7）軽量骨材コンクリートを用いた橋梁と海洋構造物の設計事例

DESIGN OF BRIDGES AND OFFSHORE STRUCTURES USING LWA CONCRETE

Stein Fergestad and Trond Hagen
Dr.Ing.A.Aas-Jakobsen A/S,Norway

(1) Heidrun TLP（ﾃﾝｼｮﾝ ﾚｸﾞ ﾌﾟﾗｯﾄﾌｫｰﾑ）

水深 345 mの北海に，世界で初めて建設された浮遊式ｺﾝｸﾘｰﾄ製ﾌﾟﾗｯﾄﾌｫｰﾑで，中心間隔 80 m, 外径 31.0 mの４本の柱，柱の上に設置された２本のﾓｼﾞｭｰﾙ支持梁及び柱下端を連結するﾎﾟﾝﾂｰﾝからなる。

浮遊体のｺﾝｸﾘｰﾄは，LC 60（設計基準強度： 60 MPa)で，設計のﾔﾝｸﾞ係数，単位容積質量は次のとおり．

ヤング係数　：25,000 MPa（鉄筋ｺﾝｸﾘｰﾄとして）

単位容積質量：2,000 kg/m^3（ｽﾘｯﾌﾟﾌｫｰﾑ施工部），1,950 kg/m^3(その他)

（論文 18）参照）

1）ﾎﾟﾝﾂｰﾝ

幅 15.95 m, 高さ 13.0 m, 長さ（一辺）110 m のﾎﾞｯｸｽｶﾞｰﾀﾞｰで，外壁の部材厚を減じるため中壁，中床版を設けている．

最も重要な設計条件は水密性で，膜応力が外水圧より大きい場合 100mm，その他は 200 mm の圧縮ゾーンを確保した．

（ｺﾝｸﾘｰﾄ量：30,000 m^3 ）

2）柱

柱はﾌﾟﾗｯﾄﾌｫｰﾑの浮力のための主要部材である．船の衝突事故に対して壊滅的な漏水がないよう計画されている．

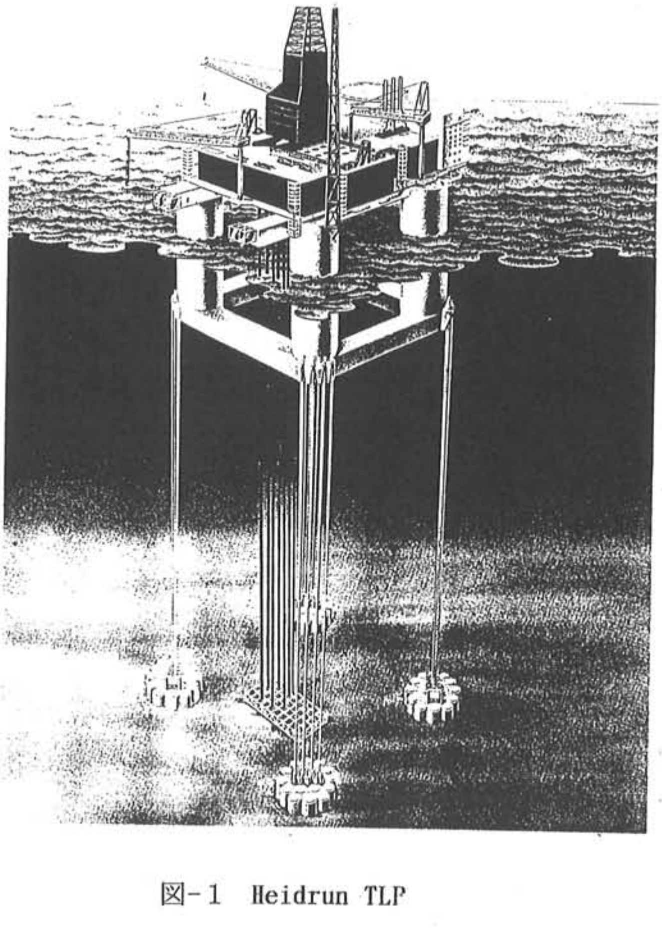
部材断面は座屈で決まっている．

（ｺﾝｸﾘﾄ量： 32,000 m^3 ）

3）ﾓｼﾞｭｰﾙ支持梁

幅 7.0 m，高さ 7.5 m のﾎﾞｯｸｽｶﾞｰﾀﾞｰで，施設全体の重心を下げるため梁高を最小とする必要があり，ﾌﾟﾚｽﾄﾚｽを導入した．

（ｺﾝｸﾘｰﾄ量： 6,700 m^3 ）



図－１ Heidrun TLP

耐火：火災時の剥落を減らすため，水面上のｺﾝｸﾘｰﾄには 0.15 % のﾎﾟﾘｳﾚﾀﾝ繊維を混入した．

スターラップ：最少スターラップ量を A = 1400 mm^2/m とした．

最少鉄筋量：ﾉﾙｳｪｰの基準によれば LWA ｺﾝｸﾘｰﾄは引張強度が低い分少なくなるが，安全側を考え同一とした．

(2) SALHUS 橋

ノルウェー北部に位置し，１０個のｺﾝｸﾘｰﾄ製ﾎﾟﾝﾂｰﾝ上の鋼製浮き橋と高さ 32 m の航路を確保するＰＣ斜張橋からなる．

ﾎﾟﾝﾂｰﾝの平面形状は小判型で 20.5 m（橋軸方向）× 42.0 m（橋軸直角方向），高さ 7.3 mである．ｺﾝｸﾘｰﾄは LC55 で，単位容積質量は 1,950 kg/m³である．各々のﾎﾟﾝﾂｰﾝは，事故により隣り合った２室が浸水しても安全であるように，隔壁により９室に区切られている．

本斜張橋の場合，桁の LWA ｺﾝｸﾘｰﾄは割高であるが，斜材の量を減らすことにより全体としては 普通ｺﾝｸﾘｰﾄより経済的であった．総幅員 15.1 m,最大桁高 1.38 mのｸﾛｽﾋﾞｰﾑ方式のＰＣｺﾝｸﾘｰﾄ(LC 55) である．(論文 20) 参照)

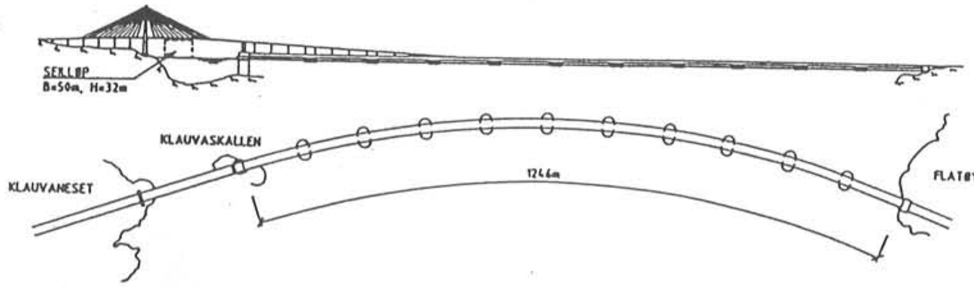


図-２　縦断図及び平面図

(3) RAFTSUNDET 橋

ノルウェー本島と Lofoten 島を結ぶ，橋長 711 m,最大ｽﾊﾟﾝ 298m,総幅員 10.3 mの４径間連続ＰＣ斜張橋で，1996 年着工予定である．有名な観光地区であり，遊覧船が本橋の下を通るため景観を重要視し，ﾃﾞｻﾞｲﾝを競争設計とした．建設地点は強風地区であり，冬期２度の観測データに基づき解析中であり，施工時，完成時の静的，動的風荷重に対して風洞実験により検討している．

スパンがアンバランスであるため，中央径間には単位容積質量 21 KN/m³，LC 60 の LWA ｺﾝｸﾘｰﾄ（総量：2200 m³)を使用予定である．

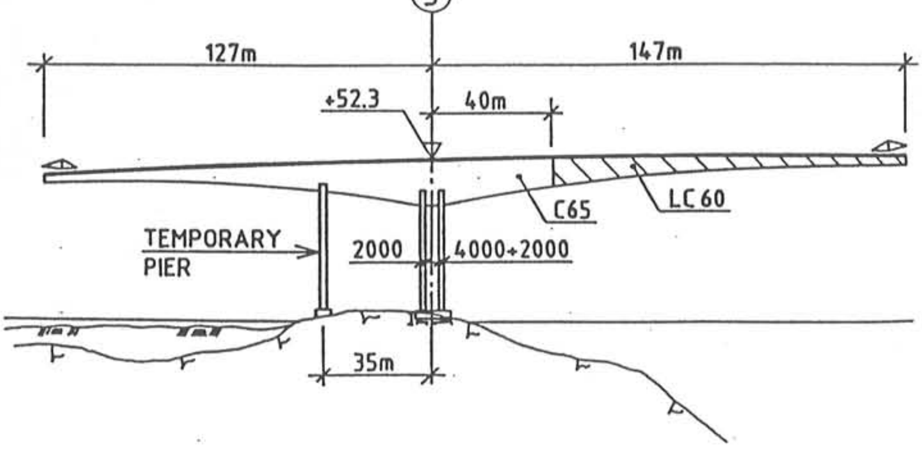


図-３　No.３ 橋脚からのカンチレバー

（抄訳担当：相原 功）

8）軽量コンクリートに対するMODEL CODE 90の補足

SUPPLEMENT TO MODEL CODE 90 FOR LWA STRUCTURAL CONCRETE

Ivar Holand ; SINTEF Structures and Concrete,Norway

1．概要

ＣＥＢ（ヨーロッパコンクリート委員会）とＦＩＰ（国際プレストレスト協会）は，軽量コンクリートに対して現行のモデルコード90の設計基準に補足を加えることを決定した．その作業部会（ＷＧ）は，高強度コンクリートに対する設計基準を含むモデルコード90への追加の作業部会の継続として引き継がれる．

下記に示す内容を含むように計画された草稿の中に，この作業部会の関連用語がある．

1）軽量コンクリートの定義

2）技術の現状

3）軽量コンクリートの補足を必要とするモデルコード90の条文の検証，すなわち，モデルコード９０の拡張の必要性の検証

4）調査の必要性の検証

5）調査と開発に関する情報

本ＷＧの活動は，本シンポジウム（Sandefjord 1995）に関連する会合によって開始され，おそらく３年間の活動期間を予定している．

2．背景

高強度コンクリート／高性能コンクリートに関するＣＥＢとＦＩＰの共同作業部会の開催は，1992年にＣＥＢとＦＩＰの会議で約束された．また，作業部会に関連する用語として軽量コンクリートにも言及された．部会では，軽量コンクリートは重要な検討項目と考えた．しかし，ＭＣ90では軽量コンクリートに対する設計規準が全くなかったため，ＭＣ90の草案作成の作業部会中で優先事項として与えられるまでには至らなかった．

この件は現在に申し送られた．そして新しい作業部会の設立が1994年の5-6月にWashingtonで開催されたFIP Congress の FIP Commission 1 ならびに1994年9月に Oostende の CEBの Advisory Committe meeting の作業部会の報告の中で提案された．その提案は，FIPとCEBによって確認されている．そして，Ivar Holand 教授が新しい作業部会の議長となり，以前の部会と比較されて構成委員を再検討し，関連用語の詳細な提案事項を作成した．本作業部会の構成委員リストは付録Ａとして示す．

関連用語の草案は，CEBとFIPによって綿密に検査されることを意図とされている．そして，草案の検査は新しい作業部会の第１回委員会での議題でもある．

3．関連用語の草案

1）軽量コンクリートの定義

本作業部会では，軽量コンクリートとは，強度と単位容積質量の大きさに依らず耐荷特性を有する構造物に有利となるように用いられる軽量骨材を含むコンクリートとして定義する．実質的な数値としては，シリンダー圧縮強度がLC16（16N/mm^2）からLC80（80N/mm^2）の範囲までとされ，単位容積質量が1200kg/m^{3}以上であるとする．人工軽量骨材の種類に対する規準，そして提案されるコードの内容によって要求される軽量コンクリートの強度と単位容積質量の値が，本作業部会によって規定されることになる．

2）言及すべき事項

本作業部会の仕事は，原則的に軽量コンクリートのすべての利用状況に言及することである．そして，コ

ンクリート製品，構造設計，施工例，試験方法や品質保証などのコンクリートに対するヨーロッパ規準において現在，用いられている用語にも言及する．

3)技術の現状

種々の国々で，軽量コンクリートの適用例は大きく異なっているが，この変化に対する明白な理由はないのが現状である．このことは，以下のことを意味する．すなわち，軽量コンクリートの経済的そして技術的に有利な点が強調される場合の研究例を収集することは，設計者や施主が個々の目的に応じて最も適切なコンクリートの種類を選択するときの参考として有益な情報になることが予想される．そのうえ，軽量コンクリートに関して現在存在する基準，規格や規準等を総合的にまとめることは，設計者のための有益な情報になるばかりか，本作業部会にとっても有益な情報になる．

4)軽量コンクリートの補足を必要とするモデルコード90の条文の検証，すなわち，モデルコード９０の拡張の必要性の検証

本作業は，CEB/FIPのMC90の条文に基づくものである．本作業部会が，どんな話題が言及されるべき広範囲な題目が与えられるような優先項目であるかということを決定しなければならない．

話題は関連用語としては記述されないが，典型的な話題としては以下のようなものが挙げられる．

・骨材の種類

・コンクリートの分類

・破壊エネルギーを含む構成則

・２軸あるいは３軸圧縮と引張挙動

・局部圧縮，剥落の危険性

・せん断と軸力の影響

・モーメント－局率関係と靭性能力

・付着応力－すべり関係

・ひび割れ幅

・耐火性能

・耐久性

5)調査の必要性の検証

軽量コンクリートの調査の必要性は，潜在的な利益に関して優先事項を与えられるべきであり，その存在理由が認められるべきである．作業部会の活動は，必要性の存在理由に対して制限されるべきである．なぜなら，技術計画と委員会組織は，活動に対して責任を負うべき調査団体の責任があるべきである．

調査の必要性の検証は，変更を必要とするモデルコード90の条項の検証に対して関連づけられなければならない．しかし，調査の必要性の検証は，また，機械的，物理的そして化学的過程に関するより深い理解が要求されるもっと基礎的な調査の必要性を見極めなければならない．しかし，基礎的な調査の必要性は，限定された短期間の技術的適用に対して直接関連づけることはできない．

6)調査と開発に関する情報

重要な仕事の一つは，計画中あるいは実行中である種々の活動の調査そして開発に関する情報を拡大することである．なぜなら，そのような情報はしばしば，他の有益な情報源において発見されないからである．情報を拡大させることは，連続した過程であり，情報の収集と収集された情報の普及の間隔を短時間にしなければならない．

7)日程

この新しい作業部会の活動は，1995年6月にNorwayのSandefjordで開催される軽量コンクリートの国際シンポジウム期間中の会合において開始される．そして，活動は1997年末までに終了する予定である．

（抄訳担当　橋本親典）

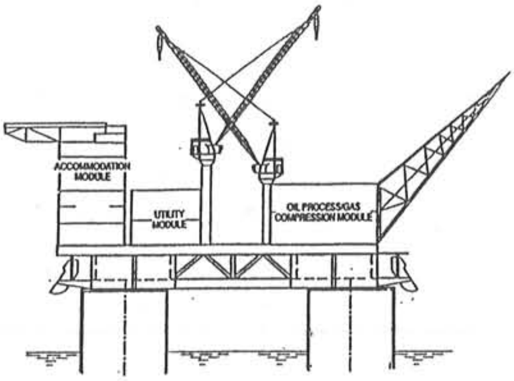
9）軽量骨材コンクリート製石油掘削プラットフォームへの適用

UTILIZATION OF LWA IN CONCRETE SEMI

φ.Løseth,I.Husem,T.Einstabland Kværner Concrete Construction a.s T.Landbø. Dr.techn.Olav Olsen a.s

1．まえがき

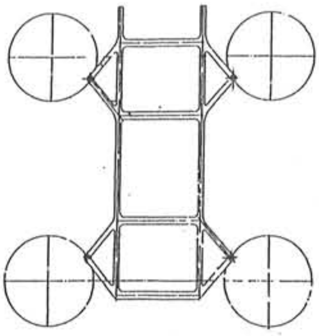
Troll地区の石油掘削のために、一連の半潜水型のコンクリート函体施設を開発し、ノウハウを得てきた。コンクリート製石油掘削プラットフォームの設計コンセプトは、ノルウェーやイギリス海域の異なった地区のために改善・開発されてきた。本論文は、Troll Oil SemiとTroll地区以外で供用されるSemi 0とSemi 110（石油貯蔵量110,000m³）の設計コンセプトについて述べる。さらに、普通コンクリートの代わりに、軽量コンクリートを用いた場合の利点についても評価する。



図－1　Troll Oil Semiの上載モジュール

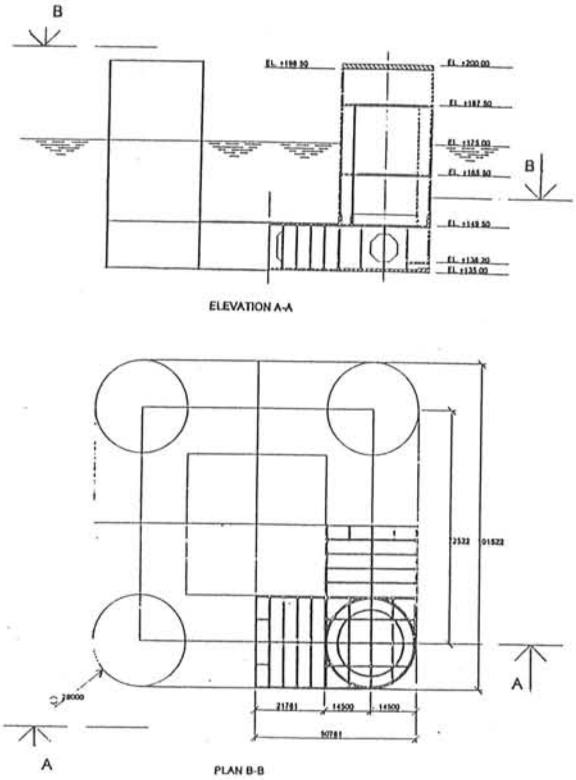
2．Kværnerコンクリート製プラットフォーム（Semis）のコンセプト

Troll Oil Semiの上部は、図－1に示すように、ユーティリティーモジュール、石油ガスモジュール、居住地区で構成されており、総質量は21,000tである。これらのモジュールは、11,500tのモジュールサポートフレームによって支えられている。このフレームは、図－2に示すように、曲げモーメントが作用しないように、コンクリート柱天端で各々1箇所で支持されている。したがって、コンクリート函体の4つの柱は、モジュールとフレームを支えることになる。図－3に示すように、コンクリート柱の直径は29mであり、デッキクリアランスが25m、高さ14.5mのポンツーン天端までの深さが25.5m（吃水40m）である。このプラットフォームの耐用年数は、50年である。断面寸法、設計形態および排水量が以前に設計され供用されているものと著しく異なるため、モデル実験を実施した。



図－2　Troll Oil Semiのモジュールサポートフレーム

Troll Oil Semiで得られたノウハウに基づいて110,000m³の貯蔵能力なあるSemi 110が開発された。下部構造は、4つの矩形ポンツーンと4つの柱から構成されている。ポンツーンおよび柱下部は石油の濃縮貯蔵に使用され、柱上部は、浮力を与えるための空間である。柱下部の直径は38mで、上部で26mに減少する。構造物の高さは、85mである。LC60グレードの軽量コンクリート48,000m³が用いられた。上載施設は、3つに分割して工場生産されうまく統合されたモジュールであることから、Troll Oljeと比較すると顕著に改善されたものである。上載施設は4つの柱によって支持され、支持方法はボルトによる剛結方法である。



図－3　Troll Oil Semiの断面図

Semi 0の下部構造はリング形のポンツーンと4つの柱から構成されており、LC60グレードの軽量コンクリートを21,000m³使用した。上載施設は、各柱の天端で支持され、ボ

ルトにより剛結された。柱直径は21m、柱中心間距離が60m、構造物の高さは44mである。吃水29mで総排水量は88,600tである。以上述べた3つのプラットフォームの諸元を表ー1に示す。

コンクリート函体の断面寸法や仕切り方は、動的荷重に対して満足のいく応答を示すとともに、損傷がある場合においても静水圧に対して十分安定であることなどによって決まる。

下部構造は、ドライドックで建造する。底版は、直接ドライドック基礎上で造られる。ポンツーンとポンツーンと柱の間の壁は、スリップフォームにより1.8～2.0m/日の打上がり速度で施工される。柱の壁も最上部までスリップフォームで施工される。コンクリートへのプレストレスの導入は、その他の作業と平行して行なわれる。ダクトやアンカーは、鉄筋といっしょにセットされ、ポストテンション用のケーブルは、コンクリートが所定の強度に達してから緊張される。付帯装備は、効果的に行うために、種類によって一部はドライドック内で、残りは引出し後に行う。

表ー1　Kværner Semiの諸元

Item	Troll Oil Semi	Semi 0	Semi 110
Column diameter	29 m	21 m	38 - 26 m
Column spacing	72.5 m	60 m	60 m
Pontoon width	29 m	21 m	24 m
Pontoon height	14.5 m	13 m	23 m
Column height	50.5 m	31 m	62 m
Draught (operation)	40 m	29 m	63 m
Draught (survival)	40.0 m	27 m	61 m
Deck clearance (operation)	25 m	15 m	22 m
Deck clearance (survival)	25 m	17 m	24 m
Concrete volume	46,000 m^3	20,700 m^3	47,500 m^3
Displacement	190,000 t	88,600 t	300,500 t
Topside weight	32,500 t	20,400 t	20,700 t
GM (minimum in operation)	4.7 m	3.5 m	4.5 m
Oil storage	0	0	110,000 m^3

3. Kværnerプラットフォームの設計コンセプトにおける軽量と普通コンクリートの比較

普通コンクリートの代わりに軽量骨材コンクリートを使用した場合の利点を示すために、研究がなされた。ベースとなったコンセプトは、Semi 110とSemi 0である。近年、海洋構造物の要求品質に適合する軽量骨材コンクリートが開発された。テンション・レッグ型式のプラットフォームHeidrun TLPでは、圧縮強度60MPa（LC60）、単位容積質量1950kg/m^3の軽量骨材コンクリートが使用された。一方、Troll GBSでは、Troll Oilでも使用されたのだが、単位容積質量を2250kg/m^3まで減じた圧縮強度75MPa（C75）のコンクリートが使用された。また、実際に海洋構造物に適用する場合の圧縮強度の限界値は80MPaと考えられ、この場合の単位容積質量は2450kg/m^3になる。軽量骨材コンクリートを使用する場合、圧縮強度、曲げモーメントー軸力関係（M-N曲線）、剛性、せん断耐力、水密性などが重要になる。圧縮強度を単位容積質量で除した値である比強度は、軽量コンクリート（LC60/1.95）と普通コンクリート（C80/2.45）ではほとんど同程度の値になる。このことは、耐荷力が同程度であることを意味する。一方、最小部材厚は、多くの場合鉄筋間隔（あき）によって決まることから、軽量コンクリートにすると質量を低減できる。M－N曲線の関係を軽量コンクリート（LC60/1.95）と普通コンクリート（C80/2.45）で比較した。質量が同等の場合（軽量コンクリートの方が断面が大きくなる）、軸力に対する耐荷力はほぼ同程度になるが、曲げモーメントに対する耐荷力は20～30%軽量コンクリートの方が大きくなる。このことは、質量を低減でき、質量に敏感な浮上構造物ではコストの低減につながる。コンクリートの剛性は単位容積質量の低下に伴って減少するので、構造力学上クリティカルになる薄肉構造物では配慮が必要になるが、コンクリート浮上構造物ではこれには該当しない。軽量コンクリートのせん断耐力は、かなり小さくなる。しかしながら、同構造物では過密配筋がなされており、せん断耐力はコンクリートよりもせん断補強筋に依存する。このことが軽量コンクリートを浮上構造物に利用した時のコスト低減につながる。構造設計面での留意点として、定着長さを増加する、通常の鉄筋量やせん断補強筋量を増加するなどがある。軽量コンクリートの水密性は、普通コンクリートより優れていることが示されたので、普通コンクリートの水密性に対する基準を使用してもよい。軽量コンクリートの施工に関しては、熟練した人員を使うこと、軽量骨材の含水率の管理、ポンプ打ちは推奨できないことなどが挙げられる。

（抄訳担当　　橘　大介）

１０）高強度軽量コンクリートの脆性について

BRITTLENESS OF HIGH STRENGTH LWA CONCRETE

Gro Markeset,Norwegian Defence Construction Service, Norway
Einar Aassved Hansen,SINTEF Structures and Concrete,Norway

１．概要

高強度軽量コンクリートの材料的脆性および破壊メカニズムへの影響を論じた。軽量コンクリートと普通コンクリートの脆性を比較するために実験を行った。無筋コンクリート角柱供試体に偏心圧縮載荷をし、また異なる寸法の同供試体に曲げ載荷を行い、同じ立方体圧縮強度を持つ４種類のコンクリートが異なる脆性を持つことを調べた。よく用いられている脆性基準に従えば低い靭性となるにもかかわらず、軽量コンクリートは高強度普通コンクリートとほぼ同じ高応力の再分配能力を示した。

２．試験概要

材齢28日で100MPaの立方体強度(100mm)となる、表－１に示す４種のコンクリートを用いた。セメントとシリカの量及び異なる骨材を使うことで、圧縮及び引張下で異なる脆性を持つよう配合を定めた。表－２に示すように、それぞれのコンクリートから、角柱供試体９体を中心及び偏心圧縮載荷試験に、２種類の異なる寸法の６体を曲げ試験に用いた。偏心量はh/18 及び h/6とした。

表－１　配合　(kg/m³)

成分および フレッシュ特性	軽量骨材	片麻岩／ 花崗岩	玄武岩	珪岩
セメント NORCEM P30 4A	494	391	487	399
凝集シリカフューム	55	43	－	44
水	148	156	165	173
細骨材(0-4mm)	630 1)	918 1)	702 2)	535 3)
粗骨材(4-16mm)	600	918	1109	1247
高性能ＡＥ減水剤	18.7	4.9	12.5	6.8
石灰微粉末	19.5	－	37.0	10.0
水／結合材比　W/(C+S)	0.27	0.36	0.34	0.39
密度	2040	2470	2570	2442
空気量(%)	1.5	0.9	0.3	0.9
スランプ(mm)	230	150	220	70

1)片麻岩／花崗岩 自然砂　2)玄武岩砕石　3)珪岩砕石

表－２　試験プログラムに使用された供試体の寸法と個数

骨材の種類	圧縮角柱供試体 175*125*600mm			曲げ試験 ３点曲げ	
	e＝0	e＝h/18	e＝h/6	100 ㎜*100 ㎜*600 ㎜	100 ㎜*200 ㎜ *850 ㎜
Liapor 8	3	3	3	3	3
片麻岩／花崗岩	3	3	3	3	3
玄武岩	3	3	3	3	3
珪岩	3	3	3	3	3

３．試験結果の考察

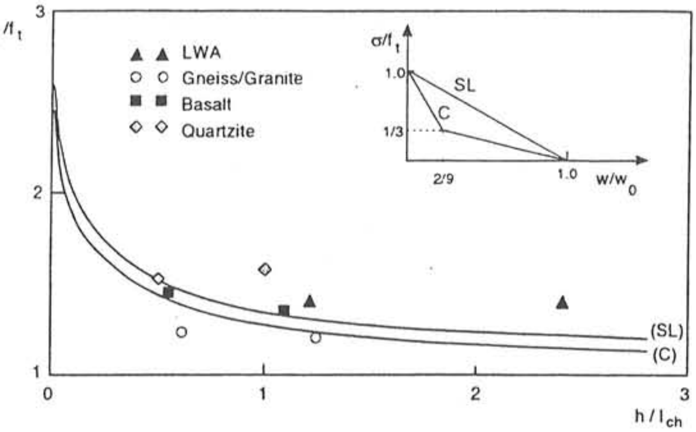
不連続クラックで使われる破壊エネルギーの数値解析を利用して、コンクリートの供試体寸法の依存度を示した。図－１は特性長さの曲げ／圧縮強度比への影響を示している。特性長さを梁高に関連づけることで、靭性、特性長さと梁高の両方の影響を調べることができる。片麻岩／花崗岩コンクリートの挙動はＣ曲線から得られる計算値に近く、玄武岩コンクリートは線形ＳＬ曲線から得られた値に近かった。軽量コンクリートと珪岩コンクリートからの結果は、σ－w曲線の初期勾配は玄武岩コンクリートのものよりも低いことを示している。図－１によれば、特性長さの減少によって曲げ／引張強度比は低くなるべきである。しかしながら、普通コンクリートと比較して軽量コンクリートの特性長さはかなり小さいにもかかわらず、曲げ／引張比の減少は顕著ではない。このことから、特性長さの値だけでなく引張軟化曲線の実際の形状が重要であると言える。

破壊エネルギーのかなりの部分が、軽量骨材ではかなり高い応力レベルで使われ、普通コンクリートではほとんどのエネルギーが低い応力と比較的大きなクラック幅で使われている。大きな破壊領域変位での応力伝達は破壊前の応力再分配にはほとんど重要ではないことが多い。従って、小さな破壊領域変位で使われるエネルギーが、荷重負担能力のために最も重要となる。

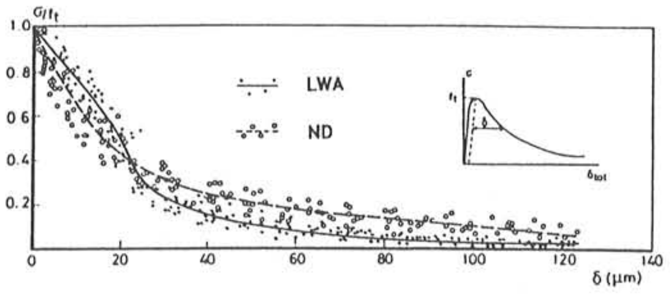
低応力及び大きなクラック幅での応力伝達は、骨材のモルタルからの引き抜きおよび破壊面の間ですべりが起こるときの摩擦による。しかしながら、軽量コンクリートでは破壊面がなめらかなためこれはさほど重要ではない。そのかわり、破壊エネルギーが、高応力状態でのマイクロクラックの成長及び架橋効果によって支配的である。従って、軽量骨材コンクリートと珪岩コンクリートとも、モルタル相が靭性及びひずみ増加を支配する。

偏心載荷供試体の実験から、圧縮ひずみは４種全てのコンクリートにおいて偏心度が増加するに従って増えることが判明した。図－３の中心載荷ひずみに対する偏心載荷ひずみの比は、珪岩コンクリートではh/6 偏心時の圧縮ひずみはh/18 の時よりも極くわずかだけ大きいにすぎないことを示している。この挙動はおそらく珪岩骨材の低い引張能力によるものであろう。

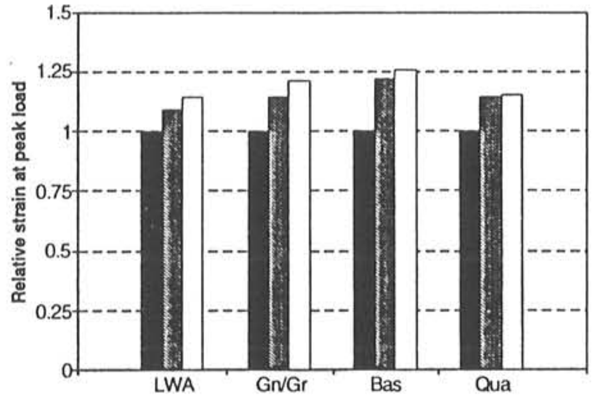
一般に、圧縮ひずみは圧縮強度の増加とともに減少する。図－４は、高強度コンクリートに対して、圧縮ひずみの相対的増加は粗骨材の力学的挙動によることを示している。珪岩を使用したコンクリートから得られた結果が、軽量コンクリートの結果と一致するのは興味深い。これは両者の粗骨材粒子をクラックが貫いて進んだ事実で説明がつく。軽量コンクリートと珪岩コンクリートの結果は、骨材の剛性は破壊エネルギーや引張強度ほどは重要ではないことを示している。高い剛性を持つ骨材（珪岩）は高いコンクリートの弾性係数（上昇線）を与えるかもしれないが、比較的低い靭性（下降線）も合わせ持つ。それゆえ、比較的弱い粗骨材を使ったコンクリートの場合、靭性はモルタル相の靭性に支配される。



図－１（曲げ強度－直接引張強度比）と（特性長さの結果に対する梁高の比）を２つの異なるσ－w曲線から計算した曲線と一緒にプロット



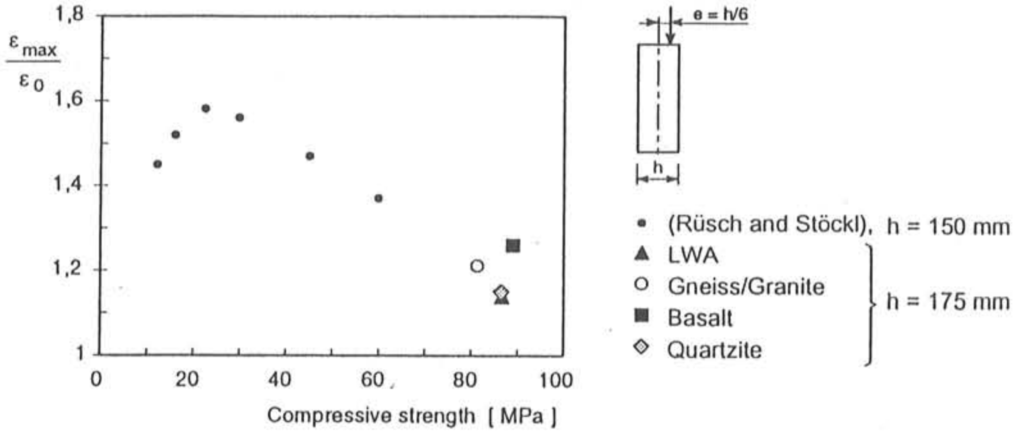
図－２　普通コンクリートと軽量コンクリートに対する引張減少曲線



図－３　中心載荷下の限界応力時のひずみに比例した偏心載荷下の最大圧縮ひずみ
（hは角柱供試体高さ）

４．結論

コンクリート材料がマイクロクラックを通じて局所的な高応力を再配分する能力は、基本的かつ重要な性質であり、この能力は一般に靭性や脆性に関連している。構造的靭性は主に補強鋼材の状態に支配され



図－4　中心載荷下の限界応力(ε_0)時のひずみに比例した
h/6偏心載荷時の最大圧縮ひずみ(ε_{max})

るが、局所的な高応力を再配分する能力は、補強鉄筋とコンクリートの構造的一体性及び相互作用のため重要である。

脆性あるいは靭性は、典型的な引張性状、すなわち特性長さ、あるいは圧縮下での応力－ひずみ曲線の上昇線の非線形性に基づいてしばしば定義される。そのような脆性基準によれば、ここで確認されたように軽量コンクリートは普通コンクリートよりかなり脆性的である。これに反して、曲げ／引張強度比と偏心圧縮下での限界ひずみの増加は、軽量コンクリートでは重要であることが試験結果から判明した。これは、軽量コンクリートは普通高強度コンクリートと同様に高応力の再分配能力があることを示している。

このことから、前述の靭性の定義に基づいて直接的にコンクリートを比較することは単純にはできないと言える。そのような比較は破壊時に似た挙動を示すコンクリートだけにすべきである。例えば、測定された特性長さの直接比較は、軽量コンクリートと普通コンクリート、および低強度と高強度コンクリートのどちらにおいても適切ではない。

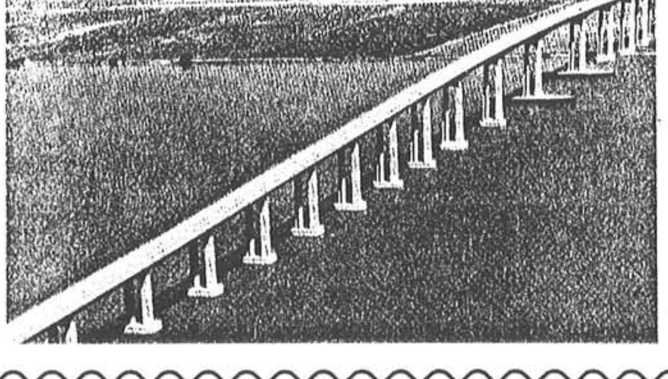
局所的な高応力を再配分する能力は、圧縮下でも引張下でも軟化曲線形状によって決まるので、実際のコンクリートの真の脆性や靭性を評価するためには、この形状を知ることが重要である。ただし、軟化曲線下の面積を決めるだけでは不十分である。なぜなら、軟化曲線の上部側のみが最大容量に達する前に使われることが多いためである。

普通コンクリートに比べると軽量コンクリートは、限界応力に対応するひずみを越えたわずかな増加に対応して、比較的高応力となるような軟化曲線を持っているように思われる。これによって、軽量コンクリートが幾つかのケースで予想以上に靭性的な性状を示す説明がつく。どちらかと言えば脆性的な軽量コンクリートを使用した梁が、せん断試験において、高いせん断強度性能を示したことが報告されている。引張重ね継手の能力に対するように、全軟化曲線がより重要となる他の載荷ケースにおいても、高強度軽量コンクリートでは重ね継手長さの増加に伴い平均付着強度の減少が見られる。これは、普通コンクリートの重ね継ぎ手に対してよりも、もっと脆性的に継ぎ手に沿って連続的な定着部の破壊が起こったことを示している。

(抄訳担当　信田佳延)

美しい橋 (Antioch Bridge)

1978年にカリフォルニア州のCarguineg Straightに建設された長さ2831mの橋で、軽量1種コンクリートを床版に使用。　出典:ESCSI情報



１１）鉄筋の重ね継手部を有する壁状パネルの実物大実験

FULL SCALE TEST OF WALL PANELS WITH LAP SPLICED REINFORCEMENT

Jan Munkeby　　Tormod Dyken
Norwegian Contractors as　　Conoco Norway Inc
Hans Stemland　　and　　Erik Thorenfeldt
SINTEF Structures and Concrete, Norway

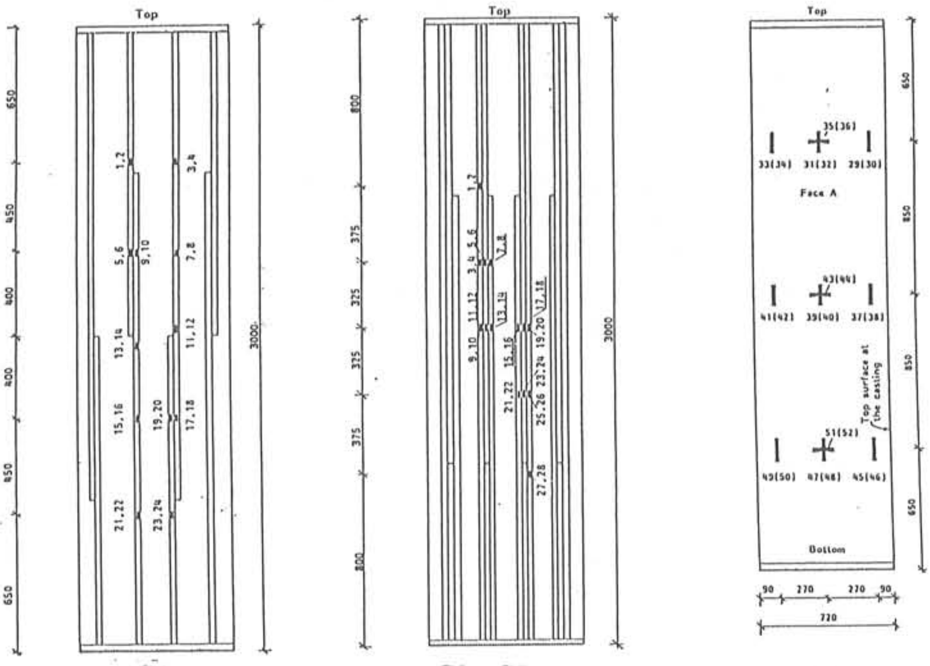
１．概要

一般に，軽量コンクリートは普通コンクリートと比較して同一圧縮強度レベルで弾性係数や引張破壊エネルギーが小さいために，脆性的である．そのため，応力集中が存在するような部材において，非常に脆性的な挙動を呈する．特に，圧縮力を受ける軽量コンクリートのＲＣ部材は，鉄筋付近の付着応力に伴う局部的な引張応力に対して非常に鋭敏であり，割裂破壊やかぶりコンクリートの剥落等を伴う急激な脆性破壊が発生する．

本論文は，平均シリンダー圧縮強度70MPaの軽量コンクリートで製造され，鉄筋量の異なる重ね継手部を有する実物大寸法の壁供試体の一軸圧縮載荷試験を行い，横方向鉄筋の配筋方法がかぶりコンクリートの剥落破壊に対する防止効果について検討するものである．

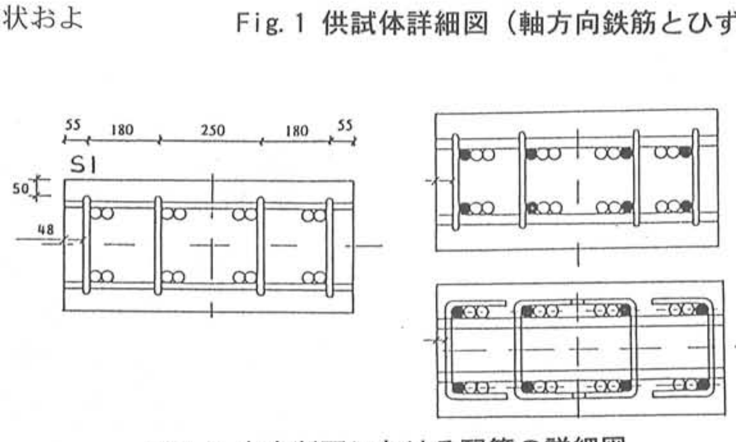
２．実験概要

実験に用いた壁供試体の詳細な寸法については，Heidrun Tension-Leg-Platformの典型的な壁構造物の設計より決定されたものである．試験体は全部で４体であり，うち３体は重ね継手部を有する軸方向鉄筋を配置した供試体であり，１体は比較用として鉄筋が全くない軽量コンクリートのみの供試体である．供試体寸法は，断面が350mm×720mm，長さ３ｍである．軸方向鉄筋の径は25mmで一定である．Fig.1とFig.2に，試験に使用した供試体の形状および配筋の詳細を示す．



S1　　S2, S3　　S4

Fig.1 供試体詳細図（軸方向鉄筋とひずみゲージ位置）



S2

S3

Fig.2 中央断面における配筋の詳細図

3．実験結果および考察

Table 1　実験結果の一覧表

Specimen No	S1	S2	S3	S4	Re-mark
Failure load F_u kN	17620	17580	19360	15120	
Expected load F_{ex} kN	17000	19010	19010	14990	1)
Ratio F_u/F_{ex}	1.04	0.92	1.02	1.01	
Concr. strain ε_{cu} o/oo	2.97	2.41	2.98	3.17	2)
Steel strain ε_{su} o/oo	3.47	2.63	3.46		3)
Conc.stress σ_{cu} MPa	62.5	56.1	62.0	60.0	4)
Ratio σ_{cu}/f_{cc}	0.89	0.80	0.88	0.86	
Acceptance load F_{ac} kN	15160	16920	16920	13400	5)
Ratio F_u/F_{ac}	1.16	1.04	1.14	1.13	

Remarks:

1) $F_{ex} = 0.85 f_{cc}A_{cnet} + f_yA_s$,　$f_{cc} = 70$ MPa,　$f_y = 571$ MPa,　$A_{cnet} = A_c - A_s$
2) ε_{cu} = Maximum recorded concrete strain. Average of gauges at sections 1+3
3) ε_{su} = Maximum recorded steel strain. Average of all gauges on reinforcement
4) $\sigma_{cu} = (F_u - F_{su})/A_{cnet}$,　$F_{su}^{*} = \sigma_{su}A_s$,　σ_{su} = stress corresponding to ε_{su}
5) $F_{ac} = 0.76 f_{cc}A_{cnet} + 500 A_s$,　$0.76 f_{cc} \approx 1.1 f_{cn} = 53.2$ MPa

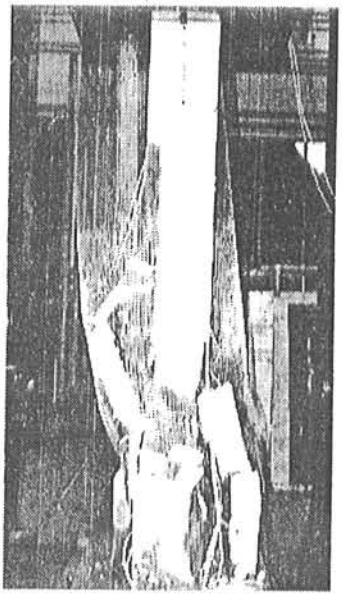
本実験で得られた結果をTable 1に示す．また，Fig.3は，S2供試体のかぶりコンクリートの剥落状況や割裂破壊を示す写真である．

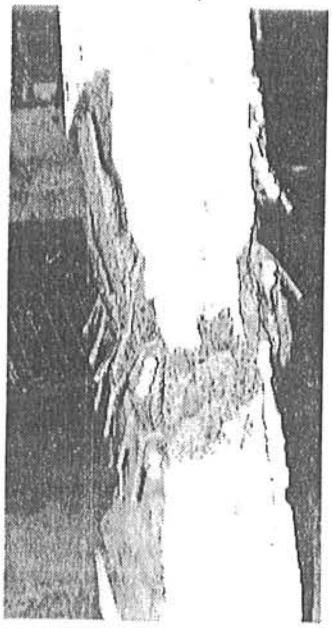
本実験より，得られた結論を以下に示す．

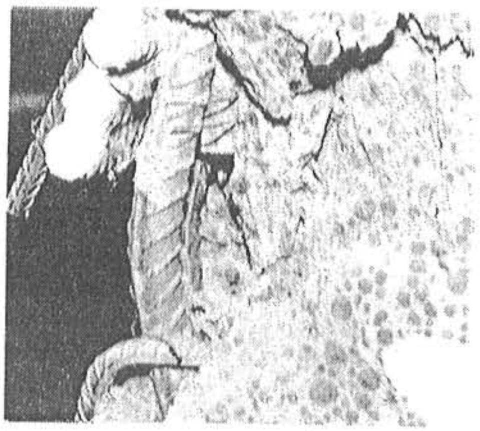
1) 3体の補強された供試体の耐荷能力はすべて，ノルウェー基準(NS3473)による構造耐力よりも10％以上の許容限界値を超えた．なお，許容限界値は，鉄筋の降伏強度とコンクリート断面の圧縮強度から求められる値である．これは，Heidrun Tension-Leg-Platform の典型的な壁の設計が設計外力に対して十分に安全であることを意味する．

2) 補強された供試体のうち，供試体番号S1とS3の耐荷力は，無補強供試体S4の耐荷力に重ね合わせの原理によって求められた最大耐荷力とほぼ一致する．一方，コンクリートの破壊時応力が7～10％程度低下した供試体番号S2は，耐荷力が鉄筋の補強効果の減少に依存する．これは，軸方向鉄筋の外周を取り巻く横方向拘束鉄筋量を増加させて，重ね継手部の鉄筋の端部で発生する高応力下での割裂効果が，一軸圧縮耐荷力の約90％の圧縮応力で発生する早期の割裂破壊を防止することを意味する．また，横補強鉄筋の外側の90度フックで水平鉄筋がリンクされていることは，この割裂破壊を必ずしも防ぐとは限らない．

（抄訳担当　橋本親典）







重ね継手の鉄筋端部の
割裂破壊の拡大写真

Fig. 3 S2供試体の破壊状況

１２）大型Ｉ形はりのせん断耐荷力

SHEAR CAPACITY OF LARGE I-BEAMS

Thorenfeldt,E.,Stemland,H. and Tomaszewicz,A. ; SINTEF Structures and Concrete,Norway

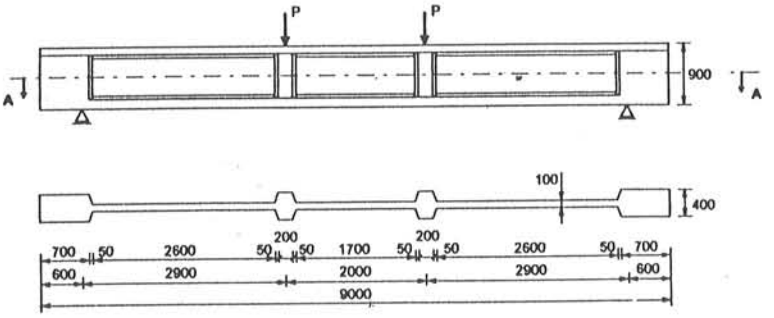
１．序論

軽量コンクリート（ＬＣ）の斜めひび割れがはいった圧縮場での強度に注目して、I型はりのせん断試験を行った。とりわけ、実構造物との相関性のよい大形のはりで試験を行った。はりの半分にＬＣを用い、残りの半分に通常の重さのコンクリート（ＮＤ）を用いた。

２．実験計画

２．１供試体

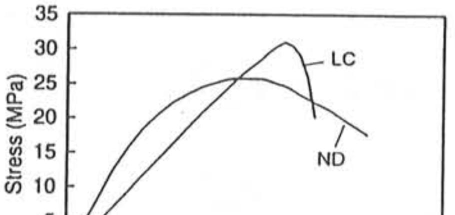
供試体の寸法は、図－１に示す通りであり、ウェブの厚さ100mm、高さ900mm、長さ9000mmである。斜め引張り破壊（φ 8mmを200mm間隔で配置：単位長さ当たり0.50mm²/mmのせん断補強筋量、供試体番号：S3-B1）とウェブ部での圧縮破壊（φ 12mmを125mm間隔で配置：単位長さ当たり1.80mm²/mmのせん断補強筋量、供試体番号：S3-B2）の２つのタイプの破壊を想定してはりが設計され、２体の供試体が製作された。



図－１　はりの寸法

２．２材料

ＬＣの骨材には、細骨材および粗骨材の両方に密度が1500kg/m³のLeca骨材を用いている。ＮＤとＬＣとの構造体の強度が同じになるように配合設計がなされている。ＮＤの最大骨材寸法は16mmである。試験に用いられたコンクリートの応力－ひずみ曲線は図－２のようになり、ＬＣはＮＤに比べてより弾性挙動を示し、脆性的であった。φ 8mmおよびφ 12mmのスターラップの降伏点強度は、それぞれ565MPaおよび560MPaであった。またφ 25mmおよびφ 32mmの主鉄筋の降伏点強度は、それぞれ535MPaおよび565MPaであった。はりは試験の数日前まで湿潤養生され、材齢４週で試験が行われた。



図－２　ＬＣおよびＮＤの応力－ひずみ関係

２．３試験装置および測定

はりの試験は、２点載荷で行われ、有効高さに対するせん断スパンの比は3.5であった。供試体（S3-B1）に対しては300KNとゼロの間で、供試体（S3-B2）に対しては、400KNとゼロの間で10回繰返し載荷が行われ、その後破壊まで50KNきざみで静的載荷が行われた。

３．実験結果

３．１ひび割れおよび破壊モード

ＬＣにP=70KNの時、曲げひび割れが発生し、P=100KN近くでせん断スパン区間に斜めひび割れが発生し始

める。P=200KNで、斜めひび割れはウェブ全体に渡り、支持部分に向かって進展するようになる。S3-B1においては、ＬＣの方がＮＤに比べて、より広範囲にひび割れが発生しているのが認められる。S3-B1におけるせん断区間のＬＣひび割れ間隔は、S3-B2の場合よりも小さい。ひび割れ長さと斜めひび割れの角度の平均値をS3-B1に対して35度、S3-B2に対して40度を考慮すると、平均のひび割れ間隔は、S3-B1のＬＣとＮＤに対してそれぞれ70mmおよび100mm、S3-B2のＬＣとＮＤに対してそれぞれ85mmおよび90mmであった。破壊はS3-B1の場合、スターラップの降伏によるものであり、S3-B2の場合には圧縮ストラットの圧壊が支配的な原因であった。

３．２ひずみの測定

せん断区間のウェブ部分を５つの要素に分割して、それぞれの要素のひずみを求めている。水平方向の平均ひずみ（ε_x）、鉛直方向の平均ひずみ（ε_y）および斜め方向のひずみの測定値から、主引張りひずみ（ε_1）、主圧縮ひずみ（ε_2）およびはりの主軸に対する主圧縮ひずみの傾きθが計算より求められる。S3-B1の最終荷重段階におけるスターラップの降伏によるθの変化が著しいのが認められる。S3-B2の場合、破壊前にスターラップの降伏は観察されなかった。

４．実験結果に対する考察

実験から得られたせん断耐力は、ＬＣとＮＤとでは２供試体とも大差がなかった。トラス理論によって得られる主圧縮ひずみと主鉄筋軸とのなす角度θは、スターラップの降伏による破壊の場合、および斜め圧縮ストラットが破壊する場合のいずれの場合にも、実験値から求められた主圧縮ひずみの角度とほぼ一致し、θはせん断補強筋の強度に影響を受けることが確認された。破壊時のひび割れたコンクリートの圧縮場における応力度とコンクリート強度との比は、主引張りひずみの増加に伴なって減少し、S3-B2のＮＤを除き、ノルウェー規準（NS 3473）から求められる値とほぼ近い値となった。NS3473におけるトラスモデルにおいては、ひび割れたコンクリートの主圧縮応力度（f_{c2}）は、構造体としてのコンクリート強度（f_{cn}）を用いて、ＮＤに対して$f_{c2}=0.6f_{cn}$で表され、ＬＣに対しては$f_{c2}=0.5f_{cn}$で表している。その結果、NS3473を用いた場合、特に圧縮ストラットの圧壊によるせん断耐力に対して安全側の値を与える結果となっている。

一方、ユーロコード２（1992 part1-4/3/）で与えられるコンクリート強度の有効係数νを導入して、NS3473を修正することにより、実験結果と計算値との整合性は良くなる。NS3473から求めたせん断耐力は、安全側の値を与えるが、今回の実験に用いたはり供試体のようにウェブ部分が薄い場合には、せん断強度に対するコンクリートの貢献度は低くなり、せん断強度の算定式は実験供試体の形状に敏感に影響を受ける。せん断補強筋がない場合には、ぜい性的なＬＣに対して修正係数を用いて求めたせん断強度は逆に危険側の値を与えることになる。

５．結論

実験から得られた結果の評価はまだ完全ではないが、中間的な結論は以下の通りである。

(１) 粗骨材と細骨材の両方にLeca骨材を用いたＬＣは、ウェブ部分のひび割れたコンクリートの圧縮場において鉄筋との複合構造として良い性能を示した。

(２) せん断補強筋量が多い場合、せん断強度はコンクリート強度により関係があり、ウェブコンクリートの圧縮強度を一定としているトラスモデルが設計に適用される場合には、ＬＣの有効圧縮強度をＮＤよりも15－20％程度低減することを示唆している。ウェブの圧縮強度が横方向のひずみに依存するモデルを適用する場合には、ＮＤに用いられるせん断強度算定式が、圧縮ひずみの増加を考慮することによりＬＣにも適用できる。

(３) NS3473における強度算定式は、一般に安全側となる。I型の薄肉のウェブにおいては、せん断強度に対するコンクリートの寄与はそう重要ではないが、ＬＣの引張り強度の修正係数は、安全側の値を与える傾向がある。

(４) 高強度のＬＣは、設計規準の適度の修正で鉄筋コンクリート構造に実際に適用することが可能となりえそうであるが、極度のぜい性的なＬＣの使用を避けるために、コンクリートの強度に関係する骨材の強度および密度が今後さらに議論される必要がある。

（抄訳担当　出雲淳一）

１３）せん断補強筋のない軽量コンクリートはりのせん断耐荷力

SHEAR CAPACITY OF LIGHTWEIGHT CONCRETE BEAMS WITHOUT SHEAR REINFORCEMENT

Erik Thorenfeldt and Hans Stemland ; SINTEF Structures and Concrete,Norway

１．序論

本研究は、軽量コンクリート(ＬＣ)の生産、材料および構造性能に関する一連の研究プログラム"Lighcon"の一部である。本研究の元来の目的は、石油および天然ガス生産のためのコンクリート製浮き舟の構想に対して、密度1500kg/m³以下、シリンダー強度40MPa以下のコンクリートを用いることが適当であるかどうか、すなわち全ての骨材に軽量骨材を用いることによっての創案が達成できるかどうかを検討することである。この種の軽量コンクリートは非常にぜい性であるが、その種の実験はそう多くは行われていない。

２．実験計画

２．１供試体

実験供試体は、寸法比が1：2の２種類のはりS1（150×250×2900mm）およびS2（300×500×5800mm）を用い、それぞれ11体、および5体（全16体）製作した。実験パラメータは、せん断スパン比（a/d=1.5、2.3、3.0、4.0)、軸方向筋の量（ρ_s=1.2、1.8、3.2）である。

２．２材料

コンクリートに用いられた軽量骨材は、Norsk Lecaで製造されている。Lecaの配合は、1m³当たりセメント445kg、水240kg、シリカ40kg、Leca sand(0-4mm、砕石)137、Leca sand(2-4mm、丸い)、Leca 7（4-8mm）240kg、Leca 7（8-12mm）240kg、高性能減水剤6kg、AE剤2kgであった。

また、練り上がりの密度は、1500kg/m³であった。コンクリート強度は、立方体強度、シリンダー強度、試験後供試体から採取されたコアコンクリート強度が調べられたが、コンクリート強度の代表値として、コアコンクリート強度の平均値42.0MPaが採用された。

鉄筋のタイプはK 500 TSで、φ16およびφ32降伏強度は、それぞれ530 MPaおよび565 MPaであった。

２．３実験装置および測定

載荷方法は、2点載荷で行い、S1シリーズの場合荷重ステップは40KNまでは10KNきざみで、それ以後は破壊にいたるまで5KNきざみで載荷を行った。S2の場合には、全過程を20KNきざみで載荷を行っている。荷重ステップごとにたわみ、コンクリートおよび鉄筋のひずみが測定された。

２．４ひび割れパターンと破壊モード

小さい寸法の供試体の場合には、最初に曲げひびわれが、モーメント一定区間に10KNから20KNの間の荷重レベルで発生し、大きい寸法の供試体の場合には40KNから80KNの間で曲げひびわれが発生した。斜めひび割れは、大抵の場合曲げひび割れが斜めに傾き始めて進展する。斜めひび割れの平均的な傾斜角度は、20度から40度でその角度はa/dに関係している。斜めひび割れは、2つのせん断区間においてほぼ同時に発生している。典型的な斜めひび割れは、載荷点側の引張鉄筋および圧縮鉄筋に沿ってほぼ水平に達する。

斜めひび割れ幅は、ひび割れ直後にかなり大きくなり、S2の場合ひび割れ幅は数ミリに達している。最終的な破壊は、斜めひび割れ幅が大きくなるとともにひび割れ面でのずれを伴って、載荷点近傍のコンクリートが圧壊して、破壊した。

２．５せん断耐荷力

実験結果およびNS 3473によって求めた斜めひび割れ発生時のせん断応力度、破壊時のせん断応力度が表にまとめられている。NS 3472による経験式の主なパラメータは引張強度、軸方向の鉄筋量、および寸法係数である。引張強度は、軽量コンクリートの場合、密度の関数で表される低減係数によって低減される。構造コンクリートの引張強度は、42.5MPaのシリンダー強度に基づき、NS 3472によって求められている。低減係数を乗じて求められた引張強度は1.51MPaとなり、一軸引張強度として推定される2.3～2.5MPaとは異なっている。NS 3473によるせん断耐力式には、主鉄筋の影響が考慮されているが、修正された引張強度による上限値が設定されている。φ16を2本配置したS1シリーズのはりのせん断耐力が、この上限値以下の値であった。供試体S1-B9の場合、軸方向筋が広範囲に降伏したために破壊まで至らず、途中で載荷を中止した。

３．結果に対する議論

３．１斜めひび割れと破壊モード

大抵の場合、斜めひび割れ発生時のせん断応力度は、NS 3473 で算定される値よりも小さい傾向が見られた。斜めひび割れ発生時のせん断応力度は、主鉄筋が５本の場合には、主鉄筋が３本の場合よりも、NS 3473 における上限値を越えて、明らかに高くなる傾向が認められる。せん断耐力は、a/dの増加に伴いそれとほぼ比例して減少する傾向が認められる。この理由は、斜めひび割れがより直接的に、載荷点近くに進展するために載荷点近傍のの強度が減少し、より早く破壊に至るためである。

３．２寸法による要因

斜めひび割れ発生時の荷重に対する寸法係数は、主鉄筋が5本の場合には、a/dが2.3、3.0、4.0に対して、1.07、1.20、1.27 であった。また、主鉄筋が３本の場合には、a/d が 2.3、3.0 に対して、1.11、1.24 であった。これらのはりから、a/d の増加に伴い寸法係数は増加する。NS 3473 によると、S1 と S2 との相対的な寸法係数は 1.2 となり、a/d=3.0 の場合によく一致している。終局時のせん断応力度に基づく、寸法係数はこれらのはりに対してはあまり意味がない。

３．３他のコンクリートとの比較

以前に行われたプロジェクトにおいて、シリンダー強度が60MPaの軽量コンクリート（呼び名LC75)、およびシリンダー強度が 55MPa の通常重量のコンクリート（呼び名ND65）を用いた小さい寸法と同じ供試体の実験を行っている。この場合、Liaporタイプの粗骨材と天然の砂を用い、密度が1900kg/m³であった。さらに、シリンダー強度が 80MPa の通常重量のコンクリート（呼び名ND95）を用いた今回の実験に用いたはりの両方と同じ寸法のはりの実験も行っている。

NS 3473 によって求められた斜めひび割れ発生時のせん断応力度に対する実験値との比は、今回行った軽量コンクリートの方が以前に行われた軽量コンクリートおよび通常の重さのコンクリートより低い。また、主鉄筋に５本用いた場合の方が、主鉄筋に３本用いた場合よりも大きい。LC40 および ND95 で主鉄筋を３本用いた場合、NS 3473 によって求められた斜めひび割れ発生時のせん断応力度に対する実験値との比は、いずれの場合も 1.0 より小さい。しかし、主鉄筋を５本用いた場合には、３本用いた場合よりも斜めひび割れ発生時のせん断応力度に対する実験値との比は高かった。a/d=2.3、3.0 で主鉄筋が３本の場合、LC40 の実験値と計算値の耐力比は、LC75 よりも 20％ほど低く、ND65 および ND95 よりも 25％ほど低かった。結果として、NS 3473 におけるこの種の軽量コンクリートのせん断強度式を調整する必要がある。

4. 結論

実験結果は、NS 3473 と比較検討され、以下のことが結論として得られている。

(１) 斜めひび割れ発生時の応力度と NS 3473 から求められる応力度との比の平均値は、軸方向筋が２本（ρ_s=1.2)、および軸方向筋が３本（ρ_s=1.8）の場合には 0.75 となり、軸方向筋が５本（ρ_s=3.2）の場合には 1.0 となった。

(２)斜めひび割れ発生時のせん断応力度は、大きいサイズ供試体よりも小さいサイズの方が一般に大きくなり、スケールファクターはa/dが大きくなるにしたがい大きくなる。これらの実験から得られるスケールファクターと NS 3473 から得られるそれとは、a/d=3.0 の時、丁度一致する。

(３) 斜めひび割れ発生時のせん断応力度は、軸方向鉄筋の量が増加するのに伴い、NS 3473 で考慮されている以上の増加が期待される。

(４) 斜めひび割れの幅は、斜めひび割れが発生すると急激に大きくなり、実構造物において許容しがたい大きさとなり、せん断補強筋を有しないはりの場合には、斜めひび割れ発生荷重に基づいて設計すべきである。

(５) 破壊荷重の計算値に対する実験値の平均値は、約 2.0 であり、その値は a/d の増加に伴い減少する。シリンダー強度がおおよそ 60MPa、密度が 1900kg/m³ の LC とシリンダー強度が 55MPa および 80MPa の ND とを用いた他の類似の実験と今回の実験との比較によると、斜めひび割れ発生時の荷重の計算値に対する実験値の値は今回用いたLCの場合の方が低く、現行の NS 3473 のせん断耐荷力に対する式は今回用いたLCに対しては調整される必要がある。

（抄訳担当　出雲淳一）

１４）軽量コンクリートの付着、テンションスティフニングおよびひび割れ幅制御

BOND,TENSION STIFFENING AND CRACK WIDTH CONTROL IN LIGHTWEIGHT CONCRETE

Joost Walraven and Jan Stroband ; Delft University of Technology,the Netherlands

１．序論

ユーロコードおよび、CEBモデルコード90において、有効引張領域を定義してひび割れ制御が行われている。鉄筋を中心配置した鉄筋コンクリートの両引き試験における軸力と伸びの関係が、通常の重さのコンクリートの場合については、多くの実験によってこれまでに十分示されてきている。しかし、その関係の軽量コンクリートへの適用性についてはまだ検証されていない。本研究は、1993年の新しいCEB-FIPコードにおいて普通コンクリートに対して提案されているひびわれ幅およびテンションスティフニングの決定方法が、軽量コンクリートに対しても有効であるかどうかを検討するために、実験を行いそれについて検討を行っている。

２．実験

２．１実験の概要

２つの実験シリーズが、異なる供試体のタイプの片引き抜き試験で行われる。第１番目の供試体には、鉄筋径d_s=12、16、20mmの３種類が、立方体コンクリートにl_d=3d_s以上埋め込まれている。第２番目の供試体は、鉄筋が中心配置されたプリズム供試体で、長さ1m、断面100×100mmである。鉄筋径はd_s=12、16、20mmで、供試体中に１本配置される。しかし１供試体は、４本の鉄筋（d_s=10mm）が４隅に配置される。鉄筋比は、1%～3%まで変化させている。軽量骨材には、Aardelite（1800kg/m³）、Lytag（1600kg/m³）、Liapor（900kg/m³）の３種類が用いられている。

２．２材料特性

コンクリートには、表－１に示す６種類の配合が用いられた。また、表には測定されたコンクリートの各種強度および破壊エネルギーが示されている。鉄筋には、全て降伏点強度が500N/mm²が用いられた。

表－１　コンクリートの物理的特性

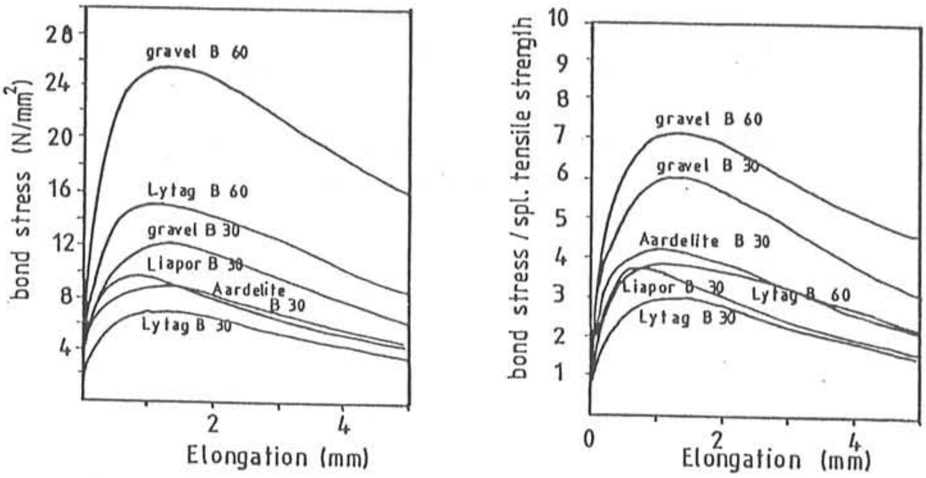
	1	2	3	4	5	6
Pursued strength	B30	B60	B30	B60	B30	B30
Coarse aggregate	gravel	gravel	Lytag	Lytag	Aardelite	Liapor
Unit weight (kg/m³)	2435	2418	1910	2012	2108	1693
Age at test (days)	13	28	28	28	28	28
Cube strength (N/mm²)	23,1	61,8	27,5	61,9	24,1	27,5
Tens.splitt.strength (N/mm²)	2,0	3,6	2,3	3,9	2,1	2,6
Centr.tens.strength (N/mm²)	2,0	2,9	2,0	3,5	2,0	2,0
Prism compr.strength (N/mm²)	15,0	42,6	18,3	45,5	16,8	-
E-modulus (N/mm²)	29800	35900	20400	26900	21200	18700
G_F (Nm/m²)	78	108	63	76	48	56

２．３引き抜き試験

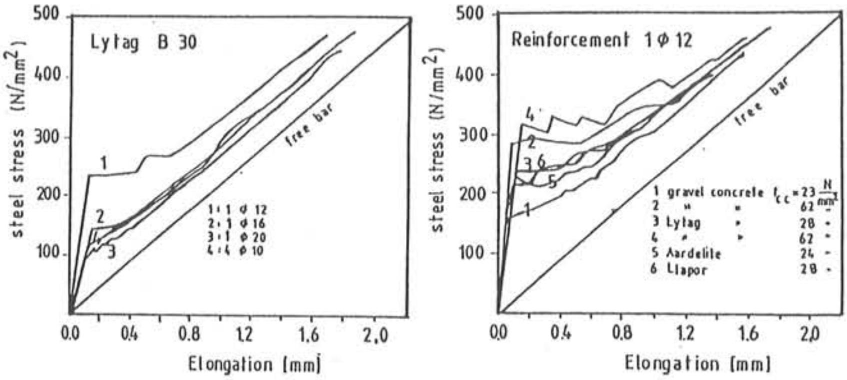
引き抜き試験結果、すなわち付着応力度と伸びの関係および引張強度に対する付着応力度と伸びの関係をそれぞれ、図－１ａおよび図－１ｂに示している。実験結果からは、引き抜き試験による軽量コンクリートの付着強度は、常に通常の骨材を用いたコンクリートのそれよりも低いことがわかる。

２．４両引き試験

両引き試験結果の代表的な例を図－２に示す。図－２ａからは、鉄筋比が増加するのに伴い、コンクリートがテンションスティフニングに及ぼす影響が小さくなることがわかる。また、図－２ｂからは、テンションスティフニング挙動に及ぼす影響に種々のコンクリートの引張強度が関係するがそれが及ぼす範囲は小さい。軽量コンクリートのテンションスティフニング挙動は普通の重量の骨材を用いたコンクリートのそれとは差があまり認められない。ひび割れ発生パターンにおいても両者の際だった差は認められない。また、普通の重量の骨材を用いたコンクリートの平均のひび割れ幅が軽量コンクリートのそれより相対的に小さいことを除けば、一般的に軽量コンクリートのひび割れ発生挙動は、普通の骨材を用いたコンクリートの挙動と大きな違いはない。



図－１　付着応力度とすべりの関係（a）　引張強度に対する付着応力度の比とすべりの関係（b）

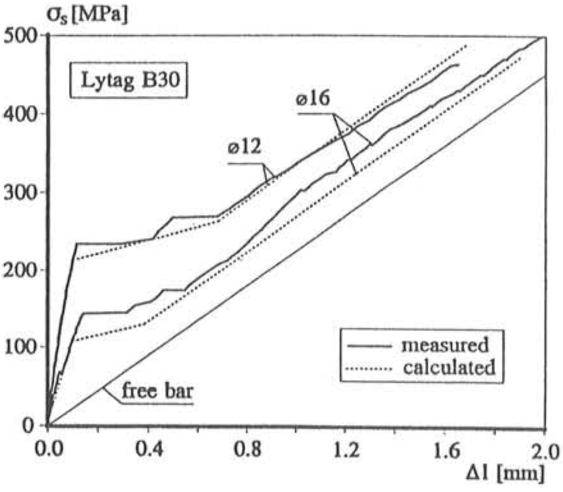


図－２　様々な実験パラメータに対する鉄筋の応力度と鉄筋の伸びとの関係

3．理論的なモデル

新しいCEBモデルコードにおいて、ひび割れ幅は塑性化した付着－すべり関係から導かれている。φ12およびφ16が1本配置されたLytag B30の挙動をCEBモデルコードを用いて計算した結果と実験結果とを図－3に示している。ここでは、f_{ctm}=2.3N/mm²の値が計算に用いられている。

付着特性が普通の重量のコンクリートと異なるにも関わらず，ひび割れ幅の計算値が結果と良く一致している。これは、使用状態にある付着応力度が比較的低いためと判断される。定着部のように付着応力度がより高い場合には、種々のコンクリート間で違いがあるものと考えられる。



図－３　Letag B30に対するφ12およびφ16の場合の鉄筋の応力度と伸びとの関係

4．結論

（1）引き抜き試験によると軽量コンクリートの付着強度は引張強度が同じであっても、普通の重量のコンクリートよりも低い

（2）軽量コンクリートのひび割れ発生、テンションスティフニング挙動は、鉄筋を中心配置した両引き試験の観察からは、普通の重量のコンクリートと大きく類似していた。

（3）軽量コンクリートのひび割れ幅および間隔は、普通の重量のコンクリートに対して表されているCEBの式で適度の精度で算定することができる。

（抄訳担当　出雲淳一）

１５）軽量コンクリートを使用した斜張橋“IROISE”橋

LIGHTWEIGHT CONCRETE FOR A CABLE-STAYED BRIDGE
THE "IROISE" BRIDGE IN BREST

C.Lange(CEBTP*),T.Riutort(RAZEL*),J.Lebris(CETE*)-France

1. はじめに

本橋の計画位置を図-1に示す。既存の橋梁は、各々184mの3つのアーチ部およびこれに繋がる各々400mの2つのスパンからなる2車線の橋梁であった。これに代わる新しい橋梁として片側2車線の橋梁が計画された。計画された位置の河幅は約500mであったので、400mの中央径間で、200mのアクセス・スパンを2つ持つ対称な縦断面を採用した。図-2に上部工の横断面図を示す。全幅23.1mの床版は高さ120mの2本の主塔に定着された2本のケーブルにより支えられている。また、図-3に縦断面図を示す。400mの中央径間は世界最長であり、PRC（プレストレスを伴った鉄筋コンクリート）が採用され、1軸ケーブルにより支えられている。施工方法としては、2つのアクセススパンは押出し工法を採用し、中央支間は張出し工法を採用した。2系統ある26のエレメントおよび柱頭部の施工は、エレメシト3～21は軽量コンクリートLC32で施工し、22～26エレメントおよび柱頭部は軽量コンクリートLC40で施工された。本橋の施工には5種類のコンクリートが使用されており、主塔に使用した高強度コンクリートおよび床版の一部に使用した軽量コンク

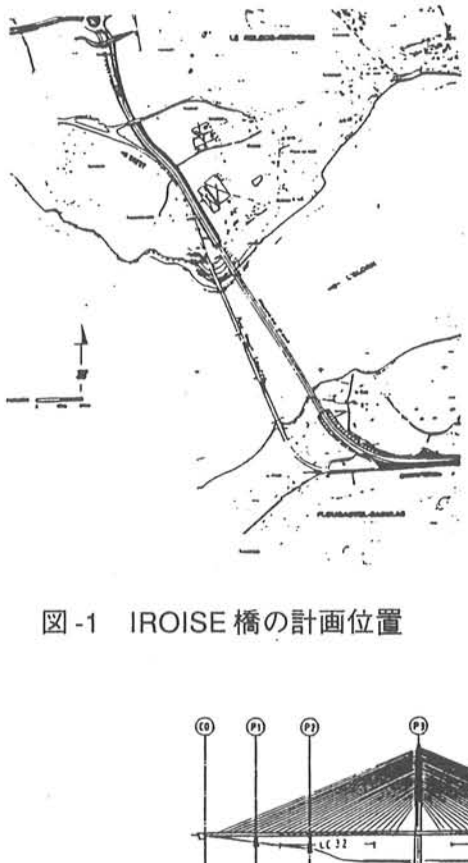


図-1　IROISE橋の計画位置

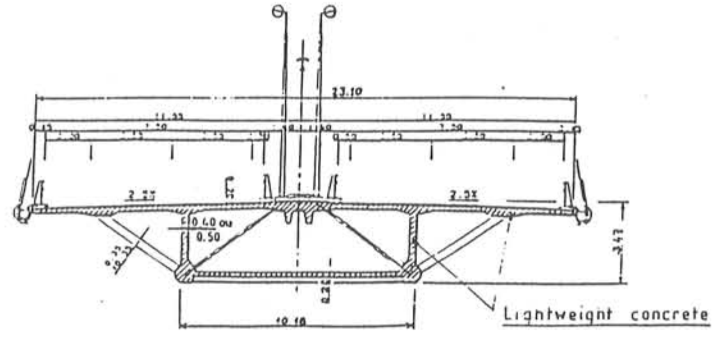


図-2　上部工横断面図

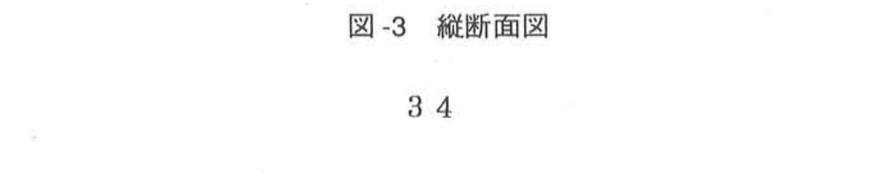


図-3　縦断面図

リートなどがある。長さ330mの中央支間の軽量化のため、軽量コンクリートを採用した。また、ピア2と5は衝撃吸収において厳しい条件であるため、長さ95mを越えるサイドスパンにも同じく軽量コンクリートを適用した。これにより、中央支間の重量は2,200,000kgに軽減された。材料の選択時の目標比重は1.75とし（後日1.80に変更された）、この目標を達成する軽量骨材として膨張頁岩を選択した。

2. 軽量コンクリートの製造

軽量コンクリートの製造方法は普通コンクリートの場合と同様とし、製造したコンクリートはトラックミキサーにより運搬した。コンクリートは3年間にわたり製造されたが、この間の外気温度は2～30℃の範囲にあり、コンクリート温度は7～26℃の範囲であった。また、下スラブとウェブおよび上スラブの2箇所に分けて打設を行なった。養生は表面を特別な木製型枠により保護することにより行ない、脱型時期は、コンクリートの中心部と外部の温度差により決定した。実際には下スラブおよびウェブは24時間、上スラブは72時間で脱型した。

3. 品質管理

軽量粗骨材の製造管理は製造業者が行なったが、骨材の品質の情報は全てファックスで現場に送られた。その項目は、運搬量、水量、カサ比重、単位重量である。軽量骨材の物理的な品質を表-1に示す。軽量コン

表-1　軽量骨材の物理的性質

PRODUCTION CONTROL (PLANT)

	BROKEN GRAV.	BULK WEIGHT	ABSORPTION COEFFICIENT %				GRAVEL STRENGTH	UNIT WEIGHT
	%	(kg/m3)	30 mn	2 h	48 h	28 j	(MPa)	(kg/m3)
Sample Nb.	22	22	22	22	22	22	22	19
Mini	2.7	622	1.4	1.9	2.9	5.3	5.9	1196
Maxi	6.8	815	3.8	4.4	6.5	9.7	15.9	1403
Average	5.2	698	2.3	2.9	4.3	7.2	8.6	1268
Specifications	<5	641><709	-	<8	<8	-	>7.5	-

表-2　軽量コンクリートLC32の配合

COMPOSITION OF THE LC32 LIGHTWEIGHT CONCRETE Dry weight per m3	
Gravel	548 Kg (VILLEPAIL plant)
Sand O/2 mm	654 Kg (ST RENAN site)
CPA HP PM CP2 cement	400 Kg (ST VIGOR plant)
Water	173 Kg
Superplastizicer	5 Kg (1,25 %, Addifor Melplast 33)
Retarder	1 Kg (0,25 %, Melretard)

表-3　強度試験結果

		Compression (MPa)					Tensile (MPa)	
	Age	24 h	60 h	72 h	7 d	28 d	60 h	28 d
Study		-	31.1	-	36.9	46.1	3.2	4.3
Suitability (site)		13.8	26.7	27.8	35.2	42.4	2.7	4.2
External control	North part	-	-	-	44.9	52.9	-	-
	South part	-	-	-	41.7	48.3	-	-
	North elem.	LC32 LC40	-	-	41.5 39.5	49.7 47.6	-	4.3
	South elem.	LC32 LC40	-	-	39.8 40.3	48.9 49.8	-	-
General Average	North				39.9	49.1		
	South				41.0	49.3		

クリートの管理において、その仕様は実験に基づいて決定した。コンクリートの配合を表-2に示す。フレッシュコンクリートの管理における、骨材、セメント、混和剤などの量は、常に正確に管理され、それらの許容範囲は、骨材、セメント、水に関しては±2%、混和剤に関しては±5%とした。単位水量は、施工部位により異なるが174.4～180.7 (l/m³) の範囲にあった。このとき水セメント比は0.44とした。単位水量の変動は骨材中の水量や混和剤量の変動のためであると考えられる。目標スランプは、13±3cmとし、現場での平均スランプは14±3cm（北部）および12±2cm（それ以外）であった。プラントと現場の間のスランプの低下量は打設箇所、運搬時間、外気温度によって4～9cmであった。そのため、プラント製造時のスランプは、打設場所により16～20cmおよび19～20cmとした。

硬化コンクリートの平均コンクリート比重は、材齢7日および28日で1.8程度であった。比重は時間的に比較的一定であった。強度試験結果を表-3に示す。強度は、温度による差がそれほどなく比較的安定していた。品質管理の試験結果は事前の実験値と比較して大きかったが，これは事前試験を実施した後、混和剤の種類と配合量を変更したためである。また、LC32の弾性係数は22700MPaであった。

4. まとめ

1) 良好で均質な軽量コンクリートの製造ができた。ただし、骨材中の水量や外気温の変化などのため単位水量は常に管理できるものではない。
2) 十分な強度が得られ、規定値を越える強度が得られることがわかった。
3) 仕様書で求められるコンクリート強度を容易に得ることができた。

（抄訳担当　武田　均）

１６）California の橋梁構造物の耐震設計における軽量コンクリートの適用

USE OF LIGHTWEIGHT CONCRETE IN THE SEISMIC DESIGN OF CALIFORNIA BRIDGES

Eric Thorkildsen ;California Department of Transportation,USA
Mervyn Kowalsky and Nigel Priestley ;University of California,San Diego,U.S.A.

１．概要

アメリカ合衆国のカリフォルニア州のカリフォルニア交通局は，歴史的に橋梁構造物に構造用軽量コンクリートを適用してきている．これは，単に普通コンクリートの代替品として適用しているのではない．これまでに，主要な15橋が軽量コンクリートで建設されている．1974年に建設されたNapa River 橋は，軽量コンクリートを用いた橋梁としては最も偉大な記録を持つものである．ポストテンション方式で橋長670mで13スパンの連続箱桁橋は，経済性の観点で完全に鋼桁よりも優れていた．

1986年の最も最近の行政指導項目では，現場の骨材が適当でない地域や，長大スパンの橋梁においてコスト的に有効な材料として，床版の掛け替えや補修では軽量コンクリートの使用が推奨されている．北カリフォルニアの２つの大河川をまたぐ２km以上の長大スパンの橋梁建設のために最も新しい技術開発を導入した軽量コンクリートのプラントが，カリフォルニア交通局によって建設されようとしている．

２．軽量コンクリートによる橋梁建設の現状

1)耐震設計

本論文では，カリフォルニア交通局の橋梁建設において軽量コンクリートの使用が増大してきた２・３の理由について報告されている．Table 1は，２スパン95mの現場打ちポストテンション方式の箱桁橋の建設における普通コンクリートと軽量コンクリートの比較を示す．軽量コンクリートにすることによって中間橋脚の作用する地震力が22％減少し，これによって橋脚の躯体断面を17％減少させることになり，軸方向鉄筋を1％減らすことができる．これは，軽量コンクリートにすることによってフーチングと接する柱基部に発生する塑性モーメントが小さくなるためである．フーチングと橋脚上部構造物は弾性的に挙動すると仮定し，公称モーメント（鉄筋応力が公称応力に達するときのモーメント）の130％以上が橋脚柱部分に作用するとして設計する．したがって，柱部分で公称モーメントが20％減少できることは，フーチングと橋脚上部構造物に作用するモーメントが25％減少することになる．また，このことにより，橋脚上部構造物の必要な全プレストレス力が10％減少し，PC鋼材量も減少し，大幅なコストダウンが図られる．

Table 1　比較設計の一例

Design Example - 2 span 95 m bridge on single column bent

	Normal Weight		Lightweight		% difference
Axial Load	8.9	MN	7.1	MN	20
Max. applied moment	12113	kN m	9348	kN m	23
Column size req'd	1.83	m	1.52	m	17
Longitudinal steel	#11 tot 27		#11 tot 30		11
Footing quanities					
Bar rein.	3505	kg	1910	kg	18
Struc. conc.	28	m3	20	m3	30
Piling	427	m	305	m	29
EA.	28	Ea.	20	Ea.	29

2)耐震補強

既存橋梁の耐震性能の補強に関して，変形性能の向上と死荷重の増減の関係から，できるだけ軽量化して補強することの重要性とトータルコストの低減化について例を挙げて説明されている．特に，耐震補強することによる死荷重の増加を最小限に抑えるためには，軽量コンクリートが有利で

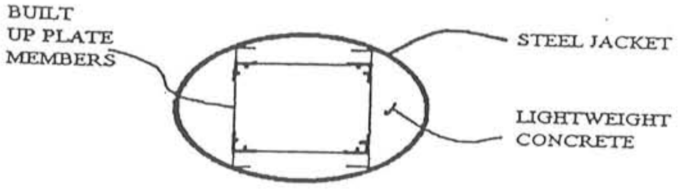


Fig. 1 Bay Bridgeの支柱断面の耐震補強

あり，San Francisco の Oakland bay Bridge の耐震補強は，Fig. 1に示す軽量コンクリートによる補強工事が検討されている．

3) プレキャスト構造物

プレキャスト桁は，現場打ちコンクリート桁と比較して，制御された環境下でコンクリートが打節されるために，設計強度が大幅に増加させることが可能である．現場打ち軽量コンクリートの設計圧縮強度は，通常28MPaであるが，プレキャストコンクリートでは50MPa程度まで増加させることができる．軽量コンクリートの高強度化によって，橋梁上部構造のPC鋼材の量を劇的に減少させることができ，部材断面も縮小させることができる．

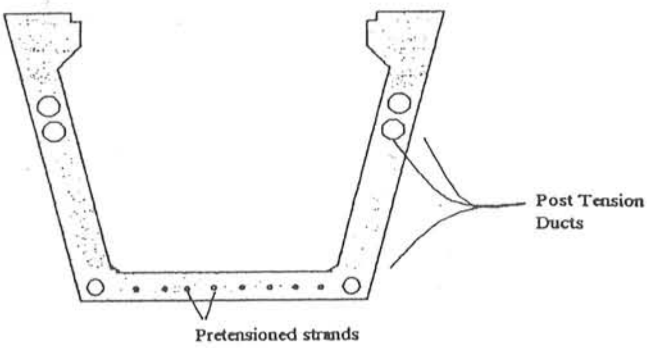


Fig. 2 Bathtub断面形の一例

一方，Californiaで最近建設された橋梁の90%は，通常の鉄筋コンクリートの柱，フーチングの上に現場打ちのポストテンション方式の箱桁橋である．なぜなら，この橋梁形式は，連続的な緊張作業，耐震性能，美学的魅力や有効高さとスパンの比の低減化等で優れているためである．この箱桁橋を，プレキャストコンクリートで建設するためには，死荷重の関係からプレストレスの緊張作業を行うためには相当大きな架設装置が必要となり，普通コンクリートを用いたプレキャスト桁は不向きである．そこで，軽量コンクリートによるプレキャスト桁の適用が検討されており，Fig. 2に示す Bathtub 断面やU形断面で，スパン12～18m程度のプレキャスト軽量コンクリート桁が製造されている．なお，この断面形状は地震時におけるねじり抵抗に対して非常に有利である．

3．カリフォルニア・サンディエゴ大学での下部構造物の耐震性能に関する最近の研究成果

カリフォルニア・サンディエゴ大学での最近の研究成果として，軽量コンクリート橋の柱の研究について言及し，軽量コンクリートの問題点について指摘する．軽量コンクリートに関する一連の試験は３つのテーマから構成されており，第１テーマが軽量コンクリート橋脚のせん断強さの決定であり，第２テーマが軽量コンクリート柱部材の曲げ強さと靭性に関する研究，第３テーマが軽量コンクリートの動的挙動に関する研究である．本論文では，第１テーマについて紹介する．

1) 供試体概要

本実験の目的は，変形能力が小さい（低靭性）レベルでのせん断強さと変形能力が大きい（高靭性）レベルでのせん断強さの違いを明確にすることである．供試体“SL1”は，あまり変形しないでせん断破壊するように横補強鉄筋を配置したもので，供試体“SL2”は，大きく変形したのち，すなわち変形靭性率＝６程度でせん断破壊するように横方向鉄筋を配置したものである．

供試体の設計に関する情報をTable 2に示す．ここで，Ｖcは軽量コンクリートが有するせん断耐力として普通コンクリートの場合の値の15％減じた値を意味し，Ｖsは横方向鉄筋が有するせん断耐力，Ｖpは軸力によるせん断耐力を意味する．Ｖnは ＶcとＶsとＶpの和である．

表中の（　）の値は，普通コンクリートの場合の値である．

Table 2　供試体の各種設計値の一覧

Spec.	ρ_l	ρ_s	M_l	V_c	V_s	V_p	V_n	μ_Δ
SL1	2.53% 26#6 Gr. 60	0.17% #2@127mm Gr. 40	946	351 (468)	116	110	577 (694)	0.7 (1.5)
SL2	2.53% 26#6 Gr. 60	0.65% #3@76mm Gr. 60	996	121 (161)	638	110	869 (909)	6.0 (8.0)

２体の供試体は同一寸法で，直径610mmの円形断面で高さ2.44mである．

2)実験結果および考察

各供試体の荷重－変位曲線の実験結果をFig. 3とFig. 4に示す．普通コンクリートの柱部材との比較実験から次のことが言える．なお，普通コンクリートの柱部材の実験結果は，本論文には掲載されてなく参考文献[1]として紹介されている．

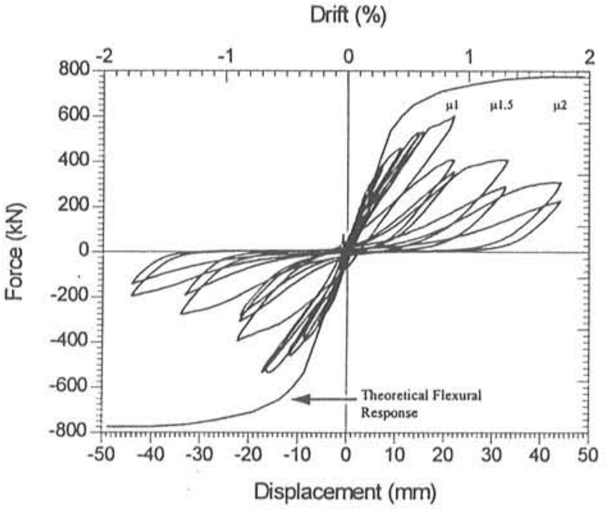


Fig. 3 供試体SL1の荷重－変位履歴曲線の実験値と包絡線の曲げ解析値の比較

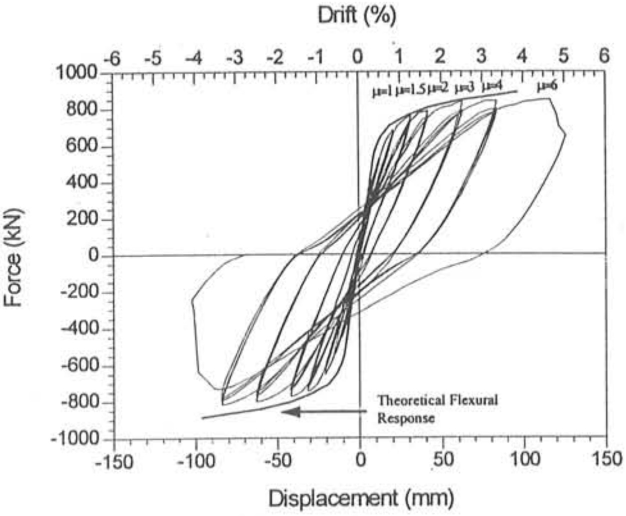


Fig. 4 供試体SL2の荷重－変位履歴曲線の実験値と包絡線の曲げ解析値の比較

変形性能が小さい柱部材（せん断耐力が卓越した部材）では，軽量コンクリートと普通コンクリートでせん断耐力に大きな差はない．一方，変形性能が大きい柱部材（曲げ耐力が卓越した部材）では，軽量コンクリートの場合ひび割れ面のせん断伝達力が普通コンクリートの場合よりも小さいために，同一圧縮強度においてせん断耐力が小さくなる．

４．結論

カリフォルニア交通局では，橋梁構造物の建設に関して有効にコスト低減を図るために，積極的に軽量コンクリートの適用を導入している．地震多発地域におけるコンクリート材料の性能に関する研究を続けている．その結果，最近の行政指導として軽量骨材の利用の拡大を積極的に勧めているのが，現状である．

一方，カリフォルニア・サンディエゴ大学の軽量コンクリートに関する試験結果では，靭性的でない場合の柱部材のせん断強度は，普通コンクリートと軽量コンクリートで大差がないことが報告されている．しかしながら，靭性率が高く変形性能が大きい柱部材のせん断強度では，軽量コンクリートは普通コンクリートと比較してひび割れ付近の骨材のかみ合わせによるせん断伝達力が小さく横方向鉄筋が有効に機能しない．そのため，軽量コンクリートの柱部材のせん断強度は，普通コンクリートのせん断強度と比較して小さいことが指摘されている．

したがって，軽量コンクリートを用いた場合の柱部材の設計規準の確立のためには，さらに詳細な研究が必要であり，現在続行中である．

参考文献

1)Verma R, Priestley M. J. N., Seible F. ;Assessment of Seismic Response and Steel Jacket Retrofit of Squat Circular Reinforced Concrete Bridge Columns, Structual Systems Research Project SSRP-92/05, University of California San Diego, La Jolla, CA. 1992.

（抄訳担当　橋本親典）

１７）北海で使用された軽量骨材LYTAGの製造と物性

PRODUCTION AND PROPERTIES OF LYTAG AGGREGATE FULLY UTILISED FOR THE NORTH SEA

Peter G.Dolby ;Boral Lytag,UK

産業副産物であるﾌﾗｲｱｯｼｭを焼結して最も効果的で価値ある骨材に変えた LYTAG の製造方法と物性を述べ，これを用いたHarding の原油貯蔵ﾀﾝｸのﾌﾟﾛｼﾞｪｸﾄに言及している．

(1) 製造法

図-１はフル稼働で年間 25万ﾄﾝのﾌﾗｲｱｯｼｭを変換する代表的な製造工程である．

ﾌﾗｲｱｯｼｭの供給と混合

空気圧送により発電所より工場のサイロに送る．

造粒

水分調整したﾌﾗｲｱｯｼｭを大きな平ナベに送る．ゆっくり回転，傾ける過程で小さな粒が徐々にに大きくなる．

焼結

約1100度Ｃで焼結する．燃焼と除湿により，小さな粒のﾌﾗｲｱｯｼｭが溶融，結合した発砲体となる．

分粒と貯蔵

まず 2.5 mm 以下の骨材を分け，それ以上の骨材は要求される寸法によって２次分粒する．

品質管理

完成した骨材は，毎日 75 m³ごとに，単位容積質量と含水量を管理し，強熱減量や硫黄，化学組成など変動の少ない項目は年ベースで管理している．

運搬

伝統的には，軽量骨材は容積で販売されているが，LYTAG は標準含水量を決めて重量で販売している．

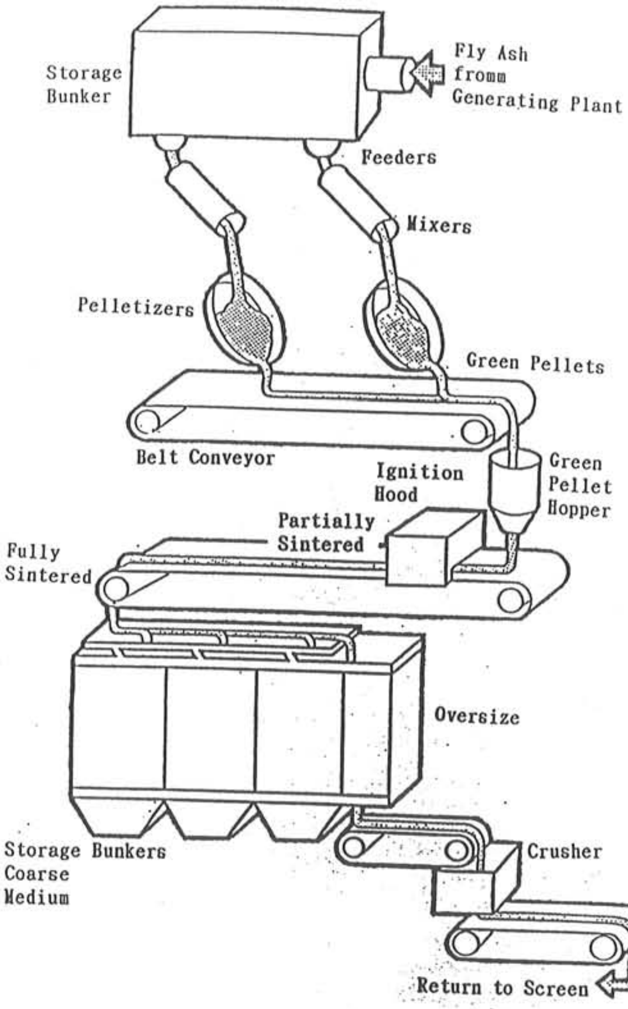


図-１　製造法

(2) 物性

形，色，模様：形は造粒により球形，表面は茶色，内部は黒色である．表面は一見滑らかであるが，微視的には水分の骨材への出入りを可能とする間隙が多くある．

骨材寸法 ：粗骨材の最大寸法は 14 mm ，5 mm 以下の細骨材はＬ１ と Ｌ２ に区分している．

内部空隙 ：総量約 40 % の形や大きさの異なる空隙が蜂の巣状になっている．

吸水率 ：30 秒で重量比で 12 % 吸水する．長時間後には 15 % に増加する．

単位容積質量と強度：代表的な骨材の絶乾状態単位容積質量は 750 ～ 1,100 kg/m³であり，径を大きくする程小さくなる．一方，強度は径の小さい程大きい．ｺﾝｸﾘｰﾄとしては，実験室で 100 N/mm² が得られているが，粗骨材，細骨材とも軽量骨材とする場合の実用上の上限は 70 N/mm² である．

化学的物性：人工軽量骨材の大半は，有害な成分を含まず不活性である．

耐火： 熱処理の過程で高温に対して安定した材料となり耐火性能は非常に優れている．

(3) BP HARDING 原油貯蔵タンク

北海に建設されたこの 85,000 ﾄﾝの容器は 50万ﾊﾞｰﾚﾙの原油を貯蔵する．設計基準強度は 50 N/mm² ，単位容積質量 1,950 kg/m³以下，ﾜｰｶﾋﾞﾘﾃｨｰのよいｺﾝｸﾘｰﾄが求められた．施工会社(JV)から，軽量骨材の含水量と供給に関してきびしい要求があった．

含水量

練混ぜ性能及び単位容積質量から，骨材は半乾燥状態であることが求められた．工場出荷時の含水量を粗骨材 3 %，細骨材 5 % とし，現場のｽﾄｯｸﾊﾟｲﾙは天候から防護するため完全に覆った．

供給

要求された粗骨材は 4 ～ 8 mmと8 ～ 12 mmのもの，細骨材はＬ１ﾀｲﾌﾟと砕砂をﾌﾞﾚﾝﾄﾞした．工場に粗骨材 4,000 m³，細骨材 1,000 m³を常に貯蔵し，約 400 km 離れた現場まで陸送した．ｽﾘｯﾌﾟﾌｫｰﾑ施工時は夜間も，週末も供給した．（軽量骨材の総量: 35,000 m³）

参考文献： Dr. W. Price. ' BP invests heavily in lightweight concrete for the North Sea' Concrete magazine Volume 28 November/December1994

(抄訳担当：相原 功)

１８）高強度軽量骨材コンクリートのHEIDRUN TLPへの適用

HEIDRUN TLP
UTILIZATION OF HIGH STRENGTH LWA-CONCRETE

Oddbjørn Erlien ;Norwegian Contractors a.s Norway

1. まえがき

最も大きい浮上構造物であるテンション・レッグ型式の石油掘削プラットフォーム Heidrun TLPは、1995年6月に水深345mのHeidrun地区に設置される。軽量コンクリートの総打ち込み量は、65700m^{3}であった。軽量コンクリートの要求品質は、次のとおりである。コンクリートの単位容積質量はスリップフォーム施工箇所で2000kg/m^{3}以下、残りの部分は1950kg/m^{3}である。材齢28日設計基準強度は、60N/mm^2（LC60グレード）である。ノルウェー規準NS3420に準拠した暴露環境はMAクラス（過酷な環境）であることから、有効水結合材比は0.45以下になる。軽量骨材は、Liapor 8（16～8mm, 8～4mm）が選定された。施工に先立って、膨大な開発プロジェクトが実施された。

2. Heidrun開発プロジェクト

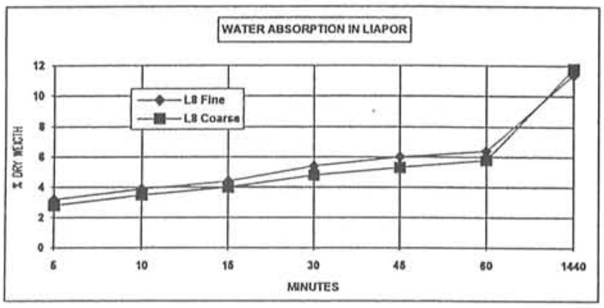
R&Dプログラムの実施により、過密配筋された断面や接合部など条件の異なった部位にコンクリートを施工するために、5種類の配合設計を行った。軽量骨材と片麻岩－花こう岩系の細骨材（0～3mm）の組合せは、コンクリートのワーカビリティーや力学的物性に良好な結果をもたらした。骨材は、ばらつきを小さくするために、乾燥した骨材を使用することが主張された。乾燥した骨材を用いた場合、吸水により、ワーカビリティーが低下する傾向を示す。運搬および打込み中のワーカビリティーの低下を小さくするために、練直しを行った。打込みに際しては、ポンプのかわりに、200m^3/hの運搬能力のあるベルトコンベアを使用した。

3. 品質管理

圧縮強度試験は、立方体供試体（100mm）で行ったが、検証の目的で、円柱供試体でも行い、両者の強度の関係を明らかにした。軽量骨材は、受入前に、吸水率、粒度、比重などの試験を実施して厳しく管理した。

4. 使用材料

セメントは、高強度と中庸熱性をもった海洋構造物用に開発されたHS65を使用した。セメントの品質は許容範囲内で変動したが、コンクリートの品質には影響がなかった。細骨材は、Årdalから運搬された0～3mmの粒径を有するものを使用したが、良好な性状を示した。軽量骨材は、Liapor 8を使用したが、受入れ時の吸水率は0.1～2.3%の範囲であった。Liaporの吸水特性は図－1に示すとおりであり、水中における1時間吸水率をコンクリート中での吸水量の目安とした。混和剤は、メラミン系の高性能減水剤、AE剤、凝結遅延剤を使用した。



図－1　Liapor 8の吸水特性

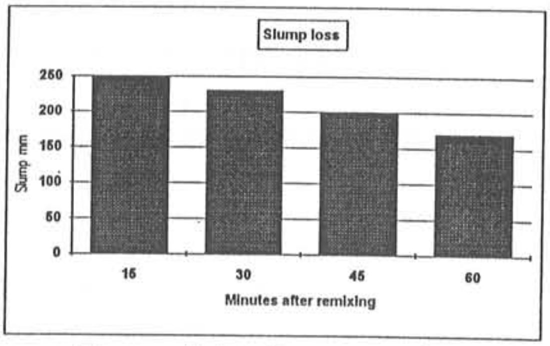
5. コンクリートの製造および試験

コンクリートプラントは、バージの上に建てられた。同プラントでは、バッチ当り3m^3、時間当り90m^{3}のコンクリートを製造できる。練混ぜ時間は90秒と設定し、練直しを15分間行った。10分経過後に少量の高性能減水剤が添加された。配合設

表－1　コンクリートの配合

CONCRETE CONSTITUENTS	MIX 1 kg/m^3	MIX 2 kg/m^3	MIX 3 kg/m^3	MIX 4 kg/m^3	MIX 5 kg/m^3
Cement	420	420	420	400	420
Silika (50% slurry)	40	40	40	40	40
Sand 0-3 mm Årdal	650	700	700	650	1000
Liapor 8 Fine 4-8 mm	342	325	591	351	429
Liapor 8 Coarse 8-16 mm	279	266	–	289	–
SP-additive (Scancem SP-40)	7-8	7-8	7-8	7-8	7-8
Retarder (Scancem R20)	Varying	Varying	Varying	Varying	Varying
Air entraining (Scancem L(T))	1-3	1-3	1-3	1-3	1-3
Slump mm	220-250	220-250	220-250	220-250	220-250
w/c+s effective	0,36	0,36	0,36	0,36	0,39
% of concrete production	4	80	3	3	10

計は、乾燥材料による容積計算で行った。コンクリートの配合は、表－1に示すとおりである。コンクリートの軟かさの程度は、ミキサの消費電力によってコントロールした。コンクリートの養生温度を所定の値以下にするために冷却装置が必要になったが、過密配筋のため設置できないので、100kg/m³までの氷を練混ぜ水の一部として使用した。練直し用のミキサのそばに試験室があり、フレッシュコンクリートの試験、骨材の吸水率、圧縮強度、ヤング係数、引張強度などの試験を行った。



図－2　練直し後のスランプロス

6. 運搬、打込み、締固めおよび養生

乾燥した軽量骨材を使用する限り、コンクリートの運搬にポンプを使用することはできない。この問題は、ポンプほど扱いやすくはないのだが、高速のベルトコンベアを使用することで解決した。ベルトコンベアの最大斜度は約18度であった。このような方法で運搬したコンクリートの品質は、良好であった。コンクリートは、大断面部材では直接ホッパーから、スリップフォームの型枠にはネコ車から注がれた。軽量コンクリートは打込み面が乾燥しやすいので、次の層を打込むまで適宜噴霧養生した。締固めは、通常のコンクリートに使用するものよりも高い振幅を有したバイブレータを使用した。軽量コンクリートはコンクリート表面が乾燥しやすい。したがって、打込み面は直ちに養生剤を噴霧し、プラスティックシートで覆った。鉛直面に関しては、水噴霧とした。このような養生にもかかわらず、収縮によるひび割れがスラブに発生した。ひび割れは補修し、エポキシでシールした。

表－2　圧縮強度と単位容積質量

SECTION	AVERAGE CUBE STRENGTH MPa	STANDARD DEVIATION MPa	DENSITY 28 DAYS * kg/m³	NO. OF TESTS
Bottom slab	79.6	3.0	1935	93
Pontoon, slip formed	77.3	2.9	1931	113
Top slab	80.1	2.9	1953	77
Columns I, slip formed	78.5	3.2	1961	38
Columns II, slip formed	75.1	2.7	1931	82

* Water cured specimens

表－3　NS 3420によるコンクリートのグレード

PARAMETER	CUBES f_{ck}	CYLINDERS f_{cck}	f_{cck}/f_{ck}
CHARACTERISTIC STRENGTH fck and fcck	71.4	63.5	0.89
CONCRETE GRADE	LC 70	LC 75	
STANDARD DEV. MPa	4.2	4.1	
DENSITY * kg/m³	1941	1918	

* Water cured specimens

7. コンクリートの諸物性

スランプは、平均値が250mm、標準偏差が23mmであった。練直し後のスランプロスは、図－2に示すとおりである。空気量は、3～5%の範囲の値であった。すべての部材の設計基準強度が60N/mm²（LC60）であった。軽量コンクリートの圧縮強度は基本的に円柱供試体強度によるが、ここでは、立方体供試体を使用した。両者の強度の関係（比率）は、開発プロジェクト中に決定し、施工中に検証した。圧縮強度試験結果および円柱供試体と立方体供試体の強度の関係を表－2, 3に示す。実験結果から、圧縮強度の要求品質を十分満足するものであった。円柱供試体のヤング係数、引張強度、単位容積質量は、各々25.4GPa, 4.18MPa, 1918kg/m³になった。構造体コアによる24時間透水性試験に関しては、透水深さが10mm以下であり、要求品質である透水深さ25mm以下を下回る結果になった。部材の温度上昇は、70℃以下と規定されていたが、限られた部材断面においてこの値を2～4℃程度越えてしまった。内部の温度差は、300mmの厚さで30℃以下に保たれていた。

（抄訳担当　　橘　大介）

１９）海洋コンクリートプラットフォームへの軽量骨材の利用

THE USE OF STRUCTURAL LIHGTWEIGHT AGGREGATES IN OFFSHORE CONCRETE PLATFORMS

G.C. Hoff ;Mobil Research and Development Corporation Dallas,Texas, USA
R.Walum ;Polkunsult A/S Tromso,Norway
J.K.Weng ;Hibernia Management and Development Company St. John's, Newfoundland, Canada
R.E. Nunez ;Carolina Stalite Company Salisbury, North Carolina, USA

１．はじめに

普通骨材と高品質軽量骨材をブレンドして用い，やや軽量（８～１０％）で普通コンクリートと同程度の硬化性能を発揮させる「改良型通常密度コンクリート（Modified Normal Density Concrete;MNDC）」が，ノルウェー（Troll沖合プラットフォーム：1994年施工）およびカナダ（Hibernia沖合プラットフォーム；1996年竣工予定）で実用化されている。

設計基準に関して，MNDCを普通コンクリートとみなすか，軽量コンクリートの一種とみなすかが問題となっている。多くの規準では，軽量コンクリートについてせん断力および定着長さについて厳しく（安全側に）算定するよう義務付けている。理想的には普通コンクリートと同じ規準を適用してよい軽量骨材の限界置換量を決定できればよい。しかし，普通骨材と軽量骨材の特性の相違に起因すると思われるが，コンクリートの特性が単純に密度に依存して変化するものではないために，この量を決定できないのが現状である。

本研究では，MNDCに普通コンクリートの規準を適用できることを想定し，普通コンクリートとの様々な物性の比較試験を実施した結果について述べる。

２．材料および配合

普通骨材をすべて用いた普通コンクリート（Normal Density Concrete;NDC）と，粗骨材の50%（体積）を構造軽量骨材で置換したMNDCを作成した。普通粗骨材はG-max14mmの砕石で吸水率0.6%，比重2.63である。構造軽量骨材はﾛｰﾀﾘｰｷﾙﾝ膨張ｽﾚｰﾄで，みかけ比重が1.51-1.57，形状はほぼ立方体，細孔径も比較的単一径であり，吸水率は２４時間で5.1%，表乾状態で６から9.5%，１および2MPaの圧力下でそれぞれ9.4および10.7%と測定された。また，大きさは6～13mmである。コンクリートの配合を表－１に示す。ﾜｰｶﾋﾞﾘﾃｨｰを同一にするためにMNDCの細骨材率が大きくなり，水ｾﾒﾝﾄ比が若干小さくなっている。練り混ぜは２㎥の実プラントミキサーで行った。

表－１　配合およびフレッシュ試験結果

Constituent	Normal Density Concrete	Modified Normal Density Concrete
Cement, kg/m^3	450	450
NW Coarse Aggregate, kg/m^3	910	430
LW Coarse Aggregate, kg/m^3	---	255
Fine Aggregate, kg/m^3	830	920
Water, kg/m^3	152	150
HRWRA, mL/100 kg cement*	1300	1300
WRA, mL/100 kg cement*	300	200
AEA, mL/100 kg cement*	15	0
Water-Cement Ratio	0.34	0.33
Fine Aggregate/Coarse Aggregate, % (by volume)	48/52	52/48
LW Coarse Aggregate/ND Coarse Aggregate, % (by volume)	0	50/50
Unit Weight, kg/m^3	2323	2170
Air Content, %	2.0	2.1
Slump, mm	220	210

* HRWRA = High-range water-reducing admixture;
WRA = Water-reducing admixture;
AEA = Air entraining admixture.

３．試験結果

３．１　圧縮強度（表－２）

MNDCはNDCと同程度の強度を発揮している。LWAの強度がセメントマトリクスや普通骨材より小さいにもかかわらずこのような結果を得たのは，LWAの場合にはｾﾒﾝﾄペーストと骨材との界面付着性状が改善されているためと推察される。

３．２　引張強度（表－３）

割裂強度とDog Bone供試体による直接引張り試験を実施した。MNDCの割裂引張り強度はNDC

を11%程度上回る結果となったが，このMNDCの引張り強度がNDCのそれを上回る傾向は他の研究でも明らかにされている。直接引っ張り試験では，その傾向がさらに顕著であり，やはり骨材-ペースト間の界面付着力の改善によるものと推察される。

3．3　弾性係数（表－4）

圧縮弾性係数はMNDCが7％程度低下しているが，引張り弾性係数は同等である。圧縮の場合は構成材料の弾性係数の相違の影響が大きいが，引張りの場合は骨材-ペースト界面性状に大きな影響を受けるためと思われる。

3．4　硬化密度および吸水率

MNDCの吸水率が2.0%と，NDCの1.1%に比較して大きいのは，供試体表面に面して存在する軽量骨材の吸水によると思われる。

3．5　水の浸透

24時間毎に0.3MPa，0.5MPa,0.7MPaと順次圧力を増加させて水の浸透深さを測定したが，わずかにMNDCの方が浸透深さが大きくなった。これも，供試体表面の軽量骨材の吸水による影響のみと思われる。今回用いた軽量骨材の細孔は不連続であるため，NDCとの水浸透量の差がこれ以上大きくなるとは考えられない。

3．6　凍結融解

AE剤を用いなくともおおむね良好な結果を得た。

表－2　圧縮強度試験結果

Mixture	28-day Compressive Strength, MPa*		Ratio of Cylinder/Cube Strength
	Cylinder	Cube	
MNDC			
Batch 1	82.3	90.7	0.91
Batch 2	77.8	95.0	0.82
Batch 3	79.6	92.1	0.86
Average	79.9	92.6	0.86
NDC			
Batch 1	77.3	83.8	0.92
Batch 2	79.0	88.3	0.89
Average	78.2	86.0	0.91

* 2 cylinders and 3 cubes from each batch

表－3　引張強度試験結果

Mixture	Tensile Strength, MPa		Ratio of Splitting/Direct Strength
	Splitting	Direct	
MNDC	5.87	5.01	1.17
NDC	5.28	3.69	1.43

Note: For splitting test, average of 2 specimens for MNDC and 4 for NDC. For direct test, 6 specimens for MNDC and 10 for NDC.

4．結論

MNDCとNDCの硬化性能には大きな差がなかった。別途実施した，破壊エネルギーおよび鉄筋引き抜き試験でも両者に有意な差は見られなかった。これらの結果は，厳しい海洋環境でもMNDCがNDCの代替として十分適用できることを示している。

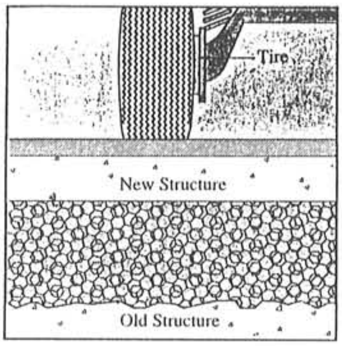
表－4　弾性係数及びポアッソン比測定結果

Mixture	Modulus of Elasticity, GPa		Poisson's Ratio
	Compression	Tension	
MNDC	30.5	32.1	0.22
NDC	32.8	32.2	0.21

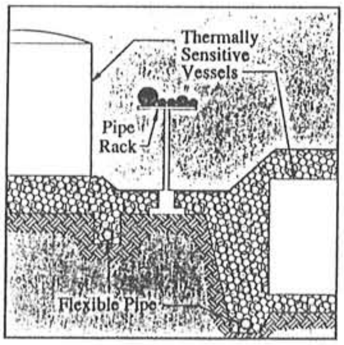
Note: For compressive modulus of elasticity and Poisson's Ratio, 6 specimens were used for both MNDC and NDC. For tensile modulus of elasticity, 6 specimens for MNDC and 10 for NDC.

（抄訳担当　信田佳延）

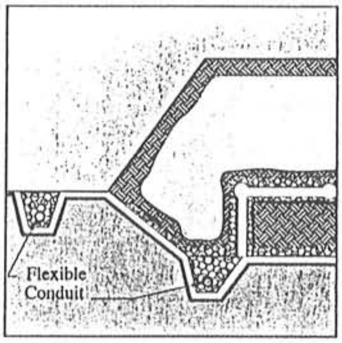
軽量骨材の意外な活用例「盛土材」　出典：ESCSIのパンフレット



構造物の改修及び修旧



排水性盛土



断熱性埋め戻し材

２０）NORDHORDLAND 斜張橋及び STØVSET 橋の建設

CONSTRUCTION OF THE STØVSET FREE CANTILEVER BRIDGE
AND
THE NORDHORDLAND CABLE STAYED BRIDGE

Harald Johnsen,Steinar Helland and Eivind Heimdal Selmer a.s - Norway

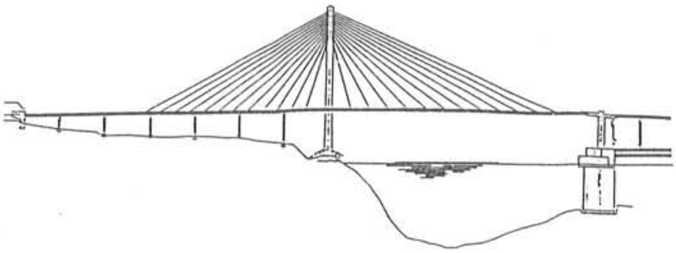
１．概要

ノルウェーの Bergen 北部にある 1993 年に完成した NORDHORDLAND 橋（建設中は Salhus 橋と呼ばれていた）は，163m の斜張橋と 1246m の浮橋からできており，その両方に高強度軽量コンクリート（LWAC）が用いられた。また，1994 年に完成した北部ノルウェーの Bodo の南東部にある **STØVSET** 橋の中央径間 220m のうちの 145m に LWAC が用いられた。

NORDHORDLAND 斜張橋の桁に用いるコンクリートの仕様は，設計基準強度 55MPa（LC−55），単位容積質量が 1900kg/㎥であった。一方， STØVSET 橋は LC−55 で，単位容積質量が 2000kg/㎥以下の仕様であった。

２．NORDHORDLAND 斜張橋

本橋は，Salhus フィヨルドにかかる LWAC でできた 10 個のポンツーンで支えられた鋼製桁でできた 1246m の浮き橋である。橋下を船舶が通過できるように東側の部分は桁高 32 m，スパン 163m の斜張橋となっている。LWAC は，斜張橋の桁部分の 1150 ㎥に適用された。



図－１ Nordhordland 橋全景

２．１　仕様

圧縮強度；55MPa（立方体供試体），44MPa（円柱供試体）。ノルウェーでは，強度レベルの表示は立方体供試体強度であるが，製造者によっては円柱供試体の場合がある。

単位容積質量；1900kg/㎥以下

コンクリートの最高温度上限値；65℃

２．２　材料，配合および運搬

強度及び単位体積質量の要求品質を満足するために，軽量骨材には 750kg/㎥（Leca750）の LWA（Norsk Leca 社製）を用いた。

ノルウェーの LWAC の練混ぜ方法では，軽量骨材の含水比を 5～8％で行っている。これは，骨材の含水比を低く抑えることで，強度や単位容積質量に与える影響が小さくなるためである。又，この方法を用いればコンクリートの耐火性能を向上させることができる。

しかしながら軽量骨材で含水比を低く抑えた場合，練混ぜ後 30～60 分で骨材が吸水してしまい，品質が大きく変動する。その変動時期は，骨材界面構造及び透水性によって異なる（詳細は本論文 25）参照）。

LWAC の施工場所はプラントから 23km 離れている。コンクリートの運搬は，6 ㎥のトラミキで行われ，LWAC 到着時にワーカビリティー調整用に高性能減水剤を添加し，骨材に水分が奪われるのを遅らせるために約 10 分間再練り混ぜを行った。

また，エントレインドエアの混入により，ペーストの重量を低減できる。

本プロジェクトでは，試験練りを実施工の 6 ヶ月以前から試験室で実施している。

有効水セメント比は 0.31 であり，スランプは 20cm とした。28 日強度は 69.9MPa で，標準偏差が 2.4MPa であった。円柱／立方体強度比は 0.97 であり，NS4347 によると円柱供試体強度は 64MPa となる。この強度レベルは LC−75 に匹敵する。（本プロジェクトの詳細は Reference/1 及び/2 参照）

２．３　打込み，養生及びその他物性

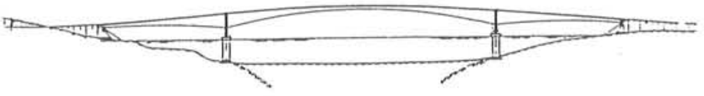
LWAC は，現場到着後バケットで運搬し小型バイブレーターで締固めた。また，高強度コンクリートの場合，プラスティックシュリンケージによるひび割れを抑制するために，打設後すぐ養生剤を散布し，ス

ラブ上面はプラスティックホイル及び断熱マットで覆った。

メインの桁部分では，温度規定が問題になることはなかったが，ガーダー部は厚さが1mとなることから，クーリングパイプを設置した。パイプ長は25～100mで，1インチのプラスティックチューブを埋設した。入り口温度が7～14℃で，約10℃のピークカットを行うことができた。また，コアを何本か採取し単位容積質量を調べたところ1895kg/m³であり，弾性係数は21GPaであった。

3． STØVSET橋

STØVSET橋は，中央スパンが220mで両サイドが100mの橋梁である。この中央スパンに950m³のLWACを用いた。



図－2　STØVSET橋全景

3．1　仕様

コンクリートの仕様は，NS3473に準じて高強度コンクリートがC-55でLWACはLC-55とした。単位容積重量は2000kg/m³以下とした。また，水セメント比は，施工場所が海洋環境として非常に厳しい場所であるため，0.4以下とした。コンクリートの空気量は，5±1.5％であり，コンクリートの最高温度は65℃とした。

3．2　材料，配合及び運搬

プラントが遠いため，現地にバッチャを設置することとした。ミキサは0.5m³のELBA社製を用いた。コンクリートはバケットを用い，ケーブルクレーンで運搬した。本工事では，前橋と異なりLWAに十分吸水（2～3日，吸水率約14%）させてから練混ぜに用いた。LWAは，2000kg/m³のものを用いた（ドイツLias-Franken社製）。また骨材は，トンパックで搬入された。

水セメント比が0.38，スランプ20cm，単位容積質量が1980kg/m³，立方体供試体強度が64.5MPaで標準偏差が3.7MPaであった。円柱／立方体強度比は硫黄キャッピングの場合0.88，通常のキャッピングで0.94であった。強度比0.90の場合には円柱供試体強度が55.4MPaとなり，これはLC-65に相当する。

表－1　コンクリート配合

項　目	NORDHORDLAND斜張橋	STØVSET 橋
ｾﾒﾝﾄ（NORCEM HS-65）	４３０	４２５
ｼﾘｶﾌｭｰﾑ	３５	３０
減水剤（ﾘｸﾞﾆﾝｽﾙﾎﾝ酸）	２	１
高性能減水剤（ﾒﾗﾐﾝ）	６～７	４．５
ＡＥ剤	０．１	１．５
細骨材	６３０（0～5mm）	６８５（0～8mm）
粗骨材	２９５（4～8mm）	５２０（4～16mm）
	２７５（8～12mm）	
単位水量	１９５	１９４

3．3　打込み，養生及びその他物性

打設はフレキシブルホースで行い，65mmの小型バイブレーターで締固めた。

プラスティックシュリンケージひび割れ抑制のために打設後直ちに養生剤を散布し，10mmのポリスティレンマットを敷いた。これは，かなり効果が高かった。

コアの単位容積質量は，単位容積質量が1980kg/m³で強度は58.2MPaであり，試験室での結果とほぼ同等であった。コアの場合試験室での結果に比べて20%程度低下するといわれているが，本橋ではこの低下がみられなかった。弾性係数は22GPaであった。

References :
1/E.Heimdal and H. Rønneberg,"Production of High Strength Lightweight Concrete - The views of a ready-mix producer", International Symposium on Structural Lightweight Concrete, Sandefjord - Norway 1995
2/E.Heimdal,"Nordhordland Cable Stayed Bridge - Experience with LWAC", Report 2.1 from the Lightcon research program, SINTEF. Trondheim - Norway 1995

（抄訳担当　信田佳延）

21）乾燥骨材による高強度軽量コンクリートの製造

PRODUCTION OF STRUCTURAL HIGH STRENGTH LWAC WITH INITIALLY DRY AGGREGATES

Sverre Smeplass, The Norwegian Institute of Technology,Division of Structural Engineeing
Tor Arne Hammer, SINTEF Structures and Concrete
Malvin Sandvik, Norwegian Contractors

〔概要〕

ノルウェーでは、高強度軽量骨材コンクリートの製造はほとんど乾燥骨材を使用することを基本とする。この主な理由として以下の2つが挙げられる。1つは比強度を高くする要求があることであり、もう1つは強度と比重の厳しい範囲内で大量の高強度軽量コンクリートを製造する時、吸水骨材の水分の吸水・放出を管理する手間を必要としないからである。乾燥骨材を使用する場合の短所は明白であり、コンクリートのポンパビリティーが低下すること、およびスランプロスが著しく大きくなることである。

配合設計、コンクリート製造および輸送システムのいずれも乾燥骨材の使用に対応されなければならない。軽量骨材の吸水性状とこの性能の変動を熟知することは重要なことである。骨材に吸収される練混ぜ水は練混ぜ過程中にペーストに戻さなければなければならない。なお、コンクリートがミキサ車から排出された後もいくらかの練混ぜ水が骨材に吸収される。その際輸送システムはコンクリートのコンシステンシーを調整するために練直しシステムを含むべきである。このため輸送システムには過剰設備と緩衝装置が必要となる。

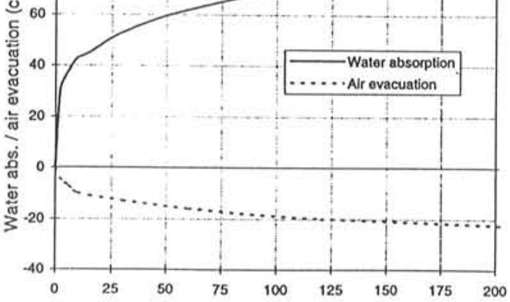
〔練混ぜ水の吸水〕

骨材の吸水率は骨材のタイプによる。リアポールのように焼成して溶融した表面をもつ骨材は、レカのように表面に穴がある骨材に比べて1時間吸水率が同等でも吸水率は小さくなる。練混ぜ後に練混ぜ水がじっくり吸水することによってワーカビリティーが大きく低下するためリアポールのような骨材が必ずしも有利とはならない。レカ800(単位容積質量800kg/m³)の吸水率を図－1に示す。

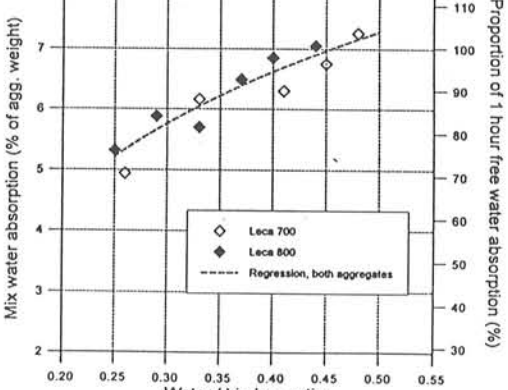
水が吸水されるため空気が排出される。図－1に示すように練混ぜ1時間後の排出気泡は吸水量の約30%となる。空気量は乾燥骨材の吸水容積のロス分に見合う量によって決定される。

フレッシュコンクリート中の骨材の練混ぜ水の吸水は1時間後の自由水の吸水に匹敵することを証明している。2つの異なる品質のレカを用いた場合の水結合比毎の練混ぜ水の吸水率を図－2に示す。偶然にも2つの骨材の1時間後の自由水の吸水量は同じであり、練混ぜ水の吸水量と直接比較できる。練混ぜ水の吸水量は理論比重と実測比重と空気量の差から計算でき、この方法は信頼できる。有効な水結合材比は単位水量から計算された練混ぜ水の吸水量を差し引くことで計算できる。

練混ぜ水の吸水量が1時間後の自由吸水量の90%であると仮定することで水結合材比は決定される。この近似はほとんどの高強度軽量コンクリートに当てはまり有効な水結合材比は35%から45%となる。



図－1　水に浸漬した時のレカ800の吸水と気泡排出



図－2　レカ700と800における水結合材比と練混ぜ水の吸水量との関係

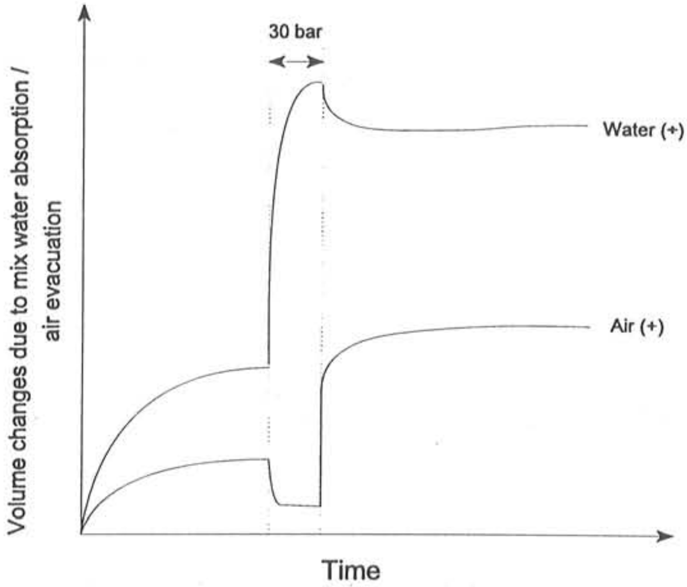
〔静水圧下での練混ぜ水の骨材への侵入〕

乾燥骨材を用いた軽量コンクリートの主な欠点はポンパビリティーの低下である。骨材の空隙体積が40〜60%であるのに対して、練混ぜ水の吸水は約10%である。フレッシュコンクリートが静水圧下にある時、練混ぜ水はこの空隙に侵入する。その量は圧力のレベルによる。骨材表面から内部への圧力勾配が一定である間はエントラップドエアは放出されない。それ故水が空隙に侵入し始めるのは静水圧と空隙を満たす空気の圧力が等しくなった時である。

この練混ぜ水のロスはワーカビリティーのロスとなり、結果的にポンパビリティーが低下する。ポンパビリティーが悪くなることにより骨材の空隙がコンクリートに内圧を与えることになる。それ故、ポンプ圧は圧送管中のある距離以上は一定とならないので、昔ながらのピストンポンプは空隙率とポンプのストローク長に依存するこの種のコンクリートには有効ではない。この状況において、ポンプのストローク量と圧縮下での骨材中の空気量の減少とは釣り合う。

静水圧が開放される時、練混ぜ水の一部が骨材から空隙の圧縮された空気によって追い出される。この追い出された水は各軽量骨材粒を取り囲む薄膜を形成するように思われる。さらに空気もまたポンプ圧によって侵入された水量に相当する分だけ追い出される。結果として空気泡が骨材表面にたまる。練混ぜとポンプ圧送中の軽量コンクリートの体積変化を図－3に示す。

結局、乾燥骨材を用いた軽量コンクリートのポンプ圧送が終った後、骨材から追い出された水と空気はコンクリートの構造、すなわちコンクリートの機械的•耐久的性質に不利であるかもしれない。幸運にも実際的な問題が論じられているためこの種のコンクリートはポンプ圧送されていない。



図－3　乾燥骨材を用いた軽量コンクリートのポンプ圧送；骨材への水の侵入と骨材からの空気の排出による体積変化

〔乾燥軽量骨材を使用する場合のコンクリート製造および建設過程〕

乾燥骨材を使用した軽量コンクリートを合理的な方法で大量に扱うために、高速ベルトコンベア、3〜4の自動ミキサを持つ再混合•緩衝装置、および部分的にベルトコンベア、部分的にクレーンやホッパを有する分配設備など複雑な装備を有する大容量システムが開発された。

このシステムは十分に効果的で強固に作られており、軽量コンクリートの特色に十分に適用できる。この再混合•緩衝装置は練混ぜ水の吸水によるスランプロスの問題を最小にし、予期できない停止、再始動がスムーズに行なわれる。練混ぜ時間が長くなると空気量は減少し、軽量コンクリートおよび普通コンクリートをより安定させる。そして分離に関連する問題も見られなかった。建設過程においてコンクリートのワーカビリティーに及ぼす練混ぜ水の吸水の影響は管理される。練混ぜにおけるワーカビリティーの調整はほとんど不要となる。

練混ぜ水の吸水の問題はいろいろな方法で対処されているが、練混ぜ時間の延長の利点および輸送中の練直しはいくつかの場合に示されている。この計画においてはコンクリートのポンプ圧送は考えられていない。

（抄訳担当　綾田隆史）

2 2）高強度軽量コンクリートの力学的物性・耐久性・耐火性能について

MECHANICAL PROPERTIES, DURABILITY AND FIRE RESISTANCE OF HIGH-STRENGTH LIGHTWEIGHT CONCRETE

Alain Bilodeau, Raymond Chevrier and Mohan Malhotra CANMET, Canada
George C, Hoff Mobil Research and Development Corporation, U.S.A.

1．まえがき

本研究の目的は、Newfoundland沖合に設置する石油掘削プラットフォームに使用する軽量粗骨材の性能を評価することである。本論文では、選定した6種類の軽量粗骨材を使用して、AE剤を混和した高強度軽量コンクリートの力学的物性と耐久性の試験結果について報告するものである。

2．実験概要

(1) 使用材料およびコンクリート配合

使用したセメントは、シリカフュームを8%含有したカナダ産の混合セメントである。6種類の軽量粗骨材（I～VI）は、最大寸法が12.5mm、粒度がASTM C 330に適合するものであり、各種物性は表－1に示すとおりである。細骨材は、比重2.70、吸水率0.8%の天然砂である。混和剤は、ナフタリン系の高性能減水剤と合成樹脂系のAE剤である。また、長さ20mmのポリプロピレン繊維を3種類のコンクリートに用いた。

表－1　軽量粗骨材の物性

Source of Lightweight Aggregate	Dry-Rodded Unit Weight, kg/m³	Void Content, %	Specific Gravity*			Absorption,* %
			Bulk	Bulk (SSD)	Apparent	
I	850	42.7	1.48	1.56	1.60	5.2
II	910	37.1	1.45	1.64	1.79	13.1
III	780	42.8	1.37	1.55	1.68	13.4
IV	870	39.4	1.44	1.59	1.70	10.3
V	760	41.0	1.29	1.58	1.81	22.6
VI	860	42.2	1.49	1.67	1.82	12.6

コンクリートの配合は、表－2に示すように、軽量粗骨材の種類別に6配合とし、配合No.6を除き、各配合ごとに数バッチのコンクリートが練り混ぜられた。単位セメント量および水セメント比は各々約525kg/m³、0.31と一定にした。軽量粗骨材は、各配合のバッチ名Cに絶乾のものを使用したことを除けば、練混ぜ前にすべて24時間水中浸漬した。目標とするスランプおよび空気量は各々125±25mm、5.0±0.5%と設定した。配合No.1, 2, 3のバッチ名FFには、ポリプロピレン繊維を1.5kg/m³の割合で混入した。

表－2　コンクリートの配合

Mixture No.	Batch	LCA# Source	W/C	Water, kg/m³	Cement, kg/m³	Aggregates, kg/m³		AEA* mL/m³	SP** L/m³	Fibres, kg/m³
						Coarse	Fine			
1	A	I	0.31	162	531	632	588	85	8.9	0
	B		0.31	162	531	633	588	60	6.2	0
	C		0.31	161	524	624	580	50	6.0	0
	D		0.31	159	516	615	572	50	6.1	0
	F		0.31	162	525	624	580	55	5.3	0
	FF		0.31	163	529	628	583	55	5.0	1.5
2	A	II	0.31	164	530	664	588	55	5.9	0
	B		0.31	162	524	657	581	40	6.4	0
	C		0.31	158	514	642	569	40	2.5	0
	F		0.31	161	519	649	575	90	4.9	0
	FF		0.31	162	523	650	582	45	4.5	1.5
3	A	III	0.30	160	527	625	587	40	6.2	0
	B		0.30	159	528	627	589	35	5.5	0
	C		0.30	154	509	604	566	40	4.4	0
	D		0.30	152	506	601	562	45	3.3	0
	F		0.30	160	525	622	585	40	4.2	0
	FF		0.30	159	522	618	577	45	4.4	1.5
4	A	IV	0.30	162	532	648	593	40	5.8	0
	B		0.30	159	522	634	582	75	5.6	0
	C		0.30	156	513	625	570	40	3.3	0
5	A	V	0.30	158	528	641	589	40	6.4	0
	B		0.30	159	527	639	588	40	7.1	0
	C		0.30	153	505	614	561	40	3.6	0
6	A	VI	0.32	172	539	682	597	165	7.0	0

(2) 実験方法および実験項目

実験には、円柱供試体、角柱供試体に加え、耐火試験用に鉄筋コンクリートはり（150×200×1000mm）を用いた。コンクリート打込み後、24時間プラスティックシートまたは濡れ麻袋で被い、脱型した後湿潤養生室（湿度100%RH）に移した。なお、乾燥収縮試験用供試体と鉄筋コンクリートはりは、各々飽和石灰水養生および気中乾燥養生（試験開始前7日間）とした。実験項目は次のとおりである。断熱温度上昇試験は、152×305mm円柱供試体を簡易断熱容器に入れて行った。圧縮強度試験は、152×305mmまたは102×203mm円柱供試体を用いて材齢1日から1年まで行った。ヤング係数は、152×305mm円柱供試体を用いて材齢28日で測定した。曲げ強度試験は、75×102×406mm角柱供試体を用いて材齢14日で行った。引張（割裂）強度試験は、152×305mm円柱供試体を用

いて材齢28日で行った。乾燥収縮試験は、7日間の養生後、76×102×390mm角柱供試体を用いて測定した。ASTM C 666 A法に準拠した凍結融解試験は、14日間の湿潤養生、10日間の気中乾燥、さらに4日間の湿潤養生後に実施した。塩素イオン透過に対する抵抗性試験は、ASTM C 1202に準拠した方法により、材齢28日で測定した。中性化深さの測定は、気中乾燥期間448日を経過した乾燥収縮試験用供試体を用いて行った。バッチ名F, FFの102×203m円柱供試体および鉄筋コンクリートはりは、2時間1200℃の耐火試験（Hydrocarbon fire test）を行った。

3. 実験結果と考察

実験結果は以下に示すとおりになった。

断熱温度上昇量は、39.3～44.0℃の範囲の値になった。温度上昇量の差は、軽量骨材の吸水率の差によるわずかな配合の相違や軽量骨材の温度特性の相違によって生じたものと考えられる。

材齢1日の硬化コンクリートの単位容積質量は、概ね1845～1953 kg/m³の範囲の値になった。

圧縮強度は、表－3に示すように、材齢28日で50.1～67.7MPa、材齢1年で52.4～76.0MPaの範囲の値になった。軽量粗骨材IIを用いた場合が最も大きい圧縮強度が得られたのに対して、軽量粗骨材Vを用いた場合が最も小さい圧縮強度になった。目標圧縮強度60～65MPaは、3種類の軽量粗骨材を用いた場合に確保され、IIIおよびVIの軽量粗骨材を用いた場合でも配合修正により目標強度を確保できるものと考えられる。しかしながら、軽量粗骨材Vを用いた場合は、目標強度に達しないものと考えられる。このような圧縮強度の相違は、主に2つの要因、すなわち有効水セメント比および骨材自体の強度の相違によって説明できるものと考えられる。

曲げ強度は、表－4に示すように、4.7～7.1MPaの範囲の値になった。曲げ強度は、軽量粗骨材Iを用いた場合に最も大きくなり、軽量粗骨材Vを用いた場合に最も小さくなった。圧縮強度が大きくなったコンクリートは曲げ強度も同様に大きくなったが、軽量粗骨材IIを用いた場合は比較的小さい曲げ強度になった。これは、軽量粗骨材IIの形状が丸く、表面が粗くなく滑らかであることによるものと考えられる。

引張強度は、3.7～4.9MPaの範囲の値になった（表－4参照）。曲げ強度が小さかった軽量粗骨材IIを用いたコンクリートでは、他の配合のものと比較して遜色のない結果（4.9MPa－最大値）が得られた。

ヤング係数は、20.4～28.0GPaの範囲の値になった（表－4参照）。ヤング係数は、軽量粗骨材Iを用いた場合が最も大きくなり、次いでIV, II, VI, III, Vの順になった。期待より小さい値を示した軽量粗骨材IIを用いた場合を除けば、ヤング係数は圧縮強度の関数で表すことができる。小さい値になった軽量粗骨材IIを用いた場合では、骨材の特別な形状および表面の粗さが影響を及ぼしているものと考えられる。

乾燥日数448日における乾燥収縮量は、軽量粗骨材I, IIを用いた場合で、各々518, 535×10⁻⁶とほぼ同等の値になった。軽量粗骨材III, IV, Vを

表－3　圧縮強度試験結果

Mixture No.	Batch	LCA Source	Density of Cylinders, kg/m³	Compressive Strength of Concrete,* MPa				
				1 d	7 d	28 d	91 d	1 year
	A		1917	52.4	61.1	63.3	67.9	71.3
1	B		1916			65.6		
	C	I	1890			59.1		
	D		1905			62.4		
	F		n.a.			68.4		
	FF		1922			63.2		
	A		1947	48.9	59.4	67.7	72.7	76.0
2	B		1929			66.2		
	C	II	1885			64.4		
	F		n.a.			71.4		
	FF		1953			71.9		
	A		1900	41.4	52.1	56.3	59.6	61.3
3	B		1905			58.5		
	C	III	1880			57.1		
	D		1863			52.6		
	F		n.a.			56.2		
	FF		1893			53.9		
	A		1935	42.7	53.2	61.6	61.6	63.3
4	B	IV	1898			55.9		
	C		1911			53.9		
	A		1919	41.1	48.3	50.1	50.8	52.4
5	B	V	1914			49.9		
	C		1845			46.2		
6	A	VI	2002	40.7	51.4	57.5	59.8	n.a.

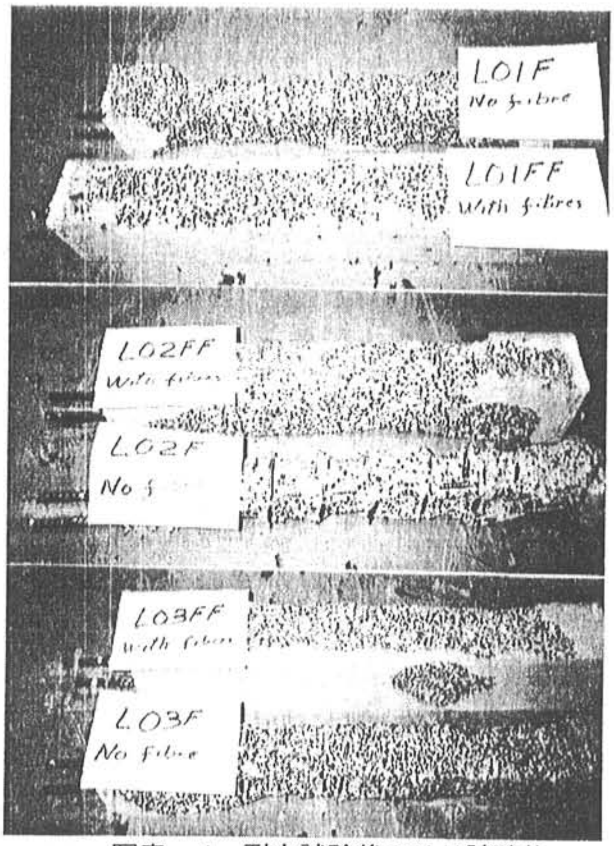
表－4　曲げ強度、引張強度、ヤング係数

Mixture No.	Batch	LCA Source	Flexural Strength at 14 days, MPA	Splitting-Tensile Strength at 28 days, MPa	Young's Modulus of Elasticity at 28 days, GPa
1	B	I	7.1	4.5	28.0
2	B	II	5.7	4.9	25.5
3	B	III	5.7	3.7	22.7
4	B	IV	5.5	4.6	26.5
5	B	V	4.7	4.0	20.4
6	A	VI	6.1	4.9	24.7

用いた場合は若干大きくなり、652～667×10^{-6}の範囲の値になった。また、乾燥による質量減少量は、1.53～5.41%の範囲の値になり、骨材の吸水率、結果的にはコンクリート中の全水量の値を反映したものになっている。

塩素イオン浸透に対する抵抗性は、コンクリート中を流れる総電流量（クーロン）の値で示すことができ、265～742クーロンの範囲の値になった。軽量粗骨材Iを用いた場合が最も高い抵抗性を示し、軽量粗骨材Vを用いた場合が最も低い結果になったが、いずれのコンクリートも1000クーロン以下の値であり、非常に低い塩素イオン浸透性を示したと言える。このように優れた抵抗性が得られたのは、配合が低水セメント比であることとシリカフュームを含有した混合セメントを用いたためと考えられる。また、中性化に対する抵抗性に関しては、上述した理由により、大差のない結果になった。

耐凍害性に関しては、いずれの配合、試験条件下においても耐久性指数で98以上が得られ、優れた耐凍害性を確保できることが明らかになった。これは、低水セメント比配合、高強度、適切な空気量の組合わせによってもたらされたものと説明できる。



写真－1　耐火試験後のはり試験体

耐火性に関しては、写真－1に示すように、バッチ名Fの鉄筋コンクリートはりでは、耐火試験中に爆裂により、スポーリングが鉄筋位置まで到達して、ほとんど試験体が崩壊した。軽量粗骨材の種類の相違による損傷の程度の差は少ないが、軽量骨材IIを用いたものが若干損傷の程度が大きかった。一方、ポリプロピレン繊維を混入したバッチ名FFのコンクリートでは、スポーリングが顕著に少なくなり、耐火性が大幅に改善される結果になった。

4. まとめ

材齢28日目標圧縮強度60～65MPaは、高吸水性の軽量粗骨材を使用した場合を除けば、概ね確保できた。コンクリートの力学的物性は、一部の例外を除けば、軽量粗骨材の吸水率の程度と相関性が認められた。いずれのコンクリートにおいても、中性化および塩素イオン浸透性に対する抵抗性は大きかった。耐凍害性に関しては、骨材の飽水度や養生条件に関わらず、耐久性指数で98以上の優れた性能が得られた。ポリプロピレン繊維を混入することで大幅に耐火性を改善できることが明らかになった。

（抄訳担当　　橘　大介）