

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第4366号

土木研究所資料

実環境下に長期間暴露されたフーチ
ングのアルカリシリカ反応による損
傷及び耐荷性能の評価に関する研究

平成30年2月

国立研究開発法人土木研究所
構造物メンテナンス研究センター

Copyright © (2018) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、国立研究開発法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、国立研究開発法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

実環境下に長期間暴露されたフーチングのアルカリシリカ反応による損傷及び耐荷性能の評価に関する研究

国立研究開発法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター

上席研究員 七澤 利明
主任研究員 河野 哲也
交流研究員 今野 貴元

要 旨

近年、フーチングがアルカリシリカ反応（以下「ASR」）により損傷する事例が確認されているが、地中及び水中等にあり容易に目視確認が出来ないフーチングの ASR 損傷に関する知見は少なく、特に、フーチング供試体を実在の橋梁と同じ環境下において長期間暴露し、ASR を進行させてどのような影響が生じるかを確認した例はほとんど無い。

そこで本研究では、死荷重を載荷した杭基礎フーチング供試体の土中暴露実験並びにディープビーム供試体の水中暴露実験及び載荷実験を行った結果を基に、実在橋梁のフーチングにおける ASR 損傷の特性を明らかにしようと試みている。

キーワード：フーチング、ディープビーム、アルカリシリカ反応（ASR）、暴露実験、載荷実験

目次

1. はじめに	1
2. 死荷重を載荷した杭基礎フーチング供試体の土中暴露実験	2
2.1 実験概要	2
2.2 供試体概要	3
2.2.1 供試体概要	3
2.2.2 橋脚設計	8
2.2.3 供試体の設置及び荷重の上載	10
2.3 計測項目	12
2.4 実験結果と考察	15
2.4.1 (暴露開始前)屋内養生期間中に発生した ASR 損傷	15
2.4.2 (暴露開始直前)荷重上載時の水平鉄筋ひずみ	17
2.4.3 コンクリートひずみ	21
2.4.4 鉛直鉄筋ひずみ	24
2.4.5 水平鉄筋ひずみ	25
2.4.6 ひずみの分布	28
2.4.7 部位別の鉄筋ひずみ比較	29
2.5 まとめ	31
3. ディープビーム供試体の水中暴露実験及び載荷実験	32
3.1 実験概要	32
3.2 供試体概要及び実験ケース	33
3.2.1 供試体概要	33
3.2.2 実験ケース	36
3.3 水中暴露実験	37
3.3.1 実験方法と計測項目	37
3.3.2 実験結果と考察	39
(a) 外観調査	39
(b) コンクリートの表面ひずみ	40
(c) 鉄筋ひずみと水温の時刻歴	41
(d) 超音波トモグラフィ解析による内部損傷の評価	43
3.4 載荷実験	46
3.4.1 実験方法と計測項目	46
3.4.2 実験結果と考察	48

(a) 剛性の変移と破壊性状	48
(b) コアの圧縮試験	54
3.4.3 ASR により損傷した部材の耐荷力評価手法の検討	56
3.5 まとめ	58
4. まとめ	59
参考文献	60

1. はじめに

近年、フーチングがアルカリシリカ反応（以下「ASR」）により損傷する事例が確認されている。ASR による構造物の損傷についてはこれまで多数の暴露実験や実橋梁に対する調査が実施されており、損傷の程度及び損傷後の性能評価に関する知見は蓄積されているものの、これらの大半は橋脚や上部構造等の気中に存在する構造物を対象としたものである。地中及び水中等にあり容易に目視確認が出来ないフーチングの ASR 損傷に関する知見は少なく、特に、フーチング供試体を実在の橋梁と同じ環境下において長期間暴露し、ASR を進行させてどのような影響が生じるかを確認した例はほとんど無い。

そこで本資料では、下記のように 2 種類の供試体を用いて実験を行った結果を基に、実在橋梁のフーチングにおける ASR 損傷の特性を明らかにしようと試みている。

2.では、死荷重を載荷した杭基礎フーチング供試体の土中暴露実験について記載している。ASR による損傷事例が複数確認されている、昭和 50 年代の基準で設計された実橋梁を模擬した 1/2 スケールの杭基礎フーチング供試体に、上部構造に相当する死荷重を載荷した状態で 2013 年 3 月から土中に暴露し、暴露開始後 3 年経過時点において ASR 損傷がどのように進展しているのかを確認した。

3.では、ディープビーム供試体の水中暴露実験及び載荷実験について記載している。せん断スパン比が小さく、耐荷機構が橋梁フーチングと類似しているとされるディープビームを試験モデルとして、供試体を 2007 年 2 月から約 8 年半の長期にわたり水中環境下で暴露し、ASR 損傷がどのように進展しているのかを確認した。さらに ASR 進展が収束した後の供試体に対し載荷実験を行い、ASR による損傷とその補修が耐荷性能にどのような影響を与えるのかを検討した。

4.では、2.の死荷重を載荷した杭基礎フーチング供試体の土中暴露実験と 3.のディープビーム供試体の水中暴露実験及び載荷実験より得られた ASR 損傷に係る知見について総括的に記した。

2. 死荷重を載荷した杭基礎フーチング供試体の土中暴露実験

2.1 実験概要

本実験では、土木研究所内で製作した杭基礎フーチング供試体 2 基を土中に埋設のうえ、上部構造に相当する上載荷重 1,200kN を載荷し、土中暴露による供試体への ASR 損傷の影響を把握するためひずみ及び温度等の項目を計測した。本実験の概要を図-2.1.1 に示す。2 供試体間に形状寸法及び使用材料等の差は無く、したがって暴露後約 3 年経過時点までの 2 供試体の計測結果に特筆すべき差異は認められなかったため、本資料では特に必要な場合を除き、異常計測値の数が少なかった西側の供試体についてのみ記載している。

時系列について下記のとおりである。本資料では、供試体のコンクリート打設後約 1 年間の屋内養生期間において気中暴露により発生したひずみや、荷重上載自体によるひずみを区分して考えるものとし、荷重上載が完了し土中暴露を開始した時点（2013.3）を暴露開始と定義する。同時点における温度以外の各計測値をゼロに設定することで、養生期間中及び荷重上載時を区分して土中暴露による ASR ひずみに特化することができ、実在橋梁のフーチングにおける損傷の特性を抽出することが可能となるものと考えられる。なお、本資料では暴露開始後 3 年経過時点までの計測結果を対象に考察を加えており、現在も土中暴露は継続している。

2012.02 供試体製作

（屋内養生期間約 1 年）

2013.03 供試体設置

→荷重上載

→計測値ゼロ設定

→計測開始（暴露開始）

2016.03 暴露後 3 年経過

（土中暴露継続中）

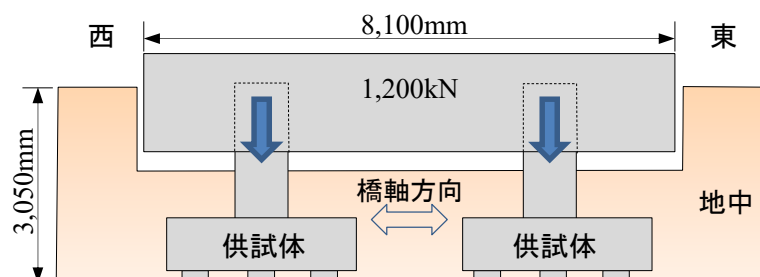


図-2.1.1 土中暴露実験の概要

2.2 供試体概要

2.2.1 供試体概要

供試体の概要を図-2.2.1 に、供試体の設置と荷重上載の状況を図-2.2.2 及び写真-2.2.1 にそれぞれ示す。場所打杭 8 本＋フーチング＋橋脚の構造とし、フーチングは幅 3,000mm×奥行き 3,000mm×高さ 850mm、杭径は 400mm である。旧建設省通達によるアルカリ総量規制前で ASR が生じる可能性の高い、昭和 50 年代の場所打杭基礎の実橋を想定し、昭和 49 年発行土木設計便覧¹⁾を参考に 1/2 スケールで作成した。

供試体の設計にあたっては構造物基礎形式の選定手法調査²⁾による昭和 50 年代のフーチング形状寸法の高頻度値である、橋軸方向長さ 6m、厚さ 1.0～1.5m を参考とし、将来実施する水平載荷実験時において橋脚が先行して破壊することのない設計としている。土木設計便覧¹⁾に示されたフーチングの形状寸法の代表例を図-2.2.3 に示す。

使用した鉄筋は、下側鉄筋が D22、上側鉄筋が D16 である。下側鉄筋には SD345 を用い、上側鉄筋には当時の製品と品質が近い SD295A を用いた。主鉄筋比は 0.26%であり、S55 道路橋示方書³⁾による最小鉄筋比 0.2%を満足している。使用鉄筋に対し予め実施した引張試験の結果について表-2.2.1 に示す。下側鉄筋の D22 と上側鉄筋の D16 とともに、ひずみ 2000 μ 程度で降伏点に達することが確認された。

コンクリートの使用材料を表-2.2.2 に、配合を表-2.2.3 にそれぞれ示す。コンクリートの設計基準強度は 21N/mm² である。反応性骨材のペシマム量（反応性：非反応性の骨材比）はコンクリートバー法試験の結果を基に粗骨材 45:55、細骨材 40:60 とした。ASR の促進を図るためアルカリ成分 NaCl を添加することとし、コンクリート中のアルカリ量を 12kg/m³ に設定した。

上載荷重は、幅 8,100mm×奥行き 4,000mm×高さ 1,600mm のコンクリート本体＋底鋼板の構成とした。

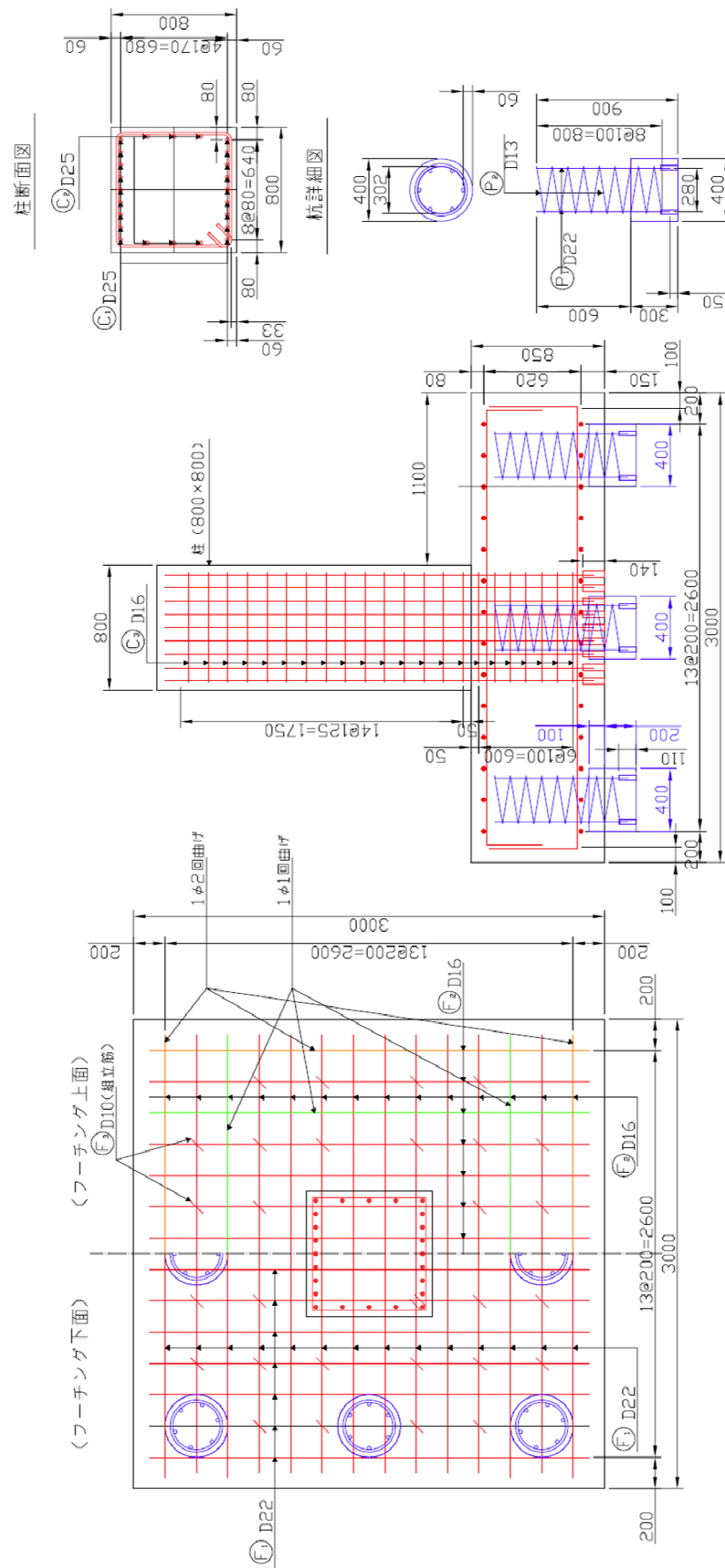
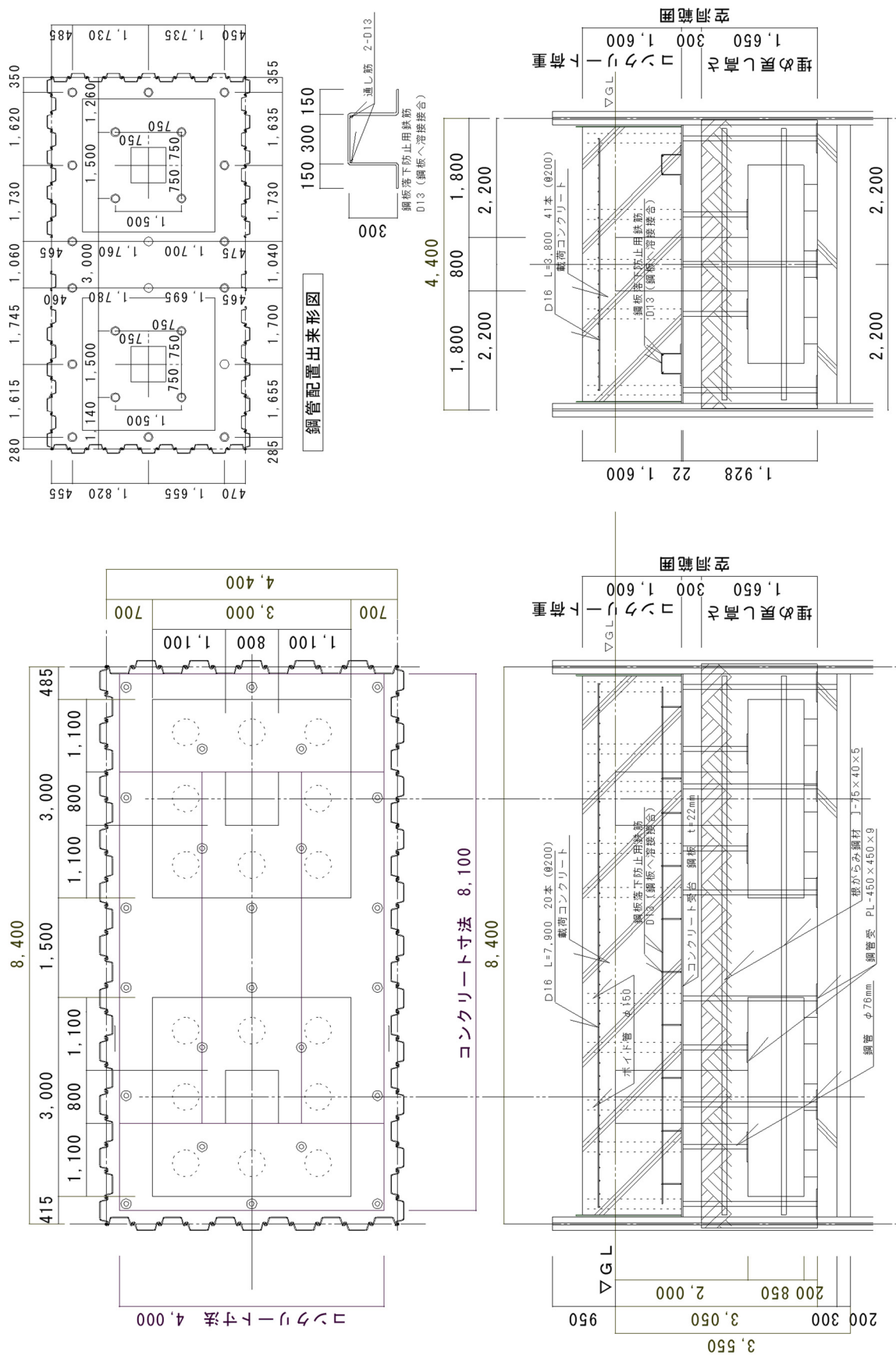


図-2.2.1 供試体概要





(供試体設置状況)



(上載コンクリート打設状況)

写真-2.2.1 供試体の設置と荷重上載の状況

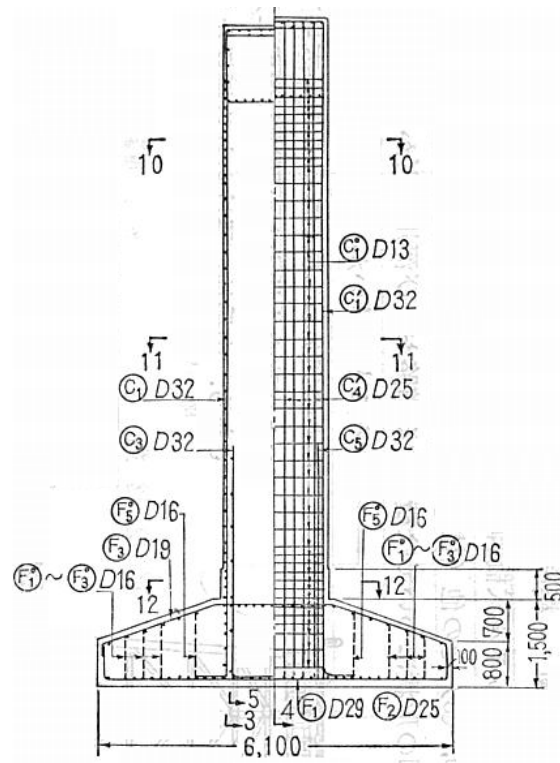


図-2.2.3 昭和 50 年代フーチングの形状寸法の代表例

表-2.2.1 鉄筋の引張試験結果

使用箇所	鉄筋径	規格	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	伸び (%)
下側鉄筋	D22	SD345	390	562	193	25
上側鉄筋	D16	SD295A	349	501	171	26

表-2.2.2 コンクリート使用材料

記号	材料	備考
W	水	水道水
C	セメント	普通ポルトランドセメント
S1	細骨材（非反応性）	表乾密度 2.62g/m ³ 茨城県行方市産
S2	細骨材（反応性）	表乾密度 2.66 g/m ³ 土木研究所支給骨材
G1	粗骨材（非反応性）	表乾密度 2.72 g/m ³ 茨城県つくば市産
G2	粗骨材（反応性）	表乾密度 2.68 g/m ³ 土木研究所支給骨材
AD	混和剤	AE 減水剤
NaCl	添加アルカリ	NaCl

表-2.2.3 コンクリート配合

粗骨材 最大 寸法 (mm)	スラ ンプ (mm)	空 気 量 (%)	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m³)						AD (kg)	NaCl (kg)
					W	C	S		G			
							S1	S2	G1	G2		
20	8.0	4.0	60	52	153	255	594	402	522	420	2.55	20.4

2.2.2 橋脚設計

本供試体は現在も継続している土中暴露の終了後に水平載荷試験を予定しており、水平載荷時に橋脚の破壊よりフーチングの破壊が先行するよう設計を行った。

橋脚の設計条件を表-2.2.4 に、水平載荷位置の高さによる破壊形態変化の概要を図-2.2.4 に示す。健全な状態においてフーチングが曲げ破壊する供試体を ASR 損傷によりせん断破壊させることを想定し、フーチングを曲げ破壊させ、かつ橋脚の曲げ耐力がフーチングの曲げ耐力を下回らないよう載荷高さを 1.5m に設定した。

橋脚とフーチング各々の諸元と曲げ耐力計算結果を表-2.2.5 に示す。橋脚の曲げ耐力／フーチングの曲げ耐力 ≈ 1.7 となり、橋脚の破壊が先行することは無い。

表-2.2.4 橋脚の設計条件

計算モデル	単純梁
有効高さ	740mm
部材幅	800mm
照査断面	橋脚底面
載荷高さ	1.5m
鉛直荷重	600kN
コンクリート強度	30N/mm ²
下側鉄筋	D25(SBPD1080/1230) 9 本
目標性能	橋脚曲げ耐力 $>1.2 \times$ フーチング曲げ耐力

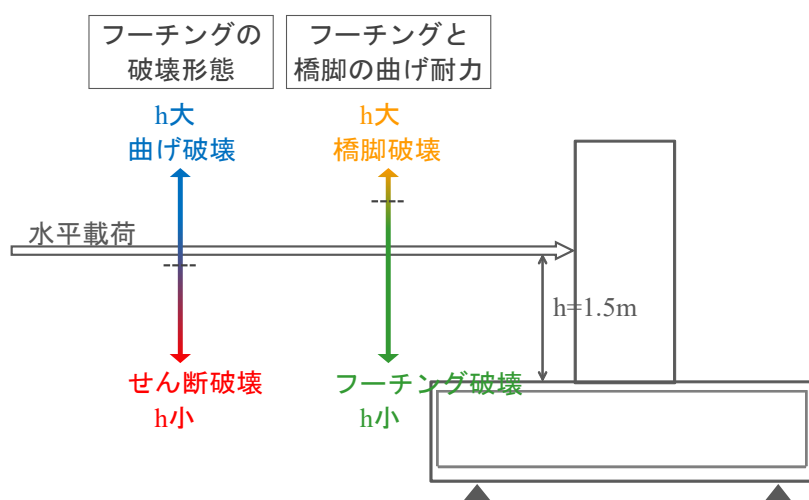


図-2.2.4 水平載荷位置の高さによる破壊形態変化の概要

表-2.2.5 橋脚とフーチングの曲げ耐力

	橋脚	フーチング
終局曲げモーメント $M[\text{kN}\cdot\text{m}]$	$M_C=3,478$	$M_F=1,233$
曲げ耐力 $P[\text{kN}]$	$P_C=2,318$	$P_F=1,364$
橋脚曲げ耐力/フーチング曲げ耐力	$P_C/P_F=1.699$	

2.2.3 供試体の設置及び荷重の上載

供試体については、写真-2.2.2 に示すとおり締め固めた地盤上に碎石を敷き均し、上載荷重に耐える RC コンクリートを打設した上に水平保持材で仕上げた基盤に設置されている。設置された供試体に荷重を上載する手順について図-2.2.5 に示す。(手順①) コンクリート施工時の仮支持用として鋼管を建て込み、(手順②～⑤) その上端に底鋼板+側型枠を設置してコンクリートを打設した。(手順⑥～⑦) コンクリートの硬化後に鋼矢板を引き抜いて空洞部を土で埋め戻し、(手順⑧) 仮支持用鋼管上側の鋼板をガス切断でくり抜いて全荷重を橋脚に対し作用させた。



(碎石敷き均し)



(コンクリート打設)



(供試体設置基盤完成)



(供試体設置完了) ※荷重未上載

写真-2.2.2 供試体の設置状況

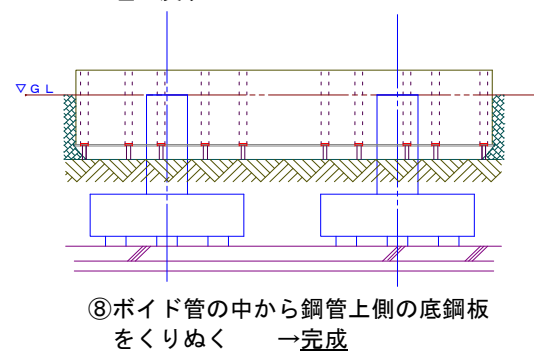
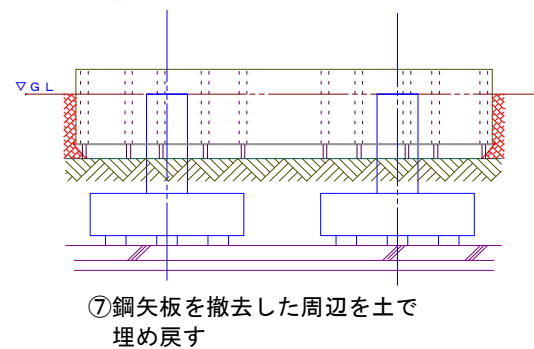
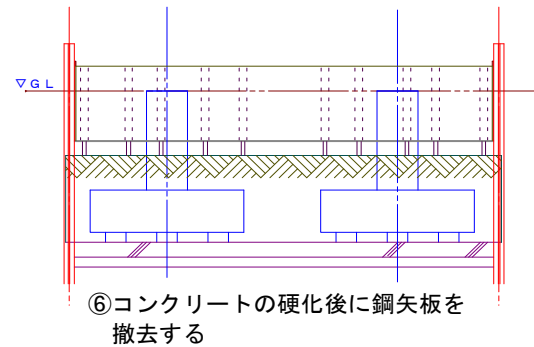
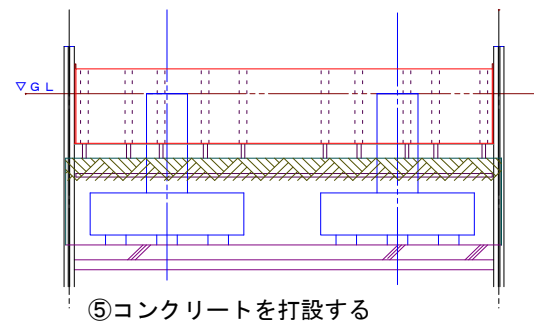
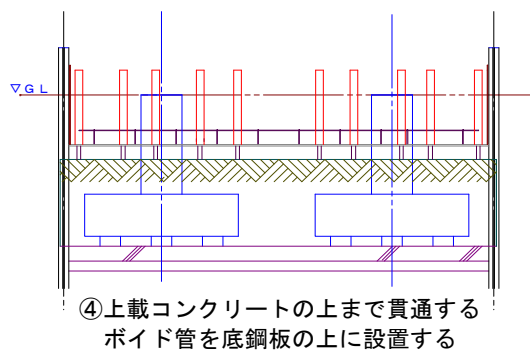
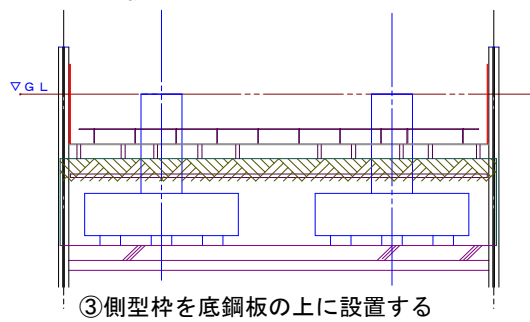
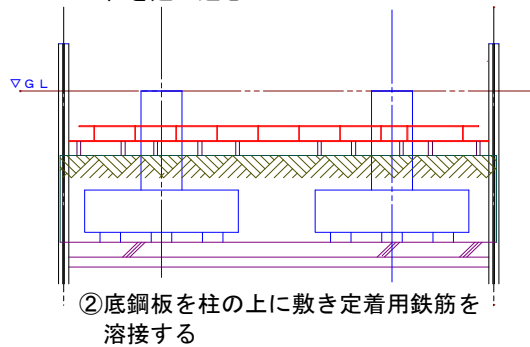
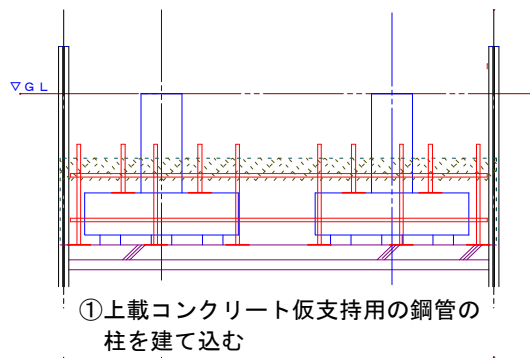


図-2.2.5 荷重上載手順

2.3 計測項目

供試体の上段鉄筋・中段鉄筋・下段鉄筋高さにおける各計測項目と計測位置について、それぞれ図-2.3.1～図-2.3.3 に示す。なお、中段鉄筋及び鉛直方向鉄筋については D6 を使用し、供試体における総体的な耐荷性能や変形挙動等に影響が少なくなるよう配慮した。

各計測項目に使用した計測機器について表-2.3.1 に示す。鉄筋ひずみにはひずみゲージを、コンクリートひずみには埋込型ひずみ計を、コンクリート温度には熱電対をそれぞれ使用した。なお本資料においては、各日 0 時の計測値に対し欠測日及び明らかな異常値を控除のうえで整理している。

地下水位とフーチングとの関係について図-2.3.4 に示す。地下水位については、供試体のごく近傍に元々設置されていた測定センサーで自動計測したものである。暴露期間 3 年間の半分近くのデータが欠測あるいは異常値によりプロット出来なかったため、参考値として暴露開始以前の 3 年間の状況についても併記している。供試体設置面（杭下端）～杭～フーチング下面までの部分は地下水位の下に位置する期間が多く、時節によりフーチング下面～上面の間を水位が変動していることが予想されるものの、ASR との関連を明確に裏付けるだけのデータ数に不足していることと、後述のように下段鉄筋高さにおいて突出したひずみ進展は計測されていないことより、本資料では地下水位の変動と ASR 進展との関連性は低いものとして考察を進める。

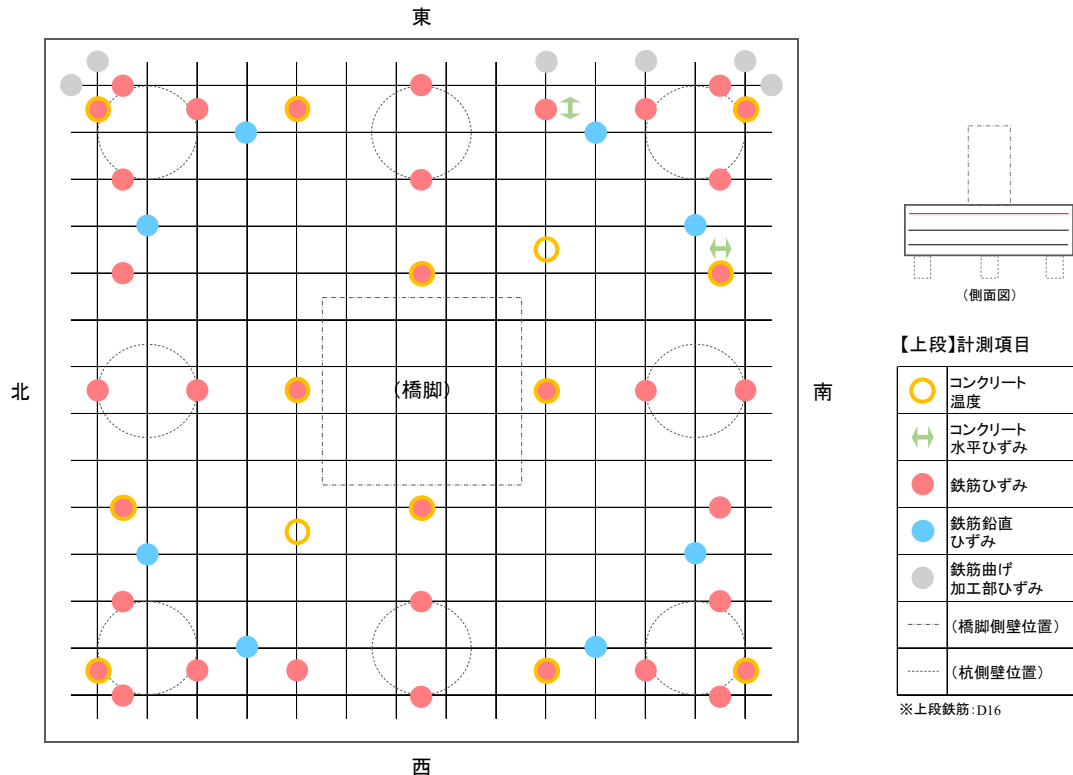


図-2.3.1 各計測項目と計測位置（上段鉄筋高さ）

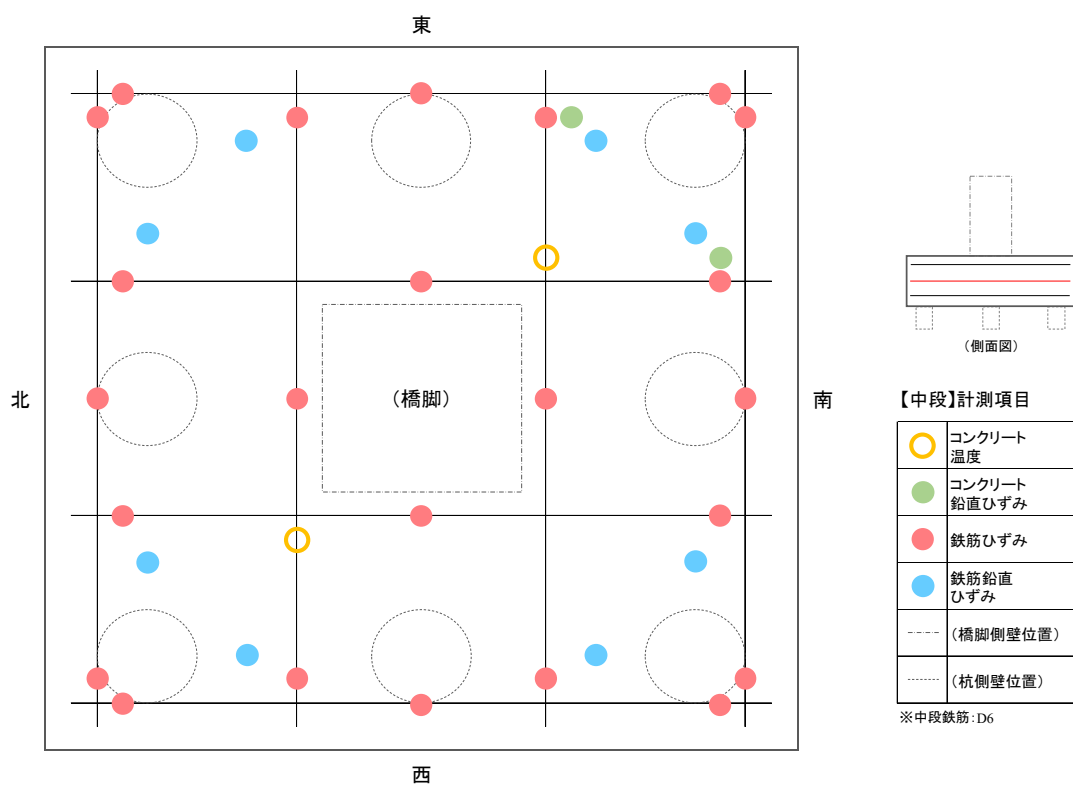


図-2.3.2 各計測項目と計測位置（中段鉄筋高さ）

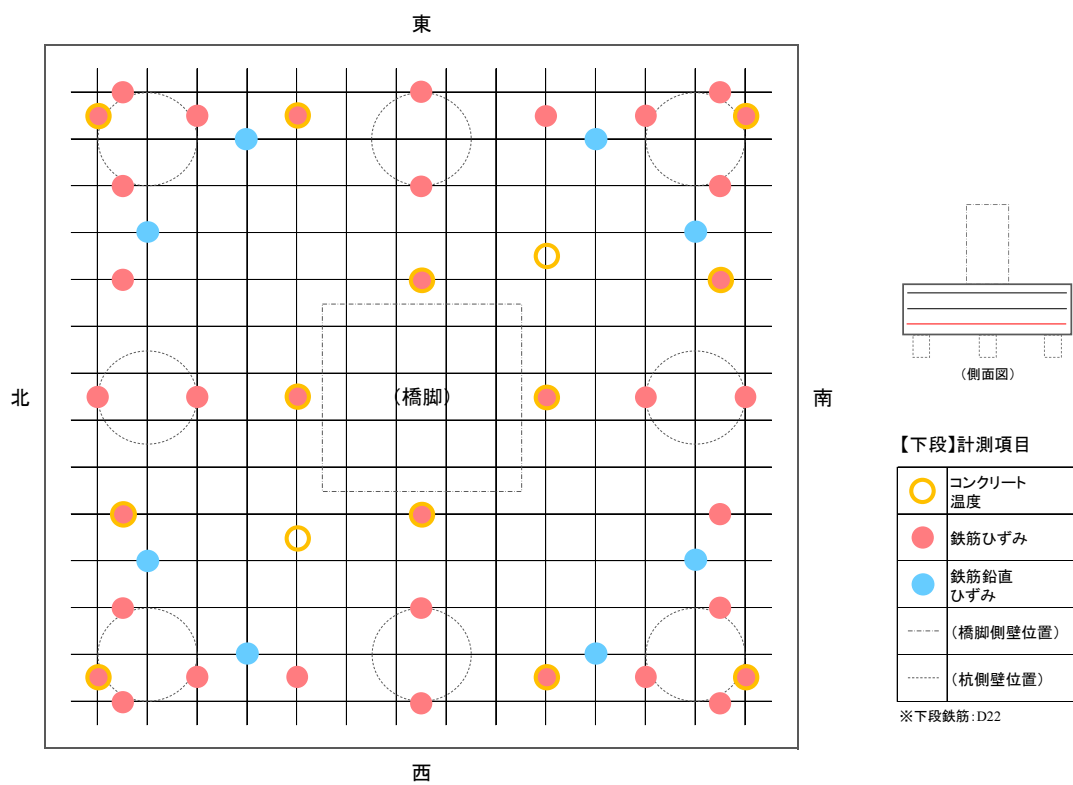


図-2.3.3 各計測項目と計測位置（下段鉄筋高さ）

表-2.3.1 計測機器及び計測方法

計測項目	計測機器	計測頻度
コンクリート温度	熱電対	1 回/1 時間
コンクリートひずみ	埋込型ひずみ計	〃
鉄筋ひずみ	ひずみゲージ	〃
鉄筋ひずみ（曲げ加工部）	塑性ひずみゲージ	〃

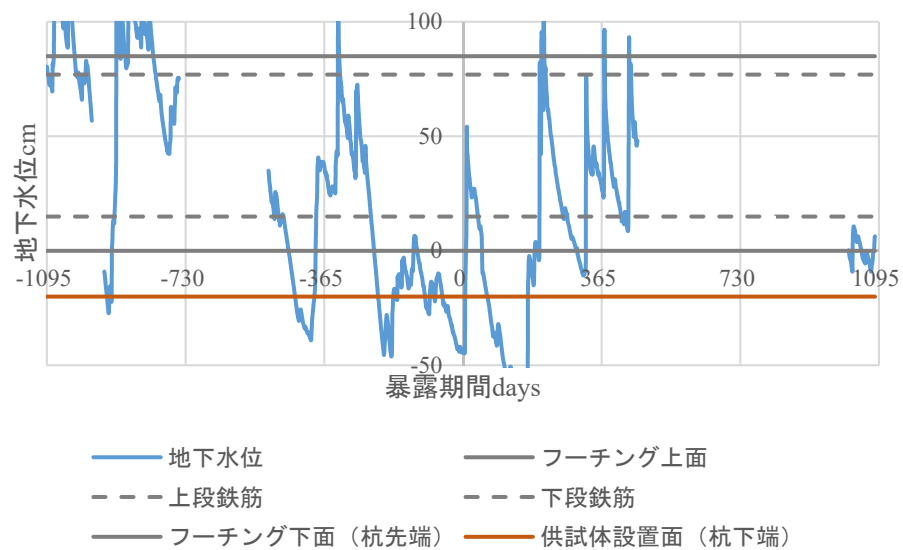


図-2.3.4 地下水位とフーチングとの関係

2.4 実験結果と考察

各計測項目の計測結果及びその考察について以下に述べる。なお 2.4.1 及び 2.4.2 は土中暴露を開始する前の準備段階における予備調査の結果であり、2.4.3 以降が荷重上載後の土中暴露実験の結果である。各項に対応する荷重条件と暴露形態について下記のとおりである。

	(死荷重)	(暴露形態)
2.4.1	上載前	気中（埋設前）
2.4.2	上載時点	土中（埋設直後）
2.4.3～	上載後	土中

2.4.1 （暴露開始前）屋内養生期間中に発生した ASR 損傷

供試体のコンクリート打設後約 1 年間の屋内養生期間において、気中に曝されていることによる ASR 損傷の進行が予期されるため、土中暴露開始前の段階における初期の ASR 損傷状況を把握する目的で、供試体に対し超音波透過法による内部損傷状況の調査を試みた。

超音波透過法による測定に使用した機器と測定位置の概要について図-2.4.1 に示す。供試体 4 側面の各々上下 2 段×5 箇所、外側・中間・内側の別に超音波の伝播速度を測定できるよう測点を設定した。

コンクリートの内部にひび割れ等の空隙がある場合、その空隙を挟んで超音波を伝播させると超音波は空隙を迂回するため伝達時間が長くなり、伝播速度は低下する。また、内部に剥離などの欠陥がある場合も欠陥部分で超音波が反射するため、伝播速度は低下する。したがって、測定された伝播速度の小さい部位ほど ASR 損傷は進行していると考えられる。

超音波伝播速度の測定結果を表-2.4.1 に示す。上下の比較では上測線の伝播速度が小さく、また外縁部からの距離で比較すると外側測線の伝播速度が最も小さく、内側が最も大きい。供試体製作より約 1 年しか経過しておらず ASR 進行は初期段階のため部位による測定値の差異は少ないものの、供試体の損傷は上面の外縁部近くから発現していると考えられる。

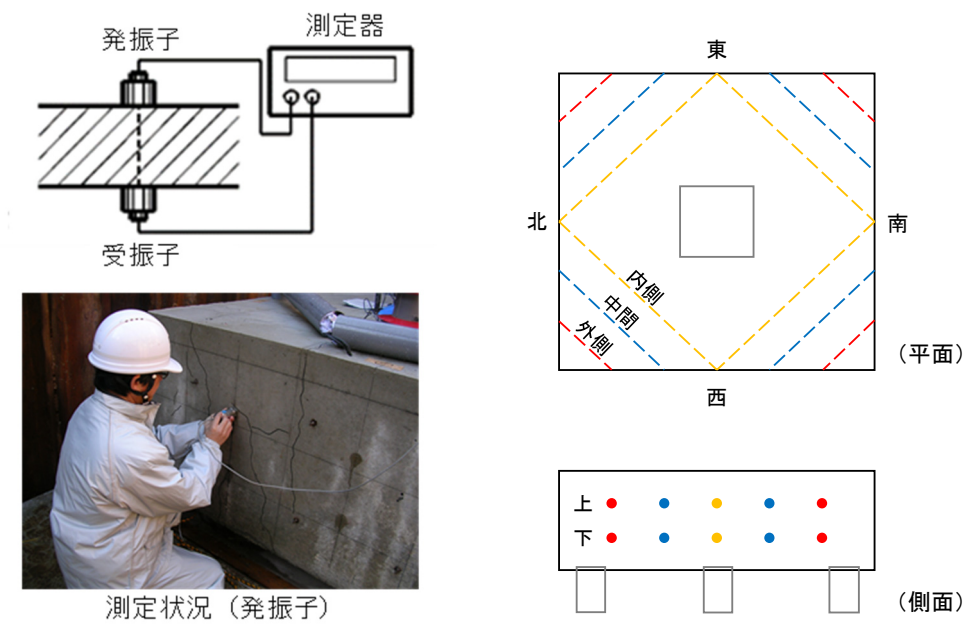


図-2.4.1 測定機器と測定位置の概要

表-2.4.1 部位毎の超音波伝播速度測定結果一覧

	方向	距離 mm	上測線		下測線		
			時間 μs	速度 m/s	時間 μs	速度 m/s	
外側測線	南-西	707	204.1	3465	197.0	3589	外側平均 3544
	西-北		199.9	3537	198.1	3569	
	北-東		197.7	3577	196.1	3606	
	東-南		203.9	3468	199.7	3541	
中間測線	南-西	1414	407.4	3471	389.6	3630	中間平均 3572
	西-北		399.9	3536	396.0	3571	
	北-東		391.2	3615	385.9	3665	
	東-南		402.4	3514	395.6	3575	
内側測線	南-西	2121	587.3	3612	581.0	3651	内側平均 3606
	西-北		591.4	3587	590.6	3592	
	北-東		590.6	3592	582.9	3639	
	東-南		593.6	3574	588.8	3603	
			上平均	3546	下平均	3603	

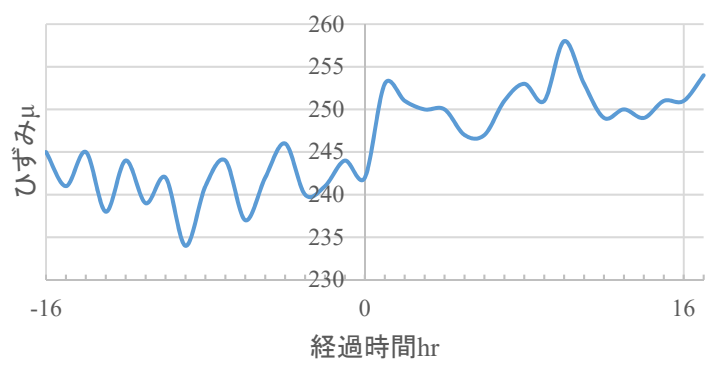
2.4.2 （暴露開始直前）荷重上載時の水平鉄筋ひずみ

荷重を上載した時点の直後に、水平鉄筋ひずみの測定値に明確な変化が見られた部位の例について図-2.4.2 に示す。横軸に示すゼロ点を荷重上載時点とし、経過時間のプラスは荷重上載の後であること、マイナスは荷重上載の前であることをそれぞれ示している。ここに「明確な変化」とは、荷重上載直後、すなわち横軸の経過時間 0～1hr における計測値の変化がその前後の計測値の推移と比較して明確であったことを指している。なお本項においては、ASR によらず荷重上載自体による供試体内部の応力変化を抽出して捉えるため、荷重上載時点ジャストの特異な動きに着目する目的で 1 時間毎の計測値を使用している。

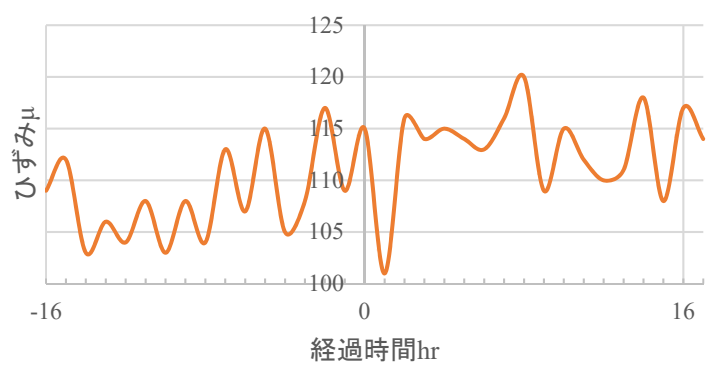
図-2.4.2 上図の部位においては、荷重上載前は 240μ 程度でほぼ横ばいに推移していたひずみが、荷重上載時に受けた引張応力により値が 10μ 強程度上積みされ、その後変動しながら若干上向きに 255μ 程度まで変移している様子がわかる。

図-2.4.2 下図の部位においては、荷重上載前は $105\sim 115\mu$ 程度で若干の上向き傾向を示しているひずみが、荷重上載時に圧縮応力を受けて 100μ 程度まで大きく下降し、その後一旦は値を戻しながらも徐々に下降に転じている様子がわかる。

これらのように荷重上載時点の直後に水平鉄筋ひずみの測定値に明確な変化が見られた部位について、上段・中段・下段鉄筋それぞれ圧縮・引張の別にして図-2.4.3～2.4.5 に示す。顕著な規則性とまでは言えないものの、総体的には圧縮応力を受ける領域が多く、特に下段鉄筋では測点の半数近くが圧縮の傾向を示している。逆に上段鉄筋及び中段鉄筋については引張応力を受ける領域が外側に多く見られる。下段の領域に比べ、図-2.4.6 に参考図として示したように上段～中段領域の取り分け外縁部付近は上載荷重による拘束力が少ないものと考えられる。



— 水平鉄筋ひずみ（荷重上載時引張）



— 水平鉄筋ひずみ（荷重上載時圧縮）

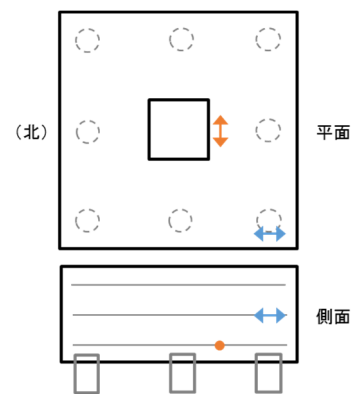


図-2.4.2 荷重上載時の水平鉄筋ひずみ測定値の明確な変化の例

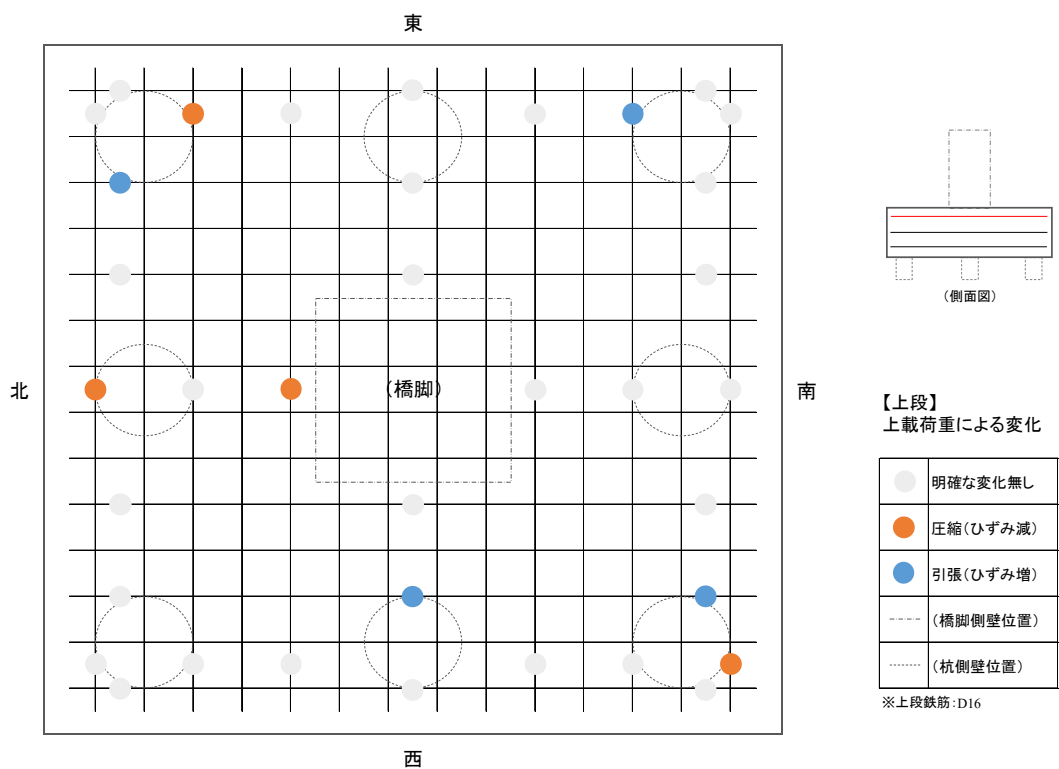


図-2.4.3 荷重上載時の水平鉄筋ひずみ測定値の変化部位一覧（上段鉄筋）

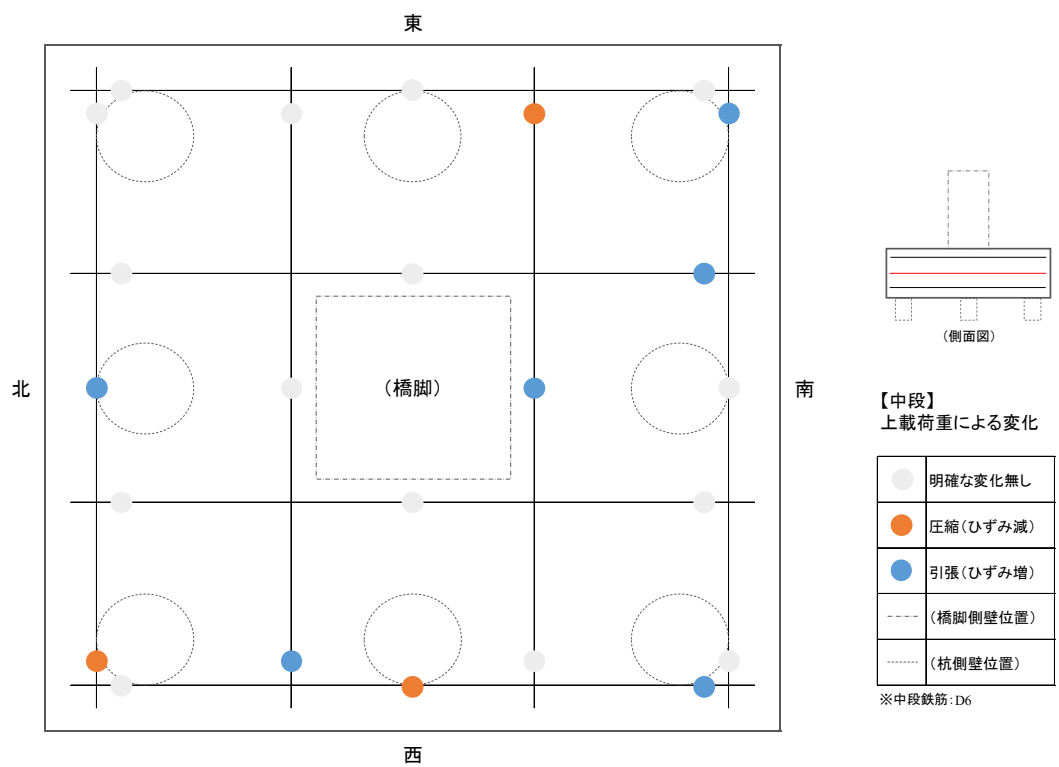


図-2.4.4 荷重上載時の水平鉄筋ひずみ測定値の変化部位一覧（中段鉄筋）

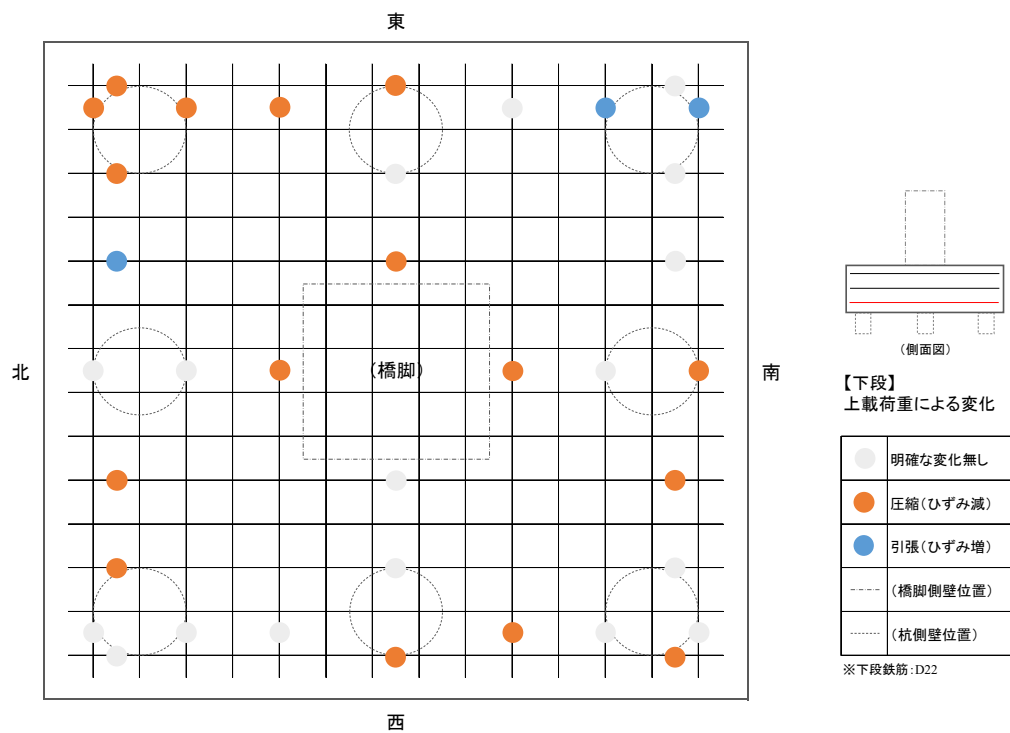


図-2.4.5 荷重上載時の水平鉄筋ひずみ測定値の変化部位一覧（下段鉄筋）

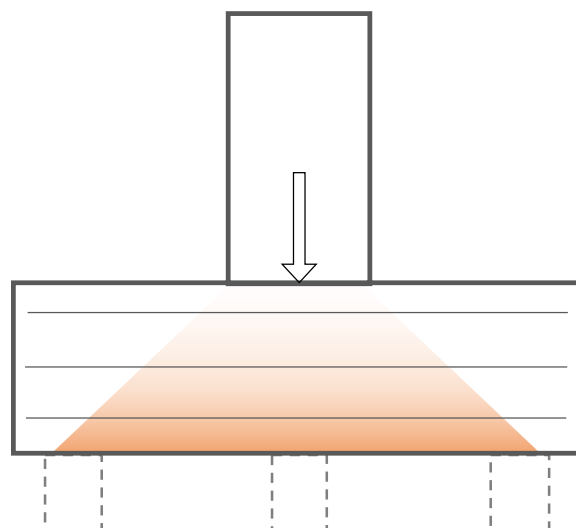


図-2.4.6 上載荷重によるフーチング内の拘束力（参考図）

2.4.3 コンクリートひずみ

図-2.4.7 は上段鉄筋高さにおけるコンクリートの水平ひずみ 2 測点と、中段鉄筋高さにおけるコンクリートの鉛直ひずみ 2 測点の測定値をそれぞれ平均し時刻歴でプロットしたものである。暴露後 3 年経過時点におけるコンクリートの水平ひずみは約 $2,000\mu$ 、鉛直ひずみは約 $1,200\mu$ で、増加勾配は徐々に減少しているがいずれもまだ収束には至っていない。図-2.4.8 に示す水中暴露・上載荷重無し・直接基礎フーチング供試体のコンクリート水平ひずみ（出典：土木研究所資料第 4304 号⁴⁾）は、仕様が異なるため参考値となるが暴露後 3 年経過時点で Case1（水位変動）約 $5,000\mu$ 、Case2（水没）約 $8,000\mu$ となっており、比して本供試体ひずみの増加勾配は非常に緩やかであると言える。また、図-2.4.8 のコンクリートひずみは暴露からひずみ発現まで約半年の期間があるが、本供試体は製作から暴露開始までの間に約 1 年の屋内養生期間を経ているため、ひずみの増加は暴露開始後すぐに計測されている。

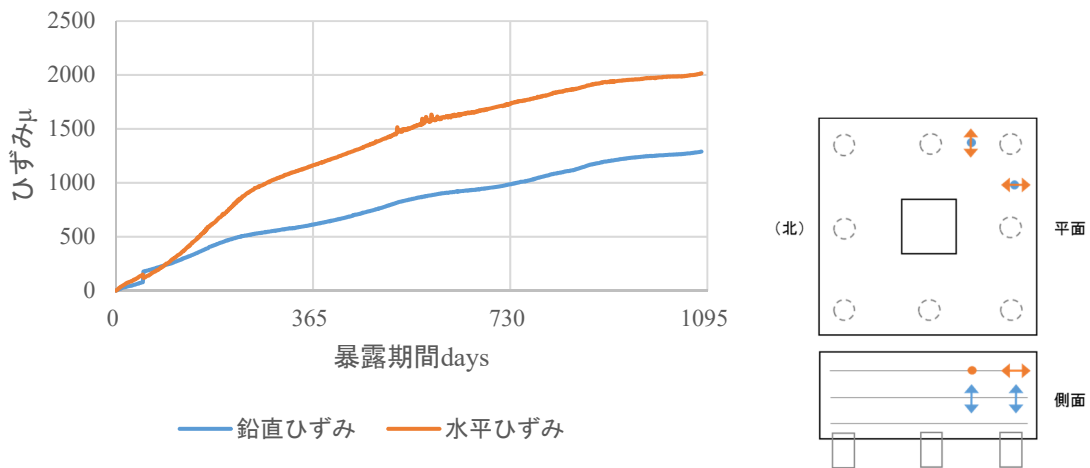


図-2.4.7 コンクリートひずみの時刻歴

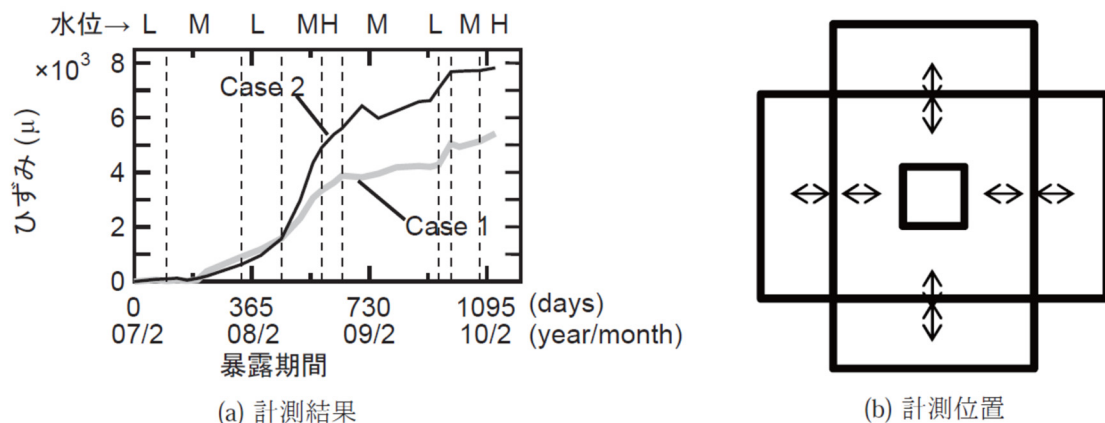


図-2.4.8 水中暴露供試体のコンクリート表面ひずみの時刻歴

(Case1:水位変動、Case2:水没 出典：土木研究所資料第 4304 号⁴⁾)

図-2.4.9 は図-2.4.7 に示すコンクリート鉛直ひずみを、中段鉄筋高さの近傍測点におけるコンクリート温度と比較したものである。コンクリートひずみの測線には僅かな波形が見られ、その頂点を●印で示している。ひずみと温度とで波形の頂点の時期がよく一致していることから、ASR によるひずみの進展早さは温度に依存していることがわかる。

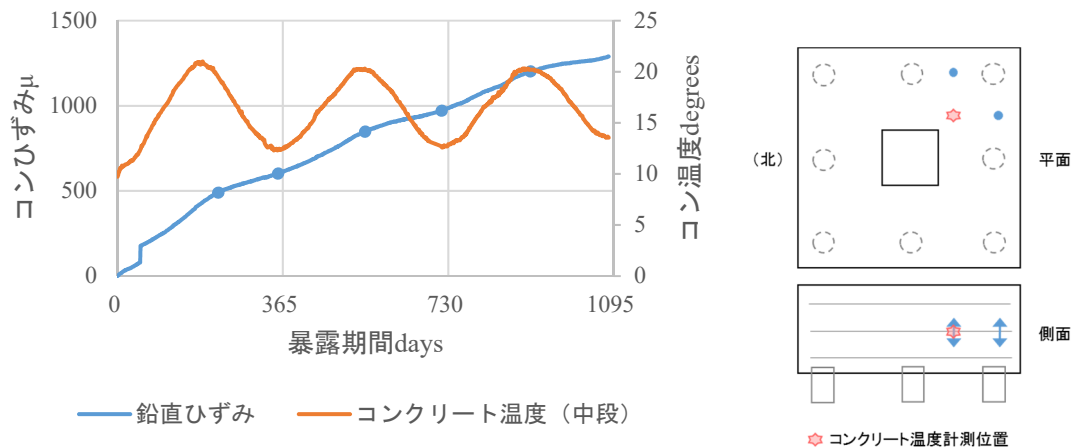


図-2.4.9 コンクリートひずみとコンクリート温度の時刻歴比較

図-2.4.10 は図-2.4.9 に示す中段鉄筋高さにおけるコンクリートひずみについて、横軸の暴露日数を有効積算温度に置き換えて評価したものである。有効積算温度は式(2.4.1)に示すように、ひずみの増加が認められる最小の温度を基準温度と設定し、基準温度以上で暴露された日における、各日の暴露温度と基準温度との差の総和で求めた。当件ではひずみは常に増加し続けていることから、基準温度は測定された最低温度の 9℃とした。

$$T' = \sum (T_i - T_s) \quad (2.4.1)$$

ここに、

T' : 有効積算温度

T_i : i 日のコンクリート温度 ($T_i \geq T_s$ の日のみ対象とする。

当件では基準温度が 9℃のため全日対象となる。)

T_s : 基準温度

図-2.4.10 に示すとおり、ひずみと有効積算温度とには強い相関があると考えられる。土木研究所資料第 4304 号⁴⁾によると、ASR により鉄筋に生じるひずみと有効積算温度の間には式(2.4.2)のような関係があるとされており、図-2.4.10 に参考として示している。

$$\varepsilon = 4.11 \times 10^{-5} (T')^2 - 7.21 \times 10^{-2} (T') \quad (2.4.2)$$

ここに、

ε : ひずみ

本実験のコンクリートひずみ-有効積算温度測線と式(2.4.2)とを比較したところでは一致が見られなかったが、これは式(2.4.2)が上載荷重無しの直接基礎フーチング供試体を対象に考案されたものであり、骨材種や死荷重、寸法、鉄筋量等の条件が異なることと、本実験の供試体では暴露開始前に約 1 年の養生期間を経ているために計測されない暴露初期に生じる乾燥収縮及び自己収縮が影響していることなどに起因すると考えられる。

図-2.4.10 に示した点線は、本実験のコンクリートひずみ-有効積算温度測線を多項式近似したものであり、式(2.4.3)のとおりである。

$$\varepsilon = -2.0 \times 10^{-5} (T')^2 + 2.82 \times 10^{-1} (T') \quad (2.4.3)$$

式(2.4.2)と式(2.4.3)で係数こそ異なるものの、本実験結果においてもひずみを有効積算温度の 2 次式でよく近似することができており、フーチングの暴露状況及び周辺気温等の環境条件や、死荷重等による応力状態に関わらず、ASR によるひずみ損傷の進展を有効積算温度の関数として評価できる可能性を示している。

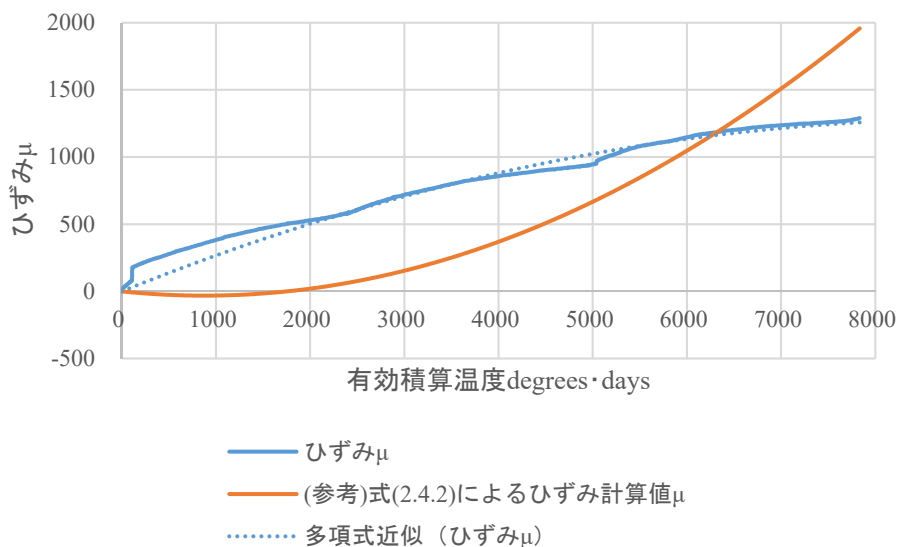


図-2.4.10 ひずみと有効積算温度の関係

2.4.4 鉛直鉄筋ひずみ

図-2.4.11 は、供試体北西側に配した鉛直方向鉄筋のひずみの時刻歴を示したものである。なお、測点 1、3、5 はそれぞれ下段鉄筋・中段鉄筋・上段鉄筋と同じ高さの測点である。測点 1～5 のいずれの測点でも暴露開始時点で既にひずみの増加が始まっている。約 200 日経過時点より、上段側の測点 4・5 で急激にひずみが増加しており、ASR によるひずみ損傷の進展が上段側からであることを読み取ることができる。いずれの測点においても暴露後 2 年経過時点の測定値が $2,000\mu$ を大きく超えてコンクリートの鉛直ひずみと乖離しているが、このことについては次項の中段鉄筋ひずみに対する考察において述べる。

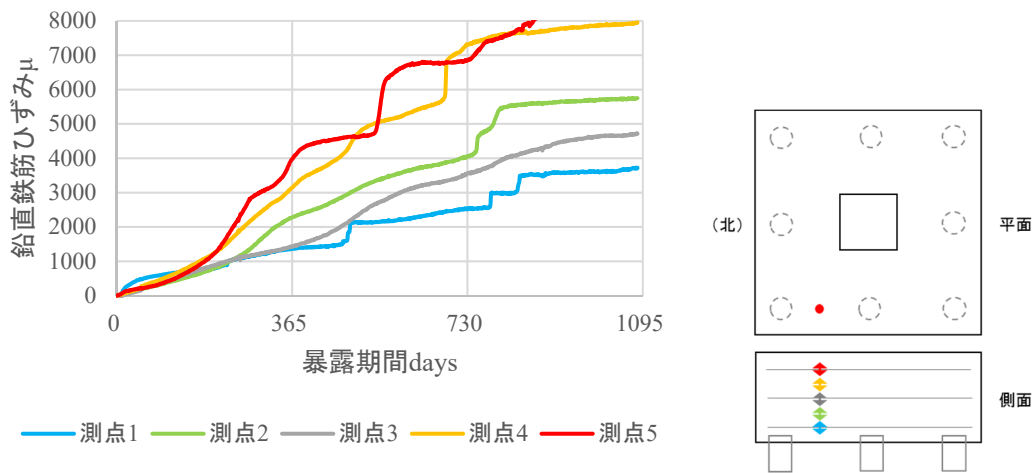


図-2.4.11 鉛直鉄筋ひずみの時刻歴

2.4.5 水平鉄筋ひずみ

図-2.4.12 は最西端の南北方向に配した鉄筋の中央部ひずみの時刻歴を上段・中段・下段それぞれ示したものである。下段鉄筋に比べ上段鉄筋のほうがひずみの進行は早い。中段鉄筋ひずみについて、他の測点でも過分に大きく計測されていると思われる値が多く見受けられたが、水分の供給が大きな要因の1つとされる ASR 損傷が中段から先に進展することは考えにくく、これがエラー値であり除外して考えてよいとするならば、上側から ASR が進展していることがここでもわかる。

ここで、この中段鉄筋と同じ高さで計測した 2.4.3 のコンクリートひずみ値が正であるという仮定のもと、エラーと思われる中段鉄筋ひずみ値の補正を試みる。

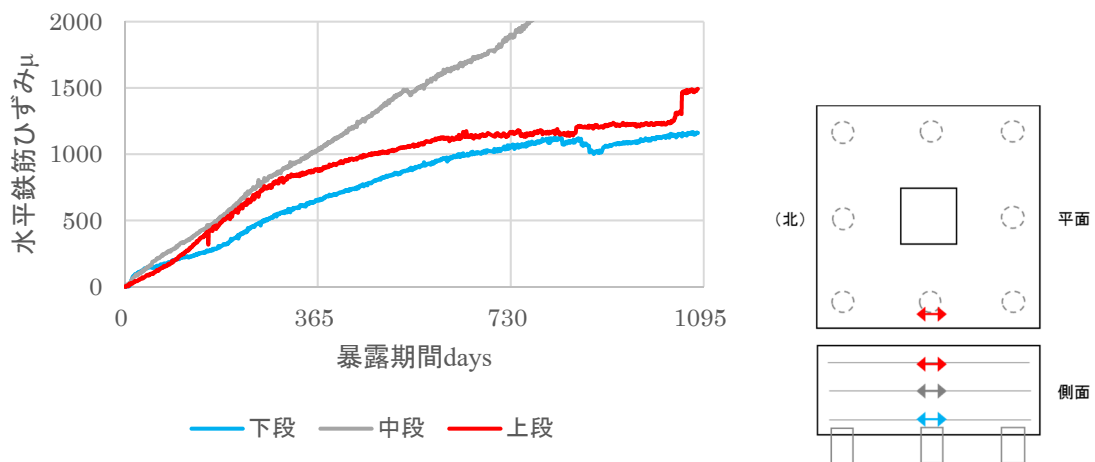


図-2.4.12 水平鉄筋ひずみの時刻歴

図-2.4.13 は供試体南東側の中段鉄筋高さで近接する測点同士において、鉄筋ひずみとコンクリートひずみの時刻歴を比較したものである。鉄筋 1・鉄筋 2 は鉛直方向鉄筋のひずみで、コン 1・コン 2 はコンクリートの鉛直ひずみである。凡例の同じ数字はごく近傍の測点同士で比較対象であることを表している（鉄筋 1 とコン 1 はごく近傍の測点）。中段鉄筋高さにおける鉛直鉄筋ひずみとコンクリート鉛直ひずみで明らかな差異があるが、ごく近傍の測点であることから、鉄筋が降伏または定着を逸していない限りにおいて本来はほぼ一致する値を示すはずである。鉄筋ひずみは使用している D6 鉄筋の降伏ひずみ約 2,000 μ を大きく超えた 4,000~5,000 μ を示していることと、コンクリートひずみの 2 測線が一定の範囲内に収まっていることから鑑みると、鉄筋ひずみの値にエラーが出ている可能性が高いと考えられる。

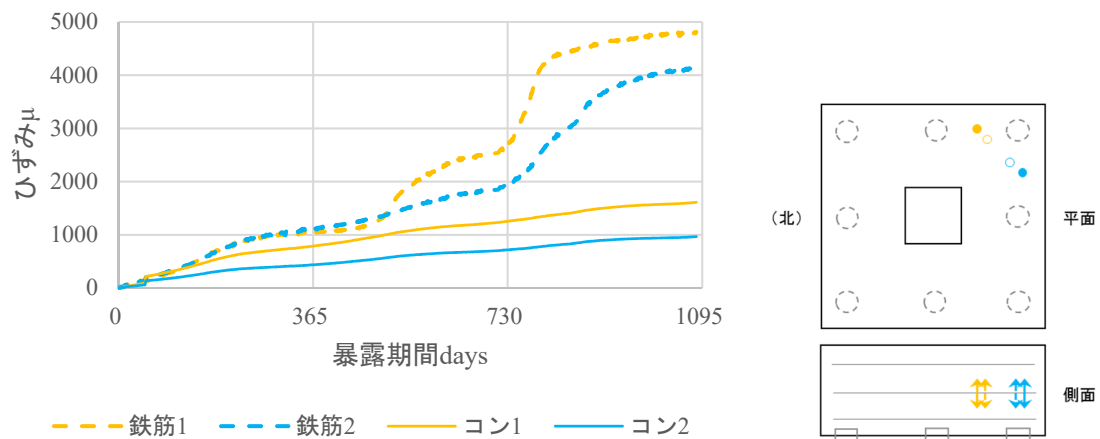


図-2.4.13 近傍測点における中段鉄筋ひずみとコンクリートひずみの時刻歴比較

図-2.4.14 の実線は、図-2.4.13 の鉄筋及びコンクリートのひずみ測線をそれぞれ平均したものである。これらの線形近似を図-2.4.14 の点線で示しており、傾きは鉄筋 $\square 3.9$ 、コンクリート $\square 1.4$ である。鉄筋ひずみをおよそ 2.8 で除すことでコンクリートひずみと概ね一致することとなり、エラーが一定程度補正されと考えられる。この補正を反映させて図-2.4.12 の鉄筋ひずみ時刻歴を描き直すと図-2.4.15 のようになる。

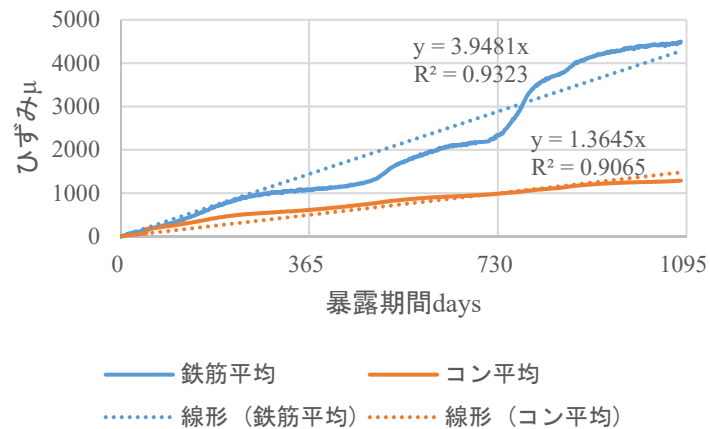


図-2.4.14 鉄筋及びコンクリートの鉛直ひずみの線形近似

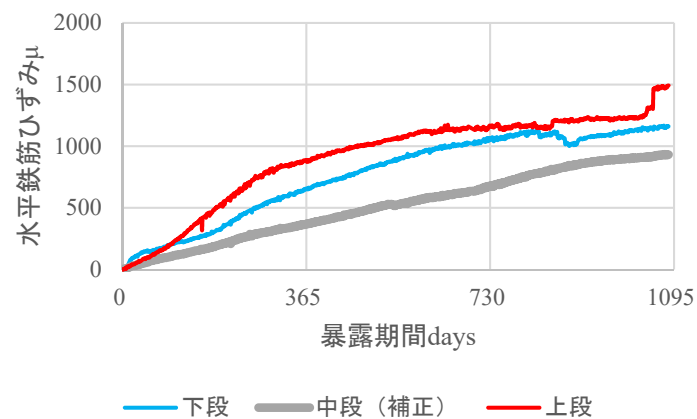


図-2.4.15 水平鉄筋ひずみの時刻歴（中段エラー補正）

中段鉄筋のひずみを補正した場合、暴露後3年経過時点におけるひずみの値は約1,000 μ を示しており、これは図-2.4.7 の中段におけるコンクリートひずみの値とも概ね一致しているため、当補正はある程度の信頼性を有するとしてよいと考えられる。本実験では上段及び下段鉄筋ひずみ測点の半数以上で有意な計測値が得られている一方、中段鉄筋ひずみ測点においては約9割でエラーと思われる値が計測されている。確かな原因は不明だが、一因としては上段のD16鉄筋及び下段のD22鉄筋に比して格段に細い径のD6鉄筋を中段に使用しているため、途中から乖離して供試体本体におけるひずみ損傷の進展と異なる挙動を示したことが考えられ、細径鉄筋の軸外方向への曲げ変形等によるひずみを軸ひずみとして計測している可能性が挙げられる。

2.4.6 ひずみの分布

図-2.4.16 は柱の直近東側の南北断面において、上段鉄筋・中段鉄筋・下段鉄筋それぞれの北側・中央・南側 3 箇所、合計 9 測点の水平鉄筋ひずみ値をコンター図化し、暴露後 1～3 年経過時点のひずみ分布を表したものである。中段鉄筋ひずみの値は 2.4.5 と同様のエラー補正を施したものであるため参考扱いとなるものの、ASR によるひずみ損傷は上面隅角部から先に現れ、徐々に上面側及び下面側から進行していることが想定される。

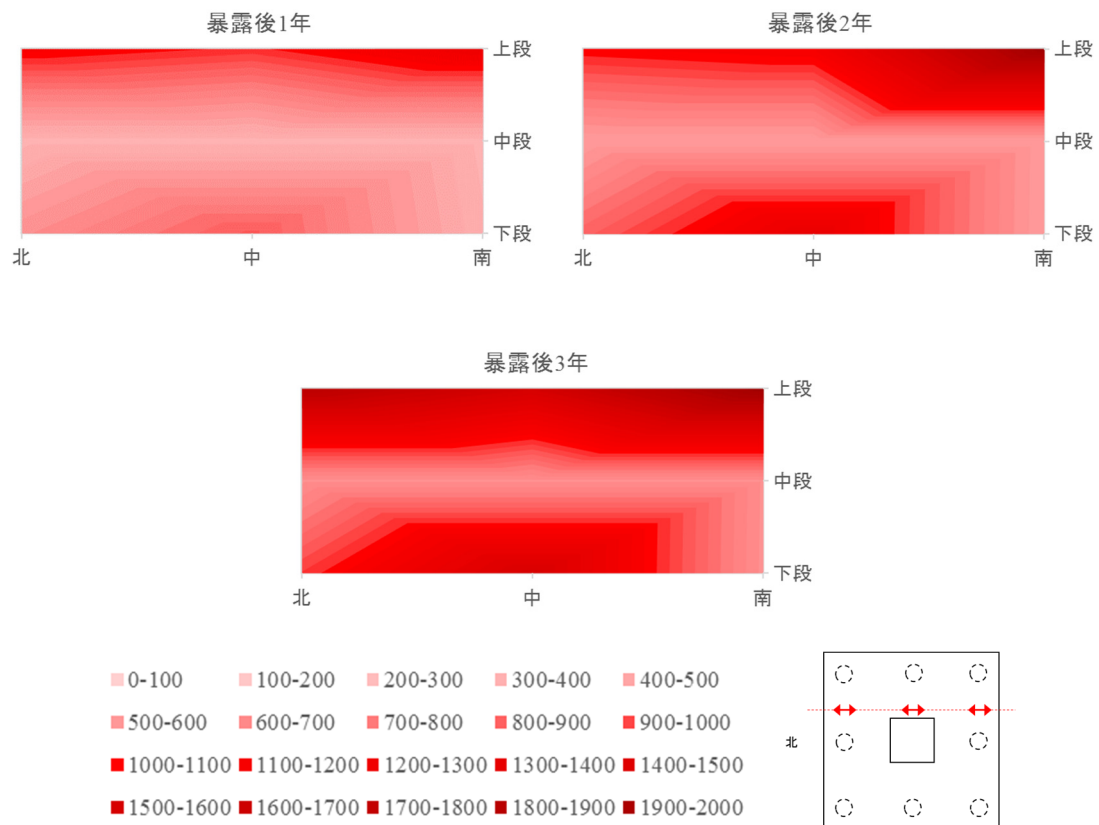


図-2.4.16 水平方向鉄筋のひずみの分布（柱の東側南北断面）

2.4.7 部位別の鉄筋ひずみ比較

図-2.4.17 は、凡例に示す鉄筋の中央位置における水平ひずみ測定値の時刻歴を、上段鉄筋・下段鉄筋各々について、フーチングの外側・中間・内側の部位別に分けて平均した合計 6 測線をプロットしたもので、上段鉄筋ひずみを実線、下段鉄筋ひずみを点線でそれぞれ表している。例えば青の実線は、フーチング内側の上段鉄筋の中央部ひずみ 4 測点の平均値の時刻歴を表している。上段鉄筋ひずみの測定値は外側>中間>内側の順に並んでおり、フーチング外側の上段鉄筋ひずみは他の測線と比べ明らかに大きい数値を示していることから、ASR 損傷はフーチング上部の外側から進展していることがここでもわかる。また、フーチング外側の下段鉄筋ひずみが全 6 測線の中で最も低い数値を示しているが、この理由としては当該測点が杭基礎の直上に位置していることから、上方向の杭頭反力により拘束を受け、ASR ひずみの進展が抑制されていることが考えられる。上載荷重と杭頭反力の拘束によるひずみ抑制の効果については、2.4.3 で述べた上載荷重無しの直接基礎フーチング供試体とのひずみ進展早さの比較結果からも裏付けられる。

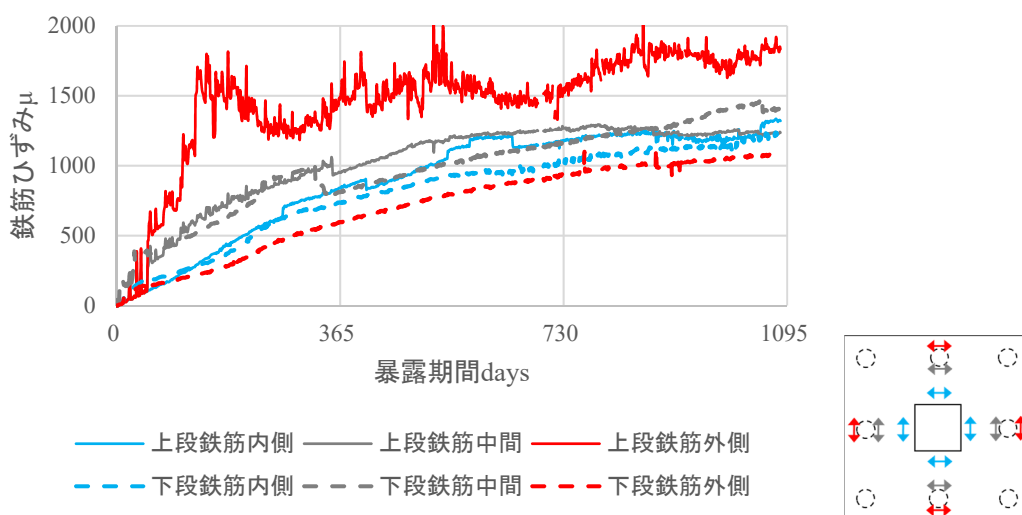


図-2.4.17 部位別 鉄筋水平ひずみ平均値の時刻歴

前出図-2.4.16 のひずみ分布においても、下段鉄筋のひずみは杭頭反力を受けない中央側から先に進展している可能性が窺える。1 検証として、柱の直近西側の南北断面における水平方向鉄筋のひずみ分布を図-2.4.18 に示す。中段鉄筋ひずみの値は前出と同様に補正している。図-2.4.16 に示した柱の直近東側の南北断面と比較してひずみ進展の早さに若干の差異はあるものの非常に類似しており、これまで述べたように ASR 損傷の進展の順番が①フーチング上面隅角部→②下面の杭頭反力を受けない部分→③内部方向へ徐々に拡大する傾向が確認された。

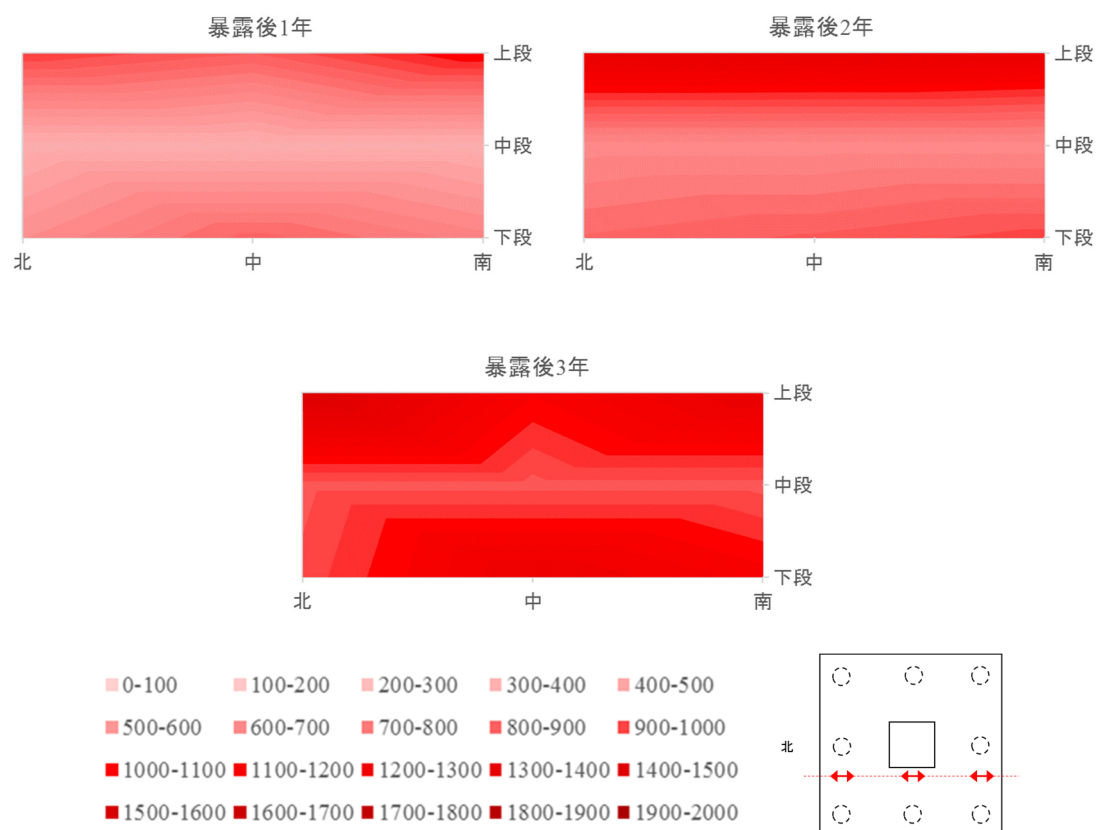


図-2.4.18 水平方向鉄筋のひずみの分布（柱の西側南北断面）

2.5 まとめ

上部構造相当の死荷重を上載し土中に暴露した杭基礎フーチング供試体における ASR 損傷についてこれまで得られた知見は次のとおりである。

- ・本実験で計測されたコンクリート温度の増減周期とコンクリートひずみの増加波形には明確な相関が見られ、ASR による損傷の進展早さは環境温度に強く依存している。
- ・本実験で計測されたコンクリートひずみは有効積算温度の 2 次式でよく近似することができ、ASR によるひずみ損傷の進展を有効積算温度の関数として評価できる可能性を示した。今後は、フーチングの暴露状況及び周辺気温等の環境条件や、基礎形状、死荷重の応力状態による適用性等について明らかにすることが課題となる。
- ・上載荷重を受けない供試体に比べ、実橋梁を模し上部構造相当の荷重を上載した本実験の供試体におけるひずみの進展は総じて遅く、ASR によるひずみ損傷は荷重等に伴う拘束圧によって抑制される。
- ・杭基礎フーチングにおける ASR 損傷はフーチングの上面隅角部から発現し、上面側から先に、徐々に上下両側から内側へ向かって進行する。これは上段と下段で鉄筋量が異なることと、上載荷重による圧縮応力を主として下段側が受け持っていることによる、拘束力の差に起因するところが多いものと考えられる。
- ・杭基礎フーチングにおける ASR 損傷は上部構造に相当する上載荷重と杭基礎反力の拘束力により進展が抑制されるため、下面側においては杭の配列から外れた部分より先に損傷が進行する。

3. ディープビーム供試体の水中暴露実験及び載荷実験

3.1 実験概要

本章では、土木研究所内で製作したせん断スパン比の小さいディープビーム供試体の水中暴露実験及び載荷実験について記載している。

水中暴露実験では、供試体 3 基のうち 2 基を鋼製水槽内で暴露し、水中暴露による供試体への ASR 損傷の影響を把握するためひずみ及び温度等の項目を計測した。残る 1 基は水中暴露を行わず、材齢が若い状態でほか 2 基の ASR による損傷状況と耐荷力の比較検討を行うための供試体とした。

載荷実験では、上記の 3 供試体に対し 2 点対称載荷を行った。水中暴露開始から約 8 年半経過時点で ASR 進展が収束したと思われる段階の供試体 2 基と、ASR が生じていない供試体 1 基の実験結果を比較することで、ASR 損傷による耐荷力の変化等について確認した。

3.2 供試体概要及び実験ケース

3.2.1 供試体概要

供試体の概要を図-3.2.1 に示す。旧建設省通達によるアルカリ総量規制前で ASR が生じる可能性の高い昭和 50 年代の実橋のフーチングを想定し、かつ水中暴露に使用する土木研究所内の鋼製水槽に収まるサイズの幅 300mm×高さ 450mm×長さ 2,200mm の構造とした。

供試体の設計にあたっては、低鉄筋比と、せん断先行の破壊モードの 2 点に着眼した。昭和 50 年代のフーチングを模擬するため、S55 道路橋示方書³⁾に示される最小鉄筋比 0.2% にできるだけ近い低鉄筋比とし、かつ載荷実験時にせん断破壊させるよう曲げ耐力を強化するため、超高強度の異形 PC 鋼棒 (SBPDL1275/1420) を下側鉄筋として用いた。供試体の引張鉄筋比は 0.3%、圧縮鉄筋比は 0.05%、せん断スパン比は $a/d=1.5$ とした。低鉄筋比としているために供試体の剛性は小さく、たわみ(変位)は大きくなることが想定される。

コンクリートの使用材料を表-3.2.1 に、配合を表-3.2.2 に、テストピースによる材料試験の結果を表-3.2.3 にそれぞれ示す。反応性骨材のペシマム量(反応性:非反応性の骨材比)は研究成果⁴⁾を基に粗骨材 50:50、細骨材 40:60 とした。ASR の促進を図るためアルカリ成分 NaCl を添加することとし、コンクリート中のアルカリ量を 12kg/m^3 に設定した。コンクリートの設計基準強度 21N/mm^2 に対し、テストピースを用いた材料試験による実強度は 35.8N/mm^2 であった。

鋼材の材料試験結果を表-3.2.4 に示す。下側鉄筋として異形 PC 鋼棒の D12.6 を、上側鉄筋に D6 をそれぞれ使用している。異形 PC 鋼棒の設計降伏強度 $1,275\text{N/mm}^2$ に対し、材料試験による実降伏強度は $1,368\text{N/mm}^2$ であった。

材料試験結果である、コンクリートの実強度 35.8N/mm^2 、弾性係数 25.4kN/mm^2 及び下側鉄筋の実降伏強度 $1,368\text{N/mm}^2$ を反映した供試体耐荷力の計算値を表-3.2.5 に示す。

曲げ耐力は、式(3.2.1)⁵⁾を用いて曲げモーメントのつり合い条件より算出した。

$$M_u = A_s f'_s (d - 0.4x) \quad (3.2.1)$$

ここに、

M_u : 破壊抵抗曲げモーメント [$\text{N}\cdot\text{mm}$]

A_s : 引張鉄筋量 [mm^2]

f'_s : 引張鉄筋の降伏強度 [N/mm^2]

ここでは表-3.2.4 材料試験結果による実強度を用いる

d : 供試体の有効高 [mm]

x : 圧縮縁から中立軸までの距離 [mm]

せん断耐力は、供試体がせん断スパン比の小さいディープビームであることを考慮し、式(3.2.2)⁶⁾を用いて算出した。

$$V_c = \frac{0.24 \cdot f'_c{}^{\frac{2}{3}} (1 + \sqrt{p_w}) (1 + 3.33 r / d)}{1 + (a / d)^2} b_w \cdot d \quad (3.2.2)$$

ここに、

V_c : せん断耐力[N]

f'_c : コンクリートの圧縮強度[N/mm²]

ここでは表-3.2.3 材料試験結果による実強度を用いる

p_w : 引張主鉄筋比[%]

r : 載荷板の部材軸方向の長さ[mm]

d : 供試体の有効高[mm]

b_w : 断面幅[mm]

a : せん断スパン[mm]

供試体の曲げ耐力の計算値は 639kN、せん断耐力の計算値は 550kN となり、計算上ではせん断耐力がやや下回るためせん断先行の破壊モードとなる可能性が高いことが確認された。

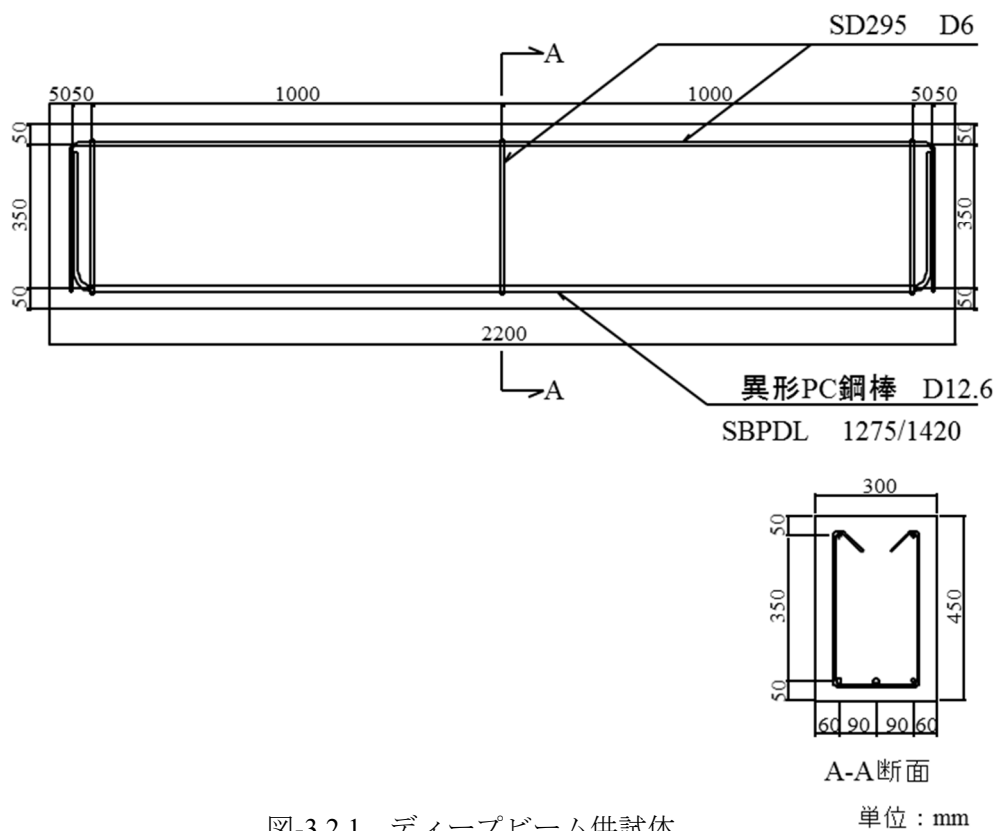


表-3.2.1 コンクリート使用材料

記号	材料	備考
W	水	水道水
C	セメント	普通ポルトランドセメント
S1	細骨材（非反応性）	表乾密度 2.56g/m ³ 茨城県つくば市産
S2	細骨材（反応性）	表乾密度 2.64 g/m ³ 土木研究所支給骨材
G1	粗骨材（非反応性）	表乾密度 2.59 g/m ³ 茨城県つくば市産
G2	粗骨材（反応性）	表乾密度 2.67 g/m ³ 土木研究所支給骨材
AD	混和剤	AE 減水剤
NaCl	添加アルカリ	NaCl

表-3.2.2 コンクリート配合（設計基準強度 $f_{ck}=21\text{N/mm}^2$ ）

粗骨 材 最大 寸法 mm	ス ラ ン プ mm	空 気 量 %	W/C %	s/a %	単位量(kg/m³)						AD kg	NaCl kg
					W	C	S		G			
							S1	S2	G1	G2		
25	12	4.5	58.9	45.5	162	275	493	339	499	514	2.75	19.9

表-3.2.3 コンクリートの材料試験結果

材齢 日	試験材料	圧縮強度 N/mm ²	弾性係数 kN/mm ²
36	テストピース	35.8	25.4

表-3.2.4 鋼材の材料試験結果

使用箇所	鉄筋径	規格	降伏強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²	伸び %
下側鉄筋	D12.6	SBPDL1275/1420	1,368	1,472	10
上側鉄筋	D6	SD295A	323	489	32

表-3.2.5 材料試験結果を反映した供試体耐荷力の計算値

曲げ耐力 kN	せん断耐力 kN	耐荷力比 せん断／曲げ %
639	550	86.1

3.2.2 実験ケース

本実験では表-3.2.6 に示す 3 ケースの供試体を扱っている。実験パラメータは水中暴露の有無及び載荷実験時のひび割れ補修の有無とし、コンクリート配合や使用材料等の諸元は全て同一である。

Case1 は水中暴露を行わず製作後 36 日の時点で載荷実験を実施し、健全供試体としての耐力や破壊形態等を確認した。

Case2 及び Case3 はコンクリート打設・脱型から 2 ヶ月経過後より鋼製水槽の中に水没させ水中暴露を開始した。製作後 3,277 日の時点で水槽から引き上げて載荷実験を実施し、ASR 供試体としての耐力や破壊形態等を確認した。

表-3.2.6 実験ケース

実験 ケース	材齢 [日]	水中暴露 期間	ASR 損傷	ひび 割れ 補修	断面 幅 [mm]	断面 高さ [mm]	せん断 スパン a [mm]	有効 高さ d [mm]	せん断 スパン比 [a/d]
Case1	36	無	無	無	300	450	600	400	1.5
Case2	3,277	約 8 年半	有	無					
Case3				有					

3.3 水中暴露実験

3.3.1 実験方法と計測項目

Case2 及び Case3 の 2 基の供試体を鋼製水槽内で約 8 年半の期間水中環境下に暴露し、ASR 損傷の影響を把握するためひずみ及び温度等を計測した。水中暴露の状況を写真-3.3.1 に示す。

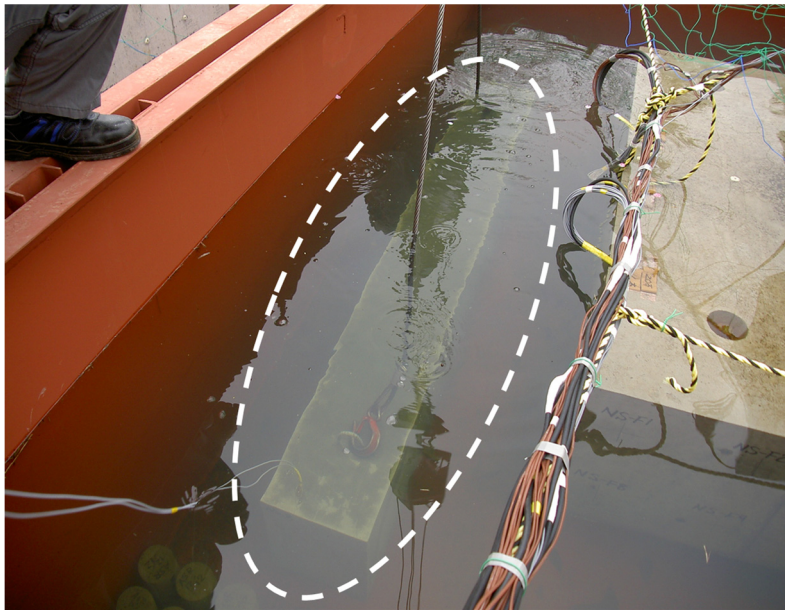


写真-3.3.1 ディープビーム供試体の水中暴露状況

Case2 及び Case3 の水中暴露による ASR 損傷の進行状況を把握するため、供試体表面の図-3.3.1 に示す位置にコンタクトゲージの標点を設置し、暴露開始時点からの経時計測によりコンクリート表面ひずみの変化を確認できるようにした。測定状況を写真-3.3.2 に示す。

鉄筋ひずみについては上下の軸方向鉄筋のスパン中央に設置したひずみゲージを、水温については鋼製水槽内に設置した熱電対をそれぞれ使用し、毎正時に自動計測することとした。なお本資料では、各日 0 時の計測値に対し欠測日及び明らかな異常値を控除のうえで整理している。

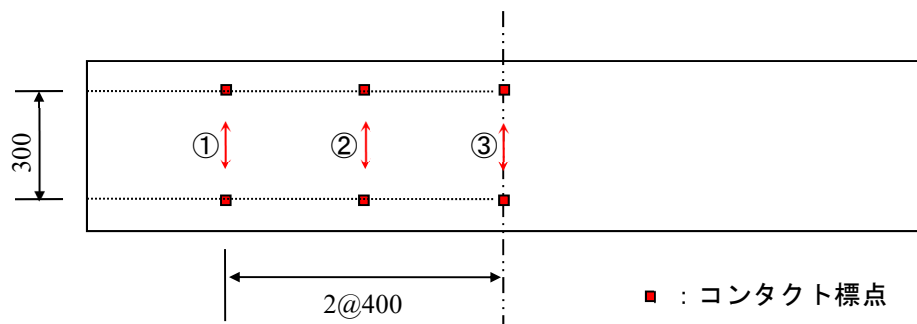


図-3.3.1 コンタクトゲージ標点位置



写真-3.3.2 コンタクトゲージによる表面ひずみの測定状況

3.3.2 実験結果と考察

(a) 外観調査

水中暴露開始から8年半経過時点において供試体を水槽から引き上げ、ひび割れの状況を調査した結果について図-3.3.2に示す。ASR 損傷に特有の亀甲状のひび割れが全体に生じており、上面の見取り図は他の面と比べ明らかにひび割れの数が多く、前面及び背面においても上面に近い方で数が多く、またひび割れ幅が大きい様子が見て取れる。これは上面と下面との鉄筋量の差によるところが主な要因であり、そのため供試体が図-3.3.3のような上反りのアーチ形に変形していると考えられる。

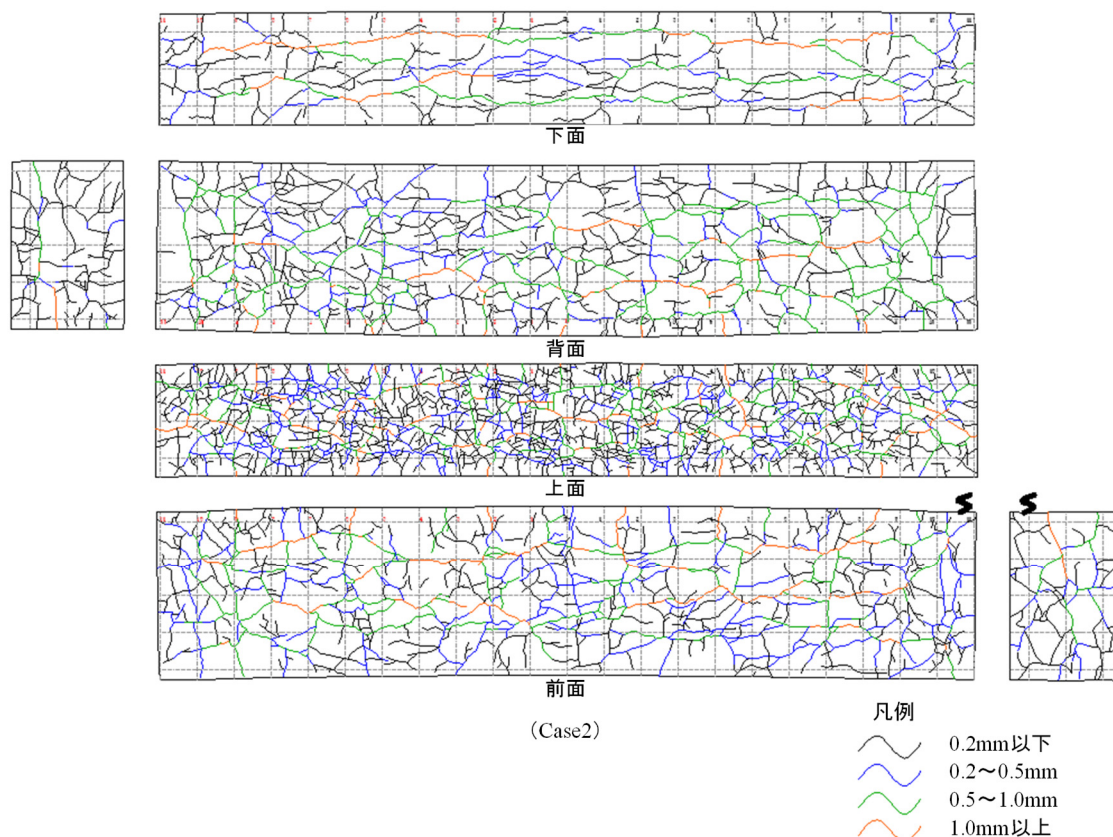


図-3.3.2 水中暴露後8年半経過時点の供試体ひび割れ状況

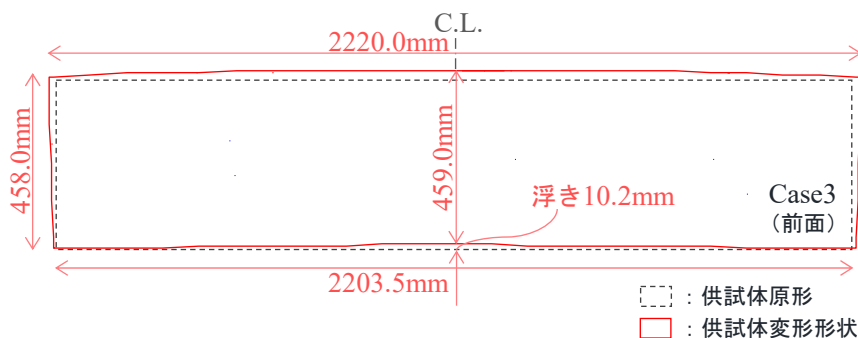


図-3.3.3 供試体の変形形状

(b) コンクリートの表面ひずみ

水中暴露開始から8年半経過時点におけるコンタクトゲージ各標点間の長さと同測線上の供試体長さについて図-3.3.4に示す。ここでコンタクトゲージの各標点間を「内側」、標点の上面側及び下面側を「外側」として、表-3.3.1のとおり供試体内側と外側の表面ひずみを比較したところ、全ての測点において外側のひずみが内側の3倍程度と大きい値を示している。ASRによるひずみは外側から進展していることがわかり、これはコンクリートの膨張に対する鉄筋の拘束力の有無が要因であると考えられる。

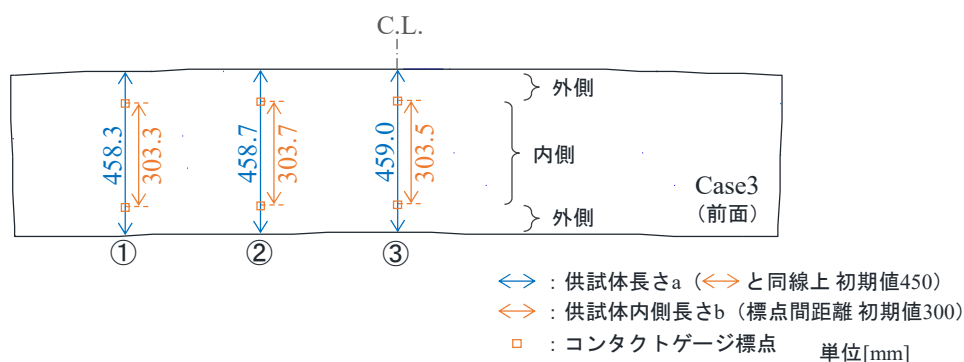


図-3.3.4 水中暴露によるコンクリートの表面ひずみ

表-3.3.1 水中暴露によるコンクリートの表面ひずみ

	供試体全体 (ゲージ標点間を含む)			供試体内側 (ゲージ標点間)			ひずみ	
	初期値 a[mm]	暴露後 8年半 a'[mm]	伸び $\Delta a[\text{mm}]$ =a'-a	初期値 b[mm]	暴露後 8年半 b'[mm]	伸び $\Delta b[\text{mm}]$ =b'-b	外側 $\epsilon_o[\mu]$ = $(\Delta a - \Delta b) / (a - b)$	内側 $\epsilon_i[\mu]$ = $\Delta b / b$
測点①	450.0	458.3	8.3	300.0	303.3	3.3	33333	11000
測点②	450.0	458.7	8.7	300.0	303.7	3.7	33333	12333
測点③	450.0	459.0	9.0	300.0	303.5	3.5	36667	11667

(c) 鉄筋ひずみと水温の時刻歴

軸方向の上段及び下段鉄筋のスパン中央に設置したひずみゲージで計測した鉄筋ひずみと水温の時刻歴を図-3.3.5に示す。Case2 及び Case3 の上段鉄筋、下段鉄筋いずれにおいても水中暴露開始後約半年を経過した時点からひずみが増加し始め、4 年（1460 日）程度でほぼ収束に向かっている。D6 の上段鉄筋には約 8,000 μ のひずみが生じており降伏したものと推察される。暴露している水槽内の水温が高い期間において鉄筋ひずみの増加勾配は大きく、水温が低い期間はほぼ横ばいの傾きを示し、水温の波形と鉄筋ひずみ量の増加特性には明確な相関が見られる。2.4.3 においても述べたとおり ASR によるひずみ進展の早さは環境温度に強く依存していることがわかる。

なお、使用材料等の諸元が同一である CASE2 及び CASE3 供試体においてひずみの計測値に差異が生じているが、この要因の 1 つとしては水槽内における位置により日照条件が異なるため、供試体の温度に差があったことが考えられる。図-3.3.6 に示すとおり水槽内の北側に位置するのが CASE2、西側に位置するのが CASE3 である。水槽中央に別のコンクリート構造物があるため供試体は水槽の壁と構造物に挟まれており、特に CASE2 は南側からの日照が遮断されて供試体の温度が CASE3 より低い状態であったことが推察される。

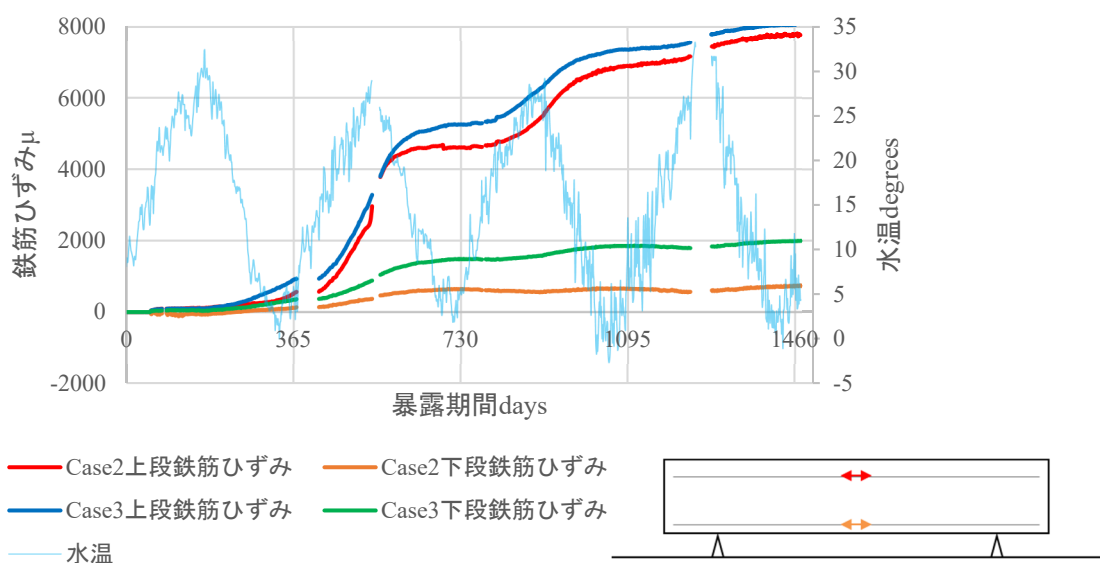


図-3.3.5 鉄筋ひずみと水温の時刻歴

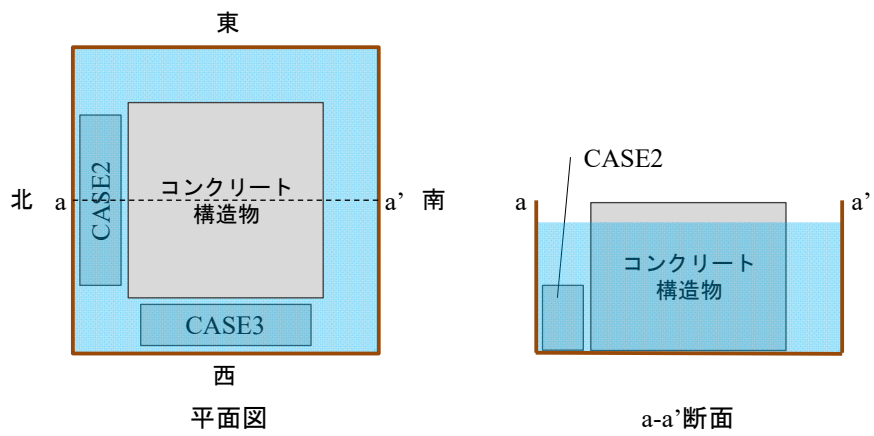


図-3.3.6 水槽内の供試体の配置

(d) 超音波トモグラフィ解析による内部損傷の評価

超音波トモグラフィ解析は、様々な方向から対象物に超音波を透過させ、複数の透過情報をマトリックス演算することで対象物内部の密度や比抵抗などの物性を可視化する（断層画像）手法である。コンクリートの特性として、ASR 損傷により健全体と比べて超音波の伝播速度が低くなり、高周期成分が透過しにくくなる^{7,8)}ことを利用した、コンクリート構造物の超音波トモグラフィ解析に関する研究が近年行われている。

本実験においてもトモグラフィ解析による供試体内部の損傷状態の評価を試みることとした。図-3.3.7 に示すとおり、供試体の橋軸方向の中央断面（C.L.）及び中央より 600mm（C.L.-600）の断面において、上面及び下面に 3 箇所ずつ、前面及び背面に 5 箇所ずつそれぞれ 100mm ピッチに対称法で測点を配して発振子と受振子を据え、測定器で超音波の伝播波形を記録した。トモグラフィ解析にあたっては、ASR により劣化したコンクリートの内部を可視化するに優れるとされる⁹⁾スペクトル重心に着眼した指標を適用することとした。ここでスペクトル重心とは、超音波の伝播波形を FFT 解析して得られる周波数スペクトル分布に伝播エネルギー成分の大きさを重み付けをした周波数の平均値であり、図-3.3.8 のように 1kHz から 50kHz 間でスライス幅を 50Hz として求めたスペクトル重心を指標とした。

超音波トモグラフィ解析により得られた Case2 及び Case3 の解析画像を図-3.3.9 に示す。解析画像の色調について、青色側は高周波数帯域を、赤色側は低周波数帯域をそれぞれ表している。超音波は供試体内部のひび割れや剥離などの欠陥を迂回する特性を持ち、ASR 損傷が進展した部位においては超音波伝播速度が低下するため、減衰しやすい高周波数帯域に対し低周波数帯域が卓越して赤色側を呈し、逆に損傷が少ないほど青色側を呈している。Case2 及び Case3 の計 4 画像とも、鉄筋かぶり部分の全周においてスペクトル重心周波数が 30～33kHz の赤～黄色の部分が見られ、その面積を周長で割り戻すと平均厚さは概ね 20mm 厚であった。上縁側は特に赤色を呈し損傷の大きい部分が多く見られ、赤色の最大厚さは約 100mm に達していた。ASR による損傷は、シリカゲルの膨張に必要な水を供給しやすいかぶり部分、特に鉄筋拘束力が小さい上縁側で大きく進展していることが分かる。

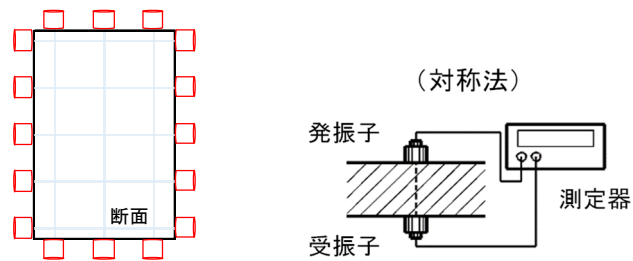
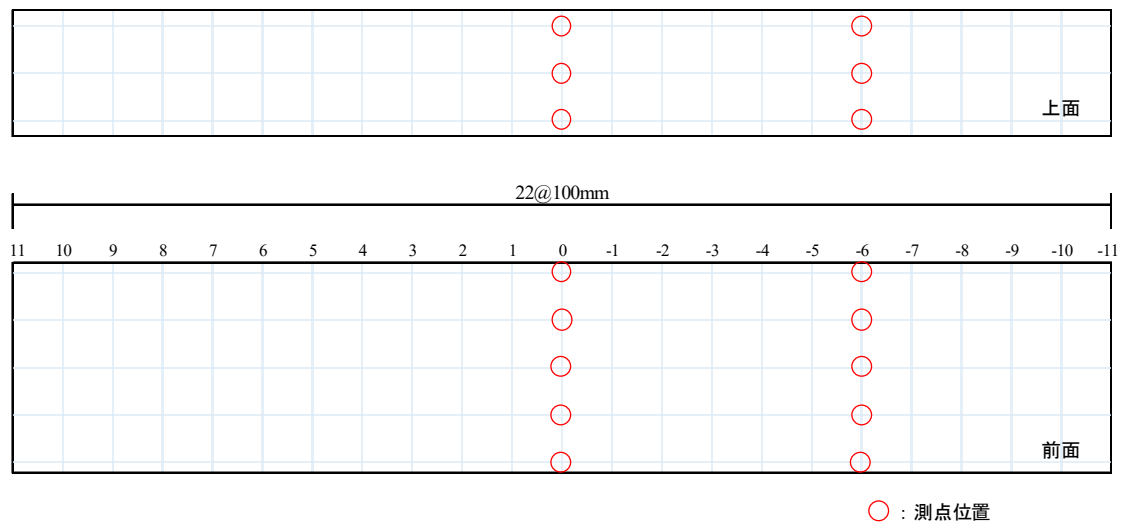


図-3.3.7 超音波の発振子及び受振子の配置

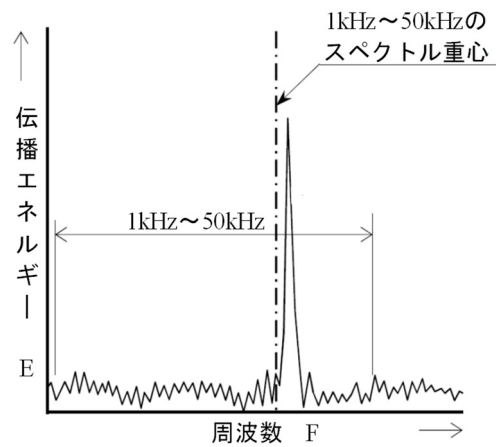


図-3.3.8 スペクトル重心

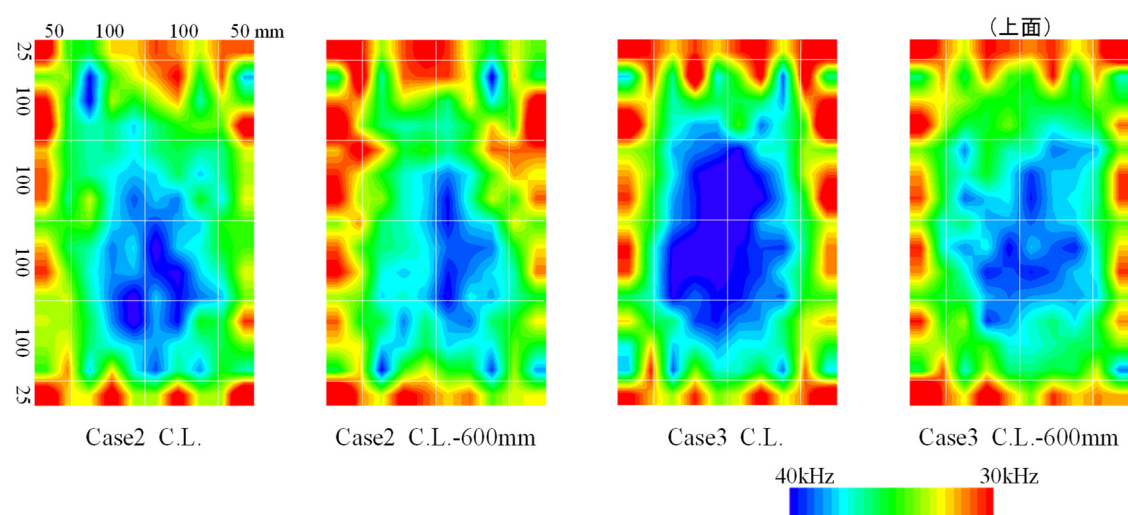


図-3.3.9 超音波トモグラフィ解析画像

3.4 載荷実験

3.4.1 実験方法と計測項目

Case1～Case3 各供試体の載荷実験を実施した。

Case1 は材齢 36 日の ASR 損傷が無い状態で実験を行い、健全供試体としての耐荷力や破壊形態等を確認した。

Case2 及び Case3 は材齢 3,277 日において、Case2 については ASR 進行により損傷したそのままの状態、Case3 については ASR 進行によるひび割れに補修を施した後にそれぞれ載荷実験を実施した。

Case3 のひび割れ補修は、低粘度の水中硬化型エポキシ樹脂を用い自動式低圧注入工法により実施した。補修の施工状況を写真-3.4.1 に示す。



(注入材の注入状況)



(供試体表面仕上げの状況)

写真-3.4.1 ひび割れ補修の施工状況

載荷方法は図-3.4.1 に示すような 2 点対称の単調増加方式として、供試体が終局破壊に至るまで載荷を行った。載荷開始時は荷重で制御し、供試体の剛性が低下しひび割れが発生した時点で変位制御に切り替えることとした。なおせん断スパン比は 1.5 である。

データ計測の間隔については荷重制御時を 5kN、変位制御時を 0.1mm に設定し、供試体の変位、ひび割れ状況、ひずみ及びその他の変状等について記録した。

載荷実験に使用した土木研究所の大型構造物繰返し載荷試験装置を写真-3.4.2 に示す。

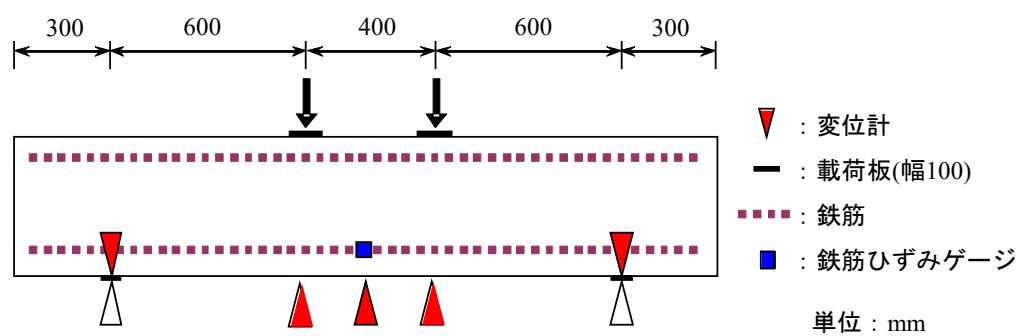


図-3.4.1 載荷実験概要



写真-3.4.2 載荷試験装置

3.4.2 実験結果と考察

(a) 剛性の変移と破壊性状

Case1～Case3 それぞれの載荷実験における荷重と変位の関係及び主な変状等について図-3.4.2 に示す。表-3.2.6 に示したとおり、Case1 は製作後 36 日時点の健全体、Case2 は水中暴露後 8 年半経過時点で ASR 損傷が進行した供試体、Case3 は同じく 8 年半経過の ASR 供試体にひび割れ補修を施したものである。各ケースの剛性の変移及び破壊性状等について以下に述べる。

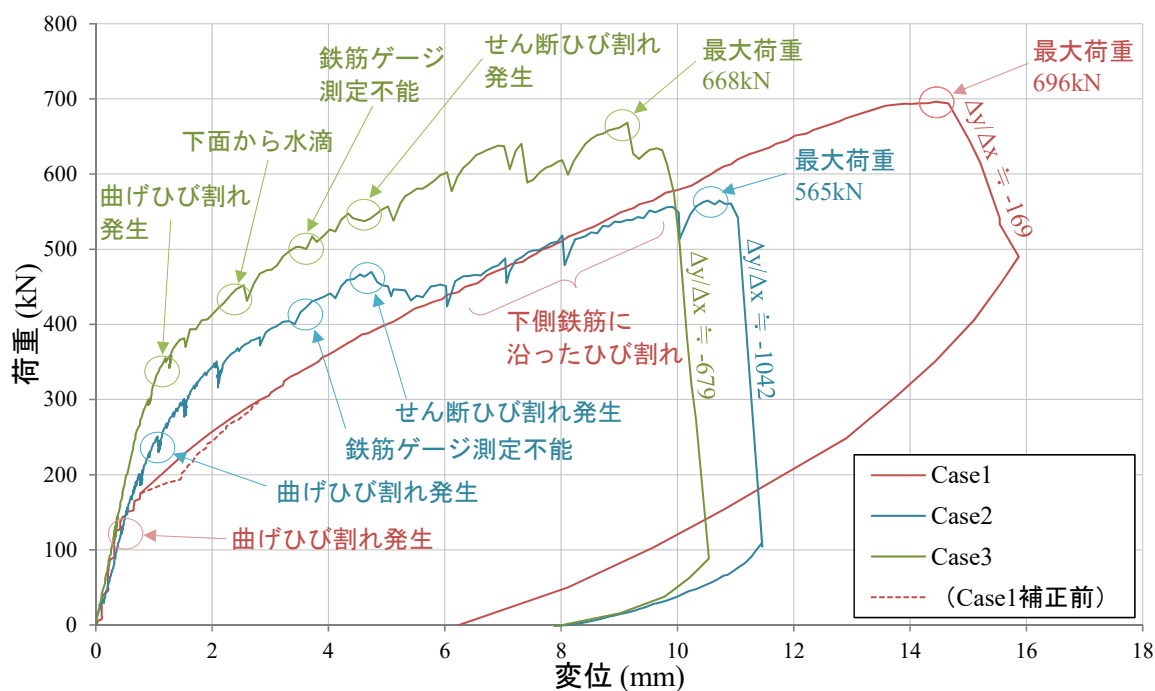


図-3.4.2 荷重-変位曲線

Case1 では、載荷荷重が 125kN 付近でスパン中央に曲げひび割れが発生し、この時点から剛性が低下した。ここで変位制御に切り替えた際に若干変位が流れた後はほぼ一定の勾配で推移し、線形的に荷重が増加した。なおグラフでは流れた変位を補正して示しており、補正前の実測値を点線で併記している。載荷荷重 400～600kN の付近で、下側鉄筋に沿ったひび割れが断続的に発生した。最大荷重の 696kN 到達後に載荷点間のコンクリートが圧壊して荷重が低下した。

Case2 では、載荷荷重が 250kN 付近で供試体の下面に曲げひび割れが発生し、この時点から剛性が低下した。その後緩やかに勾配は低下し続け、400kN から変位制御に切り替えた。最大荷重の 565kN 到達後にせん断破壊した。破壊後の荷重の低下勾配は Case1 と比べて急であった。

Case3 では、載荷荷重が 350kN 付近から曲げひび割れが断続的に発生し、この時点から剛性が低下した。400kN から変位制御に切り替え、変位 2.5mm 付近で供試体の下面より

水が滴り落ちる様子が確認された。この水分は、ひび割れ補修で閉じ込められていた内部の水分が荷重により下面に発生したひび割れから出てきたものと考えられる。変位 5mm 付近でせん断ひび割れが発生して荷重は横ばいとなり、その後剛性を戻しながら推移して、変位 8mm 付近で大きな斜めひび割れが生じて荷重が低下し、最大荷重の 668kN 到達後にせん断破壊した。破壊後の荷重の低下勾配は Case1 と比べて急であった。最大変位は 3 ケース中の最も小さい値を示す一方で最大荷重は健全供試体に近い大きい値を示しているが、この理由としてはひび割れ注入材がかぶり部分に充填されてコンクリートを一体化させたことが挙げられる。ひび割れ注入は本来耐荷力の向上を期待するものではないが、二次的な効果としてせん断強度が高められ、最大荷重が回復したものと考えられる。

Case2 及び Case3 とともに初期の剛性が Case1 より高くなる現象が見られたが、これは供試体が ASR のひずみにより図-3.3.3 のような上反りのアーチ形を形成しているため、上方からの載荷荷重に対する一種のプレストレス力を発揮した可能性が考えられる。

載荷実験時における各ケースのひび割れの進展状況を図-3.4.3 に、終局荷重時の破壊形態を写真-3.4.3 にそれぞれ示す。

Case1 では、初めにスパン中央下端に生じた曲げひび割れが載荷側へ上昇した後、曲げスパンより若干外側の下端にも曲げひび割れが生じた。荷重の増加と共にこれらの曲げひび割れがさらに上昇し、載荷点間が圧壊して曲げ破壊に至った。

載荷荷重約 400～600kN にかけて、曲げひび割れの外側～支点間に下側鉄筋に沿った水平方向のひび割れが発生している。これは、供試体の下側鉄筋に高強度の異形 PC 鋼棒を使用しているため、図-3.4.4 に示すような鉄筋ふし周りのくさび作用で付着割裂破壊が生じた可能性がある。鉄筋コンクリート構造の付着割裂破壊強度を算定する式(3.4.1)¹⁰⁾を用いると供試体の付着割裂破壊耐力の計算値は 409kN となる。高強度鋼材を用いているため単純な比較は出来ないが、下側鉄筋に沿ったひび割れが生じたときの載荷荷重とよく一致している。供試体の最終的な破壊形態は曲げ破壊であるが、下側鉄筋のアンボンド化に伴う付着割裂破壊がある程度生じ、曲げ耐力に影響した可能性がある。Case1 の曲げひび割れ本数の少なさ、すなわちひび割れ分散性の悪さも、高強度鋼材の使用のほか、アンボンド化が影響したためと考えられる。

$$\tau_{bu}=K \cdot f_b \quad (3.4.1)$$

ここに、

τ_{bu} : 付着割裂破壊強度[N/mm²]

K : 鉄筋配置と横補強筋による修正係数

f_b : 付着割裂の基準となる強度[N/mm²]

Case1 供試体が曲げ破壊した理由について、3.2.1 で述べたとおり供試体はせん断破壊先行で設計しているが、コンクリートの設計圧縮強度 21kN に対し、テストピースの材料試

験による実強度が 35.8kN と大きくなったことに起因すると考えられる。コンクリート強度を可変値としたときの曲げ耐力とせん断耐力の計算値の比較を図-3.4.5 に示す。

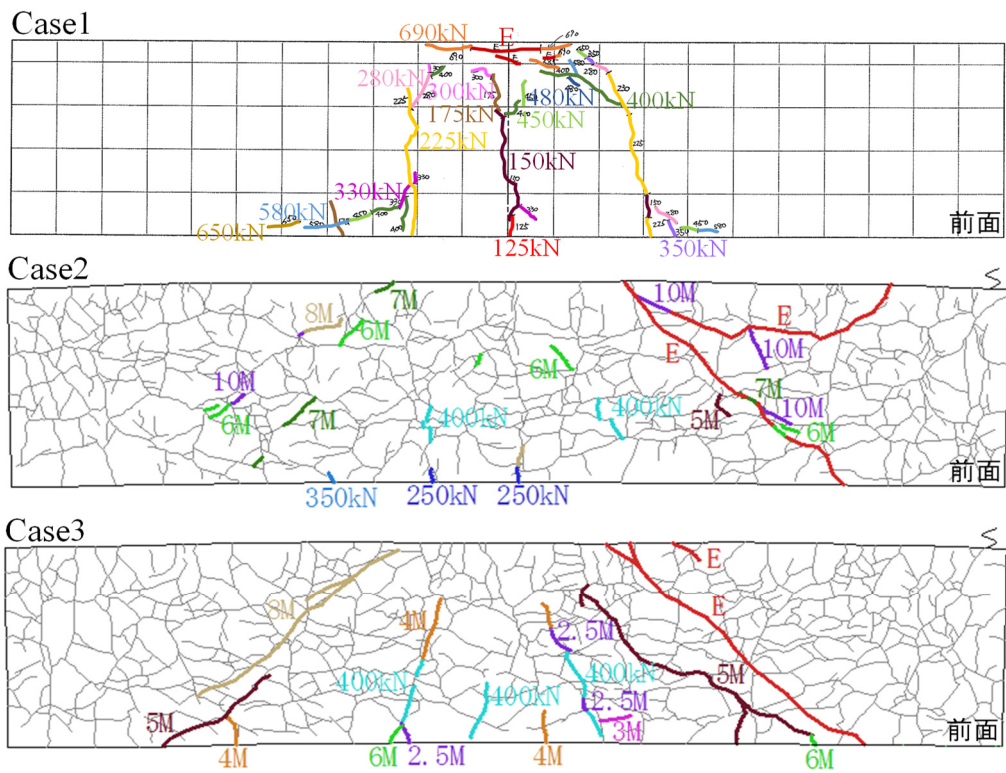
曲げ耐力は、式(3.2.1)⁵⁾を用いて算出し、主として鉄筋の強度に依存するためほとんど変化が無い。

せん断耐力は、せん断スパン比の小さいディープビームによく適合する式(3.2.2)⁶⁾で算出した。同式が下側鉄筋に高強度異形 PC 鋼棒を使用した際にどの程度適合するかは不明だが、せん断耐力はコンクリート強度に大きく依存するため、グラフの傾きは大きい。

また、前述のとおり下側鉄筋のアンボンド化が生じたものとして付着割裂破壊の影響を考慮した曲げ耐力の計算値は、付着を喪失した長さや程度が不確かであるため参考値だが約 570kN となり (図-3.4.5 の点線)、ある程度曲げ耐力が低下した可能性が考えられる¹¹⁾。

これらの理由や耐荷力のばらつきが影響し、結果として Case1 では曲げ耐力とせん断耐力が逆転し、曲げ破壊が先行したと考えられる。

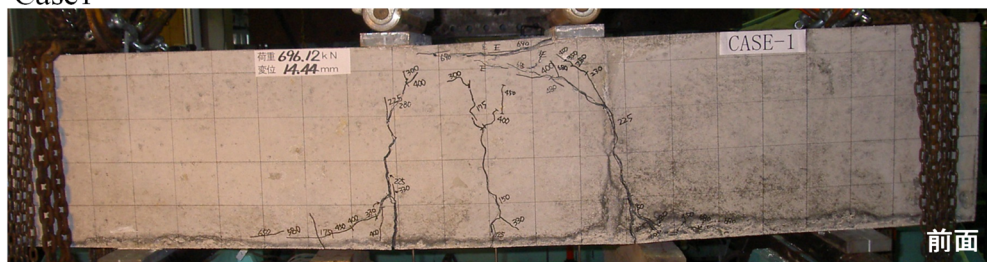
Case2 及び Case3 では、最大荷重に達するまでの過程が①スパン中央部に曲げひび割れ発生②曲げひび割れ進展③せん断ひび割れ発生④せん断破壊の順であったのは同様だが、破壊形態に違いが見られた。Case2 では ASR により発生したひび割れを結ぶように曲げひび割れが細かく進展し、斜めひび割れが複数生じている。変位 5mm の手前から 10mm にかけて断続的に発生したせん断ひび割れが最終的な破壊線を形成しており、この間図-3.4.2 の荷重がしばらく横ばいとなっているが、これは補修していない ASR のひび割れが載荷によるひび割れと繋がって進行したために、耐荷力が失われるのが早くなったものと考えられる。一方 Case3 では、ASR により発生したひび割れとほぼ無関係に少ないひび割れが大きく進展していることから、ひび割れ注入で表面が一体化されて最大荷重は増加したものの、ねばりがなく脆性的な破壊に至ったと考えられ、これは図-3.4.2 の荷重-変位曲線における最大変位量について Case3 が最小であったことから確認できる。また Case1 が曲げ破壊であったのに対して Case2 及び Case3 は明確なせん断破壊であり、ASR 損傷によるせん断耐力の低減幅は曲げ耐力の低減幅よりも大きいことが確認された。



「kN」は各荷重点でのひび割れ
「M」は各変位時点でのひび割れ
「E」は終局破壊時のひび割れを表している

図-3.4.3 ひび割れ進展状況

Case1



Case2



Case3



写真-3.4.3 破壊形態

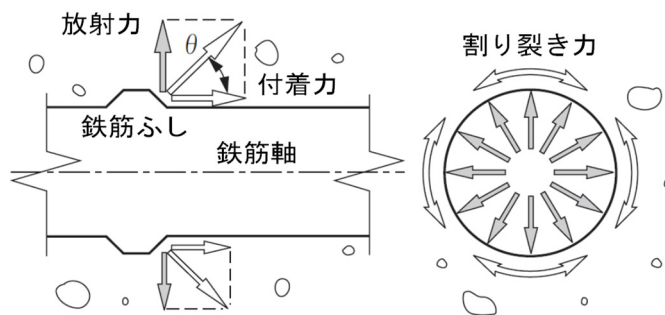


図-3.4.4 くさび作用

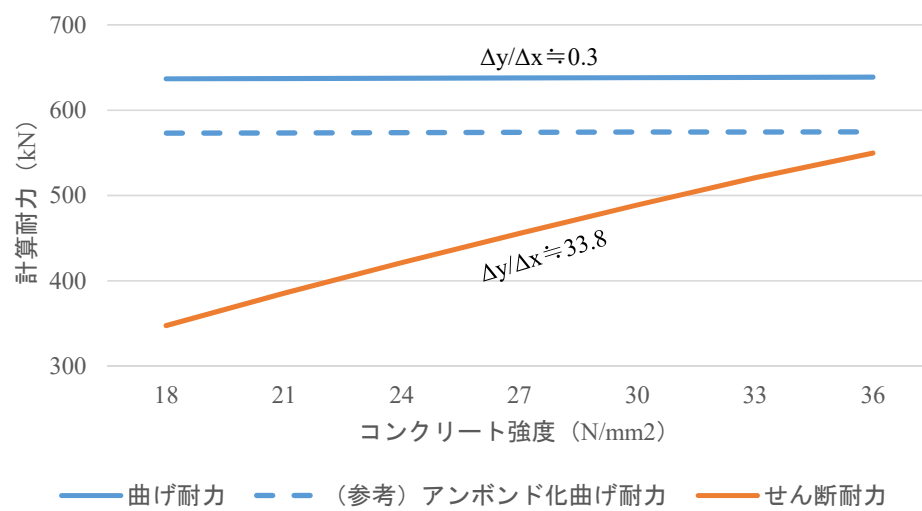


図-3.4.5 コンクリート強度を可変値とした場合の供試体耐荷力の計算値

(b) コアの圧縮試験

載荷実験後、実験による供試体の破壊程度が比較的小さいと見られた箇所から、内径 100mm のコンクリートコアドリルを用いてコアを採取し、圧縮試験のため高さ 200mm となるようコアを切断した。コアを採取した箇所について図-3.4.6 に、採取したコアと採取状況について写真-3.4.4 に、各ケースの供試体コアの圧縮試験結果について表-3.4.1 にそれぞれ示す。なおディープビーム供試体においては載荷実験時の計測室側を「前面」とし、「背面」はその反対側を指している。また、Case1 は材齢 36 日の健全体のテストピースによる材料試験結果で、表-3.2.3 の再掲である。Case2 及び Case3 の圧縮強度は Case1 の約 4 割、弾性係数については約 3 割となっており、いずれも ASR 損傷により値が大きく低下していることが分かる。既往の知見¹²⁾において「劣化した圧縮強度を 10N/mm^2 または 20N/mm^2 と想定する場合の弾性係数は、ASR の影響を受けていないコンクリートの 30% とする」とされており、同様の結果が今回の実験でも確認された。

採取したコアについて目視で確認したところ、写真-3.4.4 のように外縁側に顕著にひび割れが見られた。ひび割れの深さは外縁両側より最大 100mm 程度まで進展していたが、中心部付近においては ASR による供試体の損傷は目視で確認できなかった。外縁側の方が損傷の大きい状況は 3.3.2(d)超音波トモグラフィ解析結果ともよく一致している。

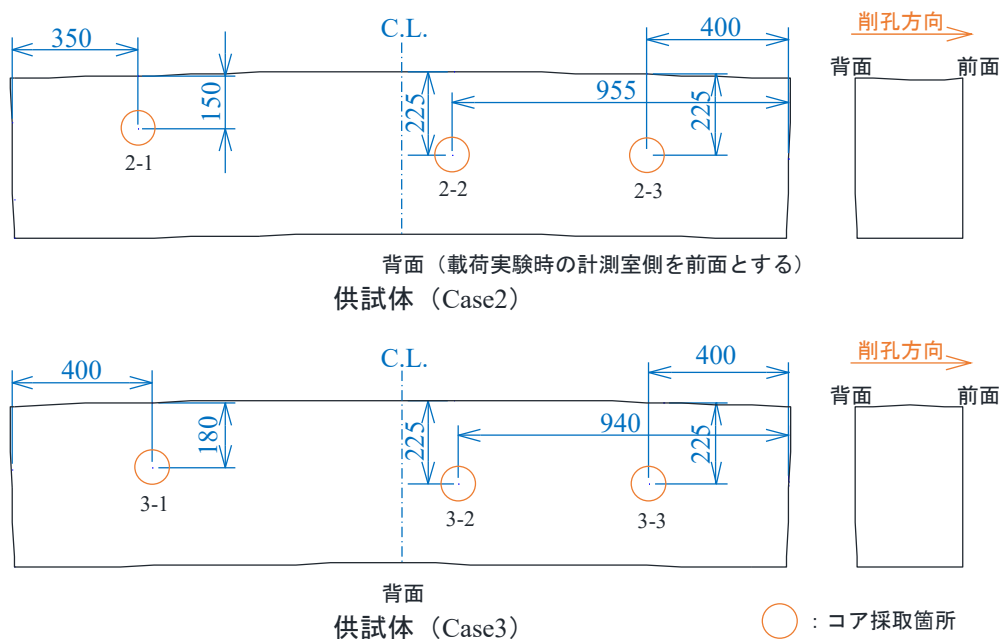


図-3.4.6 載荷実験後のコア採取箇所



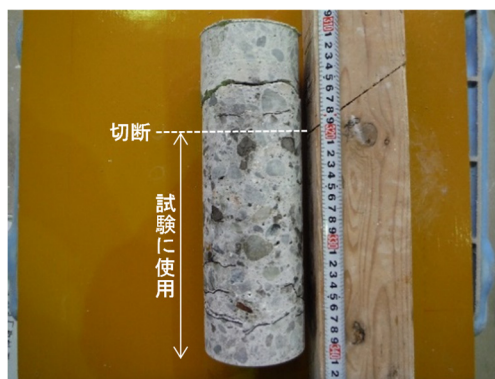
(コアドリルによる削孔状況)



(採取したコア)



(コア Case2-1)



(コア Case3-2)

写真-3.4.4 採取したコア

表-3.4.1 コンクリートの材料試験結果

実験 ケース	材齢 [日]	試験材料	圧縮強度 [N/mm ²]	弾性係数 [kN/mm ²]
(Case1)	(36)	(テストピース)	(35.8)	(25.4)
Case2	3,277	載荷実験後の供試体 から採取したコア	15.1	8.3
Case3			15.3	6.7

3.4.3 ASR により損傷した部材の耐荷力評価手法の検討

ASR による損傷が外縁部から進展することは先に述べた超音波トモグラフィ解析やコア目視の結果等で既に確認されているが、実橋梁フーチング等に応用するためには当該構造物にどの程度の残存耐荷力があるかを評価する手法が求められる。

載荷実験において Case1 は曲げ破壊で Case2 はせん断破壊と両者の破壊形態は異なるが、参考として Case1 と Case2 の実験値を比較すると、表-3.4.2 のとおり ASR により損傷した Case2 は健全な Case1 より耐荷力が 19%程度低下していることがわかる。ここで、Case2 の耐荷力が低下した要因を図-3.4.7 に示すような ASR で有効断面が欠損したことによるとするならば、Case3 の最大荷重が健全体の Case1 と拮抗していたことについても、写真-3.4.5 に示すようなひび割れ補修材の注入による断面の欠損の回復によるものとして説明できる。

ASR による損傷は、ひび割れによりコンクリートの有効断面が一部欠損している状態であることの検証として、せん断耐力の低減率 19%を固定値として欠損厚 t の値がいくつとなるかを計算により求めることで、耐荷力の評価を試みることにした。

せん断スパン比の小さいディープビーム部材のせん断耐力を算定するにあたり、式(3.2.2)⁶⁾を用いる。外縁側を除く供試体内部の損傷が小さいことは実験結果より確認されているため、図-3.4.7 の「欠損」部分以外は概ね健全な状態で、コンクリート強度及び引張鉄筋量は一定であると仮定し、 t のみ可変値として断面幅 b_w から $2t$ を、有効高 d から t をそれぞれ減じてトライアルしたところ、表-3.4.3 のとおり $t=20\text{mm}$ としたときに、式(3.2.2)⁶⁾に基づくせん断耐力 V_c の計算値は 19%程度低減した。この計算値 20mm は、3.3.2(d) の超音波トモグラフィ解析で赤～黄色を呈し損傷が大きい部分の平均厚さ約 20mm とよく一致している。今回の実験では Case1 は曲げ破壊をしたものの、計算値を見る限りせん断耐力も曲げ耐力とあまり差が無いものと考えられる。こうしたことから、超音波トモグラフィ解析である一定以上の損傷を示す部分を有効断面から減じて耐荷力を算出し、その計算値を残存耐荷力と見なす方法により、実橋梁フーチング等において非破壊で耐荷力評価ができる可能性が示されている。

表-3.4.2 Case1 及び Case2 の耐荷力比較

供試体	実験最大荷重 $P[\text{kN}]$	破壊形態	健全体との耐荷力比 $P_n/P_1[\%]$	耐荷力の低減率 [%]
Case1	$P_1=696$	曲げ破壊	100	0
Case2	$P_2=565$	せん断破壊	81	19

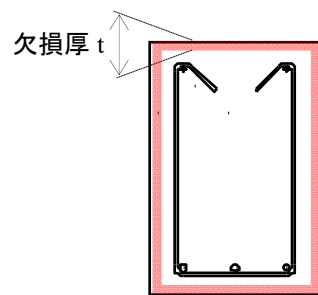


図-3.4.7 有効断面が欠損している状態

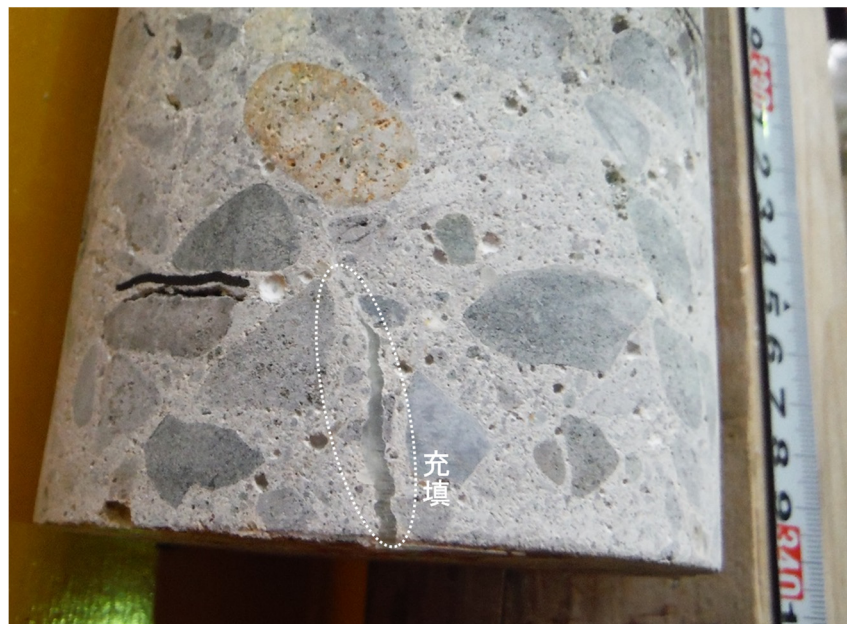


写真-3.4.5 ひび割れ補修材の注入による断面欠損の回復

表-3.4.3 欠損厚 t によるせん断耐力 V_c の試算 ($f'_c=35.8\text{N/mm}^2$)

欠損厚 t [mm]	せん断耐力 V_c 計算値 [kN]	せん断耐力 V_c 計算値の低減率 [%]
0	550	0
10	497	10
20	447	19
30	400	27

3.5 まとめ

せん断スパン比が小さく耐荷機構が橋梁フーチングと類似するディープビーム供試体の水中暴露実験及び載荷実験により得られた ASR 損傷に係る知見は次のとおりである。

(水中暴露実験)

- ・暴露した水槽内の水温の波形と供試体の鉄筋ひずみ量の増加特性には明確な相関が見られ、ASR による損傷の進展早さは環境温度に強く依存している。
- ・超音波トモグラフィ解析で鉄筋かぶり部分の全周において損傷が見られ、表面ひずみの測定結果及びコアの目視でも特に上縁側で損傷が大きいことが確認された。ASR による損傷は鉄筋やコンクリートの拘束力が小さくシリカゲルの膨張に必要な水を供給しやすい外縁部から進行する。

(載荷実験)

- ・ASR により損傷した供試体の圧縮強度は健全体の約 4 割、弾性係数は約 3 割となり、既往の知見で示されるとおり ASR 損傷によってコンクリートの圧縮強度及び弾性係数は大きく低下する。
- ・健全体の Case1 が曲げ破壊であったのに対して ASR 損傷した Case2 及び Case3 は明確なせん断破壊であり、ASR 損傷によるせん断耐力の低減幅は曲げ耐力の低減幅よりも大きいことが確認された。
- ・ひび割れを注入材で補修することによりコンクリートが一体化され、ASR 損傷により低下した耐力をある程度回復させることができる。
- ・超音波トモグラフィ解析である一定以上の損傷を示す部分を有効断面から減じて耐力を算出し、その計算値を残存耐力と見なす方法により、実橋梁フーチング等において非破壊で耐力評価ができる可能性を示した。今後は、計算値と実際の残存耐力との整合性や、破壊形態による適用性等について明らかにすることが課題となる。

4. まとめ

本資料では、実橋梁を模擬した杭基礎フーチング供試体に死荷重を載荷した土中暴露実験並びにディープビーム供試体の水中暴露実験及び載荷実験を行った結果を基に、ASRによる損傷が供試体にどのような影響を及ぼし、耐荷性能はどのように変化するのかを評価した。

本資料で得られた ASR 損傷に係る知見は次のとおりである。

- ・進展早さは環境温度に強く依存しており、有効積算温度の関数として評価できる可能性を示した。今後は、フーチングの形状や環境条件、応力状態による適用性等について明らかにすることが課題となる。
- ・鉄筋やコンクリートの拘束力が小さくシリカゲルの膨張に必要な水を供給しやすい外縁部から進展する。杭基礎フーチングにおいてはフーチングの上面隅角部から発現し、上面側から先に、徐々に上下両側から内側へ向かって進展する。下面側においては杭の配列から外れた部分より先に進展する。荷重等に伴う拘束圧によって進展は抑制される。
- ・既往の知見で示されるとおり、コンクリートの圧縮強度及び弾性係数は大きく低下する。せん断耐力の低減幅は曲げ耐力の低減幅よりも大きい。低下した耐荷力は補修である程度回復させることができる。
- ・超音波トモグラフィ解析である一定以上の損傷を示す部分を有効断面から減じて耐荷力を算出し、その計算値を残存耐荷力と見なす方法により、実橋梁フーチング等において非破壊で耐荷力評価ができる可能性を示した。今後は、計算値と実際の残存耐荷力との整合性や、破壊形態による適用性等について明らかにすることが課題となる。

地中及び水中にあるフーチングの ASR 損傷に係る知見はまだ少なく、今後は、土中暴露を継続している杭基礎フーチング供試体に対し超音波解析及び載荷実験等を実施するなどして、これらの知見を実橋梁のフーチングに対し適用できるよう検証を積み重ねていく予定である。

参考文献

- 1) 土木設計便覧編集委員会：土木設計便覧，1974.
- 2) 建設省土木研究所：構造物基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料第 1285 号，1978.3.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編，1980.5.
- 4) 独立行政法人土木研究所：アルカリシリカ反応による損傷を受けたフーチングに対する損傷度評価および補修・補強方法に関する研究，土木研究所資料第 4304 号，2015.3.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅲコンクリート橋編，2012.3.
- 6) 二羽淳一郎：FEM 解析に基づくディープビームのせん断耐荷力算定式，第 2 回 RC 構造のせん断問題に対する解析的研究に関するコロキウム論文集，日本コンクリート工学協会，JCI-C5，pp. 119-128，1983.
- 7) 森寛晃，小川彰一，久保善司，渡邊悠輔：アルカリ骨材反応を生じたコンクリート部材の弾性波法による品質評価について，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.1，pp.1059-1064，2008.
- 8) 葛目和宏，森雅司，松本茂：アルカリ骨材反応を生じた構造物に適用する非破壊検査，コンクリート構造物の補修・補強，アップグレードシンポジウム論文報告集，Vol.2，pp.171-178，2002.
- 9) 葛目和宏，真鍋英規，小椋紀彦，山本貴士，宮川豊章：超音波トモグラフィによる ASR 劣化したコンクリート内部性状の把握に関する検討，コンクリート構造物の補修・補強，アップグレードシンポジウム論文報告集，Vol.13，pp.181-188，2013.
- 10) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算基準・同解説，2010.2.
- 11) 村山八洲雄，金相昊，武田絵里，西村伸一：鉄筋の付着損失が RC 部材の曲げ耐荷性状に及ぼす影響，コンクリート工学年次論文集，Vol.30，No.3，pp.733-738，2008
- 12) ASR に関する対策検討委員会：アルカリ骨材反応による劣化を受けた道路橋の橋脚・橋台躯体に関する補修・補強ガイドライン（案），2008.3.

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4366 February 2018

編集・発行 〇国立研究開発法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは
国立研究開発法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 電話 029-879-6754

