の輪荷重頻度分布(NHW) と都市高速道路の分布(UEW) を適用した場合の安全率の違いを表現したものである。 NHWの方が UEWよりも約 0.1安全率が低下した。これを交通量に換算すると約7000台／日に匹敵し，大型車の混入率が増加する影響は大きい。よって，適切な安全性評価には自動車荷重の正確な情報が必要と言える。

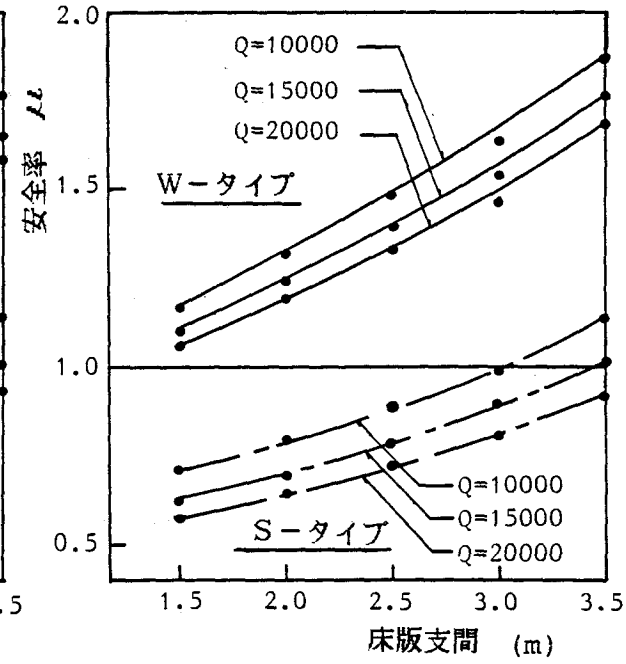
（５）　スパン長をパラメーターとして安全率を比較すると，スパン長が大きくなるにつれて安全率は大きくなる。許容応力度法による床版設計では幅員方向に載せ得るだけの輪荷重を載荷し，それらによる最大曲げモーメントに対して断面を決定している。一方，ここで示した疲労安全性評価に際しては１輪あるいは１台の自動車による２後輪を載荷しただけである。幅員が広い場合には３輪載る可能性もあるが，３輪目は支点近くになり，かつ，３輪が同時に同じＩ形鋼上の載る確率は極めて少ないと考えらる。よって，最大応力発生点での応力増加はないと考えられる。また，同時載荷でなくても，３輪目の疲労被害率はマイナー則を適用すると無視できる。

以上から，許容応力度法によって設計した場合，幅員が広くなれば床版厚が大きく，かつ，Ｉ形鋼間隔が小さくなることから疲労に対する安全率が大きくなる。ただし，設計用の安全率の設定についての議論は省略したい。

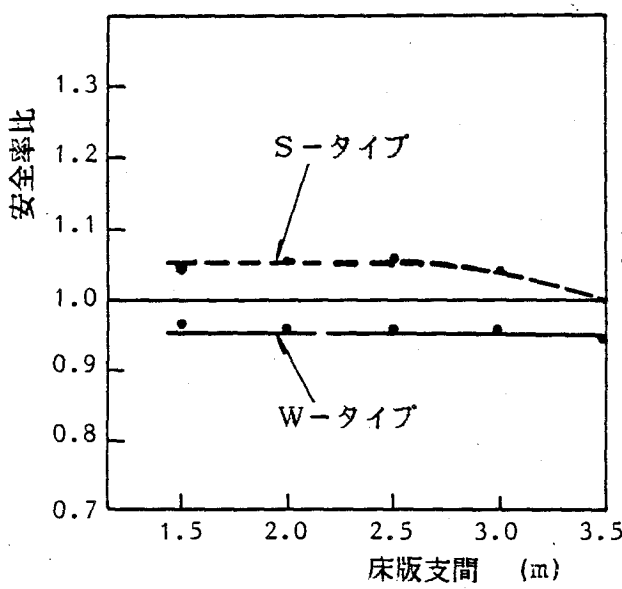
（６）　ここで示した安全率の評価結果は絶対最大応力発生点に輪荷重通行位置頻度分布のピークを一致させた場合であり，最小の安全率となっている。



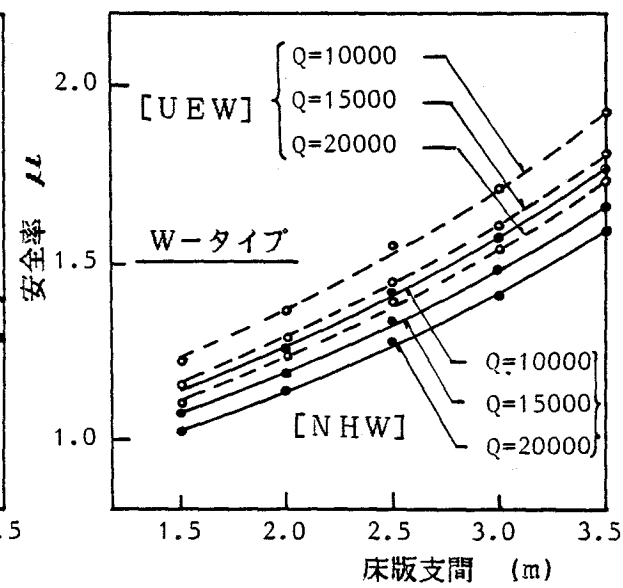
図－４９　決定論的方法による安全率（５％破壊確率）．



図－５０　確率論的方法による安全率（５％破壊確率）．



図－５１　確率論的方法による安全率に対する決定論的方法による安全率の比．



図－５２　交通パターンの違いによる安全率の変化（決定論的手法）．

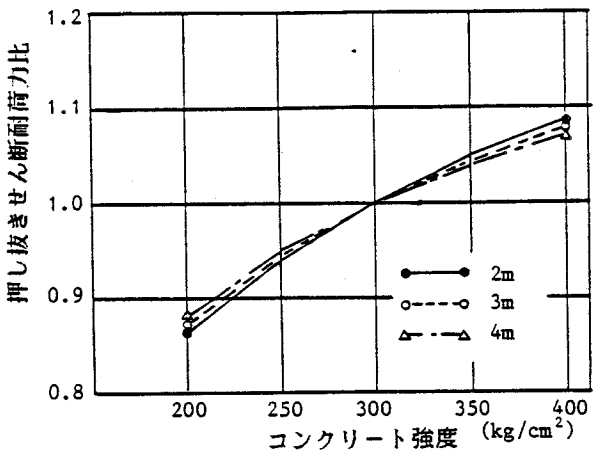
4－4　ＲＣ床版の疲労強度に及ぼすその他の要因

4-4-1　施工誤差

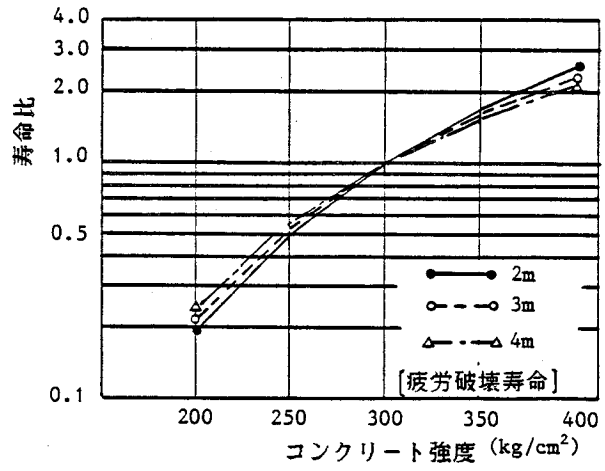
Ｓ－Ｎ曲線のＳとしてＰ／Ｐs なる荷重比を採用した。よって，同じ床版厚，配筋の床版でも，施工誤差，管理誤差によってＰs が変動し，これが疲労寿命に大きく影響する。すなわち，耐荷力の減少があると耐久性が大幅に減少するであろう。１例として，コンクリート強度の違いの影響について考察を加える。

図－５３は現行示方書によって設計した床版において，コンクリート強度の基準値を 300 kg/cm² にし，コンクリート強度と耐荷力の変化の関係を調べたものである。そして，図－５４は同じ床版のコンクリート強度と疲労寿命の変化の関係である。コンクリート強度が 100 kg/cm² 減少すると，約13%の耐荷力減少があるが，疲労寿命は約 1/5になる。逆に， 100 kg/cm² 増加すると，約 7%の耐荷力増が見られるが，寿命の伸びはわずか 2 倍である。よって，耐荷力の減少する方が増加する場合より疲労寿命に対して影響が大きいと言える。

耐荷力の減少原因としてその他に，配筋誤差，床版厚誤差，コンクリート締め固め不良などがあるが，床版の安全性確保のためこれらの誤差を極力さける努力が必要であろう。



図－５３　押し抜きせん断耐荷力比と
コンクリート強度との関係.



図－５４　寿命比と
コンクリート強度の関係.

4-4-2　配筋法の影響

第１編第３章で示した阪神高速道路公団における機能喪失の激しい損傷（破損Ａ）を呈した事例のほとんどは図－５５に示すように，ハンチの上止端から車輪の平均通行位置の間であり，輪荷重の通行位置が外的要因であると述べた。一方，内的要因についても考える必要がある。

昭和５３年示方書以前の床版主鉄筋の配筋状態は大略図－５６に示す通りであり，床版支間をｌとすると ｌ/4点で主鉄筋の 1/2を折り曲げ，正負の曲げモーメントの大きい所の引張側鉄筋量を確保していた。

ここで，床版を支間方向で図のようにａ，ｂ，ｃの部分に分けると，ｂ，ｃの下側鉄筋量はａの部分の 1/2に，逆に，上側はａの部分の 2倍になっている。この点に注目したい。

著者の提案したＲＣ床版の押し抜きせん断耐荷力式は載荷板の回りの直交２方向の単位長さ当りの終局せん断耐荷力を積分したものであった。そして，各断面のせん断耐荷力は圧縮側コンクリート部の純せん断耐荷力と下側かぶりコンクリートのはくり破壊耐荷力の和であり，前者に対する圧縮側コンクリート有効厚はその断面の引張側コンクリート無視の弾性時の中立軸距離と仮定している。

さて，ｂの部分の上下主鉄筋量がａの部分とは逆になっているので，このｂの部分の圧縮側有効厚は表－２１に示すようにａの部分より減少することになり，純せん断耐荷力が減少する。

ただし，ｂの長さが短かい場合はかぶりの破壊部がｃのハンチ部に入り，結果的に主鉄筋断面の終局せん断耐荷力は向上する。床版支間が長くなり，ｂが次式より大きくなると純せん断耐荷力は減少すると予想される。

$$b_{min} = 2C + d = C + t \qquad (54)$$

ここで，　Ｃ：かぶり量，

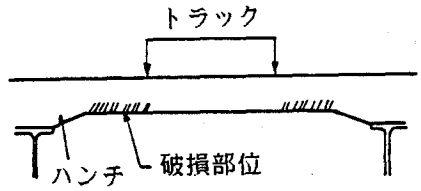
　　ｔ：床版厚。

昭和４２年通達以前では一般的にかぶりは 3cmで，床版厚も最大20cm位であった。今，ハンチ高ｈの最小値を 3cm，主桁上フランジの幅ｂｆ を30cmとすると，

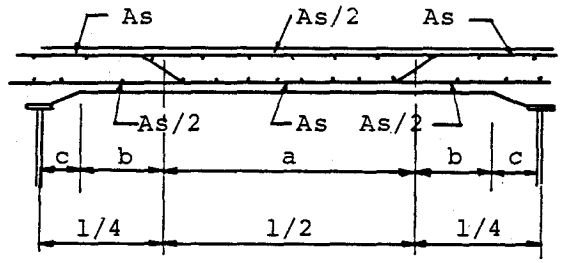
$$l/4 = b_{min} + b_f/2 + 3h = 23 + 15 + 9 \text{ cm}$$

$$\therefore \quad l = 188 \text{ cm},$$

となり，床版支間が 1.9 m以上の場合には，ｂはｂmin より大きくなる。さらに，配力鉄筋量に関してもｂ，ｃ区間ではａ区間より少なく，配力鉄筋断面の純せん断耐力も減少し



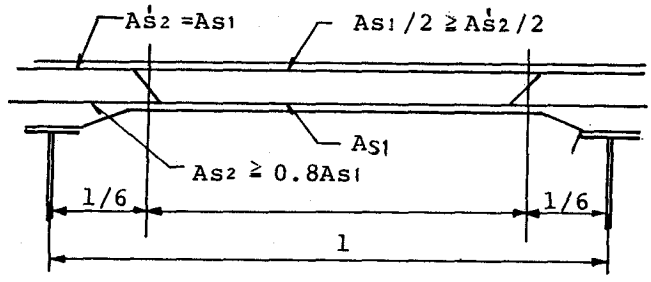
図－５５　重度の損傷を呈した破損部位.



図－５６　昭和４２年以前の示方書における主鉄筋の配筋法.

表－２１　昭和３９年示方書で設計した床版の中立軸距離,

床版支間	aのx	bのx
2m (t=15cm)	(cm) 4.93	(cm) 3.70
3m (t=17cm)	5.81	4.25
4m (t=18cm)	6.31	4.55



図－５７　昭和５３年示方書による主鉄筋の配筋法.

ている。よって，このｂ区間の純せん断耐力減が１つの内的要因となっていたと考えてよい。

加えて，この付近では主鉄筋断面に負の曲げが作用し，かつ，ねじりモーメントの卓越のため，床版上面に縦横のひびわれが入りやすく，雨水の浸透を伴って劣化を早める危険性も大きい。

昭和５３年４月に建設省都市局街路課長・道路局企画課長によって“道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工について”の通達/27/が出され，その中で配筋法について次の指針も通達された。「連続版では床版支間方向の鉄筋を曲げる場合には図－５７に示すように支点から１/6だけ離れた位置で曲げるものとする。ただし，支間中央部の鉄筋量の80%以上および支点上の鉄筋は，それぞれ曲げずに連続させて配置するものとする。」

この折り曲げ鉄筋位置の変更は支点付近の床版のせん断補強を意図したものである。著者はこの勧告は上記で述べたｂ区間を縮小させ，耐荷力減少部をほぼ無くしたという点で上記意図は達成されたと評価する。加えて，主鉄筋量の80%以上を曲げずに支点上を真直ぐ延ばすことは主鉄筋断面のせん断耐荷力を確保することになっていると判断している。以上のことから，今回の勧告は適切なものであると言える。

ただし，１/6点付近で負の曲げモーメントに対する検討が必要であろう。床版支間と荷重の組み合わせによっては従来の１/4点で曲げていた場合よりもひびわれが入りやすくなっていると考えられる。

4-4-3　雨水の影響

これまでＲＣ床版のコンクリート抜け落ちなど激しい損傷を起した所では必ずといってよいほど床版下面には漏水が見られ，舗装上面にもひびわれが発生している。

写真－１は昭和３９年示方書で設計された床版の竣工後８年で抜け落ちた例であり，鉄筋が激しく腐食している。この状態になる１年４ケ月前の状態が写真－２であり，水の浸透を思わせる遊離石灰が格子状に沈着していた。

写真－３は名神高速道路において昭和５４年４月に発見された舗装上面の損傷状況であり，この位置で舗装をはがしたところ，写真－４のように上側鉄筋より上側のかぶりコンクリートが舗装といっしょにはがれた。鉄筋は水の浸透によって錆を発生していた。そして，補修のため損傷部コンクリートを除去しようとしてブレーカーを当てたところ簡単に穴があき，すでに破壊状態にあったことが判明した。

写真－５と６は西名阪自動車道で発見された同様な事例（昭和５５年７月）である。竣工後１０年以内に発生している。

写真－７は昭和５４年３月，中央自動車道で発見されたクモの巣状のひびわれ状況である。この部位は丁度補強縦桁の直上付近にあるため，２年後もまだ陥没はしていなかった。もし，補強縦桁がなければ床版コンクリートは抜け落ちていたであろう。

また，写真－８は東名高速道路の事例であり，漏水部をハツルと中の鉄筋は径の半分位になるまで激しく腐食していた。

以上のように，実橋の床版破損は荷重による疲労劣化とあいまって，貫通したひびわれ部に雨水が浸透し鉄筋の腐食，コンクリート自身の劣化が進行している。

この雨水の浸透は未使用床版にも見られることがある。例えば，写真－９と１０は常磐自動車道のコンクリート打設後１年３ケ月目（未使用）に調査して発見された上面のひびわれ損傷とその下面の遊離石灰の沈着状況である。

さて，藤田/27,28/ は写真－９に示したものよりひどい乾燥収縮ひびわれ網をもつ床版の疲労実験を行っているが，荷重作用だけでは疲労破壊しなかった。ただし，この試験の方法は多点移動繰返し載荷法である。続いて，後藤ら/29/はひびわれ幅 1.0mmから 2.0mmの乾燥収縮ひびわれを人為的に発生させた床版上面に水を張り，上限荷重を静的耐荷力の32%～37%（静的耐荷力は28.3ｔ）に設定し，多点移動繰返し載荷を計1,325 万回行ったところ，鉄筋の疲労破壊なしに押し抜きせん断破壊し，水の浸透による損傷の進行が顕著であることを示唆した。同様に，岡田ら/30/も実橋床版から切り出した床版の多点移動繰返し載荷試験を数体について行い，床版上面に水を張り湿潤状態にすると，気乾状態の疲労強度の約45%に低下することを確認している。この結果，舗装の割れ目から雨水の浸透があれば設計荷重程度の荷重でも移動繰返し載荷によって早期に破壊する可能性を指摘している。

近年，港湾構造物や海洋構造物へのコンクリート部材の適用が多くなり，かつ，それらの設計法が許容応力度設計法から限界状態設計法へ移行しつつあることから，水中におけるコンクリート部材の疲労強度に関する研究がみられるようになった /31-36/。これらの研究をからやはり水の影響の大きいことがわかる。

六車ら/31/，鈴木ら/32/はコンクリートシリンダーの圧縮疲労試験を気中と水中で行い

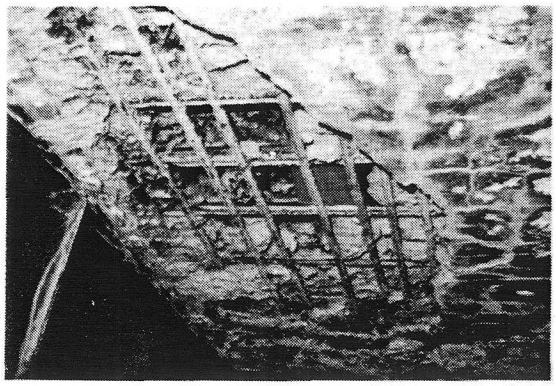
両者の疲労強度の違いについて研究している。鈴木らは水中におけるコンクリートの 200万回疲労強度は静的強度の30数％であり，既往の気中強度50～70％の約半分となると述べている。六車らが得たＳ－Ｎ曲線は図－５８に示すとおりであり，明らかに水中試験の結果は気中のものより低下した。ただし，水中試験の結果から 200万回強度を推定すると約55％程度になり，上記鈴木らの結果よりは大きい。

長沢ら/34/は水中における鉄筋コンクリートのせん断疲労強度を調べる基礎実験として図－５９に示すような供試体，載荷方法で水中および気中の疲労実験を行い，図－６０に示すようなＳ－Ｎ曲線を得ており，水中での疲労強度低下を確認している。

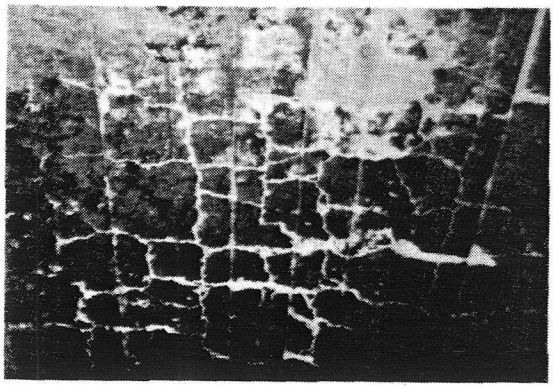
はり供試体に関する実験も，六車ら/32/，井岡ら/35/，前岡ら/36,37/ が手掛けている。これらの研究から，例えば，図－６１，６２に示したようなＳ－Ｎ曲線が得られ，特に，せん断領域でのひびわれ進展に水中と気中では大きな差があると述べている。

以上，コンクリート自身あるいはコンクリート部材の疲労強度に及ぼす水の影響の大きいことが理解できる。水中では，コンクリート自身の圧縮疲労強度の低下と，ひびわれ開口部に浸入した水のくさび作用（ポンピング）によるひびわれ面のこすり合わせが加わり，コンクリート部材の疲労強度の低下をもたらしていると考えられる。

以上のように，コンクリートおよび鉄筋コンクリートはりの水中疲労強度が水の影響により気中のものより低下することから，床版においても，舗装上面から浸透した水によって疲労寿命が短かくなることが十分予想される。

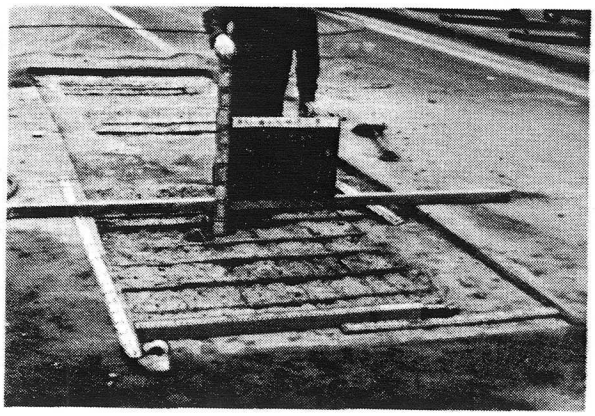


写真－１　国道４３号線の橋・
床版の一部抜け落ち
（昭和５６年２月）

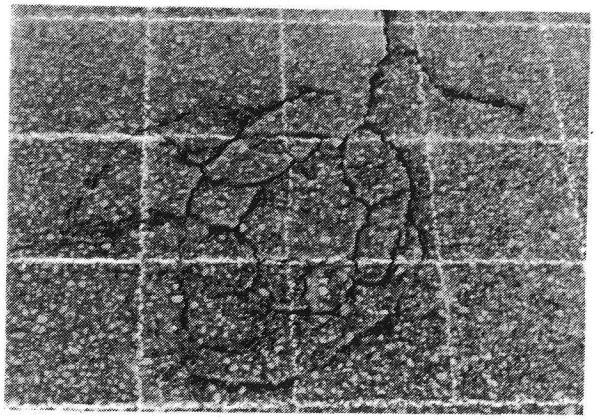


写真－２　同左の昭和５４年１０月
の下面の状態.

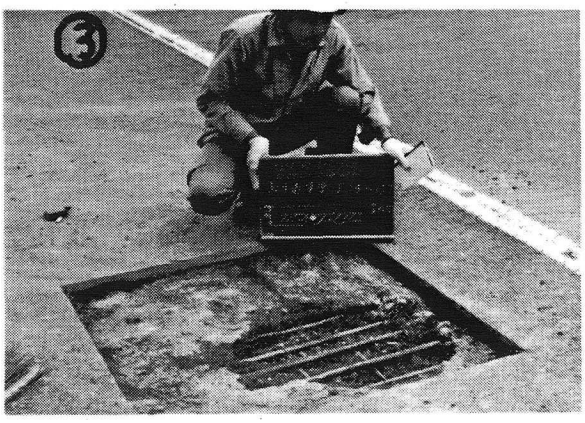
写真－３　名神高速道路・
舗装上面の損傷状況
（昭和５４年４月）



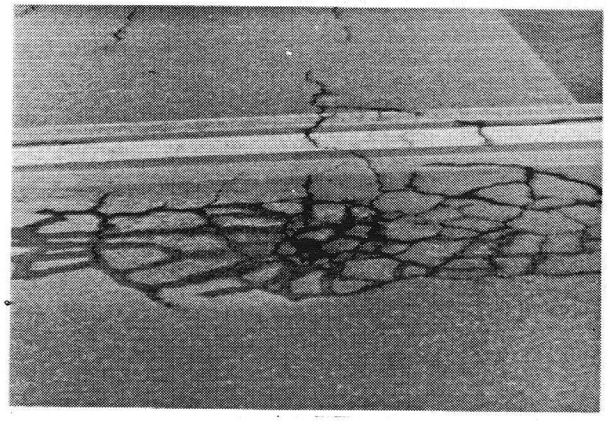
写真－４　同左・上側かぶりの
はくり状況.



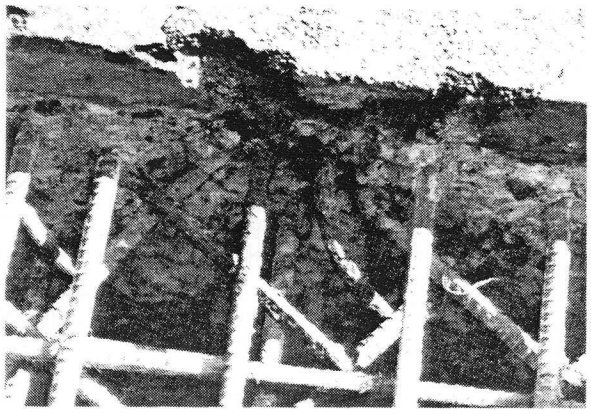
写真－５　西名阪自動車道・
舗装上面のひびわれ
（昭和５５年７月）



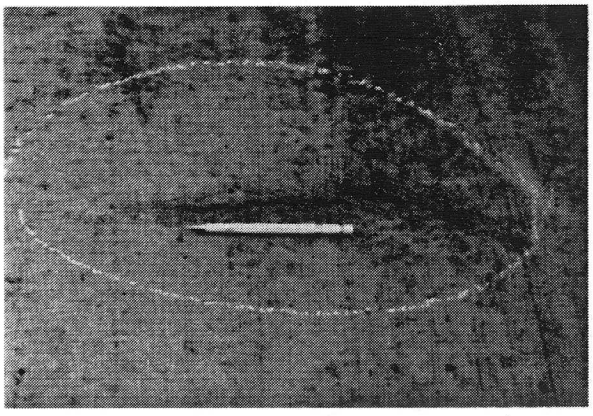
写真－６　同左・上側鉄筋のかぶり
のはくり状況.



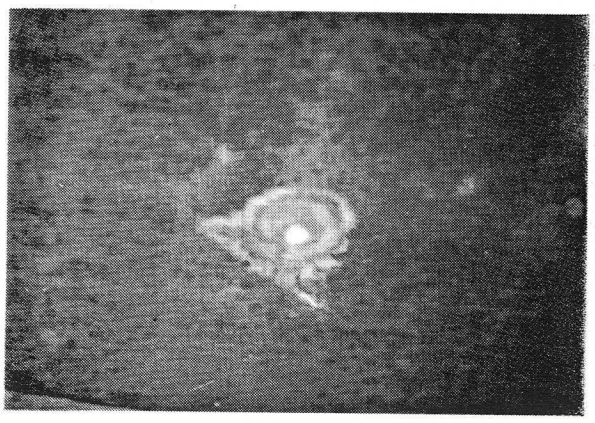
写真－７　中央自動車道・
舗装のクモの巣状ひびわれ
（昭和５４年３月）



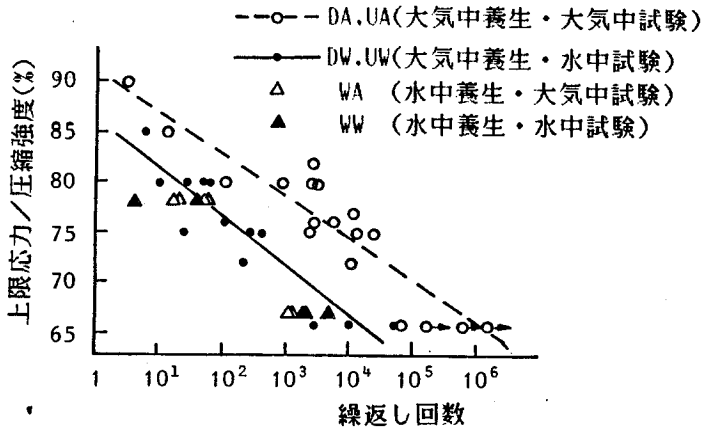
写真－８　東名高速道路・
貫通ひびわれ発生部の
鉄筋腐食状況
（昭和５６年１０月）



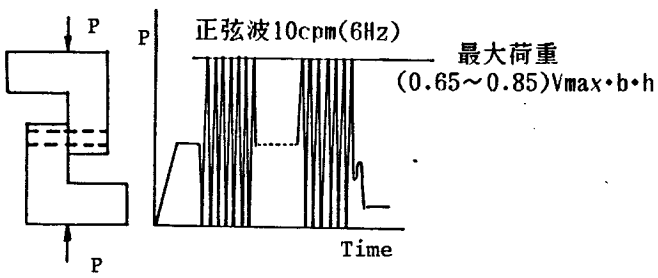
写真－９　常磐自動車道・
未供用橋梁床版の
上面ひびわれ．



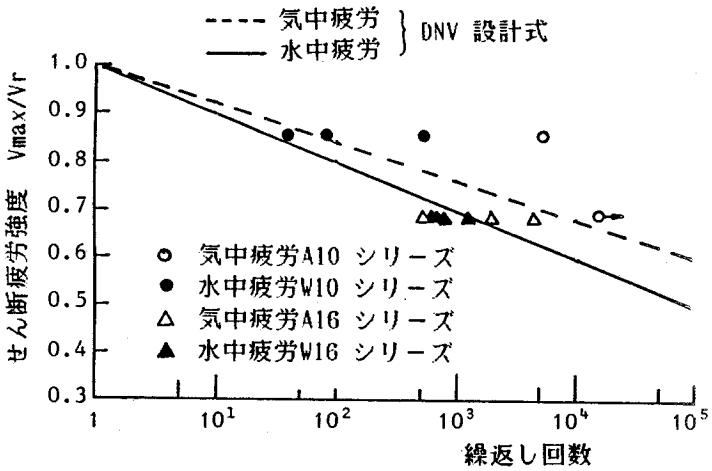
写真－１０　同左・床版下面の
遊離石灰の沈着状況．



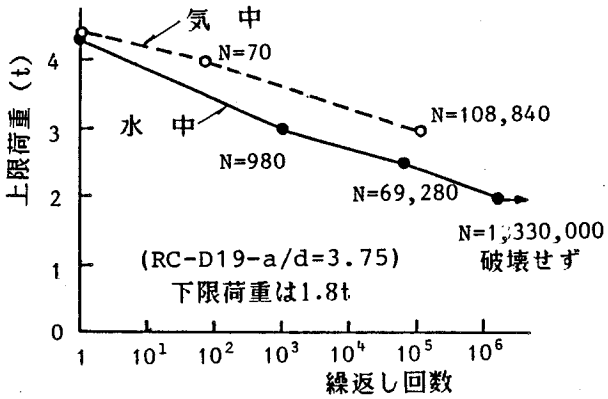
図－５８　コンクリート圧縮疲労のＳ－Ｎ曲線.



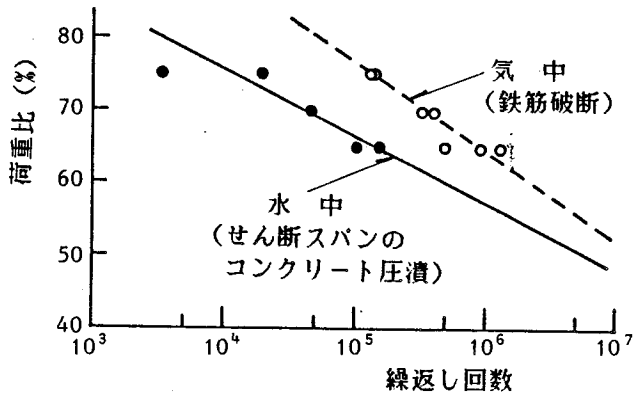
図－５９　試験体形状と載荷荷重.



図－６０　直接せん断疲労のＳ－Ｎ曲線.



図－６１　ＲＣはり曲げ疲労のＳ－Ｎ曲線.



図－６２　ＲＣはり曲げ疲労のＳ－Ｎ曲線.

4－5 結 言

本章ではコンクリート系床版の疲労に対してもマイナーの累積被害則が成立すると仮定し，第２編第３編で得たＳ－Ｎ曲線を用いて既往の設計示方書で設計された床版の疲労寿命を評価した。その結果，次のようなことが明らかとなった。

（１） 昭和４６年に実測された建設省の自動車荷重頻度分布，輪荷重通行位置分布を用い，昭和３９年示方書，昭和４２年通達，および，昭和４８年示方書で規定されている設計法に従って設計された床版の疲労寿命を算定したが，昭和３９年示方書のものは 6～20年，昭和４２年による床版は35～100 年，および，昭和４８年示方書によるもは約1000年となり，やはり昭和３９年示方書で設計されたのものが最も短い寿命となった。

（２） この短い寿命の主な原因は床版厚が薄いこと，配力鉄筋量が少ないことにある。

（３） 疲労寿命算定に当たり，床版支間の影響をねじりモーメントおよび主鉄筋断面に作用する垂直せん断力の発生比率で導入できることを実橋の破損寿命でキャリブレーションした。

（４） (1) の結果は全国平均の自動車荷重頻度分布を用いたものであるが，大型車の混入率が最も大きい滋賀県虎姫町の実測値を用いると疲労寿命は約1/20に低下する。よって，疲労に対する外的要因のうち通行荷重が最も影響度が大きいと言え，床版の寿命推定あるいは疲労設計にはこれに関する正確な情報が必要である。

（５） ＲＣ床版の疲労寿命評価法を提案した。

（６） 現行の許容応力度設計法で鋼格子床版を設計する場合，Ｉ形鋼のパンチ孔配列にＷ－タイプを用いると疲労に対する安全性は確保される。

（７） Ｓ－タイプを用いる場合には床版厚を増すか，Ｉ形鋼間隔を狭めなければならない。

（８） 疲労安全率の計算は確定論的に取り扱う等価繰返し回数による方法によっても，信頼性関数を用いて確率論的手法によってもほぼ同じ結果を与える。

（９） 最後に床版疲労寿命に及ぼすその他の要因について考察を加えた。

主な要因は，(a) 施工誤差，(b) 配筋法，(c) 水の影響 である。

(b) に関する考察において，昭和５３年に出された道路局長通達が妥当な勧告であると評価した。

(c) の水の影響については既往文献から，その影響の大きいことがわかった。

以上，主な成果を述べた。ここでは，疲労安全性の評価に関して，設計寿命５０年で５％破壊確率を上限としたが，この確率の設定が適切か否かは今後の問題として重要なことである。また，Ｓ－Ｎ曲線を求めたことで疲労設計は可能となったが，交通荷重特性，交通量等の設定が最も重要な問題であり，今後，これらの情報の整備を期待したい。

また，ＲＣ床版に関する疲労寿命評価は１アプローチにとどまっている。疲労設計法確立のためにはまだデータは十分揃っていない。今後，以下の項目について正確なデータを蓄積してゆかねばならないであろう。

(a) 配筋を変えた床版のＳ－Ｎ曲線，

(b) 通行位置のバラツキの影響評価，

(c) 複数個の輪荷重が同時に作用する場合の影響評価，

(d) 交通荷重の正確な情報，

(e) 水の影響評価。

第５章　実橋ＲＣ床版の床版の劣化度判定法

現在，ＲＣ床版の劣化度はひびわれの本数，パターン，ひびわれ密度，あるいは，ひびわれ幅などの目視観察から経験的に判断されている。著者は室内の実験経験から，ＲＣ床版の劣化度判定はたわみによって可能であると考えている。第２編３，４章で，室内で実験した模型床版挙動を説明し，たわみが床版挙動を知る有効な指標であることを強調した。

本章では，現場でのたわみ測定事例を２，３紹介し，精度のよい測定法を提案するとともに，たわみとひびわれ密度による劣化度判定法の考察を行いたい。

５－１　既報のたわみとひびわれ密度の関係，および，たわみ測定方法

日本道路公団/37/で，昭和５１年～５５年の間に東名，名神を含め数１０橋の橋梁において健全性評価の指標をうるため，種々の調査が行なわれてきた。調査項目のうち，ひびわれ密度と相関関係がみられるのは主鉄筋・配力鉄筋のひずみとたわみであった。

これらの測定は一般車両による通常走行時に行われた。よって，測定項目の最頻値とひびわれ密度との相関を考察している。結果の１例を図－６３－６５に示したように，各項目ともひびわれ密度との相関は見られるが，鉄筋ひずみの相関関数γ＝0.82～0.85に比べ，たわみはγ＝0.65となりばらつきが大きい。

同様な調査は阪神高速道路公団 /4/でも行われている。ここでは同一の床版の経年変化を見るため，荷重としては試験車を用い，静的載荷によるたわみ量を測定している。床版たわみとひびわれ密度との関係は図－６６に示す通りであり，比較的相関性が見られるのはＩシリーズの橋梁床版のみであり，これでも相関係数γは 0.6程度のものである。

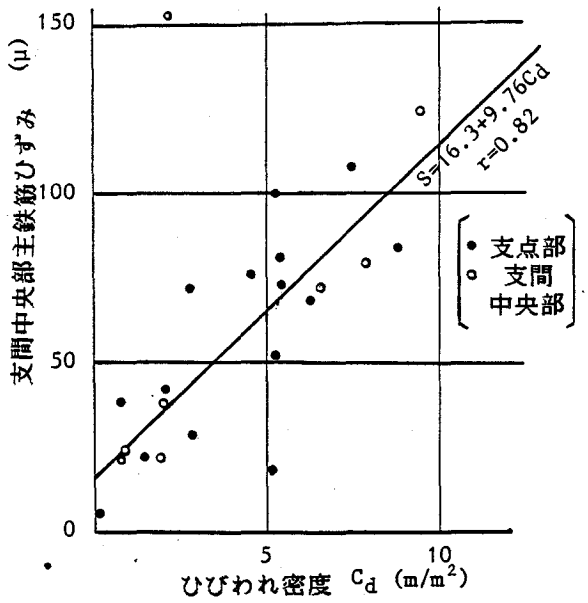
この両結果はほぼ同程度のバラツキを有していると言えるであろう。この低い相関係数となった原因として次のような因子が複雑に影響しているためと考えられる。

１）たわみ測定法が良くない。

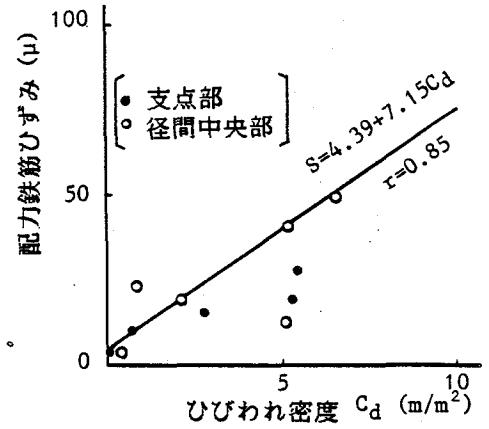
２）舗装の影響が入っている。

３）コンクリート強度が考慮されていない。

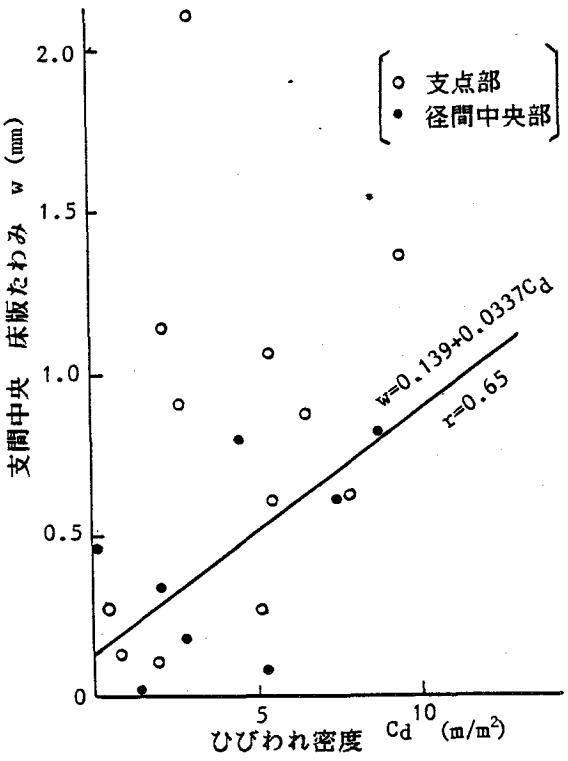
４）床版支間の違い，高欄の影響が考慮されていない。



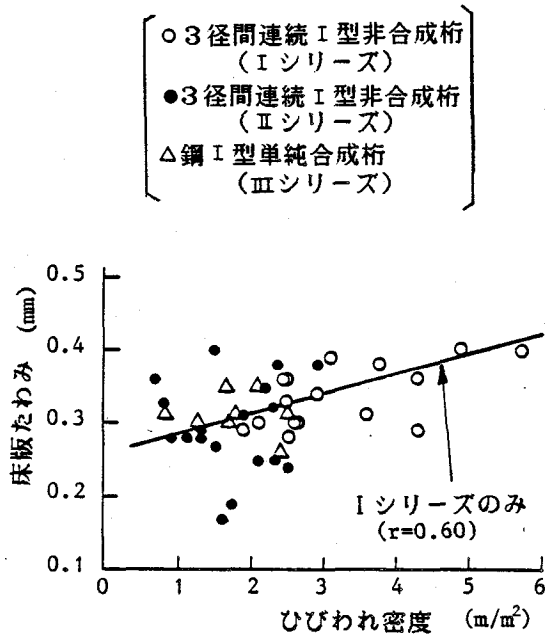
図－６３　主鉄筋の最頻ひずみとひびわれ密度の相関.



図－６４　配力鉄筋の最頻ひずみとひびわれ密度の相関.



図－６５　たわみの最頻値とひびわれ密度との相関.
（ただし，床版厚17cmに換算）

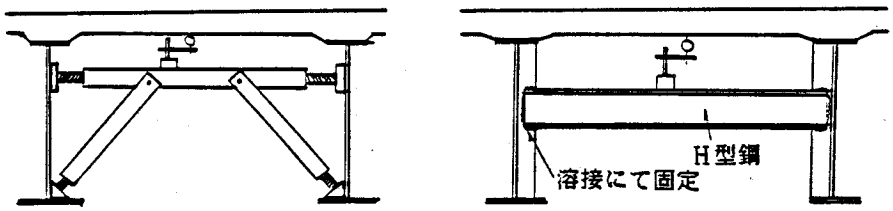


図－６６　床版たわみとひびわれ密度の関係.

これら２種の実験におけるたわみ測定方法は図－６７に示したような装置によるものである。

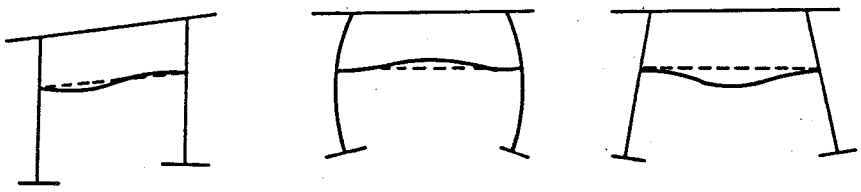
一般的に橋梁上に荷重が載ると，主桁間の不等沈下，ウエブの面外変形，および，主桁のねじり変形が発生し，橋梁横断面は図－６８のように変形する。図－６７(a) のような場合，測定器各部の反力がこれらの変形によって変化するため測定器自身も変形し，床版たわみに誤差をもたらしている。また，図－６７(b) の場合，この受け梁が十分剛でないと，上記断面変形のためこの梁も曲げ変形し，やはり正確なたわみが測定されない。

よって，著者はこれら断面の変形が入らない図－６９に示す装置を開発した。すなわち，１端単純支持・１端可動の門型フレームを下フランジ上に載せ，この上にたわみ計を取り付ける方法を提案した/39/。



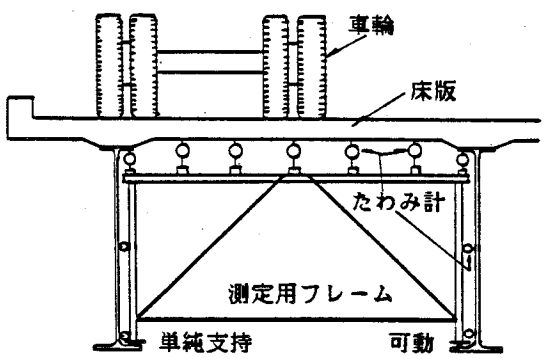
(a) 日本道路公団の場合　　(b) 阪神高速道路公団の場合

図－６７　たわみ測定方法.



(a) 主桁の不等沈下による断面変形　(b) ウェブの面外曲げによる断面変形　(c) 主桁のねじり変形による断面変形

図－６８　橋梁の断面変形.



図－６９　著者のたわみ測定装置.

５－２　動的走行試験床版におけるたわみとひびわれ密度の関係，および，劣化度

第２編第４章において，たわみと疲労寿命の関係，および，ひびわれ密度と疲労寿命の関係を定性的に明らかにした。この２つのデータを用いてたわみとひびわれ密度の関係を考察したい。

まず，測定された活荷重たわみとひびわれ密度の関係を調べたが，良い相関は見られなかった。これは，荷重の違いはもちろん，コンクリート強度の違いが考慮されていないためであり，これらの差違が入らないようたわみを無次元化する必要のあることがわかった。

そこで，実測たわみの全断面有効の理論値に対する比と，ひびわれ密度の関係を調べた。結果は図－７０のようであり，このたわみ比とひびわれ密度の関係が点線のように２次関数で関係づけられる傾向は見られたが，相関係数は少さく，よい相関があるとは認めがたい。

次に，実測たわみの引張側コンクリートを無視した直交異方性板理論値に対する比とひびわれ密度の相関を調べたが，この場合は図－７１に示したように両者の間には相関係数の高い直線関係があることが判明した。この関係をより正確に見るため，縦軸は同じとして横軸に各測定時のひびわれ密度と最終ひびわれ密度との比，すなわち，ひびわれ密度比をとると，図－７２のようになり，終局状態と途中の状態が分離でき，かつ，たわみ比との関係が明瞭になった。

この２つの結果から重要な３点が明かになった。すなわち，

１）　たわみ比が，ほぼ１になるとひびわれ密度は停留する。

２）　たわみ比とひびわれ密度の関係は，たわみ比が約 1.0の間では直線関係になる。

３）　たわみ比が約 1.0になる時のひびわれ密度はほぼ 9.3m/m^2 である。

この関係は，まだ資料が少ないため，定量的には断言できないが，従来のひびわれ密度による損傷ランクの経験的判定がほぼ妥当なものであると裏付ける結果と言えよう。

このたわみ比とひびわれ密度との関係は図中にも示したが，簡略化して次式のように表わせる。

$$W/Wc = 0.35 + 0.07Cd \qquad (55)$$

ただし，　W　：測定値の活荷重たわみ，

Wc ：引張側コンクリート無視の直交異方性板理論値，

Cd ：ひびわれ密度。

著者は第２編においてＲＣ床版の使用限界をたわみが引張側コンクリート無視の理論値に達する時と定義した。ここに示した図－７２，７３からも，たわみ比が１に達した後はひびわれ密度の増加は停留するが，たわみは急増し，上記定義が妥当なものといえる。

このことから，使用限界に達した時，その床版の劣化度を 1.0と定義してよいであろう。当然，供用開始時は全く健全であり，劣化度を０とする。このときの活荷重たわみはコンクリートが全断面有効とした理論値に一致する。よって，ある測定時の活荷重たわみをＷとすると，その床版の劣化度Ｄδは次式で計算できる。

$$D\delta = (W - Wo) / (Wc - Wo) \qquad (56)$$

ここに，Wo ：コンクリートが全断面有効と仮定した等方性板の理論たわみ，

Wc ：引張側コンクリート無視の状態で直交異方性を考慮した理論たわみ。

一方，ひびわれ密度による劣化度Ｄｃ を

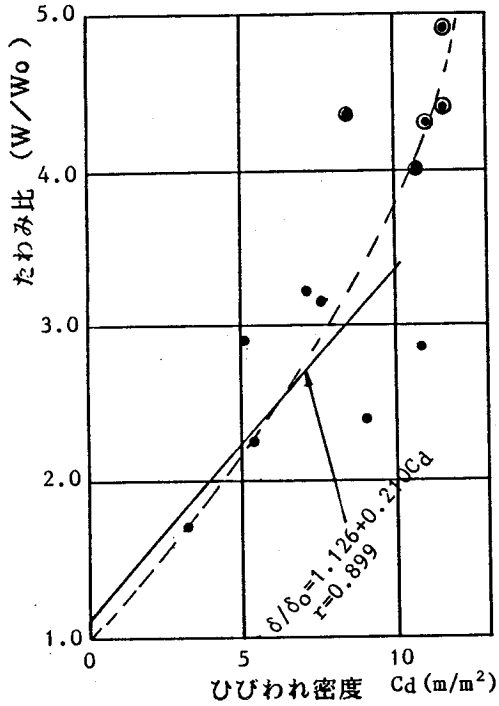
$$Dc = Cd / Cd{\cdot}max \qquad (57)$$

とすると，ＤδとＤｃは全く正比例すると予想される。

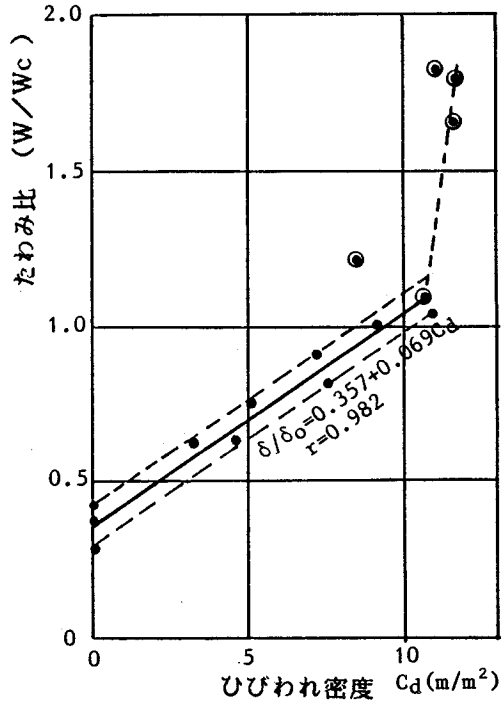
図－７１から，W/Wc=1.0 になるときのひびわれ密度は約9.35m／m^2 と読み取れ，これがCd.max に相当する。式（５６）と（５７）およびCd.max を用いてＤδとＤｃの関係をプロットすると図－７３に示すように予想通りＤδ＝Ｄｃなった。

以上，動的走行試験結果から，たわみとひびわれ密度の関係が明らかになり，かつ，この関係から，ひびわれ密度による劣化度判定がたわみによる判定とほぼ同じ結果を与えることがわかった。

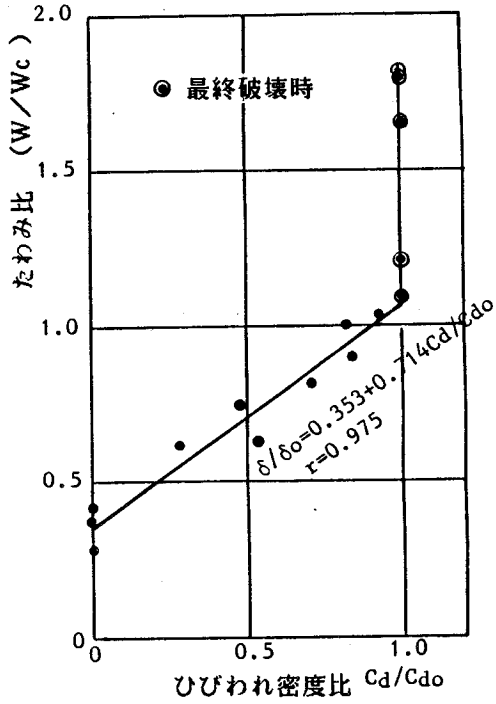
よって，次節で，この判定法が実橋にも使いうるか否か考察を進める。



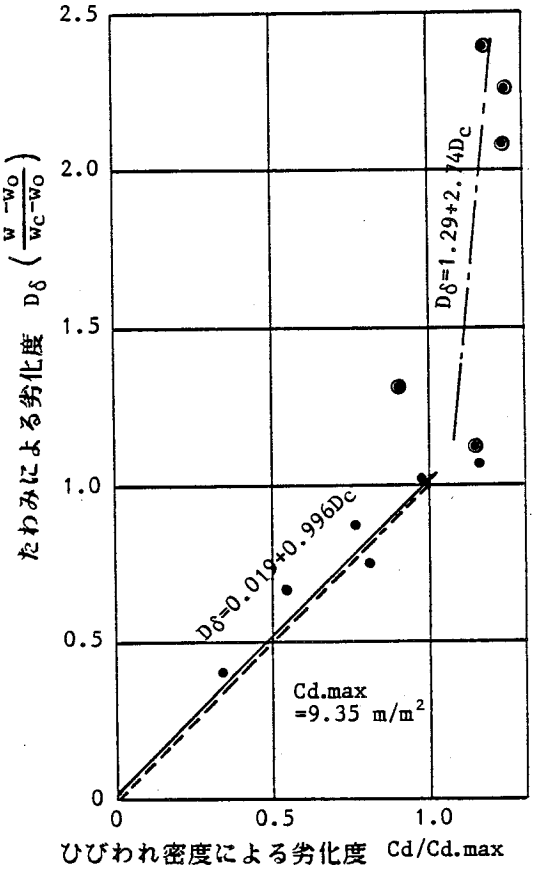
図－７０　たわみ比（全断面有効）とひびわれ密度との関係.



図－７１　たわみ比（引張側コンクリート無視）とひびわれ密度との関係.



図－７２　たわみ比（引張側コンクリート無視）とひびわれ密度比との関係.



図－７３　実験床版のたわみによる劣化度とひびわれ密度による劣化度の相関.

５－３　実橋床版の判定例

ここに著者が測定した実橋床版のひびわれ密度とたわみ測定結果を明示し，前節の式（５６）と（５７）を用いて劣化度を判定してみたい。ただし，Cd.max を9.35 m/m² とする。

（１）　国道４３号線のＳ橋

この例は，一般国道43号線にかかる橋で，昭和４１年に竣工し，約 8年後１部床版が陥没した。その他の所でも図－７４に示すような格子状のひびわれが発達していた。

設計は昭和３９年示方書で行われ，主桁間隔3.14m ，床版厚18cmで，φ16の丸鋼が主鉄筋として使われていた。

建設省近畿地建でこの床版を現場で切り出し，静的および移動繰返し載荷実験が行われた/ 2/。この切り出し床版のひびわれ密度は 9.9 m/m² であった。この実験値に対し引張側コンクリートを無視した直交異方性板理論値を計算したところ図－７５のように設計荷重付近までは完全に両者は一致し，使用限界に達していると判断できる。よって，この床版の劣化度を判定すると次のようになる。

たわみから　　$D\delta = 1.0$,

ひびわれ密度から　$Dc = 1.06$ 。

（２）　旧神崎橋

本橋は昭和２８年に建設された日本で最初の溶接桁を用いた合成桁で，27年間の実交通荷重をうけた後撤去されることになり，本橋の残存剛性と余寿命を調べる一連の研究が行われた/40/。著者は床版の調査を担当し，実橋から図－７６に示す供試体（A-1 ～ 3）を採取し，弾性範囲内の静的実験と移動繰返し載荷実験を行った。

各供試体の採取時のひびわれ状況は図－７６(b) のようなものであり，格子状のひびわれが入っていたが，多くは注意深く観察して初めてわかるヘヤークラックであった。この全ひびわれ網で格子密度法によってひびわれ密度を計算すると

Ａ－１　供試体　　$Cd = 4.5$ m/m² ,

Ａ－２　供試体　　$Cd = 5.4$ m/m² ,

Ａ－３　供試体　　$Cd = 4.0$ m/m² 。

であった。

初期静的載荷によるたわみの測定値と計算値の関係は図－７７と７８に示す通りであった。よって本床版の劣化度を表－２２のように推定できる。

（３）　Ｎ橋

本橋は昭和３９年示方書で設計された２本主桁の合成桁で，昭和４２年に供用が開始されている。構造緒元はスパン長36m ，主桁間隔 3.5m ，床版厚19cmである。供用開始後ひびわれが発生したため，昭和４６年に２本の縦桁増設によって補強された。その後も入念に管理が行われている。

ここで昭和５４年度の測定結果を示し，その時点での劣化度を評価する。

10径間のうち，たわみ測定を行ったのは第１および第５径間である。これらの径間における床版下面ひびわれの状況は図－７９のようであり，第１径間は 3.7 m/m^2 のひびわれ密度，第５径間は 6.4～9.8 m/m^2 であり，同じ交通荷重を受けているにかかわらず，径間毎あるいは１径間内でもパネル毎によってひびわれ密度が異なる。

たわみ測定は第１径間の所と第５径間のひびわれ密度 6.4および 9.8 m/m^2 の所で試験車を載荷して行い，表－２３の結果を得た。以上から，本床版の劣化度を表中のように推定できる。

（４）　Ｍ　橋

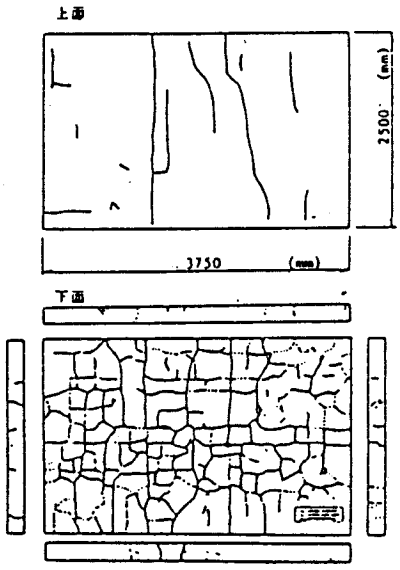
本橋は昭和４１年に架設された大阪市内にある３本主桁の活荷重合成桁で，構造諸元は図－８０の通りである。　床版厚は16cmで，本橋はめずらしくたわみ測定断面付近に図－８１に示すように，橋軸方向に大きなひびわれが２本入っている。この床版では主鉄筋量よりも配力鉄筋量の方が多かったことがこのような結果を招いたと思われる。

本橋床版のたわみ測定断面（Ａ，Ｂ）付近のひびわれ密度，たわみ測定結果は表－２４，図－８２の通りであった。これらから，表中のように劣化度が推定できる。

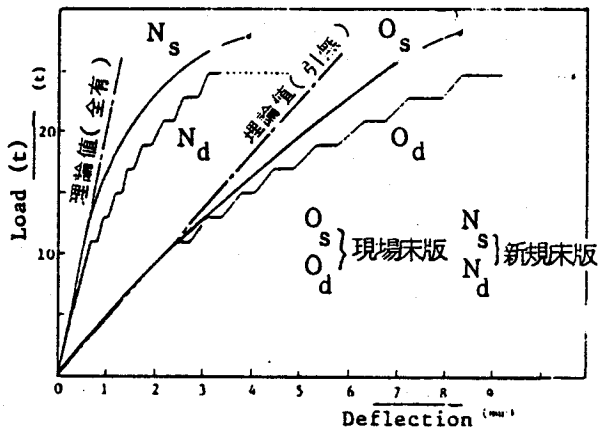
（５）　高速道路のＫ橋

本橋の概要を図－８３に示す。主桁間隔 3.85m，床版厚18cmの５主桁合成桁橋で，昭和３９年示方書によって設計されている。供用後約１７年で床版下面ひびわれは大略25～30cm間隔の格子状であり，補修・補強が必要と判定されている。図に示すＩ～III の断面でたわみ計を設置し，試験車によるたわみを測定した。図－８４は断面Ｉの床版支間中央点

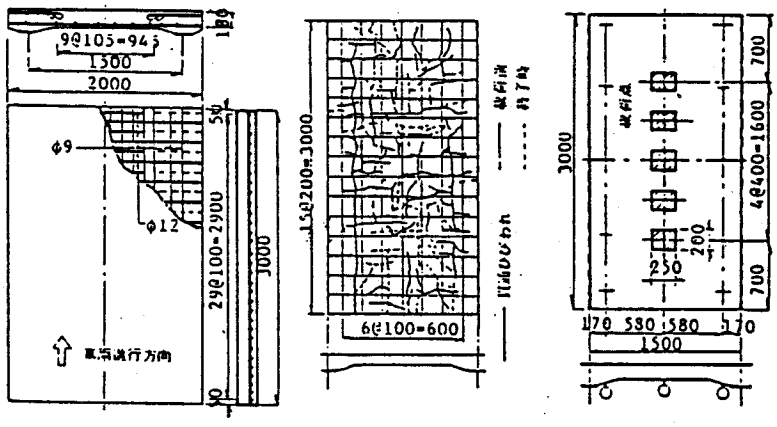
の荷重の移動に伴うたわみ変化結果である。このような結果から，この測定断面のうちＩとIIについて，表－２５のように劣化度を推定した。



図－７４ 国道４３号線の橋梁床版のひびわれ状況

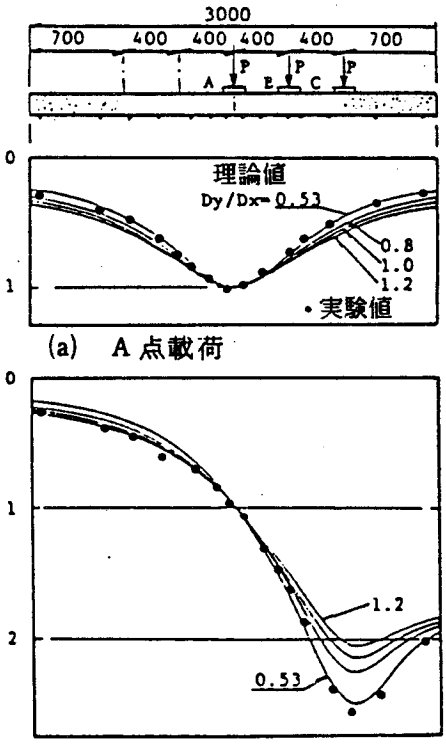


図－７５ 荷重－たわみ関係



(a) Ａ型供試体　(b) ひびわれ状況　(c) 載荷方法

図－７６ 旧神崎橋床版の供試体と載荷方法

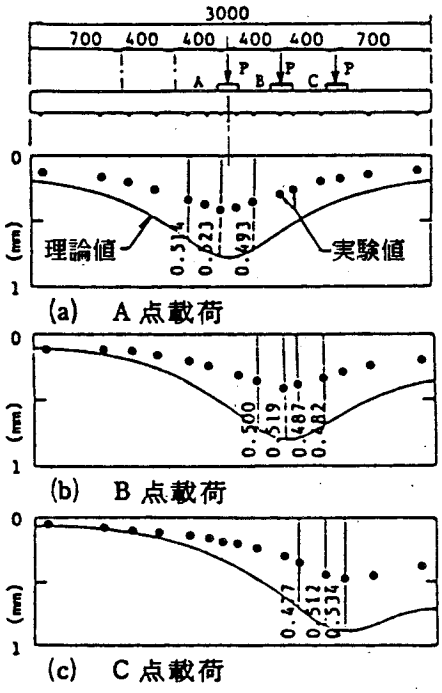


(a) A 点載荷

(b) C 点載荷

図－７７

橋軸方向のたわみ比分布



(a) A 点載荷

(b) B 点載荷

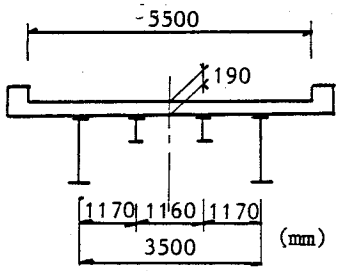
(c) C 点載荷

図－７８

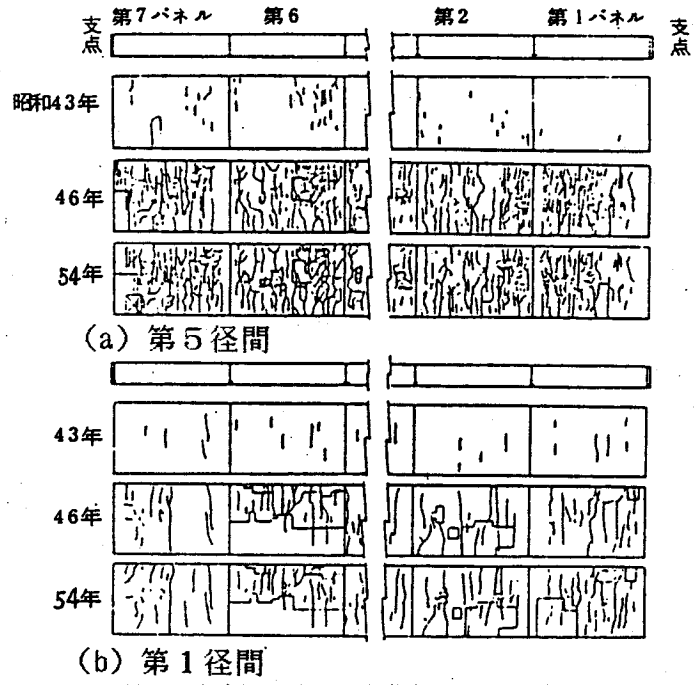
橋軸方向の絶対たわみ分布

表－２２　旧神崎橋床版の判定結果

供試体	ひびわれ密度による判定		たわみによる判定		
	ひびわれ密度	劣化度	たわみ実測値	計算たわみ	劣化度
A-1	4.5 m/m²	0.48	W= 0.89 mm	Wc=1.35 mm Wo=0.43 mm	0.50
A-2	5.4 〃	0.58	W= 0.80 〃	Wc=1.13 mm Wo=0.36 mm	0.57
A-3	4.0 〃	0.43	W= 0.76 〃	Wc=1.35 mm Wo=0.43 mm	0.36



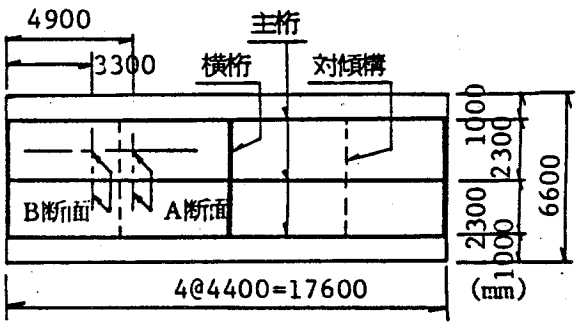
断面図



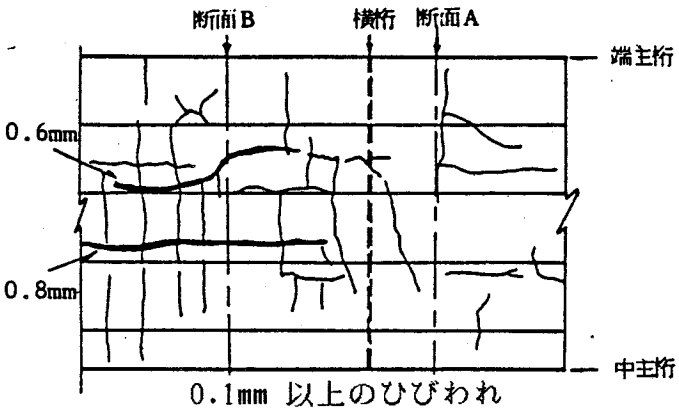
図－79　N橋のひびわれパターン

表－23　N橋床版の判定結果

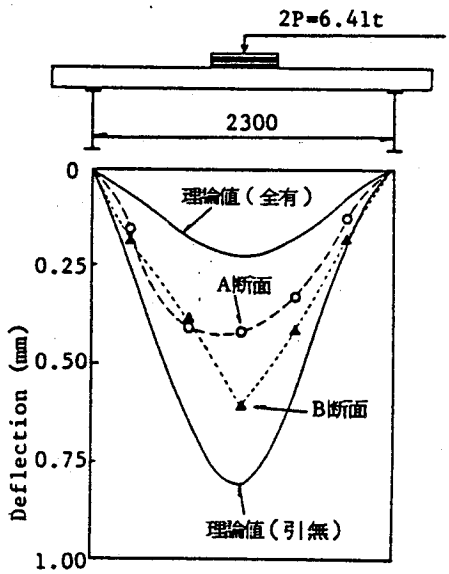
測　点	ひびわれ密度による判定		たわみによる判定		
	ひびわれ密度	劣化度	たわみ実測値	計算たわみ	劣化度
第1径間	3.7 m/m²	0.40	W= 0.77 mm	Wc=1.10 mm	0.30
第5径間A点	6.4 〃	0.68	W= 0.90	Wo=0.63 mm	0.57
第5径間B点	9.8 〃	1.08	W= 1.08		0.96



図－80　構造諸元と載荷位置



図－81　測定断面付近のひびわれ状況

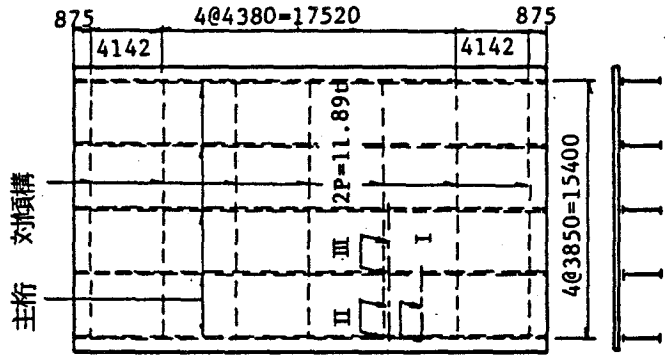


図－82　各断面のたわみ結果と理論値

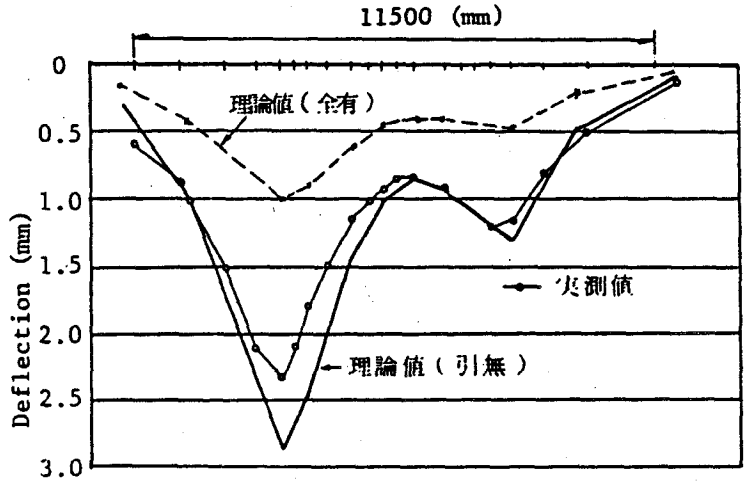
表－２４　M橋床版の判定結果，

測点	ひびわれ密度による判定		たわみによる判定		
	ひびわれ密度	劣化度	たわみ実測値	計算たわみ	劣化度
A	2.2 m/m²	0.24*	W= 0.42 mm	Wc=0.80 mm	0.34
B	3.6 〃	0.39*	W= 0.61 〃	Wo=0.22 mm	0.67

* 照明なしで大きなひびわれ幅のひびわれについてのみ求めた．



図－８３　　構造諸元と測定位置



図－８４　断面Ｉにおけるたわみ影響線（橋軸方向）

表－２５　K橋床版の判定結果，

断面	ひびわれ密度による判定		たわみによる判定		
	ひびわれ密度	劣化度	たわみ実測値	計算たわみ	劣化度
I	7.4 m/m²	0.79	W= 2.34 mm	Wc=2.87 mm Wo=0.99 mm	0.72
II	5.1 〃	0.55	W= 1.95 〃	Wc=2.85 mm Wo=0.98 mm	0.52

以上５橋の劣化度を推定した。各実橋毎には測定個数が少いが，M橋を除き，ほぼ，たわみによる劣化度とひびわれ密度によるものが一致していると見なせる。

次に，全判定結果を図－８５にまとめた。そして，M橋を除く全結果について直線回帰を行うと図中の実線が得られ，両劣化度の相関係数はγ =0.985 と高いことがわかった。このことから，実橋においてもひびわれ密度による劣化度判定法がほぼ適用可能であることが判明した。

ただし，実橋では，たわみによる劣化度とひびわれ密度によるものとの相関直線はＤδ＝Ｄｃの45°線にはほぼ平行であるが，少し下側にきた。この原因はひびわれ密度による劣化度の計算において，Ｃｄ.maxを実験から得られた9.35 m/m^2 を使用したためである。実橋では自動車が幅員方向である分布をもって走行するため，限界ひびわれ密度は実験床版より高いと考えられる。

そこで，図－８６に示すようにたわみによる劣化度とひびわれ密度の関係をプロットし最小自乗法で整理すると，Ｄδ＝１のときのひびわれ密度は約10.1 m/m^2 と読みとれる。

この10.1 m/m^2 をＣｄ･maxとして，再びたわみとひびわれ密度による劣化度の相関を求めると図－８７のようになり，ほぼＤδ＝Ｄｃとなった。

以上の結果，実橋においてもひびわれ密度による劣化度判定法が適用可能であり，既往の経験的評価に合理性が与えられたと思われる。

最終的に，実橋床版の劣化度判定法として次のように提案したい。

〈１〉　劣化度基準の設定

ある弾性範囲内の荷重による活荷重たわみが，その床版の引張側コンクリートを無視した断面による直交異方性板理論値に達する時，あるいは，床版下面のひびわれ密度が格子密度法によって10.1 m/m^2 となる時を使用限界として劣化度を１とする。供用開始前の全くひびわれのない床版，すなわち，コンクリートが全断面有効の状態の劣化度を０とする。

〈２〉　使用限界に達するまでの床版の劣化度の判定

たわみによる場合，

$$D\delta = (w - wo) / (wc - wo), \qquad (58)$$

で推定できる。

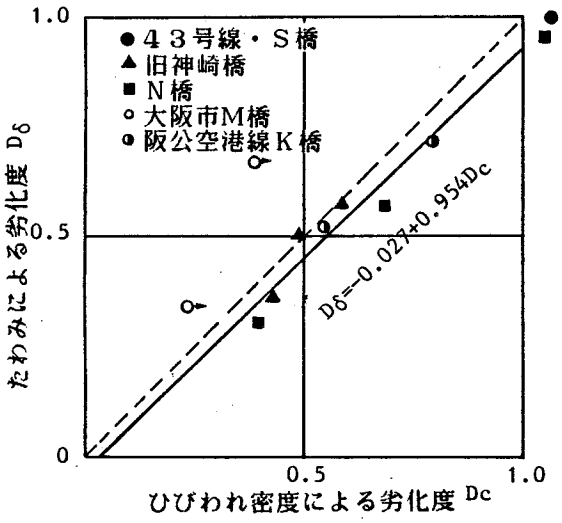
また，ひびわれ密度による場合，

$$Dc = Cd / 10.1, \qquad (59)$$

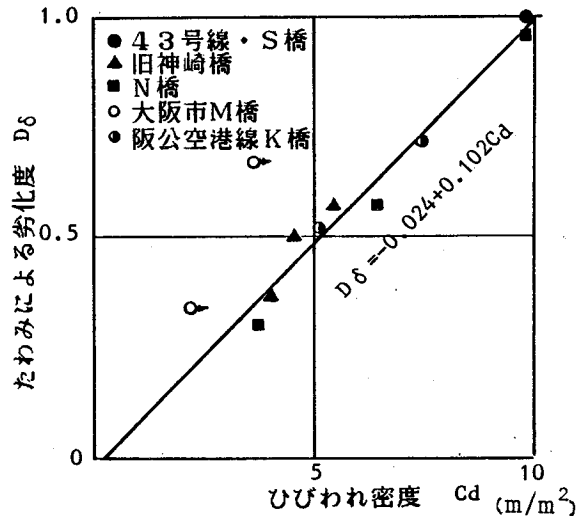
で推定してよい。

ただし，本提案は数少い実験による結果と，同様に数少い検証例によるものであり，今後も資料を蓄積し，精度を高める必要はある。

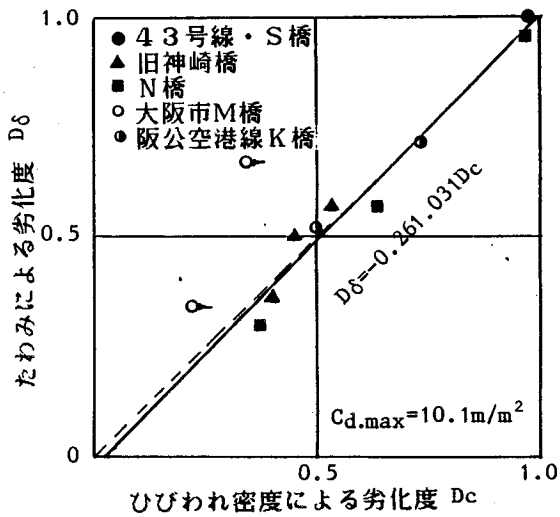
また，次節で述べるように，ひびわれ発見の個人誤差，ひびわれ密度の計算法にまだ問題があり，一方，たわみによる劣化度評価に際しても種々の因子による誤差が入りやすい。よって，簡単なひびわれ密度だけによる判定と，たわみによる判定を併用すべきであることを強調しておきたい。



図－８５　たわみによる劣化度とひびわれ密度による劣化度との相関
（Cd•max = 9.36m/m² ）.



図－８６　たわみによる劣化度とひびわれ密度の関係.



図－８７　限界ひびわれ密度を 10.1m/m² としたときのたわみによる劣化度とひびわれ密度による劣化度との相関

５－４　劣化度評価の留意点

5-4-1　ひびわれ密度

（１）　ひびわれの調査方法について

ひびわれ発見には観測者の個人差が入りやすい。多人数で行う場合は個々の発見能力を同一にするため，個人間のキャリブレーションが必要である。また，ルーペなどを使用してはいけない。

著者の経験では，裸眼で行い，目と床版下面の距離はほぼ20cmであった。ただし，床版下面を蛍光灯で照らした。照明による表面の明るさなども統一する必要があろう。

（２）　ひびわれ密度の計算に用いるひびわれの種類について

５－３で述べた実験床版では，上記方法によって発見されるすべてのひびわれを考慮した。道路管理者によっては0.05mm以下，0.05～ 0.1mm， 0.1～0.2 mmなどのひびわれ幅にわけて求めたり，0.05mm以下のものを除いたりしているが，このようにひびわれ幅を区別するのも困難なことである。（1）で述べた方法によって発見した全ひびわれで行えばよいと思われる。

（３）　格子密度法について

ひびわれ密度は単位面積当たりのひびわれ長さの総和であり，本来，全ひびわれを測長するのがよい。しかし，ひびわれは方向がランダムであり，測長するには大変な時間を必要とする。これに代る方法として格子密度法が慣用されている。しかし，この方法にも多くの問題点がある。すなわち，次のような場合誤差が大きくなる。

イ）格子線に対して傾斜したひびわれが多いとき，

ロ）ひびわれが連続せず，こま切れの場合，

ハ）格子間隔が粗い場合，

ニ）着目全面積が小さい場合，

ホ）着目面積内でひびわれが均等に分散していない場合。

この理由として簡単に図－８８の場合を想定すれば明らかとなろう。

図(a）の場合

ひびわれＡ，Ｂとも格子密度法では交点数が１であるので，ひびわれ長は aと表わされるが，実長は 0～2aである。

図(b) の場合

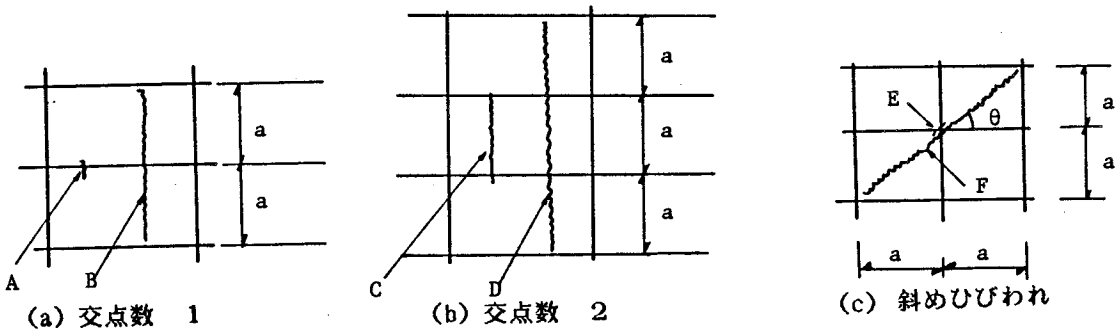
格子密度法ではひびわれ長は2aとなるが，実長は a～3aである。一般に交点数がniのときひびわれの実長は(ni-1)a ～ (ni+1)aの範囲にあり，誤差は±1/niである。

図(c) の場合

ひびわれが傾斜している場合，ひびわれ実長が格子間隔の secθ倍になる。よって，交点数がniのときの誤差は最大±2/niとなる。

一般にひびわれ発生状況はほぼ格子状であることから上記誤差は少ないと思われる。この誤差の絶対量を少なくするため，当然着目面積を大きくするのが望ましい。床版の場合，輪荷重による集中荷重をうけると，橋軸方向の影響範囲は大略，床版支間の倍の範囲である。よって，床版支間方向にはハンチの止端間で，橋軸方向にはその倍の距離で囲まれる範囲が望ましい。

このような範囲内でひびわれ密度分布が顕著に異なり，その違いを評価したい場合などでは，格子間隔を小さくすればよい。また，ひびわれが連続していない場合も小さくすべきであろう。格子の最大間隔は２０cm程度と考えられる。



図－８８　ひびわれパターン.

5-4-2　たわみ

たわみに関しての留意点は，判定式で用いる理論たわみをいかに正確に求めるかである。理論たわみの算出において以下のような諸因子の影響度を評価しておかなければならない。たわみの測定に関しては５－１ですでに述べた。

（１）　理論値を求める解析法

たわみの測定値は現実の構造物における全構造要素の影響を含んだものであり，例えば，主桁，横桁の剛性が影響している。よって，理論たわみ値の算出に際してもこれらの影響を考慮しなくてはならない。複雑な橋梁構造特性を忠実に取り入れられる解析法としてはやはり有限要素法が有用であろう。

（２）　測定場所の違い

１つの橋梁の中でも，床版は一様には劣化していない。よって，多くの測定点を設け，部分的および総合的判定が必要である。

また，５－３の実橋－Ｋの例でわかるように，対傾構と対傾構の中間部，対傾構近くではたわみ量が異なる。対傾構によって主桁の面外変形を拘束する影響が現われることに注意を用する。

さらに，同じ床版剛性でも，側径間部床版と中間径間部にある床版とではたわみ量が異なる。表－２６は実橋－Ｋで解析した結果であり，中間径間部のたわみは側径間部のものから約14％減少した。

よって，構造特性を考慮した解析法を用いて，測定点の正しい理論たわみ量を求めておかなければならない。

（３）　地覆・高欄の影響度

高欄は一般に伸縮継手がついているためこの剛性は無視できる。地覆も舗装面からの高さが15cm程度の低いのもであるならば無視してもよいと考えられる。しかし，壁高欄などのように曲げ剛性が大きい場合は床版たわみへの影響を考慮すべきであろう。

表－２７は実橋Ｍで検討した結果である。この橋では幅30cm，高さ50cmの地覆をつけていた。表には地覆を無視した場合のたわみ率を1.0 としたときの地覆の影響を，床版と非合成および合成させたときの２種について調べた。床版の剛性が引張側コンクリート無視

の状態と仮定すると約 5～6 %たわみは減少する。

床版の劣化度判定には，地覆が床版と合成していると仮定した理論たわみを用いるのが安全側となるため，地覆の影響を考慮すべきであると言える。ただし，この影響は床版支間，床版剛性の違いによって変化するので対象橋梁毎に評価する必要がある。

（4） 舗装の影響

舗装厚さは一般に 5～8 cm程度あり，これが床版たわみに与える影響は大きい。

1）床版剛性への寄与と，2）輪荷重の荷重分配効果の２重で影響する。

表－２８は実橋－Ｋで実測した舗装の影響度である。舗装工事の際，旧舗装のまま，舗装撤去後，新舗装完了後の３回にわたってたわみを測定した。表の値は舗装を撤去した状態のたわみに対する他の状態のたわみ率である。旧舗装では約 3%，新舗装では約 1.7%減少した。なお，測定時の気温は２４°位で，舗装の温度も同じと考えられる。

1）アスファルト舗装の板剛性への寄与

アスファルトは温度によってその断面係数は図－８９のように激しく変化する。一般に，舗装は床版と合成されているものと考えられ，従って温度によっては板剛性への寄与は大きくなる。

基本となる床版剛性に実橋－Ｋの引張側コンクリート無視のものを用い，アスファルトの弾性係数Epを鋼材のEsとの比でEs/Ep=10,000～50に変え，たわみ率を計算したのが図－９０である。舗装の弾性係数如何で，たわみは大きく変動する。

旧舗装の Es/Epは約2,100 であったので約 2%ほどたわみが小さくなっていると判断できる。新舗装のEs/Ep は約21,000であるので影響は無視できる。

図－９１は阪神高速道路公団の堺線における，同一場所の継続的なたわみ測定結果であり，たわみ量の変動は温度の変動と相似であり，上記舗装の影響が明らかである。ただし，測定毎の試験車の構造諸元の違い，舗装の弾性係数の不明な点などがあり，正確には舗装の影響は評価できないが，Ｋ橋の材料構成（旧舗装と考える）を用いると，例えば，６月から１２月へかけてのたわみ減少は７％程度の誤差で説明できる。

以上から，床版たわみの測定はアスファルトの剛性が無視できる気温の高い時期に行うべきであると提言したい。

2） アスファルト舗装による輪荷重の荷重分配効果

道路橋示方書では自動車後輪の接地面を20cm×50cmとし，それを舗装表面から床版中央

面まで45°で拡大した面を断面力算定用の載荷面としている。よって，このような仮定が正しいとすれば，舗装による荷重分配効果が考えられる。

図－９２は橋梁Ｋの床版でこの効果をたわみ率で評価したものである。横軸は載荷面の幅をとった。床版厚18cm，舗装厚 7cmであるので，舗装がない場合の載荷幅は68cmで，たわみ率は約0.986 となり，舗装がついている場合には載荷幅は82cmで，たわみ率は約0.973 となった。よって，両者の比は0.987 となり，舗装がつくことによって約 1.3%たわみは減少する。この結果と１）の床版厚剛性への寄与率を併せると，表－２８に示したＫ橋の舗装の影響がほぼ説明できた。

上記のように舗装による荷重分配効果が床版の活荷重たわみに影響することが理解できる。床版支間が小さくなるにつれてこの効果は大きくなるので，劣化度判定において留意すべきであろう。ただし，設計に際してはこの影響は無視するのが安全側となることは言うまでもない。

（５）　床版自身の問題点

以上は床版たわみに対する外的要因である。内的要因として，１）コンクリートの弾性係数，２）床版厚・鉄筋の配筋誤差が考えられる。

版厚が薄い床版では鉄筋の有効高さが 5mmでも違うと剛性は大きく異なり，たわみも逆比例で変動する。よって，鉄筋かぶり計などを使用して，正確な鉄筋配置を知る必要があろう。

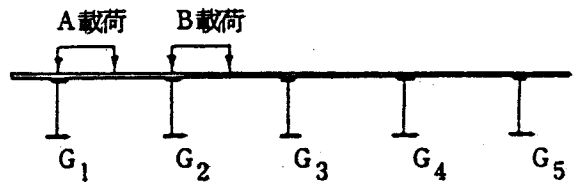
前者についても床版剛性への影響は大きい。たわみ評価に正確を期するならば，コンクリートコアを採取し，圧縮試験を行う必要がある。シュミットハンマーで推定するのも１簡易法である。

図－９３は橋梁Ｋの床版について，ｎ＝10を基準として， 7～12に変動させた場合のたわみの変化状況を調べたものである。コンクリートが全断面有効の場合，影響が大きいが，引張側コンクリート無視の状態では，鉄筋の版剛性への影響度が増加し，結果的にコンクリートの弾性係数の違いの影響は少なくなる。

ただし，この影響は，床版厚と鉄筋量によって変化することに留意しなければならない。

表－２６　載荷位置によるたわみの違い，

	たわみ（mm）		比
	A載荷	B載荷	B/A
全断面有効	0.99	0.85	0.86
引張側無視	2.87	2.46	0.86

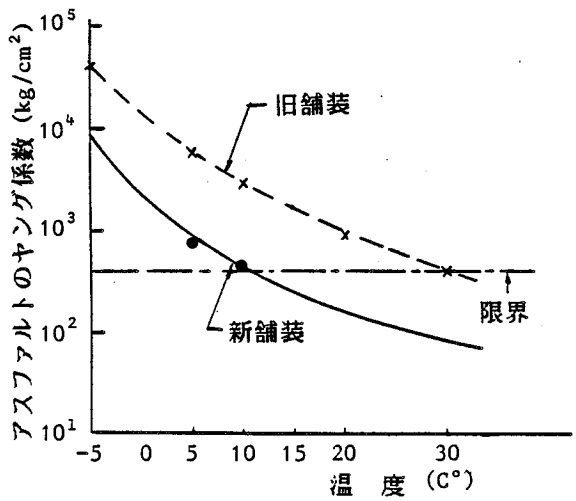


表－２７　たわみへの地覆剛性の影響，

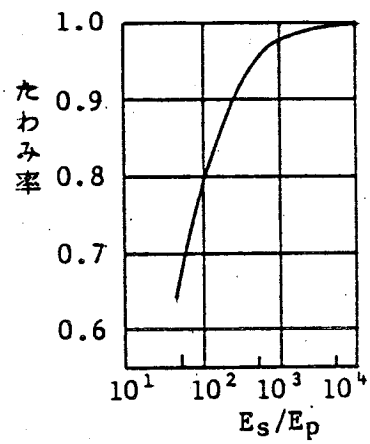
剛性の取り扱い方	全断面有効	引張側無視
地覆無視	1.000	1.000
地覆剛性累加	0.998	0.953
地覆と床版合成	0.980	0.942

表－２８　橋梁Kの断面Ｉにおける舗装の影響，

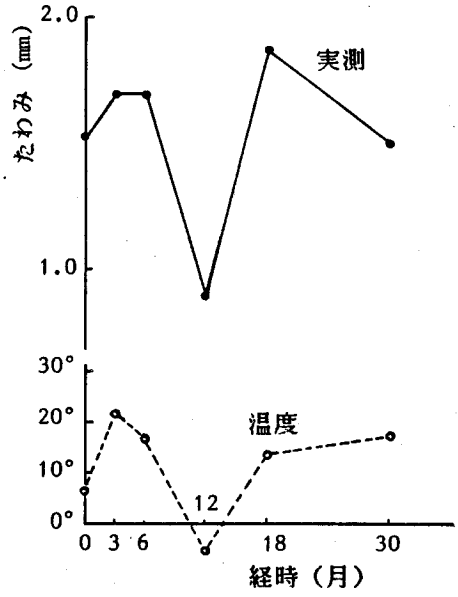
比	値
旧舗装／舗装なし	0.971
新舗装／舗装なし	0.983



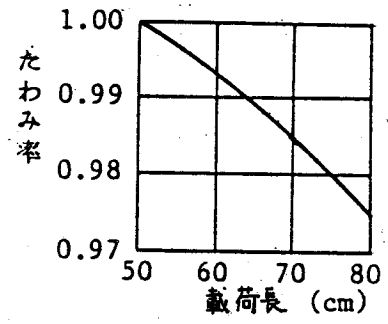
図－８９　　Ｋ橋のアスファルト舗装の弾性係数．



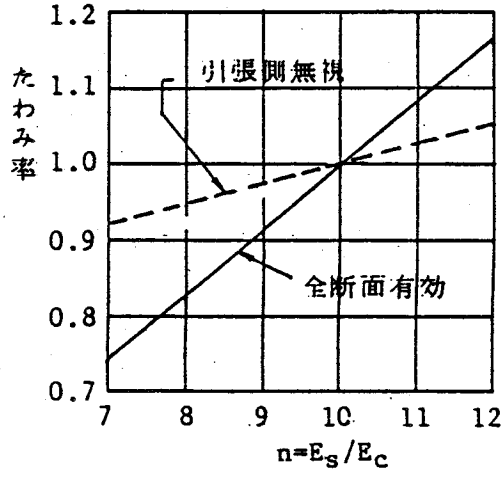
図－９０　　舗装の影響（Ｋ橋）．



図－９１　阪神高速道路公団における
たわみの追跡調査.



図－９２　載荷面積の影響.



図－９３　コンクリートの弾性係数の影響.

5－5 結 言

本章では，床版問題の重要課題の１つである既存橋梁床版の劣化度判定法について述べた。

これまでの各機関で作成された判定法は主にひびわれ密度による経験的なものであり，基準設定等に明確な根拠がなく，合理的な判定法の確立が望まれていた。

著者はこのような現状から，たわみによる判定法が合理的であると強調してきた。

そして床版の使用限界状態を，床版活荷重たわみが引張側コンクリート無視の直交異方性板理論値に達するときであると定義づけられることを示し，このたわみと全断面有効時の理論たわみを用いた式（５８）によって劣化度が評価できることを示した。

さらに，著者の動的走行試験結果から，ひびわれ密度によっても評価が可能であることを示唆した。使用限界状態時のひびわれ密度を実験から得られた9.35m/m^2 と仮定し，５例の実橋に当てはめ，たわみによる判定結果と良い相関関係にあることが認められた。ただし，実橋では，限界ひびわれ密度を 10.1 m/m^2 とすると，たわみによる劣化度とさらに良い対応を示すことを明らかにした。

そして，ひびわれ密度法の問題点を指摘し，正確な劣化度評価のためにはたわみによる方法との併用が望ましいことを強調した。このたわみによる方法においても多くの影響因子があり，これらの影響度について論じた。

なお，今後も実験資料ならびに実測資料を蓄積し上記判定法の実用化を目指したい。

第６章　結　論

本編で，ＲＣ床版，鋼格子床版の設計法を提案し，疲労安全性の評価を行った。また，ＲＣ床版の劣化度判定法について言及した。ここに，主な成果を結論としてまとめる。

（１）　ＲＣ床版の設計は基本的には従来の弾性時の断面力を用いて設計してよい。

（２）　ただし，引張側コンクリートを無視した断面で断面設計を行えばよいが，主鉄筋と配力鉄筋の鉄筋量および位置の違いを考慮した直交異方性板の発生曲げモーメントによって設計すべきである。

（３）　上記直交異方性を考慮した設計曲げモーメント式，および，設計法を提案した。
さらに，主桁の不等沈下を考慮した連続版および片持部床版に対する設計曲げモーメント式も提案した。

（４）　鋼格子床版も引張側コンクリートを無視した断面で計算した作用曲げモーメントで設計すべきである。本床版の直交異方性度を０．４程度におさえることを提案し，かつ，合理的な設計手順および設計曲げモーメント式を提案した。

（５）　第２編で得られたＳ－Ｎ曲線を用い，昭和３９年示方書，昭和４２年の配力鉄筋に関する勧告，および，昭和４８年示方書によって設計されたＲＣ床版の疲労寿命の推定を行い，昭和３９年示方書によって設計された床版はやはり非常に短い疲労寿命となり，報告された破壊寿命とほぼ一致することが確認できた。
現行示方書によって設計された床版は疲労に対してほぼ安全であることが明確になった。ただし，疲労寿命は交通荷重，交通量によって支配されるため，これらの設計上の値は実測などによって適確に求められるべきであろう。

（６）　鋼格子床版では疲労安全性について考察したが，この結果，Ｉ形鋼のパンチ孔配列は千鳥状にあけるＷ－タイプが望ましいことを明らかにした。Ｓ－タイプでは疲労設計を導入すべきであると考えられる。

（7）　第５章で，ＲＣ床版の重要課題の１つである既存床版の劣化度判定法について述べた。劣化度判定法としては活荷重たわみで行うことが合理的である。

（8）　さらに，第２編の実験から得たデータをもとに，劣化度判定法としてこれまで用いられてきたひびわれ密度による方法も適切な評価法であることを実橋調査データで確認した。

（9）　たわみ測定に関して，精度を向上させた測定方法を提案した。

（10）　実橋床版の使用限界を活荷重たわみが引張側コンクリート無視の直交異方性板理論に一致するとき，あるいは，ひびわれ密度が約10 m/m^2 となる時と定義した。

以上，結論を述べたが，ＲＣ床版では基礎となった動的走行荷重下における疲労データが少ないため，まだ，定量的には信頼性は少ないと言える。実車両の通行位置の違いの影響，水の影響など，解決すべき点が多く残されている。これらに関しては今後の研究としたい。

鋼格子床版はＲＣ床版の打ち換え床版として今後も使用頻度が増すであろう。本研究成果がその設計ならびに安全性評価の１資料になると考えられる。

参考文献

1） J.P.LEOYD・H.M.RAJALI・C.E.KESLER: Crack Control in One-way Slabs Reinforced with Deformed Welded Wire Fabric, ACI Journal, May 1969.

2） 倉田宗章・園田恵一郎・実松秀夫・竹村泰弘：既設道路ＲＣ床版の疲労破壊実験と疲労破壊機構に関する一考察，第２２回構造工学シンポジム，１９７６．１．pp.63-70

3） B.dev.BATCHELOR・B.E.HEWITT:Are Composite Bridge Slabs Too Conservatively Designed? -Fatigue Studies, ACI SP-41, 1974. pp.331-346

4） 加藤修吾・吉川　紀・山崎信之：鉄筋コンクリート床版の健全度判定法のための基礎資料収集について，土木学会関西支部・既設橋梁構造物およびその構成部材の健全度，耐久性の判定に関するシンポジウム論文集，昭和５８年２月．pp.83-90

5） IABSE: Maintenance,Repair and Rehabilitation of Bridges, IABSE Symposium Washington D.C., Introductory Report and Final Report 1982.

6） Transportation Research Board: Bridge Engineering Vol.1 and Vol.2, Transportation Research Record 664, 1978.

7） 津野和男：常設国際道路会議協会（PIARC)・道路橋技術委員会（第１回）報告，道路，１９８１．７．pp.82-84

8） 市川紀一・坂手道明：橋梁の維持管理に関する国際会議報告，高速道路と自動車，Ｖｏｌ．２４，Ｎｏ．１１，１９８１．１１．pp.50-51

9） 山根　孟・桜井紀朗：荒廃するアメリカの道路事情，橋梁と基礎　１９８３．８．pp.9-10

１０） 小林茂敏・山内幸裕：塩害の現状と対策，橋梁と基礎，１９８３．８．pp.73-81

１１） Organization for Economic Co-operation and Development: Road Research -Bridge Inspection, A Report Prepared by An OECD Research Group, July 1976.

１２） 建設省近畿地方建設局・近畿技術事務所：ＲＣ床版の損傷対策マニュアル，昭和５１年２月．

１３） 日本道路公団：維持修繕要領（橋梁床版編），昭和５３年７月．

１４） 首都高速道路協会：首都高速道路の点検・補修に関する調査研究，昭和４９年３月．

１５） 阪神高速道路公団・阪神高速道路協会：鉄筋コンクリート床版修繕設計要領，昭和５３年度．

１６）　高木秀貴：道路橋の鉄筋コンクリート床版に関する調査研究および補修補強について，北海道開発局土木試験所月報　Ｎｏ．２７５，昭和５１年４月．

１７）　園田恵一郎・堀川都志雄：道路橋床版の輪荷重直下の応力の算定について，土木学会論文報告集　第２７３号，昭和５３年５月．pp.15-22

１８）　DIN 1045 - Beton und Stahlbeton -Bemessung und Ausführung,1972. pp.65-70

１９）　The American Association of State Highway Officials: Standard Specification for Highway Bridges - Sec. 1.3.2, 1973. pp.32-37

２０）　太田　実：鉄筋コンクリート道路橋床版における配力鉄筋の検討，土木研究所資料　第３０７号，昭和４２年７月．

２１）　国弘哲男・井刈治久：床版支持桁の不等沈下によって生じる床版の曲げモーメント，土木技術資料　Ｖｏｌ．１３－１，昭和４６年１月．

２２）　佐藤　進・成岡昌夫：支持桁のたわみを考慮した鋼道路橋の鉄筋コンクリートの床版の曲げモーメントについて，土木学会論文報告集　第１７５号，昭和４５年３月．pp.1-14

２３）　例えば，A.J.M.SIEMES:Miner's Rule with Respect to Plain Concrete-Variable Amplitude Tests, ACI SP-75, 1982. pp.343-372

２４）　A.H-S.Ang: Structural Reliability and Probability-Based Design, Lecture Note at Osaka Univ., May 1976.

２５）　道路橋技術基準調査特別委員会：道路橋技術基準案，道路，１９７１年１１月．pp.44-51

２６）　首都高速道路協会：床版補強の設計・施工に関する調査研究（その１）報告書，昭和５５年３月．

２７）　建設省都市街路課長・道路局企画課長：道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工について，鋼道路橋設計便覧，昭和５３年４月．pp.403-426

２８）　藤田信一・角　昌隆：ＲＣ床版の移動載荷疲労試験におけるコンクリート強度の影響，第３６回土木学会年次学術講演会　Ｖ－２１２，昭和５６年１０月．pp.422-423

２９）　遠藤武平：藤田信一：格子状貫通ひびわれを有した床版の移動繰返し疲労試験，第３回コンクリート工学年次講演会論文集　Ｎｏ．９８，１９８１．pp.389-392

３０）　後藤裕司・中村修吾・高橋幸三：人為ひびわれを発生させた鋼橋床版の疲労耐力，第３８会土木学会年次学術講演会　Ｖ－１５８，昭和５８年１０月．pp.313-314

３１）　岡田　清・岡村宏一・園田恵一郎・島田　功：道路橋鉄筋コンクリート床版のひびわれ損傷と疲労性状，土木学会論文報告集　第３２１号，昭和５７年５月．pp.49-61

３２）　六車　熙・張　耀凱・志村政雄：水中でのコンクリート系部材の低サイクル疲労，

第４回コンクリート工学年次講演会論文集　Ｎｏ．１１９，１９８２．
pp.473-477

３３）　鈴木　宗・尾崎　忍・志村政雄：水中におけるコンクリートおよび鋼繊維コンクリートの圧縮疲労，第３８回土木学会年次学術講演会　Ｖ－１５４，昭和５８年１０月．pp.305-306

３４）　長沢保紀・青柳征夫：鉄筋コンクリートの水中直接せん断性状に関する研究，第３８回土木学会年次学術講演会　Ｖ－１５３，昭和５８年１０月．pp.303-304

３５）　井岡隆雄・大即信明：コンクリートの水中における疲労試験，第３７回土木学会年次学術講演会　Ｖ－１５２，昭和５７年１０月．pp.303-304

３６）　前岡隆顕・水元義久・児島孝之：鉄筋コンクリートはりの疲労性状におよぼす水の影響に関する一考察，第３７回土木学会年次学術講演会　Ｖ－１５３，昭和５７年１０月．pp.305-306

３７）　前岡隆顕・今井宏典・児島孝之：鉄筋コンクリートはりの疲労性状におよぼす水の影響に関する研究，第３８回土木学会年次学術講演会　Ｖ－１５５，昭和５８年１０月．pp.307-308

３８）　日本道路公団試験所コンクリート試験室：橋梁床版の健全度判定に関する調査報告書－実交通荷重による床版の応答調査結果－，試験所技術資料　第４０７号，昭和５６年３月．

３９）　前田幸雄・松井繁之：道路橋ＲＣ床版のたわみによる劣化度判定法に関する研究，土木学会関西支部・既設橋梁構造物およびその構成部材の健全度，耐久性の判定に関するシンポジウム論文集，昭和５８年２月．pp.107-116

４０）　大阪市土木局・関西道路研究会・合成構造小委員会：旧神崎橋の耐荷力に関する研究報告書，昭和５８年３月．pp.16-23

総　　括

本論文は，現在道路橋床版としての主要３構造のうち，鋼床版を除くコンクリート系床版，すなわち，鉄筋コンクリート床版とコンクリート充填鋼格子床版の挙動，耐荷力，疲労強度，実交通荷重下における安全性，および，ＲＣ床版の劣化度判定法について論じ，これらの設計，維持管理に関する基礎資料を提供することを目的としたものである。

第１編，第２編，第３編および第４編において得られた諸結果を総括すれば以下のようである。

第１編は本研究の序論である。第１章で道路橋ＲＣ床版のひびわれ損傷の実態およびその過程を述べ，この損傷は広義の疲労であると定義した。道路橋床版は直接輪荷重を担い，橋梁部材中最も過酷な荷重作用を受けており，活荷重作用に対する耐久性評価が必要であることを強調した。

ひびわれ損傷事故を契機に，昭和４２年以来，数次にわたり設計法の改善が計られてきたが，その改善の根拠が明確でなく経験的判断によるところが多い。そこで，第２章で，大正１５年の設計示方書から現行示方書までの設計基準を構造要因毎に板剛性・耐荷力との関係で比較検討し，設計法の変遷を調べた。その結果，昭和３９年示方書には種々の要因が重なり，やはり，最も耐荷力の低い床版を設計していたことを明確にした。また，現行示方書はほぼ適切に改善されていることが評価できた。

一方，鋼格子床版では開発後現在まで約３０年経過しているが，まだ，ＲＣ床版のような事故報告はない。しかし，本床版もＲＣ床版と同様に主要材料がコンクリートであり，かつ，鋼材がコンクリート中に埋め込まれていることから，コンクリートのひびわれがその構造挙動に大きく影響する。よって，ＲＣ床版と同様のひびわれの影響を正しく評価して設計されなければならない。この考えに基づいて現在の慣用設計法の問題点を指摘した。

第３章では床版に対して主荷重である自動車の輪荷重の実態について調査した。そしてＲＣ床版のひびわれ損傷と輪荷重の大きさ，交通量および輪荷重通行位置との間に関係の深いことを見い出した。

第２編，第３編で，両床版の設計法の確立，疲労安全性評価のための基礎資料を得るこ

とを目的とした実験研究成果を述べた。

第２編でＲＣ床版の静的強度・疲労強度について詳述した。道路橋ＲＣ床版には小さい面積で輪荷重が作用する。既往の実験的研究から，そのような場合の静的破壊形式は一般的に押し抜きせん断破壊である。通常，示方書の設計基準に従って設計されたＲＣ床版のこの耐荷力は設計荷重の５～６倍もあるので，設計時の照査は省略されている。しかし，この静的強度はＳ－Ｎ曲線の強度軸（Ｓ軸）の表現のため重要なものである。この静的強度について数種の算定式があるが，道路橋床版に応用した場合，精度が低い。このため，精度の高い算定式を提案した。

ＲＣ床版のひびわれ損傷を広義の疲労問題として本格的に研究が進められたのは昭和50年の土木学会関西支部調査研究委員会「鉄筋コンクリート床版の損傷と疲労設計へのアプローチ」（委員長　岡田清）の活動からであった。この研究委員会における最も重要な成果は，第３章で述べた著者提案の多点移動繰返し載荷法によって，床版上下面のひびわれが連結貫通し，ひびわれ面の磨耗によって最終破壊に至ると推定できた点であると思われる。しかし，この多点移動繰返し載荷法ではＳ－Ｎ曲線を得ることは困難であり，ＲＣ床版の疲労寿命推定法確立までにはいたらなかった。ひいては，今日まだ未解決の重要課題であるひびわれ床版の劣化度の判定，使用限界状態の判定もＳ－Ｎ曲線なしでは解決できなかった。

著者はこの研究課題に着眼し，第４章で述べたように輪荷重走行試験機を考案・製作し，実物大供試体の疲労実験を行い，合理的なＳ－Ｎ曲線を得るに至った。結果は予想通り，走行荷重下におけるＲＣ床版の疲労強度は従来の一定点載荷法による疲労強度の約半分に低下した。よって，これまで諸外国でも言われている“ＲＣ床版は疲労に対して安全過ぎる”という考えが誤りであることを明らかにできた。

この輪荷重走行試験機の実験から，ＲＣ床版特有の疲労破壊の原因はねじりモーメントおよび配力鉄筋断面に作用する垂直せん断力の２つの断面力が交番することにあることを見い出した。

昭和３０年代の後半からの橋梁の長大化，および，近年のＲＣ床版のひびわれ損傷問題を契機として，ＲＣ床版に代る新型式の床版の開発が望まれてきた。これまで種々のものが開発されたが，現在，公的に認められているのは鋼格子床版だけであると思われる。この床版の使用実績は着実に延び，今後もＲＣ床版の代用床版として増加することが予想で

きる。

しかしながら，これまで本床版に関する合理的設計法がなく，著者はこの設計法確立のため本床版についても研究を行ってきた。この鋼格子床版に関する一連の研究成果を第３編にまとめた。第２章で，その静的挙動，耐荷力をＲＣ床版との比較において述べた。さらに，移動繰返し荷重を受けて，コンクリートにひびわれが生じた後の本床版特有の直交異方性を明らかにした。この異方性度はＲＣ床版より大きいが，これは配力鉄筋の配筋法に制限があるためである。よって，本床版を設計する場合，この異方性を考慮すべきであると指摘した。

本床版では小型Ｉ形鋼がその間に挟んだコンクリートをインターロックし，ＲＣ床版のような部分的コンクリートの抜け落ちを防いでいる。しかし，主部材であるＩ形鋼に多くの特殊形状のパンチ孔を開けており，この部位から疲労破壊する可能性があり，ＲＣ床版と違った面での耐久性の評価が必要となり，第３章で疲労破壊特性，疲労強度を明らかにした。ただし，Ｉ形鋼の疲労は主にその断面に作用する面内力だけに起因するため，疲労試験方法は従来の定点載荷法を採用した。また，最終的に実橋における両床版の疲労安全性について比較検討すべきであるが，破壊特性が相違し，それぞれの破壊に対する安全の余裕値は異なってもよいと考え，敢えて比較は行わなかった。現在，鋼格子床版をＲＣ床版に代って採用する場合，その選定理由は緒論で述べたように構造挙動に立脚したものではない。しかし，選択の１根拠として本研究成果の占める役割は大きいと思われる。

Ｉ形鋼の亀裂発生時のＳ－Ｎ曲線，破壊に関するＳ－Ｎ曲線を求めた。これらのＳ－Ｎ曲線の応力軸はすべて亀裂発生点の応力の振幅で表示する必要上，コンクリートに埋め込まれたＩ形鋼の亀裂発生点の簡易応力算定式も誘導した。この算定式から理解できるように，Ｉ形鋼の疲労に関してせん断力の影響が大きいことを明らかにした。

第４編において，第２編，第３編の実験成果をもとに，ＲＣ床版と鋼格子床版の設計法を提案し，疲労安全性の評価を行った。

ＲＣ床版，鋼格子床版ともコンクリートのひびわれによる直交異方性化が進行するため，設計の基本概念から，使用限界時の異方性を考慮すべきである。第２章でＲＣ床版に関して，上記直交異方性を考慮した単純版，連続版および片持部床版の活荷重設計曲げモーメント式を誘導した。そして，合理的設計の手順を説明した。

第３章で鋼格子床版の設計法を提案した。本床版は基本的にはＲＣ床版と同様の直交異

方性を示すことから，単純版について３種の設計法を示した。設計はＲＣ床版とほぼ同様の手順で行ない得る。

第４章で両床版の疲労安全性をマイナー則を適用して，同じ手法で評価した。ただし，ＲＣ床版に関してはまだ十分な疲労データがないこと，および，実橋での疲労破壊寿命とのキャリブレーションの必要性から疲労寿命で評価した。鋼格子床版では設計応力との比，すなわち，安全率で評価した。

ＲＣ床版については３種の設計示方書に従って設計された床版の比較に重点をおいて疲労破壊寿命推定を行った。その結果，昭和３９年示方書によって設計された床版の寿命が最も短かく，報告されている破壊寿命をほぼ説明することができた。また，現行示方書によるものは疲労に関しても安全であることを明らかにした。

鋼格子床版では，２種のパンチ孔配列のものについて設計寿命を５０年とし，５％破壊確率に対する安全性を評価した。その結果，Ｓ－タイプでは安全率は１より低下し，疲労設計を導入すべきであることが判明した。千鳥状にパンチ孔をあけたＷ－タイプは現行の許容応力度設計法で設計すれば疲労安全性は確保される。

本編最後の第５章で，ＲＣ床版の重要課題の１つである既存床版の劣化度判定法について述べ，たわみによる判定法が合理的であることを示した。さらに，第２編の輪荷重走行試験結果から，ひびわれ密度も床版劣化の適切な指標であることを見い出し，実橋に適用できることを実測データによって検証した。そして，最終的に実橋床版の使用限界時のたわみおよびひびわれ密度の限界値を提案し，これによって劣化度を表現できるようにした。

以上のように，本論文の諸結果はこれまで未解決であったコンクリート系床版に関する諸課題に対して，有用な回答を与えるものと思われる。また，今後の設計および維持管理面に寄与するところ大といえよう。

著者は床版を橋梁における二次部材と考えたくはない。最も重要な一次部材である。よって，ＲＣ床版，鋼格子床版等の疲労設計法の確立が今後に残された研究課題であると考えている。一般に疲労設計を行うには自動車の輪荷重頻度分布，交通量の正確な情報が必要であり，この情報の収集に努めるとともに，走行試験による疲労データもさらに蓄積すべきであると考えている。

謝　　辞

本研究に対し終始御指導と御鞭達を賜わりました大阪大学工学部・前田幸雄教授に衷心より感謝の意を表します。

大阪大学工学部・小松定夫教授，毛利正光教授，ならびに，鈴木計夫教授には，本論文をまとめるに当たり，極めて有益な御討論ならびに貴重な御助言を賜わりました。ここに厚く感謝の意を表します。

本研究における数値計算，各種実験の遂行において有意義な御示唆・御助言をいただきました，林　正助教授（現，長岡技術科学大学），梶川講師に深く感謝の意を表します。さらに，中山次雄助手（現，日本建築総合試験所）と西山六朗技官には各種実験の遂行に多大の御協力を得ました。ここに深く感謝の意を表します。

また，床版問題に関して，委員会等において有益なる御教示を賜わりました，岡田　清教授（現，京都大学工学部），岡村宏一教授（現，大阪工業大学），園田恵一郎教授（現，大阪市立大学工学部）に深く感謝の意を表します。

最後に、本論文を構成する各研究においてともに励み，実験・計算およびデータ整理に多大の御協力を頂いた大阪大学橋梁研究室の大学院修了生および学部卒業生の諸氏に心から感謝の意を表します。

（付録）　　著者の発表論文

鉄筋コンクリート床版に関する論文

1）　前田幸雄・松井繁之：実物大鋼格子床版のＲＣ床版との比較における板特性と耐荷力に関する実験的研究，土木学会論文報告集　第１８１号，１９７０年９月．pp.1-14

2）　前田幸雄・松井繁之：道路橋ＲＣ床版の設計曲げモーメント式に関する一考察，土木学会論文報告集　第２５２号，１９７６年８月．pp.11-22

3）　Y.MAEDA・S.MATSUI・I.KOJIMA: Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Slabs by Finite Element Method, Technology Rept.of the Osaka Univ. Vol.26, No.1332, Oct. 1976. pp.595-604

4）　前田幸雄・松井繁之：鉄筋コンクリート床版のひびわれ弾塑性解析に関する研究，複合材料シンポジウム論文集，１９７６年３月．pp.125-130

5）　松井繁之：鉄筋コンクリート床版の設計法の現状と問題点，昭和５２年度土木学会関西支部・鉄筋コンクリート床版疲労設計委員会報告，昭和５２年７月．pp.27-42

6）　Y.MAEDA・S.MATSUI・I.SHIMADA・H.KATO :Deterioration and Repairing of Reinforced Concrete Slabs of Highway Bridges in Japan I -Actual Circumstances and Causes of Cracking- , Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.30, No.1546, March 1980. pp.270-290

7）　Y.MAEDA・S.MATSUI・I.SHIMADA・H.KATO :Deterioration and Repairing of Reinforced Concrete Slabs of Highway Bridges in Japan II -Causes of Cracking and Stress Analysis of Cracked Slabs-, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.30, No.1579, Oct.1980. pp.553-563

8）　Y.MAEDA・S.MATSUI・I.SHIMADA・H.KATO :Deterioration and Repairing of Reinforced Concrete Slabs of Highway Bridges in Japan III -Inspection and Repairing of Cracked Slabs -, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.31, No.1599, March 1981. pp.135-144

9）　Y.MAEDA・S.MATSUI・A.KURITA・M.KAMEI :Rating and Evaluation of First-Built

Composite Girder Bridge in Japan, IABSE Symposium Washington D.C., USA, Sept. 1982. pp.65 70

１０） 前田幸雄・松井繁之：道路橋ＲＣ床版のたわみによる劣化度判定法に関する研究 土木学会関西支部・既設橋梁構造物およびその構成部材の健全度，耐久性の判定に関するシンポジウム論文集，昭和５８年２月．pp.107-116

１１） 前田幸雄・松井繁之・亀井正博・礼場侍郎・遠藤　港：確率論的手法による旧神崎橋の健全度判定と２，３の提言，土木学会関西支部・既設橋梁構造物およびその構成部材の健全度，耐久性の判定に関するシンポジウム論文集，昭和５８年２月．pp.73-82

１２） 前田幸雄・松井繁之：鉄筋コンクリート床版の押し抜きせん断耐荷力の評価式，土木学会論文報告集　Ｖ－１，１９８４年．pp.133-141

１３） 前田幸雄・松井繁之：輪荷重動移動装置による道路橋床版の疲労に関する研究，第６回コンクリート工学年次講演会論文集，１９８４．pp.221-224

１４） Y.MAEDA・S.MATSUI: Fatigue Tests of Concrete Bridge Decks by Wheel Trucking Machine, Festschrift Roik, Technisch-wissenshaftliche Mitteilungen, Institut für Konstruktiven Ingenieurbau, Ruhr Universität Bochum, Mitteilung Nr.84-3, Sept. 1984. pp.454-468

コンクリート充填鋼格子床版に関する論文

１５） 前出　１）

１６） 前田幸雄・松井繁之・梶川靖治・川井　豊：繰り返し荷重をうける橋梁構造部材安全性の現象論的考察，第１９回橋梁・構造工学研究発表会，１９７２．１２．pp.79-88

１７） Y.MAEDA・S.MATSUI: Progress in Steel-Concrete Composite Structures in Relation to Highway Construction in Japan, VIIIth IRF World Meeting Docu. D-2-3, Oct. 1977. pp.136 139

１８） 前田幸雄・松井繁之：コンクリート充填鋼格子床版の挙動特性と設計上の一考察，第１回コンクリート工学年次講演会講演論文集，１９７９．pp.385-388

１９） Y.MAEDA・S.MATSUI・K.KUSHIDA: Fatigue Strength of Concrete-Filled Grillage

Decks,IABSE Colloquim Lausanne, March 1982. pp.609-616

２０） Y.MAEDA・S.MATSUI・Y.KAJIKAWA・Y.KAWAI: Structural Safety of Members in Highway Bridges Subjected to Repeated Loading, Proceedings of the Symposium on Loading and Safety of Structures -19th National Symposium on Bridge and Structural Engineering -,March 1974. pp.127 147

２１） 松井繁之：コンクリート充填鋼格子床版の疲労強度と疲労安全性評価，土木学会関西支部ワークショップ・共同研究グループ報告ー道路橋鋼およびコンクリート合成床版の設計法に関する研究，昭和５９年５月．pp.35-43

２２） Y.MAEDA・S.MATSUI・Y.KAWAI: Experimental Study on Steel Deck PLates Sandwiching Concrete,Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.21, No.993 1971. pp.299-322

２３） Y.MAEDA・S.MATSUI: Prefabricated Steel Deck Plates Sandwiching Concrete, IABSE Symposium PRAHA, 1971. pp.335-342

２４） Y.MAEDA・S.MATSUI: Jointing System for Prefabricated Steel Deck Plates Sandwiching Concrete,Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.23. No.1119 March 1973. pp.329-338

２５） Y.MAEDA・S.MATSUI・Y.MATSUDA: Fatigue Tests of Open-Web Expanded Beams, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.25, No.1246, 1975. pp.183-197

２６） Y.MAEDA・S.MATSUI: Stress and Deflection Analysis of Expanded Open-Web Steel Beams, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.27, No.1362,1977. pp.271-281

２７） Y.MAEDA・S.MATSUI・H.HIRAGI: Effects of Concrete-Placing Direction on Static and Fatigue Strengths of Stud Shear Connectors, Technology Rept. of the Osaka Univ. Vol.33, No.1733, Oct. 1983. pp.397-406

正 誤 表

頁	行位置	誤	正
v	下 3	等価繰返数による方法	等価繰返し回数による方法
1	上 13	くたった	くなった
10	上 5	fur ……Universitat	für ……Universität
13	上 4	平行	直角
	上 6	少い	少ない
17	上 2	ようある。	ようである。
19	表－5	21%	2.1%
27	下 4	一定点載荷のよる	一定点載荷による
30	上 1		削除
33	上 11	454 kg/cm²	454 kg/m²
34	表－6 タイトル中	(kg/cm²)	(kg/m²)
36	下 2	明かになった	明らかになった
43	図－18	単鉄筋断面	単鉄筋断面（$\alpha=0.8$）
49	上 2	I形鋼鋼格子床版	I形鋼格子床版
	上 13	応す直交異方性板	応する直交異方性板
53	上 6	軸重P1	軸重P2
81	式(1)	$\frac{p\sigma_{sy}}{\sqrt{\sigma_{sy}}}$	$\frac{p\sigma_{sy}}{\sqrt{\sigma_{ck}}}$
	式(1)の下	$p\sigma_{sy}/\sqrt{\sigma_{sy}} > 3.33$	$p\sigma_{sy}/\sqrt{\sigma_{ck}} > 3.33$
		$p\sigma_{sy}/\sqrt{\sigma_{sy}} = 3.33$	$p\sigma_{sy}/\sqrt{\sigma_{ck}} = 3.33$
86	表－1 備考	**式(6) による	**式(7) による
89	表－2 備考	*式(6) による	*式(7) による
		**式(2) による	**式(7) による
94	下 3	表－1中の	表－2中の
99	下 3	このことから，，	このことから，
102	下 1	d=8,5 cm	d=8.5 cm
108	図－21	ひびわれの一例/61/	ひびわれの一例/5/
	図－22	変化状況/58/	変化状況/6/
136	下 2	DR-4,5,7,8,9	DR-4,5,7,8
140	式(12)	$My=(Dy\frac{{}^2w}{x^2}+D1\frac{{}^2w}{y^2})$	$My=(Dy\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+D1\frac{\partial^2 w}{\partial x^2})$
178	上 5	この格子床版	この鋼格子床版
180	上 3	1）と同様 ·····	削除

頁	行位置	誤	正
240	上 4	疲労破壊である。	疲労破壊である
244	図－1 縦軸	10, 20, 30,····60	1, 2, 3, ····6
249	図-6 (b)	（縦軸）60000	6000
262	下 2	= My ·(1+i)	= Myo·(1+i)
270	式(9)	+ (0.02b - 0.075···	+ (0.02b² - 0.075····
274	下 6	配力鉄筋量断面	配力鉄筋断面
286	下 7	作用す曲げモーメント	作用する曲げモーメント
293	式(31)	L(n)= 〔····〕	L(n)= 〔····〕 (31)
	〃	$+\Omega_n^{1.08})\}^{\Omega_n^{1.08}}$	$+\Omega_n^{1.08})\}^{\Omega_n^{-1.08}}$
293	下 10	δn=·····	δn=····· (33)
	下 2	E(D)=·····	E(D)=····· (34)
295	上 8	求められる。すなわち	削除
	式(39) 分母	$(1+\Omega_n^{1.08})$	$\Gamma(1+\Omega_n^{1.08})$
	上 11	一般的でなく，やり，··	一般的でなく，やはり，····
296	上 13	示方書にる	示方書による
297	上 7	床版厚最小厚	床版最小厚
300	上 7	30,000台／日レーン	30,000台／日／レーン
	上 9	図－２２，２３	図－２４
	上 16	丸印は	丸印，三角印は
301	下 2	m＝１１，２１	m＝１１．２１
303	上 8	間にああり	間にあり
308	図－41	α=Mxymax Mxyo	α=Mxymax/Mxyo
	図－42	α=Qxmax Qxo	α=Qxmax/Qxo
311	式(52)	$Neq=C_1(1+i)(\cdot\cdot)^m$	$Neq=C_1(1+i)^m(\cdot\cdot)^m\cdot\cdot$
323	上 9	鉄筋量の80%	引張鉄筋量の80%
	上 10	支点上の鉄筋は	支点上の鉄筋量の50%は
324	下 2	研究をから・・・	研究から・・・
331	上 1	ＲＣ床版の床版の	ＲＣ床版の
337	上 11	この実験値	このたわみ実験値
	下 2	Cd=4.0 m/m² 。	Cd=4.0 m/m² ，
348	下 13	断面係数	弾性係数