

石炭灰系高性能軽量骨材を用いた PC 橋の載荷実験 - 仮生橋 -

北陸支店 松本一昭
 北陸支店 中村淳一
 本社 桜田道博
 本社 大浦 隆

概要：近年，産業廃棄物である石炭灰(フライアッシュ)を主原料とする低吸水性高性能軽量骨材が開発され，当社では本骨材を PC 橋へ適用するための研究を行ってきた．この度，石川県の仮生橋で本骨材を用いた PC 桁が採用され，世界で初めて石炭灰系高性能軽量骨材を使用した PC 橋が実現した．本骨材を実橋へ適用するにあたり，実物大 PC 桁による載荷実験および橋体完成後の実橋載荷実験を行い，その性状に問題がないことを確認した．

キーワード：石炭灰，低吸水性，高性能軽量骨材，PC 橋，実物大供試体，曲げ破壊実験，実橋載荷実験，非線形 FEM 解析

1. はじめに

近年，フライアッシュを主原料とする低吸水性軽量骨材(以降，FA 軽骨)が開発されている(表1)．本骨材は吸水率が天然普通骨材と同程度(3.0%以下)と低いため，従来の軽量骨材コンクリートで問題となっていた凍結融解抵抗性やポンプ圧送性が大幅に改善される．本骨材を PC 橋へ適用することで，PC 上部構造の軽量化，軽量化に伴う耐震性の向上，下部工の縮小化，これらに伴うコスト低減，および 産業廃棄物のリサイクルが可能になると考えられるため，当社では本骨材を PC 橋へ適用するための研究を行ってきた．この度，石川県の仮生橋(プレテンション方式 PC 単純床版橋，支間 17m，幅員 13m)で本軽量骨材を用いた PC 桁が試験的に採用された．本骨材を用いた PC 桁の曲げ性状，せん断性状，およびプレストレス性状に問題がないことは，当社が実施した小型模型供試体による載荷実験^{1)~8)}で確認されていた．しかしながら，仮生橋は本骨材を使用した初めての实橋であることから，工場で製作された PC 桁，および橋体完成後の実橋が所定の性能を満足しているかを確認する必要があった．そこで，仮生橋に実際に使用した実物大 PC 桁による曲げ破壊実験，および橋体完成後の実橋載荷実験を行った．本文ではその結果について報告する．

表1 FA 軽骨の物性

		FA 軽骨	従来型 軽量骨材	天然 普通骨材
絶乾密度	kg/l	1.28	1.33	2.78
吸水率	%	0.8	9.6	0.7
粗骨材最大寸法	mm	15	15	20
実績率	%	62.0	65.7	63.0
コンクリート単位容積質量	kg/l	1.85	1.85	2.35
骨材の空隙構造	-	独立空隙	連続空隙	-
主原料	-	石炭灰	膨張頁岩等	碎石等



写真1 FA 軽骨(M級)

松本一昭
土木技術部中村淳一
工事部桜田道博
技術本部
土木技術
第一部大浦 隆
技術本部
土木技術
第一部

2. 実物大 PC 桁の曲げ破壊実験

(1) 実験概要

a) 供試体および載荷方法

供試体一般図を図1に示す。供試体は工場で作製した実物大の PC 桁とし、仮生橋で使用したものと同様の PC 桁(JIS A 5373, BS17)とした。載荷方法は単純支持した供試体の 2 点集中載荷とし、支間は 16.966m, 純曲げ区間は 1.5m, せん断支間は 7.733m とした。載荷ステップは載荷荷重が 340kN までは 20kN ピッチ, それ以降は 10kN ピッチとし, 桁が破壊するまで載荷した(写真2)。



写真2 載荷実験状況

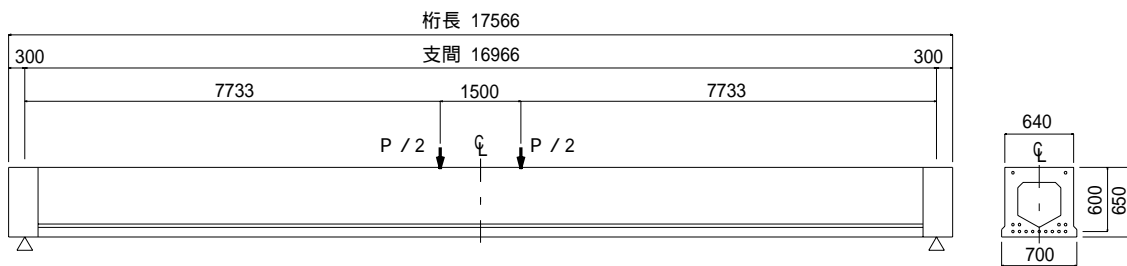


図1 供試体一般図

b) 使用材料

使用材料, コンクリートの示方配合およびコンクリートの性状をそれぞれ, 表2, 表3 および表4に示す。

表2 使用材料

セメント	早強ポルトランドセメント, 密度 3.14g/cm ³
水	上水道水
細骨材	川砂(富山県早月川産) 表乾密度 2.61 kg/l, 吸水率 1.0%
粗骨材	絶乾密度 1.28 kg/l, 吸水率 0.8% 実積率 62.0%, 粗骨材最大寸法 15mm
PC 鋼材	IS15.2 (SWPR7 BN) 降伏強度: 1570MPa, 引張強度: 1860MPa
鉄筋 (スタ-ラップ)	SD295A, 降伏点強度: 295MPa

表3 コンクリートの示方配合

W/C (%)	粗骨材 かさ容積 (m ³ /m ³)	単位量(kg/m ³)				単位容積 質量 (kg/l)
		W	C	S	G	
33.0	570	162	485	716	452	1.815

表4 コンクリートの性状

フレッシュ性状		硬化体性状*			
スランプ (cm)	空気量 (%)	f ₁ (MPa)	f ₂₈ (MPa)	f ₄₁ (MPa)	E ₄₁ (GPa)
14.0	5.3	35.4	60.7	63.1	26.3

* 養生方法は蒸気養生後, 気中保管とした。

c) 非線形 FEM 解析

載荷実験にあたり, 2次元モデルによる非線形 FEM 解析を実施した。モデル図および入力値をそれぞれ, 図2 および表5に示す。コンクリートおよび PC 鋼材の材料非線形特性は図3のとおりとした。

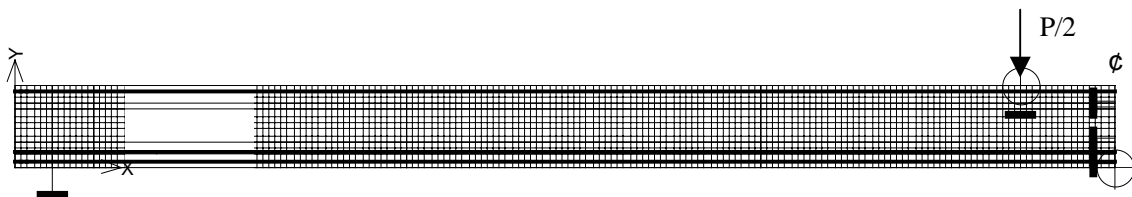


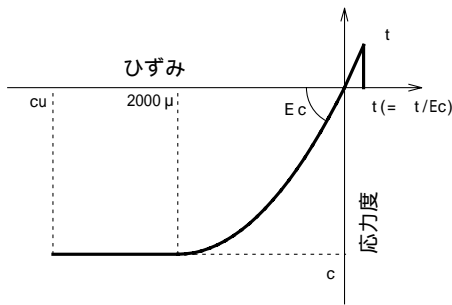
図2 モデル図

表5 入力値

			FA 軽骨 コンクリート	普通骨材 コンクリート*
コンクリート	圧縮強度 f'_c	MPa	63.1	60.0
	引張強度 f_t	MPa	3.64	4.09
	ヤング係数 E_c	GPa	26.3	35.0
PC 鋼材	引張強度 f_{pu}	MPa	1860	1860
	降伏強度 $0.84f_{pu}$	MPa	1570	1570
	降伏強度 $0.93f_{pu}$	MPa	1730	1730
	ヤング係数 E_p	GPa	200	200

*普通コンクリートの入力値は、コンクリート標準示方書に準じて求めた特性値とした。

コンクリート



PC鋼材

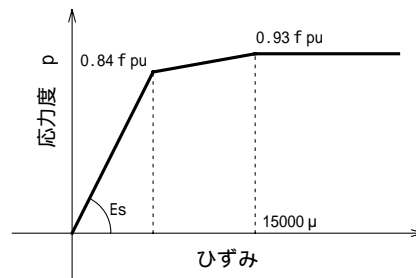


図3 材料の非線形特性

(2) 実験結果および考察

a) 破壊に至るまでの過程

荷重と変位との関係、および破壊に至るまでの過程をそれぞれ、図4および表6に示す。ひび割れ発生時および曲げ破壊時の荷重はそれぞれ、180kN および 400kN であり、ともに設計値を上回った。たわみもひび割れが発生するまでは設計値とよく一致した。これらのことから、仮生橋に使用した桁は、耐荷力およびたわみに関して所定の性能を満足しているといえる。また、非線形 FEM 解析の結果と実測値とを比較すると両者はよく一致している。軽量コンクリートを使用した PC 桁でも、適切な材料物性を入力することで、部材の性状を精度良く予測できることがわかる。

b) 破壊形態

破壊状況を写真3に示す。破壊形態は、桁上縁のコンクリートが圧壊したことによる曲げ圧縮破壊であった。若干脆性的な破壊形態となったが、これは表7に示すとおり、スラブ桁(JIS 桁 BS17)の PC 鋼材量が大きいためであり、軽量骨材を使用したことによるものではないと考えられる。

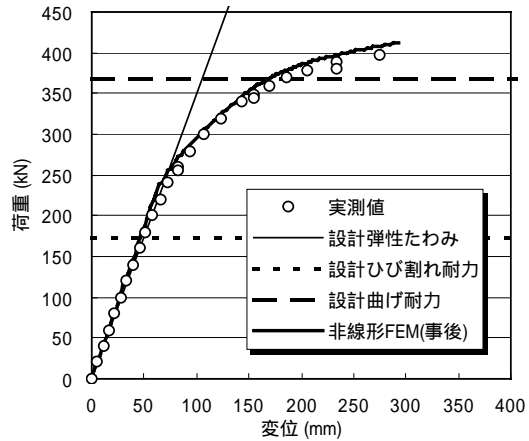


図4 荷重と変位との関係

表6 破壊に至るまでの過程

荷重 (kN)	変状	備考
180	ひび割れ発生	設計値：173kN*
353	PC 鋼材降伏(一次)	
400	曲げ破壊	設計値：368kN**

*ひび割れ荷重の設計値は、桁下縁応力度が引張応力度(3.64MPa)となる値

**曲げ破壊荷重の設計値は、破壊抵抗曲げモーメントより求めた値

表7 スラブ桁(JIS 桁 BS17)の引張鋼材量

		仮生橋桁 (軽量コンクリート)	原案 (普通コンクリート)
引張鋼材量 A_p	mm ²	1803	2080
釣合い鋼材量 A_{pb}	mm ²	1880	1857
比(A_p / A_{pb})	-	0.96	1.12



写真3 破壊状況

c) ひび割れ性状

ひび割れ発生状況を図5に示す。純曲げ区間のひび割れ間隔はおおむね150mm以下であり、ひび割れの分散性はよいと思われる。コンクリート標準示方書⁹⁾に準じ、式(1)で最大ひび割れ間隔を求めると202mmとなる。ひび割れ幅はひび割れ間隔が小さいほど小さくなることから、本桁のひび割れ幅はコンクリート標準示方書のひび割れ幅算定式で求めた値よりも小さくなると推測される。

$$L = 4c + 0.7(c_s + \quad) \dots \text{式(1)}$$

ここに、L：最大ひび割れ間隔，c：かぶり， c_s ：鋼材中心間隔， \quad ：鋼材径

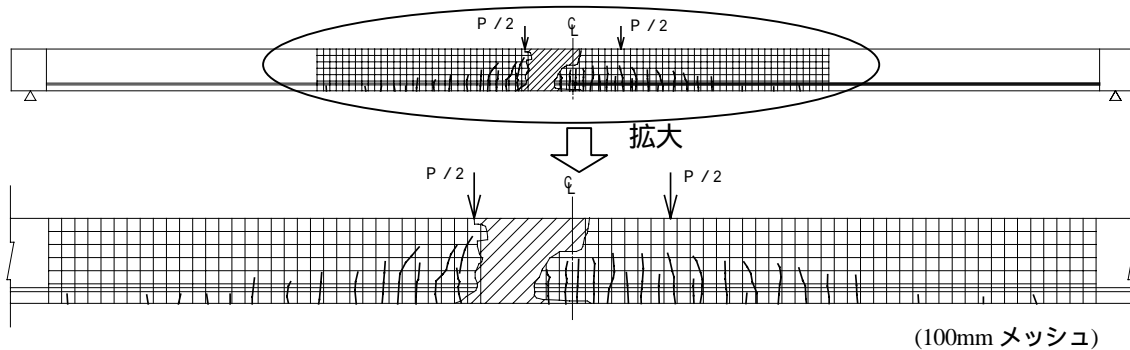


図5 ひび割れ発生状況

d) コンクリート軸方向ひずみ

支間中央部における荷重とコンクリートひずみとの関係を図6に示す。計算値は弾性理論に準じ、式(2)より算出した。桁上縁および下縁のひずみはひび割れが発生するまで計算値とよく一致しており、載荷荷重によるコンクリートひずみは、ひび割れが発生するまでは設計どおりの値を示している。また、桁上縁ひずみは非線形FEM解析結果とよく一致しており、ひび割れ発生後のコンクリートひずみも非線形FEM解析で比較的精度良く予測できることがわかる。

$$c = M / Z / E_c \dots \text{式(2)}$$

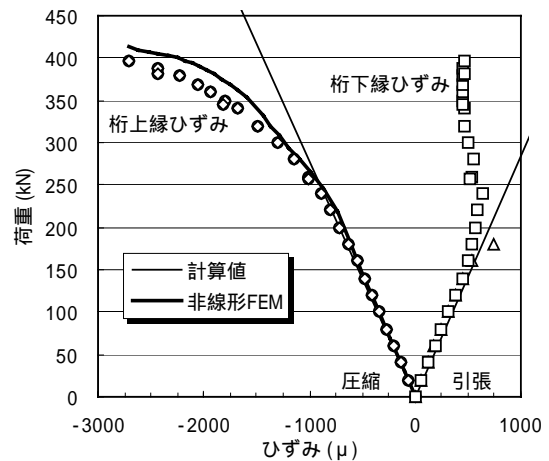


図6 荷重とコンクリートひずみとの関係

ここに、 ϵ_c : コンクリートひずみ
 M : 作用曲げモーメント
 Z : 桁上縁および下縁の断面係数
 E_c : コンクリートのヤング係数

e) コンクリートの終局ひずみ

図6より、桁上縁コンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} は 2700μ であり、通常のコンクリートの終局ひずみである 3500μ 以下であることがわかる。FA 軽骨を使用し、かつ設計基準強度が 50MPa 以上の場合、コンクリートの終局ひずみは 2500μ とするのが安全側の設計になると思われる。終局ひずみを 2500μ とした場合、および 3500μ とした場合の破壊抵抗曲げモーメントの比較を表8に示す。終局ひずみを 2500μ とした場合の破壊抵抗曲げモーメントは、 3500μ とした場合に比べ若干(5%程度)減少することが分かる。仮生橋の設計では、終局ひずみを 2500μ として曲げ破壊の検討を行っているが、表8に示すとおり、本橋は十分な曲げ破壊安全度を有している。

表8 破壊抵抗曲げモーメントの比較

	単位	$\epsilon_{cu}=2500\mu$	$\epsilon_{cu}=3500\mu$	比
破壊抵抗曲げモーメント M_u	$\text{kN}\cdot\text{m}$	1528.4	1602.9	0.95
仮生橋の設計終局曲げモーメント M_{ud}	$\text{kN}\cdot\text{m}$	1218.4	1218.4	-
曲げ破壊安全度(M_u / M_{ud})	-	1.25	1.31	-

f) PC 鋼材応力度

支間中央部断面における荷重と PC 鋼材ひずみとの関係を図7に示す。ここでのひずみは PC 鋼材付近に配置した計測用鉄筋(SD345, D10, 長さ 750mm, ひずみゲージ貼付)の実測値である。PC 鋼材応力度はひび割れが発生するまで、計算値とはよく一致しており、PC 鋼材応力度に関しても設計通りの値を示している。また、非線形 FEM 解析値と実測値とはよく一致しており、非線形 FEM 解析によりクラック発生後の PC 鋼材応力度をほぼ適切に予測できることがわかる。載荷荷重が 350kN 付近でひずみの実測値が伸びなくなっているが、これは計測用鉄筋とコンクリートとの付着が切れたことによると思われる。

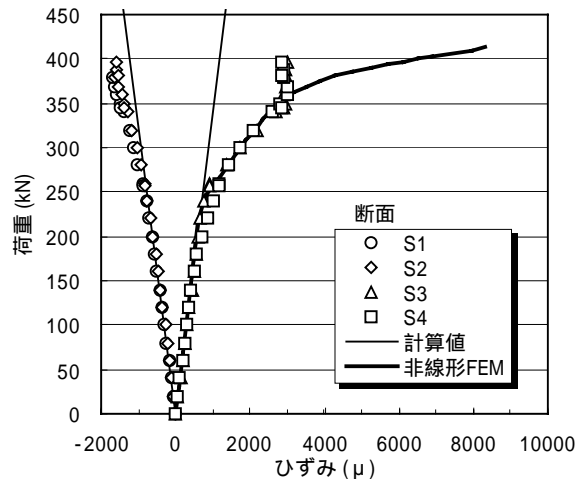


図7 荷重と PC 鋼材応力度との関係

g) 軽量 PC 桁と通常 PC 桁との比較

仮生橋で用いた軽量 PC 桁(FA 軽骨使用)と通常の PC 桁(普通コンクリート使用)の性能を非線形 FEM 解析により比較した。通常 PC 桁の解析は、コンクリートの物性値(ヤング係数, 引張強度)を普通コンクリートのものに変更して行った。軽量 PC 桁の解析は実験に合わせてコンクリートの圧縮ひずみが 2700μ に達した時点で破壊としたが、通常 PC 桁は 3500μ に達した時点で破壊とした。

非線形 FEM 結果を図8および表9に示す。軽量 PC 桁と通常 PC 桁とを比較すると、ヤン

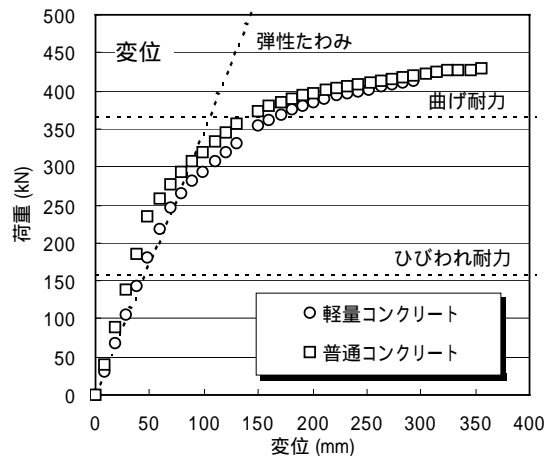


図8 非線形 FEM 解析結果

グ係数の差により、変位とコンクリートひずみに若干の差はあるものの、破壊に至るまでの過程に大差はないことがわかる。ひび割れ耐力および曲げ耐力の差も数%であり、軽量 PC 桁は、通常の PC 桁とほぼ同等の性能を有しているといえる。

表9 軽量 PC 桁と通常 PC 桁との比較

変 状	載荷荷重(kN)		比	備 考
	軽量 PC 桁	通常 PC 桁		
ひび割れ発生	232	248	0.93	実験では 180kN
PC 鋼材降伏(一次)	353	357	0.99	p=7850 μ
cu(2500 μ)	408	416	0.98	
曲げ破壊耐力	413	429	0.96	実験では 400kN

3. 実橋載荷実験

(1) 実験概要

FA 軽骨を使用した軽量 PC 桁橋の性状を実橋においても確認するため、完成した仮生橋の実橋載荷実験を行った。実橋載荷実験では、重量を 200kN に調整したダンプトラックを橋面上に配置し、桁下縁におけるたわみとひずみを計測した(写真4)。本実験では、実橋の橋軸方向の性状、および橋軸直角方向の荷重分配を検討した。



写真4 載荷状況

a) 載荷方法

載荷ケースおよび各ケースの載荷位置をそれぞれ、表10および図10に示す。載荷ケースは4ケースとし、ダンプトラックは桁と平行になるよう配置した。各ダンプトラックの軸重は表11および図9の通りである。載荷ケース1は橋軸方向の性状を検討するためのものであり、ケース2,3および4は橋軸直角方向の荷重分配性状を検討するためのものである。

表10 載荷ケース

載荷ケース	検討項目	計測項目	トラック台数	載荷位置
ケース1	橋軸方向の性状	橋軸方向のたわみ分布 桁下縁ひずみの軸方向分布	2	幅員中央
ケース2	橋軸直角方向の性状	たわみの横方向分布 桁下縁ひずみの横方向分布	1	幅員中央
ケース3			1	車道右端
ケース4			1	車道左端

表11 各車両の軸重

	P1 (kN)	P2 (kN)	P3 (kN)	合計 (kN)
見込み値	40	80	80	200
トラック1	47.7	79.1	73.1	199.9
トラック2	51.2	79.1	68.9	199.2

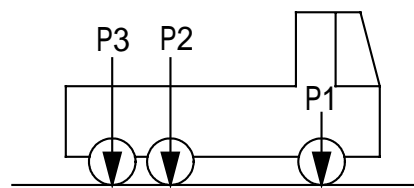
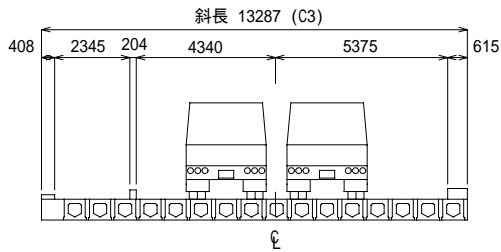
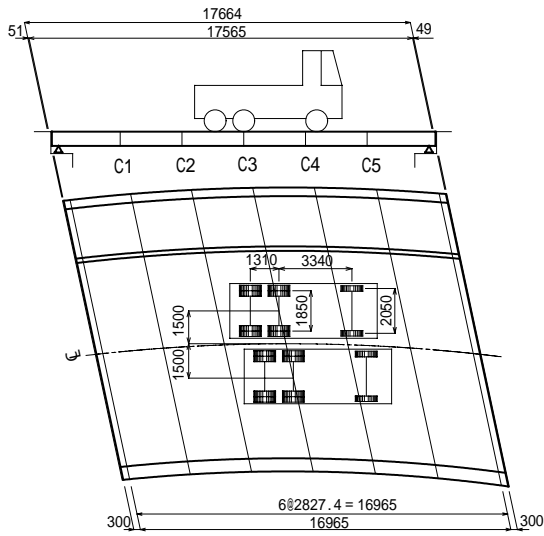
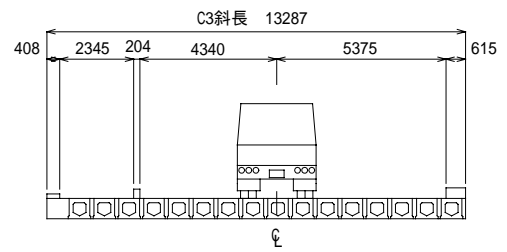
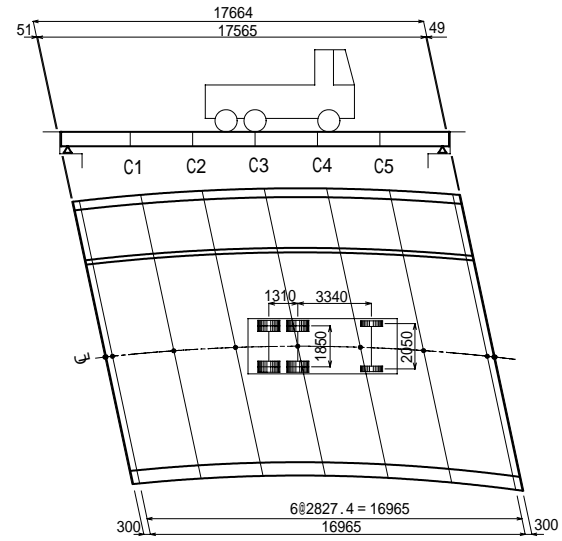


図9 ダンプトラックの軸重

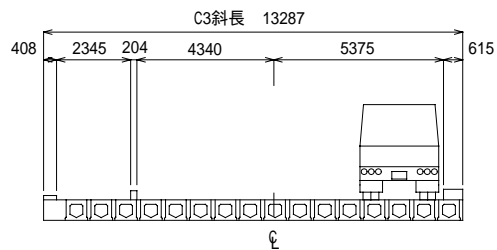
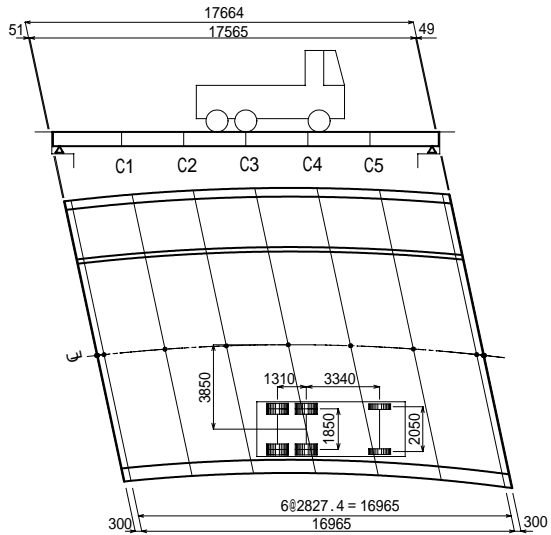
ケース1



ケース2



ケース3



ケース4

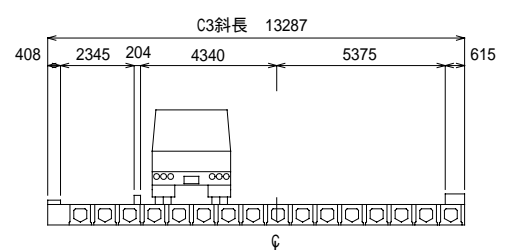
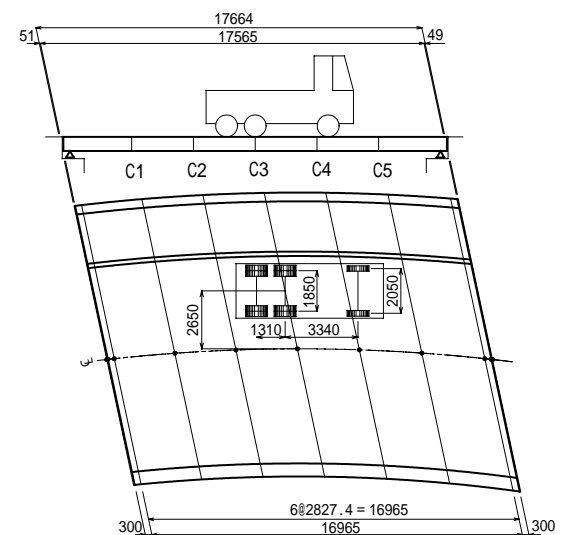


図10 各ケースの載荷位置

b) 計測方法

計測は載荷用のダンブトラックを橋面上の所定の位置に載せた直後に行った。変位計およびひずみゲージの配置位置をそれぞれ、図 11 および図 12 に示す。計測位置は仮生橋の設計における検討断面(C1~C5)とした。

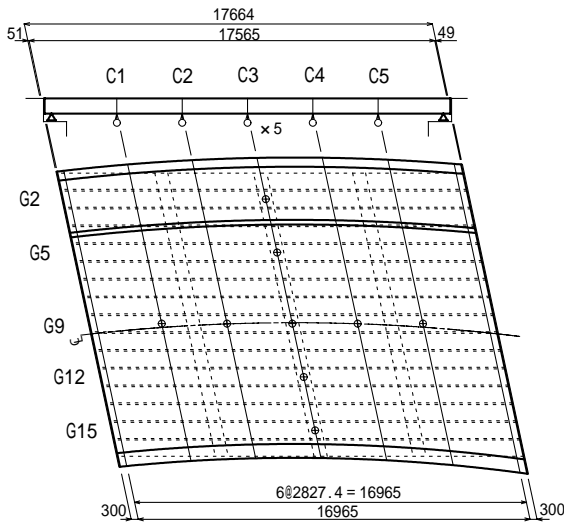


図 11 変位計位置

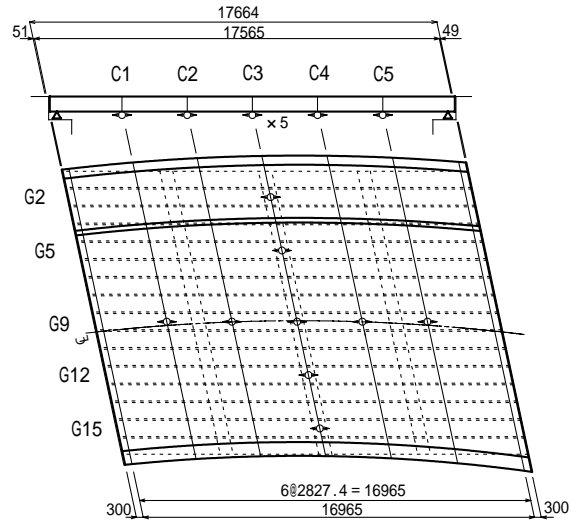


図 12 ひずみゲージ位置

c) FEM 解析

仮生橋の立体 FEM 解析モデルおよび入力した材料物性値をそれぞれ、図 13 および表 12 に示す。FEM 解析は、地覆をモデル化していないケース、および地覆をモデル化したケースについて実施した。FEM 解析における材料の物性値は、実際のコンクリート強度およびヤング係数とした。拘束条件は実橋と同様とし、支承の位置で単純支持した。荷重は各載荷ケースでの車輪位置に輪荷重(前輪 20kN, 後輪 40kN)を集中荷重として載荷した。

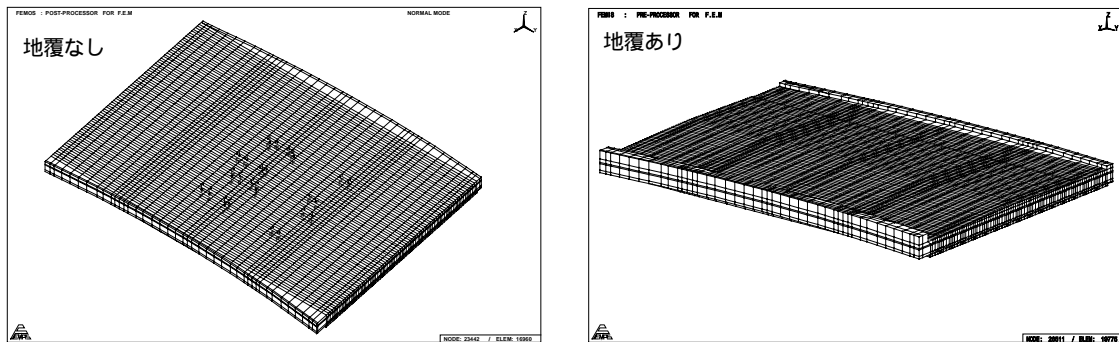


図 13 仮生橋 FEM 解析モデル

表 12 FEM 解析における材料物性値

			主 桁	間詰め部 地 覆	均し コンクリート
コンクリート	圧縮強度 f_c	MPa	60.0	40.0	24.0
	ヤング係数 E_c	GPa	26.3	33.0	25.0
	ポアソン比	-	0.167	0.167	0.167

(2) 実験結果

a) 橋軸方向の性状

荷重ケース1におけるG9桁の変位、および桁下縁ひずみをそれぞれ、図14、図15および表13に示す。設計値は版理論(ギヨン・マソナー法)により算出した。実測値は地覆をモデル化したFEM解析値とよく一致しており、仮生橋は弾性体として健全に挙動しているといえる。設計値が実測値よりも大きいのは、地覆の剛性を設計に考慮していないためと考えられる。これは、設計値と地覆をモデル化していないFEM解析値とが近い値となっていることからわかる。しかしながら、地覆を考慮しない設計方法は簡便である上、安全側の値となることから設計方法としては妥当なものであると思われる。

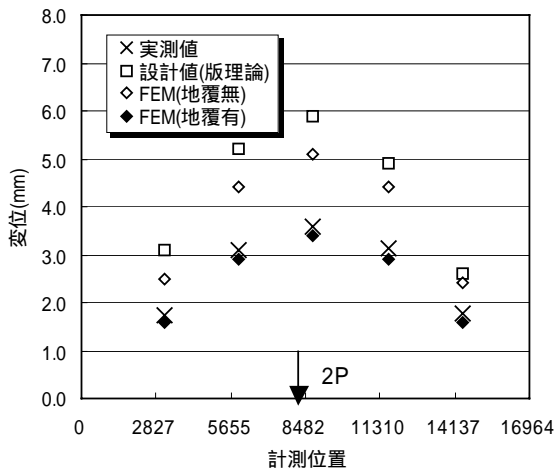


図14 G9桁の変位

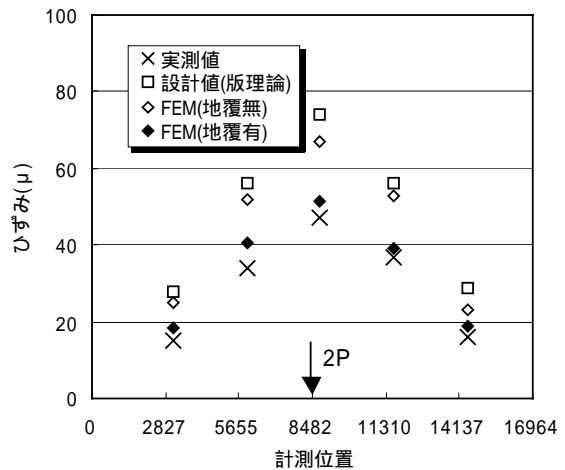


図15 G9桁の橋軸方向ひずみ

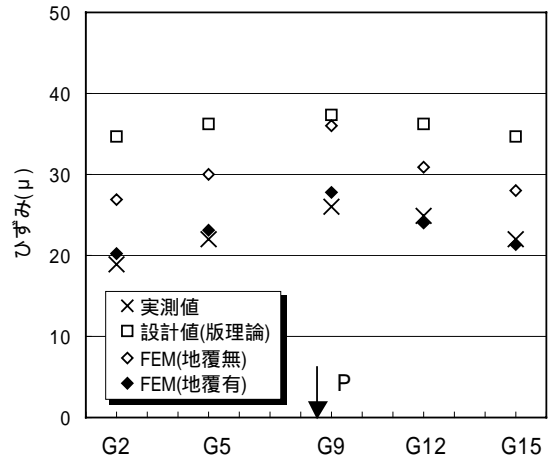
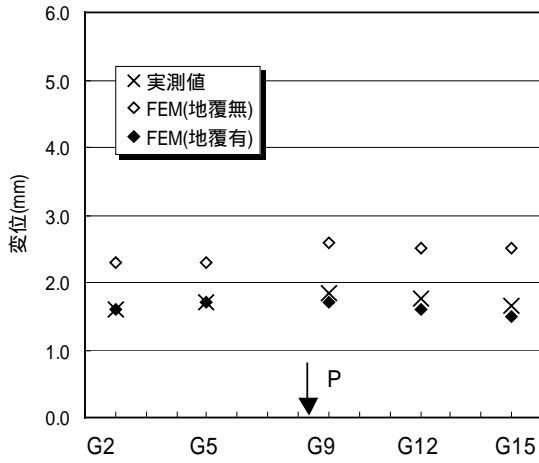
表13 実測値，設計値およびFEM解析値の比較(ケース1)

		単位	C1	C2	C3	C4	C5
変位	実測値	mm	1.7	3.1	3.6	3.1	1.8
	版理論	mm	3.1	5.2	5.9	4.9	2.6
	FEM(地覆無)	mm	2.5	4.4	5.1	4.4	2.4
	FEM(地覆有)	mm	1.6	1.7	3.4	2.9	1.6
ひずみ	実測値	μ	15	34	47	37	16
	版理論	μ	28	56	74	56	29
	FEM(地覆無)	μ	25	52	67	53	23
	FEM(地覆有)	μ	18	41	51	39	19

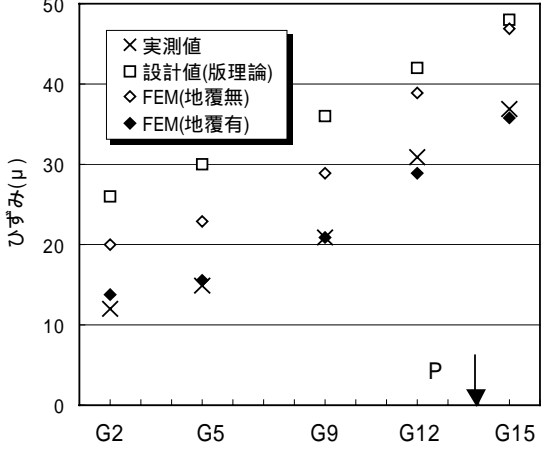
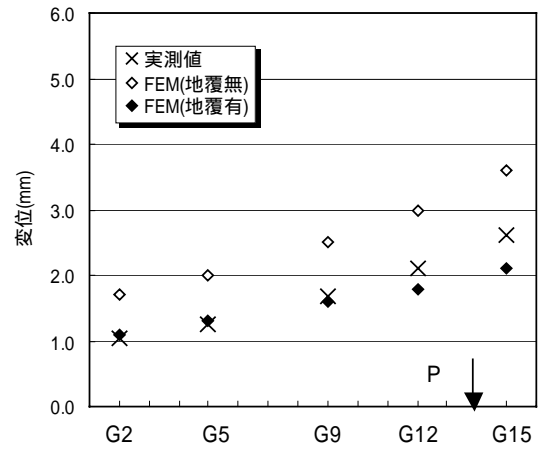
b) 橋軸直角方向の性状

荷重ケース2, 3および4におけるC3ラインの変位およびひずみを図16に示す。ケース1と同様、たわみおよび桁下縁ひずみの実測値はともに、地覆を考慮したFEM解析値とよく一致している。版理論による設計値は実測値より大きく安全側の値となっているものの、各桁への荷重の分配割合は実測値と同様の傾向となっている。このことから、軽量PC桁を用いた本橋にも、従来通り版理論(ギヨン・マソナー法)による荷重分配の設計方法が適用できるといえる。

ケース2



ケース3



ケース4

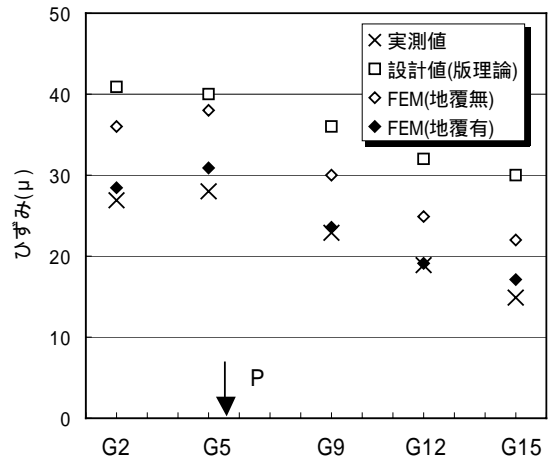
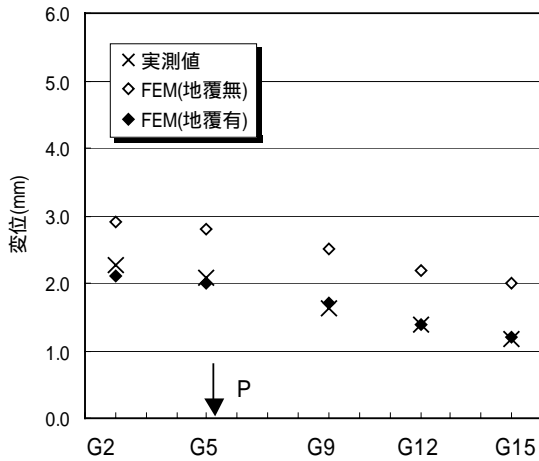


図16 C3ラインの変位と桁下縁ひずみ

4. まとめ

a) 実物大 PC 桁の載荷実験

ひび割れ発生荷重および曲げ破壊荷重はともに設計値を上回り、実物大 PC 桁は所定の耐荷力を有していた。

たわみ、コンクリートひずみ、および PC 鋼材ひずみは、ひび割れが発生するまでは設計値とよく一致した。

ひび割れ間隔はコンクリート標準示方書の式で算出された値より小さく、ひび割れの分散性は良好であった。ひび割れ分散性が良好であることから、ひび割れ幅も小さいと考えられる。

破壊形態は桁上縁の圧壊による曲げ圧縮破壊であった。破壊形態が若干脆性的であったのは、スラブ桁(JIS 桁 BS17)の鋼材量が大きく、釣合い鋼材量と同程度であったためと考えられる。

コンクリートの終局ひずみは 2700 μ であり、通常の 3500 μ を下回った。したがって、設計基準強度が 50MPa 以上で FA 軽骨(M 級)を使用した場合は、終局ひずみを 2500 μ として破壊抵抗曲げモーメントを算出するのが適当と思われる。

軽量 PC 桁と通常の PC 桁とを非線形 FEM 解析により比較した結果、破壊に至るまでの過程は両者の間で大差がなく、軽量 PC 桁は通常の PC 桁とほぼ同等の性能を有していることがわかった。

以上の結果から、仮生橋に使用した軽量 PC 桁は設計で想定した性能を満足していることが確認された。

b) 実橋載荷実験

実橋載荷実験におけるたわみとひずみの実測値は、版理論により求めた設計値より小さく、安全側の値を示した。

たわみおよびひずみの実測値は線形 FEM 解析値とよく一致しており、仮生橋は健全な弾性体として挙動していることが確認された。

橋軸直角方向の荷重分配も設計と同様の傾向を示していることから、従来の版理論(ギヨン・マソナー法)による設計法が FA 軽骨を用いた軽量 PC 桁橋にも適用できることがわかった。

以上の結果から、仮生橋は実橋においても所定の性能を満足していることが確認された。



写真5 完成した仮生橋

謝辞

実物大 PC 桁の製作，試験の実施にあたっては，七尾工場の皆様にご協力いただきました。また，骨材試験，コンクリートの試験練りにあたっては，(株)宇部三菱セメント研究所宇部センターおよび古川勘(株)の皆様にご協力を頂きました。ここに，ご協力いただいた関係各位に深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 桜田，渡辺，村井，大浦：石炭灰を主原料とした高性能人工軽量骨材を用いた PC 梁の性状，(株)ピー・エス技術資料 17 号，pp.125-134，2001.3
- 2) 桜田，鈴木，渡辺，村井：石炭灰を主原料とした高性能人工骨材を用いた PC 梁の載荷実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.23， 3， pp.559-564，2001.7
- 3) 村井，渡辺，桜田，鈴木：石炭灰を主原料とした高性能人工骨材を用いた PC 梁の性状，土木学会第 56 回年次学術講演会，V， pp.318-319，2001.10
- 4) H. Watanabe, M. Suzuki, M. Sakurada, N. Murai: Behavior of Prestressed Concrete Beams with Artificial Light-weight Aggregate made from Coal Ash, fib-Symposium, Berlin, 2001.10
- 5) 桜田，角田，村井，大西：高性能軽量コンクリートの性状とそれを用いた PC 橋の試設計，PC 技術協会第 11 回シンポジウム論文集， pp.899-904，2001.11
- 6) N. Murai, M. Suzuki, H. Watanabe, M. Sakurada: Behavior of Prestressed Concrete Beams with Artificial Lightweight Aggregate, Proceedings of the 11th Symposium on Developments in Prestressed Concrete, pp.39-42, 2001.11
- 7) 桜田，渡辺，大浦，鈴木：石炭灰系高性能軽量骨材を用いた PC 床版の輪荷重走行試験，土木学会第 57 回年次学術講演会，2002.9
- 8) M. Sakurada, H. Watanabe, T. Ohura, M. Suzuki: Study on Application of Enhanced Artificial Lightweight Aggregates Made from Fly Ash to Prestressed Concrete Bridges, fib-Symposium, Osaka, 2002.10
- 9) 土木学会：コンクリート標準示方書【構造性能照査編】，2002.3