

コンクリート橋の部分係数設計法に関する研究

研究予算：運営費交付金（道路勘定）

研究期間：平 18～平 20

担当チーム：構造物メンテナンス研究センター

研究担当者：渡辺 博志, 木村 嘉富, 古賀 裕久, 中村 英佑

【要旨】

本研究課題では、コンクリート橋を対象として、部分係数設計法を導入した性能照査型の設計方法を確立するため、現行道路橋示方書の照査項目を整理した。また、現行道路橋示方書に基づいて設計された部材の信頼性指標を試算し、設計に用いる荷重組合せが変更となった場合の抵抗係数の値におおよその目安を得た。さらに、耐久性に関する規定を作成する際の参考とするために、はりの持続載荷試験を行い、コンクリートの乾燥収縮及びクリープが長期的な曲げひび割れ幅の変化に与える影響を把握した。また、ひび割れを発生させた供試体の暴露試験結果から、ひび割れが耐久性に与える影響を考慮する際にかぶりの大きさを勘案することを提案した。

キーワード：部分係数設計法、信頼性設計、コンクリート橋、耐久性、ひび割れ

1. はじめに

これまで許容応力度法が用いられてきた道路橋の設計規準が、信頼性設計の考え方を取り入れた性能照査型に移行することが決まっている。性能照査型の設計体系にあっても、コンクリート道路橋の安全性や耐久性能が損なわれないよう、適切な設計体系を構築する必要がある。そこで、コンクリート道路橋を対象として、部分係数を導入した性能照査型の設計方法を確立し、道路橋示方書に反映させることを目的として、検討を行った。主な検討項目を表-1に示す。

現行の道路橋示方書コンクリート橋編では、設計した部材の照査を行う状況として、設計荷重作用時および終局荷重作用時を想定し、設計荷重作用時は、許容応力度に対する照査を行っている。一方、終局荷重作用時は、構造物の破壊に対する安全度の照査（すなわち、部材に生じる断面力と部材の耐力の比較）を行っている。

設計荷重作用時の照査に用いる許容応力度は、種々の状況を総合的に考慮して定められたものであり、この照査を行うことで設計上考慮すべき状況を総合的に確認できる。しかし、照査の目的を明確にするという観点では、ややあいまいになってしまうという課題があった。そこで、想定する設計状況や照査の目的を整理して記述するなど、記述方法を検討した。

また、設計荷重作用時の照査方法に関しては、現

状では鉄筋コンクリート構造（RC 構造）とプレストレストコンクリート構造（PC 構造）で、想定する

表-1 本課題の主な検討項目

項目	内容
(1) 国内外の関連基準、調査研究事例の収集・整理・分析	Eurocode1992, AASHTO LRFD, ISO19338 等の規準類の調査を行い、照査方法等を検討する際に参考にした。
(2) 部分係数設計法の記述方法の検討	鋼橋、下部構造、耐震設計などの検討状況と調整を行いつつ、記述方法を検討した。
(3) 限界状態、損傷モード等の設定	鋼橋、下部構造、耐震設計などと調整を行いつつ、検討した。また、コンクリート部材に特有の検討課題として、ひび割れ幅の評価式や耐久性とひび割れ幅の関係等について検討した。
(4) 材料・部材に関するデータ収集・分析、係数設定の検討	国内のコンクリートおよび鉄筋、PC 鋼材の強度のばらつきに関するデータ収集し、試設計に用いる条件を設定した。
(5) 信頼性の評価方法、信頼性指標の記述方法等の検討・目標設定と試算・評価	現行の規定を満足するコンクリート部材を試設計し、同等の信頼性を有するような部材を設計するための、係数を試算した。
(6) 試設計による課題検討	材料の品質等が変動した際の、応力状態への影響などを検討した。
(7) 設計基準案の作成	検討結果をまとめて、コンクリート橋編主要部分の改訂素案を作成した。

部材の状態が異なっているという課題がある。RC構造では曲げ引張応力によるひび割れの発生が許容される（ただし、ひび割れが耐久性上有害なものとならないよう鉄筋の許容応力度が定められている）が、PC構造では曲げ引張応力によるひび割れの発生がないように定められているので、RC構造と、PC構造では、設計荷重作用時の照査における種々の前提条件が異なっている。

さらに、近年、耐久性を確保した上でコストを削減できる可能性のある構造形式として、活荷重作用時等に曲げひび割れの発生を許容するプレストレストコンクリート構造（PRC構造）が提案されており、その採用も徐々に広がっている。PRC構造を道路橋に採用するためには、想定する荷重が作用した際にひび割れが生じて、橋梁の安全性や耐久性に影響を与えない範囲に制御することが不可欠である。このような背景から、本課題では、ひび割れ幅算定手法の精度やひび割れが耐久性に与える影響について実験的検討を行った。

終局荷重作用時の照査については、現行の照査方法では、通常道路橋に加わると見られる荷重よりかなり大きな終局荷重を想定して照査している。しかし、この方法では、実際に生じる荷重に対して構造物がどの程度の安全性を有するのか、定量的に説明することが困難であるという課題があった。そこで、材料等のばらつきを考慮した上で、現在の規定を満足する部材を試設計し、これと同等な安全性を有するような部材を設計するために求められる係数などを試算した。

本報では上記の検討で得られた結果のうち、主要なものを報告する。

2. 照査方法の整理

2.1 照査方法の整理における着眼点

現行の道路橋示方書コンクリート橋編では、例えば曲げモーメントを受ける部材の照査を行う場合、設計荷重作用時の種々の荷重条件で生じる応力度と許容応力度を比較するとともに、終局荷重作用時の断面力と耐力（破壊抵抗曲げモーメント）の比較を行う。

ここで設計荷重作用時の照査で用いる荷重の組合せや許容応力度について詳しく見ると、その照査によって確認される部材の性質には様々なものが含まれている。例えば、引張力を受けるRC部材の鉄筋に着目すると、表-2に示すように複数の許容応力

表-2 鉄筋の許容引張応力度（抜粋、N/mm²）

応力度・部材の種類		鉄筋の種類	
		SD295A SD295B	SD345
(a) 活荷重及び衝撃以外の主荷重		100	100
(b) 荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合	一般の部材	180	180
	床版及び支間長10m以下の床版橋	140	140
(c) 荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮する場合		180	200

※本報告書内での説明に要する項目だけを抜粋して示した。

※(b)および(c)の行で示した値は、許容応力度の基本値であり、考慮する荷重の組合せにより、割り増した値が用いられる。

度が設定されている。このうち、(a)や(b)の許容応力度は、それぞれの状況においてひび割れが耐久性上有害なものとならないことを担保するために設けられており、鋼材の降伏点とは無関係に設定されている。一方、(c)の許容応力度は、作用する時間が短い荷重状況に対するものであり、鉄筋の降伏点に対し安全率を考慮して定められたもので、耐荷力性状について照査しているものと考えられる。

このように現在の規定内容は、主に照査の手法によって分類・整理されており、照査の目的を理解するためには、解説を参照したり、関連する文献を調査したりする必要がある。つまり、性能照査型の規準として要求性能を明確にするためには、照査の目的ごとに照査項目を分類・整理する必要がある。

次に、終局荷重作用時の照査についてみると、現在は、各荷重のばらつきや施工精度のばらつき等を考慮して確率論的に荷重係数を定めるには至っておらず、経験的に従来から用いられた係数が用いられている。この荷重係数については、道路橋示方書共通編に関する検討をふまえて、想定する設計状況に応じたものに変更される可能性があり、係数が変わった場合でも同等の耐荷性能が得られるような方法を検討する必要がある。

これらの新しい荷重組合せに対応した限界状態の設定については、鋼橋上部構造を対象とした照査方法とも比較できるように配慮して整理を行った。

2.2 照査方法の分類案

橋の設計で考慮する状況は、

- 1) 永続作用による影響が支配的な状況
- 2) 変動作用による影響が支配的な状況
- 3) 偶発的作用による影響が支配的な状況

に分類される。これらの状況（表-3）においてコンクリート橋に求められる性能から出発し、その構成部材であるコンクリート部材の照査項目について整理すると、例えば図-2のように表すことができる。従来は一つの表としてまとめられていた鉄筋の許容応力度（表-2）も、それをを用いた照査の目的は様々であり、照査目的からスタートして分類すると異なる場所に位置づけられる照査であることが確

表-3 橋の設計状況

設計状況	具体例
1) 永続作用による影響が支配的な状況	<ul style="list-style-type: none"> ・死荷重のように設計供用期間中に継続的に作用しているものの影響を受ける状況 ・個々の車両による自動車荷重の繰り返し载荷の影響など、高い頻度で生じる動的な荷重の影響を受ける状況
2) 変動作用による影響が支配的な状況	<ul style="list-style-type: none"> ・設計供用期間中に数回生じる程度と考えられる最大級の自動車荷重の影響を考慮する状況
3) 偶発的作用による影響が支配的な状況	<ul style="list-style-type: none"> ・レベル2地震動相当の地震の影響を受ける状況

※共通編に関する検討中の資料から作成した。

表-4 コンクリート橋の照査項目の例

設計状況	橋の状態	照査項目	
永続支配	環境作用（腐食）	1	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼材の腐食は生じない。 ・コンクリートに耐久性上有害なひび割れは生じない。
		2	<ul style="list-style-type: none"> ・鋼材の腐食やコンクリートのひび割れが生じるものの、速やかな機能回復に支障を来さない程度の限定的な損傷にとどまる。
	荷時の	1	<ul style="list-style-type: none"> ・供用に支障をきたすおそれのある有害な変形が生じない。
		1	<ul style="list-style-type: none"> ・疲労損傷は生じない。
変動支配	1	<ul style="list-style-type: none"> ・力学的特性が弾性域にとどまる。 ・部材の安定性が失われない。 ・供用に支障をきたすおそれのある有害な変形、振動が生じない。 	
偶発支配	1	耐震設計編の記述による （・力学的特性が弾性域にとどまる） （・副次的な塑性化にとどまる）	

※橋の状態1：部分的にも損傷は生じておらず、橋としての機能が損なわれていない状態
橋の状態2：部分的に損傷を生じているが、橋としての機能に及ぼす影響は限定的であり、速やかな機能回復が行うるとみなせる状態

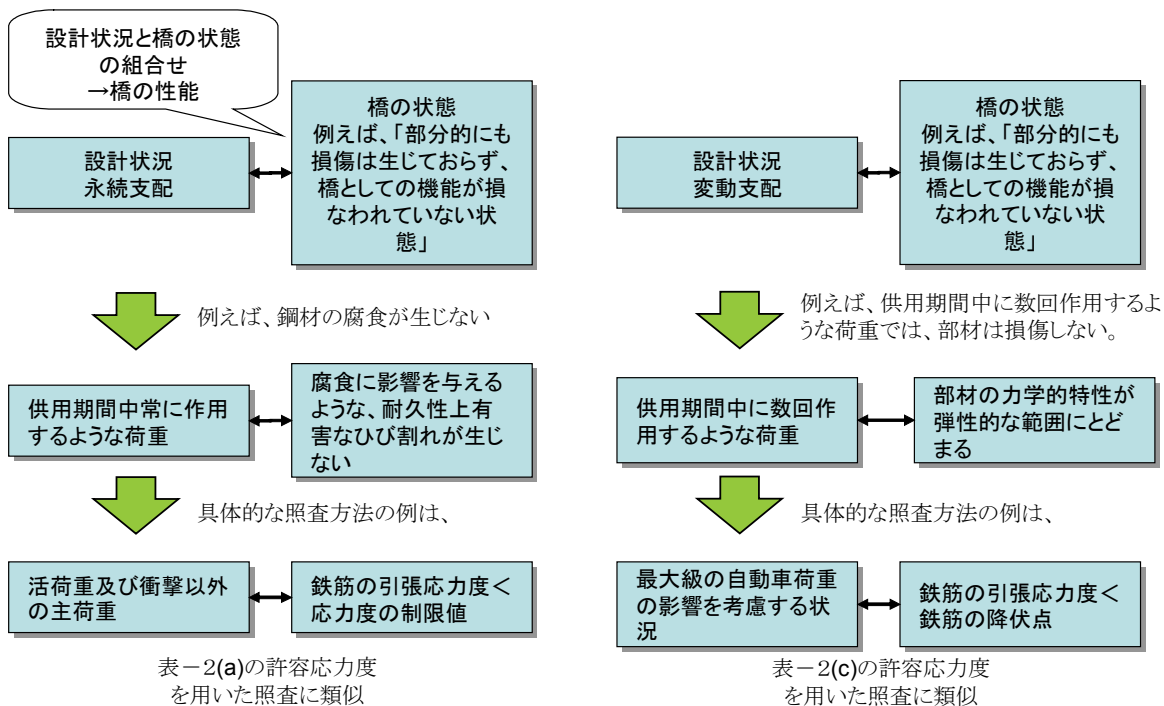


図-2 求められる性能に応じた具体の照査項目の例

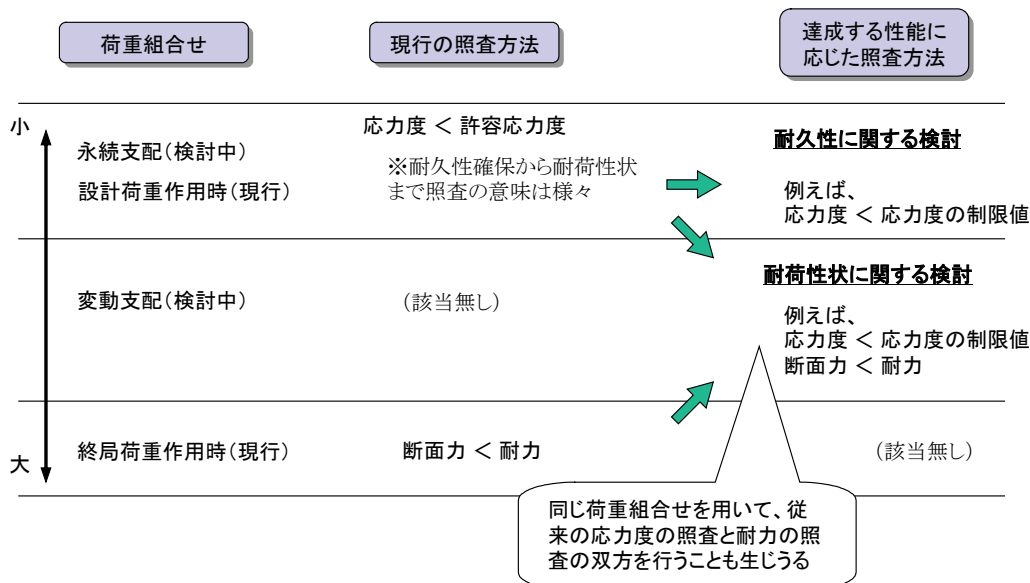


図-3 求められる性能に応じた具体の照査項目の例

認められる。

上記のような検討から整理したコンクリート橋の照査項目のうち主桁等に関するものを表-4に示す。このように行った分類に基づき、コンクリート橋編骨子試案の章立てを整理した。その際は、特に共通編や鋼橋編における検討と整合させるように配慮した。

なお、表-3に示した設計状況に応じた荷重組合せについては、共通編に関わる検討項目として検討が行われているところであるが、現行のコンクリート橋編との比較で考えると、特に部材の耐力に関する照査に用いる荷重組合せについては、変更になる可能性がある(図-3)。このことに伴う課題については、次章で検討する。

2. 3 照査方法の整理に関するまとめ

鋼橋上部構造、下部構造、耐震設計などでの検討と調整を行いつつ、コンクリート橋に求められる性能を確認するための照査項目を整理した。その結果は、コンクリート橋編骨子部分の試案に反映させた。

3. 信頼性設計の考え方をを用いた部材耐力についての検討

3. 1 耐力についての検討の着眼点

前章で紹介したように、終局荷重作用時の照査として行ってきた断面力と耐力の比較については、照査に用いる荷重が大きく変わる可能性がある。ここで、性能照査型の照査の書式は式(1)のように表すことができる。

$$\gamma_i \cdot \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \quad (1)$$

ここに、 γ_i : 構造物係数

S_d : 設計応答値

R_d : 設計限界値で、式(2)による

$$R_d = \gamma_b \cdot R(f_d) \quad (2)$$

ここに、 $R(f_d)$: 部材や構造の特性から部材や構造の限界値を算出する関数(耐力照査の場合は、耐力を評価する関数)

γ_b : 部材係数(部材や構造の限界値に関する根拠データのばらつきや多寡、データ取得時の精度、計算による限界値のばらつき、施工精度及び限界後の挙動、並びに想定する状況に対し、部材や構造の状態を満足させる際の確からしさの程度に応じて、当該橋に適切な安全余裕度を確保させるための係数)

従来の終局荷重時の照査は、経験的に大きな荷重組合せを想定し設計応答値が大きい一方で、抵抗側の評価結果は操作しないものであった。

これに対し、信頼性設計の考え方で行う場合、荷重側・抵抗側双方の変動要因を考慮して、両者に適切な係数を用意する必要がある。本研究課題では、照査に用いる荷重組合せが変更になった場合でも、現行と同等な耐力を有する部材を設計することを念頭におき、抵抗側の係数に関する検討を行った。なお、荷重側の係数については、共通編の検討課題として検討されている。

3. 2 検討方法

3. 2. 1 検討対象の橋梁

検討対象の橋梁は、支間長や径間数、断面形状、構造形式 (PC、PRC、RC) による違いが比較できるように、表-5 に示すものを選定した。検討のベースとする断面は、建設省による標準設計があるものはこれを用いた。標準設計がない場合については、既往の設計例を参考に、ある程度単純化した形状とした。

3. 2. 2 検討対象の照査項目と考慮した要因

検討対象は、曲げモーメントおよび軸力が作用する場合と、せん断力が作用する場合の二種類とした。

耐力に影響を与える要因として、表-6 に示すものを考慮した。なお、ここで材料の特性値の平均が規格値を上回っているのは、通常、製品のばらつきを考慮して品質管理がなされるためである。

3. 2. 3 信頼性指標及び抵抗係数の算定

(1) 断面の試設計

試算の過程を図-4 に示す。まず、現行の終局荷重作用時の組合せによる断面力を算出した。次に、照査断面の破壊抵抗曲げモーメントが断面力を上回るように、必要最低限のPC鋼材または鉄筋を配置した。さらに、照査断面のせん断耐力が断面力を上回るように、必要最低限の斜引張鉄筋を配置した。必要な耐力を有する断面の設計方法としては、鋼材量を変化させるほかに、桁高など断面形状を変化させることも考えられる。しかし、これらを同時に操作すると様々なパターンが考えられ検討が収束しないおそれがあったため、今回は、鋼材量のみを操作した場合について検討した。

なお、道路橋示方書に基づく設計では、終局荷重作用時の照査に加えて設計荷重作用時の照査を行う必要がある。また、鋼材の配置は、構造細目の規定を遵守する必要がある。しかし、ここでの検討は、耐力照査を行う際の係数の把握を目的とするので、これらの規定は無視して計算上必要な最低限の鋼材量とした。

また、断面に配置する鋼材量は、架設方法によっても異なりうる。そこで、今回の検討では、構造形式及び断面形状が同一のものであれば同じ架設方法を採用するものと想定し、架設時に施工上必要な鋼材は、これを配置するものとした。

(2) 荷重組合せの想定と耐力の算定

次に、試設計した断面の耐力と、照査に用いる断面力を算定した。ここで耐力については、表-6 に

表-5 検討を行ったケース

形式	中央径間の支間長 (m)				
	20	30	40	80	120
(a) RC 中空床版橋	a20	—	—	—	—
(b) PRC 中空床版橋	b20	—	—	—	—
(c) PC 中空床版橋	c20	—	—	—	—
(d) PC 単純ポステン T げた橋	d20	—	—	—	—
(e) PC 連結ポステン T げた橋	e20	e30	e40	—	—
(f) PC 連続箱げた橋	—	—	f40	f80	f120
(g) PC 連続ラーメン箱げた橋	—	—	—	g80	g120

※a20~g120：検討を行ったケースの略称

—：検討を行わなかったケース

※幅員は、いずれのケースでも 10.7m とした。

表-6 耐力算定における変動要因

項目	平均値	変動係数
コンクリートの強度	設計基準強度の 1.2 倍	15%
ヤング係数	道示の通り	10%
乾燥収縮・クリープ	道示の通り	17%
PC 鋼材の強度	規格値の 1.03 倍	1%
鉄筋の強度	規格値の 1.14 倍	4%

※平均値および変動係数を求めるにあたっては、道路協会において収集した情報や、既往の調査結果 (例えば、文献 1) ~12)) を総合的に勘案した。

※上記の変動要因の中には、コンクリート強度とヤング係数など、本来は関連性の高い性質もあるが、本報での検討では、すべて独立なものとして取り扱った。

※上記の変動要因が変化すると、不静定力が変化する場合があるが、今回の試算では断面力への影響は、これを無視した。

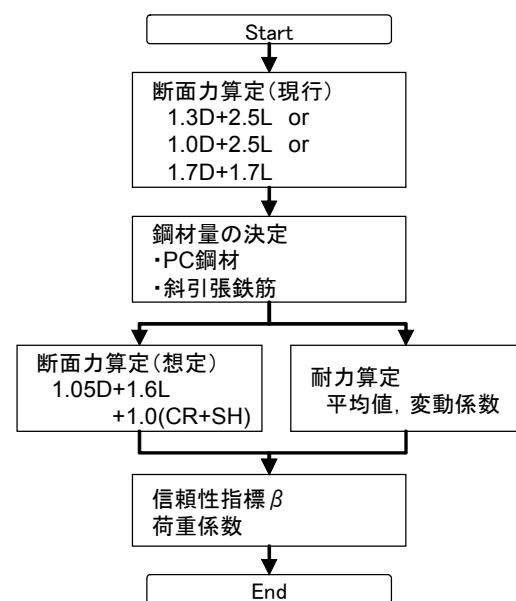


図-4 検討の流れ

示した平均値やその他の特性値を用いた計算結果を求めると共に、それぞれの要因が変化した場合の、耐力の変動量を把握した。また、その結果を総合して、耐力の変動係数を試算した。

耐力に関する照査を行う際の荷重組合せについては、現状では具体的な荷重係数が定められていないので、いくつか数値を想定して断面力を算定した。本報では、比較のため、鋼橋編の検討で用いられた荷重組合せ(1.05D+1.6L+1.0(CR+SH))¹³⁾を採用した場合について報告する。

(3) 信頼性指標と係数の算出

最後に、これらの結果から信頼性指標 β と、現行の設計と同程度の信頼性を有する断面を設計するために用いる部材係数を算定した。このとき、断面力には変動がないものとして扱った。なお、設計に用いる荷重組合せが変更となった場合でも、断面力の計算値を修正することで、比較的容易に信頼性指標及び部材係数を再計算することが可能である。

3. 3 検討結果

3. 3. 1 PC 箱げた橋 (f80) での計算例

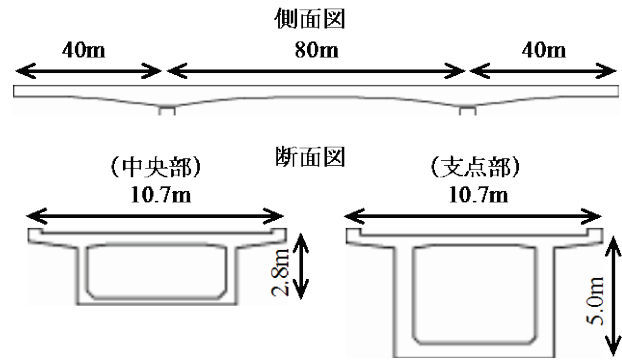
(1) 検討橋梁の概要

試算の内容は膨大なので、本報では検討ケースの一つ f80 を例に検討過程を紹介する。このケースは、図-5 に示す三径間連続箱げた橋を対象としたもので、架設方法は、張出し架設によるものとした。桁の断面形状は、既存の道路橋を参考に、計算が比較的容易と考えられる形状に定めた。

(2) 曲げに関する試算結果

試算結果の概要を表-7 に示す。まず、中央部に着目すると、配置する PC 鋼材量を検討した結果、規格値を用いた破壊抵抗曲げモーメントは、現行の断面力とほぼ同程度とすることができた。しかし、想定する荷重組合せを 1.05D+1.6L+1.0(CR+SH) とすると、断面力は現行の荷重組合せよりも小さくなるので、コンクリートや鋼材の強度等に表-6 に示す平均値を用いて算出した破壊抵抗曲げモーメントは、この想定する断面力の約 1.3 倍となった。

これに対し、今回考慮した要因による破壊抵抗曲げモーメントの変動係数は 1.6% と小さく、信頼性指標 β は 16 と比較的大きくなった。なお、破壊抵抗曲げモーメントの変動を要因ごとに見ると、乾燥収縮・クリープの変動による軸力変化の影響が比較的大きかった(変動係数で 1.3%)、一方、コンクリートや鋼材の強度が耐力に与える影響は、変動係数で 1% にも満たず、顕著でなかった。



※中央部は、下床版厚さ 300mm、上床版厚さ 300mm、ウェブ厚さ 400mm である。支点部は、下床版厚さ 800mm、上床版厚さ 300mm、ウェブ厚さ 800mm である。

図-5 PC 箱げた橋 (f80) の外形

表-7 試算結果 (曲げ)

照査位置	中央	中間支点
断面力	現行 72423kN・m 想定 56153kN・m	現行 -324617.17kN・m 想定 -207934.15 kN・m
配筋	内ケーブル 7S12.7B (SWPR7BL) 8 本 外ケーブル 19S15.2B (SWPR7BL) 8 本	内ケーブル 7S12.7B (SWPR7BL) 62 本 外ケーブル 19S15.2B (SWPR7BL) 8 本
破壊抵抗曲げモーメント	規格値 73650kN・m 平均値 74600 kN・m 変動係数 1.6%	規格値 -431684kN・m 平均値 -445353 kN・m 変動係数 1.1%
信頼性指標	16	-
部材係数	0.75	-

表-8 試算結果 (せん断)

照査位置	中間支点 (中央径間側)	側径間 (支間 1/4 の位置)	橋台
断面力	現行 20711kN 想定 13927kN	現行 -14092kN 想定 -9342kN	現行 36111N 想定 2383kN
配筋	D19mm ctc125mm	D19mm ctc125mm	D13mm ctc300mm
せん断耐力	規格値 21225kN 平均値 25150kN 変動係数 4.0%	規格値 14998kN 平均値 18052kN 変動係数 4.1%	規格値 3644kN 平均値 4377kN 変動係数 5.9%
信頼性指標	11	12	7.7
抵抗係数	0.55	0.52	0.54

これらの結果から、荷重組合せを 1.05D+1.6L+1.0 (CR+SH) に変更した場合に、現行とほぼ同等な安全性を有する部材を設計するための部材係数を算定すると、0.75 となった。

次に、中間支点部の破壊抵抗曲げモーメントに着目すると、材料強度等の平均値を用いた破壊抵抗曲げモーメントは想定する断面力の約 2.1 倍と大きくなった。これは、張出し架設のために必要な PC 鋼材量が、破壊抵抗曲げモーメントの照査で必要量を上回っていたためである。このように耐力以外の観点から断面が決定されているので、中間支点上については、信頼性指標の試算は行わなかった。

(3) せん断に関する試算結果

試算結果の概要を表-8に示す。中間支点の中央径間側においては、コンクリートや鋼材の強度等に表-6に示す平均値を用いて算出したせん断耐力は、想定する荷重組合せを 1.05D+1.6L+1.0 (CR+SH) とした場合の断面力の約 1.8 倍となった。しかし、せん断耐力の変動係数は約 4.0%と曲げに比べると大きく、信頼性指標 β は 11 と曲げに比べると小さくなった。

3. 3. 2 曲げ耐力に関する試算結果の比較

(1) 断面形状・構造形式による比較

図-6に支間長が 20m の RC・PRC・PC 中空床版橋 (a20、b20、c20) および PC ポスTEN T げた橋 (d20) の支間中央を対象に算出した信頼性指標 β および耐力 (破壊抵抗曲げモーメント) の変動係数を示す。RC 部材および PRC 部材では相対的に耐力の変動係数が大きく、信頼性指標が比較的小さくなった。そこで、これらの試算ケースについて詳しく見ると、RC 部材、PRC 部材では、表-6に示す変動要因のうち鉄筋の強度の変動によって部材の中立軸位置に変化が生じることの影響が比較的大きいことがわかった (例えば、図-7)。ただし、現行と同程度の安全性を有するような部材係数を試算すると、0.61 (RC 中空床版橋) ~0.69 (PC 中空床版橋) と顕著には異ならなかった。

(2) 支間長の影響

図-8に支間長の異なる PC 箱げた橋 (f40~f120) について算出した信頼性指標 β および耐力の変動係数を示す。これらの三つでは支間長の長いものほど信頼性指標が小さくなった。この理由としては、支間長の長いものほど想定した断面力の現行の断面力に対する比が大きくなり、耐力と断面力との距離が相対的に近づいたこと、この型式では、表-6に

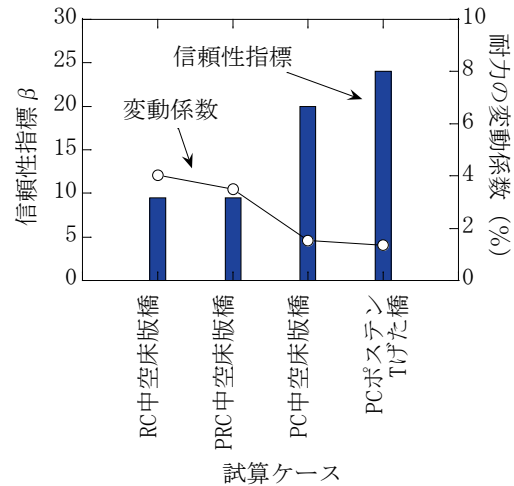


図-6 信頼性指標の比較 (曲げ、a20~d20)

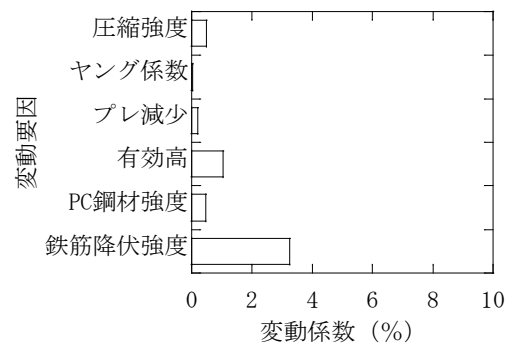


図-7 耐力の変動要因 (曲げ、b20)

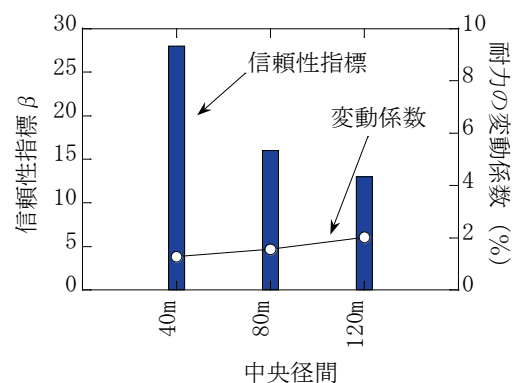


図-8 信頼性指標の比較 (曲げ、f40~f120)

示した変動要因のうち、乾燥収縮・クリープの大きさなど、有効プレストレス力に影響を与える要因が比較的大きいが、支間長の長いものほどその影響を受けやすいことがあった。現行と同程度の安全性を有するような部材係数を試算すると、0.64 (三径間とも支間長 40m) ~0.75 (中央径間 80m、側径間 40mm) であった。

一方、ここでは詳細を省略するが、三径間連結 T げた橋の中央径間における試算ケース (e20~e40) では、支間長が長いものほどわずかながら信頼性指標 β が大きくなった。支間長の影響は、断面形状等によっても異なる可能性がある。

(3) 曲げ耐力に関する試算のまとめ

曲げに関する試算の結果を比較したところ、全体的に変動係数が小さくそのわずかな違いで信頼性指標 β の値が大きくなり変化する、特に RC 部材・PRC 部材では鉄筋の強度の変動による影響を受けるため、信頼性指標が PC 部材よりも小さくなること、などがわかった。

3. 3. 3 せん断耐力に関する試算結果の比較

(1) 断面形状・構造形式による比較

図-9 に支間長が 20m の RC・PRC・PC 中空床版橋 (a20, b20, c20) および PC ポステン T げた橋 (d20) の支点付近を対象に算出した信頼性指標 β および耐力の変動係数を示す。せん断に関する照査では、耐力の変動係数が曲げの場合よりも比較的大きく、信頼性指標 β は曲げと比較すると小さくなった。

図-9 に示した試算ケースについて詳細に見ると、表-6 に示した変動要因のうちコンクリート強度の影響が比較的大きいことがわかった。例えば、RC 中空床版橋では、せん断耐力のうちコンクリート負担分は約 23% と小さかったが、コンクリート強度の変化が耐力に与える影響は変動係数で約 2% あった。PRC 中空床版橋では、せん断耐力のうちコンクリート負担分は約 66% と大きく、その変動はさらに大きくなった (図-10)。

また、せん断照査位置によっても信頼性指標 β の値は異なった。先に示した PC 箱げた橋 (f80) の試算結果 (表-8) でも、斜引張鉄筋量が小さい部位で信頼性指標 β が小さくなる傾向が見られた。

(2) 支間長の影響

図-11 に支間長の異なる PC 箱げた橋 (f40~f120) 信頼性指標 β および耐力の変動係数を示す。支間長による信頼性指標 β の違いは、この場合顕著ではなかった。

(3) せん断耐力に関する試算のまとめ

せん断に関する試算の結果を比較したところ、コンクリート、鉄筋、プレストレス力のせん断耐力寄与分のうち、コンクリートの寄与分が大きい試算ケースで信頼性係数が小さくなることなどがわかった。なお、今回の試算では、斜引張鉄筋の配置を考える上で、最小鋼材量に関する構造細目を無視している。

構造細目を遵守するように鋼材を配置すると、せん

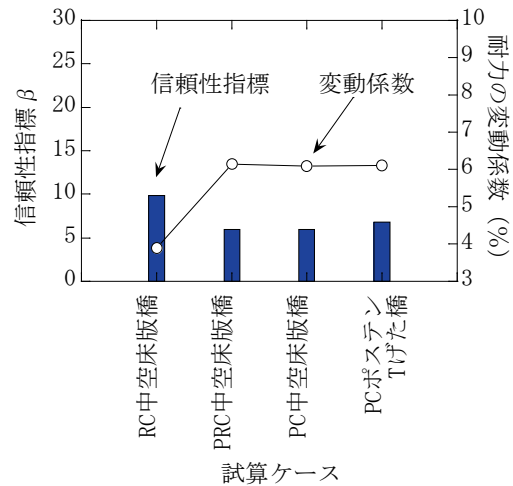


図-9 信頼性指標の比較 (せん断、a20~d20)

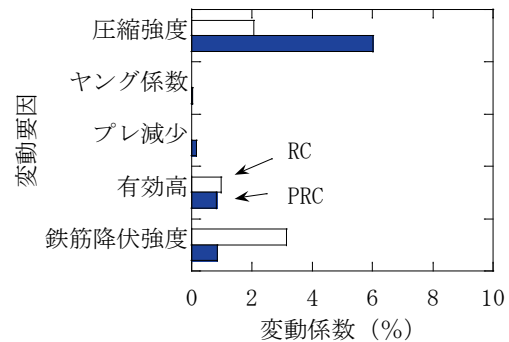


図-10 耐力の変動要因 (せん断、a20, b20)

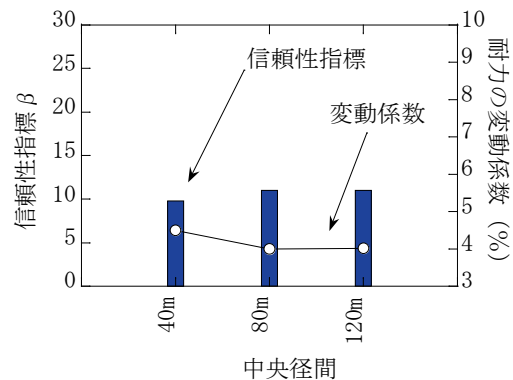


図-11 信頼性指標の比較 (せん断、f40~f120)

断耐力に関する信頼性指数 β の値は、今回算出されたよりも大きくなると予想される。

3. 4 信頼性指標及び抵抗係数の試算のまとめ

コンクリート橋の耐荷性状に影響をあたえる材料・構造等の要因を整理し、その影響程度を把握した。また、曲げモーメントまたはせん断力の影響を

うける部材について、荷重組合せを想定し、信頼性指標および部材係数の試算を行って、現行と同程度の構造安全性を有するような部材を設計するために必要な係数の値を把握した。

試算の結果について詳細に見ると、曲げについては、耐力の変動は小さく、全般に信頼性指標が大きくなること、せん断については、コンクリートの負担分が大きいケースで信頼性指標が小さくなる傾向があること、などがわかった。

なお、今回の試算では、現状では確率的に考慮することが困難な要因(例えば、荷重側のばらつきや、耐力評価式の評価結果と実際の耐力との差異など)について、ばらつきがないものとして計算しているので、ここで得られた信頼性指標 β は目安であり、部材の破壊確率を正確に予測したものではない点に注意が必要である。

4. 曲げひび割れ幅算定手法に関する検討

4.1 曲げひび割れに関する検討の着眼点

活荷重作用時等に曲げひび割れの発生を許容するプレストレストコンクリート構造 (PRC 構造) を採用するためには、発生するひび割れの幅を適切に評価し、制御する必要がある。しかし、現状では、曲げひび割れ幅の予測や、曲げひび割れの発生が部材の耐久性に与える影響に関して、表-9に示す疑問点があった。

そこで、はり供試体の持続載荷試験を行って、特に PRC 部材を念頭においてそのひび割れ性状やひび割れ幅の長期変化について検討した。また、実験室での実験は、ある程度スケールダウンした供試体で行わざるを得ないが、そのような供試体で十分に実物を模擬できているか不明であったので、桁高の異なるはり供試体の載荷試験を行い、ひび割れ性状の比較を行った。本章では、これらの検討結果の概要を示す。

なお、ひび割れが鋼材腐食に与える影響について

の検討結果は次章に示す。

4.2 はり供試体の持続載荷試験¹⁴⁾⁻¹⁸⁾

4.2.1 検討方法

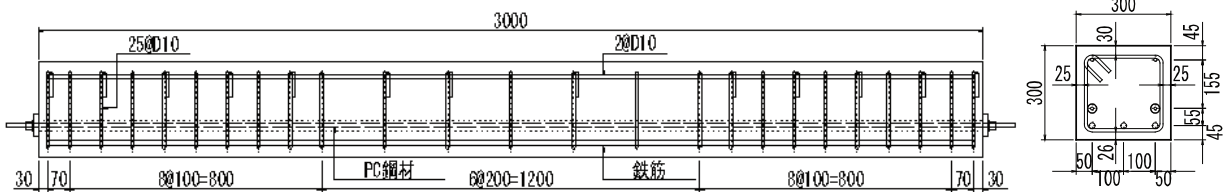
(1) 供試体

持続載荷試験に用いた供試体の形状、寸法を図-12に、諸元を表-10に示す。

供試体は、いずれも断面形状が 300×300mm、長さを 3000mm とし、プレストレス導入度を変化させたものを作製した。まず、この実験シリーズで仮定する設計曲げモーメント $M=27.5\text{kN}\cdot\text{m}$ (以下、 $1M_d$) が作用する時に部材引張縁の応力度がゼロとなるようにプレストレス力を定めたものを供試体 A1 とした。これに対し、プレストレス導入度 k を約 60% としたものを供試体 B1、0% としたものを供試体 D1 とした。また、設計曲げモーメントの 2 倍の持続荷重 (以下、 $2M_d$) を与える供試体を供試体 B2 ($k=60\%$)、供試体 C2 ($k=30\%$)、供試体 D2 ($k=0\%$) とした。この $2M_d$ の荷重を載荷した直後には、いずれの供試体でも引張鉄筋の応力度が概ね $200\text{N}/\text{mm}^2$ となるように鉄筋径を定めた。

表-9 曲げひび割れ幅の照査に関する疑問点

項目		疑問点
ひび割れ幅予測	コンクリートの乾燥収縮、クリープの影響	特に PRC 部材において、持続的に荷重の影響を受ける場合に、曲げひび割れ幅がどのように変化するか明確ではない。
	部材寸法の影響	実験室での試験で得られたひび割れ性状に関する知見が、実造物 (通常、桁高が供試体よりも大きい) にもあてはまるか、明確ではない。
耐久性に与える影響	鋼材の腐食に与える影響	これまでにも多くの検討がなされているが、ひび割れの有無やひび割れ幅が腐食に与える影響について、明確な結論を得るにはいたっていない。



単位：mm

図-12 供試体の形状・寸法

表-10 供試体の諸元

供試体	PC 鋼材	引張 鉄筋	緊張力 (kN)	$k^{*1)}$ (%)	M/M_d	$\sigma_s^{*2)}$ (N/mm ²)	$\sigma_c^{*3)}$ (N/mm ²)
A1 ^{*4)}	2-φ17	2-D10	272	100	1.0	1.6	0.0
B1	2-φ13	3-D16	159	58	1.0	38.0	2.1
B2					2.0	222.0	7.5
C2	2-φ9.2	3-D19	80	29	2.0	219.0	8.7
D1	—	3-D22	—	0	1.0	110.8	4.8
D2					2.0	210.8	9.8

*1) k はプレストレス導入度で、 $k = M_0 / M_d$ 。ここに、 M_0 ：プレストレス力および軸方向力によるコンクリート応力度が部材引張縁でゼロとなる曲げモーメント、 M_d ：設計曲げモーメント(=27.5kN・m)、 M ：持続荷重による曲げモーメント。

*2) コンクリートの寄与を無視した鉄筋引張応力度の計算値。なお、緊張力は表中の値、ヤング係数比は材料の試験結果から算出した値を使用した。

*3) 全断面有効と仮定した場合のコンクリートの縁仮想引張応力度の計算値（ただし、持続荷重開始時点）。

*4) A1 は荷重によってひび割れが生じない参考供試体。

表-11 コンクリートの配合・材料試験結果

水セメント比 (%)	単位水量 (kg/m ³)	細骨材率 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
49.0	148	42.5	39.7	28.6	3.22

※セメントは、早強ポルトランドセメントを使用した。

※最大粗骨材寸法 25mm の骨材を使用した。

※コンクリートの材料試験結果は、材齢 28 日で試験した円柱供試体の結果を示した。

(2) 使用材料

コンクリートの配合および材料試験結果を表-11 に、鋼材の材料特性値を表-12 に示す。全ての供試体で同一バッチのコンクリートを用いた。なお、PC 鋼材は SBPR930/1030 (B 種 1 号)、鉄筋は SD345 のものを用いた。

(3) プレストレスの導入

打設後 10 日目に PC 鋼材の緊張作業を行った。緊張管理はロードセルにて行い、各供試体とも 2 本の PC 鋼材を片側より同時に緊張した。この際、所定の緊張力が得られるように 3~4% の引き越し後、定着具を締め付けた。緊張翌日にグラウトを注入した。

(4) 荷重方法

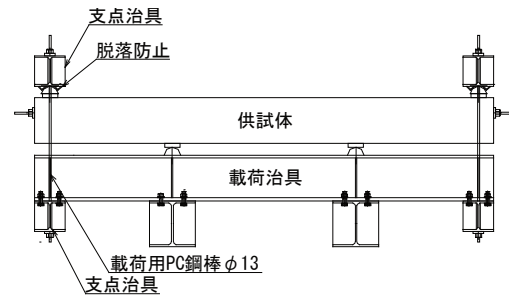
供試体は材齢約 28 日より持続荷重を実施した。持続荷重は、図-13 に示すように供試体の上面が引張縁となるように上下反転させ、端部の荷重用 PC 鋼棒を緊張することにより行った。定期的にこの荷重用 PC 鋼棒の張力を調整し、一定の荷重が加わるようにした。

(5) 持続荷重中の測定

持続荷重中は、供試体中央のたわみ、等曲げモーメント区間の引張鋼材のひずみ量 (10 点)、コンク

表-12 鋼材の材料特性値

鋼材の種類	降伏強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	リラクゼーション (%)
PC 鋼材	φ 9.2	1262	2.85
	φ 13	1055	3.00
鉄筋	D22	386	—
	D19	379	—
	D16	365	—



※中央部の等曲げモーメント区間は、幅 1200mm

図-13 持続荷重の状況

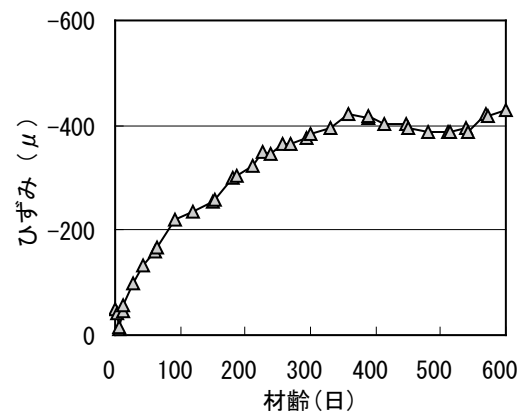


図-14 乾燥収縮ひずみ

リートのひずみ量 (4 断面、各 3 箇所)、荷重用 PC 鋼棒のひずみ量をモニタリングした。また、標点間

距離 100mm のコンタクトゲージを用いて等曲げモーメント区間内の引張縁コンクリートの伸び量を測定し、ひび割れが認められた部位では、載荷開始前からの伸び量をひび割れ幅と考えた。

(6) 乾燥収縮試験

持続載荷を行うはり供試体の長期的な挙動と比較するため、はり供試体と同時に製作、養生した無筋のコンクリート供試体 (300×300×1200mm) を用いて材齢に伴う乾燥収縮ひずみを測定した。その結果を図-14 に示す。

材齢 28 日前後での乾燥収縮ひずみは、100 μ 程度であった。また、材齢が約 1 年を超えると、その後のひずみの増加はわずかであった。

4. 2. 2 実験結果と考察

(1) ひび割れ本数・ひび割れ間隔

各供試体中央部の等曲げモーメント区間内に入ったひび割れの本数、ひび割れ間隔を表-13 に示す。

B1 供試体は、曲げ載荷によって生じるコンクリートの引張応力度が引張強度以下となるように設計した PRC 部材で、載荷を開始した直後はひび割れが発生しなかったが、載荷後 60 日にひび割れが観察された。その後のひび割れの増加は認められなかった。それ以外の供試体は全て、載荷を開始した直後に表-13 に示したひび割れが認められ、その後のひび割れ本数の増加はなかった。

設計曲げモーメントを載荷した B1、D1 供試体では、その 2 倍の曲げモーメントを載荷した B2、D2 供試体よりもひび割れ本数が少なかった。したがって、B1、D1 供試体は、曲げひび割れの定常状態 (載荷荷重を増加させても新たなひび割れが発生しない状態) には達していないものと考えられる。一方、B2、C2、D2 供試体は、2Md に到達するまでの間の観察から、概ね定常状態に達していると考えられた。

ひび割れがほぼ定常状態達している B2、C2、D2 供試体を比較すると、ひび割れの本数やひび割れ間隔に顕著な違いはなかった。また、本報では詳細を略すが、持続載荷を開始した直後の各供試体における最大ひび割れ幅は、引張鉄筋のひずみの最大値と良い関係があり、プレストレス導入度とひび割れ幅の関係は明確ではなかった。

(2) 持続載荷試験中の供試体の変形

持続載荷中の各供試体のたわみの変化を図-15 に示す。たわみには、いずれの供試体でも共通して上下する傾向があった。これについて検討したところ、供試体の温度変化との関係が認められ、夏季は

たわみが増大し、冬季はたわみが減少する傾向があった。載荷によって供試体が拘束されており、温度変化の影響を受けたものと考えられる。そこで、以降は、供試体温度がほぼ同等とみなせる観察日の測定結果に着目して比較した。

次に、各供試体の平均鉄筋ひずみの変化を図-16 に示す。載荷によって生じる鉄筋ひずみがほぼ同等のなるように計画した B2、C2、D2 供試体の鉄筋ひずみは、載荷直後から載荷後 570 日までほぼ同様な

表-13 ひび割れの本数・間隔

供試体	ひび割れ本数	ひび割れ間隔	
		最大	平均
B1	5 本	271mm	220mm
B2	10 本	166mm	118mm
C2	9 本	196mm	142mm
D1	7 本	258mm	186mm
D2	9 本	199mm	140mm

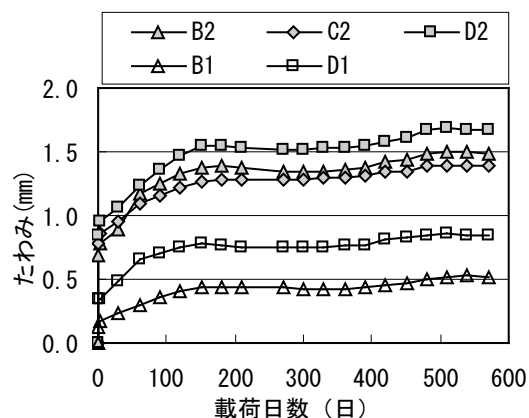


図-15 持続載荷中のたわみの変化

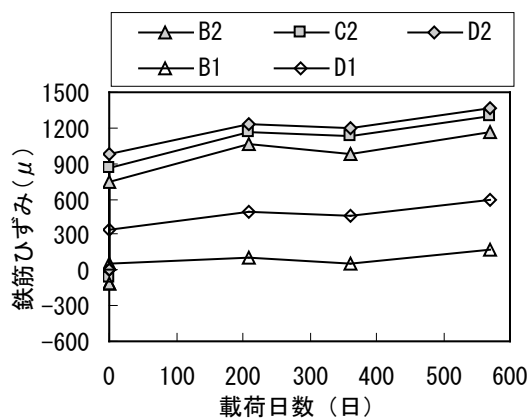


図-16 持続載荷中の鉄筋ひずみの変化変化を示した。すなわち、持続載荷中の鉄筋ひずみの増加に関しては、プレストレス導入度の影響は明

確ではなかった。

最後に、各供試体の最大ひびわれ幅の変化を図-17に示す。今回は、荷重によって生じる鉄筋ひずみによってコントロールしたので、B2、C2、D2 供試体を比較すると、プレストレス力の大きい供試体ほど、曲げひび割れ幅の最大値が小さかった。しかし、荷重直後から荷重後 570 日までの変化に着目するとほぼ同程度で、最大ひび割れ幅の増加に関しては、プレストレス導入度の影響は明確ではなかった。

(3) 乾燥収縮およびクリープが曲げひび割れ幅に与える影響

土木学会のコンクリート標準示方書¹⁹⁾では、曲げひび割れ幅を評価する式として式(3)が示されている。

$$w = l \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right) \quad (3)$$

ここに、 w : 曲げひび割れ幅

l : ひび割れ間隔

σ_{se} : 鋼材位置のコンクリート応力度が 0 の状態からの鉄筋応力度の増加量 (N/mm²)

E_s : 鉄筋の弾性係数 (N/mm²)

ε'_{csd} : コンクリートの収縮およびクリープ等を考慮するための数値

式(3)のように、ひび割れ幅の長期変化の要因は、鉄筋応力度の変化と、コンクリートの乾燥収縮およびクリープ等に大別することができる。この持続荷重試験では、モニタリング結果から、曲げひび割れ幅 (w) と鉄筋応力度の増加量に起因する曲げひび割れ幅 (w_s) が得られるので、両者の差をコンクリートの収縮およびクリープに起因するひび割れ幅と考えた。荷重直後 (荷重後 1 日) および荷重後 570 日のモニタリング結果から、コンクリートの収縮およびクリープに起因するひび割れ幅を求めて図-18に示す。

まず、プレストレスが導入されていない D2 供試体に注目すると、荷重後 1 日はコンクリートの収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅は小さかった。また、荷重後 1 日と荷重後 570 日のデータを比較すると、荷重後 1 日の時点で幅が大きいものほど収縮およびクリープ等の影響が大きかった。曲げひび割れ幅が大きい部位ほど、隣接するひび割れとの間隔が大きく、収縮やクリープの影響を受けやすいものと考えられる。

次に、PRC 部材である B2 供試体に注目すると、荷重直後のひび割れ幅がひび割れによって大きく異なっていた。また、持続荷重中の収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅 ($w-w_s$) の変化もひ

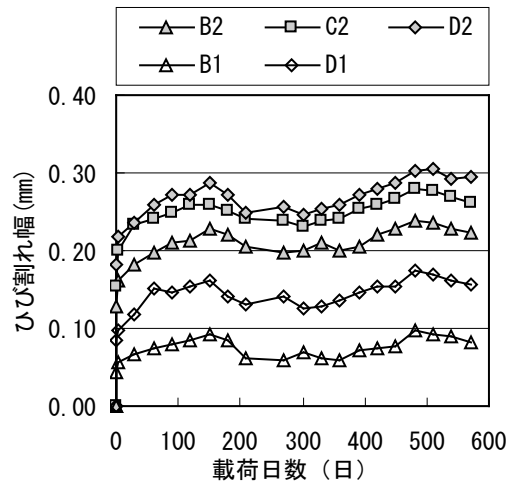


図-17 持続荷重中の最大曲げひび割れ幅の変化

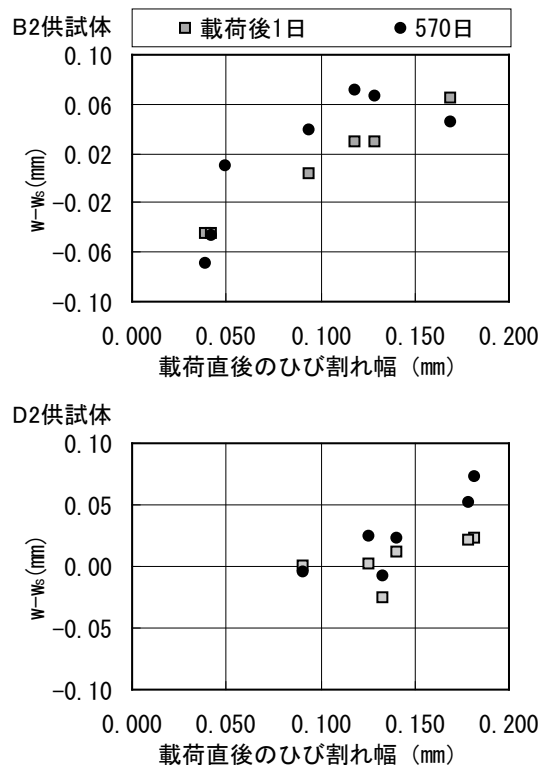


図-18 コンクリートの収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅

ひび割れによる違いが大きく、荷重直後のひび割れ幅との関係は明確でなかった。なお、荷重直後のひび

割れ幅が 0.05mm 程度以下のひび割れでは、持続荷重期間中の収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅の変化が負となっていた。すなわち、プレストレスが導入されている部材で、荷重直後に観察されたひび割れのうちひび割れ幅が小さいものは、長期的にはひび割れとして挙動していない可能性があった。本報では省略するが、C2 供試体でも同様な結果であった。

ここで、持続荷重中の収縮およびクリープ等の影響によるひび割れ幅 ($w-w_s$) の変化を供試体ごとに整理し平均値を求め、式(3)の ϵ'_{csd} を逆算した結果を図-19 に示す。 ϵ'_{csd} は、荷重後 360 日まで増加傾向にあり、その後はほぼ一定の値を示した。この傾向は、乾燥収縮ひずみ (図-14) の結果と同様な傾向であった。B2,C2,D2 供試体の ϵ'_{csd} は、荷重後 360 日までほぼ同等の値であり、プレストレスの影響は明確ではなかった。また、荷重が小さい B1,D1 供試体でも、多少のばらつきはあるが、荷重が大きい B2,D2 供試体とほぼ同等な結果であった。

4. 2. 3 持続荷重試験結果のまとめ

持続荷重試験を行って、PRC はり供試体および RC はり供試体の曲げひび割れ性状及び、ひび割れ幅の長期変化について検討した。その結果、

- 1) 荷重を開始した直後の最大曲げひび割れ幅は、引張鉄筋のひずみから予測することができ、プレストレスの大小が両者の関係に与える影響は顕著ではなかった。
- 2) 長期持続荷重におけるたわみ、鉄筋ひずみ、曲げひび割れ幅の増加について、導入したプレストレスの影響は顕著ではなかった。
- 3) 個々のひび割れの幅の長期変化について見ると、プレストレスの導入された供試体では、ひび割れによる傾向の違いが大きかった。
- 4) コンクリートの収縮およびクリープ等の影響である ϵ'_{csd} の平均値には、導入プレストレスや荷重による影響は明確には認められなかった。などの知見が得られた。これらの結果から、PRC 部材の曲げひび割れの発生および長期変化については、概ね RC 部材と同様に評価できると考えられる。ただし、個々のひび割れについて見ると、PRC 部材では、ひび割れによってひび割れ幅の長期変化の程度が異なるなど、RC 部材と比較してひび割れ幅の長期変動にばらつきが見られる。この理由は現状では

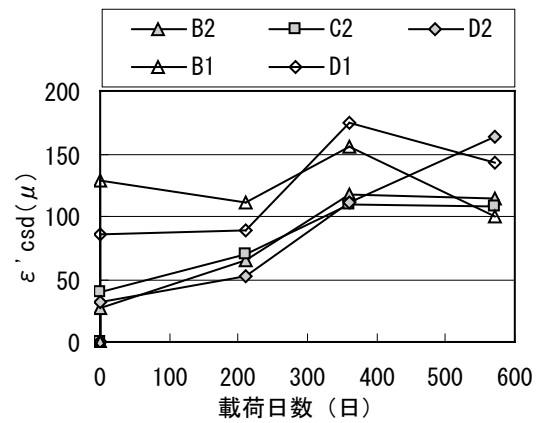


図-19 供試体ごとに算出した ϵ'_{csd} (平均値)

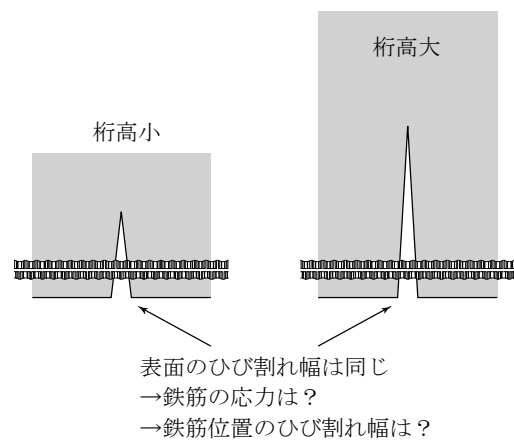


図-20 桁高が異なる場合の曲げひび割れ性状に関する疑問点 (イメージ)

明確でなく、ひび割れ幅の評価において留意する必要がある。

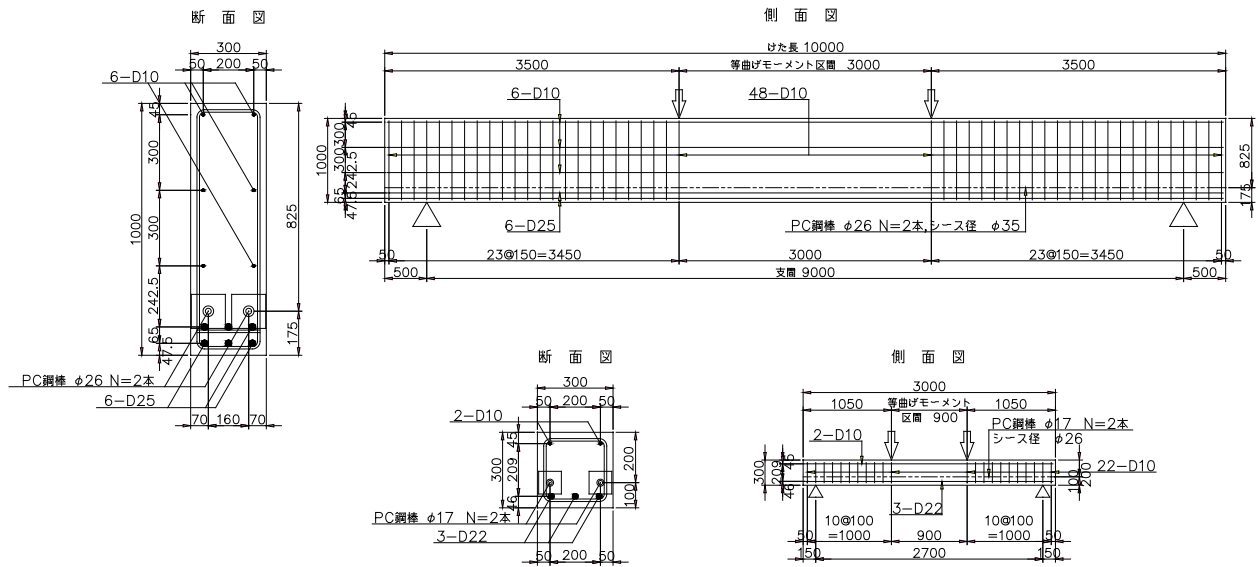
4. 3 桁高の異なるはり供試体の曲げ荷重試験

4. 3. 1 検討方法

(1) 供試体

前節で述べた持続荷重試験を含め、通常、実験的検討を行う際には、実構造物をスケールダウンさせた供試体を用いる。しかし、曲げひび割れが生じるはりの桁高が著しく異なると、曲げひび割れ性状も異なるおそれがある (図-20)。既往の実験のほとんどは実験が行いやすい寸法の供試体がいわれており、上記のような疑問点については明確な知見がなかったため、桁高の異なるはり供試体の曲げ荷重試験を行った。

試験を行った供試体の形状、寸法を図-21 に、諸元を表-14 に示す。供試体は、引張鋼材比およびパーシャルプレストレス比が概ね同程度になるように



上段：大型供試体 下段：小型供試体 (単位：mm)

図-21 はり供試体の形状・寸法

表-14 供試体の諸元

供試体	PC 鋼棒	引張 鉄筋	緊張力 (kN)	η *1) (%)	λ *2) (%)
PRC1	2-φ26	6-D25	654	1.013	48
RC1			0	1.013	0
PRC2	2-φ17	3-D22	271	1.290	51
RC2			0	1.290	0

*1) η は引張鋼材比であり、引張鉄筋の断面積を供試体の断面積で除したものである。

*2) λ はパーシャルプレストレス比であり、 $\lambda = A_p \cdot f_{py} / (A_p \cdot f_{py} + A_s \cdot f_{sy})$ 。ここに、 A_p ：PC 鋼材の断面積(mm²)、 f_{py} ：PC 鋼材の降伏点強度(N/mm²)、 A_s ：鉄筋の断面積(mm²)、 f_{sy} ：鉄筋の降伏点強度(N/mm²)。

鉄筋と PC 鋼棒を配置した桁高 1.0m (以下、大型供試体) と 0.3m (以下、小型供試体) のものを用意した。等曲げモーメント区間は桁高の 3 倍とした。

供試体 PRC1 および PRC2 は、PRC 部材を想定しており、圧縮応力が供試体下縁で 5N/mm² となるようにプレストレス力を導入した。

(2) 使用材料

コンクリートの材料試験結果を表-15 に、鋼材の材料試験結果を表-16 に示す。コンクリートの水和熱による温度上昇によって大型・小型供試体の養生条件に違いが生じることを極力避けるため、中庸熟ポルトランドセメントを使用した。供試体の製作が冬季であったため、材齢 1~7 日までは 20℃、材齢 7~11 日までは 10℃となるように蒸気養生した。PC 鋼棒は SBPR930/1030 (B 種 1 号)、鉄筋は SD345 のものを用いた。

表-15 コンクリートの材料試験結果

圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 (kN/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	載荷時の材齢 (日)
46.3	28.2	3.16	49
45.6	28.8	3.50	45
46.4	29.9	3.18	40
47.2	29.2	3.57	34

※材料試験には、はり供試体と同時に製作し、同様な上場を行った円柱供試体を用いた。

表-16 鋼材の材料試験結果

鋼材種類	呼び名	弾性係数 kN/mm ²	降伏強度 N/mm ²
PC 鋼棒	φ26	201	1052
	φ17	201	1047
異形鉄筋	D25	197	375
	D22	200	381

(3) プレストレスの導入

供試体は、打設後 11 日に脱枠を行い、20 日目に PC 鋼棒の緊張作業を行った。この際、PC 鋼棒のひずみをモニタリングし、所定の緊張力が得られるように 3~4%の引き越し後、定着具を締め付けた。なお、PC 鋼棒とコンクリートとの付着により曲げひび割れ性状に影響を及ぼすことがないように、グラウトは注入しなかった。

(4) 載荷方法

載荷試験は、等曲げモーメント区間内に 100mm 間隔で設置した鉄筋ひずみをモニタリングしながら行い、その最大値が 1000 μ の引張ひずみとなるまで載荷した。

荷重中は、等曲げモーメント区間におけるひび割れの発生状況を目視で観察した。ひび割れ幅は、あらかじめ設置した π 型変位計とひび割れの発生を認めた直後に設置した π 型変位計を用いて測定した。 π 型変位計は、一つのひび割れに対し、ひび割れ幅を供試体の下面ならびに側面（主鉄筋位置）の二箇所まで測定できるように二つ設置した。

4. 3. 2 実験結果と考察

(1) コンクリートの曲げひび割れ強度

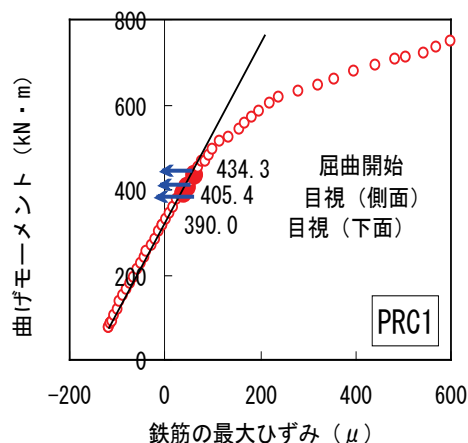
供試体 PRC1 の曲げひび割れ発生前後の曲げモーメントと最大鉄筋ひずみの関係を図-22 に示す。図には、「目視（下面）」として、目視確認により最初にひび割れが確認された時点点を記録した。また、「目視（側面）」として、供試体側面のひび割れ高さが引張主鉄筋位置に達した時点点を記録した。また、「屈曲開始」として、最大鉄筋ひずみが、荷重初期の曲げモーメント-最大鉄筋ひずみの直線関係から外れた時点点を記録した。

このように求めたひび割れ発生モーメントにおけるコンクリートの引張応力度の計算値（仮想引張応力度）を図-23 に示す。供試体 PRC1 を除くと、「目視（側面）」および「屈曲開始」における仮想引張応力度は、コンクリートの割裂引張強度に近かった。しかし、桁高の異なる供試体を比較すると、桁高が高い供試体では各ステップでの仮想引張応力度が小さくなる傾向があり、桁高が曲げひび割れ強度に寄与する可能性があることが確認できた。なお、「目視（下面）」における仮想引張応力度は、「目視（側面）」や「屈曲開始」と同程度の場合もあれば、これらと異なる場合もあった。

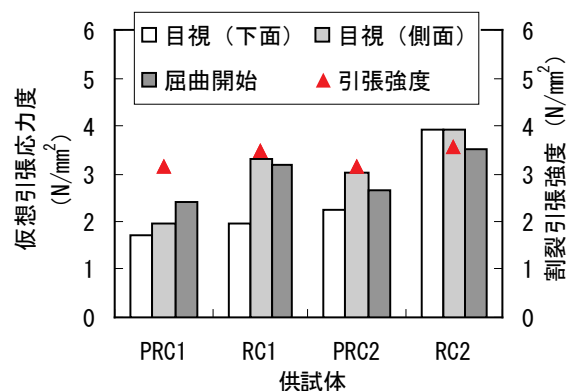
(2) ひび割れ本数・ひび割れ間隔

荷重中の最大鉄筋ひずみの増加とひび割れ本数の関係を図-24 に示す。大型供試体（PRC1、RC1）と小型供試体（PRC2、RC2）を比較すると、小型供試体では、ひび割れの増加が早く、鉄筋の最大ひずみが 400 μ 程度に達した後は、ひび割れの増加がないか、わずかであった。一方、大型供試体では、鉄筋の最大ひずみが 800~900 μ 程度に達するまで、ひずみの増大に応じて少しずつひび割れ本数が増加していた。このように、曲げひび割れの定常状態（荷重荷重を増加させても新たなひび割れが発生しない状態）に到達した際の最大鉄筋ひずみは、桁高が高い供試体ほど大きかった。

最大鉄筋ひずみが 1000 μ に達した際のひび割れ



※図中の直線は、荷重初期のデータから求めた回帰直線である。
 ※荷重開始時点では、自重により 74.4kN・m の曲げモーメントが作用していた。一方、プレストレス力も導入されており、鉄筋は当初 162 μ 圧縮側にあった。
 図-22 曲げひび割れ発生前後の曲げモーメントと最大鉄筋ひずみの関係（供試体 PRC1）



※割裂引張強度は、材料試験による（表-15）。
 図-23 曲げひび割れ強度の算定結果

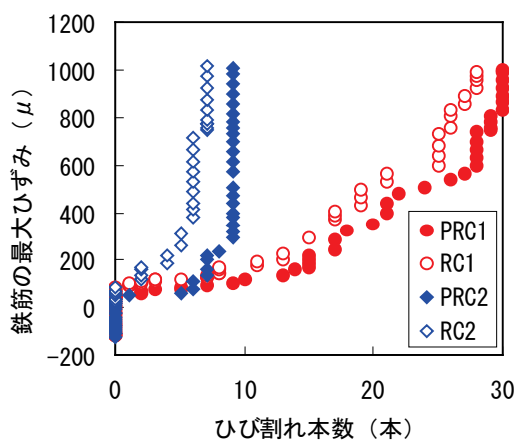


図-24 最大鉄筋ひずみとひび割れ本数

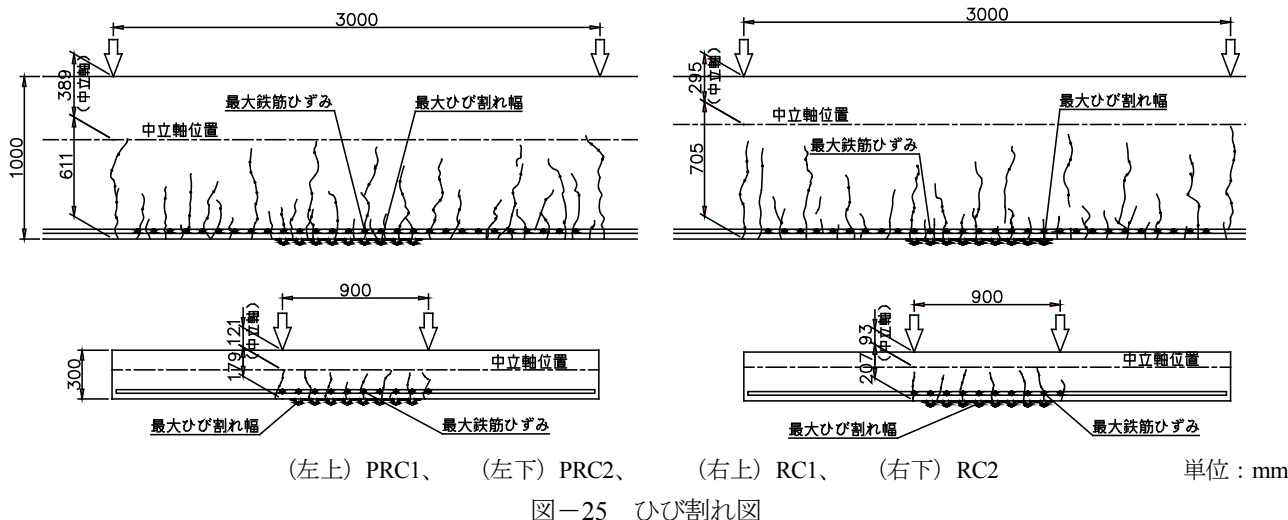


図-25 ひび割れ図

状況を図-25 に示す。いずれの供試体でも、ひび割れは、引張領域のコンクリートの寄与を無視して算出した中立軸位置付近まで進展していた。ただし、大型供試体では、ひび割れの長さがまちまちであったのに対し、小型供試体ではほとんどのひび割れが中立軸位置まで進展していた。

各供試体のひび割れ性状を表-17 に示す。桁高の異なる供試体のひび割れ本数の違いは、桁高の比率 ($1000/300=約 3.3$ 倍) と同程度の結果となった。

最大ひび割れ間隔は、各供試体で概ね 200mm となり桁高やプレストレスの有無による影響は見られなかった。また、各供試体の最大ひび割れ間隔と平均ひび割れ間隔の比率は 1.5~2.0 倍程度であり、前節で述べた持続載荷試験時の曲げひび割れ性状とも概ね一致した。

(3) 供試体下面と主鉄筋位置でのひび割れ幅の比較

一本のひび割れについて、供試体下面と供試体側面の主鉄筋位置の二箇所でのひび割れ幅を測定し、その結果を比較した (図-26)。大型供試体の PRC1、小型供試体の PRC2 とともに、下面と鉄筋位置でのひび割れ幅の差は 0.05mm 以下で小さかった。また、供試体 RC1 と RC2 でも、両測定箇所のひび割れ幅の差は顕著ではなかった。すなわち、今回実験した範囲では、供試体下面と主鉄筋位置のひび割れ幅はほぼ同等であるとみなしてよいものと考えられる。

4. 4 曲げひび割れ幅算定手法に関する検討結果

活荷重作用時等に曲げひび割れの発生を許容するプレストレスコンクリート構造 (PRC 構造) の採用を念頭において、発生するひび割れの幅を適切に評価し、制御するために必要な検討を行った。

表-17 各供試体のひび割れ性状

供試体	本数 (本)	ひび割れ間隔		
		最大 (mm)	平均 (mm)	最大/平均
PRC1	30	223	103	2.16
RC1	28	191	111	1.72
PRC2	9	206	115	1.79
RC2	7	188	152	1.23

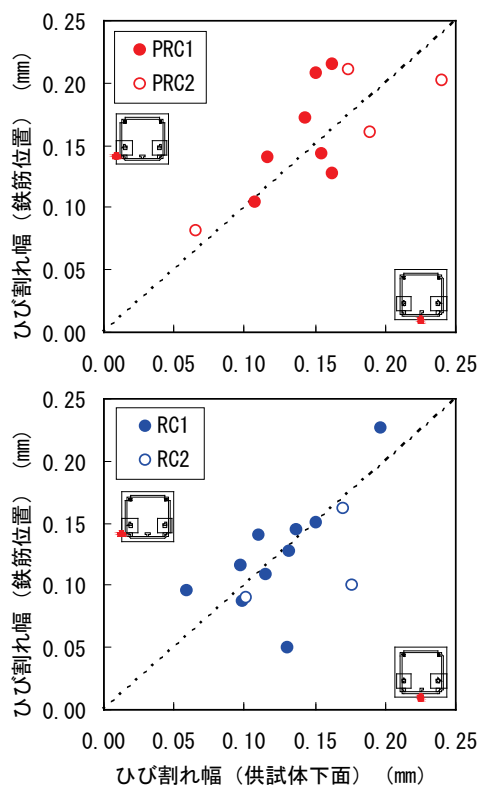


図-26 供試体下面と供試体側面 (主筋位置) でのひび割れ幅の比較

はり供試体の持続荷重試験を行った結果、持続的に作用する荷重によるひび割れの増加は、その平均値については、十分予測可能であった。ただし、鉄筋コンクリート供試体では、等曲げモーメント区間に入ったひび割れが比較的類似した挙動を示したのに対し、プレストレスを導入した供試体では、ひび割れごとに、ひび割れ幅の長期変化の程度が異なっていた。この理由は十分には明確でなく、ひび割れ幅予測の精度を検討する上で留意する必要がある。

桁高 0.3m のはり供試体と、桁高 1m のはり供試体の荷重試験を行ってその曲げひび割れ性状を比較した結果、鉄筋の最大ひずみが 1000 μ 程度となった時点では、プレストレスの有無に関わらず、ひび割れ本数、ひび割れ間隔、コンクリート表面のひび割れ幅等には顕著な違いが生じなかった。これらの結果から、桁高 0.3m 程度の供試体でも、実構造物のひび割れ性状を模擬できているものと考えられる。また、今回の実験結果では、コンクリート表面のひび割れ幅と引張鉄筋位置でのひび割れ幅には顕著な違いは認められなかった。

5. ひび割れが鋼材腐食に与える影響に関する検討²⁰⁾

5. 1 鋼材腐食に関する検討の着眼点

一般に、コンクリート構造物のひび割れは、塩化物イオンや水、酸素など鋼材腐食の原因となる物質の侵入を容易にするため、耐久性上有害とならない範囲に制御することが必要と考えられている。道路橋示方書コンクリート橋編では、ひび割れ幅そのものを直接的には制限していないが、設計荷重作用時の照査で鉄筋の引張応力度を制限することなどで、耐久性上有害なひび割れが生じないように配慮している（表-2）。

また、コンクリート中の鋼材の腐食は、コンクリート構造物の主要な劣化要因の一つなので、これまでも種々の検討がなされている。しかし、現状でも、ひび割れ幅と鉄筋腐食の関係は必ずしも明確ではない。このため、構造物の耐久性確保のための設計は、経験的に行われているのが実情である。しかし、近年、活荷重作用時等に曲げひび割れの発生を許容するプレストレストコンクリート構造（PRC 構造）の採用も徐々に広がっており、ひび割れが耐久性に与える影響をより明確にした上で、耐久性に関する設計を行うことが求められている。

表-18 既存文献の調査結果のまとめ

項目	実験室（促進環境）での検討		実環境での検討
	ひび割れの有無	ひび割れ幅 ^{*1)}	ひび割れの有無およびひび割れ幅
塩化物イオンの侵入	影響大	影響小	不明確
中性化の進行	影響大	影響大	影響が認められる
腐食速度	影響が認められる ^{*2)}	不明確	不明確

*1) ひび割れ幅が 0.1~0.4mm 程度の範囲での検討結果

*2) 比較的高強度のコンクリート（水セメント比 40%程度）の場合に影響が認められる。

5. 2 既存研究の調査

まず、ひび割れが耐久性に与える影響について検討した種々の研究事例を調査した。その結果の概略を表-18 に示す。

ひび割れ部からの塩化物イオンの侵入に関しては、促進環境では、ひび割れがあるとその幅にかかわらず影響が大きく、侵入した塩分の影響で腐食が生じるおそれがあることがわかった（例えば、文献 21)）。一方で、実構造物の調査を行った結果、塩害環境下にあるにもかかわらず、ひび割れ部からの塩分の侵入は明確でないとする調査結果²²⁾ もあり、促進環境と実環境で違いが生じうることが課題として残った。

ひび割れ部からの中性化の進行に関しては、促進環境下においても、実環境下においても、ひび割れがあるとその影響が生じ、影響程度はひび割れ幅によって影響されるものと考えられた。

ひび割れ部の鋼材腐食の程度については、促進環境下での検討では、かぶりコンクリートの水セメント比が小さく、高強度で緻密な場合に、ひび割れが生じるとその影響が認められることがわかった（例えば、文献 23)）。しかし、実環境での検討では、報告によって結論が一定せず、ひび割れ幅の影響があるとする報告（例えば、文献 24)）もあれば、影響は顕著ではないとする報告（例えば、文献 25)）もあった。

実環境下における暴露試験で、ひび割れが腐食速度に与える影響について明確な結論を得られにくい理由としては、腐食現象そのものにばらつきが大きいことに加え、腐食を観察できる機会がある程度限定されるため、結果として観察された腐食量の大小に対し、どのような要因（例えば、塩化物イオンの

侵入、中性化深さ、水や酸素の供給)の影響を受けているのか明確にしづらい点があると考えられる。また、既往の研究では、暴露期間中にひび割れが閉塞したとの報告もあるが、ひび割れ幅の長期変化について触れられていない報告も少なくなかった。

そこで、ひび割れ幅を固定した供試体の屋外暴露を行い、比較的短期間(約1年)から、長期間(本課題の範囲を超えるが約10年を予定)までの観察機会を予定した暴露試験を計画した。また、近年利用が増えてきた、EPMA(電子線マイクロアナライザ)を用いた面分析を行い、ひび割れ近傍における塩化物イオンの侵入等をより詳細に把握することにした。

5.3 ひび割れ供試体の屋外暴露試験²⁶⁾

5.3.1 検討方法

(1) 供試体

暴露試験に用いた供試体の形状を図-27に示す。供試体は、長さ1mのSD295A(D13)を1本有する200×200×1,000mmの角柱とした。ひび割れは、材齢28日以降に、二点载荷で供試体中央付近に導入した。供試体に使用したコンクリートの配合を表-19に示す。

暴露試験の実験パラメータを表-20に示す。暴露環境の厳しさ、ひび割れ幅、かぶり、暴露期間、コンクリートの水セメント比などの影響が把握できるよう計画した。

(2) 暴露状況

供試体の暴露状況を図-28に示す。供試体は架台の上にひび割れ面を下向きにして設置した。新潟の暴露場は、主に海水の飛沫により飛来塩分が供給される環境であったが、沖縄の暴露場は、天候によっては海水が供試体に直接降りかかる環境であった。暴露は平成18年5~6月に開始した。

(3) 解体調査

平成19年および平成20年に暴露供試体の一部を回収し、解体調査を行った。本報では、平成20年(暴

露開始から約28ヶ月後)の解体調査を中心として報告する。解体調査では、鉄筋を取り出して腐食状態を目視観察・記録した。また、ひび割れ部の塩化物イオン濃度とその分布状況を把握するため、塩化物イオン濃度の測定とEPMA法による面分析を行った。塩化物イオン濃度の測定は、φ50mmのコアを厚さ10mmでスライスし、JIS A 1154に準拠して行った。

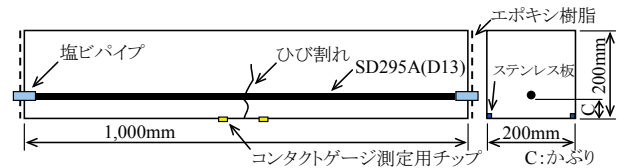


図-27 暴露供試体の形状

表-19 コンクリート配合

W/C (%)	s/a (%)	単位重量(kg/m ³)				
		W	C	S	G	混和剤
35	40.0	155	443	684	1065	4.43
55	44.8	160	294	820	1044	3.12

普通ポルトランドセメント
最大骨材寸法20mm, スランプ8cm, 空気量4.5%

表-20 実験パラメータ

暴露環境	ひび割れ幅	かぶり (mm)	暴露期間 (year)	水セメント比 (%)
つくば	なし	20 ^{※2}	1	
北陸 ^{※1}	0.2mm以下	30	2.5	35 ^{※3}
	0.3mm前後	50	5	55
沖縄	0.5mm以上	70	10	

※1: ひび割れ面を上向きにして設置した供試体も暴露 (W/C55%, かぶり30, 70mmのひび割れを導入した供試体のみ)

※2: 暴露期間1, 2.5年のみ

※3: つくばはかぶり30mm, 北陸は50mm, 沖縄は70mmのみ



(a)つくば (15.7°C, 76.3%, 109.2mm)



(b)新潟 (15.5°C, 75.2%, 210.6mm)



(c)沖縄 (23.7°C, 74.1%, 183.6mm)

図-28 試験開始から約28ヶ月後の供試体の暴露状況 ※()内は気温, 湿度, 月間降水量の平均値

5. 3. 2 解体調査結果

(1) ひび割れからの塩化物イオンの侵入

鉄筋近傍の塩化物イオン濃度を、図-29（平成19年調査）、図-30（平成20年調査）に示す。沖縄に暴露した供試体では、暴露から約1年後に測定した場合でも、鉄筋近傍に塩化物イオンの侵入が認められた。一方、暴露期間が延びても鉄筋位置の塩化物イオン濃度の増加を明確に確認するには至らなかった。このことから、ひび割れを通じた塩分の侵入は、比較的速やかに進行するものと考えられる。

鉄筋位置の塩化物イオン濃度は、沖縄ではかぶり

の小さい供試体で大きくなっているが、新潟ではかぶりの大小による違いはほとんどみられない。新潟ではコンクリート内部へ浸透した塩化物イオンがそれほど多くなかったため、明確な傾向が見られなかったものと考えられる。また、沖縄の結果に着目すると、必ずしもひび割れ幅の大小とで鉄筋位置の塩化物イオン濃度の大小には明確な関係が認められず、ひび割れ幅「0.2mm以下」や「0.3mm前後」の方が、「0.5mm以上」よりも塩化物イオン濃度が大きくなる場合もあった。この傾向は、EPMA法による面分析の結果（図-31）からも確認することができた。

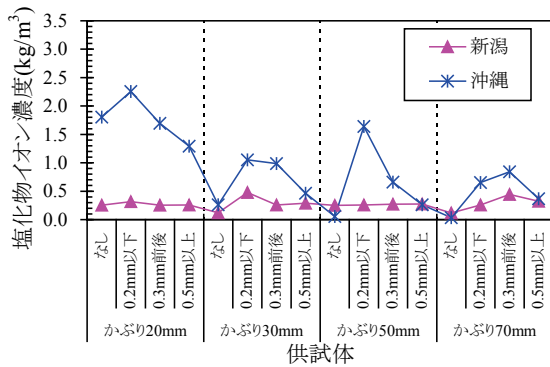


図-29 鉄筋位置の塩化物イオン濃度(平成19年)

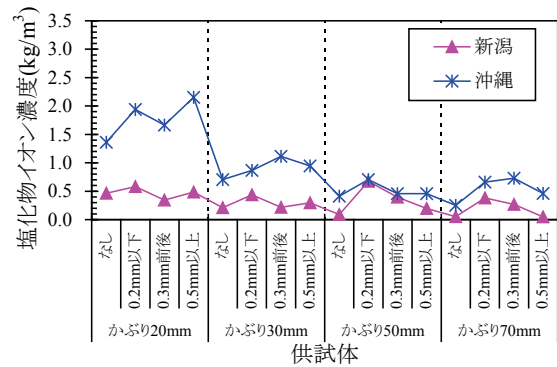
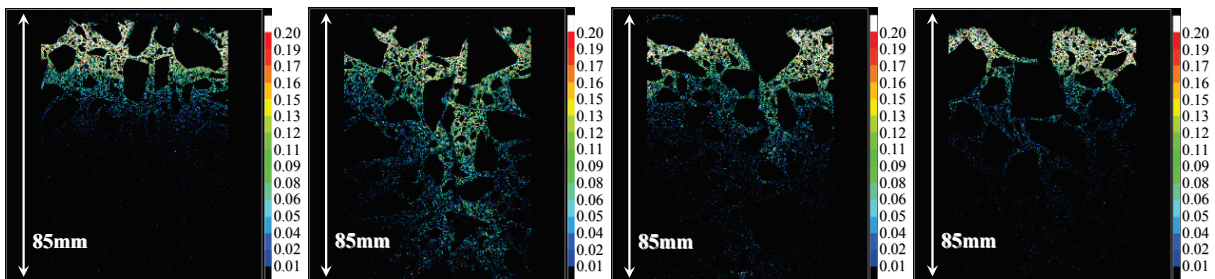
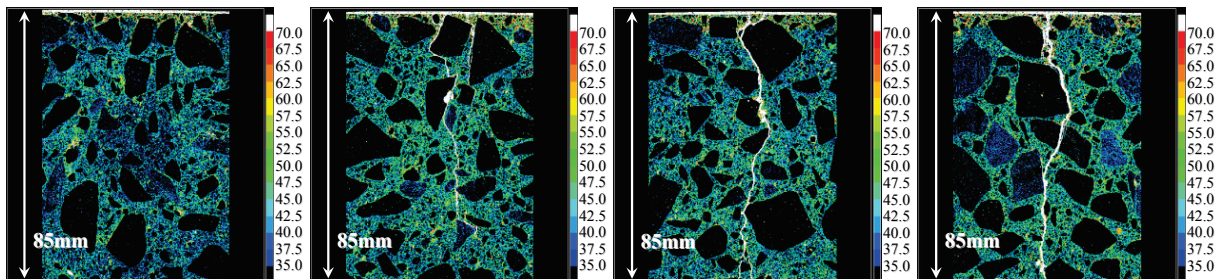


図-30 鉄筋位置の塩化物イオン濃度(平成20年)



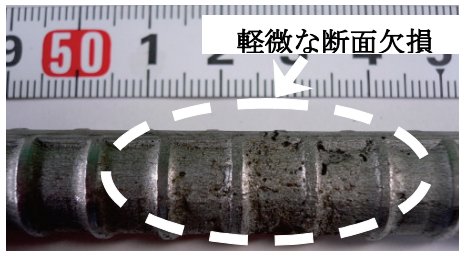
(a) ひび割れなし (b) 0.2mm以下(実測:0.1mm) (c) 0.3mm前後(実測:0.35mm) (d) 0.5mm以上(実測:0.55mm)

図-31 面分析による塩素の分布(沖縄, かぶり70mm, W/C55%)



(a) ひび割れなし (b) 0.2mm以下(実測:0.1mm) (c) 0.3mm前後(実測:0.35mm) (d) 0.5mm以上(実測:0.55mm)

図-32 面分析による炭素の分布(沖縄, かぶり70mm, W/C55%)



沖縄 かぶり 20mm ひび割れ幅 0.5mm 以上(実測:0.6mm)

図-33 除錆後の鉄筋の腐食状態

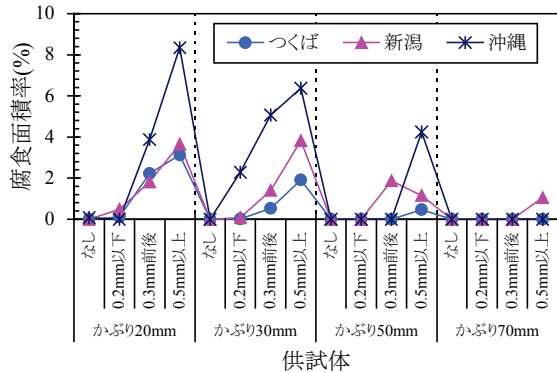


図-34 鉄筋の腐食面積率(平成 19年)

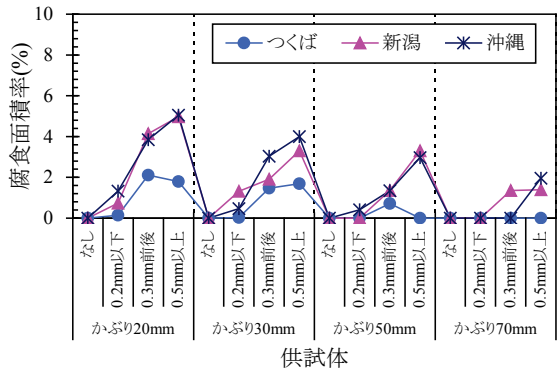


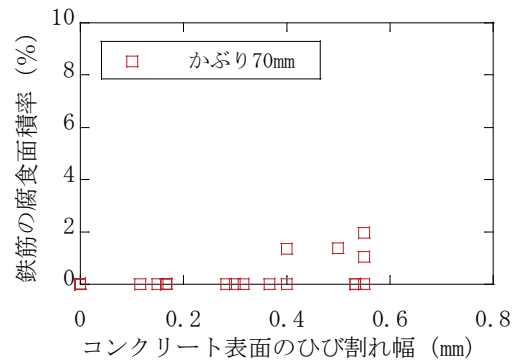
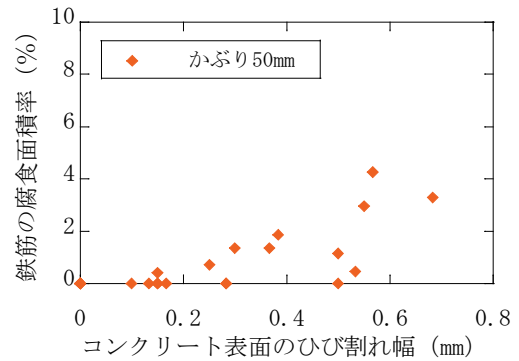
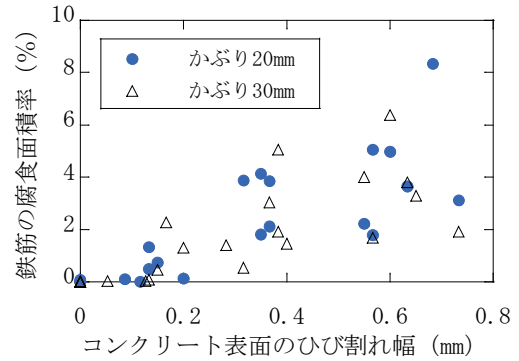
図-35 鉄筋の腐食面積率(平成 20年)

(2) ひび割れ面からの中性化の進行

EPMA 法による面分析の結果(図-32)では、ひび割れ面からのコンクリートの中性化は、顕著ではなかった。中性化は、コンクリート表面でもごくわずかな領域にとどまっており、今回の暴露試験の環境は、中性化が進行しにくいものであったことも考えられる。

(3) 鉄筋の腐食状態

供試体を解体した後、取り出した鉄筋の腐食状態を目視観察した。鉄筋腐食の生じていた供試体ではひび割れと腐食の位置は一致し、ひび割れを導入していない供試体では腐食は生じていなかった。



※平成 19年、20年の調査結果をまとめて示した。

図-36 供試体表面のひび割れ幅、かぶりと鉄筋の腐食面積率の関係

除錆後の鉄筋表面を目視観察すると、平成 20年の調査では、新潟と沖縄のかぶりが小さくひび割れ幅の大きい(ひび割れ幅「0.5mm 以上」)供試体では、軽微ではあるが、図-33のような孔食によると見られる腐食が生じているものもあった。平成 19年の解体調査では、腐食はいずれも鉄筋表面のみの軽微なものにとどまっていたので、暴露期間の経過に伴って腐食が進んだものと考えられる。ただし、腐食の程度は顕著ではなく、質量減少量などの指標で定量的に評価することはできなかった。

腐食の程度を簡易的に比較するため、ひび割れ部から 200mm の区間に占める腐食部分の割合を腐食面積率として算定した。図-34 に平成 19年、図-35

に平成 20 年の各供試体の腐食面積率を示す。どちらもかぶりが小さくひび割れ幅の大きい供試体で腐食面積率が大きく、暴露環境やひび割れ幅に加えてかぶりの大小によっても腐食程度が大きく異なることが窺える。一方、コンクリートの水セメント比やひび割れ面の向きを実験パラメータとした場合については、今回の解体調査結果の範囲では、これらが鉄筋の腐食状態に及ぼす影響は明確ではなかった。

そこで、供試体表面のひび割れ幅とかぶり、腐食面積率の関係を図-36 に整理した。暴露期間や暴露環境が異なる供試体があるが、かぶりが 20mm または 30mm の供試体では、ひび割れ幅が大きいものほど腐食面積率が大きくなる傾向があった。また、ひび割れ幅が 0.2mm 以下の場合、腐食面積率が概ね 2% 以下に抑制されていた。これよりかぶりが大きい場合、同程度の腐食面積率となるひび割れ幅は、かぶりが 50mm の場合は 0.3mm 以下、かぶりが 70mm の場合は 0.4mm 以下であった。

5. 3. 3 ひび割れ供試体の暴露試験結果のまとめ

ひび割れの有無、ひび割れ幅が異なる供試体を作製し、つくば、新潟、沖縄の三箇所に暴露して、約 1 年、約 2 年の時点で解体調査を行った。その結果、以下の知見が得られた。

- 1) コンクリートに曲げひび割れがある場合は、ひび割れを通じた塩分侵入が比較的短期間のうちに進行することが確認された。ひび割れ幅の大小が塩分の侵入に与える影響は明確ではなかった。
- 2) 今回の暴露試験では、ひび割れ部からの中性化の進行は顕著ではなかった。ただし、供試体全体として中性化深さが大きくないので、中性化が生じにくい環境・コンクリート品質であった可能性もある。
- 3) 鉄筋位置での塩化物イオン量にはひび割れ幅の影響が明確でなかったが、ひび割れ幅が小さいと、腐食面積率は小さくなった。また、かぶりが大きい供試体では、腐食面積率が小さくなった。

5. 3. 4 鋼材腐食を防ぐための照査に関する提案

現行の道路橋示方書には、コンクリート中の鋼材の腐食を抑制し、コンクリート部材の耐久性を確保するための規定として、最小かぶりに関する規定と鋼材の許容引張応力度に関する規定（表-2 で活荷重及び衝撃以外の主荷重を考慮する場合）がある。

このうち、最小かぶりについては、コンクリートの品質や塩害の影響の度合いなどを考慮した上で、拡散によって鉄筋近傍まで移動する塩化物イオンの

表-21 腐食に対する耐久性を確保するための鋼材の引張応力度制限値（案）

荷重・部材の条件		鋼材の種類	
		丸鋼	異形棒鋼
活荷重及び衝撃以外の主荷重 ^{*1)}	かぶり 50mm 未満	80N/mm ²	100N/mm ²
	かぶり 50mm 以上、70mm 未満	120N/mm ²	150N/mm ²
	かぶり 70mm 以上	140N/mm ²	180N/mm ²
荷重の組合せに衝突荷重又は地震の影響を考慮しない場合 ^{*2)}	一般の部材	140N/mm ²	180N/mm ²
	床版及び支間長 10m 以下の床版橋	140N/mm ²	140N/mm ²

*1) 現行の許容応力度（表中でかぶり 50mm 未満の場合と同じ）が、コンクリート表面のひび割れ幅が 0.2mm 以下となるように設定されたものであることをふまえて、かぶりが大きい場合の値を提案した。

*2) 発生する確率が低い荷重組合せについては、より大きな引張応力度を許容することも考えられる。

量が、一定以下となるように数値が定められている。一方、鋼材の許容引張応力度に関する規定は、コンクリートのひび割れ幅を間接的に制御することを目的とした規定であるが、想定する環境条件や部材の条件が必ずしも明確ではなく、異形棒鋼と丸鋼の違いを除けば、同じ許容応力度が用いられている。

今回の暴露試験結果から、ひび割れ幅が同程度の場合でも、コンクリートのかぶりが大きいと、腐食開始後の腐食の進展が抑制できることがわかった。そこで、かぶりが大きい部材については、活荷重及び衝撃以外の主荷重を考慮する場合の鋼材の引張応力度の制限値を緩和できる可能性があると考えられる。今回の暴露試験の結果から、その概略値を提案すると表-21 の通りである。

5. 4 ひび割れが鋼材腐食に与える影響に関する検討のまとめ

ひび割れが耐久性に与える影響について検討した結果、海洋環境下では、ひび割れ幅の大小にかかわらず比較的早期に塩化物イオンが侵入し腐食が生じるおそれがあることが確認された。一方、ひび割れ幅およびかぶりコンクリート部の厚さを確保することで、顕著な腐食を防止できることもわかった。

これらの結果から、鋼材の腐食を抑制する目的で設ける引張応力度の制限値について、コンクリートのかぶりに応じて異なる値を用いる案を提案した。

ただし、これまでの暴露試験結果では、腐食量を定量的に評価できるほどの腐食は生じていないので、今後も継続して調査を行い、ひび割れが腐食に与える影響を検証していくことが必要である。

6. まとめ

本研究課題では、コンクリート橋を対象として、部分係数設計法を導入した性能照査型の設計方法を確立するため、照査項目の整理や現行道路橋示方書に基づいて設計された部材の安全性の評価を行った。また、耐久性に関する規定を検討するため、曲げひび割れ算定式の精度や、ひび割れが耐久性に与える影響について、実験を行って検討した。その結果、以下の知見を得た。

- 1) 部分係数を導入した性能照査型のコンクリート道路橋設計方法を確立するための検討として、現行道路橋示方書の照査項目の整理などを行い、現在は照査方法に応じて整理されている記述を、照査の目的ごとに整理した。
- 2) 現行道路橋示方書の規定に従って設計した断面について、材料や施工の誤差を考慮して耐力の変動を試算し、その影響程度を把握した。また、現行道路橋示方書に基づいて設計された部材の耐力の信頼性指標を試算するなどして、照査に用いる係数の目安を得た。
- 3) コンクリート部材の耐久性を確保するために、持続載荷試験を行うなどして、コンクリートの乾燥収縮やクリープによる長期的なひび割れ幅の変動を考慮したひび割れ幅の評価手法を定めた。また、桁高 1m の供試体と 0.3m の供試体の曲げ載荷試験を行い、実験室で試験に供する桁高 0.3m 程度の供試体でも、曲げひび割れ性状を概ね適切に再現できることを確認した。
- 4) ひび割れを生じさせたコンクリート供試体の暴露試験などを通じて、ひび割れがコンクリート中の鋼材腐食に与える影響を検討した、その調査結果などから、耐久性確保のための鋼材の引張応力度の制限値については、かぶりが大きい場合、これを緩和できる可能性があることを示した。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：施工によるコンクリート品質のばらつき調査報告書、土木研究資料、第 632 号、1971.1
- 2) 高橋久雄、中根淳、永井康淑、川口徹：構造体コンクリートの強度管理に関する研究（その 1 研究概要）、日

本建築学会大会学術講演梗概集、pp.123-124、1977.10

- 3) 川口徹、高橋久雄、永井康淑、中根淳：構造体コンクリートの強度管理に関する研究（その 2 構造体コンクリート強度の実態－1）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.125-126、1977.10
- 4) 永井康淑、高橋久雄、川口徹、大池武：構造体コンクリートの強度管理に関する研究（その 3 構造体コンクリート強度の実態－2）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.127-128、1977.10
- 5) 大池武、高橋久雄、永井康淑、中根淳：構造体コンクリートの強度管理に関する研究（その 4 強度発現に影響を及ぼす要因について）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.129-130、1977.10
- 6) 中根淳、高橋久雄、川口徹、大池武：構造体コンクリートの強度管理に関する研究（その 5 実験結果の総括と今後の課題）、日本建築学会大会学術講演梗概集、pp.131-132、1977.10
- 7) 独立行政法人土木研究所：既存コンクリート構造物の健全度実態調査結果－1999 年調査結果－、土木研究所資料、第 3854 号、2002.3
- 8) 独立行政法人土木研究所：レディーミクストコンクリートの品質実態調査－(2)1999 年調査結果－、土木研究所資料、第 3838 号、2001.11
- 9) 日本コンクリート工学協会：セメント系材料の時間依存性挙動に関する研究委員会報告書、2008.12
- 10) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法指針（案）、コンクリートライブラリー、第 52 号、pp.218-227、1983.11
- 11) 高速道路調査会橋梁研究委員会コンクリート道路橋の限界状態設計法に関する調査研究委員会：コンクリート道路橋の限界状態設計法に関する調査研究（その 2）報告書、1989.2
- 12) 普通鋼電炉工業会：第 6 回電炉鉄筋棒鋼品質調査報告書、2004.10
- 13) 清水英樹、村越潤、梁取直樹、小森大資：鋼げた橋の信頼性指標 β の評価と部材強度の抵抗係数の基礎検討、土木学会第 63 回年次学術講演会、I-382、2008.9
- 14) 青山尚、渡辺博志、古賀裕久、北野勇一：プレストレストコンクリート部材の曲げひび割れ幅算定に関する実験的検討、第 16 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.129-134、2007.10
- 15) 竹内祐樹、渡辺博志、古賀裕久、北野勇一：プレストレストコンクリート部材の残留曲げひび割れ幅に関する基礎的検討、第 16 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp.135-140、2007.10

- 16) 竹内祐樹, 古賀裕久, 北野勇一, 渡辺博志: 持続載荷した PRC 部材の長期的な挙動に関する検討、コンクリート工学年次論文集、第 30 巻、No.3、pp.535-540、2008.6
- 17) 北野勇一、古賀裕久、竹内祐樹、渡辺博志: PRC 部材の曲げひび割れ幅に及ぼすプレストレスの影響、コンクリート工学年次論文集、第 30 巻、No.3、pp.547-552、2008.6
- 18) Hirohisa Koga, Hiroshi Watanabe, Yuuki Takeuchi and Hisashi Aoyama : “Experimental study on the time dependent flexural behavior of prestressed reinforced concrete beams”, Creep, shrinkage and durability mechanics of concrete structures, vol.1, pp.781-786, 2008.10
- 19) 土木学会: 2007 年制定コンクリート標準示方書 [設計編]、pp.102-105、pp.115、2007.12
- 20) 独立行政法人土木研究所: コンクリートひび割れ部の塩分浸透性と鋼材腐食に関する暴露試験、土木研究所資料、第 4130 号、2009.1
- 21) 塚原絵万、加藤佳孝、魚本健人: 塩化物イオンの移動評価におけるひび割れのモデル化、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、No.1、pp.573-578、2002.6
- 22) 田中良樹、河野広隆、渡辺博志: 実構造物のコンクリートのひび割れ部における塩分浸透、土木学会論文集 E、Vol.62、No.1、pp.38-51、2006
- 23) 大野義照、鈴木計夫、田村博: コンクリートのかぶり厚さとひび割れの鉄筋腐食への影響、セメント・コンクリート論文集、No.62、pp.642-647、1992.12
- 24) 森芳徳、西島高秀、片脇清士、小林茂敏、古賀康之: 海上に暴露した供試体中の供試体中の鉄筋の腐食、日本コンクリート工学協会、コンクリート構造物のひび割れに関するシンポジウム発表報文集、Vol.10、No.3、pp.1-16、1999
- 25) 小寺満、土田伸治、宮川豊章、鳥取誠一: 鉄筋コンクリートのひび割れと鉄筋の腐食に関する長期暴露試験—塩沢雪試験場における暴露実験—、コンクリート工学、Vol.35、No.2、pp.9-17、1997.2
- 26) 中村英佑、渡辺博志、古賀裕久、青山尚: コンクリートひび割れ部の塩分浸透性と鉄筋腐食に関する暴露試験、コンクリート工学年次論文集、第 30 巻、No.1、pp.735-740、2008.6

STUDY ON PARTIAL FACTOR DESIGN METHOD FOR CONCRETE HIGHWAY BRIDGES

Abstract : This study aims to propose the design methods for concrete highway bridges based on the partial factor design. 1) Principles for concrete members, prescribed as allowable stress of materials, are identified considering harmonization to the general requirements for highway bridges. 2) Provisional values of resistance factors in the verification of structural safety are determined. 3) The effect of drying shrinkage and creep to the long-term change of crack widths in concrete beams are discussed with the data of sustained load test. 4) Modified allowable tensile stress in re-bar are proposed based on the result of the exposure test with cracked concrete specimens.

Keywords : partial factor design, reliability based design, concrete bridge, durability, cracking