

可撓性踏掛版の力学的挙動に関する解析的検討

Amarkhuu Tamir

1. はじめに

橋台背面アプローチ部は、規模の大きな地震が生じた際に橋の複雑な挙動や流動化による地盤変状等の影響により基礎地盤や橋台背面アプローチ部の盛土等が沈下し路面に著しい段差が生じる可能性が高い。特に耐震設計編において規定しているB種の橋では、地震後における避難路や救助・救急・医療消火活動及び被災地への緊急物資としての輸送路としての役割が大きいことから、基礎地盤や橋台背面アプローチ部が沈下した場合でも、これらの沈下に追随しつつ橋台との一体化を保つことが可能な対策を行うことが望ましい。

踏掛版が施工されていない構造物背面部は少なくなく、地方路線や生活道路には比較的多い。維持修繕工事で鉄筋コンクリート製の踏掛版を増設することは難しく、安価でかつ短時間で施工できる段差抑制工法の開発が求められている。したがって、この対策として可撓性踏掛版に対する需要が大幅に増加している。

従来、可撓性踏掛版について先行研究や実物大規模の段差抑制評価試験が行われているが、技術的なバックデータが不足していることから、信頼性の高い構造的な解析が求められている。

そこで、本研究ではFEM（有限要素法）プログラムを用いて、可撓性踏掛版の自重及び、可撓性踏掛版上に載荷した大型車荷重（T荷重）によって発生する応力及びそれに対して必要な強度を確認し、可撓性踏掛版の力学的挙動を予測することを目的とした。

2. 可撓性踏掛版

2.1 概要

背面処理工、つまり可撓性踏掛版は、橋台背面に鋼製六角パネルとアスファルト混合物の複合体で可撓性の踏掛版を作る工法である。埋め戻し材に圧密沈下等の変状が生じた時に変状に追従して変形することで路面の勾配をなだらかに形成させ、ひび割れ及び段差の発生を防止する。

可撓性踏掛版は、コンクリートを使用しない

ことから特別な養生期間を必要としないため、早期に施工が完了する。アスファルト混合物の養生が終了次第すぐに工事用車輛が通行できるようになるため、工程の大幅な短縮が計られ、結果としてトータルコストを低く抑えることができる。

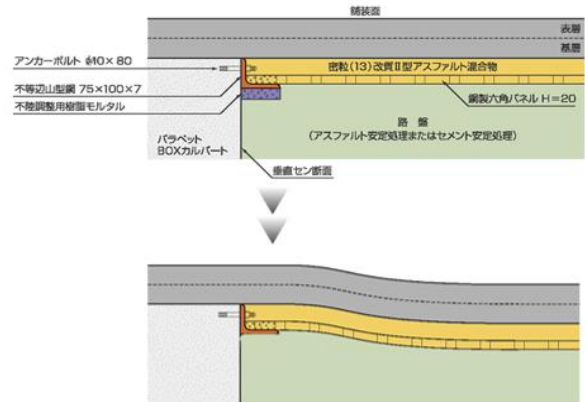


図 2.1.1 可撓性踏掛版の標準断面図

2.2 可撓性踏掛版の構造

可撓性踏掛版は、路盤上に格子パネルで補強したアスファルト混合物の版を構成し、その端部を構造物背面に固定したものである。構造物の固定には、不等辺山形鋼とアンカーボルトを使用し、格子パネルと不等辺山形鋼を固定するために、固定樹脂を取り付け部に用いる。踏掛版のない既設橋へ容易に設置が可能で、鉄筋コンクリート製の踏掛版に比べて施工時間が短いため、工期の大幅な短縮が可能である。

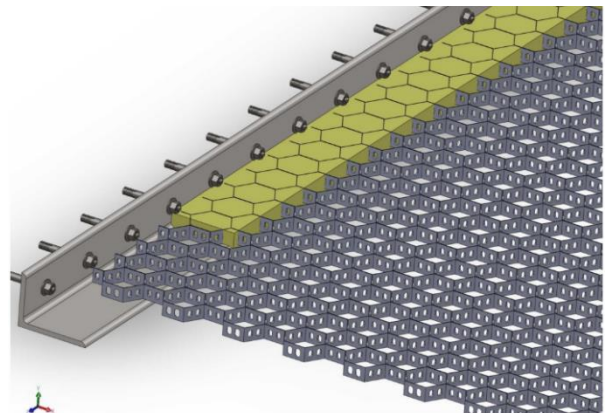


図 2.2.1 可撓性踏掛版の3次元構造図

3. 解析モデル

可撓性踏掛版は、鋼製六角パネルとアスファルト混合物の複合体、不等辺山形鋼、アンカーボルト、アスファルト舗装の4つの部材で構成される。

構成部材をそれぞれモデル化し、それを合わせたものは可撓性踏掛版のモデルとなる。格子パネルとアスファルト混合物の複合体は、ソリッド要素でモデル化をした。アスファルト舗装もソリッド要素とした。不等辺山形鋼は薄板形状であるため、シェル要素を用いてモデル化を行った。アンカーボルトは、アンカー間隔100mmごとの接点を固定支持とした。

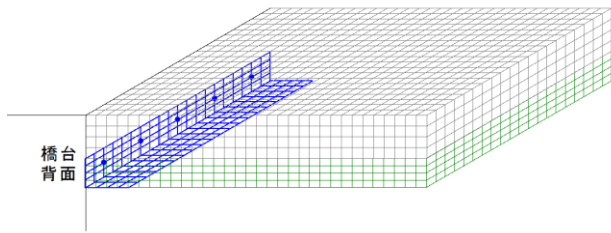


図 3.2.1 可撓性踏掛版のモデル

3. 解析条件

3.1 段差がない場合

まず、橋台背面アプローチ部に段差が生じない、つまり地盤変状が発生しない

通常の場合作る。この場合、可撓性踏掛版の下面に全体的に地盤があり、踏掛版が地盤支持力を受ける。地盤支持力は弾性支持要素を用いてモデル化をした。そのために、地盤支持力係数（バネ係数）を指定する必要がある。

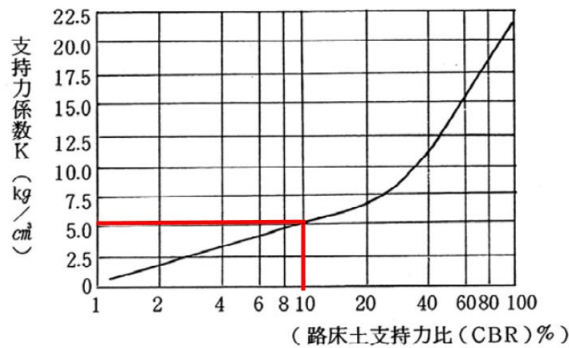


図 3.1.1 支持力係数と CBR 値の関係

土工部の締固め規定では上部路床に対して、CBR（路床土支持力比）が10%以上となる材料と施工を要求している。したがって、図 3.1.1 の関係から、地盤支持力係数は 5kgf/cm^3 以上である。

3.2 段差がある場合

基礎地盤や橋台背面アプローチ部の盛土等が沈下し、段差が生じた場合を考える。可撓性踏掛版の目標性能としては大規模地震による40~50cmの段差に対応できるものとし、最大50cmの段差が生じた場合の可撓性踏掛版の自重による変状、不等辺山形鋼とアンカーボルトの強度について確認した。

可撓性踏掛版の自重によって発生する応力とT荷重によって発生する応力を求めるために、異なるモデルを解析して、それぞれの解析結果を合わせた結果が可撓性踏掛版の安定性を確認するためのものとなる。

3.3 材料の物性値

解析には、格子パネルとアスファルト混合物の複合体の弾性率について行った既往の引張試験の結果を用いた。換算時間とは、定ひずみ速度試験におけるひずみ値をひずみ速度で除したもので、あるひずみに達するまでに要する時間を示すものである。

段差がない場合、ひずみが十分小さいことから換算時間を短く、 10^0sec とした。段差がある場合は、換算時間 $10^1, 10^2, 10^3, 10^4\text{sec}$ の場合に FEM 解析を実施し、解析結果を既往の実物大段差抑制効果試験結果と比較した。

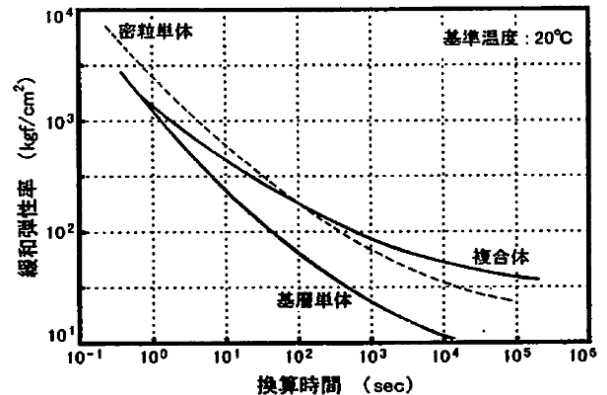


図 3.3.1 材料の緩和弾性率のマスターカーブ

4. 解析結果

4.1 段差がない場合

ここでは、可撓性踏掛版の下面を面弾性支持で支持し、自重とT荷重を載荷したモデルについてFEM解析を行った。なお、地盤の支持力係数は 5kgf/cm^3 とした。段差がない場合、可撓性踏掛版の下面が地盤面で支持されているため、ひずみが十分小さいとみなすことができる。したがって、換算時間を短く、 10^0sec とした。換算時間が 10^0sec における複合体、密粒単体、表層・基層単体の弾性率はそれぞれ 1456.1kgf/cm^2 、 4421.6kgf/cm^2 、 1096.3kgf/cm^2 である。

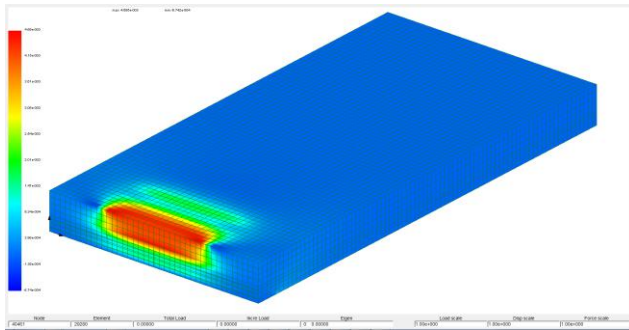


図 4.1.1 可撓性踏掛版のひずみ

表 4.1.1 解析結果

	解析結果	限界値
アンカーボルトにかかる最大引張力 (kN)	0.117	引張強度 13.4
アンカーボルトにかかる最大せん断力 (kN)	0.822	せん断強度 19.4
不等辺山形鋼にかかる最大応力度 (N/mm ²)	3.91	降伏点 245
アスファルト舗装の最大ひずみ ($\times 10^{-6}$)	4690	破壊ひずみ 42000

図 4.1.1 は、段差がない場合の可撓性踏掛版のひずみを示したものである。表 4.1.1 に、段差がない場合の解析結果を示す。アンカーボルトと不等変山形鋼に発生する反力や応力はかなり小さく、降伏点以下である。また、踏掛版の表層に生じるひずみが降伏点を越えない、つまりアスファルト舗装が破壊しないことがわかる。

4.2 段差がある場合

1.T荷重に関する解析結果

不等辺山形鋼とアンカーボルトのみについてFEM線形解析を実施した。解析モデルは、シェル要素であり、ボルトの打込み位置における節点を固定したものである。不等辺山形鋼に生じる曲げモーメントの図を図 4.2.1 に示す。

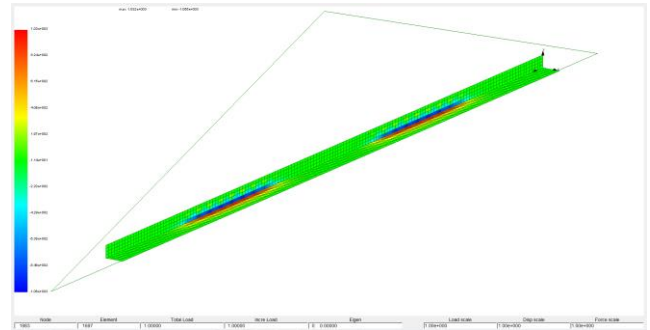


図 4.2.1 不等辺山形鋼に発生するモーメント

表 4.2.1 解析結果

	解析結果	限界値
アンカーボルトにかかる最大引張力(kN)	3.67	引張強度 13.4
アンカーボルトにかかる最大せん断力(kN)	2.56	せん断強度 19.4
不等辺山形鋼にかかる最大応力度(N/mm ²)	129.18	降伏点 245

解析結果は、表 4.2.1 に示す。不等辺山形鋼に発生する最大応力度の降伏点以下である。また、アンカーボルトにかかる引張力とせん断力も引張強度とせん断強度以下である。

2.自重に関する解析結果

換算時間 10^1 , 10^2 , 10^3 , 10^4sec の場合にFEM解析を実施し、解析結果を実物大段差抑制効果試験結果と比較した。

a) 換算時間 10^4sec

換算時間が 10^4sec の場合の複合体、密粒単体、表層・基層単体の弾性率はそれぞれ 69.4kgf/cm^2 、 48.0kgf/cm^2 、 17.3kgf/cm^2 である。モデルの長さは2mである。

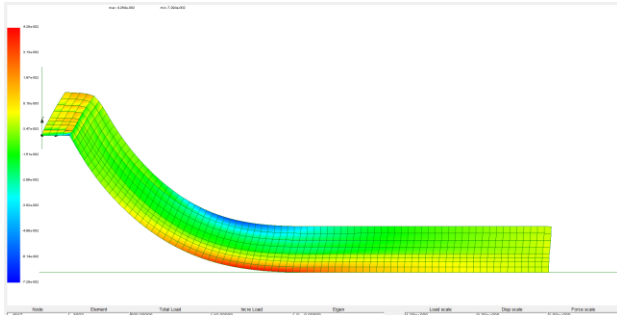


図 4.2.2 可撓性踏掛版のひずみ (段差 500mm)

b) 換算時間 10^3sec

換算時間が 10^3sec の場合の複合体, 密粒単体, 表層・基層単体の弾性率はそれぞれ 92.8kgf/cm^2 , 70.4kgf/cm^2 , 24.5kgf/cm^2 である. 解析モデルの長さは 2m である.

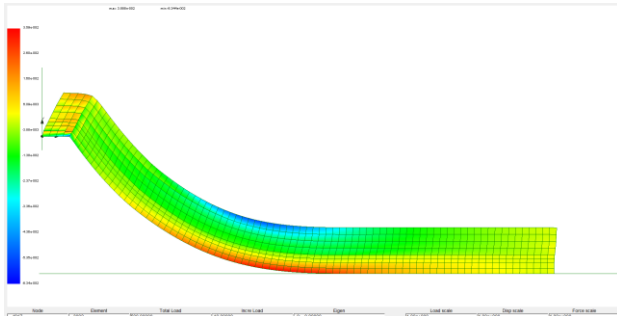


図 4.2.3 可撓性踏掛版のひずみ (段差 500mm)

c) 換算時間 10^2sec

換算時間が 10^2sec の場合の複合体, 密粒単体, 表層・基層単体の弾性率はそれぞれ 339.8kgf/cm^2 , 336.7kgf/cm^2 , 86.7kgf/cm^2 である. 解析モデルの長さは 2m である.

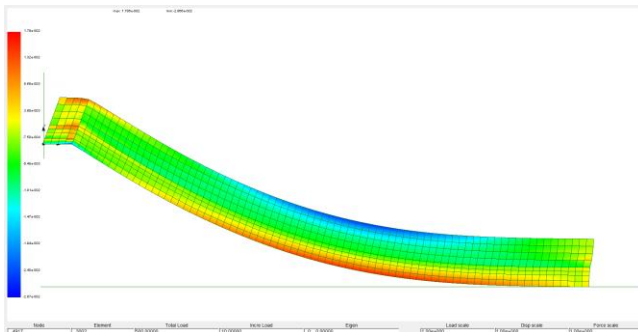


図 4.2.4 可撓性踏掛版のひずみ (段差 500mm)

d) 換算時間 10^1sec

換算時間が 10^1sec の場合の複合体, 密粒単体, 表層・基層単体の弾性率はそれぞれ 676.8kgf/cm^2 , 784.1kgf/cm^2 , 424.0kgf/cm^2 である. この場合は, 解析モデルの長さが 3m である.

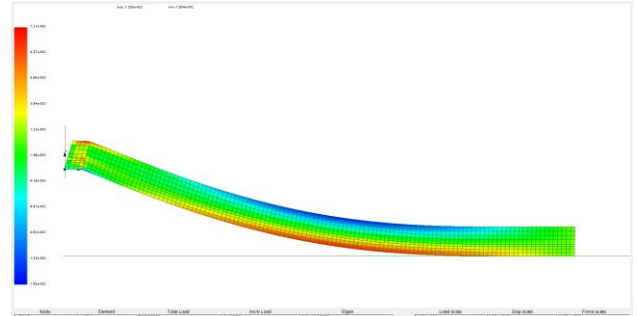


図 4.2.5 可撓性踏掛版のひずみ (段差 500mm)

実物大段差抑制評価試験結果との比較

図 4.2.6 に可撓性踏掛版の実物大段差抑制評価試験の結果を示す. なお, 表面位置を表す横軸の原点は U 字溝天端の中央であり, 300mm の位置が U 字溝側面, すなわち構造物背面に相当する⁴⁾.

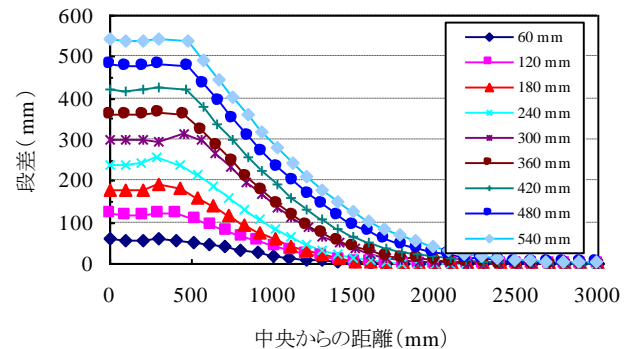


図 4.2.6 実物大段差抑制評価試験の結果⁴⁾

図 4.2.7 は, 試験結果と換算時間ごとにおける解析結果を比較したものである. ただ, 試験結果の段差は 480mm であるが, 解析結果は段差 500mm としたものである. 図 4.2.7 から明らかなように, 換算時間 10sec の場合の解析結果が試験結果に最も近い.

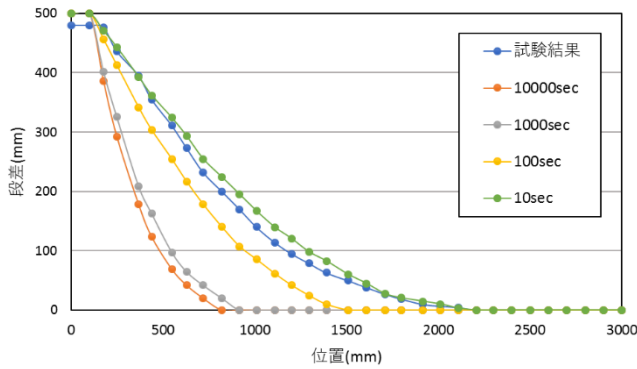


図 4.2.7 実物大段差抑制評価試験の結果と解析結果の比較

表 4.2.2 換算時間 10sec の場合の解析結果

	段差 (mm)					限界値
	120	240	360	480	500	
アンカーボルトにかかる最大引張力 (kN)	6.2	6.7	6.6	6.4	6.4	引張強度 13.4
アンカーボルトにかかる最大せん断力 (kN)	0.59	0.66	0.70	0.73	0.73	せん断強度 19.4
不等辺山形鋼にかかる最大応力度 (N/mm ²)	240.5	258.9	257.1	251.5	250.4	降伏点 245
アスファルト舗装の最大ひずみ (×10 ⁻⁶)	11000	13400	13200	14800	15000	破壊ひずみ 42000
複合体の最大ひずみ (×10 ⁻⁶)	9480	12400	12800	12000	12100	60000 以上

表 4.2.2 から見ると、アスファルト舗装および複合体に生じるひずみは破壊ひずみ以下である。表 4.2.2 の自重によってアンカーボルトに生じる引張力とせん断力に表 4.2.1 の T 荷重によって発生する引張力とせん断力が加わると、アンカーボルトの強度以下である。一方、T 荷重及び自重それぞれによって不等辺山形鋼に発生する曲げ応力を足すと、段差 120~500mm のいずれも降伏点を越えている。つまり、段差が生じた場合に踏掛版上に大型車荷重がかかると、不等辺山形鋼に損傷が生じる。

そのため、不等辺山形鋼の標準断面寸法 L-100×75×10, L-125×75×13 の場合に解析を行い、T 荷重及び自重によって不等辺山形鋼に生じる応力について確認した。

4.3 不等辺山形鋼に発生する応力の再確認

不等辺山形鋼の断面寸法を L-100×75×10 とし、換算時間 10sec における複合体やアスファルト舗装の弾性率を用いて解析を行った。

図 4.3.1 に、T 荷重によって不等辺山形鋼に発生する曲げモーメント図を示す。

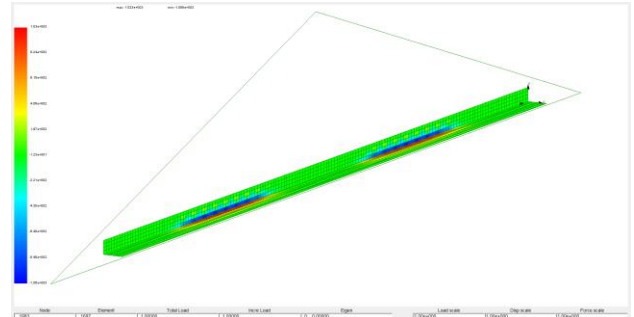


図 4.3.1 不等辺山形鋼に発生するモーメント

図 4.3.2 には、段差 50cm の場合、自重によって可撓性踏掛版に生じるひずみ図を示す。

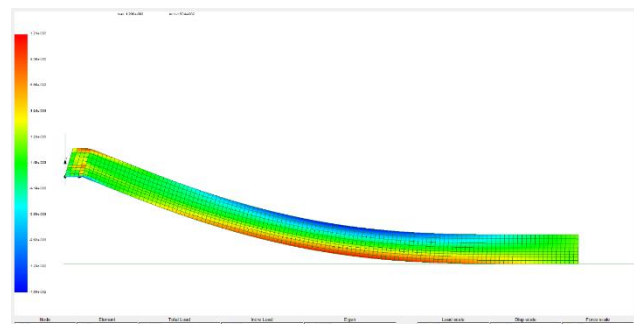


図 4.3.2 可撓性踏掛版のひずみ (段差 500mm)

表 4.3.1 T 荷重に関する解析結果

	解析結果	限界値
アンカーボルトにかかる最大引張力 (kN)	3.67	引張強度 13.4
アンカーボルトにかかる最大せん断力 (kN)	2.53	せん断強度 19.4
不等辺山形鋼にかかる最大応力度 (N/mm ²)	63.48	降伏点 245

表 4.3.2 自重に関する解析結果

	段差 (mm)					限界値
	120	240	360	480	500	
アンカーボルトにかかる最大引張力 (kN)	6.8	7.1	7.0	6.8	6.7	引張強度 13.4
アンカーボルトにかかる最大せん断力 (kN)	0.60	0.66	0.7	0.73	0.73	せん断強度 19.4
不等辺山形鋼にかかる最大応力度 (N/mm ²)	135.2	139.7	137.5	134.5	134.0	降伏点 245
アスファルト舗装の最大ひずみ (×10 ⁻⁶)	12000	14000	13600	14800	15000	破壊ひずみ 42000
複合体の最大ひずみ (×10 ⁻⁶)	10300	12800	13000	11900	12100	60000 以上

表 4.3.1 と表 4.3.2 のアンカーボルトに生じ引張力とせん断力を足すと、アンカーボルトの強度以下である。それに、表 4.3.1 と表 4.3.2 の不等辺山形鋼に発生する曲げ応力を足すと、段差 120～500mm のいずれも降伏点を越えない。すなわち、不等辺山形鋼の厚さを 10mm とした場合、不等辺山形鋼に損傷が生じないと検討できる。

アスファルト舗装と複合体に生じるひずみは、不等辺山形鋼の厚さ 7mm の場合の結果とそれほど変わらない。

5.まとめ

・段差がない場合

可撓性踏掛版が地盤面で支持されている場合、不等辺山形鋼とアンカーボルトにわずかな負担しかかからなかった。それは、踏掛版の自重と T 荷重の大部分を地盤支持力が負担するため、不等辺山形鋼とアンカーボルトに発生する応力が小さくなるためである。

・段差がある場合

FEM プログラムで行った解析結果と実物大段差抑制評価試験により現れた可撓性踏掛版の自重による変状がほぼ同様であることから、解析結果の妥当性が高いといえる。

可撓性踏掛版の変状から見ると、橋台背面に 50cm ほどの大段差が生じた場合でも、路面をなだらかに変形させ、車両等が通過できるような形であると推定できる。

しかしながら、段差が生じた場合、大型車が可撓性踏掛版を通過する際に不等辺山形鋼に損傷が生じると予測される。

・不等辺山形鋼に発生する応力の再確認

不等辺山形鋼の断面寸法が L-100×75×10 の場合は、T 荷重と可撓性踏掛版の自重によって不等辺山形鋼に生じる応力の合計は段差 50cm までの過程において 200 N/mm²であり、降伏点 245 N/mm² より以下だった。したがって、可撓性踏掛版を橋台背面アプローチ部に固定するために用いられる不等辺山形鋼の断面寸法は L-100×75×10 以上が必要であると検討される。