

衝撃輪重に対するラダーマクラギの動的負荷特性と耐荷性能評価

A Study on Dynamic Load and Resistance of Ladder Sleeper Subjected to Impulsive Wheel-Loading

奥田 広之*、森山 智明**、涌井 一***

Hiroyuki OKUDA, Tomoaki MORIYAMA and Hajime WAKUI

*主任技師 (財) 鉄道総合技術研究所 技術開発事業本部 (〒185 東京都国分寺市光町2丁目)

**工修 技師 (財) 鉄道総合技術研究所 技術開発事業本部 (〒185 東京都国分寺市光町2丁目)

***工博 主幹技師 (財) 鉄道総合技術研究所 技術開発事業本部 (〒185 東京都国分寺市光町2丁目)

Based on the knowledge concerning the impact load caused by severe wheel-flats, the authors conducted several impact loading simulation tests for the Ladder Tracks using a drop-weight facility at a railway line in Railway Technical Research Institute. As a result, the knowledge concerning dynamic load of Ladder Sleeper subjected to impulsive wheel-loading were evaluated.

From a viewpoint of limit state design method for Ladder Sleeper, analyses were carried out on life evaluation in fatigue limit state and safety factor assessments in ultimate limit state under impact loading. It is important to assume an appropriate load distribution curve to evaluate its fatigue life accurately. It is also necessary to take into consideration the loading rate effects on material properties to assess impact bending capacity. Through these studies, a new design method is proposed in order to improve Ladder Sleepers.

Key Words: Ladder Sleeper, impact, limit state design method, track

1. はじめに

横マクラギ方式軌道における車輪フラットの衝撃作用に関する基礎研究の結果、衝撃的パルスによる動的負荷がコンクリートマクラギの耐荷性能に重要な意味を持つことが明らかになった^{1)~3)}。ここでは、鉄道総研構内のループ線に敷設したバラスト道床型ラダー軌道等に対して、車輪フラットによる衝撃作用を模擬した重錘落下試験を行い、ラダーマクラギの動的負荷特性(縦梁および継材)について検討した。さらに、衝撃輪重に対するラダーマクラギの耐荷性能について限界状態設計法の観点から評価を行った。

2. ラダーマクラギの構造

ラダーマクラギの基本構造および断面構造を図-1、図-2に示す。ラダーマクラギは、コンクリート製縦梁によってレールを連続的に支持・拘束する構造であり、さらに左右の縦梁間には、鋼管製継材を剛結することによって「はしご」状の形態に一体化した構造となっている。その結果、従来の横マクラギのようにレールを固定する単なる支持台ではなく、「鋼製レール+コンクリート製レール」からなる剛な「複合レール」を構成し、かつコンクリート製レールは、鋼管製継材と組み合わせて格子構造を構成することによって、左右の安定性が横マ

クラギ軌道に比べて極めて高いものとなっている。

ラダーマクラギの具体的な構造と特徴は、以下のとおりである。

① スリパー機能を担う縦梁には、横マクラギの研究で得られたプレテンション式の優れたひび割れ制御性能に注目し、それを更に積極的に活かした補強方式として、新開発の異形P C鋼より線を用いたプレテンション式P R C構造を採用した。

② P R C構造の縦梁を限界状態設計法を適用して設計することにより、最小断面(締結装置の設置・埋込から定まる最小の梁幅・梁高)を用いても、不利な支持状態を想定せねばならないバラスト道床上の条件のもとで、必要十分な耐荷性能を確保することができた。

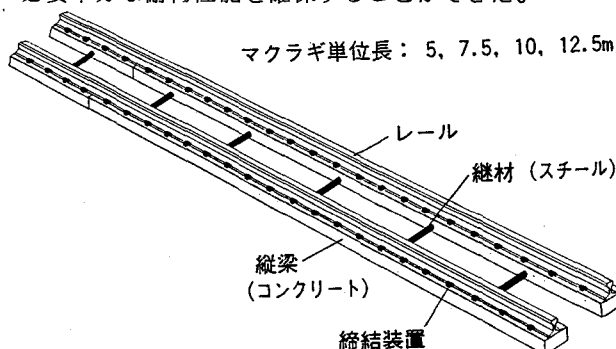


図-1 ラダーマクラギの基本構造

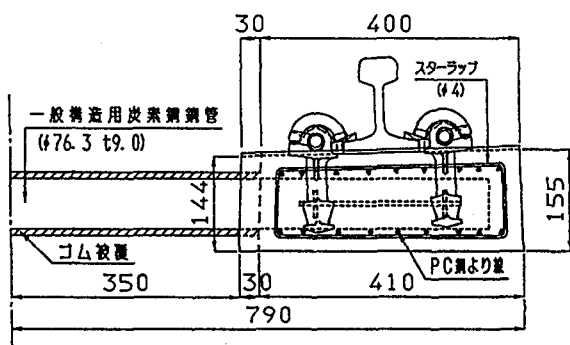


図-2 ラダーマクラギの断面構造

③ 棒部材から構成される力学的に明快な「はしご」状のマクラギとし、かつ重量の殆どを占める縦梁を最小断面のものとする事により、単位線路長当たり重量を狭軌線用横マクラギと同等（約300kg/単線m）とすることができた。

④ タイ機能を担う継材には、軌間保持に必要な剛性を有する小径厚肉鋼管（φ76.3, t9mm）を2.5m間隔（横マクラギ設置間隔の約4倍）で配置した。これを縦梁の主補強鋼材である異形PC鋼より線の間に挿入し、コンクリート打設により縦梁と強固に一体化して、「はしご」状の混合剛結構造とすることにより、タイ機能を十分に確保することができた。

⑤ スリパー機能とタイ機能とを明確に分けた構造であるため、狭軌・標準軌への対応は、基本的には継材の長さを変更するだけで済む。

⑥ ラダーマクラギの長さは5mを最短として2.5mピッチで選択できる。最長は無理なく運べる長さとして12.5mとした。5mタイプと、調節代の大きい締結装置とを組み合わせれば、スラブ軌道と同様に急曲線を構成できる。

3. ラダー軌道の種類

ラダーマクラギは、図-3に示すように、鉄道総研構内のループ線に敷設した種類として、バラスト道床型、バラスト道床弾性型、てん充バラスト道床型およびCAモルタル道床型がある。それ以外に、フローティング型があり、全ての支持方式が可能な汎用性を有している。

① バラスト道床型： ラダーマクラギは、最も厳しい道床支持条件であるバラスト道床上に敷設して、「従来の横マクラギとの交換により最小限の保守量のバラスト道床軌道に更新する」ことを最大のニーズとして開発したものである。レールの連続支持が可能であり、転動音の抑制にも大きな効果が期待できる。

② バラスト道床弾性型： 縦梁下面にマクラギパッドを貼付したタイプである。マクラギを中間質量として振動させることにより、道床振動加速度の抑制を図ったものであり、バラスト道床型よりもさらに省力化効果を向上できるものと期待される。

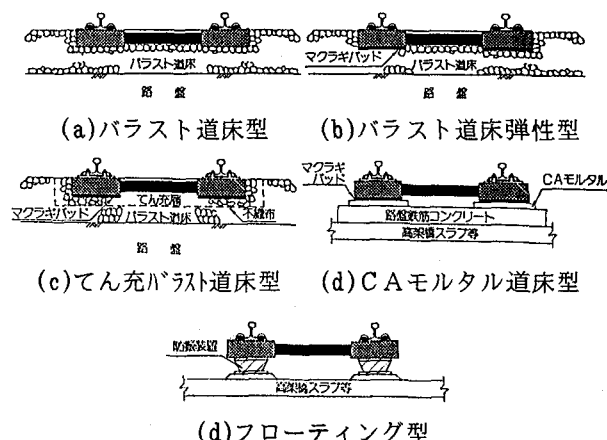


図-3 ラダー軌道の種類

③ てん充バラスト道床型： バラスト道床弾性型をベースとし、バラスト部にCAモルタル等を注入して、バラストを強化するとともに、路盤への雨水の浸透を防いだタイプである。作業騒音との関係やその他の事情で道床バラストによる軌道保守を選択しない場合には、有望な軌道構造となりえる。

④ CAモルタル道床型： CAモルタル道床型は、スラブ軌道の代替として、新設線で用いられるタイプである。従来のスラブ軌道よりも、経済性および対環境性（騒音・振動）において有利となる。

⑤ フローティング型： フローティング型は特殊防振支持装置により、縦梁を間欠的に支持するタイプである。

4. 重錘落下試験および有限要素解析

4.1 重錘落下式衝撃試験装置の構造および機能

開発した重錘落下式衝撃試験装置（図-4）の構造は、4本の柱、重錘のガイドおよび重錘の巻上げ装置からなり、人力により持運び・組立て・解体が可能な構造となっている。

重錘の質量は62kg、落下高さは最高2mであり、軌道（レール頭頂面）に対して、最大200kN程度の三角パルス状の模擬衝撃輪重を作用させることができる。

4.2 重錘落下試験

(1) 試験軌道の構造

鉄道総研構内のループ線に敷設した、バラスト道床型（12.5m）、バラスト道床弾性型（10m）、てん充バラスト道床型（7.5m）およびCAモルタル道床型（5m）に対して試験を行った。

レールは、50Nレールを用いた。締結装置および軌道パッドは、バラスト道床型およびバラスト道床弾性型にはバンドロール締結装置および厚さ10mmの連続軌道パッドを、てん充バラスト道床型およびCAモルタル道床型にはタイプレート方式締結装置および厚さ10mmの軌道パ

ッドを用いた。また、バラスト道床弾性型、てん充バラスト道床型およびCAモルタル道床型には縦梁下面に厚さ25mmのバラストマット製マクラギパッドを貼付した。

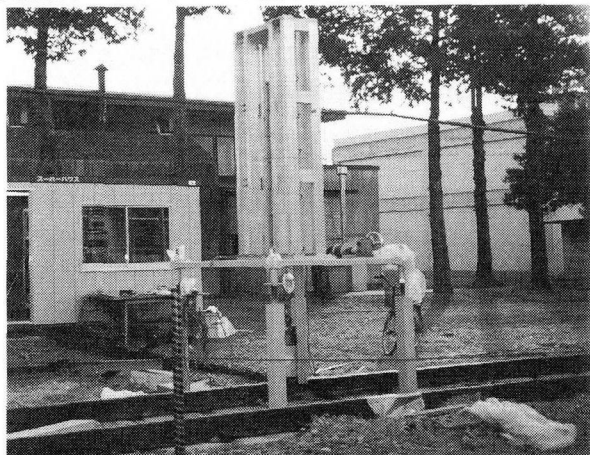


図-4 重錘落下式衝撃試験装置

(2) 試験方法

レール頭頂面に置いたゴムパッドの厚さ(0~80mm)と重錘の質量(62kg)を組み合わせることにより、衝撃輪重の作用時間を、車輪フラットの衝撃作用を模擬するために必要とされる1~20msec (msec:1/1000秒)の任意の値に設定することができた。

衝撃輪重の大きさは、重錘の質量×最大加速度として評価した。

なお、衝撃輪重の大きさは縦梁にひび割れが生じない範囲に留めた。

(3) 測定内容

標準的な測定点の配置を図-5に示す。なお、ここでは本論文に関係のある縦梁および継材の測定点のみ示す。

他の測定項目としては、輪重(せん断法・圧縮法)、レール圧力、加速度(レール・縦梁)がある。

衝撃試験の計測においては、衝撃現象に十分に追従可能な周波数帯域を持った計測装置の選定が重要であり、本試験でも応答周波数10kHz以上の機器を使用した。

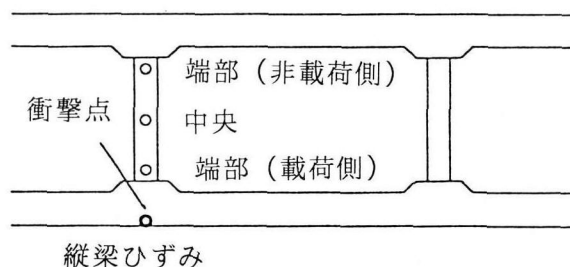


図-5 測定点の配置(標準)

4.3 有限要素解析

(1) 解析モデル

ラダー軌道の有限要素解析モデルを図-6に示す。

解析モデルにおいて、ラダーマクラギは長さ12.5m、縦梁の梁幅40.5cm、梁高は15cmを用い、軌道支持状態は連続一様支持と仮定した。衝撃点はラダーマクラギ中央部の継材位置とした。

ラダーマクラギの縦梁、継材およびレールには梁要素、軌道パッド・締結装置にはバネ要素、マクラギ下面支持には線形バネと線形ダッシュポットとの並列結合要素を用いた。

縦梁、レールの要素分割数およびマクラギ下面支持のバネ係数、ダッシュポットの要素数は、3.125cm(締結装置間隔62.5cmの20分の1)間隔で片側400とした。

軌道パッド・締結装置のバネ要素数は62.5cm間隔で片側20とした。

解析手法は直接過渡応答解析で、時間の微分方程式としての運動方程式を、直接数値積分する方法である。

(2) 解析に用いた荷重

山手線で行われた車輪フラット試験で、車輪フラットにより生じる軸箱加速度の測定により、車輪フラットの衝撃作用は、著大な三角状パルスで代表されることが明らかとなった¹⁾。そこで、解析では、図-7に例示するように純粋な二等辺三角形パルスを荷重として入力した。

なお、解析における時間ステップは $10\mu\text{sec}$ ²⁾とした。

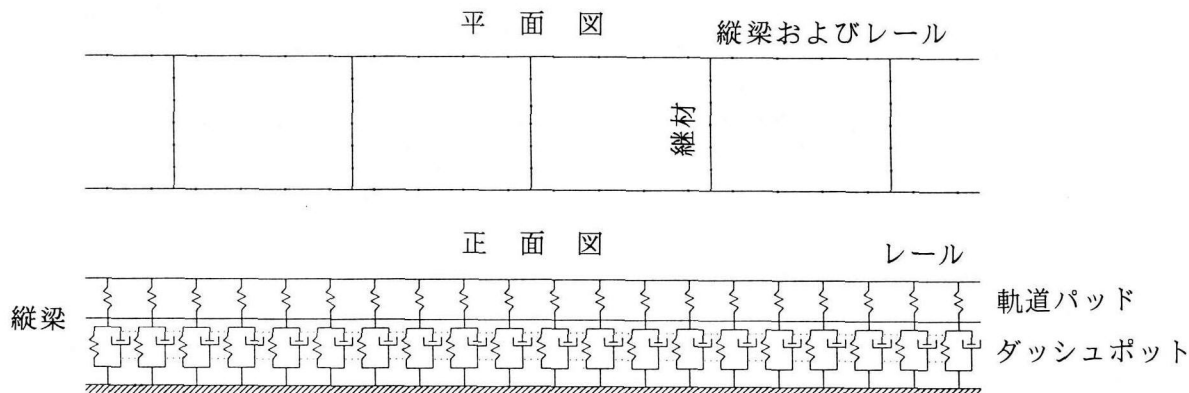


図-6 有限要素解析モデル

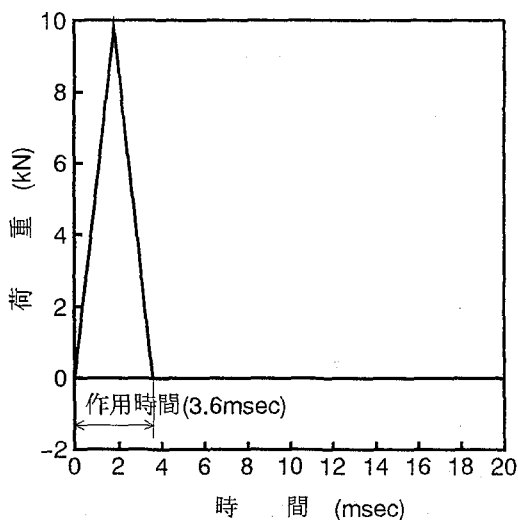


図-7 解析に用いた荷重 (例)

(3) 解析に用いた各定数

解析に用いた定数を表-1および表-2に示す。

表-1 解析定数

	縦 梁	レール (50N)	継 材 (コンクリート充填)
ヤング係数 (MPa)	4.5×10^4	2.1×10^5	4.5×10^4
断面積 (cm^2)	607.5	64.43	96.2
質量密度 ($\text{MPa} \cdot \text{sec}^2$)	2.55×10^5	8×10^5	2.19×10^5
ポアソン比	0.167	0.3	0.167
ねじり定数 (cm^4)	34850	199.33	1032
Y軸断面2次 モーメント(cm^4)	11415	1960	568
Z軸断面2次 モーメント(cm^4)	83018	322	568

表-2 解析に用いたバネ係数および減衰係数²⁾

バネ係数および減衰係数	解析用値
軌道パッド・締結装置の バネ係数	500MN/m
マクラギ下面支持減衰係数 (1締結装置当たり)	50kNs/m

5. 衝撃輪重に対する縦梁曲げモーメントの動的負荷特性

5.1 縦梁下面支持バネ係数の影響

各ラダー軌道に衝撃輪重が作用した場合の、単位衝撃輪重当たり縦梁正曲げモーメントと作用時間との関係について、実験と解析の結果を比較して図-8に示す。同図には、3号PCマクラギ軌道のレール下断面正曲げモーメントに関する同様の関係を比較して示した。

なお、実験における縦梁曲げモーメントは、測定した曲げひずみにコンクリートのヤング係数と縦梁の断面係数を掛けて換算した。

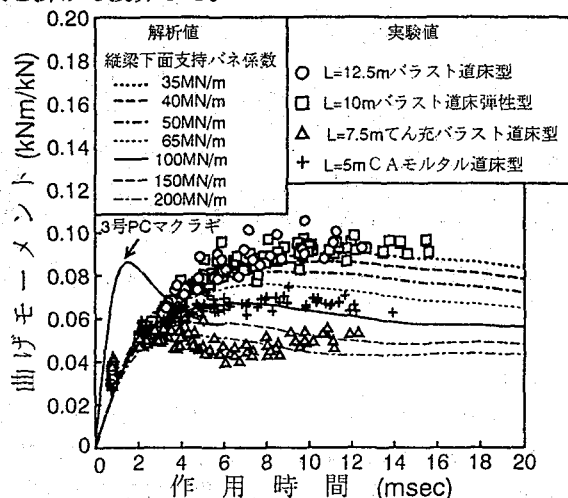


図-8 縦梁曲げモーメントの動的負荷特性

実験結果の整理では、重錘の加速度を三角パルスで近似した場合の底辺長を作用時間とした。なお、一例として、図-9に長さ12.5mのラダーマクラギ(バラスト道床型軌道)における、ゴムパッドの厚さ12mm、落下高さ40cmでの重錘加速度の実波形を示す。この場合、作用時間は3.6msecとした。また、この作用時間に相当する解析は、図-7に示す純粋な二等辺三角形パルスを入力荷重として行った。

ここで、連続一様支持と仮定した動的載荷時の縦梁下面支持バネ係数については、確かな情報がないのが実状である。関連するものとしては、輪軸落下試験により、「動的に把握された軌道支持バネ係数から軌道パッドのバネ係数の寄与を取り除いてマクラギ下面支持バネ係数を評価すると、静的バネ係数の3倍程度になる」^{4)、5)}という知見が得られている。

そこで、解析に用いた動的載荷時の縦梁下面支持バネ係数は、静的バネ係数の約3倍に増大するものと仮定し、バラスト道床型、バラスト道床弾性型、CAモルタル道床型、てん充道床型の各条件を包含するものとして、1レール締結装置当たりとして35MN/m~200MN/mをパラメーター値に設定した。

図-8より、以下のことが明らかにされた。

① 縦梁曲げモーメントは、ある作用時間をピークとするなだらかな動的負荷特性を示していることが、実験結果から分かる。また、縦梁曲げモーメントは、バラスト道床弾性型、バラスト道床型、CAモルタル道床型およびてん充バラスト道床型の順に大きくなり、動的負

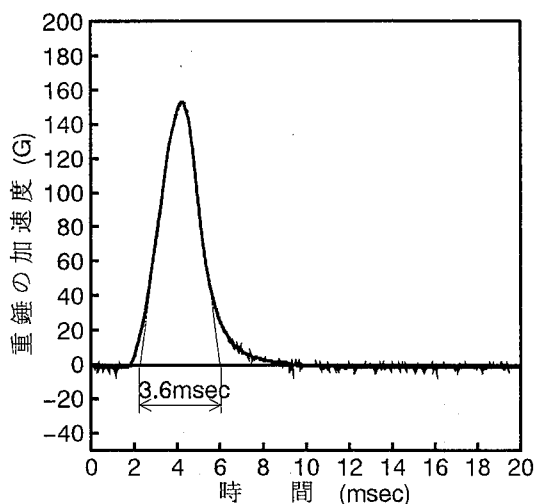


図-9 重錘の加速度波形 (例)

荷特性ピーク値はそれぞれ0.09kNm/kN前後、0.07kNm/kN前後、0.055～0.06kNm/kN、その時の作用時間はそれぞれ10～12msec、約8msec、約3msecであった。

解析結果によると、縦梁下面支持バネ係数が35MN/mから200MN/mに増加するにしたがい、動的荷特性ピーク値は0.09kNm/kNから0.055kNm/kNに減少し、その時の作用時間も10msecから3msecに変化した。通常、バラスト道床弾性型、バラスト道床型、CAモルタル道床型、てん充バラスト道床型の順に縦梁下面支持バネ係数が大きくなると考えられることから、実験結果も解析結果と同様な傾向にあるといえる。

以上により、衝撃輪重に対する縦梁曲げモーメントの動的荷特性については、縦梁下面支持バネ係数の影響が支配的要因の一つであることが分かる。

② バラスト道床型およびバラスト道床弾性型の動的荷特性のピーク値は、3号PCマクラギのそれと同等であった。なお、3号PCマクラギには作用時間1.5 msecを中心とする共振増幅現象²⁾があり、高速域の車輪フラットによって大きな負荷を受ける恐れがあるのに対して、この領域におけるラダーマクラギの負荷は相対的に小さくなる可能性が期待される。

③ 実験および解析の結果を総合すると、動的載荷時の縦梁下面支持バネ係数は、バラスト道床型およびバラスト道床弾性型では35MN/m～65MN/m程度、CAモルタル道床型では100MN/m程度、てん充バラスト道床型では150MN/m～200MN/m程度と考えられる。

5.2 縦梁長さの影響

縦梁端部の結合の有無を用いて、縦梁長さが動的荷特性に及ぼす影響について、実験および解析により検討した。

バラスト道床弾性型軌道 (ラダーマクラギ長: 10m) の中央部に衝撃輪重が作用した場合の、単位衝撃輪重当たり縦梁曲げモーメント (衝撃点直下の正の曲げモーメント) と作用時間との関係について、実験と解析の結果

を比較して図-10に示す。なお、実験は、縦梁と同程度の剛性をもつ接合板により連続化し、バラスト道床型 (ラダーマクラギ長: 12.5m) と合わせて、全長22.5mとして行った。道床支持状態は連続一様支持と仮定し、縦梁下面支持バネ係数 (1締結装置当たり) は65MN/mとした。

図-10より、実験および解析の両者から、縦梁長さによる影響はないことが分かる。

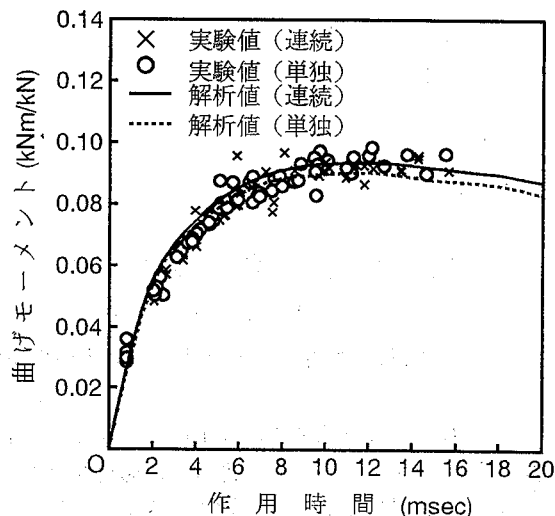


図-10 縦梁長さが動的荷特性に及ぼす影響

5.3 不支持区間の影響

不支持区間の影響を調べるために、バラスト道床型軌道に不支持区間を設定して、衝撃輪重が作用した場合の解析を行った。

単位衝撃輪重当たり縦梁曲げモーメント (衝撃点直下の正の曲げモーメント) と作用時間との関係を図-11に示す。なお、実験値は、図-8のバラスト道床型のものである。

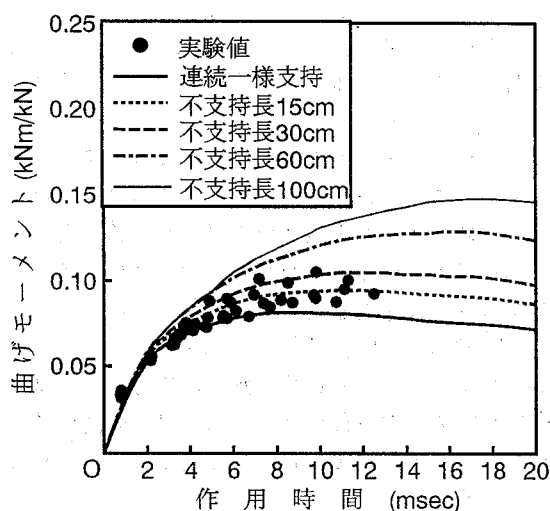


図-11 不支持長が動的荷特性に及ぼす影響

また、ピーク値と不支持長との関係を図-12に示す。解析に用いた道床条件は、連続一様支持状態および1ヶ

所の不支持区間（長さ：15cm、30cm、60cm、100cm）である。衝撃点は不支持区間の中央真上とした。なお、縦梁下面支持バネ係数は50MN/mとした。

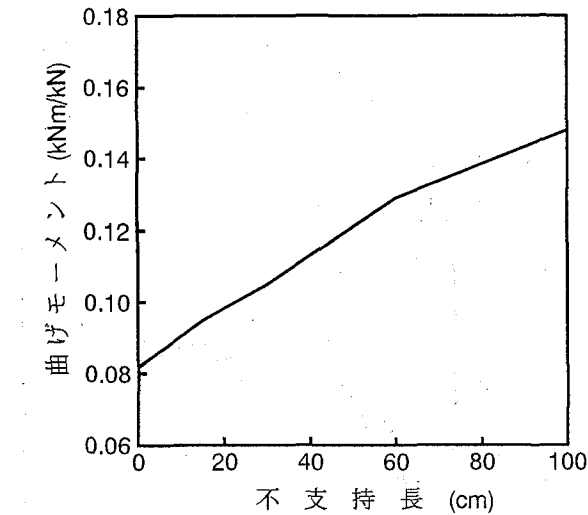


図-12 動的負荷特性ピーク値と不支持長の関係

図-11および図-12より、以下のことが分かる。
縦梁曲げモーメントは、不支持長の影響を大きく受ける。不支持長100cmになると連続一様支持の約2倍の動的負荷特性ピーク値になる。実験結果との比較によると、試験敷設したバラスト道床型軌道の不支持区間は、あるとしても15cm～30cm程度の「支持ムラ」に過ぎないと考えられる。

6. 衝撃輪重に対する縦梁の耐荷性能

6.1 ひび割れ発生状態に対する性能

ラダーマクラギの設計曲げひび割れ発生モーメント25.5kNmは、図-11より連続一様支持の動的負荷特性ピーク値を0.08kNm/kNとすると曲げひび割れ発生輪重を319kNに設定したことになる。また同様に、不支持長を30cmとした場合には、動的負荷特性ピーク値を0.1kNm/kNとすると曲げひび割れ発生輪重を255kNに設定したことになる。

以上のように、ひび割れ発生限界を厳しい荷重条件に設定していること、またP R C構造の採用によりひび割れ幅制御性能の極めて優れていることが試験により実証されていること⁶⁾から、ひび割れ状態に基づく耐久性に対して十分な性能を有していると判断される。

6.2 補強鋼材の疲労破断に対する性能

ラダーマクラギのP C鋼線の破断に着目して縦梁の疲労寿命について検討を行った。なお、以下の図には、比較のためにプレテンション式3 P R型マクラギの結果を併記している。

(1) 疲労寿命の予測方法

(a) 衝撃輪重に対するP C鋼材増加応力度の算定方法
P C鋼材増加応力度と縦梁曲げモーメントとの関係については、次の仮定に基づくP R Cの断面算定方法によ

り検討した。
① 断面のひずみは線形分布する（平面保持の仮定）。
② P C鋼材とコンクリートとは完全に付着している。
③ コンクリートの引張強度は零とする。
以上のP R Cの断面算定方法により求めた、P C鋼材増加応力度と縦梁曲げモーメントとの関係を図-13(a)に示す。

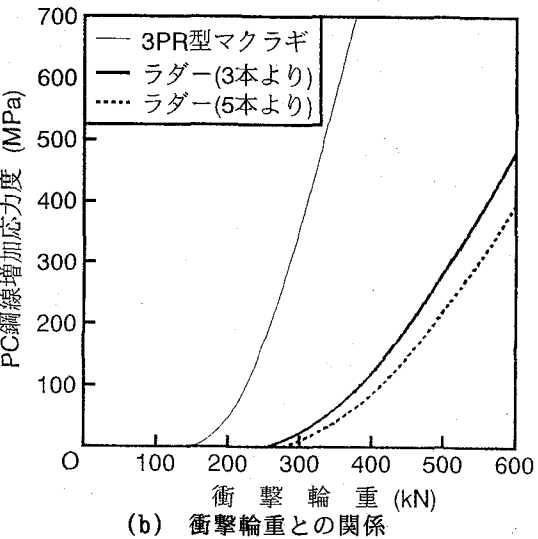
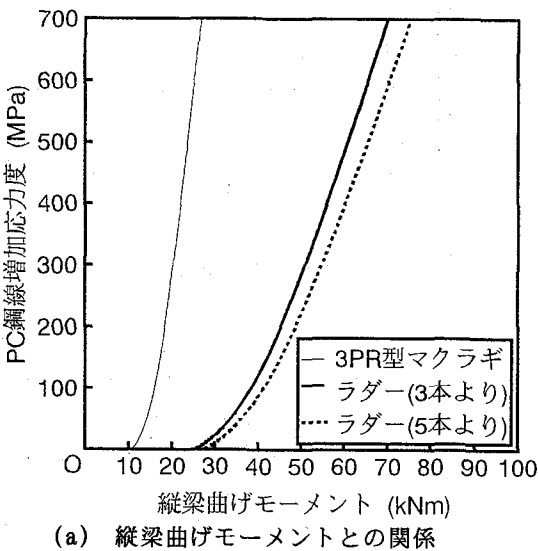


図-13 P C鋼線の増加応力度

また、縦梁曲げモーメントと衝撃輪重との関係には、次式を適用した。

$$M/P_{st}=0.1 \cdot (1+i_d)$$

ここで、M：縦梁曲げモーメント（kNm）

P_{st} ：静的輪重（kN）

$(1+i_d)$ ：設計動的輪重係数

なお、0.1は、図-11の縦梁曲げモーメントの動的負荷特性から、実験のピーク値である0.1kNm/kNを意味している。

P C鋼線増加応力度と衝撃輪重との関係を図-13(b)

に示す。

(b) PC鋼材の疲労強度

ラダーマクラギに使用した新開発の異形PC鋼より線の疲労強度はプレテンション式PCマクラギに使用されている「異形φ2.9mm×3本よりPC鋼線」のそれと同等と仮定した。

岩崎・浅沼⁷⁾による異形φ2.9mm×3本よりPC鋼線の疲労強度試験の結果を図-14に示す。ここでは、疲労試験の下限応力としては、PCマクラギの設計有効緊張応力度がとられている。そこで、図-14に示すように、両対数座標において3点のデータを近似する直線により、S-N線を仮定した。

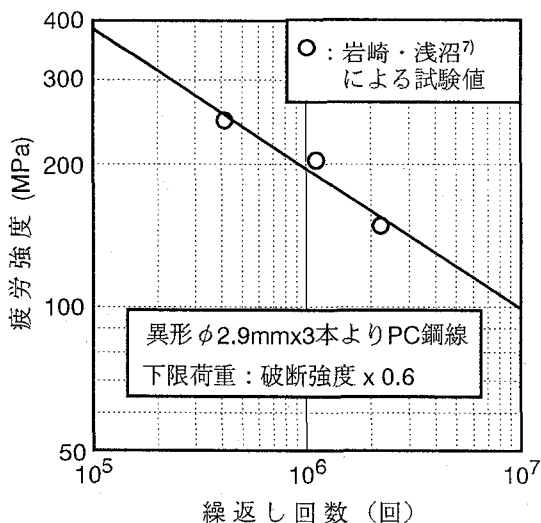


図-14 PC鋼材の疲労強度

(2) 疲労寿命の予測結果

ラダーマクラギのPC鋼線の破断に対する疲労寿命の予測結果を図-15に示す。

図-15に示すように、縦梁曲げモーメント35kNmおよび衝撃輪重350kNの荷重条件に対して1億回前後の疲労寿命を有しており、PC鋼線が疲労破断する心配は全くと判断される。

6.3 極限荷重による断面破壊に対する性能

ラダーマクラギの縦梁の衝撃曲げ耐力について、材料強度のひずみ速度効果を考慮して評価を行った。

(1) 衝撃曲げ耐力の評価方法

(a) コンクリートの動的応力～ひずみ関係

コンクリートの動的応力～ひずみ関係については、高橋⁸⁾による最近の研究成果を適用して、以下のように設定した。

① コンクリートの動的応力 σ ～ひずみ ε 関係には次のパラボラ式を用いた。

$$\sigma = {}_a f'_c [2(\varepsilon / {}_a \varepsilon_{co}) - (\varepsilon / {}_a \varepsilon_{co})^2]$$

ここに、

${}_a f'_c$: コンクリートの動的圧縮強度

${}_a \varepsilon_{co}$: コンクリートの動的終局ひずみ

② コンクリートの動的圧縮強度 ${}_a f'_c$ は、次式によ

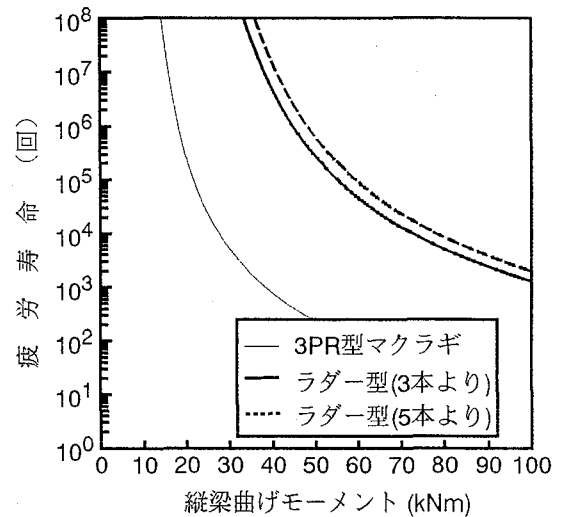
り定めた。

$${}_a f'_c / {}_s f'_c = 1.49 + 0.268(\log \varepsilon) + 0.035(\log \varepsilon)^2$$

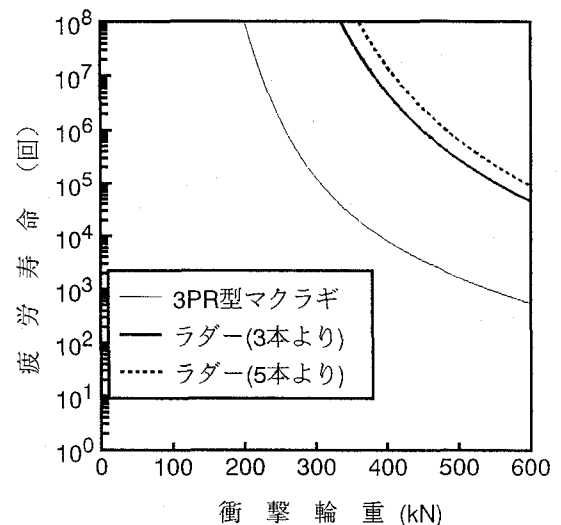
ここに、

${}_s f'_c$: コンクリートの静的圧縮強度

ε : ひずみ速度



(a) 縦梁曲げモーメントとの関係



(b) 衝撃輪重との関係

図-15 PC鋼線の破断に対する疲労寿命

③ コンクリートの動的終局ひずみ ${}_a \varepsilon_{co}$ は、次式により定めた。

$${}_a \varepsilon_{co} / {}_s \varepsilon_{co} = 1.24 + 0.053(\log \varepsilon)$$

ここに、

${}_s \varepsilon_{co}$: コンクリートの静的終局ひずみ

④ コンクリートのひずみ速度 ε は0.4に設定した。これは、縦梁曲げモーメントの作用時間を20msecと仮定し、したがって10msecでひずみが約 4300×10^{-6} (${}_a \varepsilon_{co}$)に達するものとした場合の概算値である。

${}_s f'_c = 50 \sim 100 \text{ MPa}$, ${}_s \varepsilon_{co} = 3500 \times 10^{-6}$, $\varepsilon = 0.4$ に設定した場合、コンクリートの動的～ひずみ関係は、図-16により与えられる。

なお、 ${}_s \varepsilon_{co}$ は ${}_s f'_c$ の値によらず一律と仮定したが、

実際には高強度になるほど小さくなる傾向にあるので、より精密な評価を行う場合にはその影響を考慮することが望ましい。

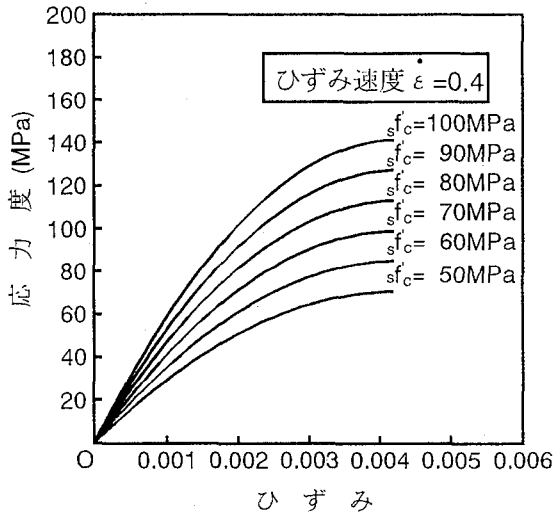


図-16 コンクリートの動的応力～ひずみ関係

(b) P C鋼より線の動的応力～ひずみ関係

P C鋼より線の動的応力～ひずみ関係についても、高橋⁸⁾による鉄筋等に対する最近の研究成果を適用して、以下のように設定した。

なお、提案式の前提となったデータにはP C鋼より線に関するデータは含まれていない。

本来は、検証して適用すべきところであるが、本研究の中では実施できず、将来の課題として残した。

- ① 上降伏点に至るまでのヤング係数は、ひずみ速度の影響を受けず、静的ヤング係数に等しいと仮定した。
- ② 上降伏点応力度 $a f_{y,u}$ は、次式により定めた。

$$a f_{y,u} / s f_{y,u} = 10^{0.37961 \log \epsilon - 0.2579} + 0.993$$

ここに、

- $s f_{y,u}$: 静的上降伏点応力度
(P C鋼より線に対して $0.84 f_{pudu}$ に設定)
- ϵ : ひずみ速度

- ③ P C鋼より線のひずみ速度 ϵ は0.15に設定した。
これは、縦梁曲げモーメントの作用時間を20msecと仮定し、したがって10msecで初期応力度（設計有効緊張応力度）から上降伏点応力度まで達する前提のもとに、次式が成立する条件を求めた結果である。

$$\text{ひずみ速度 } \epsilon = \frac{(\text{上降伏点応力度} - \text{初期応力度}) / \text{ヤング係数}}{10 \text{msec}}$$

$\epsilon = 0.15$ に設定した場合、ラグーマクラギに使用されている異形 $\phi 4.22 \text{mm} \times 3$ 本よりP C鋼線の動的応力～ひずみ関係は、図-17により与えられる。なお、5本よりP C鋼線の動的応力～ひずみ関係も3本よりのそれと同等と仮定した。

(c) 衝撃曲げ耐力算定上のその他の仮定

衝撃曲げ耐力の算定に当たっては、材料の動的応力

～ひずみ関係に関する(a)、(b)の設定の他に、一般的に用いられる次の仮定を適用した。

- ① 断面のひずみは線形分布する（平面保持の仮定）。
- ② P C鋼材の設計有効緊張応力度のみを初期応力状態として考慮し、コンクリートの初期応力度は無視する。
- ③ コンクリートの引張強度は零とする。

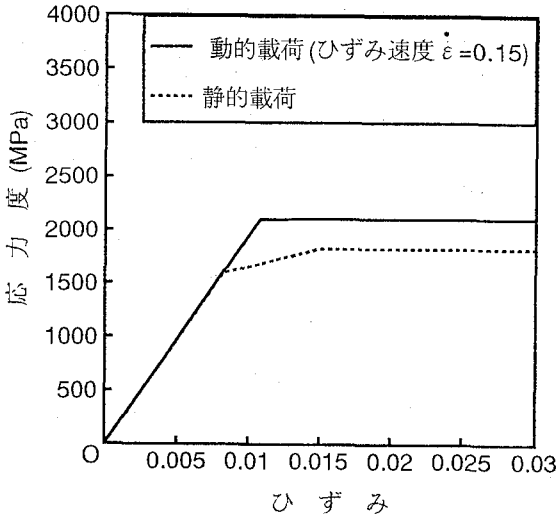


図-17 P C鋼材の動的応力～ひずみ関係

(d) 算定した終局曲げ耐力の種類

図-18に示すように、静的曲げ耐力(S)および破壊モードごとの衝撃曲げ耐力(I_1 , I_2)を算定した。

- ① 静的曲げ耐力S：最外縁の補強鋼材が引張降伏した後に、圧縮部コンクリートが圧壊する場合の衝撃耐力
- ② 上降伏点前衝撃曲げ耐力 I_1 ：最外縁の補強鋼材が上降伏点に達する前に、圧縮部コンクリートが圧壊する場合の衝撃耐力
- ③ 上降伏点衝撃曲げ耐力 I_2 ：最外縁の補強鋼材が上降伏点に達し、圧縮部コンクリートはまだ圧壊に至らない場合の衝撃耐力

なお、これらのほかに「下降伏点衝撃曲げ耐力」が存在するが、「上降伏点衝撃曲げ耐力」が発揮された後に起きる破壊モードであるので省略した。

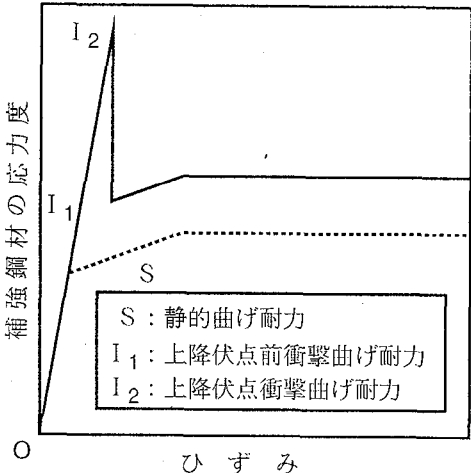


図-18 破壊モードに対する衝撃曲げ耐力の定義

(2) 終局曲げ耐力の評価結果

ラダーマクラギの縦梁の衝撃曲げ耐力の評価結果を図-19、図-20に示す。

各図の線は、 f'_c の設定値 (50, 60, 70, 80, 90, 100MPa) ごとに、補強鋼材 (最外縁) 応力度に対応する衝撃曲げ耐力を示したものである。各線の頂点は、コンクリートが圧縮破壊する点を意味する。

各図には、ラダーマクラギの実強度を $f'_c = 60\text{MPa}$ に設定し、その時の静的曲げ耐力 S を +印で、また衝撃曲げ耐力を I_2 (上降伏点衝撃曲げ耐力) で示した。

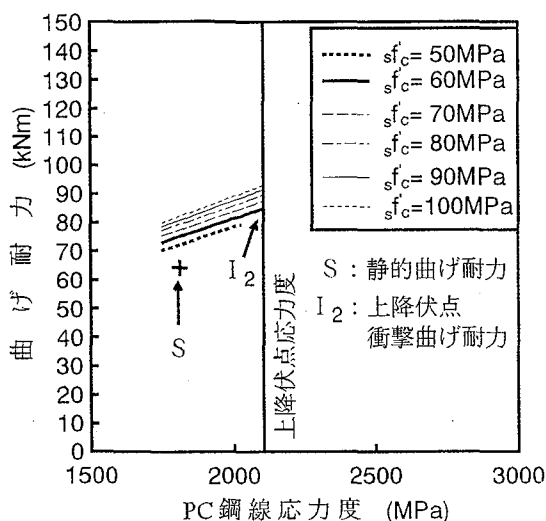


図-19 衝撃曲げ耐力 (3本より線)

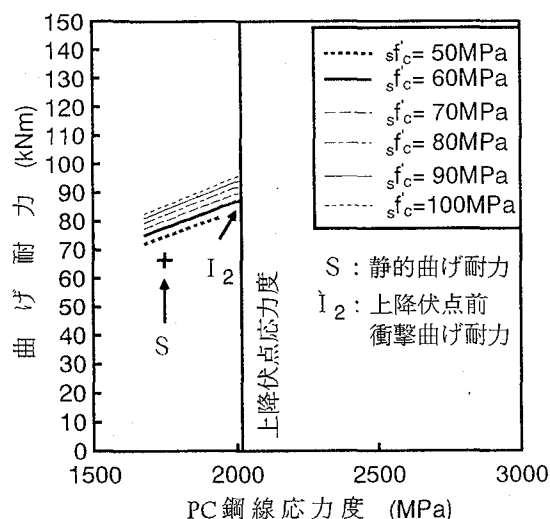


図-20 衝撃曲げ耐力 (5本より線)

図-19および図-20から、極限荷重による断面破壊に対する性能に関して、以下のことが分かった。

I_2 (上降伏点衝撃曲げ耐力) で与えられる衝撃曲げ耐力は、 $f'_c = 60\text{MPa}$ の場合には、約 80kNm である。

最大衝撃輪重を 400kN に設定し、安全側の値として図-9の縦梁曲げモーメントの動的負荷特性から、実験のピーク値 0.1kNm/kN を乗じて縦梁曲げモーメントを推定すると、 4.0kNm となる。したがって、衝撃曲げ耐力 80kNm に対して、約 2.0 の破壊安全度を確保しているものと評

価される。

7. おわりに

本報告で明らかにした事項は、次のとおりである。

(1) 縦梁曲げモーメントの動的負荷特性に影響を及ぼす支配的要因の一つは、縦梁下面支持バネ係数である。

縦梁下面支持バネ係数が小さくなるにしたがい、縦梁曲げモーメントが大きくなる。

(2) 縦梁曲げモーメントの動的負荷特性は、縦梁長さによる影響をほとんど受けない。

(3) 縦梁曲げモーメントの動的負荷特性ピーク値は、不支持長に概ね比例して、大きくなる。

(4) 縦梁の設計曲げひび割れ発生モーメント 25.5kNm の設定は、連続一様支持状態では衝撃輪重 319kN 、不支持長 30cm では衝撃輪重 255kN の荷重条件に概ね相当する。これらの荷重条件の設定およびPRC構造による優れたひび割れ幅制御性能により、ひび割れ状態に基づく耐久性に関して、縦梁は十分な性能を有していると判断される。

(5) 衝撃輪重 350kN の荷重条件に対して、疲労寿命は1億回以上が期待できる。したがって、PC鋼線の疲労破断に関して、縦梁は十分な性能を有している。

(6) 衝撃曲げ耐力は 80kNm であり、衝撃輪重 400kN の荷重条件に対して、約 2.0 倍の破壊安全度を確保している。

したがって、極限荷重による断面破壊に関して、縦梁は十分な性能を有している。

参考文献

- 1) 涌井 一、奥田広之、井上寛美: 衝撃輪重に対するPCマクラギの限界状態設計法、総研報告Vol.10, No.9, pp.19-26, 1996.9.
- 2) 奥田広之、涌井 一: PCマクラギの動的負荷特性に関する実験と解析、総研報告Vol.10, No.9, pp.13-18, 1996.9.
- 3) 奥田広之、涌井 一: PCマクラギに関する従来設計法の分析と動的負荷の実態、総研報告Vol.10, No.9, pp.7-12, 1996.9.
- 4) 佐藤吉彦: 落重試験による軌道各部特性係数の算出、鉄道技術研究所速報No.74-153, 1974.11.
- 5) 平田五十、松浦 猛: 山陽新幹線における落重試験、鉄道技術研究所速報No.76-36, 1976.3.
- 6) 井上寛美、大屋戸理明、鳥取誠一、中條友義、東山博明: ラダーマクラギの力学特性および耐荷性能試験、総研報告Vol.10, No.9, pp.33-38, 1996.9.
- 7) 岩崎岩雄、浅沼久志: PCマクラギ用異形PC鋼線の性能試験 (その1、PC鋼線の性能試験)、鉄道技術研究所速報No.69-42, pp.1-20, 1969.2.
- 8) 高橋芳彦: 高速載荷試験における鉄筋コンクリート梁及び鋼板・コンクリート合成梁の耐衝撃性評価に関する基礎的研究、学位論文 (九州大学) 1990.12.

(1996年9月6日受付)