

鋼合成桁の塑性設計における 2つのトピック システムリダンダンシーと不完全合成桁

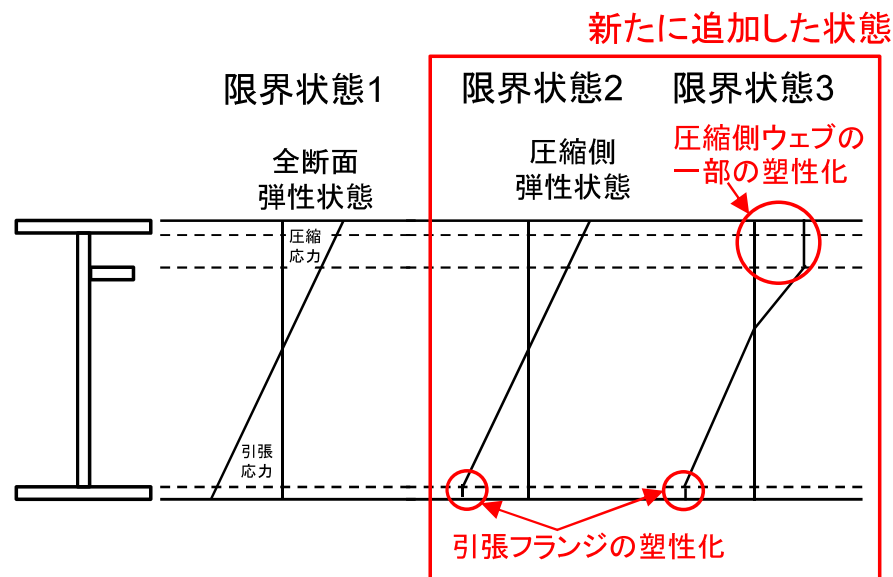
複合構造セミナー 2025/10/14

埼玉大学 奥井義昭

背景：道路橋示方書の改定

- 一部断面の塑性化が許容できるように、限界状態の規定を充実

一定の条件の桁において塑性化後の状態を評価

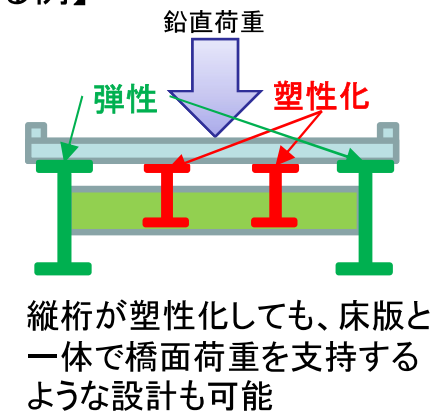


【適用が想定される例】



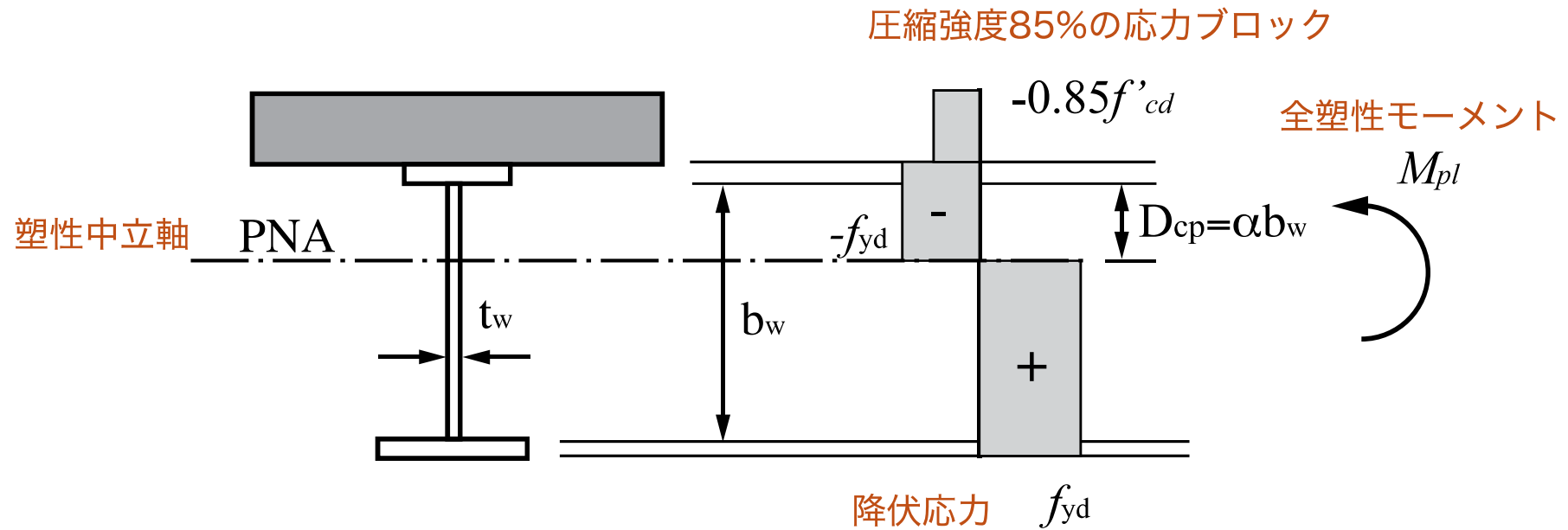
縦桁

主桁
(奥側)



出典:国土交通省「橋、高架の道路等の技術基準」(道路橋示方書)の改定について, R7.8.22
<https://www.mlit.go.jp/report/press/content/001906067.pdf>

世界の限界状態設計法 (AASHTO, Eurocode)



終局状態での応力分布 (コンパクト断面)

終局状態で塑性化を認めるインパクト

過去の許容応力度設計，H29道示の限界状態設計では出来なかった設計が可能になる.

例えば…

- ハイブリッド桁（Webにフランジより低強度な鋼材）
- 不完全合成桁（ずれ止めの塑性化）
- システムリダンダンシー

塑性設計に必要な制限

多段階設計法が必須！ （現在の道示では導入されていない）

荷重レベルの異なる2つの限界状態で照査

（例：耐震設計のレベル1と2と同じ考え方）

次の2つの限界状態で照査が世界標準（AASHTO, Eurocode…）

終局限界： 安全性の照査，耐力が荷重効果より大

使用限界： 塑性化させない，過大な変形をさせない

例：AASHTO LRFD

終局限界： $1.25D + 1.75L$

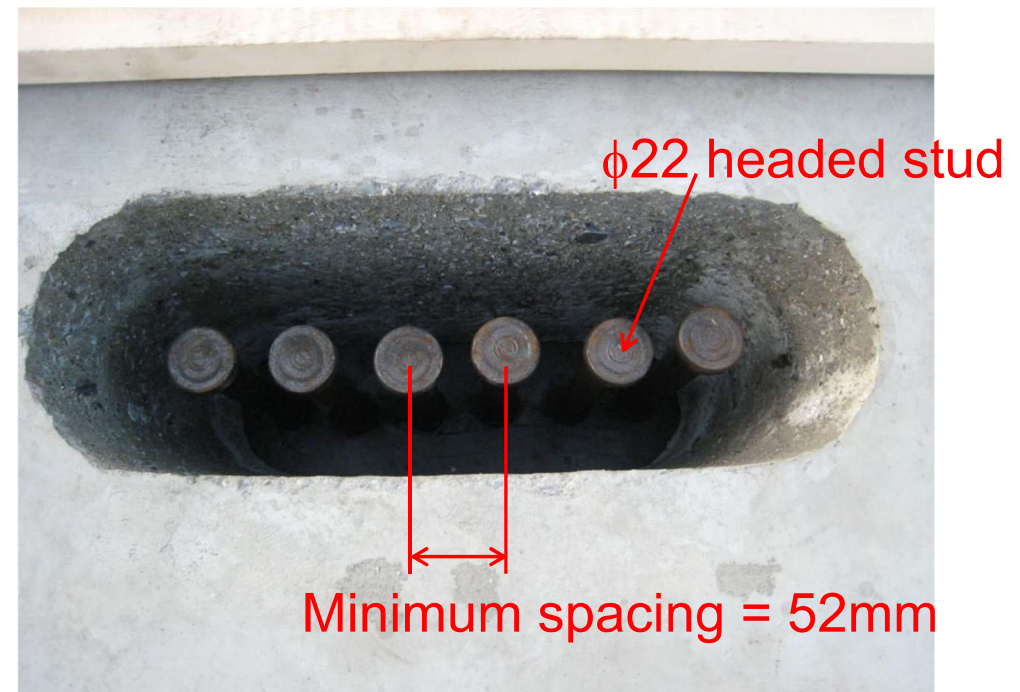
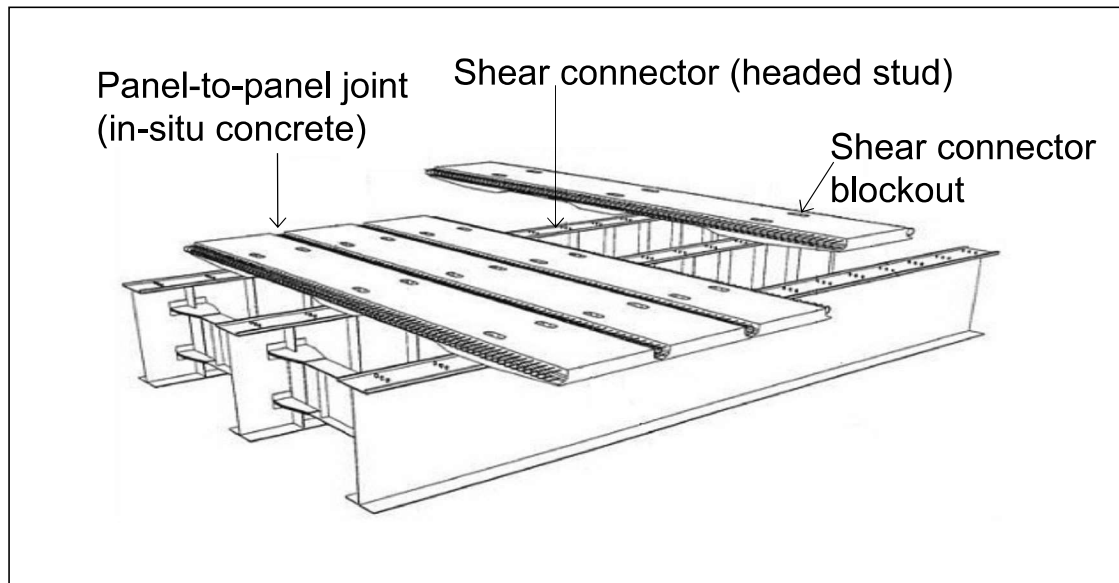
使用限界： $D + 1.30L$

D=死荷重， L=活荷重

不完全合成桁の曲げ耐力

研究背景

- 床版取替におけるPCa床版の採用→不完全合成桁



大城他：プレキャスト床版..., 構造工学論文集, 2010

非合成桁の床版取替



スタッド 2 本/スロット

言葉の説明

この発表では以下のように使い分けています.

弾性合成桁

ずれ止めを弾性バネとしてモデル化した桁
弾性設計（許容応力度設計）にて考慮

不完全合成桁/部分合成桁 (Partial interaction)

桁の終局状態に至る前にずれ止めが破壊する桁
塑性設計（限界状態設計）にて考慮
Eurocodeはこちら

床版取替

木村他：単純合成桁の床版取替に伴う桁補強設計，橋梁と基礎，Vol.56, No.6, pp.23-28, 2022より

対象橋梁：単純合成桁橋（支間45.7, S34.8） TL-20設計

補強設計の方針

- B活荷重
- 3次元FEMモデル格子解析の下フランジ合成後応力の
外桁70%，内桁90%で補強設計
- 旧道示(H24)に準拠

補強量

- 初期設計の50%の鋼重増

桁補強の実際



写真-2 ダブルフランジ補強



写真-3 下フランジ当て板補強

木村他：単純合成桁の床版取替に伴う桁補強設計，橋梁と基礎， Vol.56, No.6, pp.23-28, 2022

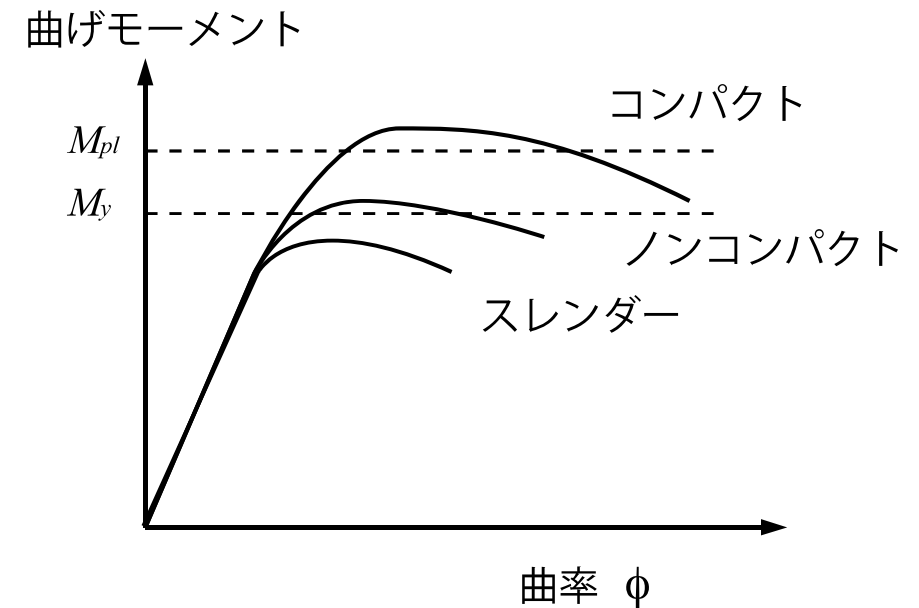
合成桁の塑性設計の概要

曲げに対する設計手順

断面クラスの判定 → クラスごとの曲げ耐力算定

AASHTO LRFDでは3つのクラス

断面クラス	終局時	曲げ耐力
コンパクト	座屈しない	全塑性モーメント M_{pl}
ノンコンパクト	弾塑性座屈	降伏モーメント M_y
スレンダー	弾性座屈	弾性座屈モーメント M_e



EurocodeにおけるPartial Shear Connectionの設計法

EC建築基準

仮定：

- 合成断面=コンパクト断面, 曲げ耐力 M_{pl}^c
- 鋼断面 =コンパクト断面, 曲げ耐力 M_{pl}^s

合成度

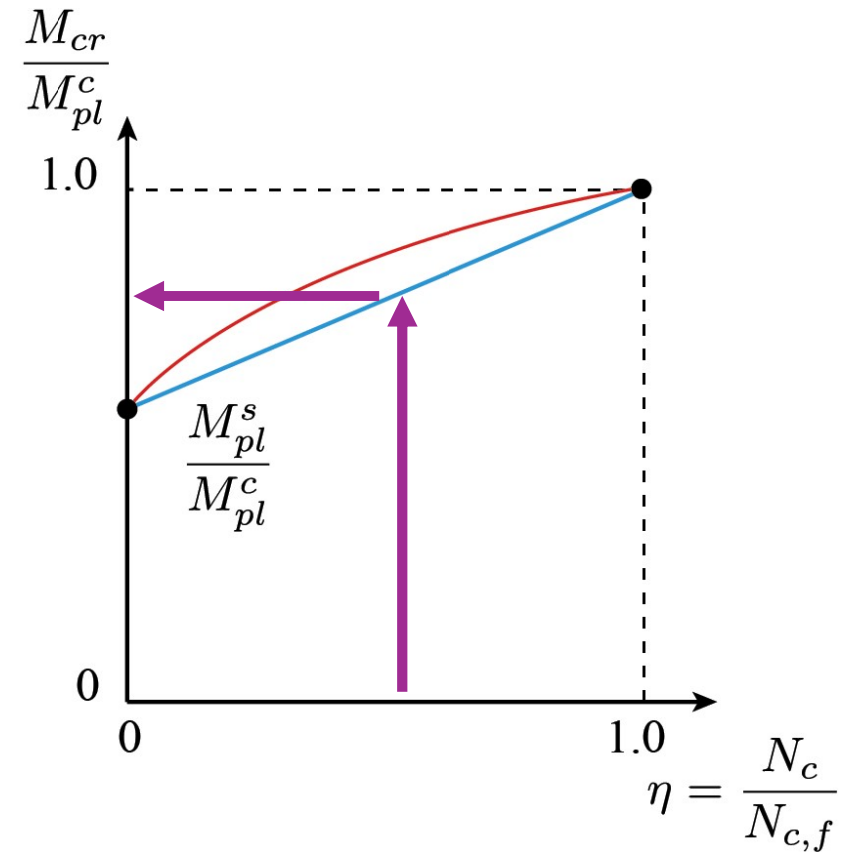
$$\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}}$$

N_c = せん断スパン内のずれ止め耐力総和

$N_{c,f}$ = 全塑性状態での床版軸力

$\eta=1.0$ 完全合成

$\eta=0$ 非合成



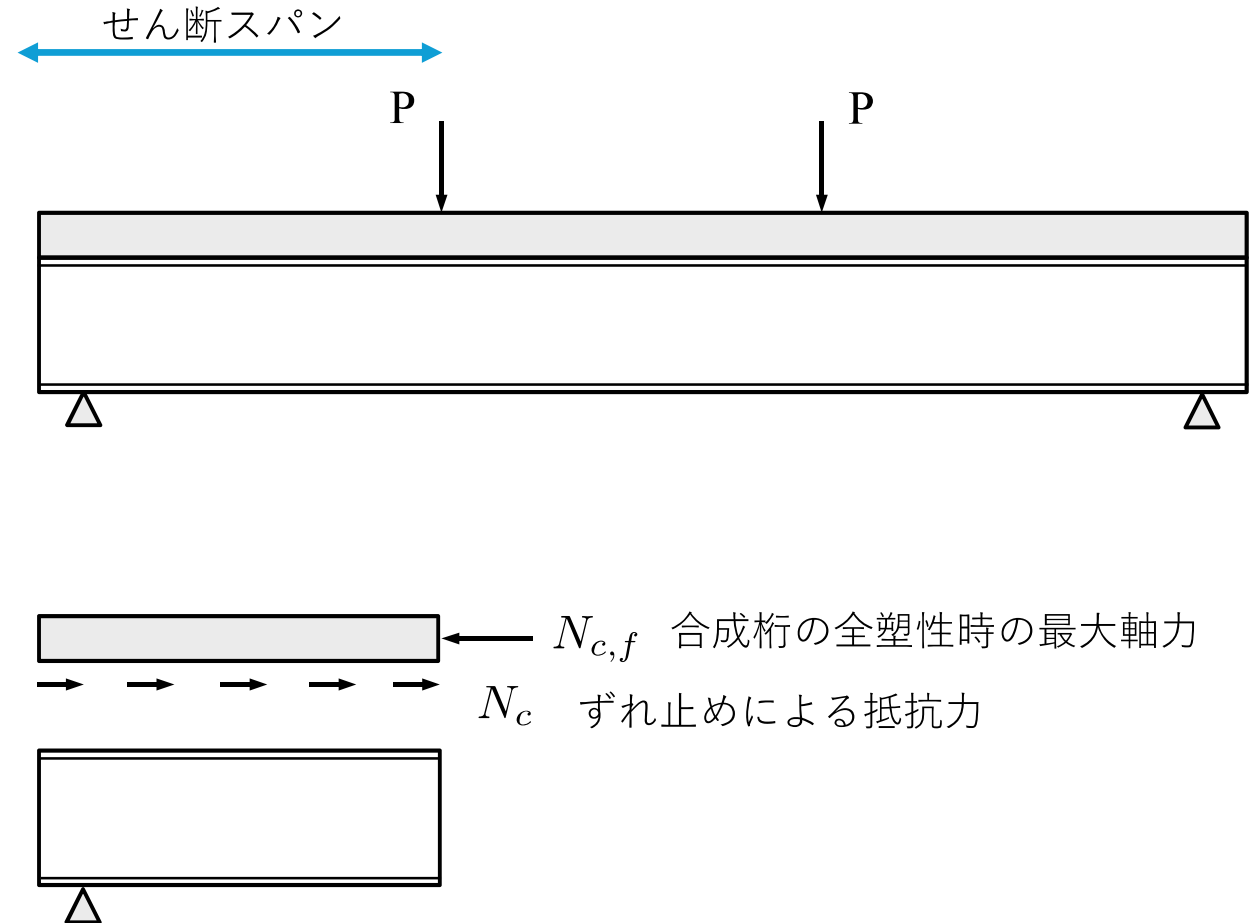
考え方

ずれ止めが壊れる時は
せん断スパン内のずれ止めが
全て壊れる

合成度（強度比）

$$\eta = \frac{N_c}{N_{c,f}}$$

$\eta = 1.0$ 全塑性状態までずれ止め壊れない
 $\eta = 0$ 非合成



研究目的

橋梁

合成断面=コンパクト断面

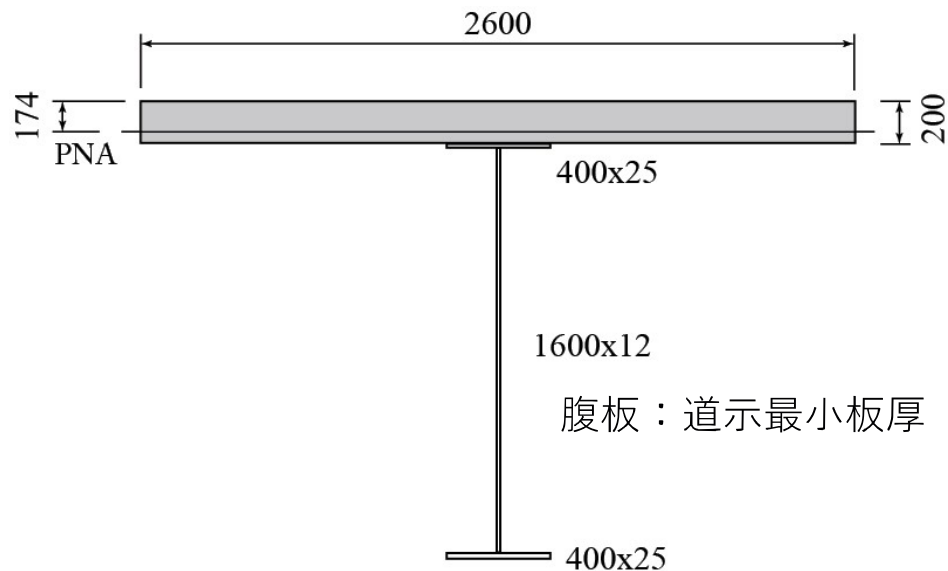
鋼断面 =ノンコンパクト断面 <- 道示の腹板の最小板厚規定

Eurocode使えない

この場合の設計法？

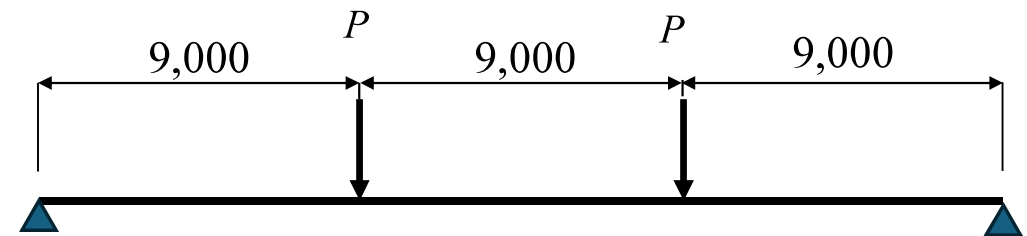
ノンコンパクト鋼断面の不完全合成桁の曲げ耐力算定法の提案

パラメトリックスタディ



基準モデル: G1

上記の断面以外に20断面を計算
(鋼桁単体ではノンコンパクト断面)



鋼材降伏応力: $f_y = 355 \text{ MPa}$

コンクリート強度: $f'_c = 35 \text{ MPa}$

合成断面: **コンパクト断面**

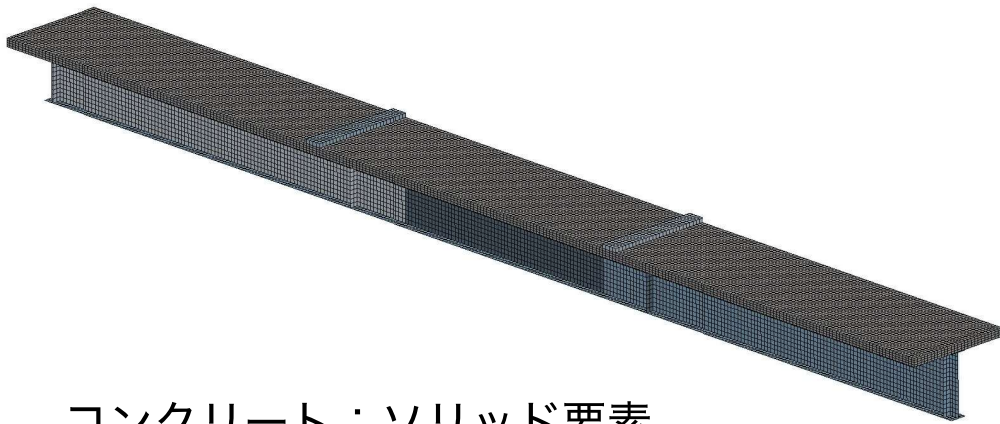
鋼桁単体: **ノンコンパクト断面**

スタッド: $d=22 \text{ mm}$, $h=120 \text{ mm}$

スタッドせん断強度: 166 kN/本

スタッド配置: 2本, 500mmピッチ ($\eta=0.47$)
2本, 1.00mピッチ ($\eta=0.25$)

FEモデル



コンクリート：ソリッド要素
鋼桁：曲面シェル要素
スタッド：インターフェース要素

弾塑性有限変位解析

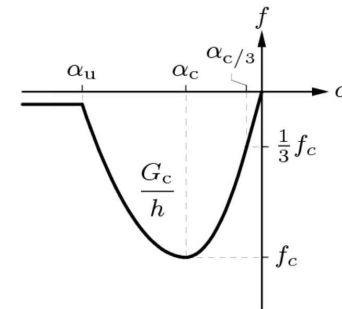
構成モデル

鋼材

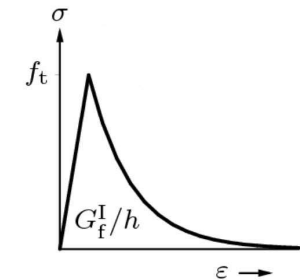
Mises降伏条件，関連流れ則，完全弾塑性

コンクリート

分布ひび割れ（回転ひび割れ）モデル



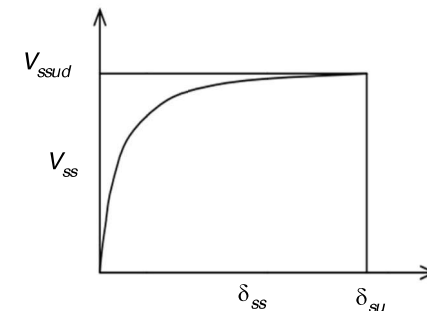
圧縮側



引張側

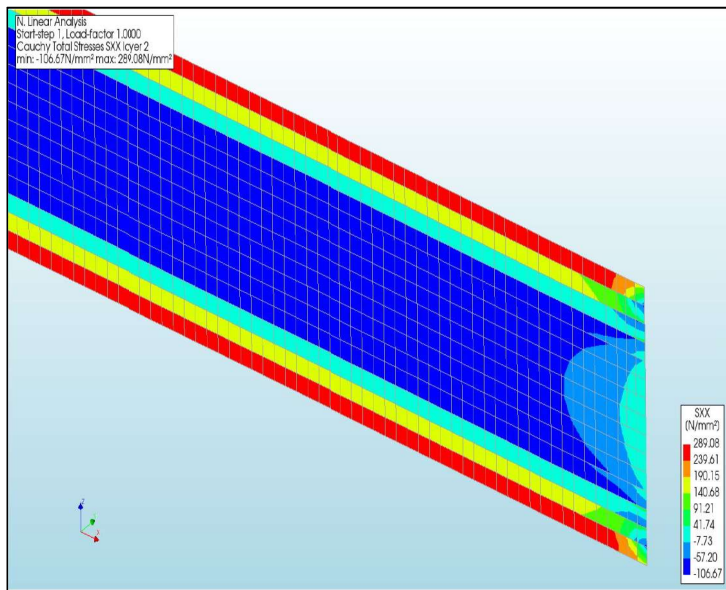
ずれ止め

JSCE複合標準
分布バネ



初期不整：残留応力と初期変位

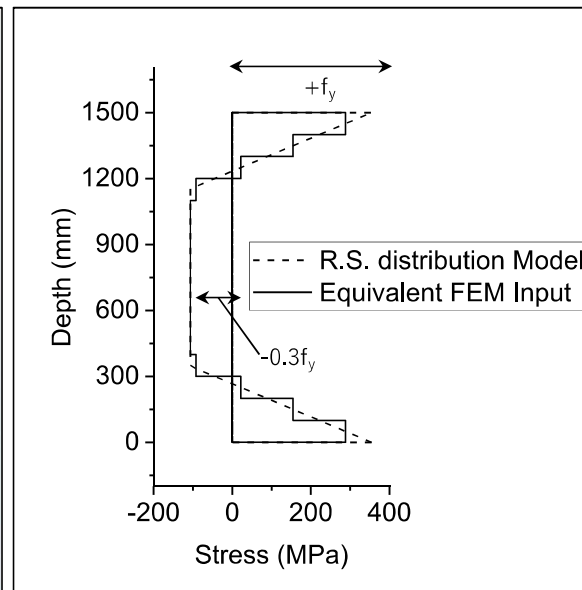
腹板の初期応力（残留応力）



初期状態での腹板応力

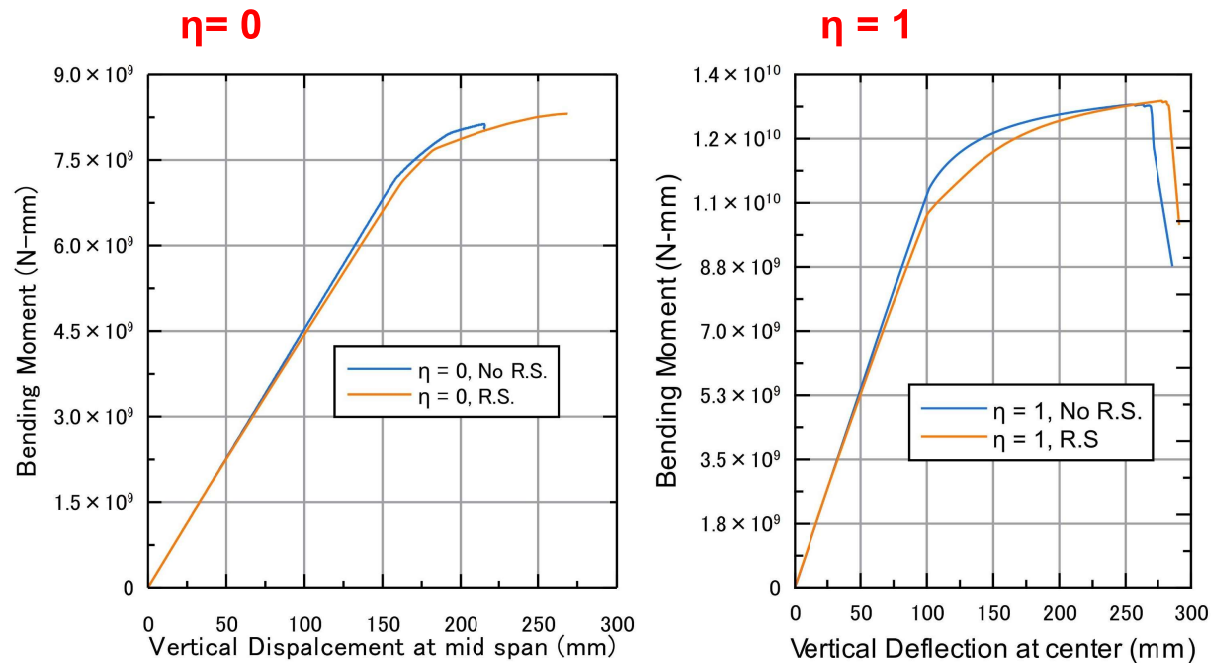
初期面外変位

分布形：アスペクト比 1 のサイン分布
崎面外変位： $b_w/250$



目標とした残留応力分布

初期不整の曲げ耐力への影響

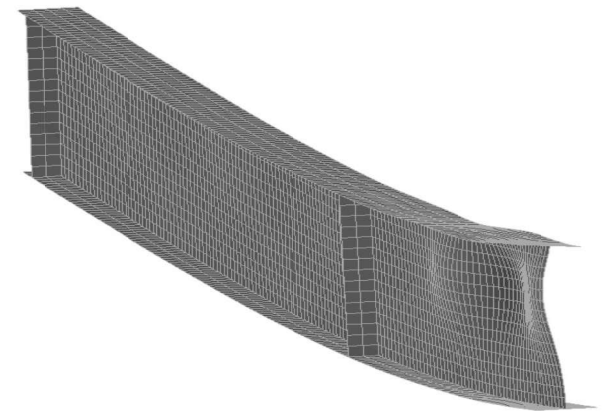
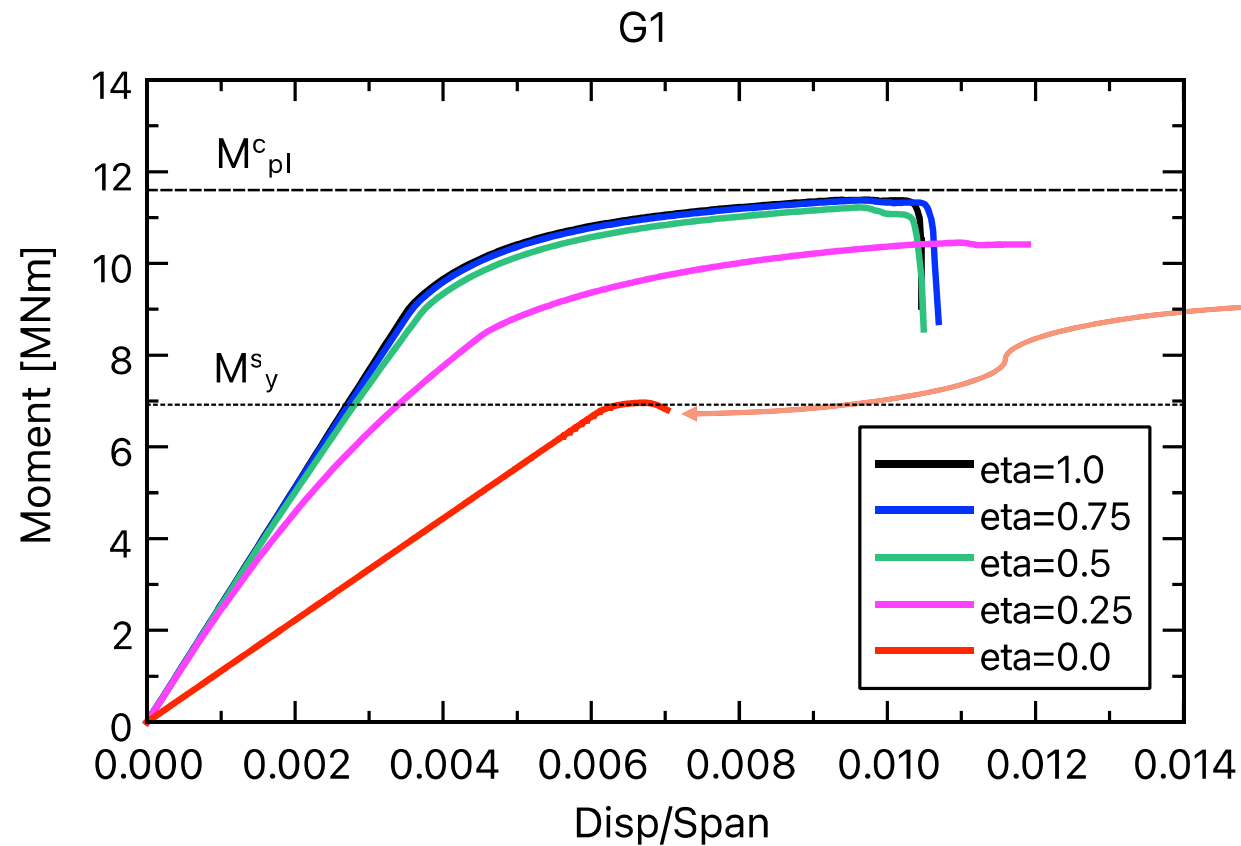


η	Mcr (MNm)		差(%)
	残留応力 考慮	残留応力 非考慮	
1	13.3	13.2	0.78
0	8.31	8.13	+2.21

両方とも初期変位は考慮

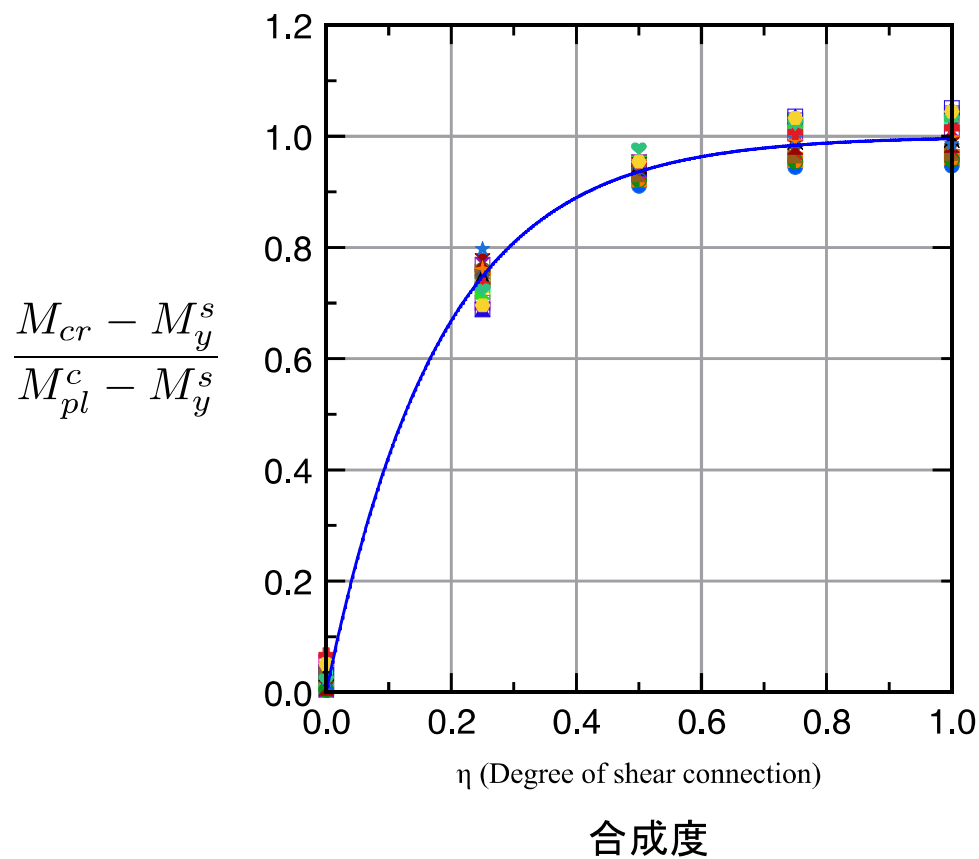
以下のパラスタでは初期変位のみ考慮

解析結果:曲げモーメント-変位関係



終局時の破壊モード $\eta=0$
腹板の曲げ座屈

曲げ耐力



縦軸

不完全合成断面
曲げ耐力

$$\frac{M_{cr} - M_y^s}{M_{pl}^c - M_y^s}$$

鋼断面
降伏モーメント

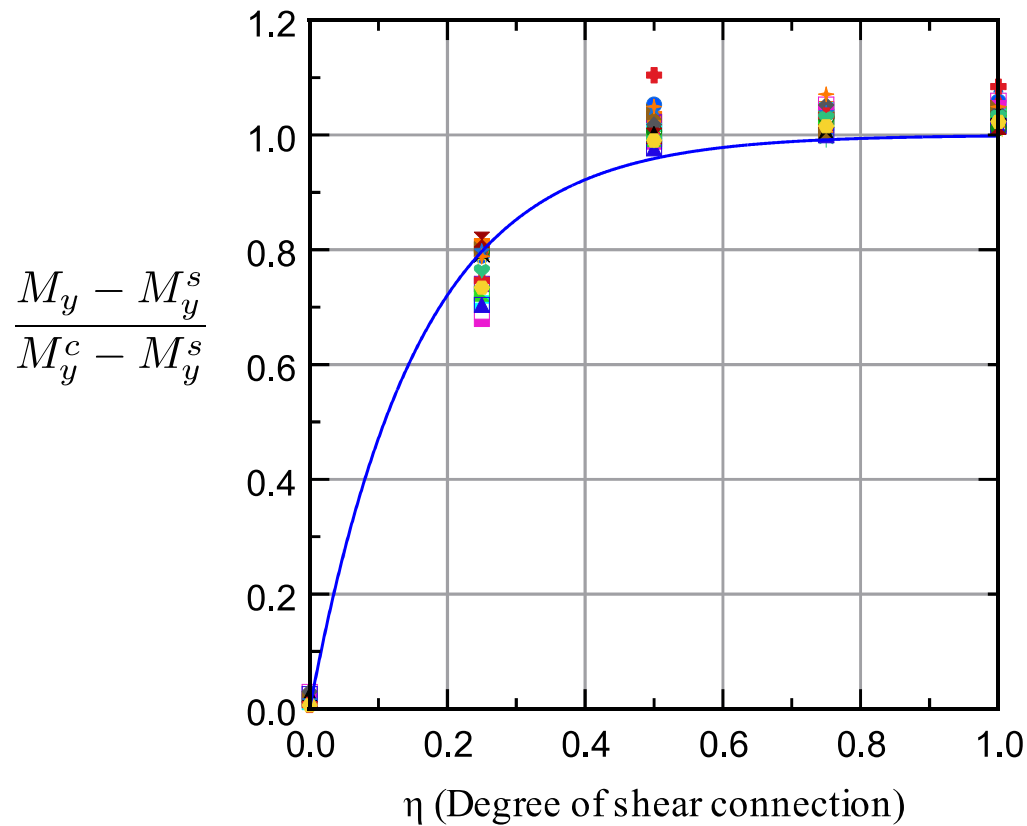
合成断面
全塑性モーメント

提案式

$$\frac{M_{cr} - M_y^s}{M_{pl}^c - M_y^s} = 1 - \exp[-5.52\eta]$$

合成度 → 曲げ耐力の算定可能
終局限界状態の照査

降伏曲げモーメント



縦軸

不完全合成断面
降伏モーメント

$\frac{M_y - M_y^s}{M_y^c - M_y^s}$ 鋼断面
降伏モーメント

合成断面
降伏モーメント

提案式

$$\frac{M_y - M_y^s}{M_y^c - M_y^s} = 1 - \exp[-6.38\eta]$$

合成度 → 降伏耐力の算定可能
使用限界状態の照査

まとめ

- 基準モデルで $M_{pl}/M_y=1.67$
→完全合成($\eta=1.0$)までずれ止めを設置すれば,
曲げ耐力は非合成桁($\eta=0$)の67%up
- 不完全合成桁でも $\eta=0.3$ を実現すれば $M_{cr}/M_y=1.55$
→曲げ耐力は非合成桁の55%up
- $\eta=0.3$ の不完全合成桁のイメージ
→基準モデルで1スロット(1mピッチ)にスタッド3本
- 塑性設計時に不完全合成桁としての設計は経済的
→床版取り換え時に桁補強を削減もしくはしない選択が可能

システム・リダンダンシーと Load rating

システム・リダンダンシーとは？

2種類のリダンダンシー

- After-fracture Redundancy → 部材破断後の耐力
- **System Redundancy** → 部材耐力と橋梁全体系の耐荷力の差

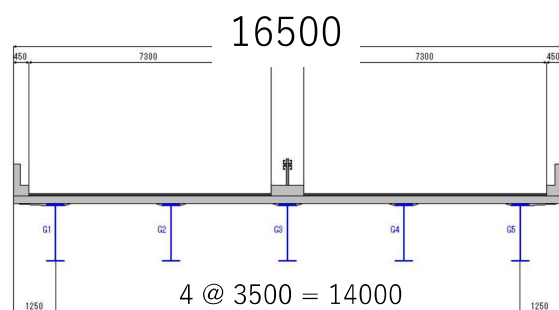
設計では

部材の終局 = 橋梁全体系の終局

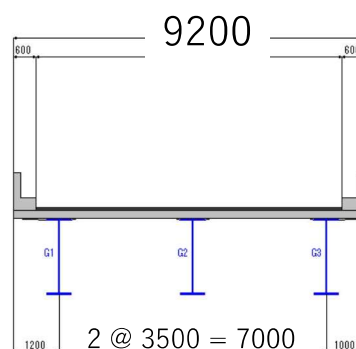
としているが...実際には構造システムによっては大きな差がある

ケーススタディのモデル橋

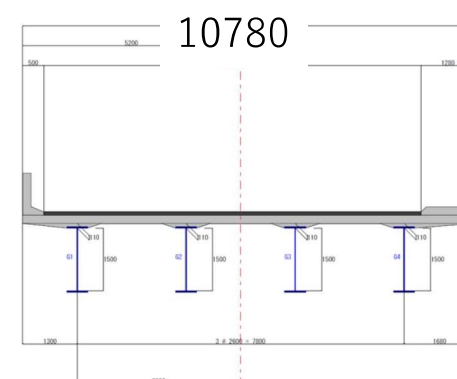
A橋



B橋



N橋

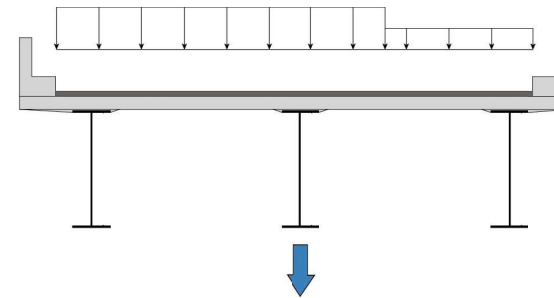


モデル名	A橋	B橋	N橋
形式	合成 単純桁	合成 単純桁	非合成 連続桁
スパン(m)	34.4	39.3	3 @ 28
竣工年	1971	1983	1975
活荷重	TL-20	TL-20	TL-20

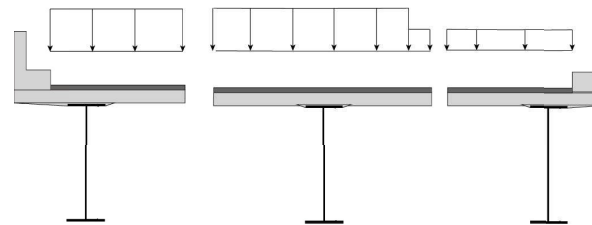
部材強度と全体耐荷力の比較

FEMモデル

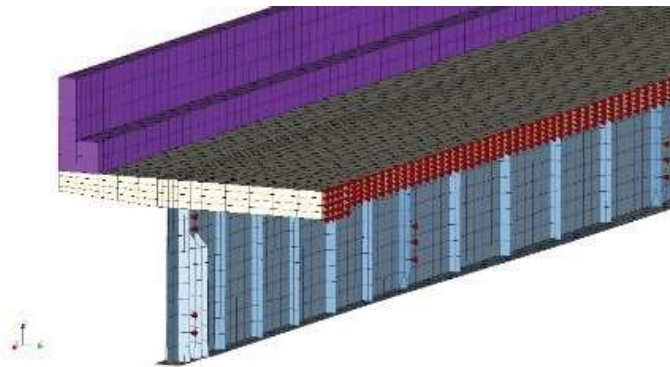
- 床版：ソリッド要素
- 主桁：シェル要素
- 対傾構など：梁要素
- 材料非線形：考慮
- 幾何学的非線形：非考慮



全体橋モデル



主桁ごとに分割
主桁単体モデル



主桁単体モデル
B橋 G1桁

荷重載荷方法と終局判定

荷重載荷方法

- (1) 死荷重係数 1.05まで載荷
 - ・ 合成桁では前死：鋼断面に，後死：合成断面
- (2) 活荷重係数 λ を増加

終局判定

A, B橋（単純合成桁）：

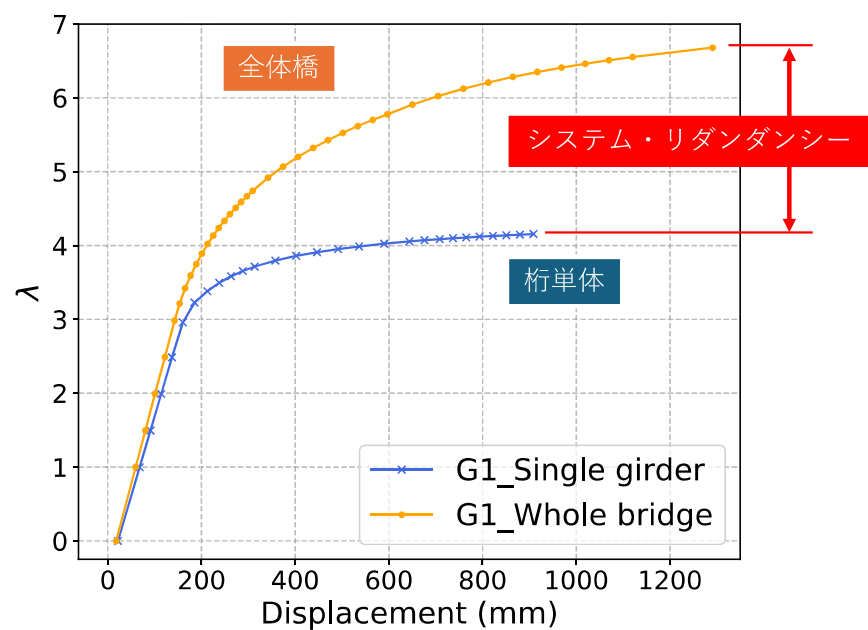
コンクリート床版ひずみ $=0.0035$ が床版幅の30%

N橋（非合成連続桁）：

支間中央：下フランジのひずみ $=$ 降伏ひずみの10倍

中間支点上：横倒れ座屈の限界値

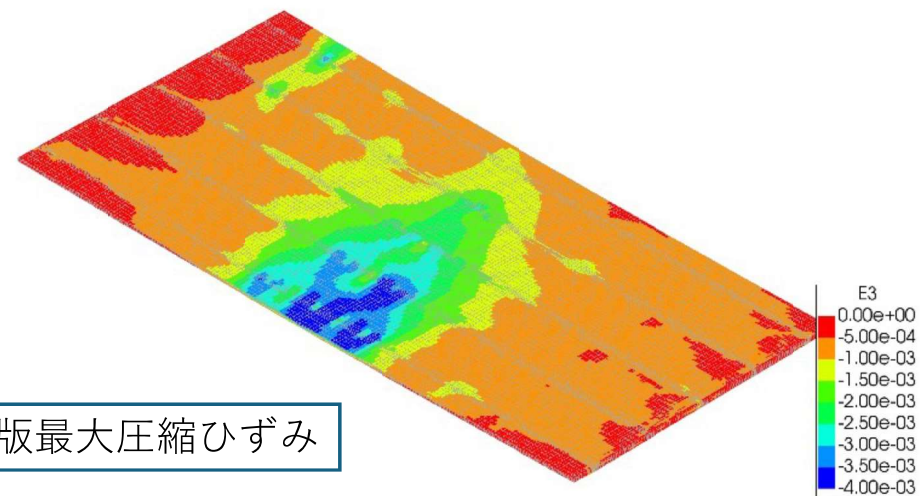
A橋：解析結果



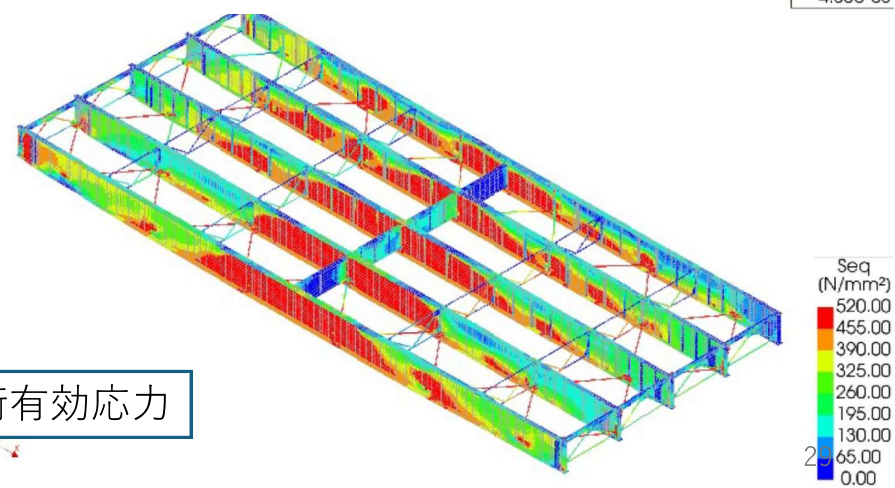
活荷重係数-たわみ関係

終局時の応力・ひずみ分布

終局時=床版幅の30%が圧縮ひずみ0.0035

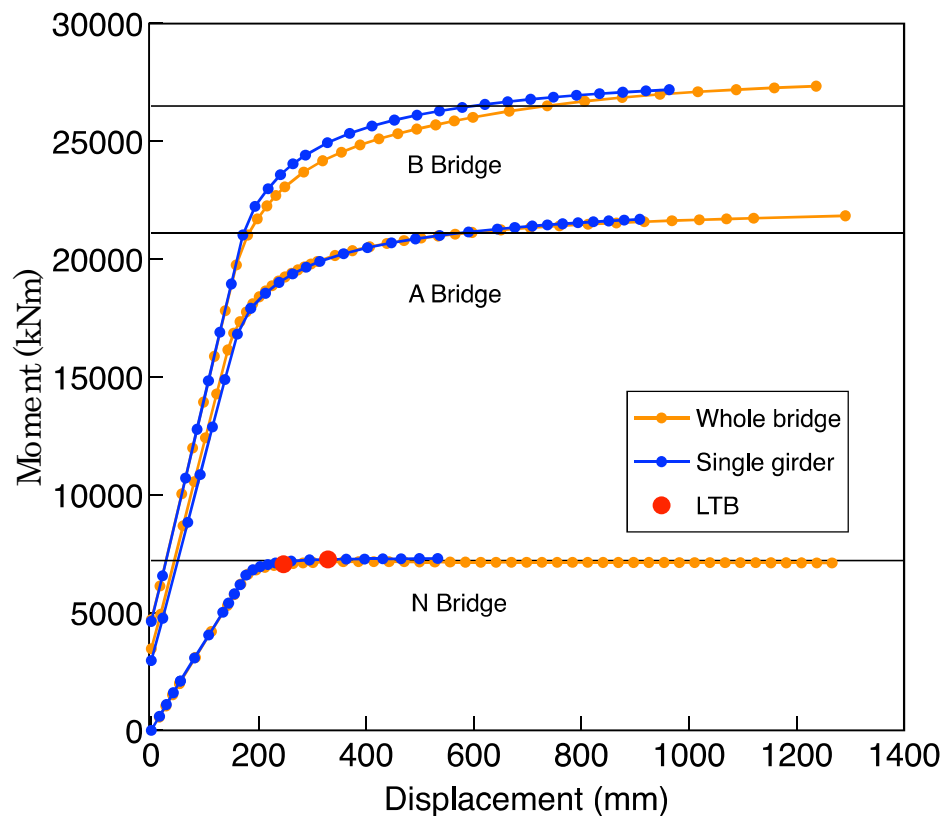


床版最大圧縮ひずみ



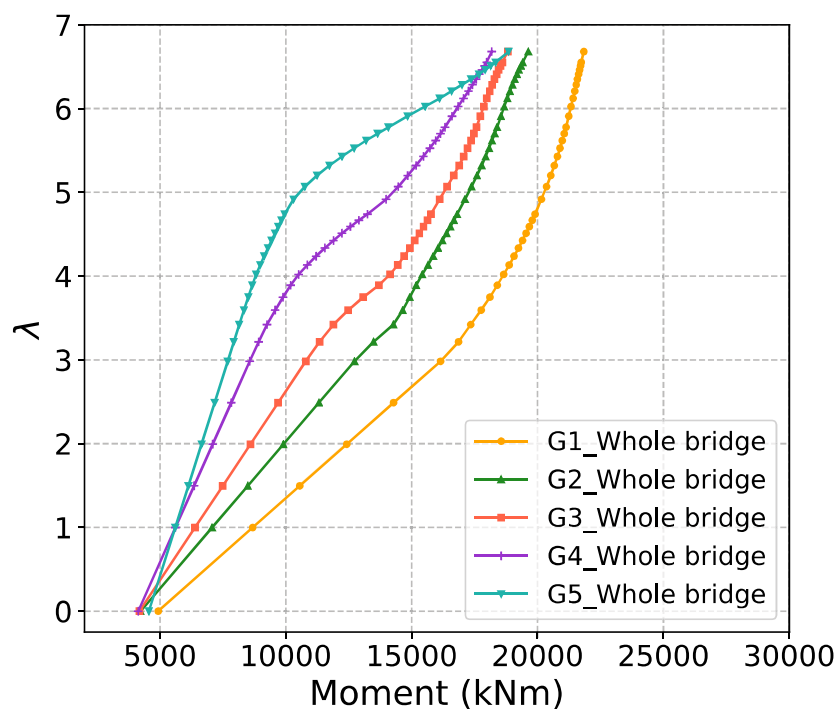
鋼桁有効応力

負けモーメントとたわみの関係

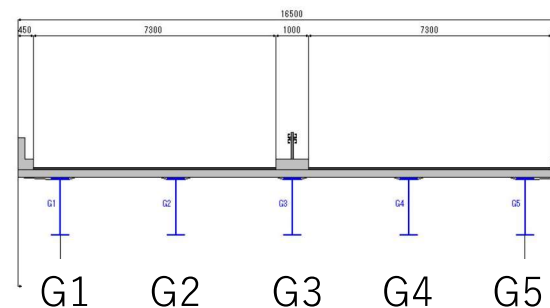


- 曲線の終点が終局点
A, B橋（合成桁）：床版の終局ひずみ 0.0035
N橋(非合成桁)：支間中央下フランジひずみ $10 \varepsilon_y$
- 耐荷性能（最大活荷重係数）は異なるが、
終局時の曲げモーメントは同じ
- 3橋とも全塑性モーメントに達している
（水平な黒線：全塑性モーメント）
- 連続桁では支間中央が終局になる前に中間支
点上の横倒れ座屈で終局
（●LTB：中間支点での横倒れ座屈による終局）

リダンダンシーのメカニズム



A橋（全橋モデル）の活荷重係数と各主桁の曲げモーメントの関係



G1桁 塑性化→剛性低下

→曲げモーメントG2へ移行 → G2剛性低下
→曲げモーメントG3へ移行 → G3剛性低下
→ ...

線形解析：

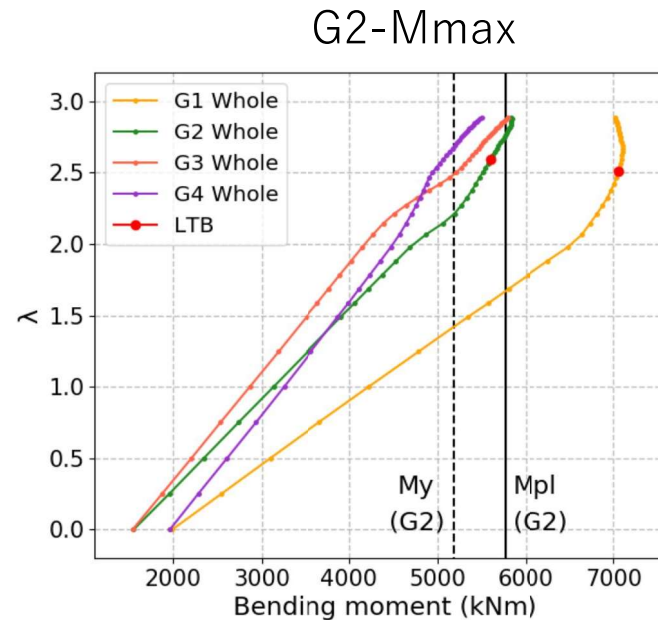
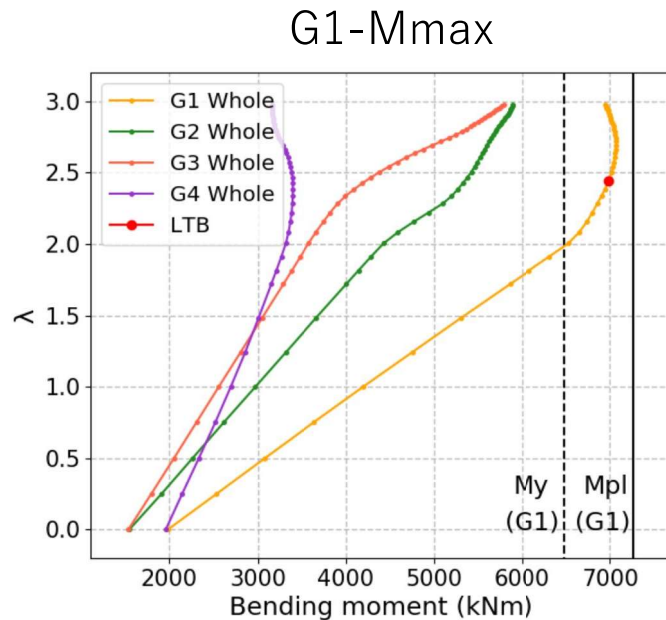
モーメント再配分考慮出来ない

非線形解析：

剛性低下によるモーメント再配分考慮

連続桁の場合：正曲げMax

活荷重載荷パターン：支間中央のMをMax



曲げモーメントと活荷重係数の関係

連続桁の場合

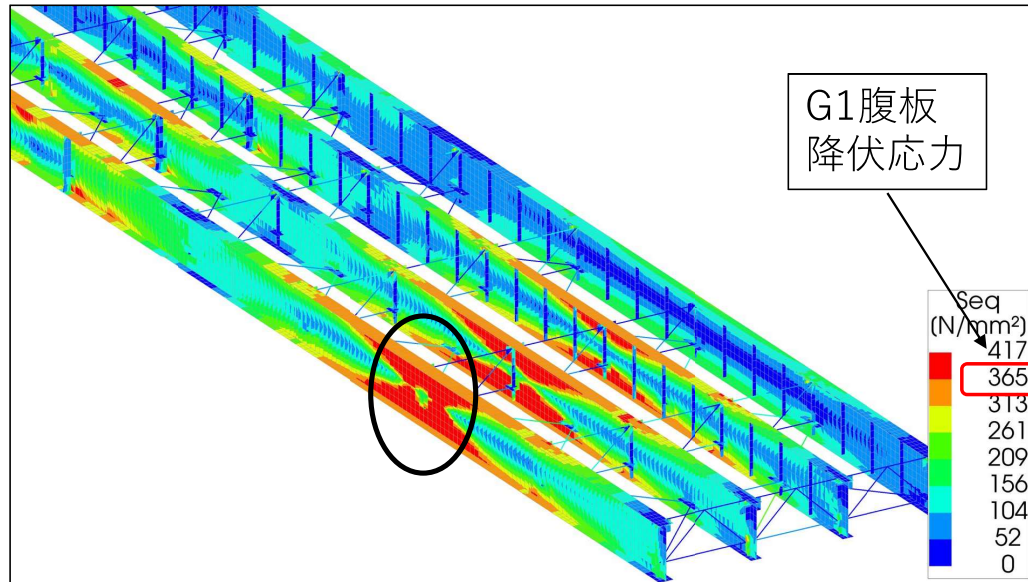
桁間の曲げモーメントの再分配
+
支間中央と中間支点の
曲げモーメントの再分配

支間中央の塑性化によって
中間支点上の負曲げが増大

正曲げMaxの時でも中間支点上が
先に終局

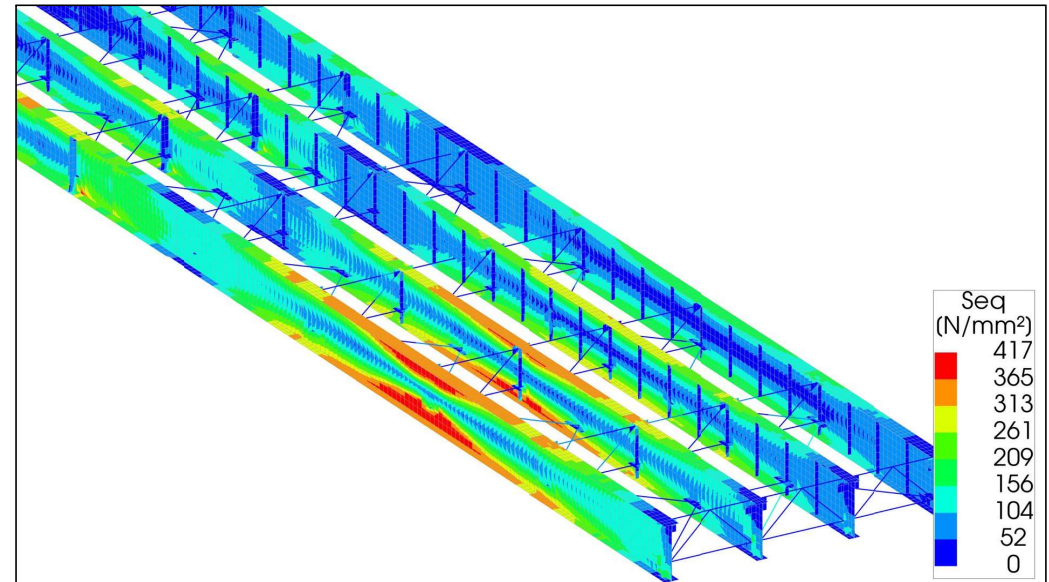
終局時の応力分布 G1-Mmax

G1桁 全塑性状態よる終局状態



解析終了時、桁は全塑性状態

G1桁 横座屈による終局状態

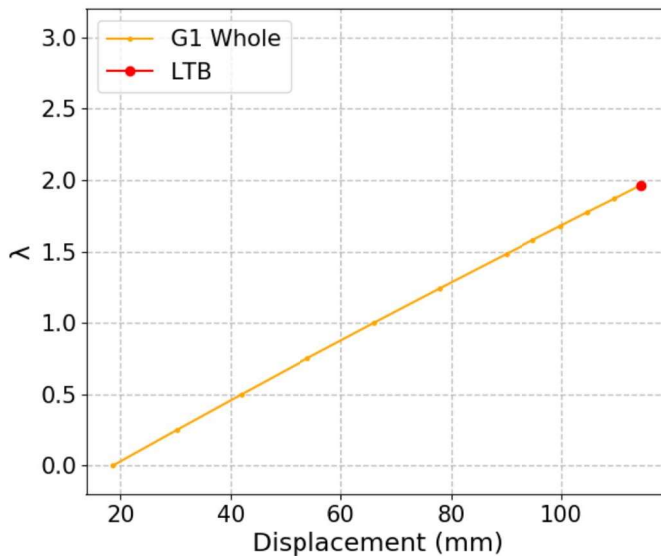


降伏はしているものの、耐力に余裕あり

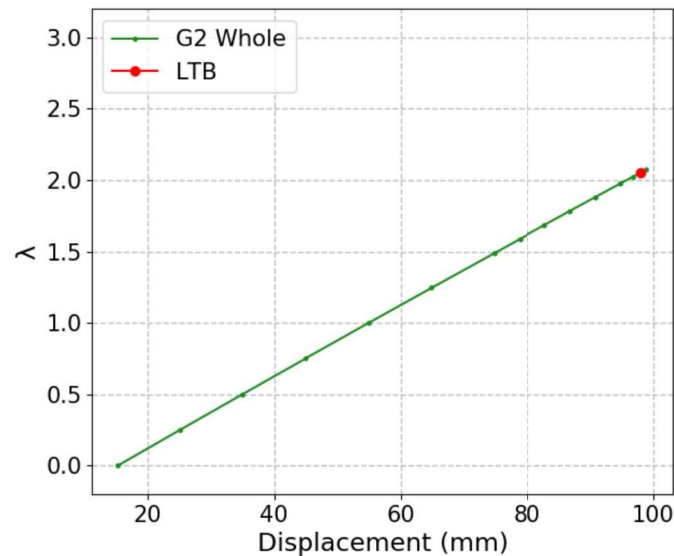
連続桁の場合：負曲げMax

活荷重載荷パターン：支間中央の負曲げをMax

G1-Mmin



G2-Mmin



座屈応力度： σ_{cr}
中間支点下フランジの
降伏応力以下

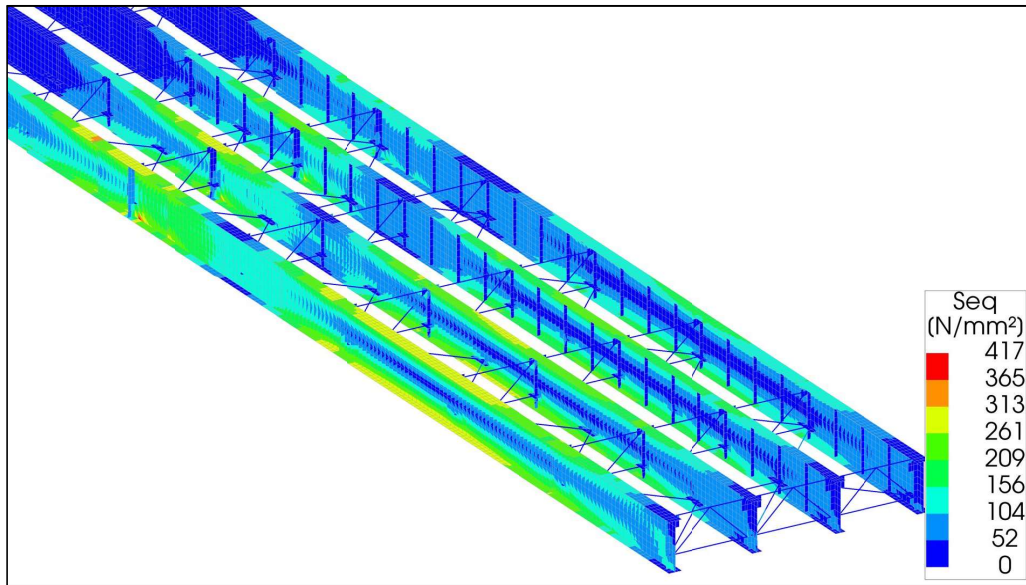
$$\sigma_{cr} \simeq 0.8\sigma_y$$

桁の降伏は生じず，
荷重とたわみ関係は線形

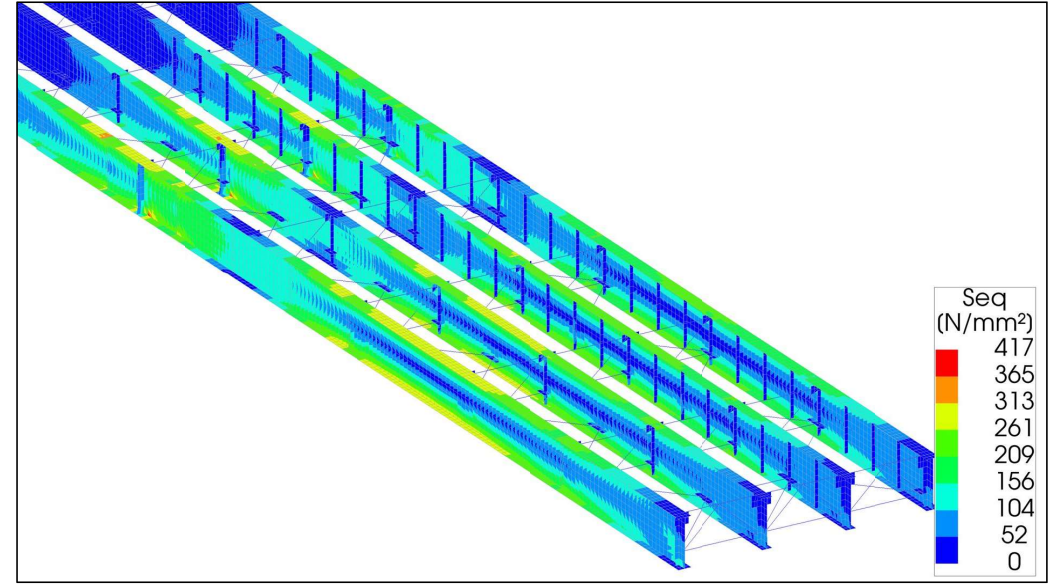
負曲げに対して
システム・リダンダンシー
ほとんど見込めない

終局時の応力分布

G1-Mmin



G2-Mmin



横倒れ座屈による終局状態に至るまで、**曲げモーメントの分担は変化しない**

➡ システムリダンダンシーはない

システム係数の提案

定義： 線形解析で求めた終局活荷重係数を非線形解析から求めた終局活荷重係数に変換する係数

$$\phi_s = 1.0 + \frac{L + I}{C}(\lambda - \lambda^*)$$

$\phi_s > 1.0 \rightarrow$ リダンダンシーあり
 $\phi_s = 1.0 \rightarrow$ リダンダンシーなし

D = 死荷重効果

L = 活荷重効果

I = 衝撃

C = 部材強度

γ_D = 死荷重係数

ϕ_s = システム係数

終局時の活荷重係数

λ = 非線形解析

λ^* = 線形解析

誘導

線形解析の終局時

$$\gamma_D D + \lambda^*(L + I) = C$$

非線形解析の終局時

$$\gamma_D D + \lambda(L + I) = \phi_s C$$

Load ratingとは？

点検結果に基づき設計活荷重に対する余裕度をRF値で数値化

Rating Factor
$$RF = \frac{\phi_c \phi_s C - \gamma_D D}{\gamma_L (L + I)}$$

ϕ_c = 状態係数（点検結果より）

ϕ_s = システム係数（リダンダンシーの考慮）

D = 死荷重効果

L = 活荷重効果

I = 衝撃

C = 部材強度

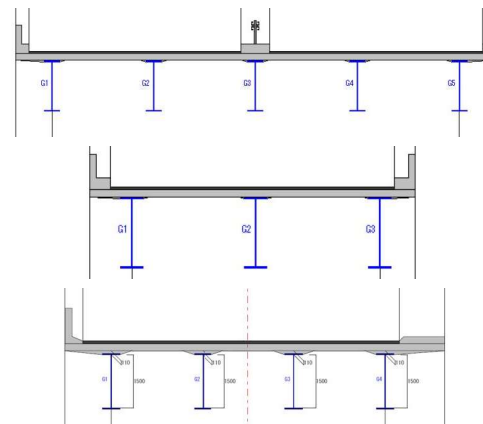
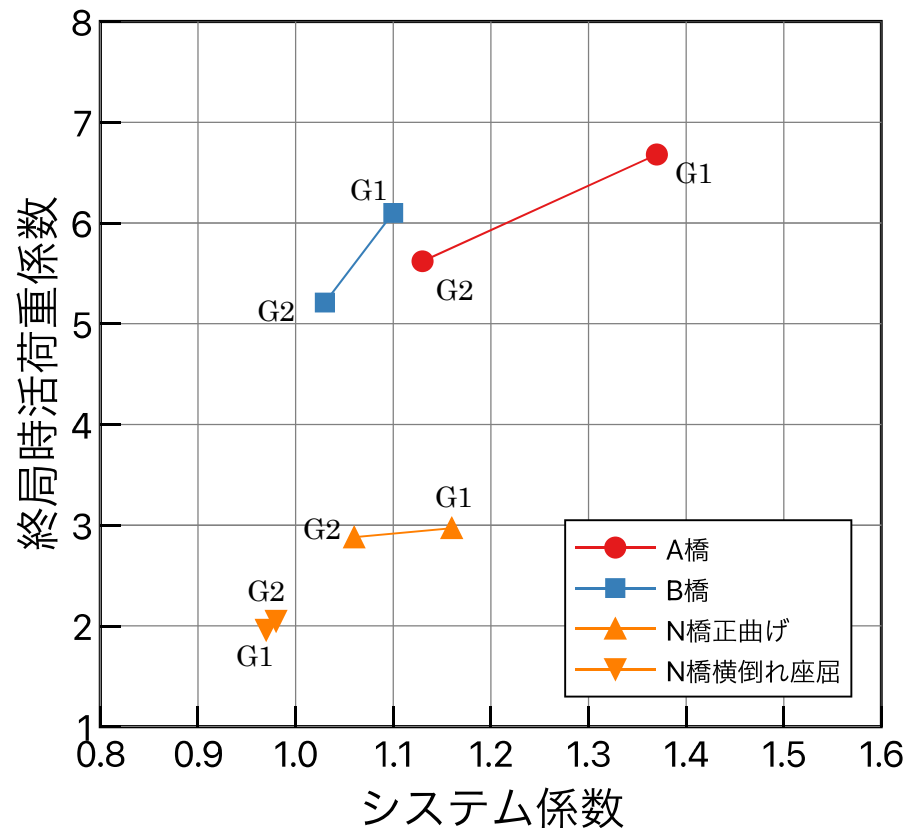
γ_D = 死荷重係数

γ_L = 活荷重係数

注記

AASHTO MBEにおいてもシステム係数があるが、
リダンダンシーの無い橋梁： $\phi_s = 0.85$
リダンダンシーのある橋梁： $\phi_s = 1.00$
にするという考え方

システム係数のまとめ



- 主桁本数が増えるとシステム係数増加
- 外桁と内桁では外桁システム係数大
- 連続桁では支間中央 M_{max} の活荷重載荷でも
中間支点上の横倒れ座屈で終局. システム係数ほぼ1.0

まとめ

- システム・リダンダンシーのメカニズムを説明
- システム・リダンダンシーを数値化したものとして、システム係数を提案
- 主桁本数が多いとシステム係数は大
正曲げ外桁の場合
 - 5本主桁 システム係数1.35
 - 4本主桁 システム係数1.15
 - 3本主桁 システム係数1.10
- 単純桁と連続桁では一般に連続桁の方がリダンダンシー大と考えられているが、必ずしもそうでもない

システム・リダンダンシーをどう使うか？

新設時の設計

- これによるコスト縮減 建設費の3%程度か？
- 高リダンダンシーを狙って多主桁橋？ 疑問

既設橋の耐力評価

- 補強の要否によってコスト大きく異なる
- リダンダンシーを考慮することで補強を回避可能

2主桁 vs 多主桁



冗長性低い

VS



冗長性高い

2発 vs 4発



VS



冗長性低い
メンテコスト低い・燃費良い
故障確率低い

冗長性高い
メンテコスト高い・燃費悪い
故障確率高い

Vulnerability (脆弱性...傷つきやすさ)



VS



冗長性低い
メンテコスト低い
傷つきにくい

冗長性高い
メンテコスト高い
傷つきやすい

ご清聴ありがとうございました