LUND UNIVERSITY

Betongkonstruktioners beständighet : en översikt (3:e uppl.)

Fagerlund, Göran

1992

Link to publication

Citation for published version (APA):
Fagerlund, G. (1992). *Betongkonstruktioners beständighet : en översikt (3:e uppl.)*. Cementa.

Total number of authors:
1

General rights
Unless other specific re-use rights are stated the following general rights apply:
Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.
• Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
• You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
• You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal

Read more about Creative commons licenses: https://creativecommons.org/licenses/

Take down policy
If you believe that this document breaches copyright please contact us providing details, and we will remove access to the work immediately and investigate your claim.

LUND UNIVERSITY

PO Box 117
221 00 Lund
+46 46-222 00 00

Göran Fagerlund

Betongkonstruktioners Beständighet

En översikt

Göran Fagerlund

Betongkonstruktioners Beständighet

En översikt

Innehåll

Förord 5

Frostangrepp 7
Frostangrepp utan salt 7
Frostangrepp med salt 27
Ytbehandlingar som skydd mot frostangrepp 35
Konstruktiv utformning 37

Armeringskorrosion 38
Allmänt 38
Armeringskorrosion förorsakad av karbonatisering 42
Karbonatiseringsskedet 42
Korrosionsskedet vid karbonatiserad betong 55
Armeringskorrosion förorsakad av klorider 58
Kloridinträngningsskedet. Villkor för korrosion 58
Livslängdsberäkning – erforderligt täckskikt 71
Korrosionsskedet vid kloridinitierad korrosion 74
Extra skyddsåtgärder mot armeringskorrosion 76

Sulfatangrepp 81

Saltangrepp 84

Angrepp av havsvatten 85

Sura angrepp 87

Urlakning 91

Cement-ballastreaktioner 92

Litteratur 96

Förord

Frågan om våra byggnadsverks beständighet, livslängd, står idag i fokus på ett helt annat sätt än tidigare. Det borde egentligen vara en självklarhet att man vid utformningen av ett byggnadsverk, oavsett vilket material man tänker använda, försöker så noggrannt som möjligt beakta den kommande miljöpåverkan och värdera det framtida underhållsbehovet. Inte desto mindre har sådana livslängdsanalyser i stort sett hört till undantagen. Detta gäller inte minst betongkonstruktioner. Orsaken till detta är troligen i första hand att man betraktat normala betongkonstruktioner som så gott som helt underhållsfria; behovet av livslängdberäkningar har därför bedömts vara litet. En ytterligare, väsentlig orsak är att man i projektörsledet haft bristande kunskaper om hur armerad betong påverkas av olika miljöfaktorer. Man har helt enkelt saknat verktygen för en livslängdsbedömning. I stället har man vid projekteringen förlitat sig på schablonmässiga och inte alltid väl underbyggda regler i betongbestämmelser och handböcker.

Under det senaste decenniet har vi fått många exempel på att betongkonstruktioner inte alltid haft den höga livslängd som man antagit trots att alla väletablerade regler följts vid materialval och konstruktionsutformning. De mest spektakulära exemplen i Sverige är balkongplattor och broöverbyggnader. I bägge fallen har man fått livslängder på enbart något enstaka eller några få decennier vilket beror på en underskattning av miljöpåfrestningarna; fukt, frost och tösalt. Vi vet nu, att flertalet av dessa skador hade kunnat undvikas om man hade valt högre betongkvaliteter i balkongerna och broarna och varit mer observant på täckskikt, komprimering och efterhärdning. Mycket ny information har nämligen tagits fram på senare år genom en intensiv beständighetsforskning över hela världen och inte minst i Sverige.

I föreliggande bok ges en relativt kortfattad sammanfattning av vad man i dag vet om betongbeständighet. Det största utrymmet ges åt de två största beständighetsproblemen i Sverige nämligen frostangreppet och armeringskorrosionen. Även andra viktiga angreppstyper, vilka är av kemisk karaktär (sulfatangrepp, surt angrepp, ballastreaktioner), behandlas, men då mera kortfattat. Dessa angrepp är inte så vanliga i Sverige men är av stor betydelse vid betongbyggen i andra länder. Där kunskapsläget så tillåter har livslängdsbetraktelser använts. Diagram och

av betongkvalitet och täckskikt för att åstadkomma en viss livslängd har därför anvisats där så varit möjligt.

Genom att på ett kvalificerat sätt även beakta livslängden vid projekteringen ökar sannolikheten att betongkonstruktionen skall få en god funktion under lång tid och medföra ett lågt underhållsbehov. Det är förhoppningen att denna skrift skall kunna vara en hjälp vid en sådan "livslängdsdimensionering".

Jag vill avslutningsvis framföra ett varmt tack till Ulla Jardinger, som med tålamod maskinskrivit ett flertal versioner av boken, till Ann Winberg som renritat alla figurer samt till Gerdt Lundeberg som genomfört den slutliga redigeringen av boken.

Cementa AB
Februari 1987

Göran Fagerlund

Förord till 2:a upplagan.

Inför tryckningen av 2:a upplagan har vissa smärre ändringar införts. Dessa gäller främst rekommenderade lufthalter där värdena kunnat sänkas något eftersom Anläggningscementet visat sig ge hög frostresistens vid lufthalter som är lägre än de som tidigare var möjliga att använda.

Lund, februari 1990

Göran Fagerlund

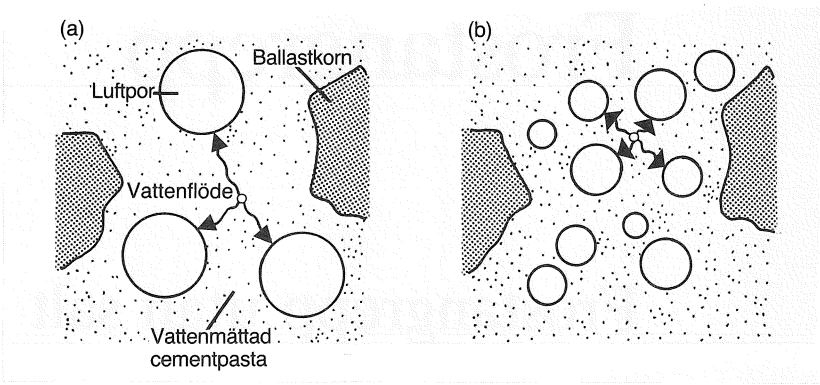
Frostangrepp

Frostangrepp utan salt

Varje m^3 av en konventionell betong innehåller mellan 120 och 180 liter porer vilka är så små (<0,5 µm) och har en sådan struktur att de lätt vattenfylls när betongen utsätts för fritt vatten under längre eller kortare tid. Framförallt blir betongens ytpartier vattenfyllda i samband med nederbörd, snösmältning etc. En stor andel av detta vatten är frysbart vid normala utomhustemperaturer vintertid. Vid frysningen utvidgas porvattnet med ca 9 volymprocent på samma sätt som sker med fritt vatten. Följaktligen måste "överskottsvatten" pressas undan från den por där isbildning sker till närmaste luftfyllda utrymme. På så sätt sker en tryckutjämning i betongen. Om betongen helt saknar luftfyllda porer uppstår oerhört höga inre tryck vid isbildningen och betongen sprängs sönder. Betong som skadats på detta sätt visar tecken på inre expansion, dvs omfattande djupgående sprickbildning, ytkrackelering och liknande skador. I normalfallet kan man emellertid inte tillverka en betong som är helt fri från luftporer; man får alltid, på grund av ofullständig komprimering, ca 1,5 à 2,5 volymprocent av s k komprimeringsporer eller bearbetningsporer. Denna *"naturliga lufthalt"* är fördelad på relativt grova och från varandra isolerade porer vilka därför vattenfylls med mycket stor svårighet. De kan därför i viss mån fungera som tryckutjämnare vid isbildning. Strukturen hos en betong med enbart naturlig luft visas schematiskt i figur 1(a). Alla porer utom de naturliga luftporerna är vattenfyllda. Vattnets transportvägar vid undanpressningen blir långa. De visas med pilar.

I undantagsfall kan den naturliga luften vara tillräcklig för att skydda betongen. I de allra flesta fallen erfordras emellertid *extra luftporer*, vilka införs i den färska betongen med hjälp av s k luftporbildande tillsatsmedel. Under ideala betingelser är dessa luftporer små och väl fördelade över hela betongvolymen. De är emellertid fortfarande isolerade från varandra och stora nog att förbli luftfyllda även under mycket fuktiga förhållanden. Man får nu en struktur som åskådliggörs i figur 1(b).

Det är självklart att transportavstånden mellan luftporerna blir kortare när få och relativt grova "naturliga" luftporer byts mot många och små "inblandade" luftporer. Därvid minskas också de inre, mekaniska spänningar som uppstår när överskottsvatten pressas undan. Sambandet mellan halva medelavståndet mellan

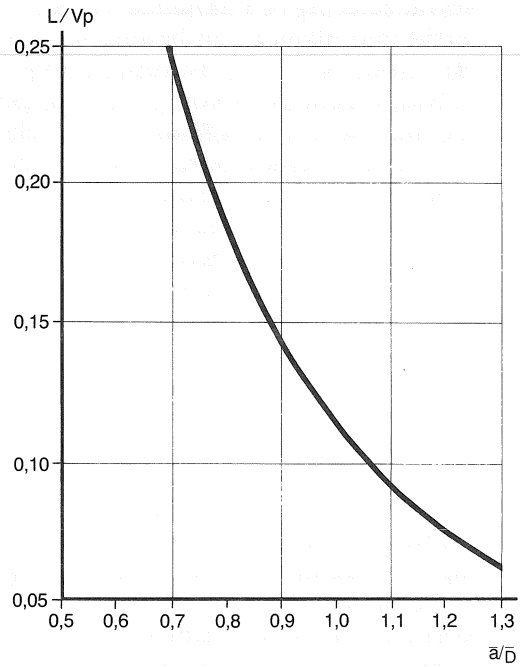


Figur 1. *Luftinblandningens princip.*
(a) Utan extra luftinblandning; få grova porer, stora poravstånd.
(b) Med extra luftinblandning; många fina porer, små poravstånd.

luftporerna, ā, lufthalten, L, och luftporernas medeldiameter, D̄, kan beräknas med Power's formel.

$$\bar{a} = \frac{\bar{D}}{2} \{1{,}4 \left(\frac{Vp}{L} + 1\right)^{1/3} - 1\} \qquad (1)$$

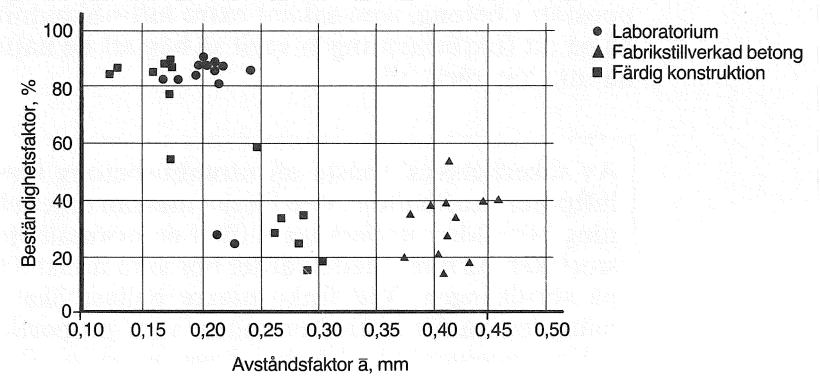
där Vp är volymen av cementpasta dvs volym cement + blandningsvatten. Av säkerhetsskäl kan även volymen filler, dvs ballastkorn med storlek mindre än ca 0,25 mm, inräknas i cementpastavolymen Vp. Såväl Vp som L uttrycks i procent av betongens volym.



Figur 2. *Samband mellan luftpordiameter D̄, cementpastavolym Vp, lufthalt L och luftporavstånd (avståndsfaktor) ā; ekv (1).*

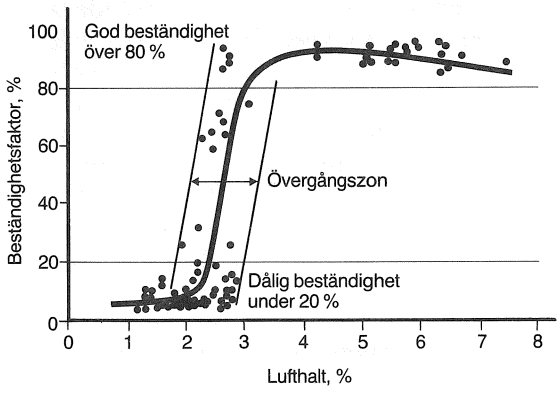
Värdet ā kallas även "avståndsfaktorn". Ekv (1) har utritats i figur 2.

Ju kortare avstånden mellan luftporerna är desto mindre blir påfrestningen. Man kan teoretiskt visa att halva avståndet mellan luftporer inte får överstiga ett visst värde $\bar{a}_{CRIT}$ om betongen skall vara frostbeständig. Exempel på en experimentell bestämning av värdet $\bar{a}_{CRIT}$ visas i figur 3. Värdena har bestämts med en speciell mikroskopisk metod, ASTM (1979), där samtliga luftporer inräknas medan frostbeständigheten eller "Beständighetsfaktorn" bestämts med en amerikansk normerad frystestmetod. Av figuren framgår att $\bar{a}_{CRIT}$ är av storleksordningen 0,22 à 0,25 mm när frysning sker i rent vatten.



Figur 3. *Samband mellan frostbeständighet och avståndsfaktor vid frysning i rent vatten, Ivey & Torrans (1970).*

Frostbeständigheten gynnas därför av ökad lufthalt och minskad luftporstorlek eftersom bägge dessa faktorer leder till minskade luftporavstånd. Effekten av lufthalten åskådliggörs i figur 4 som baseras på amerikanska försök. Samtliga betonger med lufthalt understigande ca 2% uppvisar mycket dålig frostbeständighet medan samtliga betonger med lufthalt överstigande 3,5% uppvisar god beständighet.



Figur 4. *Inverkan av lufthalten på frostbeständigheten hos betong som fryses och tinas i rent vatten, Cordon (1966).*

Så gott som all svensk utomhusbetong tillverkad före 1965, det år när Betongbestämmelserna B5 trädde i kraft, saknar extra luftinblandning och har därför en låg potentiell frostbeständighet.

Många äldre svenska betonger, som saknat extra luftinblandning, har trots detta uppvisat förvånansvärt god frostbeständighet i saltfri miljö. Detta beror sannolikt på en lyckosam kombination av en relativt hög naturlig lufthalt fördelad på små porer och en relativt låg fuktbelastning. I andra fall, t ex i många broar, balkonger och yttertrappor, har däremot omfattande frostskador uppstått i betong, som saknat extra luftinblandning. Detta beror då på att fuktbelastningen varit så hög att de naturliga luftporerna inte har räckt till.

Av säkerhetsskäl måste all utomhusbetong förses med extra luftporer. Lufthalten i den färska massan omedelbart före gjutning bör aldrig understiga 4,0% i en normalbetong med stenstorleken 32 mm. Medelvärdet bör vara minst 5,0% med tanke på spridningen. Vid finkornigare ballast ökas cementpastamängden varför lufthalten måste vara proportionellt högre.

Vattencementtalet bör begränsas uppåt till 0,60. Ytterligare sänkning är mycket positiv inte minst med tanke på skyddet mot armeringskorrosion; se nedan.

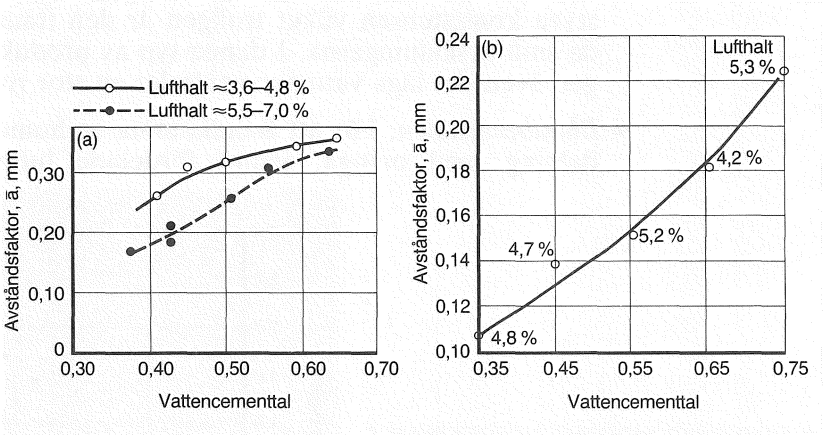
OBS! Dessa lufthalts- och vct-krav gäller för betong som fryser i *rent vatten*. Vid frysning i närvaro av salt gäller betydligt högre krav, se nästa avsnitt. Lufthaltskravet förutsätter dessutom att luftporbildaren ger ett *gynnsamt luftporsystem* dvs många små luftporer. Rent teoretiskt, enligt ekv (1), innebär nämligen lufthalten 4,0% vid den kritiska avståndsfaktorn 0,25 mm att luftpordiametern $\bar{D}$ inte får överstiga 0,26 mm. (Värdet Vp har därvid antagits vara 32% vari inkluderas ballastkorn mindre än 0,25 mm). Den s k specifika ytan hos luftporsystemet, dvs mantelytan hos porerna dividerad med porvolymen, måste alltså uppgå till lägst 23 mm^2/mm^3 (spec yta = $6/\bar{D}$). Att åstadkomma ett sådant luftporsystem är relativt lätt förutsatt att beprövade tillsatsmedel används; se figur 9 nedan. Normalt erfordras därför inte frystest av betong som enbart kommer att utsättas för rent vatten. När betongen utsätts för salt av någon typ i samband med frost är en frystest absolut nödvändig även om lufthaltskravet skulle vara uppfyllt.

Luftinblandning även i betong som inte exponeras för salt är desto viktigare som man genom moderna betongtekniska åtgärder – inblandning av restmaterial, lösare konsistens, flyttillsats – kan åstadkomma en betong med lägre naturlig lufthalt än vad som var fallet tidigare.

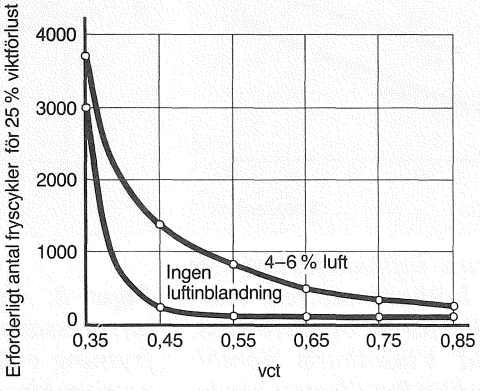
Andra faktorer än lufthalten och luftporstrukturen som påverkar frostbeständigheten är:

- *Vattencementtalet vct*: Sänkt vct innebär en tätare betong med långsammare vattenupptagning och med mindre mängd frysbart vatten. Bägge faktorerna är positiva. Sänkt vct medför dessutom ett finare luftporsystem med reducerat luftporavstånd. Exempel på detta visas i figur 5.

  Att sänkt vct innebär höjd frostbeständighet såväl i betong med extra luft som i betong utan luftinblandning visas i figur 6. Inte ens en extremt tät betong, t ex en betong med lågt vct och stor tillsats av silikastoft, kan dock vara helt utan luftporer eftersom den alltid kan förväntas innehålla en viss mängd frysbart vatten eller vissa (mikro-)sprickor, Fagerlund (1986A).



Figur 5. *Samband mellan luftporsystemets avståndsfaktor och vattencementtalet. Lufthalten någorlunda konstant i jämförda prover. (a) Luftporbildaren av typ syntetisk tensid, Fagerlund (1984A). (b) Luftporbildaren av typ neutraliserad Vinsolharts, Mielenz et al (1958).*

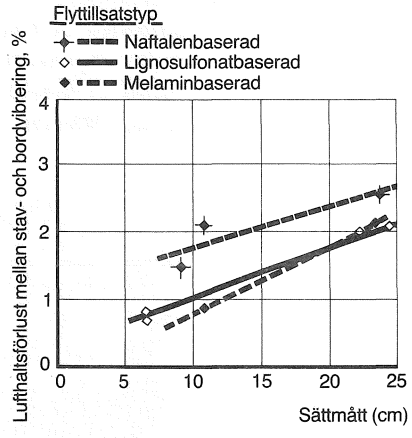


Figur 6. *Samband mellan frostbeständighet och vattencementtal, US Bureau of Reclamation (1955).*

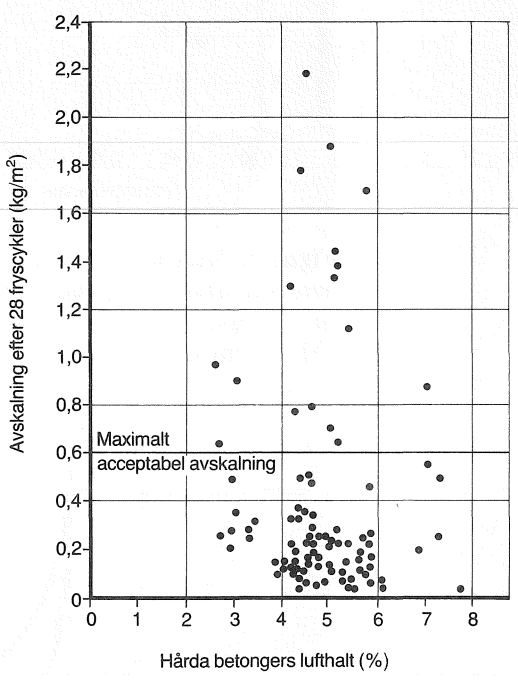
- *Konsistensen*: Styvare konsistens innebär mindre risk för frostskador, Bergström (1955). Orsaken är troligen till stor del den minskade risken för uppkomst av svaga separerade ytskikt eller vattenfyllda vattenseparationsfickor under grova ballastkorn. Risken för lufthaltsförluster under transport och gjutning minskar dessutom. Att lösare konsistens ökar risken för lufthaltsförluster framgår av figur 7 som visar den extra lufthaltsförlust som sker när en betong stavvibreras i stället för att bordvibreras.

  Ett gott exempel på den gynnsamma effekten av styv konsistens utgör trottoarplattor tillverkade av pressad jordfuktig betong. Trots att extra luftinblandning saknas blir frostbeständigheten normalt mycket hög även när frysning sker i närvaro av salt, se figur 8 enligt Jacobsson (1982). I flertalet plattor är dock den naturliga lufthalten tämligen hög på grund av den styva konsistensen vilket troligen är den främsta orsaken till de små avskalningarna. I denna typ av produkter spelar troligen även det låga vattencementtalet en stor roll.

- *Blandningstiden*: För att åstadkomma en homogen luftporfördelning med många, jämnt fördelade luftporer erfordras



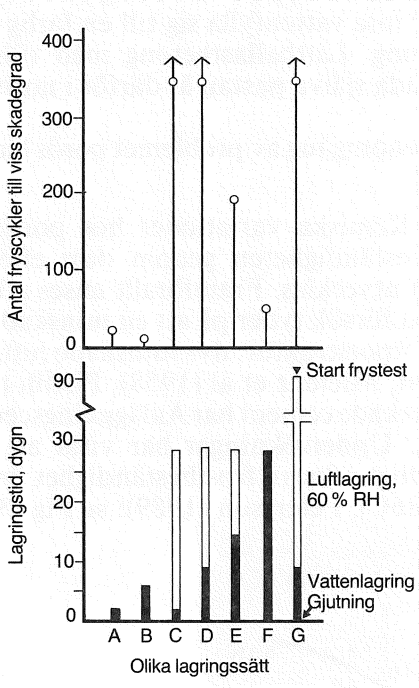
Figur 7. Extra lufthaltsförlust när betongen i lufthaltsmätaren stavvibreras i stället för att bordvibreras. (Neutraliserad Vinsolharts kombinerad med 3 olika flyttillsatser vardera med 2 olika doseringar), Fagerlund (1984A).



Figur 8. Uppmätt avskalning hos släta, torrpressade trottoarplattor efter 28 cyklers frysning enligt metod SS 13 72 25 i 3% natriumkloridlösning. (Maximalt acceptabel avskalning motsvarar ca 0,3 mm avskalningsdjup). Jacobsson (1982).

normalt en längre blandningstid än vad som används i konventionell betong. Genom ökad blandningstid förefaller även luftporsystemet att bli mer stabilt; Okkenhaug (1983). Optimal blandningstid beror på betongkonsistensen, på typen av blandare och på typen av tillsatsmedel. Den bör utprovas i varje enskilt fall.

- *Fuktkonditioneringen – Fukthärdningen*: En uttorkningsperiod före den första frysningen har en mycket positiv effekt på frostbeständigheten. Orsaken till detta är troligen att grövre vattenfyllda fickor i betongen, eller vattenfyllda porer och sprickor i ballastkornen töms vid torkningen för att sedan inte kunna fyllas igen eftersom de är "förseglade" av en tät, hårdnad cementpasta. Exempel på inverkan av fuktkonditioneringen före frysning visas i figur 9. En kontinuerlig fuktlagring i 28 dygn (F) ger betydligt lägre frostbeständighet än en kort fukthärdning följd av uttorkning (C). God fukthärdning innebär således inte nödvändigtvis en god frostbeständighet och vice versa. Proverna i figur 9 frystes i en saltlösning men motsvarande resultat gäller även för frysning i rent vatten.



Figur 9. *Inverkan av ålder och lagringssätt på beständigheten mot frysning i närvaro av salt, Bergström (1959).*
(vct = 0,43, lufthalt = 4,5%)

Betongens täthet ökar emellertid med ökande fukthärdningstid. En lång fukthärdningstid bör därför i princip vara positiv för betongens frostbeständighet *förutsatt att betongen får genomlöpa åtminstone någon enda uttorkningsperiod innan den första gången utsätts för frost.*

- *Porös ballast*: Finporös naturballast såsom skiffer, kalksten etc,

kan vara förödande för betongens frostbeständighet genom att ballastkornen relativt lätt blir fullständigt vattenmättade inne i betongen. Vid frysning måste vatten pressas ur ballastkornen in i luftporer i pastan. De spänningar som därvid uppstår ökar med ökande porositet hos ballasten och med ökande ballaststorlek. Det är därför i första hand de grövre ballastkornen, som är skadliga. Problemet har hög aktualitet t ex i vissa delar av USA men har förekommit även i Sverige.

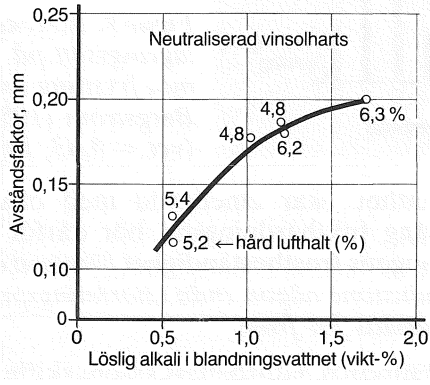
Enligt vissa amerikanska forskare, Larson & Cady (1969), går gränsen mellan sund och skadlig (eller misstänkt) ballast vid en porositet hos denna av ca 2,5 volymprocent. Enligt en annan forskare, Stark (1976), bör man även beakta mängden extremt fina porer – "hygroskopiska porer" – i ballasten. Överstiger dessa 0,25 volymprocent samtidigt som total porositet överstiger 0,5 volymprocent är ballasten skadlig.

> Dessa riktlinjer är så stränga att de innebär att man alltid bör vara mycket försiktig med finporös naturballast i frostbelastade konstruktioner.

Lättballast av normal typ är undantagslöst mycket grovporös och kan därför inte vattenfylla sig till en farlig nivå när den är ingjuten i betong. Lättballastbetong med tillräckligt mycket luft för att skydda själva pastan är därför i normalfallet mycket frostbeständig.

En utförlig genomgång av problemet porös ballast ges i Fagerlund (1978)

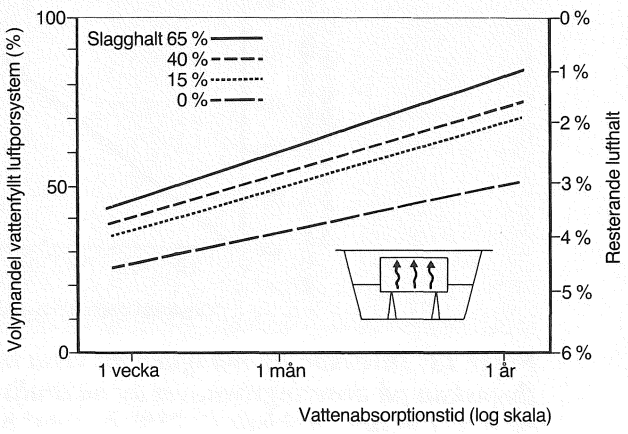
- *Cementtypen*: Kemiska variationer hos portlandcement kan påverka frostbeständigheten genom dess effekt på det luftporsystem som utvecklas. Framförallt anses alkalihalten ha en betydelse. Vissa försök tyder på att en minskad alkalihalt medför en finare luftporstruktur, dvs minskade luftporavstånd, vilket är gynnsamt, Mielenz et al (1958), Pistilli (1983); figur 10. Av svensktillverkade cement har Anläggningscementet den lägsta alkalihalten. Undersökningar har visat att Anläggningscement ger betydligt säkrare frostbeständighet än andra cement; Fagerlund (1986C), Petersson (1989): se Fig 29.



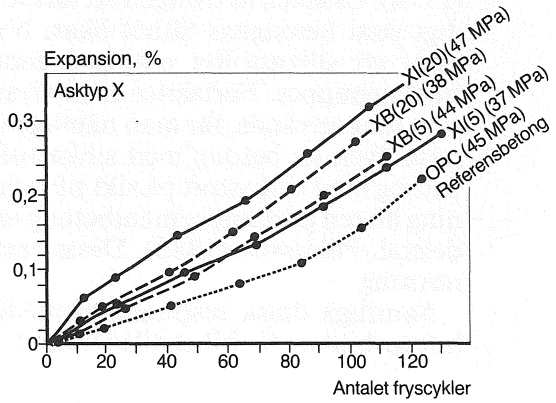
Figur 10. *Exempel på alkalihaltens betydelse för luftporstruktur och avståndsfaktor. Fyra olika cementsorter, samma luftporbildare. Pistilli (1983).*

Inblandning av *mineraliska tillsatsmaterial* såsom mald, granulerad masugnsslagg, flygaska eller silikastoft kan påverka frostbeständigheten. Slagginblandning har visat sig öka vattenabsorptionen i luftporsystemet och därmed minska livslängden; figur 11. Effekten är speciellt märkbar vid höga slagghalter i cementet.

Flygaska ger starkt försämrad frostresistens i betong som saknar extra luftinblandning se figur 12. Orsaken torde i första hand vara att askan även i små mängder minskar den naturliga lufthalten med ca 1 procentenhet. Återstående naturlig lufthalt blir då för liten för att ge frostbeständighet. För betong *med*

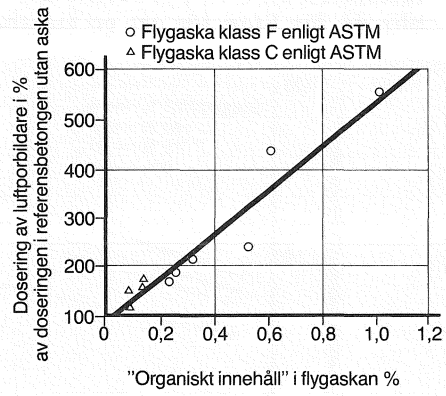


Figur 11. *Inverkan av cementets slagghalt på den hastighet med vilken luftporsystemet vattenfylls vid kontinuerlig vattenlagring av betonger. Försöksdata ur Fagerlund (1982).*
(vct = 0,45, lufthalt = 6%)



Figur 12. *Inverkan av flygaska på betongens frostbeständighet. Betonger utan extra luftinblandning. Askhalt 5 respektive 20% av cementvikten. Askans glödförlust 2,8% (28-dygnshållfastheten anges inom parentes. OPC = rent portlandcement, X = cement med 5 eller 20% flygaska), Osborne & Rixom (1981).*

luft tycks effekten av flygaska dock vara försumbar, åtminstone vid askhalter understigande ca 25%. Flygaskainblandning innebär emellertid ofta att stora variationer i lufthalten uppstår på grund av ojämnheter i askkvaliteten varför risken för "undertramp" ökar. Exempel på hur mängden av vissa organiska föroreningar i flygaskan påverkar doseringsbehovet av luftporbildare visas i figur 13. En utförlig analys av flygaskans effekter i betong, bl a med avseende på beständigheten, ges i Fagerlund (1983A).

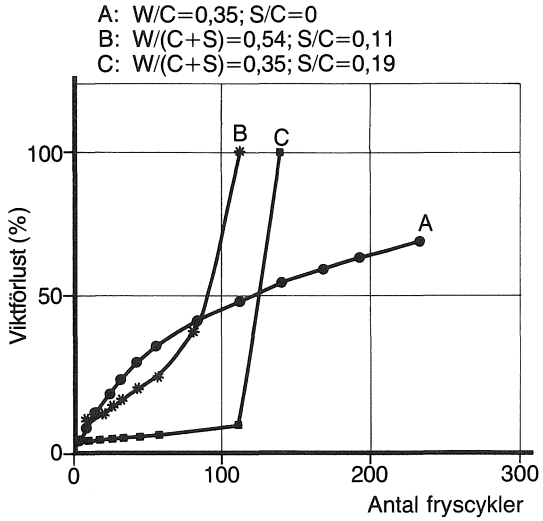


Figur 13. *Inverkan av mängden av vissa organiska föroreningar i flygaskan på doseringsbehovet av neutraliserad Vinsolharts för att nå 6 ± 1% luft. Askhalt är 25% av total bindemedelshalt. Gebler & Klieger (1983). (OBS! "Organiskt innehåll" är ej detsamma som "glödförlust").*

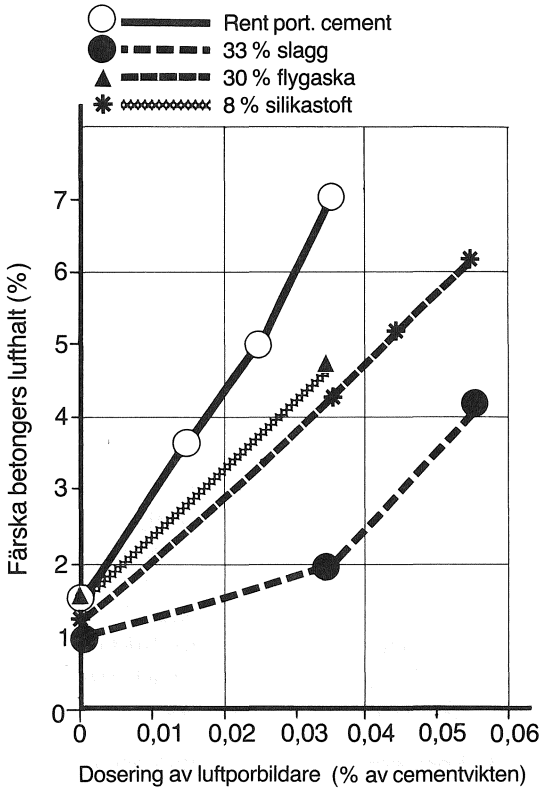
Silikastoft i en dosering som är mindre än ca 10% har i vissa undersökningar visat sig öka frostbeständigheten något, Opsahl (1978). Orsaken är troligen att luftporsystemet blir finare samtidigt som betongens täthet ökar. Nyligen framkomna resultat visar att silikastoftet möjligen enbart verkar fördröjande på frostangreppet. Fortsätter man frystesten utöver de 56 cykler som idag används, får man nämligen i vissa fall en snabb förstörelse även av betong med silikastoft; se figur 14 enligt vilken betong med silikastoft på sikt till och med får en större nedbrytning än ren portlandcementbetong med samma vattenbindemedelstal, Petersson (1986). Dessa resultat gäller vid s k saltfrystestning.

Samtliga dessa restmaterial medför kraftigt ökat behov av luftporbildare för bibehållen lufthalt. Exempel visas i figur 15.

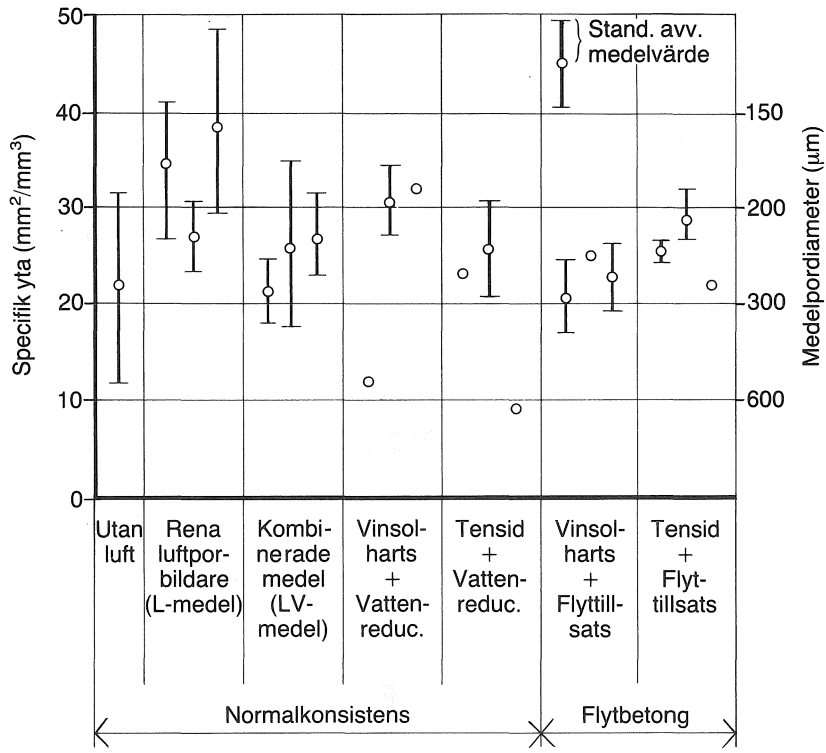
- *Luftporbildarens typ*: Olika luftporbildare ger olika typ av luftporsystem. Rena luftporbildare ger normalt finare luftporer och därmed kortare medelavstånd mellan luftporerna än vad en kombination av luftporbildare och vattenreducerare eller flyttillsatser gör. Exempel på detta visas i figur 16, varur framgår att olika tillsatsmedel och tillsatsmedelkombinationer ger myc-



Figur 14. *Saltfrystest av icke lufttillsatta betonger med och utan silikastoft. W = vatten, C = portlandcement, S = silikastoft. Petersson (1986).*



Figur 15. *Exempel på inverkan av mineraliska tillsatsmaterial på behovet av luftporbildare. (Halten tillsatsmaterial anges i relation till total bindemedelshalt, vilken är ca 300 kg/m^3), Virtanen (1983).*



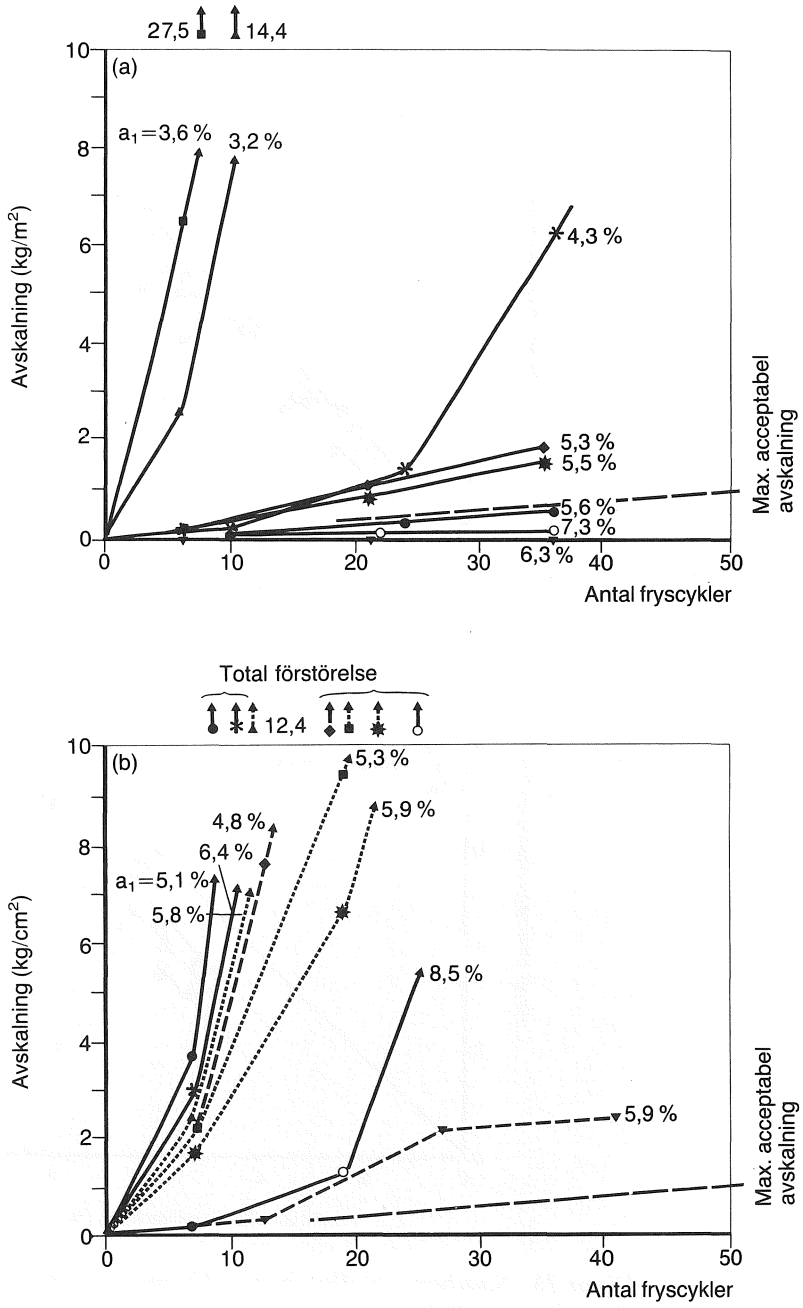
Figur 16. *Luftporsystemets finhet vid olika luftporbildande medel och kombinationer med vattenreducerande medel eller flyttillsatser, Fagerlund (1984A).*

(Specifika ytan $= \frac{6}{\bar{D}}$ *där* $\bar{D}$ *är luftporernas medeldiameter)*

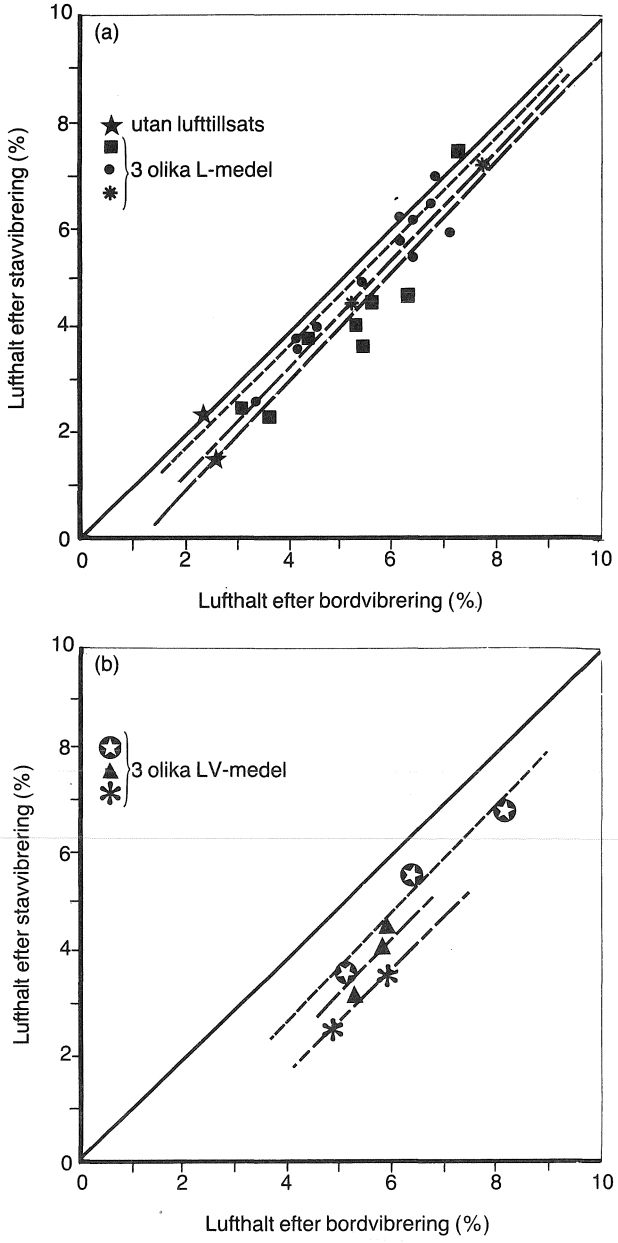
ket olika resultat. Vid krav på hög frostresistens bör därför tillsatsmedlens effekt utprovas genom förprovningar som innefattar frystester. Exempel på resultat av sådana visas i figur 17. Härvid har avskalningen vid ensidig frysning i 3% natriumkloridlösning mätts. Som synes ger den rena luftporbildaren vid samma lufthalt betydligt lägre avskalningar än de tre studerade kombinerade LV-medlen. Detta torde bero på den gynnsammare luftporstrukturen.

Kombinerade tillsatsmedel ger dessutom ofta större lufthaltsförluster än rena luftporbildare. Exempel på detta visas i figur 18. Den extra lufthaltsförlusten vid stavvibrering i förhållande till bordvibrering är avsevärt större när LV-medel används.

- *Sprickor*: Vatten i djupa sprickor utgående från betongytan, t ex temperatursprickor eller sättsprickor, kan verka sprängande vid frysning om inte betongen innehåller luft som kan ta hand om det undanpressade överskottsvattnet. En approximativ beräkning visar att den erforderliga lufthalten vid en sprickvidd



Figur 17. *Frystestningar i 3% natriumkloridlösning av betonger med olika lufthalt och olika luftporbildare. (Värden a_1 är den färska lufthalten bestämd på normenligt sätt). Fagerlund (1984A).*
(a) Ren luftporbildare; neutraliserad Vinsolharts
(b) 3 olika kombinerade luftporbildare och vattenreducerare; LV-medel



Figur 18. *Samband mellan bordvibrerad och stavvibrerad lufthalt, Fagerlund (1984A).*
(a) Rena luftporbildare eller utan luftporbildare
(b) Kombinerade luftporbildare och vattenreducerare (LV-medel)

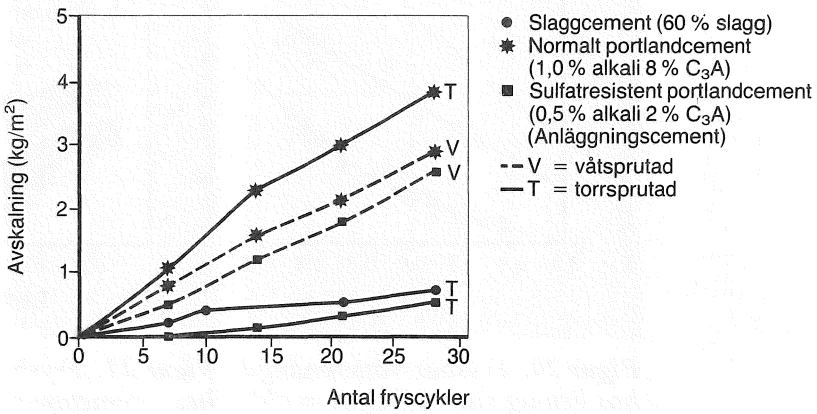
av 0,5 mm understiger 4%; Fagerlund (1986A). Om betongen bara har en normal lufthalt torde den därför ej sprängas sönder av vatten som sugs in i ytsprickor.

Det förhållandet att man aldrig kan garantera fullkomlig sprickfrihet är ytterligare ett motiv till att man alltid måste ha extra luftinblandning i utomhusbetong – även i sådan betong som i sig är mycket tät och därför har mycket låg frysbar vattenmängd.

- *Betongsprutning*: Vid torrsprutning kan betongen inte förses med extra luft av konventionell typ, dvs sådan som bildas av ytaktiva tillsatsmedel. Vid våtsprutning kan luft i princip införas vid blandningen men större andelen bortgår vid sprutningen. Sprutbetong borde därför ha en potentiellt låg frostbeständighet. Trots detta noteras ofta en avsevärd beständighet hos *torrsprutad* betong såväl i saltfri miljö som vid frysning i närvaro av salt. Våtsprutning har använts i mycket liten omfattning varför praktiska erfarenheter i stort sett saknas.

  I figur 19 visas resultatet av frystester av borrkärnor uttagna ur provsprutade plattor. Tre olika cementtyper har testats. Samtliga cement innehöll en luftporbildare i pulverform. Frystesten har gjorts i 3% NaCl-lösning enligt metod SS 13 72 25. Torrsprutning har i två fall gett acceptabel frostbeständighet medan våtsprutade betonger gett sämre beständighet. Försöksmaterialet är begränsat men det verkar även finnas en effekt av cementtypen. Normalt bör man alltid genomföra en förprovning av sprutbetong som skall användas i bärande konstruktioner. Denna förprovning bör även innefatta en frystest av representativa provkroppar.

  Orsaken till att torrsprutade betonger ofta får en god frostresistens är troligen *det låga vattencementtal som kan uppnås vid lämpliga cement och betongsammansättningar.*



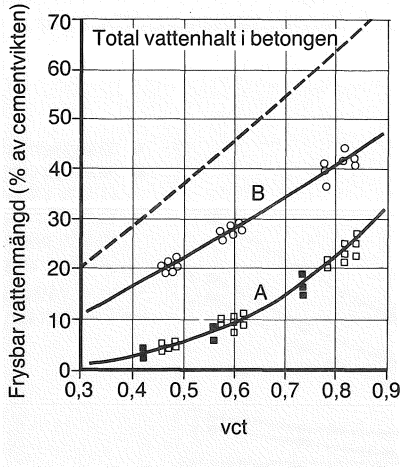
Figur 19. *Salt-frostbeständighet hos sprutbetong, Malmberg (1985).*

- *Åldringseffekter*: Så gott som all information vi har om betongs frostbeständighet baserar sig på prover som egentligen aldrig utsatts för någon naturlig åldringsprocess; proverna är normalt välhärdade och de har aldrig utsatts för klimatbetingelser som medför sprickbildning, strukturförändringar etc. Sådana klimatbetingelser är temperatureffekter, torknings-uppfuktningscykler etc.

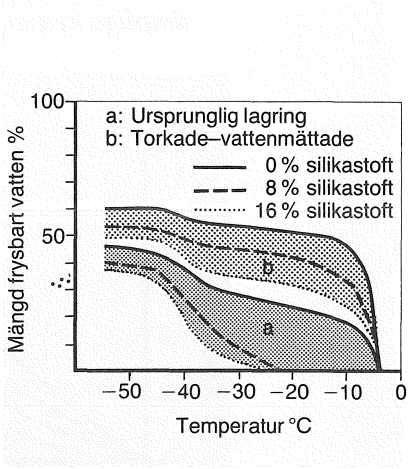
  Även måttlig klimatpåverkan på betong kan emellertid medföra kraftiga effekter vilket gör att man kan missbedöma beständigheten om beständighetstesten görs på icke-åldrade prov. Exempel på åldringseffekter visas i figur 20 och figur 21. Genom att utsätta normalbetong för en uttorknings-uppfuktningscykel fås en kraftig effekt på den frysbara vattenmängden vilken i stort sett fördubblas vid vct = 0,80 och vilken fyrdubblas vid vct = 0,50; figur 20.

  Ännu mer dramatiska effekter erhålls i betong med silikastoft; figur 21. Före torkning fryser så gott som inget vatten i en "silikabetong" vid frystemperaturer överstigande ca −20°C. Efter en enda torknings-uppfuktningscykel får emellertid en betong med 8% silikastoft i stort sett lika hög frysbar vattenmängd i området 0 → −10°C som en motsvarande betong utan silikastoft har.

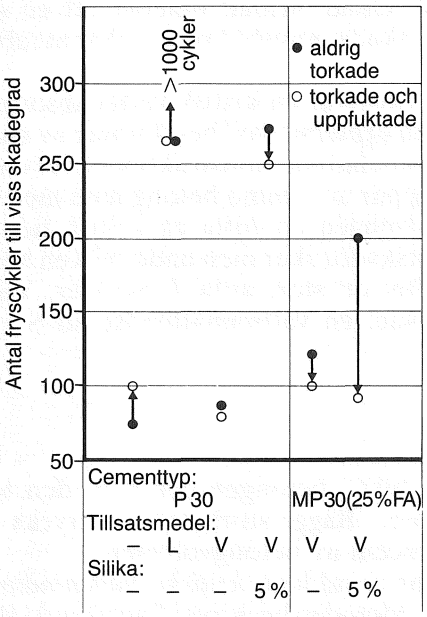
  Detta innebär att även resultatet av en frystest kan bli dramatiskt olika om betongen har genomgått en torkning före testen eller ej: Exempel på detta visas i figur 22. För betong med rent portlandcement och utan silikastoft innebär en "uttorkningsåldring" närmast en positiv effekt (jämför figur 9). För betong med silikastoft och speciellt för betong med såväl silikastoft som



Figur 20. Frysbar vattenmängd hos betong vid −15°C. A = aldrig torkade prover, B = uttorkade och återuppfuktade prover, Vuorinen (1973).



Figur 21. Frysbar vattenmängd hos cementpasta med olika mängd silikastoft. Effekt av torkning och återuppfuktning, Sellevold et al (1982).



Figur 22. *Exempel på inverkan av en uttorknings- och uppfuktningscykel på frostbeständigheten. Vattenbindemedelstalet är 0,67 i alla satser. (P30 är rent portlandcement; MP30 är ett flygaskacement med 25% flygaska). Dahl (1985).*

flygaskacement innebär uttorkningsåldringen en starkt negativ effekt, och dessa betonger får nu snarast lägre frostbeständighet än betonger som saknar flygaska och silikastoft. Före torkningen hade de däremot högre frostbeständighet.

Ett annat åldringsfenomen, vars betydelse är mera okänd, är en gradvis uppfyllning av luftporer med kristaller av olika typ, företrädesvis kalciumhydroxid. Detta sker i luftporer som tidigare varit vattenfyllda, dvs de mindre porerna. Eftersom dessa luftporer ändå förr eller senare blir inaktiverade genom vattenfyllning behöver inte fenomenet ha så stor negativ effekt. Erfarenheter från saltfrystester av utborrade kärnor från äldre betonger med hög lufthalt och av hög allmän kvalitet är för övrigt mycket goda.

Regelrätta *livslängdsberäkningar* för frostbelastade konstruktioner är svåra att genomföra och blir osäkra. Principer för hur sådana beräkningar skulle kunna genomföras anges i Fagerlund (1979) där även ett par exempel på livslängdsberäkningar utarbetats i detalj. I princip avgörs livslängden av den hastighet med vilken luftporsystemet fylls med vatten under praktiska förhållanden i fuktig miljö. Genom att luftporer gradvis vattenfylls inaktiveras de och luftporavstånden ökar successivt; Warris (1964). Exempel på vattenabsorption i luftporsystem visas i figur 11. Efter 1 månads kontinuerlig absorption kan mer än hälften av luftporsystemet vara inaktiverat. Så småningom överstiger luftporavstånden i den fuktigaste delen av betongen det kritiska avståndet $\bar{a}_{CRIT}$ och då fås en frostskada där. Tiden tills detta sker är *livslängden* för denna del av betongen.

Livslängden kommer därför att öka med ökande *lufthalt* och minskande *vattencementtal*. Ökad lufthalt innebär att en större vattenabsorption krävs före skada; minskat vct innebär att absorptionen går långsammare.

Det förhållandet att det existerar en kritisk vattenabsorption i luftporsystemet möjliggör en *experimentell* bestämning av en sorts potentiell livslängd hos frostbelastade konstruktioner. Frystestar man ett stort antal provkroppar av samma betong men med olika vattenhalt kommer man nämligen att hitta en kritisk fuktnivå, över vilken omfattande frostskador sker men under vilken betongen förblir oskadad även efter ett stort antal fryscykler. Vattenhalten uttrycks lämpligen som en vattenmättnadsgrad S vilken defineras

$$S = \frac{W_e}{P} \qquad (2)$$

där W_e är totala mängden fukt i betongen och P är den totala porositeten inklusive luftporer. Bägge storheterna uttrycks t ex i m^3 per m^3 betong eller i procent av betongvolymen.

Exempel på bestämningar av sådana *kritiska vattenmättnadsgrader* S_{CR} visas i figur 23(a). Metoden beskrivs i Fagerlund (1977). Som synes är värdena mycket väldefinierade. Betongen med hög lufthalt (typ II) har lägre kritisk vattenmättnadsgrad än betongen som saknar luft (typ I).

För att kunna beräkna livslängden måste man kunna förutsäga fuktabsorptionen hos betongen, dvs förutsäga tidpunkten när den aktuella vattenmättnadsgraden, S_{ACT}, överskrider den kritiska, S_{CR}. Ett approximativt mått på denna tid kan man få genom att låta små prover av samma betonger suga vatten från en fri vattenyta eller helt neddoppade i vatten. Vattenabsorptionen S_{KAP} mäts. Startar man med relativt torra prover fås fuktabsorptionskurvor av den typ som visas i figur 23(b). Den första snabba sugningen beror på absorption i alla porer utom luftporerna. Den långsamma sugningen, som startar efter ca 5 tim, beror på en gradvis fyllning av luftporerna. Kurvorna i figur 23(b) gäller för betongtyperna I och II i figur 23(a). Som synes har den luftinblandade betongen betydligt lägre fuktabsorption uttryckt som S_{KAP} vilket beror på att luftporer vattenfylls med stor svårighet.

Ett mått på frostbeständigheten F ges av skillnaden mellan S_{CR} och S_{KAP}

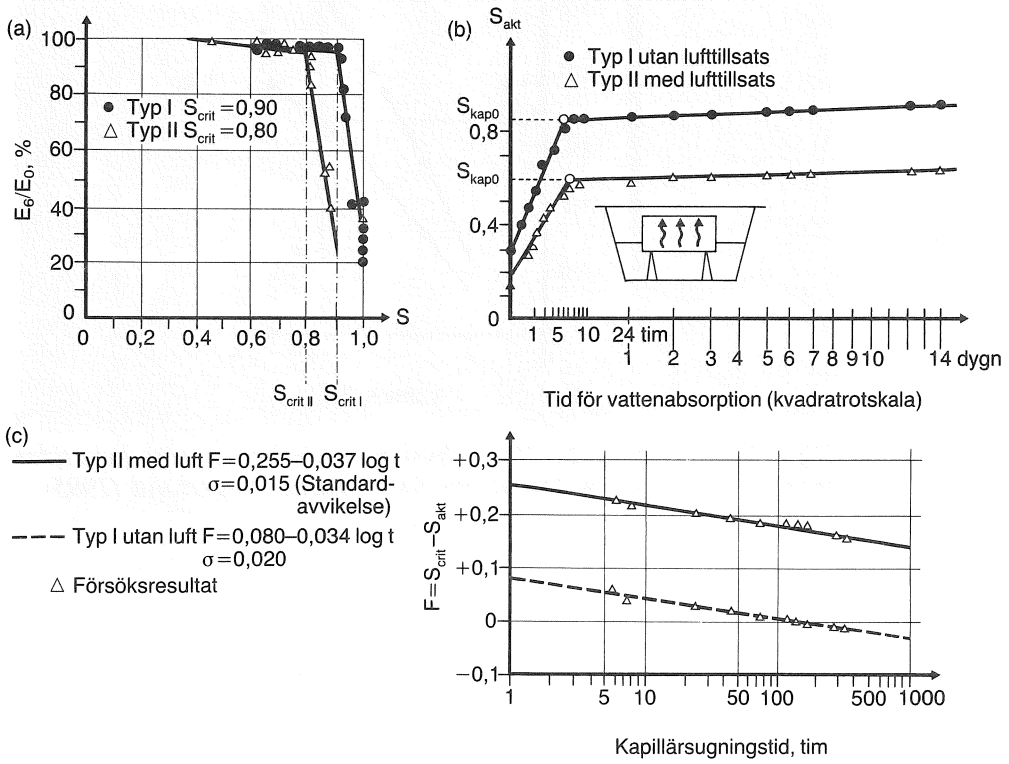
$$F(t) = S_{CR} - S_{KAP}(t) \qquad (3)$$

där $S_{KAP}(t)$ är den verkliga vattenmättnadsgraden i betongen efter kapillärsugning under tiden t och F(t) är "frostbeständigheten" vid denna tid.

Frostbeständigheten kan således lätt kvantifieras genom att S_{CR} jämförs med S_{KAP}. Resultatet av en sådan jämförelse för betonger typ I och II visas i figur 23(c). Som synes är frostbeständigheten oerhört mycket större för den luftinblandade betongen; typ II.

Den "potentiella livslängden" t_l erhålls nu lätt genom att man tittar efter hur lång tid som erfordras för att F skall bli noll. Detta kan man göra grafiskt i figur 23(c) för betong typ I. Man finner då att livslängden är ca 200 tim dvs betongen tål 9 dygns kontinuerlig vattenabsorption utan att skadas vid en efterföljande frysning. För betong typ II är en grafisk bestämning inte möjlig, eftersom absorptionstiden är så begränsad i förhållande till livslängden. Man får då göra en *extrapolation* av S_{KAP}-kurvan tills denna skär linjen F = 0. Om absorptionen antas vara proportionell mot logaritmen av tiden fås en livslängd av ca 890 år. Detta är naturligtvis inte en tillåten extrapolation men den ger ändå en god uppfattning av luftens fundamentala betydelse för livslängden.

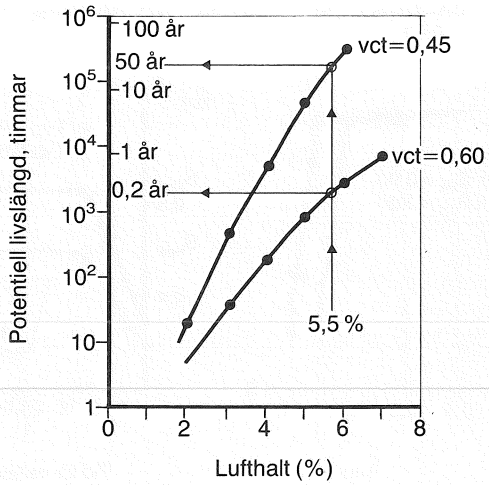
Metoden att experimentellt bestämma värden på S_{CR} och S_{KAP} för att få en uppfattning av livslängden kan alltid tillämpas. Experimenten är en smula tidsödande men ger mycket information. Exempel på praktisk användning av metoden ges i Fagerlund (1982).



Figur 23. *Exempel på en experimentell bestämning av potentiell livslängd hos frostutsatt betong.*
(Typ I: Utan extra luft; lufthalt 1,3%)
(Typ II: Med extra luft; lufthalt 7,1%)
(a) Bestämning av S_{CR} (E_6 = dynamisk E-modul efter 6 cykler)
(b) Bestämning av S_{KAP}
(c) Beräknad "frostbeständighet"

Tyvärr kan, på grund av ofullständiga kunskaper, inget generellt samband mellan potentiell livslängd, lufthalt, luftporstruktur och vct ännu uppställas. Ett teoretiskt samband baserat på vissa mycket förenklade förutsättningar beträffande vattenabsorptionens tidsförlopp och beroende av vct ges i figur 24. Därav framgår dels lufthaltens fundamentala betydelse dels att högre vct medför högre krav på lufthalten. (Diagrammet får inte användas för dimensionering av betong med avseende på livslängd på grund av osäkerheter i ingångsdata).

Livslängden kommer även att vara beroende av bindemedlets typ. I Fagerlund (1982) har en livslängdsanalys för slaggcementbetong genomförts. Den visar att livslängden avtar kraftigt med ökande slagghalt hos cementet just på grund av att vattenabsorptionen i luftporerna då ökar; jämför figur 11.



Figur 24. *Teoretiskt beräknad livslängd hos betong som hela tiden lagras i vatten och sedan utsätts för frysning, Fagerlund (1985).*

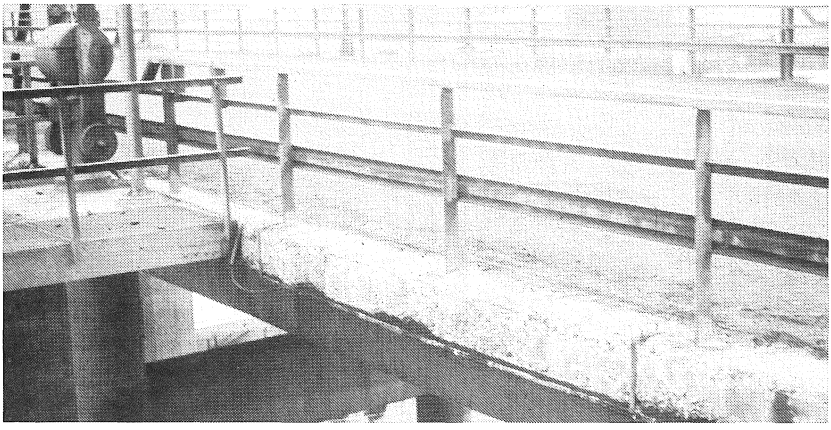
Frostangrepp med salt

När betongytan exponeras för salthaltigt vatten före och/eller under en nedfrysning ökar frostpåkänningarna mycket kraftigt.

En betong utan extra luftinblandning har mycket små möjligheter att klara en frysning som sker i närvaro av saltlösningar även i låga koncentrationer.

Detta förklarar varför så mycket brobetong som tillverkats i Sverige före 1965 fått skador i samband med den ökande tösaltningen. Före denna tidpunkt användes inte luftinblandning varför broarna inte haft en rimlig chans att stå emot kombinationen frost och tösalt. Att äldre brobetong ofta har dålig saltfrostbeständighet har påvisats experimentellt av Steorn (1983).

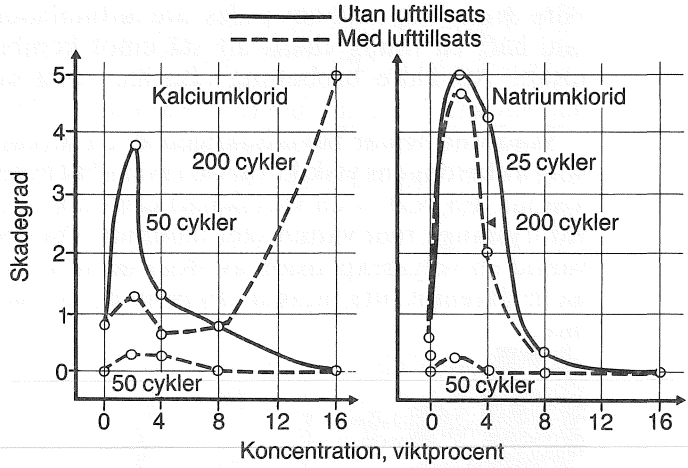
Skadorna består huvudsakligen av en successivt ökande *avskalning* av betongens ytskikt varvid i svåra fall även grövre ballastkorn lossnar. En bild av en ytavskalad kantbalk visas i figur 25. Skador vid frysning i rent vatten sker däremot ofta i betongens inre delar varvid en volymexpansion av stora delar av betongen sker. Ytorna är däremot ofta intakta eftersom de normalt är torrare än det inre.



Figur 25. *Foto av kantbalk som ytskadats av frost i kombination med tösalt.*

Även små salthalter leder till starkt förvärrade skador vilket framgår av figur 26. Skadorna når ett maximum vid ca 2 à 4% koncentration varefter de snabbt minskar vid ökande koncentration. Detta tillsammans med det faktum att skadorna kommer snabbt, efter få fryscykler, innebär att saltfrostskadorna med största säkerhet är av fysikalisk natur. Vissa tösalter, t ex kalciumklorid, kan visserligen medföra kemiskt angrepp men först vid höga koncentrationer och efter lång tids exponering, Peterson (1984). Man har även försökt förklara saltfrostangreppen med

expansionstryck förorsakade av klimatberoende strukturförändringar hos utfällda saltkristaller, Pühringer (1983). Enligt denna hypotes skulle frystemperaturer överhuvud taget inte erfordras för saltskador. Hypotesen har inte kunnat bevisas och förefaller långsökt med tanke på att starka frostskador, av samma typ som de som uppstår i praktiken, lätt kan framkallas i laboratoriet vid frysning av betong i så svaga saltlösningar att saltkristaller inte kan uppträda. När frystestning däremot görs av samma betong med exakt samma metod, men i rent vatten, sker inga eller mycket små skador. Avskalningsskador av samma typ som de som sker i närvaro av tösalt sker för övrigt även när saltet byts mot ett icke kristalliserande ämne, t ex alkohol; Verbeck & Klieger (1957).

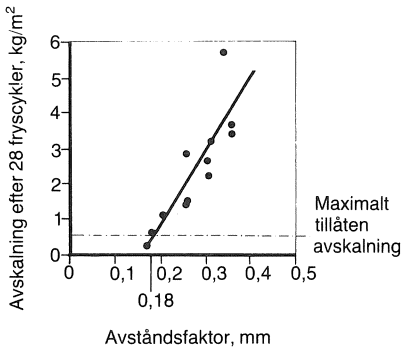


Figur 26. *Inverkan av salthalten på avskalning av betongytor, Verbeck & Klieger (1957).*
0 = ingen avskalning
5 = allvarlig avskalning

Destruktionsmekanismen är alltså inte helt klarlagd. Möjligen sammanhänger den med att osmotiska tryck utbildas i betongen på grund av att koncentrationsskillnader uppstår mellan salthaltigt vatten i ytpartiet och rent vatten litet längre in i betongen; ju högre salthalten i ytan är desto större blir det osmotiska trycket. Vid höga salthalter minskar emellertid den frysbara vattenmängden så kraftigt att skadorna ånyo minskar. Man skulle då få skadegradskurvor av just den typ som visas i figur 26.

Att skadorna koncentreras till betongens ytpartier kan förklaras av att diffusionen av "saltjoner" in i betongen är ytterst långsam; Tabell 2. Redan på litet avstånd från betongytan har man därför huvudsakligen rent vatten och mildare frysning.

De förvärrade fryspåkänningarna medför att avståndsfaktorn ā mellan luftporerna måste göras mindre än vid frysning i rent vatten. Exempel på detta visas i figur 27 enligt vilken det kritiska medelavståndet för frysning i 3% natriumkloridlösning är ca



Figur 27. Samband mellan avståndsfaktor och total avskalning efter 28 fryscykler i 3% NaCl-lösning, Fagerlund (1984A).

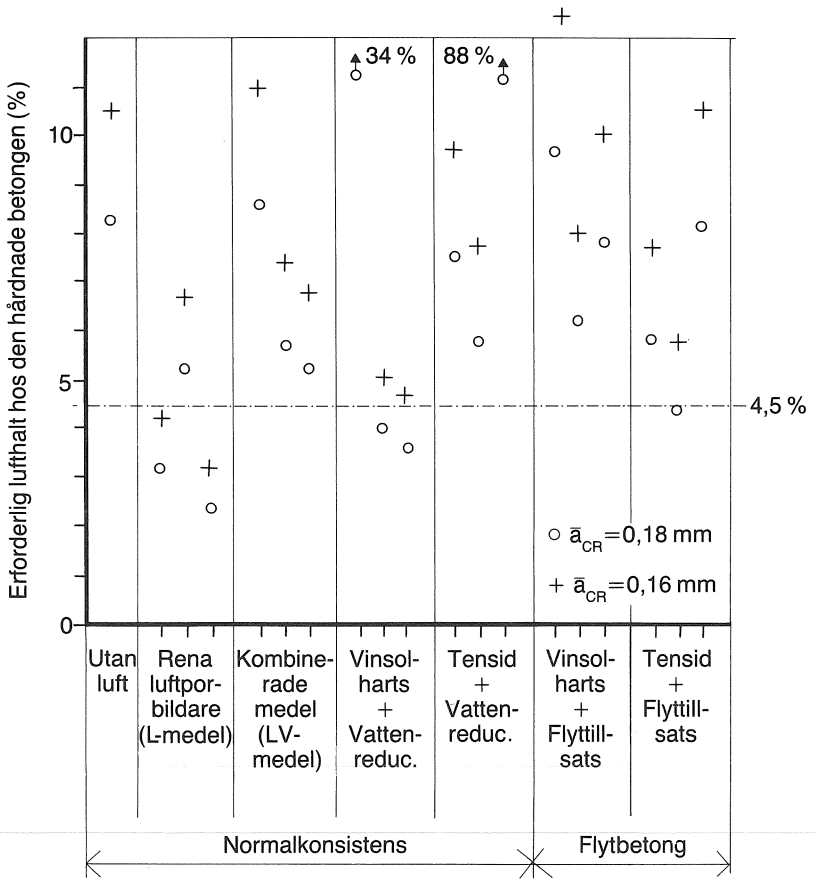
0,18 mm. Andra svenska mätningar gav värdet 0,16 mm, Fagerlund (1984A). Tyska mätningar gav värdet 0,20 mm, Bonzel & Siebel (1977). Olikheterna beror troligen dels på olika sätt att bestämma avståndsfaktorn dels på något olika frysteknik. Värdet 0,18 mm torde vara på säkra sidan för de allra flesta fall.

Denna låga avståndsfaktor medför enligt ekv (1) ett mycket stort lufthaltsbehov om inte luftporsystemet är mycket homogent och finporöst. Luftbehoven för de luftporsystem vilka återges i figur 16 har beräknats för två olika kritiska avståndsfaktorer och återges i figur 28. I princip bör inte sådana tillsatsmedel accepteras som ger ett lufthaltsbehov som överstiger ca 7% i den hårdnade betongen. Dels får man då stora hållfasthetsförluster, dels kan man vid alltför höga lufthalter få ett kontinuerligt luftporsystem som lätt fyller sig med vatten och därmed inaktiveras. Ett stort antal av proverna i figur 28 uppfyller inte detta krav på grund av att luftporsystemen är alltför grova och ogynnsamma. De mest gynnsamma luftporstrukturerna och därmed de lägsta erforderliga lufthalterna ges av 2 st rena luftporbildare medan kombinerade s k LV-medel genomgående kräver högre lufthalt. Att den rena luftporbildaren neutraliserad Vinsolharts även ger bättre saltfrostbeständighet än de tre provade LV-medlen visas i figur 17.

Lufthalten i den färska betongmassan omedelbart före gjutning bör aldrig understiga 5,0% i en normalbetong med stenstorleken 32 mm. Medelvärdet bör vara minst 6,0% med tanke på spridningen. Vid finkornigare ballast ökar cementpastamängden varför lufthalten måste vara proportionellt högre.

Vattencementtalet skall inte överstiga 0,45. En ytterligare sänkning är starkt positiv. Med tanke på korrosionsskyddet av armeringen bör vct understiga 0,40 vid kloridhaltig miljö – se nedan. Ett så lågt vattencementtal ger också en starkt ökad säkerhet mot saltfrostskador.

Lufthaltskravet ovan förutsätter att luftporbildaren ger ett *myc-*



Figur 28. *Teoretiskt erforderliga lufthalter hos hård betong beräknade ur luftpordata enligt figur 16 (medelvärden för uppmätta pordiametrar har använts vid beräkningen).*

ket homogent och finporöst luftporsystem. Rent teoretiskt, enligt ekv (1), innebär nämligen lufthalten 5,0% vid den kritiska avståndsfaktorn 0,18 mm att luftpordiametern inte får överstiga 200 µm, dvs att specifika ytan hos luftporsystemet inte får understiga 30 mm^2/mm^3. (Värdet Vp har då antagits vara 35% inklusive fillervolymen).

Om luftporsystemet är sämre utbildat erfordras högre lufthalter än 5,0%.

En frostbelastad konstruktion, som skall utsättas för tösaltning eller havsvatten, bör på grund av de höga kraven på luftporsystemet och på grund av osäkerheten om vilken luftporstruktur som verkligen erhållits alltid *förprovas genom en frystest* av representativa provkroppar. En ytterligare orsak till detta är att saltfrostresistensen i ännu högre grad är den vanliga frostresistensen beror på andra faktorer än lufthalten, nämligen vattencementtalet, luft-

porbildarens typ, samverkan mellan luftporbildare och andra tillsatsmedel i betongen, konsistensen, blandningssättet, transportsättet, komprimeringsmetoden, bindemedlets typ etc. I stort sett gäller beträffande dessa betongtekniska faktorer samma principiella inverkan som diskuterades i föregående avsnitt men mer accentuerat.

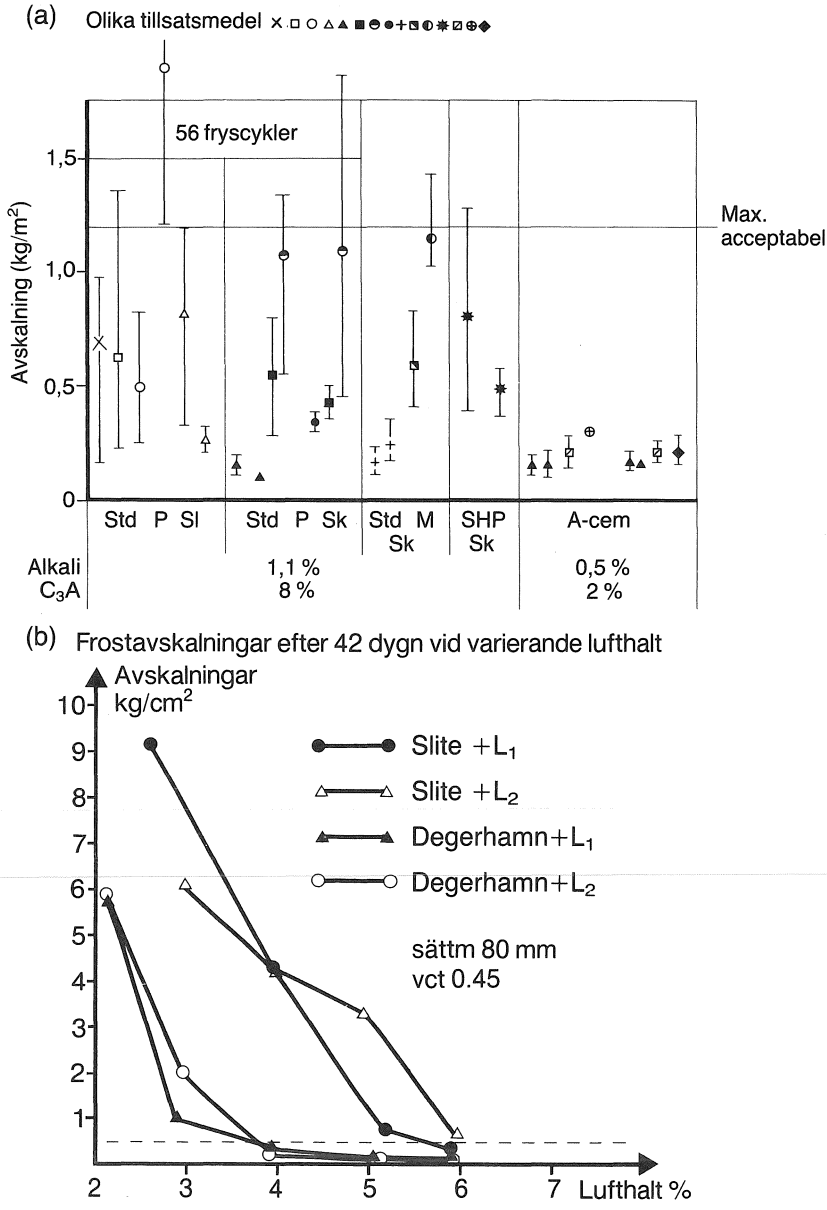
Orsaken till denna starka inverkan av saltet är att mycket små förändringar i luftporsystemet får större betydelse när den kritiska avståndsfaktorn är så låg som 0,18 mm. Även måttliga variationer i någon parameter, t ex sättet att blanda betongen eller sättet att komprimera den, kan påverka luftporstrukturen på ett sådant sätt att avståndsfaktorn ibland betydligt understiger 0,18 mm och ibland överstiger detta värde. I Fagerlund (1986B) visas teoretiskt att denna känslighet för variationer i luftporsystemet är mycket större i fallet saltfrysning än i fallet frysning i rent vatten.

Av de faktorer som påverkar saltfrostbeständigheten skall *cementtypen* kommenteras något ytterligare än vad som gjordes i föregående avsnitt. I figur 10 visades hur alkalihalten i porvattnet påverkar luftporbildningen, men alkalihalten bestäms i första hand av cementets (och eventuellt flygaskans) innehåll av löslig alkali. Därför bör man förvänta sig något gynnsammare luftporstruktur vid cement med låg löslig alkalihalt åtminstone vid vissa typer av luftporbildare. Man vet även att cementets C_3A-halt påverkar doseringsbehovet av luftporbildare, vilket i sin tur kan påverka luftporstrukturen.

Samtliga år 1985 svenskproducerade cement har testats i betonger med vct = 0,45 och lufthalt 6% åstadkommen med ett antal vanliga luftporbildare. Vissa betonger innehöll dessutom en vattenreducerare. Betongerna frystestades i 3% natriumkloridlösning enligt svensk standardmetod. Resultatet återges i figur 29(a). Som synes ger Anläggningscementet (Degerhamn Std P), vilket är lågalkaliskt och har låg C_3A-halt, betydligt mindre avskalningar och lägre spridning mellan enskilda provkroppar än övriga cement. Detta gäller alla typer av luftporbildare. Senare har en jämförelse gjorts mellan Anläggningscement och Std P Slite, se Fig 29(b). Som synes kan hög saltfrostbeständighet åstadkommas vid betydligt lägre lufthalt när Anläggningscement används.

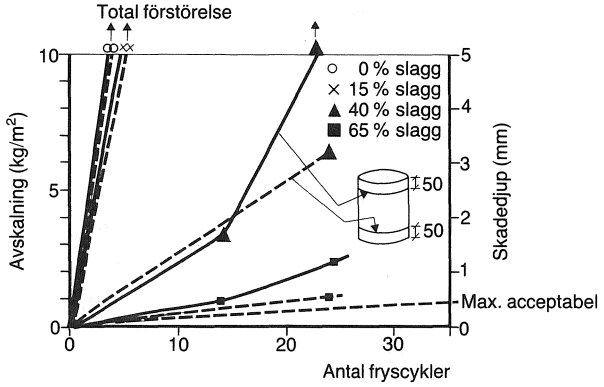
Slaggcement med hög slagghalt har visat sig ge mycket högt diffusionsmotstånd mot kloridinträngning – jämför Tabell 2 nedan. Detta borde innebära en minskad risk för saltfrostangrepp. Att så är fallet har påvisats vid försök; se figur 30, enligt vilken betong med vct = 0,45 men *utan* extra luftinblandning har relativt god saltfrostbeständighet förutsatt att cementets slagghalt uppgår till 65%. Även vid lägre slagghalter förbättras dock frostbeständigheten relativt portlandcementbetong när betongerna saknar extra luftinblandning.

Genom att använda goda luftporbildare och hög lufthalt blir emellertid en ren portlandcementbetong normalt mer frostbeständig än en slaggcementbetong med samma lufthalt.

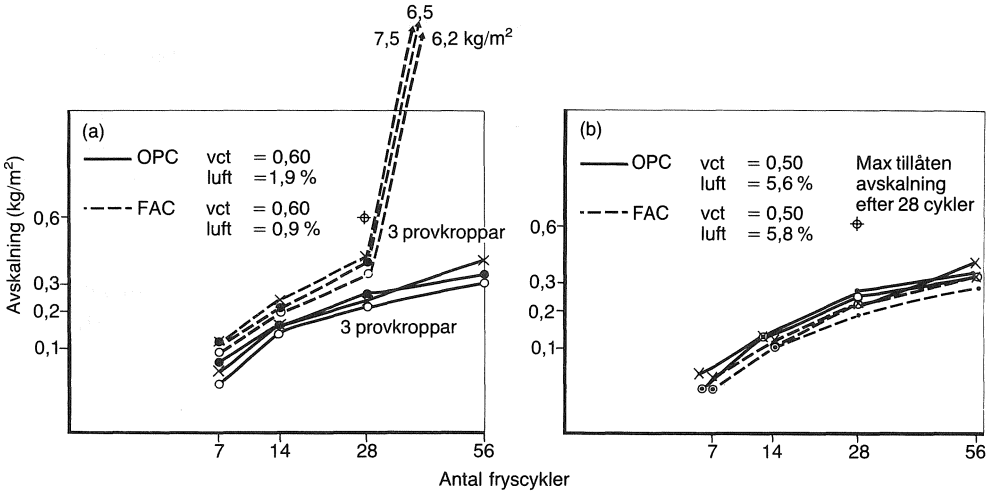


Figur 29. *Inverkan av cementsorten på beständigheten vid frysning i 3% natriumkloridlösning.*
(a) Test av olika cement och olika tillsatsmedel, Fagerlund (1986C). (vct = 0,45, l = 6%) (Sl = Slite; Sk = Skövde; A-cem = anläggningscement).
(b) Jämförelse mellan anläggningscement och Std P Slite, Petersson (1989). (vct = 0,45, sätt = 80 mm) (L_1 och L_2 är 2 olika luftporbildare).

Betong med *flygaskacement* eller med inblandad flygaska måste ha extra luft för att bli saltfrostbeständig, men den blir då



Figur 30. *Inverkan av cementets slagghalt på beständigheten vid frysning i 3% natriumkloridlösning. Betong med vct = 0,45 men utan extra luftinblandning. (2 olika skivor, sågade ur var sin ände av en 200 mm lång cylinder, testades). Fagerlund (1982).*



Figur 31. *Frostbeständighet hos betong med rent portlandcement (OCP) och med flygaskacement (FAC) innehållande 5% flygaska, Fagerlund (1986C).*
(a) vct = 0,60, utan extra luft, testade i rent vatten
(b) vct = 0,50, med luftinblandning, testade i 3% natriumkloridlösning

ungefär lika bra som ren portlandcementbetong med samma vct och lufthalt. Exempel visas i figur 31; betonger med vct = 0,60 och utan extra luftinblandning frusna i rent vatten har låg frostbeständighet trots att flygaskahalten enbart är 5%. Orsaken är troligen att den naturliga lufthalten minskas med ca 1 procentenhet. När vct sänks till 0,45 och lufthalten höjs till 6% sker emellertid inga skador trots frysning i 3% saltlösning.

För betong med *silikastoft* fås små avskalningar till en början men skadorna ökar kraftigt med ökat antal fryscykler trots att betongen har hög lufthalt; se figur 14. Orsaken till detta är inte klarlagd. En möjlighet är att luftporsystemet på grund av den viskösare pastan i betong med silikastoft blir så finporöst att det fylls lättare med vatten än ett mera normalt luftporsystem.

Vid all användning av restmaterial skall det ökade behovet av luftporbildare beaktas; se figur 15.

En studie av effekten av ett flertal andra betongvariabler på salt-frostbeständigheten har redovisats i Fagerlund (1984A).

Principer för hur en förprovning och en fortlöpande provning av betongens saltfrostbeständighet kan läggas upp anges i Fagerlund (1984B). Det är av största vikt att provkropparna som skall användas för frystestning är representativa. Provkropparna bör därför tillverkas med en teknik som så mycket som möjligt liknar den aktuella betonggjutningen. Själva frystesten genomförs vid Statens Provningsanstalt enligt en standardiserad metod. Man bör inte använda laboratorier som inte har mycket stor rutin på tillämpning av den standardiserade frysmetoden eftersom även mycket små avvikelser i provberedning och frysteknik kan ge stora effekter på resultatet.

Några *livslängdsanalyser* av betong som är utsatt för frost i kombination med salt kan ännu inte genomföras på grund av bristande kunskap om nedbrytningsmekanismen. Erfarenhetsmässigt gäller dock samma typ av samband som för vanlig frysning, dvs frostresistensen ökar mycket starkt med höjd lufthalt och sänkt vct.

Vid samma lufthalt och vattencementtal är den potentiella livslängden betydligt kortare vid frysning i salt än vid vanlig frysning. Av denna orsak måste lufthalten göras högre och vattencementtalet göras lägre om livslängden skall bibehållas.

Ytbehandlingar som skydd mot frostangrepp

Ett flertal "öppna" ytbehandlingssystem, som gör anspråk på att skydda betong mot frostangrepp, saluförs. Exempel är silikoner, stearater och silanpreparat vilka avses skydda betongen mot fuktinträngning och inträngning av klorider. Tidigare provades även täta plastskikt av t ex epoxi eller polyester på speciellt hårt utsatta konstruktionsdelar, t ex kantbalkar på broar; Fritzell (1969).

De *öppna* systemen har förmodligen en viss dämpande effekt på vattenabsorptionen i betongen samtidigt som de inte försvårar uttorkningen alltför mycket. I bästa fall kan man därför förvänta sig en viss reduktion av betongens fuktnivå såvida fuktexponeringarna är temporära. Effekten torde emellertid ha relativt kort varaktighet. Det är känt att t ex silikoner och stearater åldras relativt snabbt på grund av inverkan av betongens höga pH-värde, solstrålning och övrig klimatisk påverkan. Silaners åldringsegenskaper är mindre välkända eftersom de används under kortare tid. Man skall emellertid inte förvänta att de skall fungera under betongens hela förväntade livstid, dvs 50 år eller mer.

Eftersom de öppna ytimpregneringssystemen veterligen inte har någon destruktiv verkan på betongen och eftersom de i bästa fall reducerar vattenabsorptionen och saltinträngningen under betongens första tid kan de ha en viss positiv verkan under det viktiga skede när betongens täthet och hållfasthet byggs upp, dvs skedet före första frostexponeringen. De kan emellertid inte förväntas att i längden skydda en betong med bristfällig frostbeständighet utan måste ses som ett *komplement* till en högkvalitativ betong som har hög lufthalt, god luftporfördelning och lågt vattencementtal.

Täta beläggningssystem är utomordentligt riskabla eftersom man aldrig kan garantera att de förblir intakta. Även små sprickor i det täta skiktet leder in avsevärda fuktmängder i betongen under kort tid genom kapillärsugning; Fagerlund & Svensson (1980). Att sedan torka ur detta vatten tar lång tid med tanke på det så gott som helt diffusionstäta ytskiktet. Många experimentella mätningar tyder därför på att fukttillståndet ofta blir högre i betong som belagts med täta skikt än i helt obelagd betong. Även frystester visar att en betong som belagts med täta skikt löper större risk att skadas allvarligt än obelagd betong; Fagerlund & Svensson (1980).

Den praktiska erfarenheten av täta plastskikt på betong är också mycket negativ. Plastskikten har kort varaktighet; de spricker

lätt och flagar därefter av (ofta i kombination med frostangrepp på betongen); Fritzell (1969).

Generellt gäller därför att betongen själv är sitt bästa skydd. Det gäller att sammansätta betongmassan på ett sådant sätt att önskad livslängd erhålls. Om en ytbehandling används som en extra säkerhetsåtgärd måste man tillse genom provning att den inte verkar så tätande på ytan att man kan befara att betongens fuktnivå ökar i förhållande till den obelagda betongen. Man bör nämligen alltid förutsätta att ytbehandlingen förr eller senare kommer att skadas eller spricka över större eller mindre partier.

Konstruktiv utformning

Den konstruktiva utformningen kan ha stor betydelse för frostbeständigheten (och korrosionsskyddet). Eftersom risken för frostangrepp i så hög grad hänger samman med vattenhalten i betongen – se figur 23(a) – måste man alltid i möjligaste mån utforma konstruktionen så att man får snabb avrinning av vatten. Man skall undvika fickor där (salt-)vatten blir stående lång tid.

På motsvarande sätt skall man undvika att vatten som avleds från en viss del av konstruktionen – t ex från en körbana på en bro – får rinna ner över en annan konstruktionsdel – t ex bropelaren. Detta gäller naturligtvis i första hand när det avledda vattnet innehåller tösalter eller andra aggressiva salter.

Konstruktören måste därför alltid tänka igenom konstruktionen i detalj så att fuktanrikningar och anrikningar av tösalter undviks i största möjliga mån. Där sådan anrikning inte kan undvikas måste betongen normalt göras av en högre kvalitet och täckskiktet förstärkas; se armeringskorrosion.

Armeringskorrosion

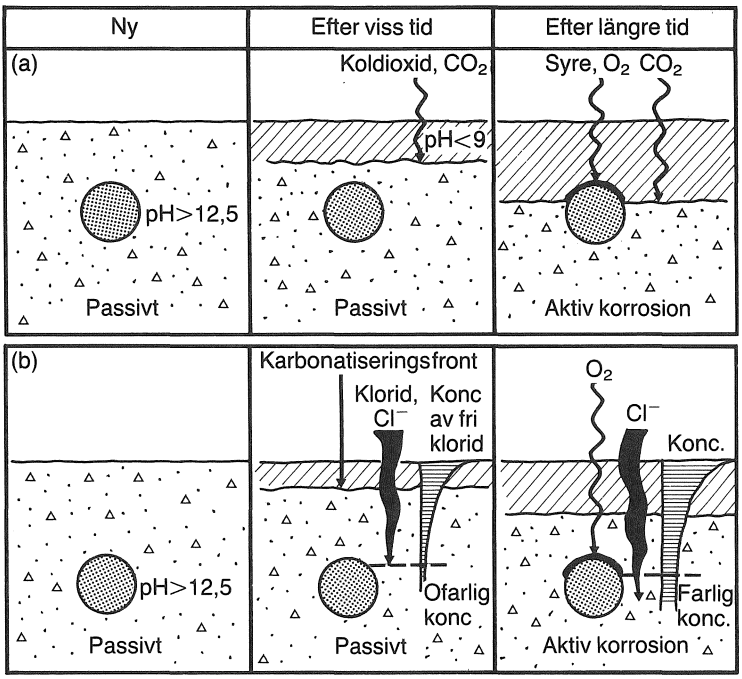
Allmänt

Ett armeringsstål, som är väl ingjutet i betong befinner sig på grund av den höga alkalitet som råder inne i betongen (pH > 12,5), i ett s k passivt tillstånd. Ingen korrosion kan ske. Alkaliteten skapas av alkaliska reaktionsprodukter från cementreaktionen (natriumhydroxid, kaliumhydroxid, kalciumhydroxid) som är lösta i porvattnet. Enbart kalciumhydroxidmängden i en vanlig portlandcementbetong utgör ca 30 viktprocent av den reagerade cementmängden varför en avsevärt s k basreserv finns i en sådan betong. Till basreserven bidrar även vissa av de svårlösliga kalciumföreningar som ingår i den s k cementgelen eller "cementlimmet". Bindemedel som saknar kalcium, dvs flygaska och silikastoft, eller som är fattiga på kalcium, t ex granulerad masugnsslagg, bidrar inte nämnvärt till basreserven men verkar däremot sänkande på denna när dessa material används som cementsubstitut. De ger dessutom, genom att reagera kemiskt med alkalierna från cementet, en viss sänkning av porlösningens pH-värde, dock aldrig till en så låg nivå att fara för armeringskorrosion föreligger i den icke åldrade betongen.

Alkaliteten påverkas även av vattencementtalet. Ett lägre vct innebär en lägre porositet, dvs mindre mängd porvatten. Dessutom fås normalt en högre cementhalt, dvs en större mängd alkali. Tillsammans ger dessa effekter en starkt ökad alkalitet vid sänkt vct. Detta är av speciellt stort intresse i samband med kloridinitierad korrosion – se nedan. Vid tillräckligt lågt vct kan sådan korrosion ibland helt omöjliggöras av det höga pH-värdet.

Det passiva tillståndet kan brytas av två orsaker, vilka åskådliggörs i figur 32.

1 *Koldioxid* (CO_2) från omgivande luft tränger långsamt in i betongen och reagerar därvid kemiskt med de pH-höjande kalciumföreningar och alkalihydroxider som finns där. Denna s k *karbonatisering* tränger in med en relativt väldefinierad front som åtskiljer en yttre zon av *karbonatiserad* betong med pH-värde < 9 från en inre zon av okarbonatiserad betong med bibehållet högt pH-värde. När fronten når armeringsstålet aktiveras detta på grund av det låga pH-värdet. Stålet börjar därvid rosta med en hastighet som i första hand bestäms av hur snabbt syre (O_2) kan tränga in. Under ogynnsamma betingelser med avseende på fukt och syretillgång är korrosionshastigheten



Figur 32. Olika stadier i korrosionsprocessen.
(a) Korrosion föranledd av karbonatisering
(b) Korrosion föranledd av klorider

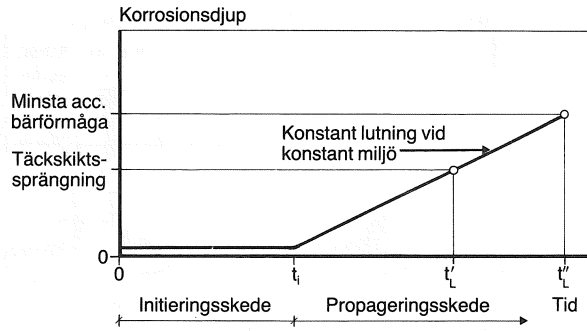
mångdubbelt högre än för vanlig atmosfärisk korrosion av oingjutet stål; Tuutti (1982). Korrosionen stimuleras nämligen av den stora skillnaden i pH-värde mellan den del av stålytan som gränsar mot karbonatiserad betong och den del som gränsar mot okarbonatiserad betong.

2 *Klorider* från havsvatten eller från tösalter tränger gradvis in i betongen. Man får inte en markerad front som i samband med karbonatisering utan en kloridkoncentration som gradvis avtar inåt. Koncentrationen på ett visst givet djup från betongytan ökar med ökande exponeringstid för klorider och med ökande yttre kloridhalt. Så länge halten av *fria* kloridjoner – dvs i porvattnet lösta klorider – understiger en viss tröskelnivå, kan korrosion inte ske. När, efter en viss tid, kloridkoncentrationen vid stålets yta överstiger tröskelvärdet, startar korrosionen, vilken ofta får karaktären av lokal gropfrätning. Under ogynnsamma betingelser är korrosionshastigheten mycket stor. Spännstål är särskilt känsliga för kloridinitierad korrosion.

Ett specialfall är korrosion förorsakad av ingjutna kloridhaltiga betongtillsatsmedel (t ex kalciumklorid, $CaCl_2$). Under vissa betingelser sker så stora anrikningar runt järnen att korrosion kan initieras, se nedan.

Även andra joner än klorid kan förorsaka korrosion t ex sulfid, bromid, tiocyanat, m fl.

Förloppet vid ett korrosionsangrepp hos osprucken betong kan åskådliggöras med "livslängdsdiagrammet" i figur 33. Under ett första initierings- eller "inkubationsskede" sker en gradvis karbonatisering och en kloridinträngning, men ännu är stålet i passivt tillstånd. Vid tidpunkten t_i aktiveras korrosionen av karbonatisering, av klorider eller av andra korrosiva joner. Därefter sker korrosion med en relativt konstant hastighet så länge miljöbetingelserna runt konstruktionen är någorlunda konstanta. Förutsättningen för korrosion är också att betongen har tillräckligt hög elektrolytisk ledningsförmåga. Denna ökar med ökande fukthalt och ökande mängd kloridjoner runt armeringsstålet.



Figur 33. *Principiellt korrosionsförlopp för ingjuten armering i osprucken betong, Tuutti (1982).*

Korrosionsprodukterna upptar större volym än det ursprungliga stålet (två till fem gånger större beroende på vilken korrosionsprodukt som bildas). Därför uppstår ett tryck mellan stålet och betongen vilket kan vara tillräckligt stort för att spräcka och eventuellt även spränga loss täckskiktet helt och hållet. Vid kloridinitierad korrosion sker korrosionsangreppet ofta lokalt – s k gropfrätning – varvid mycket stora skador kan ske på kort tid.

Den maximala livslängden t_L nås när täckskiktet sprängs loss eller när armeringsarean reducerats så långt, att konstruktionens bärförmåga är oacceptabelt låg. Exempel på korrosionsangrepp som lett till täckskiktssprängning visas i figur 34.

Livslängden beror därför av *initieringstidens längd*, av *korrosionshastigheten* och av den *acceptabla korrosionsgraden*. I en väl utformad konstruktion skall dock initieringstidens längd ensam vara minst lika hög som förväntad livslängd hos konstruktionen i sin helhet.

För armering i bärande konstruktioner bör man av säkerhetsskäl aldrig acceptera att korrosion fortgår. Dels är tiden från korrosionsstart till oacceptabel korrosionsskada ofta kort, dels kan ibland mycket stor korrosion ske utan att detta kan observeras okulärt. Riskerna är speciellt stora vid spännbetongkonstruktioner.

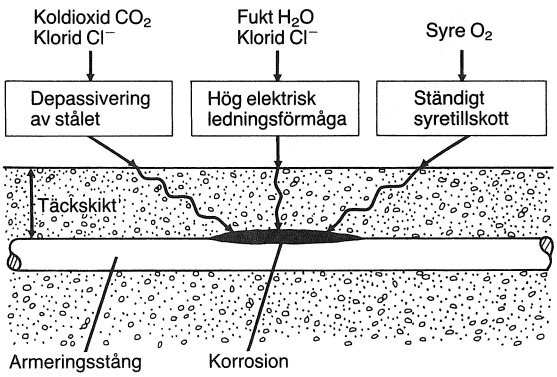
Figur 34. Exempel på en betongkonstruktion där armeringskorrosion förorsakat täckskiktssprängning.

OBS! När stålet är dåligt ingjutet, så att större hålrum uppstått mellan stål och betong erhålls aldrig någon passivering utan järnen är i ett aktivt tillstånd redan från början; tiden t_i i figur 33 är då noll varför man får en kort livslängd. Sådana hålrum kan t ex uppstå på grund av sättning av den färska betongmassan, på grund av bristfällig komprimering eller på grund av lyftning av betongmassan vid glidformsgjutning.

Den mycket snabba korrosionsstarten och korta livslängden när stålet är dåligt ingjutet eller täckskiktet sprucket parallellt med armeringsstängerna måste alltid beaktas vid val av komprimeringsmetod och övrigt arbetsutförande. Vikten av noggrann komprimering kan inte nog poängteras.

Sammanfattningsvis gäller att följande tre villkor skall vara uppfyllda för att korrosion skall ske; se även figur 35:

- Stålet måste depassiveras av karbonatisering av klorider, av andra joner eller av dålig kringgjutning.
- Betongen måste ha tillräckligt hög elektrolytisk ledningsförmåga, dvs vara tillräckligt fuktig.
- Stålet måste ha ständig tillförsel av syre.



Figur 35. De tre nödvändiga villkoren för korrosion, Wischers (1984).

Armeringskorrosion förorsakad av karbonatisering

Karbonatiseringsskedet

Karbonatiseringshastigheten avgörs av följande faktorer:

1 *Mängden karbonatiserbart material*: Ju högre halt karbonatiserbar kalk (CaO) desto långsammare karbonatisering. Rena portlandcement har här en fördel jämfört med cement innehållande s k mineraliska tillsatsmaterial. Exempel på effekten av mängden karbonatiserbar kalk visas i figur 36(a). Se även figur 48.

2 *Halten koldioxid (CO_2) hos omgivande luft*: Ju högre halt CO_2 desto snabbare karbonatisering. Betong i industriatmosfär, i spannmålsilos etc karbonatiseras därför mycket snabbare än normalbetong. Exempel på effekten av CO_2-koncentrationen visas i figur 36(b).

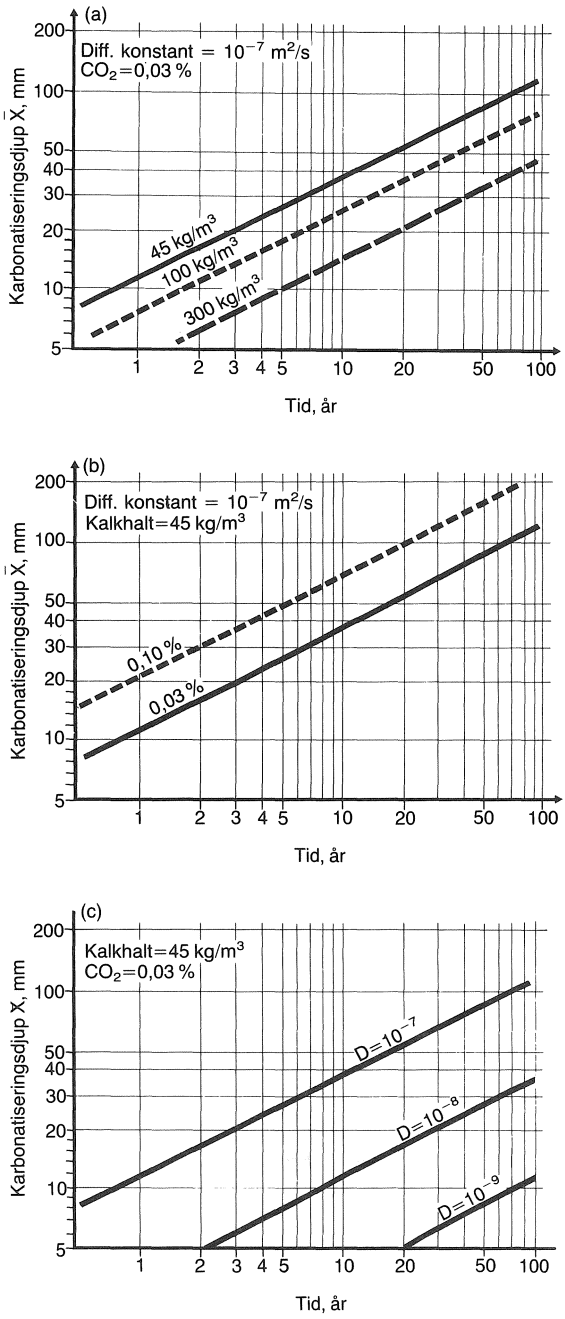
3 *Betongens täthet*: Ju lägre diffusionskonstant för CO_2-diffusion desto långsammare karbonatisering. Exempel på effekten av tätheten för CO_2-diffusion visas i figur 36(c).

Gasdiffusion går långsammare ju lägre vattencementtalet är; se figur 37. Av denna orsak minskar karbonatiseringshastigheten med sänkt vattencementtal. Exempel visas i figur 38.

4 *Fukttillståndet i täckskiktet*: Effekten är komplex. I mycket torr betong sker ingen eller mycket långsam karbonatisering eftersom denna kräver viss fukttillgång. Maximal karbonatiseringshastighet erhålls i normal inomhusmiljö dvs i ca 50 à 60% relativ fuktighet (RH). Därefter blir karbonatiseringshastigheten allt långsammare ju högre den yttre fuktnivån är. Höjd RH innebär nämligen en ökad fukthalt i porsystemet. Diffusion av gaser sker mycket långsammare i vatten än i luft. Detta åskådliggörs i figur 39. Mätningar av syrgasdiffusion i betong som konditionerats i olika RH visas i figur 40. Motsvarande diagram torde gälla för diffusion av koldioxid. I helt vattenmättad betong är karbonatiseringen ytterst långsam eftersom koldioxidinträngningen är i stort sett helt blockerad av porvattnet.

Exempel på mätningar av effekten av fuktnivån på karbonatiseringshastigheten visas i figur 41. Se även figur 42 och 44 vilka visar att karbonatiseringen går snabbare i betong som skyddas mot nederbörd än i helt oskyddad utomhusbetong vilken alltid kommer att vara fuktigare.

5 *Fukthärdningen före karbonatisering*: Bristfällig fukthärdning innebär starkt ökad permeabilitet och därmed ökad karbonatiseringshastighet. Dessutom torkar täckskikten snabbare vilket

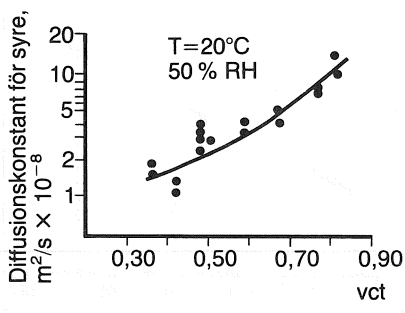


Figur 36. *Inverkan av olika faktorer på karbonatiseringshastigheten, teoretiska beräkningar, Tuutti (1982).*
(a) Inverkan av mängden karbonatiserbar kalk
(b) Inverkan av yttre koldioxidkoncentration (normalvärde 0,03%)
(c) Inverkan av diffusionskoefficienten för koldioxiddiffusion

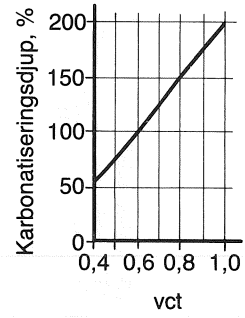
också ökar karbonatiseringen. Exempel på effekten av bristande fukthärdning på inträngningen av gaser i betongen visas i figur 40. Prover som fukthärdats under 7 dygn före testen har vid 80% RH en diffusionskonstant för syre som är enbart ca 10% av det värde som gäller för prover som direkt exponerades i 80% RH. Motsvarande effekt torde gälla för koldioxiddiffusion.

I figur 42 visas mätningar av karbonatiseringsdjupet hos betong som fukthärdats olika lång tid innan den exponerats för två olika typer av utomhusklimat. Utebliven fukthärdning medför en betydligt snabbare karbonatisering.

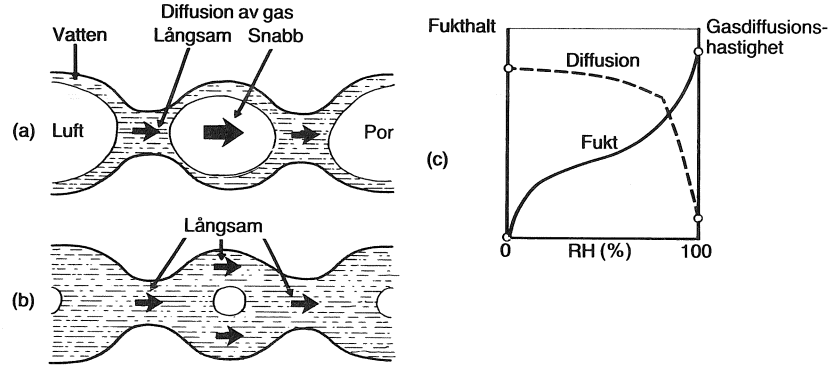
En bristfällig fukthärdning kan innebära att en stor del av täckskiktet "förloras" genom karbonatisering i ett tidigt skede vilket får starkt negativ effekt på livslängden.



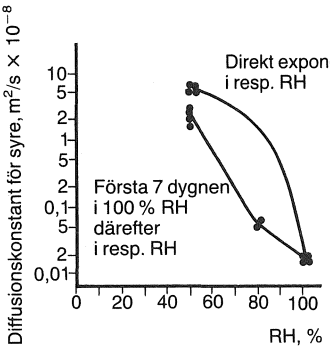
Figur 37. Inverkan av vattencementtalet på diffusionskonstanten för syre, Tuutti (1982). (Cement Slite Std P).



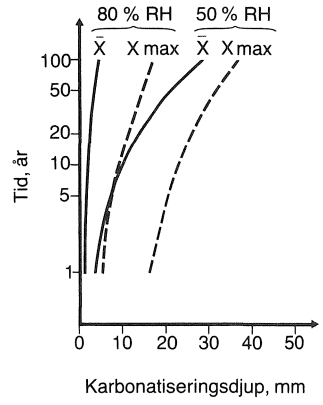
Figur 38. Vattencementtalets betydelse för relativa karbonatiseringsdjupet, Meyer et al (1967).



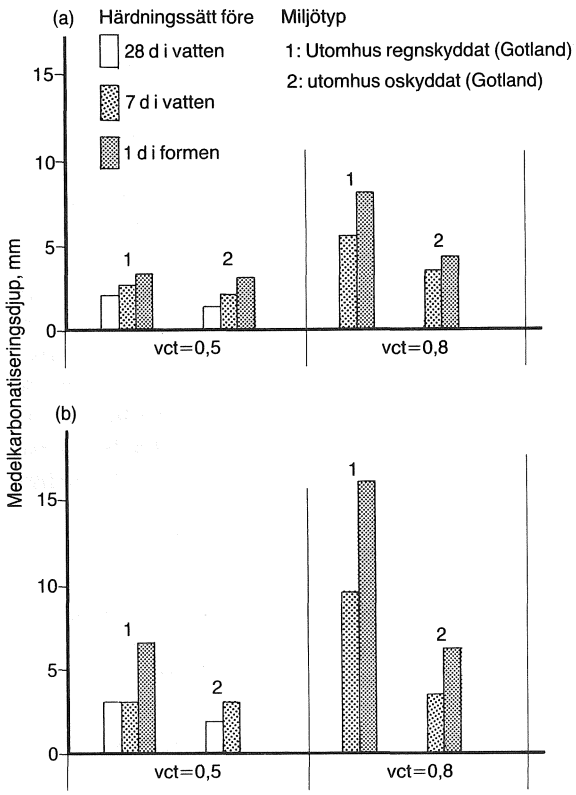
Figur 39. Inverkan av betongens fukthalt på diffusionshastigheten för gaser – principiellt.
(a) låg fukthalt, (b) hög fukthalt, (c) principiell inverkan av betongens relativa fuktighet (RH) på fukthalt och gasdiffusionshastighet.



Figur 40. Inverkan av relativa fuktigheten och härdningssättet på diffusionskonstanten för syre. Provkroppsålder 6–12 månader, Tuutti (1982). (Cement Slite Std P).



Figur 41. Karbonatiseringsfrontens inträngning i en betong med vattencementtalet 0,50, Tuutti (1977). ($\bar{X}$ = medeldjup; X_{max} = maximaldjup).



Figur 42. Inverkan av fukthärdningstidens längd och av den yttre miljön på karbonatiseringen av betong med portlandcement, Malmberg & Fagerlund (1984).
(a) Efter 70 dygns exponering
(b) Efter 1 års exponering

Karbonatiseringsdjupet kan lätt mätas genom att en helt färsk brottyta av betongen besprutas med en s k indikatorvätska bestående av 15 delar fenolftalein löst i 1000 delar ren etylalkohol. Icke karbonatiserad betong färgas då rödviolett medan karbonatiserad betong behåller sin grå betongfärg. Metoden beskrivs närmare i Johansson & Petersons (1980).

Av figur 41 framgår att karbonatiseringsfronten inte är helt jämn. I vissa partier är fronten betydligt djupare vilket då beror på inhomogeniteter såsom ytsprickor, bristande komprimering etc. När dessa djupare karbonatiseringspartier är små saknar de betydelse eftersom den karbonatiserade delen återalkaliseras genom indiffusion av alkali från okarbonatiserade grannpartier. Vid mera utsträckta partier av djupare karbonatiserad betong kan detta inte ske. Armeringskorrosion startar därför lokalt. I sådana fall blir det maximala karbonatiseringsdjupet avgörande för livslängden och inte medelkarbonatiseringsdjupet. Maximaldjupet är ofta två till tre gånger så högt som medeldjupet.

Vid konstanta förhållanden, dvs när varken miljön eller betongen ändrar sig under hela livstiden, växer teoretiskt sett karbonatiseringsdjupet (x) proportionellt mot kvadratroten ur tiden (t)

$$x = k \cdot \sqrt{t} \qquad (4)$$

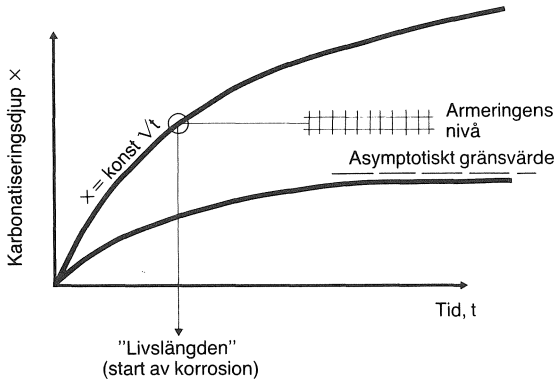
där konstanten k beror på alla de variabler som beskrevs ovan.

Enligt detta uttryck skulle karbonatiseringen aldrig avstanna utan gradvis nå allt djupare delar av konstruktionen. All armering skulle därför vara "dödsdömd", även om det i en god betong tar lång tid innan domen verkställs. Vissa fältundersökningar tyder emellertid på att man ibland får ett karbonatiseringsdjup som närmar sig ett visst (asymptotiskt) gränsvärde som i bästa fall ligger ytligare än armeringsjärnen, se figur 43. Den teoretiska bakgrunden till detta fenomen är emellertid inte klarlagd på ett tillfredsställande sätt. En förklaring är att man får en motdiffusion av alkali från betongens inre ut mot ytan vilket balanserar den inträngande koldioxiden, varvid karbonatiseringsfronten ligger i stort sett stilla. En annan förklaring är att det efter varje nedfuktning tar mycket lång tid innan betongen ånyo torkat ur till nivån för det gamla karbonatiseringsdjupet, vilket är nödvändigt för att karbonatisering ånyo skall kunna starta. Ju djupare karbonatiseringen nått desto längre tid tar det att ånyo starta karbonatiseringsprocessen.

Av säkerhetsskäl antas att kvadratrotsförloppet är generellt giltigt bortsett från betongens första år, då man på grund av en gradvis förändring av täckskiktets egenskaper kan ha en snabbare karbonatisering än i ett senare skede, Tuutti (1982).

Kvadratrotsberoendet innebär att alla karbonatiseringsförlopp blir rätlinjiga när de utritas i ett log-log diagram ty:

$$\log x = \log k + 1/2 \log t \qquad (5)$$

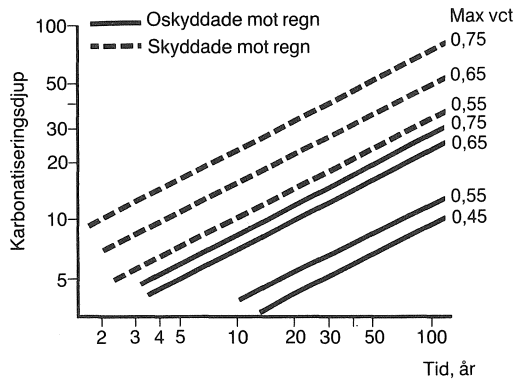


Figur 43. *Olika principiella karbonatiseringsförlopp; obegränsad respektive begränsad (ändlig) karbonatisering.*

Lutningen för alla karbonatiseringslinjer blir 1/2. Linjens nivå avgörs av konstanten log k vilken är helt avgörande för konstruktionens livslängd.

Som nämnts ovan avgörs livslängden av ett stort antal miljö- och betongvariabler. Därför blir osäkerheten i en bedömning av varje individuell, nyuppförd konstruktions kommande livslängd relativt stor. Framförallt är det svårt att exakt avgöra det kommande fukttillståndet i täckskiktet, en faktor som är fundamental för livslängden. (Säkerheten vid en bedömning av *resterande livslängd* hos en äldre konstruktion som redan har exponerats under ett antal år är däremot relativt stor, se ekv (6).)

På basis av omfattande mätningar av karbonatiseringsdjupen hos verkliga konstruktioner kopplade till en teoretisk analys av fuktnivåer och diffusionskonstanter har dock Tuutti lyckats uppställa diagram över vilka *maximala* karbonatiseringsförlopp som kan förväntas i några väsentliga konstruktionstyper tillverkade med portlandcement, Tuutti (1982). Hans diagram visas i figur 44. Diagrammet gäller för maximala *medel*karbonatiseringsdjupet



Figur 44. *Övre gränsvärden för uppmätta medelkarbonatiseringsdjup hos betong med portlandcement, Tuutti (1982).*

i konstruktionen. Som nämnts ovan kan maximaldjupet i vissa begränsade områden vara betydligt större beroende på lokala felaktigheter i komprimering etc.

Tuutti skiljer på två huvudtyper av konstruktioner:

1: Utomhuskonstruktioner som är oskyddade mot nederbörd.

2: Utomhuskonstruktioner som är skyddade mot nederbörd.

Den senare konstruktionstypen är betydligt mindre fuktig och har därför mycket snabbare karbonatisering än oskyddade konstruktioner. Ändå är fuktnivån tillräckligt hög för att man skall ha en snabb korrosionshastighet; se nedan.

Exempel på livslängder tagna ur diagrammet ges i Tabell 1. Livslängden avser då enbart tiden fram till begynnande korrosion.

Tabell 1. Exempel på ungefärlig livslängd med avseende på armeringskorrosion initierad av karbonatisering. Data ur figur 44, Tuutti (1982).

Konstruktionstyp	Täckskikt	Livslängd år		
		vct		
(rent portlandcement)	mm	0,55	0,65	0,75
Oskyddad	30	>100	>100	100
	20	>100	70	50
Skyddad	30	80	35	15
	20	35	15	7

Inverkan av vattencementtal och täckskikt framgår mycket klart. Höga livslängder förutsätter låga vct och goda täckskikt.

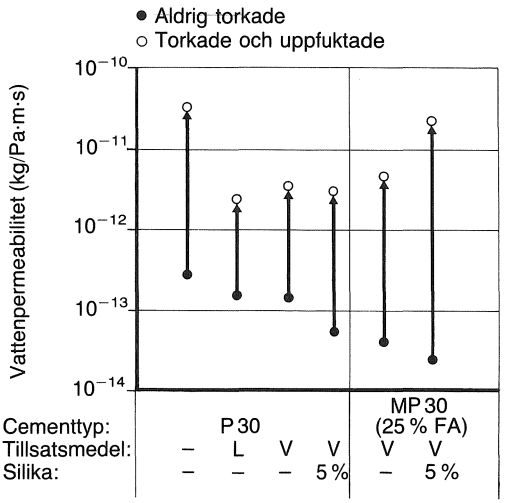
Effekten av *täckskiktets tjocklek* kan överslagsmässigt beräknas ur ekv (4). En reduktion av täckskiktet från T_0 till T_1 innebär teoretiskt en reduktion av livslängden från t_i till $t_i(T_1/T_0)^2$.

En minskning av täckskiktet från 25 mm till 15 mm, t ex genom slarv, innebär därför en livslängdsreduktion med ca 65%.

Den stora effekt, som täckskiktet har på livslängden, gör att detta måste kontrolleras mycket noggrant och eventuella justeringar av armeringens läge göras innan betongen gjuts. Man bör även överväga att öka täckskiktet med någon centimeter extra i sådana fall där risken för undertramp i täckskiktet är stor eller där kontroll är svår att genomföra.

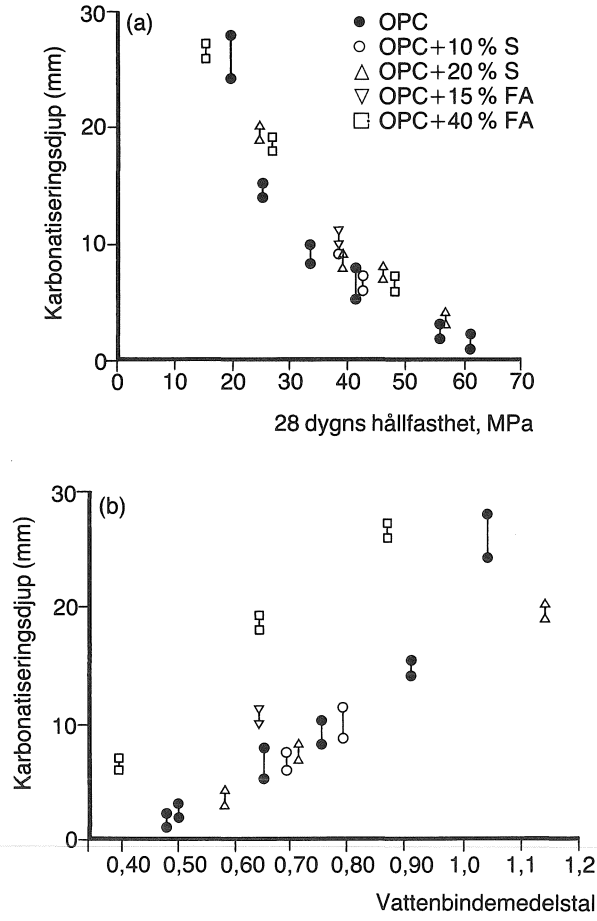
Värdena i Tabell 1 och figur 44 gäller för ren portlandcementbetong. Effekten av *mineraliska tillsatsmaterial* på karbonatiseringshastigheten är inte helt klarlagd. Dessa material minskar den

karbonatiseringsbara kalkmängden vilket är en negativ faktor men å andra sidan anses tätheten ibland öka vilket är positivt. Huruvida tätheten ökar eller minskar är emellertid beroende av hur tillsatsmaterialet används. *Adderar* man det till cementhalten hos den tillsatsmedelsfria referensbetongen torde tätheten bli högre. Utnyttjar man däremot tillsatsmaterialet för att kunna reducera cementhalten med bibehållande av normaltidshållfastheten (vid 28 dygn) torde tätheten öka mycket marginellt eller rentav minska. Dessutom förefaller betong med mineraliska tillsatsmaterial vara betydligt mera känslig för åldringsfenomen än portlandcementbetong; jämför figur 22 som visar hur känslig sådan betong är för en enstaka torknings- uppfuktningscykel när det gäller frostbeständigheten. I figur 45 visas hur vattenpermeabiliteten hos samma betonger påverkas vid denna åldringsbehandling. Den permeabilitetshöjande effekten av åldringsbehandlingen på betonger med flygaskacement och med silikastoft är betydligt större än effekten på motsvarande rena portlandcementbetonger.

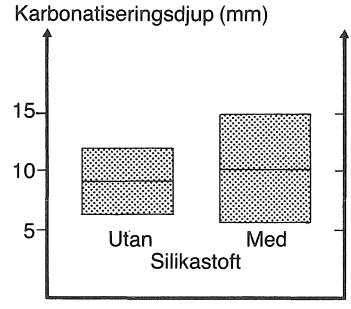


Figur 45. *Exempel på inverkan av en uttorknings-uppfuktningscykel på vattenpermeabiliteten. Vattenbindemedelstalet är 0,67 i alla satser, Dahl (1985).*
P30 är ett rent portlandcement; MP30 är ett flygaskacement med 25% flygaska, jämför figur 22.

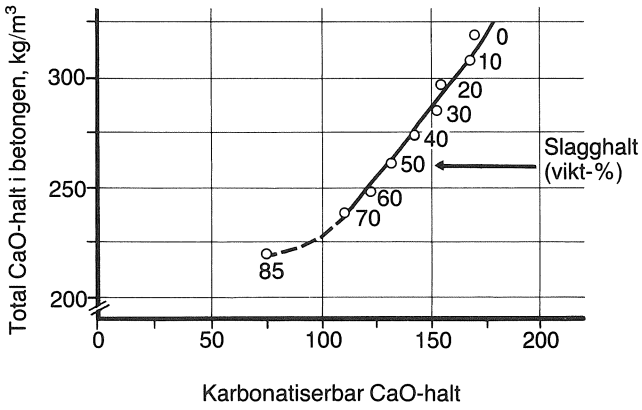
Studier av betong med upp till 10% *silikastoft* visar att man får en något snabbare karbonatisering än vad som gäller för ren portlandcementbetong av samma hållfasthetsklass; se figur 46(a) ur Byfors (1985). Vid samma vattenbindemedelstal är dock karbonatiseringen i stort sett identisk; se figur 46(b). Liknande resultat har erhållits i Norge vid laboratorieförsök med mycket välhärdade prover, Johansen (1981), och vid fältförsök, Maage & Sellevold (1985); se figur 47. En betong med silikastoft bör därför göras hållfastare för att ges bibehållet skydd mot armeringskorrosion.



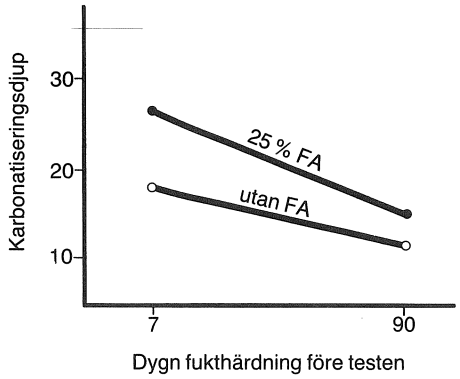
Figur 46. *Inverkan av flygaska och silikastoft på karbonatiseringsdjupet hos betong som lagras regnskyddat utomhus, Byfors (1985). OPC = portlandcement; S = silikastoft; FA = flygaska*
(a) Konstant 28-dygnshållfasthet
(b) Konstant vattenbindemedelstal



Figur 47. *Inverkan av silikastoft på karbonatiseringsdjupets medelvärde och spridning efter 5 års exponering av betong utomhus. Samma hållfasthetsklass i alla prov, Maage & Sellevold (1985).*



Figur 48. Inverkan av slagghalten hos slaggcementbetong på total kalkhalt och karbonatiserbar kalkhalt, Ludwig (1985).

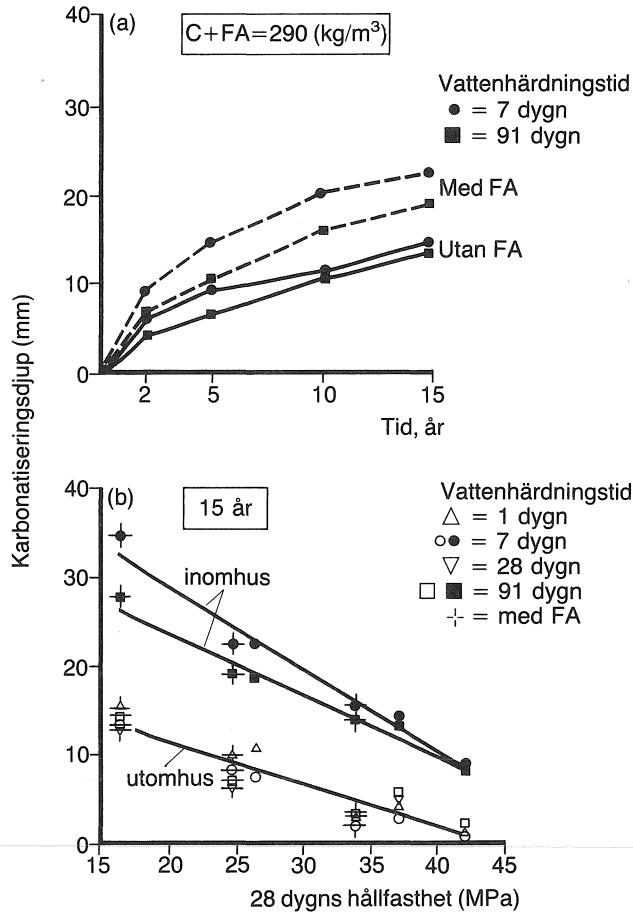


Figur 49. Inverkan av flygaska och fukthärdningstid på karbonatisering av betong med konstant 28-dygnshållfasthet (f_{28} = 25 MPa). Flygaskahalten (FA) är 20% av total bindemedelshalt. (Accelererad karbonatisering: 4% CO_2, 50% RH under 8 veckor). Ho & Lewis (1983).

Betong med *slaggcement* anses karbonatisera snabbare än portlandcementbetong av samma hållfasthetsklass. Orsaken skulle vara en avsevärt lägre karbonatiserbar kalkhalt; se figur 48.

Betong med *flygaska* anses av vissa forskare karbonatisera snabbare än ren portlandcementbetong av samma hållfasthetsklass; se Byfors (1985) figur 46 och Ho & Lewis (1983) figur 49. Andra forskare anser att karbonatiseringshastigheten är i stort sett lika vid askhalter upp till 25% förutsatt att normaltidshållfastheten är densamma; Schubert & vom Berg (1979). Även långtidstester i Japan antyder att så är fallet; se figur 50.

Försök vid Cementa visar att cementbruk med flygaskacement där askans hållfasthetssänkande effekt kompenserats genom ökad finmalning får i stort sett samma karbonatisering som vid ren

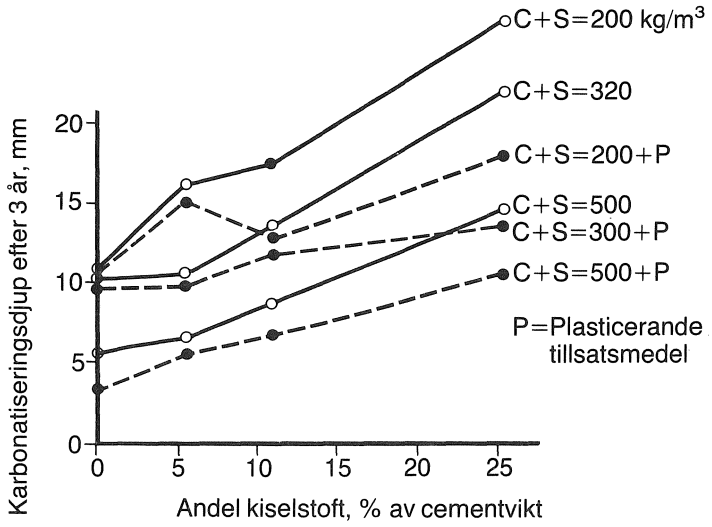


Figur 50. *Inverkan av flygaska på karbonatiseringsdjupet under 15 års exponering; Nagataki et al (1986).*
(a) Inomhusexponering. Konstant bindemedelshalt
(b) Konstant 28-dygnshållfasthet, 15 års exponering

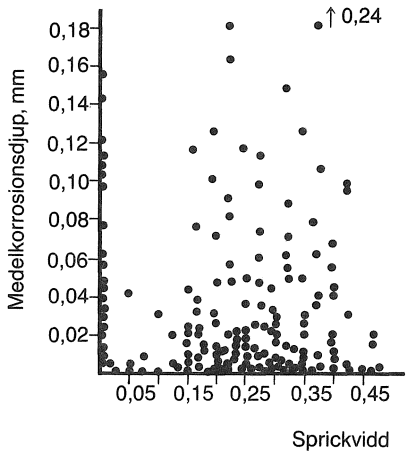
portlandcement, Malmberg & Fagerlund (1984). Troligen beror askans effekt till stor del på dess reaktivitet; ju reaktivare aska desto högre karbonatiseringshastighet vid oförändrad hållfasthetsnivå eftersom total kalkhalt i betongen därvid har kunnat reduceras.

Troligen är en fullgod fukthärdning mycket mera betydelsefull för betong med mineraliska tillsatsmaterial än för betong med rent portlandcement. Den negativa effekten av bristfällig fukthärdning av betong med silikastoft visas klart i Johansen (1981); se figur 51.

Sprickor i täckskiktet har marginell betydelse för livslängden förutsatt att klorider saknas och förutsatt att sprickorna är vinkelräta mot armeringsstången. Detta gäller även tämligen grova sprickor. Att så är fallet framgår av figur 52 vilken visar att korro-

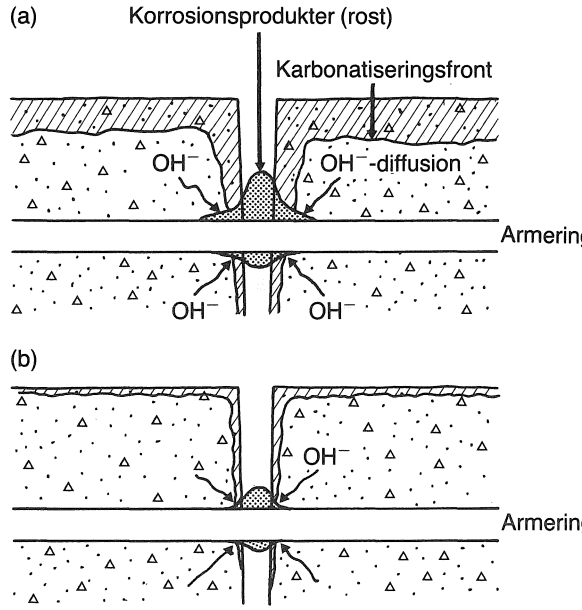


Figur 51. *Inverkan av silikastoft på karbonatiseringsdjupet efter 3 års exponering i 50% RH och +20°C. Proverna har exponerats i detta klimat efter 1 dygn i formen. Johansen (1981). Figuren hämtad ur Bergström & Warris (1983).*
C = portlandcement; S = silikastoft



Figur 52. *Uppmätta korrosionsdjup som funktion av sprickvidden efter 10 års exponering i kloridfri miljö, Schiessl (1975).*

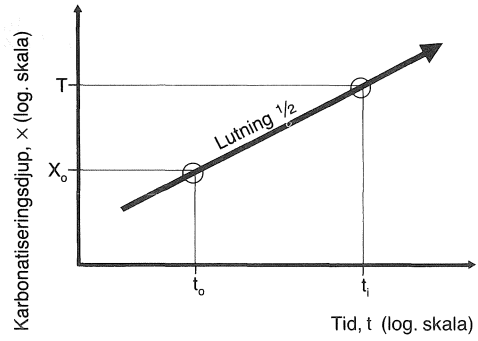
sionsgraden hos stålet i äldre konstruktioner är oberoende av sprickvidden. Även i osprucken betong har stålet korroderat i lika hög grad som vid sprickor, vilket beror på att täckskiktet genomkarbonatiserats även i den ospruckna betongen. I anslutning till sprickzonen sker visserligen en snabb korrosion men korrosionsprodukterna tätar sprickan lokalt varefter en återalkalisering från



Figur 53. *Korrosion i sprickor utan klorider. Återalkalisering.*
(a) Högt vattencementtal
(b) Lågt vattencementtal

angränsande betong sker; se figur 53 (a). Lågt vattencementtal är naturligtvis ändå gynnsamt eftersom den karbonatiserade sprickzonen då blir smalare, figur 53(b). Vid mera omfattande sprickbildning, t ex vid större sprick- eller krosszoner, kan återalkalisering inte ske. I anslutning till sådana sprickzoner kommer därför lokal korrosion att starta kort tid efter sprickornas uppkomst.

Kvadratrotsberoendet enligt ekv (4) eller (5) kan användas för en överslagsmässig beräkning av *resterande livslängd* hos varje konstruktion som är mer än 1 à 2 år gammal. Detta kan ske *grafiskt* eller *analytiskt*.



Figur 54. *Grafisk extrapolering av ett karbonatiseringsförlopp; ekv (5).*

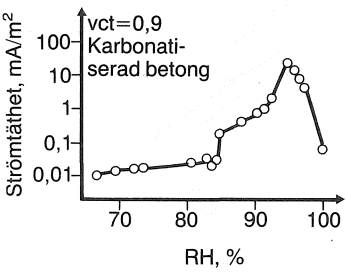
Grafisk analys av resterande livslängd; se figur 54.
Genom mätning med fenolftalein eller på annat sätt bestäms karbonatiseringsdjupet x_0 för den aktuella betongen som antas ha åldern t_0. Punkten (x_0 : t_0) plottas på ett log-log-papper. Total livslängd före start av korrosion t_i fås därefter grafiskt där en linje med lutning ½ genom punkten (x_0 : t_0) möter täckskiktet T. (OBS! log-log-skalan). Resterande livslängd är $t_i - t_0$.

Analytisk beräkning av resterande livslängd:
Genom insättning av värdena x_0 och t_0 i ekv (4) löses konstanten k varefter den resterande livslängden fås ur

$$t_i - t_0 = t_0((T/x_0)^2 - 1) \qquad (6)$$

Korrosionsskedet vid karbonatiserad betong

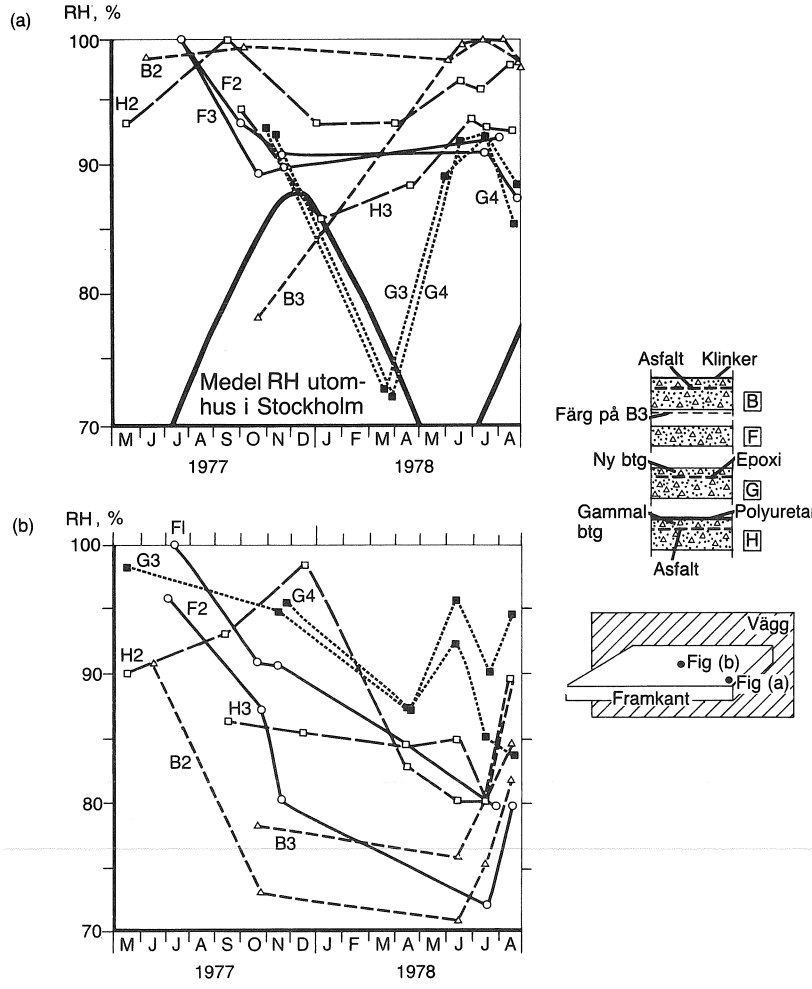
Korrosionshastigheten avgörs av fukttillståndet i täckskiktet och av diffusionen av syre in till stålet. Den blir därför kraftigt fuktberoende. Ett typiskt förlopp visas i figur 55. Vid låga och höga fuktnivåer är hastigheten mycket låg. Maximal hastighet fås vid ca 95% RH.



Figur 55. Uppmätt korrosionshastighet som funktion av täckskiktets relativa fuktighet, Tuutti (1982).

Kurvan i figur 55 kan tolkas på följande sätt: Vid RH understigande ca 80 à 85% är betongen för torr för att korrosion skall kunna ske; det saknas "elektrolyt". Vid ökande fuktnivå utöver 80% RH ökar korrosionshastigheten starkt eftersom elektrolytmängden ökar samtidigt som syrediffusionen fortfarande är tämligen hög; se figur 40. Vid RH överstigande 90% avtar syrediffusionen mycket starkt och blir så småningom hastighetsbestämmande. I en helt vattenmättad betong är tillgången på syre så låg att korrosionshastigheten blir praktiskt taget försumbar. Vid 95% RH nås ett maximum i korrosionshastighet eftersom såväl elektrolytmängden som syrediffusionshastigheten är hög.

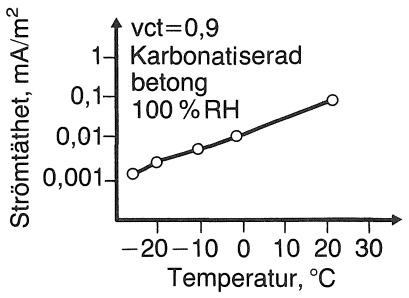
Den maximala korrosionshastigheten uppträder vid sådana fuktnivåer, ca 90 à 95% RH, vilka är mycket vanliga i svenska utomhuskonstruktioner oavsett dessa är direkt exponerade för nederbörd eller skyddade med täta beläggningar; se figur 56, som visar fuktmätningar i 8 st balkongplattor belagda med olika skikt (B, G, H) eller obelagda (F).



Figur 56. *Fukttillstånd i verkliga balkongplattor omedelbart under beläggningen eller omedelbart under betongöverytan, Fagerlund & Svensson (1980).*
(a) I platthörn (B, G och H är olika reparationssystem, F är obelagda betongplattor)
(b) I plattmitt

Korrosionshastigheten efter initiering är starkt beroende av cementsorten. Enligt Tuutti (1982) kan ett byte av portlandcement mot ett slaggcement medföra starkt ökad korrosionshastighet. Effekten av flygaska och silikastoft är mindre välkänd. Mätningar av betongens resistivitet antyder dock att korrosionshastigheten kan vara avsevärt lägre än för motsvarande rena portlandcementbetong. Detta gäller dock betong som aldrig genomgått en uttorkningsperiod, dvs som är fri från mikrosprickor förorsakade av en naturlig åldringsprocess.

Korrosionshastigheten är starkt temperaturberoende; se figur



Figur 57. Korrosionshastigheten som funktion av temperaturen, Tuutti (1982).

57. I varmt klimat eller i inomhuskonstruktioner kan korrosionen gå mycket snabbt. Detta gäller t ex konstruktioner i Mellersta Östern där synlig armeringskorrosion i vissa fall uppträtt bara några få år efter byggnationen, Fookes et al (1981).

För normal svensk utomhusbetong med portlandcement är korrosionstiden fram till täckskiktssprängning ca 10 à 20 år räknat från korrosionens start. Redan innan täckskiktet sprängs loss kan korrosion ibland avslöjas genom rostutfällningar på betongytan.

Pågående korrosion kan även avslöjas genom icke destruktiva elektriska potentialmätningar, Arup & Grønvold (1979).

Hittills har vi enbart diskuterat stål, som är homogent ingjutet i hela sin längd. Om en armeringsstång i vissa delar är väl ingjuten men i andra delar omges av hålrum, längsgående vidhäftningssprickor etc kan snabb korrosion ske i det bristfälligt ingjutna partiet. I sådana fall kan korrosion ske även i sådana delar av konstruktionen som är belägna under vatten, t ex i undervattensdelar av bropelare. Vid väl ingjuten armering är sådan korrosion osannolik.

På motsvarande sätt bör en och samma armeringsstång i hela sin längd vara ingjuten i betong som är av så lika kvalitet som möjligt; samma vct, samma cementtyp etc. Alltför stora skillnader i betongkvalitet kan medföra ökad korrosionshastighet.

Om enstaka ståldetaljer tillåts sticka ut ur betongytan, samtidigt som de är kopplade till ingjuten armering, kan man få en extremt snabb korrosion. En stor del av armeringsstålet kan förstöras inom ett år i ett sådant fall.

Alla utstickande ståldetaljer måste därför vara elektriskt frikopplade från bärande armering.

Av samma orsak skall allt armeringsstål i en betong vara av samma typ. Hopkoppling av olika metaller kan nämligen leda till snabb s k galvanisk korrosion.

Armeringskorrosion förorsakad av klorider

Kloridinitierad korrosion är idag föremål för intensiva studier på flera håll i världen. Även i Sverige bedrivs sådan forskning. Man kan därför förvänta sig att mycket ny kunskap kommer att presenteras inom tämligen få år, kunskap som kan medföra att information som ges nedan kan behöva korrigeras eller nyanseras. Kapitlet baseras på kunskapsläget hösten 1986 och är ett försök till en översiktlig lägesbeskrivning.

Kloridinträngningsskedet. Villkor för korrosion

Initieringstiden fram till begynnande korrosion avgörs av i första hand följande tre faktorer:

1 *Kloridkoncentrationen* vid betongytan.

2 *Tröskelnivån* på den halt av fria klorider som medför korrosion.

3 *Transporthastigheten* för kloridjoner i täckskiktet.

De tre faktorerna har listats i fallande betydelsegrad vilket framgår av följande resonemang:

1 Vid konstant mycket hög yttre kloridkoncentration är det svårt att under lång tid skydda armeringen mot korrosion även i en betong med hög tröskelnivå och med långsam kloridtransport.

2 Vid normalt förekommande kloridkoncentrationer, t ex de som förekommer i havsvatten eller vid normal tösaltning, kan man genom att höja tröskelnivån, ibland "immunisera" eller passivera stålet dvs transporthastigheten saknar betydelse i detta fall.

3 I sådana fall där kloridkoncentrationen är tillräckligt hög och tröskelnivån är tillräckligt låg för att korrosion skall kunna ske kommer i de allra flesta betonger transporten av klorider att vara tillräckligt hög för att korrosion skall initieras inom tämligen kort tid. Detta gäller även betong som gjorts mycket tät mot kloridtransport, t ex genom användning av slaggcement med hög slagghalt. Man kan därvid visserligen fördröja angreppets start men knappast förhindra att angrepp förr eller senare inträffar. Naturliga åldringsfenomen tycks dessutom ofta medföra att en initiellt mycket tät betong på sikt får en mera normal permeabilitet.

   Ju lägre transporthastigheten för klorider är desto högre blir naturligtvis livslängden vid konstant yttre kloridhalt och tröskelnivå.

Fortsättningsvis behandlas de tre huvudfaktorerna var för sig.

A: Kloridkoncentrationen vid betongytan

Kloridkoncentrationen i *havsvatten* är;

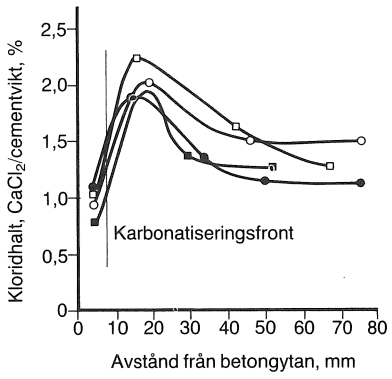
- Östersjön — starkt varierande; medelvärde ca 4 g Cl^-/l (lägre i Bottenviken och maximalt ca 9 g Cl^-/l)
- Nordsjön — ca 17 g Cl^-/l
- Atlanten — ca 20 g Cl^-/l

Genom anrikning i plaskzonen kan troligen högre värden uppnås. Detta gäller framför allt om betongen har högt vattencementtal eftersom man då får ständiga vattenflöden in i och ut ur betongen. Vid lågt vct blir fuktflödena i ytan långsammare och kloridackumuleringen därmed mindre. I havsvatten fås en ständig exponering för klorider vilket gör konstruktioner i havsvatten särskilt utsatta.

Kloridkoncentrationen vid *tösaltning* är starkt varierande. Värdena kan dock aldrig överstiga mättnadskoncentrationen vilken vid 0°C är 375 g Cl^-/l respektive 215 g Cl^-/l för kalciumklorid respektive natriumklorid. De normala koncentrationerna kan förväntas vara mycket lägre. Vid tösaltning fås enbart periodvisa exponeringar för klorider vilket är en gynnsam faktor.

Kloridkoncentrationen av *kalciumklorid* som inblandats i den färska betongmassan beror dels av den inblandade mängden, dels av den klorid som binds kemiskt av cementet eller adsorberas på porväggarna, dels av vattencementtalet vilket påverkar mängden porlösning och därmed kloridkoncentrationen. Tuutti (1982) har i en vattenmättad cementpasta av Std P-cement med vct = 0,50 uppmätt en fri kloridhalt av 7 g/l när pastan försetts med den enligt svenska betongbestämmelser maximalt tillåtna mängden 1,5% kalciumklorid. Detta innebär att ca 70% av de tillsatta kloriderna bundits kemiskt eller adsorberats på porväggarna.

Karbonatisering innebär dock att den kloridbindande förmågan i betongen minskar drastiskt dvs bundna klorider frigörs. Den inåtvandrande karbonatiseringsfronten skjuter därför en front av allt högre kloridhalt framför sig. Exempel på detta visas i figur 58. Även en till en början låg kloridhalt i täckskiktet kan därför



Figur 58. *Uppmätta fria kloridhalter i delvis karbonatiserad betong. 1 à 1,5% kalciumklorid tillsattes vid betongberedningen, Tuutti (1982).*

bli hög nog att förorsaka armeringskorrosion när betongen har en snabb karbonatisering och är tillräckligt fuktig för att korrosion skall kunna ske.

Flera allvarliga skadefall av denna typ har inträffat i betong som haft tillsats av kalciumklorid men som sedan inte utsatts för ytterligare klorider utifrån.

Av denna orsak får aldrig en avsiktlig kalciumkloridtillsats ske i betong, som dels har en snabb karbonatisering dels har en fuktnivå i fortvarighetstillståndet vilken möjliggör korrosion, dvs som är större än ca 80% RH. Detta gäller all betong utomhus i ouppvärmda utrymmen liksom inomhusbetong i fuktiga miljöer.

Även andra accelererande tillsatsmedel kan innehålla joner som är aggressiva. De bör därför aldrig användas utan att en omfattande testning av deras eventuella korrosivitet genomförts och de därvid visat sig vara ofarliga. Vid testen måste även kombinationen av karbonatisering och acceleratortillsats studeras.

I vissa fall kan delmaterialen – t ex ballasten – innehålla kloridföroreningar. I varje enskilt fall måste en bedömning av risken för kloridinitierad korrosion göras innan materialet används.

Havsvatten bör aldrig användas för beredning av betong som skall användas i fuktig miljö. Även Östersjövatten bör undvikas.

B: Tröskelnivån för start av korrosion

Tröskelnivån av fria klorider för start av korrosion beror i första hand på halten OH^--joner i porvattnet runt järnen men även på betongens permeabilitet.

För korrosion av stål i kloridhaltiga vattenlösningar har Hausmann (1967) ställt upp följande villkor:

$$\frac{Cl^-\text{-koncentrationen (mol/l)}}{OH^-\text{-koncentrationen (ekviv/l)}} \geq 0{,}6 \qquad (7)$$

där 1 mol Cl^- per liter motsvarar 35,5 g Cl^- per liter och där ett approximativt värde på OH^--koncentrationen beräknas enligt följande ekvation som anges i Tuutti (1982).

$$OH^-\text{-koncentr} = \frac{C}{P}\left(\frac{Na^*}{23} + \frac{K^*}{39}\right) \cdot 100 \text{ (ekviv/l)} \qquad (8)$$

där C är cementhalten i kg/m^3 och Na* respektive K* är vikt*andelen* av löslig natrium och kalium i cementet. P är betongens porositet i volymprocent, vilken beräknas ur ekvationen

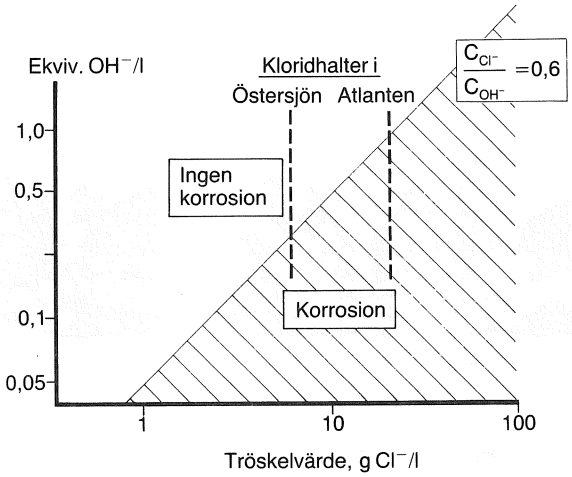
$$P = \frac{C}{10} \, (vct - 0{,}19 \cdot \alpha) + l_0 \qquad (9)$$

där α är hydratationsgraden hos cementet och l_0 är lufthalten hos betongen i volymprocent. Efter någon månad uppgår α till lägst 0,75. Formeln förutsätter att betongen är fullständigt vattenmättad; även luftporerna är vattenfyllda.

Metoden för beräkning av OH^--koncentrationen visas med följande exempel. Cementet Std P Slite har $Na^* \approx 1{,}5 \cdot 10^{-3}$ kg/kg och $K^* \approx 9{,}1 \cdot 10^{-3}$ kg/kg (all alkali antas vara vattenlöslig). Följande OH^--koncentrationer fås då vid några olika vattencementtal ($\alpha = 0{,}75$; $l_0 = 2\%$).

vct = 0,40 (C = 400 kg/m^3); P = 12,3%; OH^- = 0,97 ekviv/l
vct = 0,60 (C = 280 kg/m^3); P = 14,8%; OH^- = 0,56 ekviv/l
vct = 0,80 (C = 215 kg/m^3); P = 16,1%; OH^- = 0,39 ekviv/l

Sambandet ekv (7) har utritats i figur 59. I sgrafferat område till höger om linjen sker korrosion. I det vänstra området är järnet passivt. Av figuren framgår att ju högre OH^--koncentrationen är desto mera fri klorid kan accepteras. Kloridkoncentrationen i Östersjön och Atlanten har lagts in i figuren. Kloridhalter överstigande preliminärt ca 0,6 mol/l (21 g/l) anses dock ge korrosion oavsett hur hög OH^--koncentrationen är; Tuutti (1984). (För närvarande pågår forskning som kan ge en mer nyanserad bild av samspelet mellan OH^--koncentration och erforderlig kloridhalt än vad ekv (7) gör).

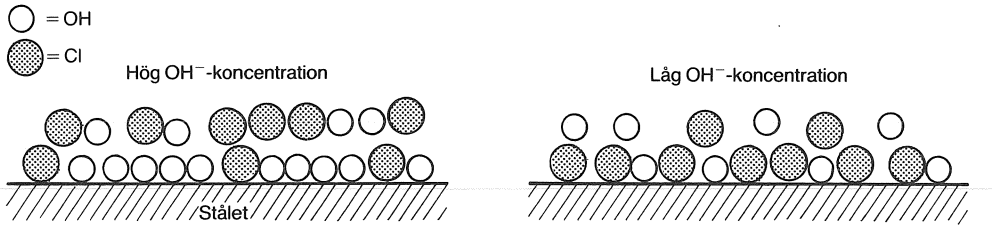


Figur 59. *Tröskelvärden på fri kloridhalt som startar korrosion, Tuutti (1982).*

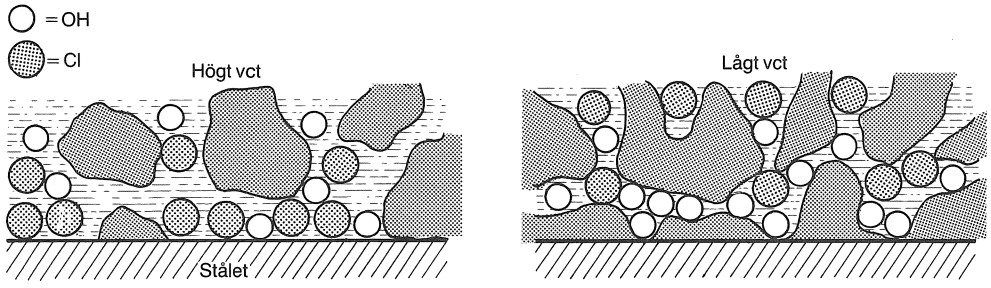
Orsaken till att en ökad OH^--koncentration ger ökad tröskelnivå åskådliggörs i figur 60; OH^--joner "konkurrerar" med Cl^--joner om "adsorptionsplatserna" på stålytan och förtränger därför dessa från ytan.

Relationen i figur 59 gäller för stål i en fri lösning. I en osprucken betong blir tröskelvärdet förmodligen högre till följd av att den täta porstrukturen förhindrar att klorider adsorberas vid metallytan. Detta åskådliggörs i figur 61. Enligt en bedömning av Tuutti (1984) ökar därför tröskelvärdet med minskat vattencementtal, åtminstone i den proportion som diffusionsmotståndet ökar. Inverkan av vct på diffusionskonstanten för syre visas i figur 37. En minskning av vct från 0,6 till 0,4 skulle innebära i stort sett en halvering av permeabiliteten dvs en fördubbling av tröskelvärdet kan förväntas. Vct = 0,60 utgör gränsvärdet för en vattentät betong och kan därför av säkerhetsskäl antas ha det tröskelvärde enligt ekv (7), som motsvarar en fri lösning.

Relationen i figur 59 gäller dessutom för *fria* klorider. Normalt anges dock kloridhalt i betong som *totalklorid*. En viss andel av kloriderna är emellertid bunden, antingen kemiskt till cementet eller hårt adsorberad till porväggarna. Den fria kloridhalten kan



Figur 60. *OH^--joner i porlösningen förtränger kloridjoner från stålytan.*



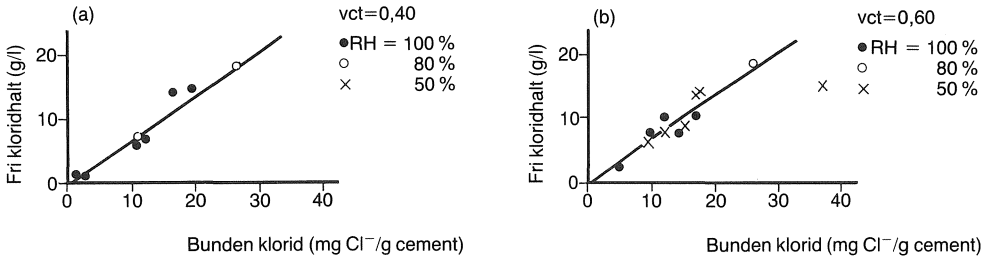
Figur 61. *Sänkt vattencementtal medför höjd OH^--jonkoncentration i porlösningen och medför därmed minskad adsorption av kloridjoner på stålytan. Jonernas rörlighet minskar dessutom, vilket också minskar kloridadsorptionen.*

bestämmas genom att ett prov av betongen krossas under högt tryck varvid den porlösning som då frigörs samlas in och kloridanalyseras.

Tuutti (1982) har angivit att följande relation mellan fri klorid i porlösningen och bunden klorid kan användas för cement av typ Slite Std P och Skövde StdP (C_3A-halt är ca 8%; $(Na_2O)_{ekv}$ definierad enligt ekv (15) är ca 1%).

$$\frac{\text{Fri } Cl^-\text{-koncentration (g/l)}}{\text{Bunden } Cl^-\text{-halt (mg/g cement)}} \approx 0{,}7 \qquad (10)$$

Värdet förefaller vara oberoende av såväl vattencementtal som fuktnivå; se figur 62 som visar exempel på mätningar av fri och bunden kloridhalt hos cementbruk tillverkade med Slite-cement. Detta innebär att ytterligare klorider binds när betongen torkar och att de åter frigörs när betongen fuktas upp. Eftersom OH^--halten ökar (se nedan), blir effekten av en torkning positiv. (Exempel på hur ekv (10) kan användas i samband med bedömning av risken för saltfrostskador ges i Fagerlund (1983B).)



Figur 62. *Uppmätt fri kloridhalt som funktion av den bundna kloridmängden, Tuutti (1982). (Cement Slite Std P)*
(a) vct = 0,40
(b) vct = 0,60

I princip kan stålet så gott som helt passiveras mot lokal gropfrätning genom att OH^--koncentrationen höjs till en nivå som gör att den i det praktiska fallet maximalt möjliga fria Cl^--koncentrationen blir ofarlig.

Denna metod kan dock bara användas upp till en OH^--nivå motsvarande preliminärt ca 1 ekviv/l dvs upp till en kloridhalt av ca 0,6 mol/l (dvs 21 g Cl^-/l). Vid högre kloridhalter torde korrosion ofta kunna ske trots höga OH^--koncentrationer, Tuutti (1984). Vid tillräckligt höga pH- värden blir dock korrosionen av typ allmän korrosion – dvs inte lokal gropfrätning. Denna korrosion är normalt så långsam att stålet ur praktisk synpunkt kan antas vara i passivt tillstånd.

OH^--koncentrationen avgörs av följande faktorer:

1 *Cementets alkalihalt*: Ju högre den lösliga alkalihalten är (natrium plus kalium) desto högre blir OH^--koncentrationen; se ekv (8). Effekten av en sänkt alkalihalt kan emellertid kompenseras genom en måttlig sänkning av vattencementtalet. Dels ökas då tröskelnivån för korrosion – se ovan, figur 61 – dels höjs OH^--koncentrationen. Tuutti (1984) har beräknat att en reduktion av cementets alkalihalt (Na + K) från ca 1,1% (Slite Std P) till ca 0,6% (Anläggningscement) kompenseras av en vct-minskning med ca 0,02 enheter. Erfarenheterna av de tidigare tillverkade Limhamnscementen, vilka hade låg alkalihalt ($\approx 0{,}3\%$), är mycket goda, vilket visar att andra faktorer än cementens innehåll av Na och K har avgörande inverkan på risken för armeringskorrosion.

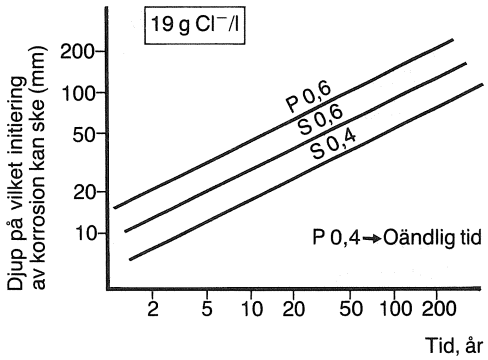
2 *Vattencementtalet*: Eftersom så gott som all alkali går i lösning i porvattnet kommer ett minskat vattencementtal att medföra en kraftig ökning av OH^--koncentrationen, dels genom att cementhalten och därmed alkalimängden ökar, dels genom att ett lägre vct innebär en reducerad mängd porvatten. Effekten av vct och cementhalt framgår direkt av ekv (8) och (9). Tuutti (1982) har visat genom mätningar på utpressat vatten att en reduktion av vct från 0,6 till 0,4 (Slitecement) innebär en ökning av OH^--koncentrationen från ca 0,4 till 1,1 ekviv/l vilket innebär att tröskelnivån för klorider ökar från 9 till 25 g/l (om det övre preliminära gränsvärdet 21 g Cl^-/l ej beaktas).

> Genom att välja ett lågt vattencementtal kan armeringen i princip skyddas mot lokal gropfrätning även vid höga yttre kloridhalter.

Ett exempel på detta, baserat på teoretisk beräkning, visas i figur 63. Genom att välja en betong med rent portlandcement och vct $\leq 0{,}40$ fås i princip passivitet mot en kloridkoncentration som motsvarar Atlantvatten. Vid högre vct eller vid byte till ett slaggcement med dess lägre OH^--halt fås däremot en begränsad livslängd.

OBS! Beräkningarna ovan, såväl när det gäller effekten av cementets alkalihalt som effekten av vct, förutsätter att inga urlakningar sker av alkali i täckskiktet och att alkali inne i betongen inte omfördelas genom inre diffusion. I verkligheten torde alkalihalten i täckskiktet bli något annorlunda än det medelvärde som kan beräknas ur cementets alkalihalt och vct.

3 *Uttorkningsgraden*: En sänkt fukthalt hos betongen innebär att mängden porlösning minskar samtidigt som mängden OH^--joner är oförändrad. OH^--jonkoncentrationen ökar därför

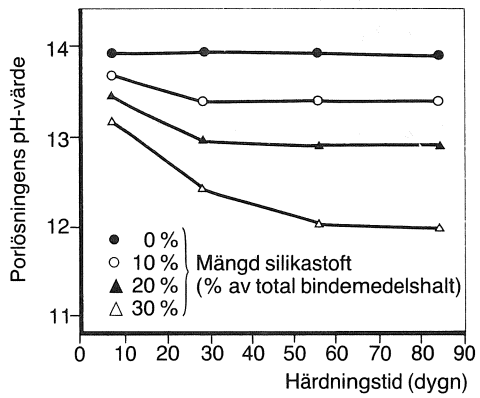


Figur 63. Betong i Atlantvatten. Beräknad tid för initiering av kloridkorrosion på olika djup från ytan, Tuutti (1982).
P = Slite Std P; S = slaggcement med 65% slagg. Vattencementtal 0,40 och 0,60.

linjärt med ökande uttorkning och därmed ökar även tröskelnivån för korrosion.

Som nämnts ovan nås maximal korrosionshastighet vid ca 95% RH. OH^--sänkning förorsakad av en uttorkning under denna nivå har därför mindre praktisk betydelse. Även en uttorkning från 100% RH till 95% RH ger emellertid en kraftig vattenhaltsminskning. Procentuellt är denna ca 15% i stort sett oberoende av vattencementtalet, vilket innebär att även OH^--koncentrationen ökar med ca 15%.

4 *Mineraliska tillsatsmaterial*: Inblandning av *silikastoft* som är ett mycket reaktivt material, medför en sänkning av porvattnets pH- värde, troligen beroende på att silikastoftet reagerar med av cementet frigjord alkali. Enligt mätningar av Page & Vennesland (1983) kan en inblandning av 10% silikastoft räknat på cementvikten innebära en pH-sänkning med ca 0,5 enheter, se figur 64, vilket innebär en minskning av OH^--jonkoncentratio-



Figur 64. Inverkan av silikastoftinblandning på porlösningens pH-värde, Page & Vennesland (1983).

nen med en faktor 3. Detta skulle enligt ekv (7) innebära att även den tolerabla kloridhalten reduceras med ca 70%. Liknande pH-sänkningar har observerats av Byfors (1986A).

Flygaska och *granulerad masugnsslagg* ger också en viss reduktion av OH^--jonkoncentrationen. Tuutti (1982) har mätt OH^--koncentrationer i porvattnet hos betong tillverkad med ett slaggcement med 65% slagg. Vid vct = 0,6 respektive 0,4 erhölls OH^--halterna 0,1 respektive 0,3 ekviv/l vilket skall jämföras med portlandcementets värden 0,4 respektive 1,1 ekviv/l. Följaktligen reduceras den tolerabla fria kloridhalten till ca 2 g/l respektive 8 g/l jämfört med portlandcementets 9 g/l respektive 25 g/l, se ekv (7).

Flygaska torde ha liknande effekter vars storlek dock ännu inte har klarlagts. Den lägre reaktiviteten och kiselsyrahalten hos flygaska jämfört med silikastoft gör att pH-sänkningen bör bli lägre än vad som visas i figur 64. Å andra sidan används flygaska ofta i större mängder. Kiselsyrahalten i flygaska är ca 65% av kiselsyrahalten i silikastoft. 30% flygaska motsvarar därför ca 20% silikastoft. Enligt figur 64 skulle därför 30% flygaska kunna ge en pH- reduktion av maximalt 1 enhet dvs OH^--koncentrationen skulle minska med en faktor 10. Den verkliga minskningen blir säkerligen mycket mindre.

Inblandning av större mängder mineraliska tillsatsmaterial i betong innebär på grund av dess kraftiga OH^--sänkande effekt att det blir svårt att på ett effektivt sätt reducera risken för kloridkorrosion även om vatten-bindemedelstalet sänks kraftigt.

Ett exempel på detta, baserat på teoretisk beräkning, visas i figur 63. I portlandcementbetongen är armeringen teoretiskt sett passiverad vid vct $\leq$ 0,40 medan den i slaggcementbetongen fortfarande har en mycket begränsad livslängd även vid detta låga vct.

C: Transporthastigheten för kloridjoner

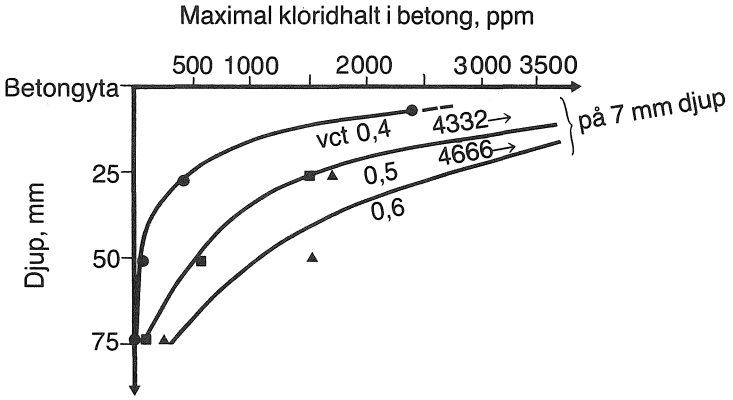
Transporthastigheten för kloridjoner är i de allra flesta betonger tillräckligt hög för att man vid tillräckligt höga yttre kloridhalter skall få en begynnande armeringskorrosion inom tämligen få år.

Exempel på den relativt snabba inträngningen av klorider i betong visas i figur 65. (Se även figur 63 och 66). Det säkraste sättet att undvika korrosion är därför att genom att sänka vattencementtalet kraftigt öka tröskelvärdet för start av korrosion; se ovan.

Diffusionshastigheten för klorider bestäms av följande faktorer.

1 *Vattencementtalet*: Ett lägre vct innebär en långsammare diffusion. Detta framgår av figur 65.

Mätningar för Slite-cementet gav värden på diffusionskoefficienten D enligt Tabell 2. Vid sänkning av vct från 0,6 till 0,4 ökas tiden för att nå en viss koncentration vid järnens nivå med en faktor ca 5 à 10. Samtidigt innebär vct-sänkningen att ca 2 à 4 gånger högre koncentrationer erfordras för korrosion. *En vct-sänkning ger därför två positiva effekter.*



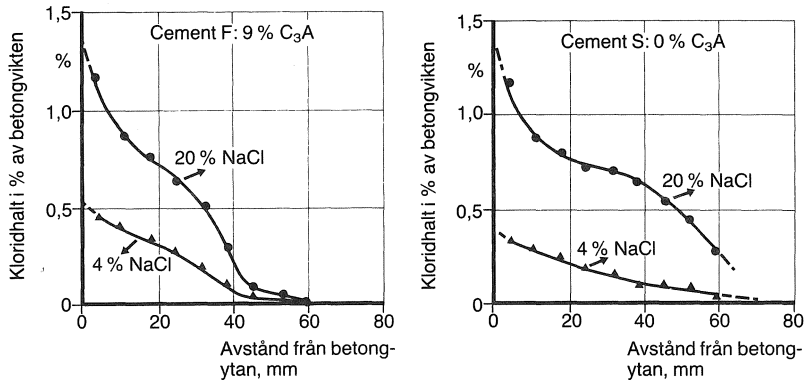
Figur 65. *Kloridkoncentrationen (ppm av betongvikten) hos betongplattor som dagligen under 330 dygn besprutats med 3% lösning av NaCl, Clear (1974).*

Tabell 2. Exempel på kloriddiffusionskoefficienter vid olika vattenbindemedelstal (vbt). (Utgångscementet i alla blandningar är Slite Std P med ca 8% C_3A).

Typ av tillsatsmaterial (ersättning av cement)	Diffusionskoefficient D, m^2/s vbt 0,60	vbt 0,40	Källa
Inget	$9,9 \cdot 10^{-12}$	$2,1 \cdot 10^{-12}$	Short (1984)
65% slagg	$0,97 \cdot 10^{-12}$	$0,11 \cdot 10^{-12}$	
15% flygaska	$8,2 \cdot 10^{-12}$	$1,3 \cdot 10^{-12}$	
35% flygaska	$2,5 \cdot 10^{-12}$	$0,3 \cdot 10^{-12}$	
10% silikastoft[1]	$12,2 \cdot 10^{-12}$	$3,0 \cdot 10^{-12}$	
Inget	$18,7 \cdot 10^{-12}$	$1,8 \cdot 10^{-12}$	Byfors (1986A)
10% silikastoft[2]	$9,9 \cdot 10^{-12}$	$1,8 \cdot 10^{-12}$	

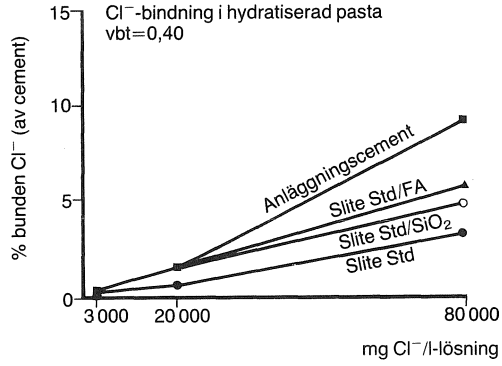
1) Utan tillsats av plasticerande tillsatsmedel
2) Med tillsats av plasticerande tillsatsmedel

2 *Cementtypen*: Diffusionshastigheten anses minska med ökande C_3A- halt hos cementet vilket anses bero på att C_3A har en förmåga att binda klorider. Vid mätningar av kloridprofiler i kloridexponerade betonger har dock denna effekt ofta visat sig vara liten eller obefintlig. Ett exempel visas i figur 66. Betonger med två olika cementtyper (F med 9% C_3A; S med 0% C_3A) och vct 0,60 har exponerats under 140 dygn i natriumkloridlösningar av två olika koncentrationer varefter koncentrationsprofilerna för *vattenlöslig klorid* bestämts. Som synes är effekten av cementtypen mycket liten.



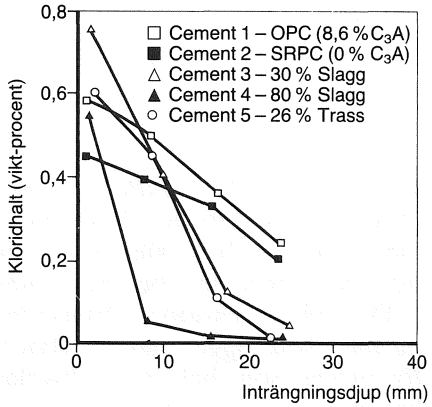
Figur 66. *Kloridinträngning i betongcylindrar som lagrats under 140 dygn i två olika kloridlösningar. Inverkan av cementets C_3A-halt (vct = 0,60), Schimmelwitz & Hoffman (1982).*

Av svensktillverkade cement har de båda fabrikaten Slite och Skövde ca 8% C_3A medan Degerhamncementet ("Anläggningscementet") har enbart 2% C_3A. Enligt mätningar av Byfors (1986B) har Anläggningscementet den klart största förmågan att binda klorider; se figur 67. Detta innebär att inträngningshastigheten blir lägst när detta cement används.



Figur 67. *Kloridbindande förmåga hos olika bindemedel som funktion av yttre kloridkoncentrationen, Byfors (1986B).*

Ett annat exempel på cementtypens betydelse visas i figur 68. Proverna har exponerats under 6 månader i havsvatten. Även i detta fall ger cementet med den lägre C_3A-halten den lägsta kloridinträngningen. Slaggcement ger mycket gott skydd mot kloridinträngning. Å andra sidan innehåller slagg ofta sulfider vilka också är korrosiva. Vid krav på hög livslängd bör därför inte stål gjutas in i slaggcementbetong. En slaggcementpågjutning kan däremot användas som kloridspärrande skydd *utanpå* täckskiktet.

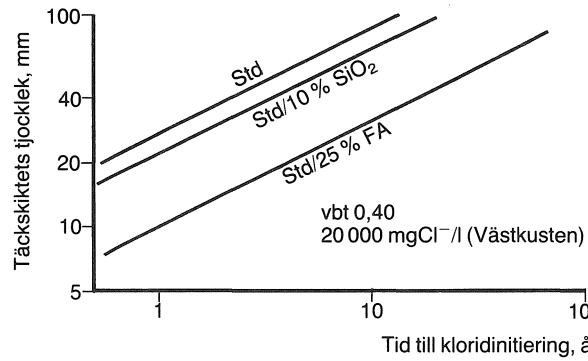


Figur 68. *Inverkan av cementtypen på kloridinträngningen vid 6 mån lagring i havsvatten, Gjørv & Vennesland (1979).*
OPC är portlandcement; SRCP är sulfatresistent portlandcement. Av övriga cement är två slaggcement och ett puzzolancement.

3 *Mineraliska tillsatsmaterial*: Ett byte av portlandcement mot samma mängd av ett mineraliskt tillsatsmaterial innebär normalt att kloriddiffusionen minskas. Denna effekt gäller i första hand granulerad masugnsslagg och flygaska. För blandningar med Slite-cement har diffusionskoefficienter enligt Tabell 2 uppmätts.

Restmaterialen kompenserar därför helt eller delvis den negativa effekt de har på OH-jonkoncentrationen genom en reduktion av diffusionshastigheten för kloridjoner. Detta gäller i första hand masugnsslagg men även till stor del flygaska. Kiselstoftets diffusionshämmande förmåga är mera osäker. Den består troligen till stor del på om plasticerande tillsatsmedel används eller ej. Den är emellertid i normalfallet troligen alldeles för liten för att kompensera den starka pH-sänkande effekt som framgår av figur 64.

Byfors (1986A) har visserligen med en teoretisk beräkning visat att man får en viss ökning av livslängden vid *tillägg* av 20% silikastoft till en given portlandcementbetong. Livslängden förlängs däremot inte nämnvärt när man adderar en mera rimlig mängd silikastoft ($\leqslant 10\%$) eller när man jämför betonger med



Figur 69. *Beräknad tid för initiering av korrosion förorsakad av klorid. Vatten-bindemedelstal 0,40, Byfors (1986B).*

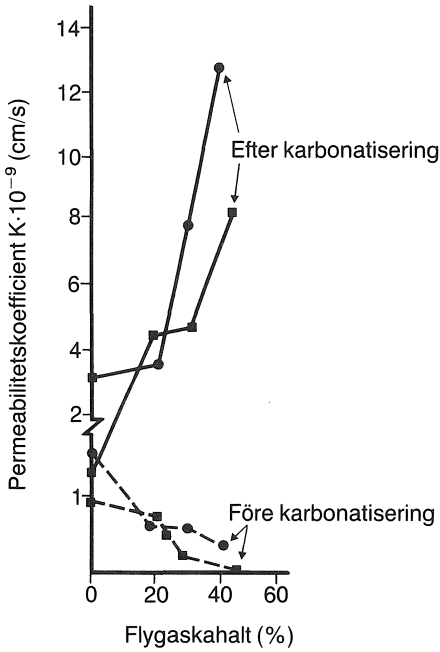
samma normaltidshållfasthet. Se livslängdsdiagrammet i figur 69 ur Byfors (1986B). Visserligen blir livslängden något högre vid *tillägg* av 10% silikastoft, men då är hållfastheten också avsevärt högre än i betonger utan silikastoft.

Det måste dessutom observeras att alla data i Tabell 2 liksom de data som ligger bakom Byfors (1986A) beräkningar gäller för prover som hela tiden fuktlagrats. Vissa data tyder på att betonger med restmaterial – företrädesvis silikastoft – kan få en starkt ökad permeabilitet om de utsätts även för en måttlig torknings- och uppfuktningscykel; se figur 45 ur Dahl (1985). Denna åldringseffekt tycks vara mindre utpräglad för betong med rent portlandcement.

Osäkerheten beträffande restmaterialens samlade effekt på korrosionsskyddet (och frostbeständigheten) gör att man tills vidare bör undvika att använda dem där krav ställs på mycket hög livslängd.

4 *Fukthärdningen före kloridexponering*: Effekten av fukthärdningen på kloriddiffusionshastigheten är inte klarlagd. Det förefaller emellertid sannolikt att effekten är av samma storleksordning som för andra diffusionsförlopp t ex diffusion av syre eller koldioxid; se figur 40. Om betongen exponeras för klorider bara något dygn efter det den göts kan man förvänta sig en avsevärd kloridinträngning i det yttre partiet vilket då förlorar sin skyddande verkan. Av denna orsak skall man aldrig vattenhärda med salt eller bräckt vatten.

5 *Karbonatisering* innebär ofta en avsevärd mikrosprickbildning i ytorna. I vad mån detta påverkar kloridinträngningen är outrett. Vissa mätningar visar dock att permeabiliteten hos det karbonatiserade skiktet är avsevärt högre än i den okarbonatise-



Figur 70. Luftpermeabilitet hos betongens ytskikt före och efter det att detta karbonatiserats. Fukthärdning 90 dygn före karbonatisering, Lin & Fu (1986).

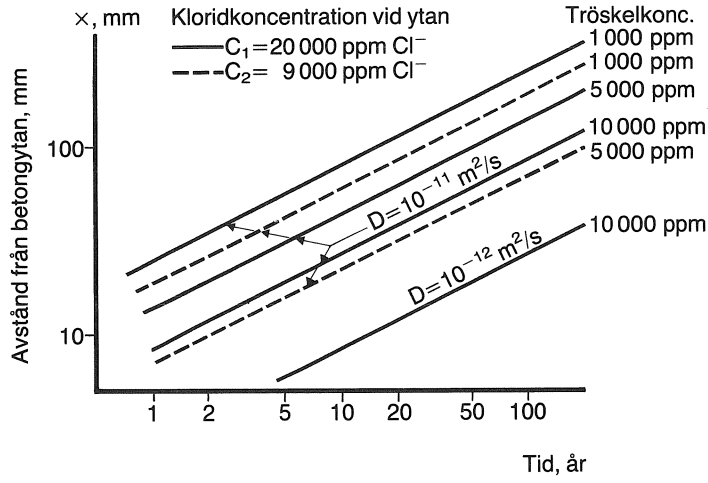
rade betongen. Denna effekt är särskilt stor i betong med mineraliska tillsatsmaterial t ex flygaska; Lin & Fu (1986); se figur 70.

Livslängdsberäkning – erforderligt täckskikt

När yttre kloridhalten, tröskelnivån för kloridkoncentration och diffusionshastigheten för klorider är kända kan i princip en livslängdsberäkning genomföras. Exempel på resultat av sådana livslängdsberäkningar ges i figur 63 och 69.

Ett generellt diagram för livslängdsanalyser har tagits fram av Tuutti (1982). Det gäller för ständig exponering för saltast möjliga Östersjö- respektive Atlantvatten (yttre kloridhalter 9 g/l respektive 20 g/l) och återges i figur 71.

Användningen av diagrammet åskådliggörs med följande exempel; Antag en betong med täckskikt 25 mm, tröskelnivå 10 g Cl^-/l (10 000 ppm) och diffusionskonstant $5 \cdot 10^{-12}$ m^2/s. Betongen exponeras för Atlantvatten. Enligt figuren fås då en förväntad livslängd före start av korrosion av ca 17 år. När täckskiktet ökas till 45 mm ökar livslängden till ca 55 år. Liksom i fallet karbonatisering är nämligen initieringstiden proportionell mot täckskiktet i kvadrat; jämför ekv (4).



Figur 71. *Tid för initiering av kloridkorrosion på olika djup från ytan. Inverkan av yttre kloridkoncentration, av tröskelnivån av kloridhalt samt av diffusionskonstanten för klorider, Tuutti (1982).*

Beräkningen visar att det är mycket viktigt att ha stora täckskikt hos betong som utsätts för klorider. Täckskiktet måste vara mycket större än vad som erfordras vid saltfri miljö, dvs vid korrosion som initieras av karbonatisering.

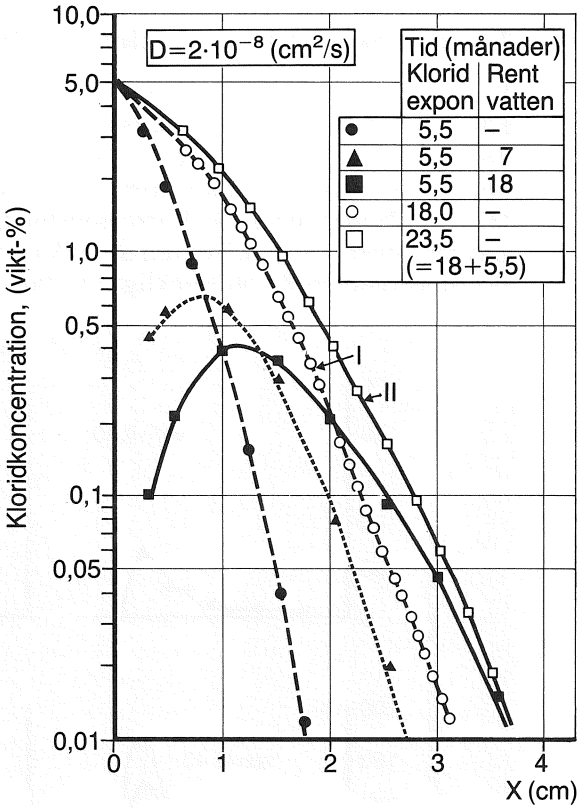
Konstruktören måste vid sina beräkningar beakta spridningen i armeringsläget. Täckskiktets medelvärde måste därför vara större än det erforderliga minimivärdet.

Vid kloridhaltig miljö bör täckskiktet aldrig understiga 45 mm. Enligt amerikanska regler, ACI (1986), skall täckskiktet vara minst 75 mm i vattenlinjen hos havsvattenexponerade konstruktioner. Därvid tolereras troligen även en viss erosion. För brobetong utsatt för tösaltning krävs enligt samma regler minst 50 mm täckskikt. Medelvärdet bedöms behöva vara ca 65 mm om 90 à 95% av alla stänger i konstruktionen skall klara minimigränsen 50 mm.

För att livslängdsberäkningen skall bli säker krävs mer information beträffande i första hand tröskelnivåerna av klorid för start av korrosion. Hittills kan bara approximativa beräkningar genomföras. De tröskelnivåer som förutsägs av ekv (7), figur 59, kommer att leda till korta livslängder i alla konstruktioner som exponeras för höga kloridkoncentrationer (tösaltning). Troligen finns dock en effekt av betongens täthet vilken inte beaktas i ekv (7), vilket gör att denna ger resultat på säkra sidan. Jämför resonemanget i anslutning till figur 61.

I många praktiska fall försvåras beräkningen av att den yttre kloridhalten inte är konstant utan varierar under året. Detta gäller t ex vid tösaltning. Nederbörden under vår, sommar och höst

medför en urtvättning av klorider i betongytan vilket fördröjer inträngningen på djupet. Även vid en sådan yttvättning fås emellertid en viss fortsatt inträngning av klorider i betongens inre partier. Exempel på uppmätta kloridprofiler i portlandcementbetong som lagrats i mättad NaCl-lösning vid +2°C under 5,5 månader och som därefter lagrats i destillerat vatten under 7 respektive 18 månader visas i figur 72. Tvättningen har inte förhindrat fortsatt kloridinträngning men däremot medfört en kraftig sänkning av kloridhalten i ytan. Kloridkoncentrationen på djupet är dock lägre än om betongen förblivit exponerad för kloridlösningen kontinuerligt under 23,5 månader.



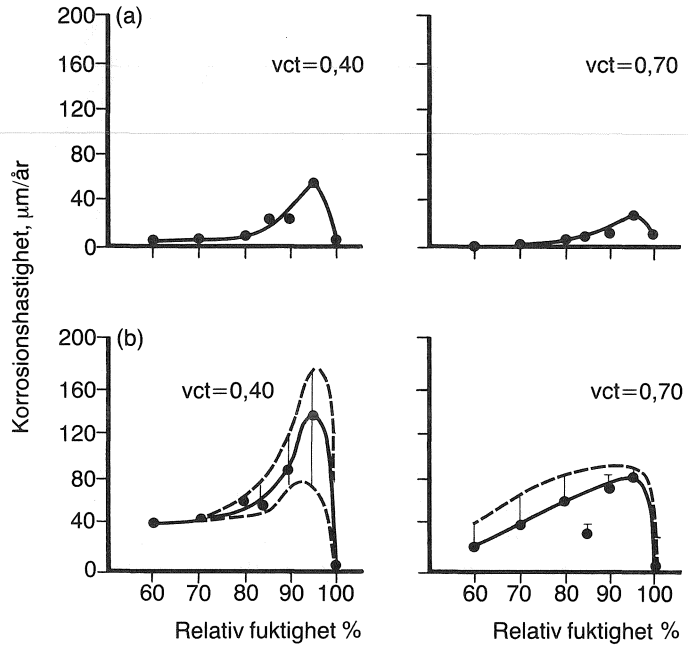
Figur 72. *Kloridprofiler i portlandcementbetong lagrad 5,5 mån i mättad NaCl-lösning och därefter 7 respektive 18 mån i destillerat vatten (vissa prover hela tiden lagrade 18 respektive 23,5 mån i NaCl- lösning), Frey & Funk (1985).*

Ett annat problem, som försvårar livslängdsberäkningen, är att porlösningens alkalihalt kan variera starkt över betongtvärsnittet. Detta beror på karbonatisering av ytan, på urtvättning av alkali i samband med de fuktflöden som alltid finns i ytskiktet samt på diffusion av alkali inne i betongvolymen. Man kan därför inte förvänta sig att den medelkoncentration av OH^- som beräknas ur ekv (8) råder över hela tvärsnittet samtidigt.

Sprickor i betong som är utsatt för yttre klorider medför i normalfallet en snabb korrosion. Den återalkalisering som äger rum i betong som enbart utsätts för karbonatisering – se figur 53 – tycks inte ske vid närvaro av klorider. Av denna orsak bör sprickfrekvens och sprickvidd begränsas till minsta tänkbara. Av säkerhetsskäl bör alla "synliga" sprickor, dvs sprickor som är vidare än 0,1 à 0,2 mm och som når järnens nivå, tätas med ett material som har hög beständighet i den aktuella miljön (högt pH-värde, klorider, UV-strålning, fukt).

Korrosionsskedet vid kloridinitierad korrosion

Korrosionshastigheten vid närvaro av klorider är mångdubbelt högre än när korrosion initieras av karbonatisering. Exempel visas i figur 73, Tuutti (1982). Livslängden efter start av korrosion blir därför ofta kort. Den torde sällan överstiga 10 år. Liksom i fallet karbonatisering är korrosionshastigheten betydligt högre i slaggcementbetong. Effekten av silikastoft och flygaska på korrosionshastigheten är otillräckligt kartlagd.



Figur 73. Exempel på korrosionshastigheter. Slaggcement med 65% slagg, Tuutti (1982).
(a) initiering av karbonatisering
(b) initiering av klorider

Korrosionshastigheten når ett maximum vid ca 90 à 95% RH. Ofta förefaller dock maxhastigheten nås vid något lägre RH än när korrosion beror på karbonatisering. Likaså förefaller kloridinitierad korrosion att kunna ske även vid tämligen låga RH. Detta gäller i särskilt hög grad för betong med slaggcement – Tuutti (1982) – och möjligen även för betong med flygaska och silikastoft. Orsaken är troligen att kloriderna medför en ökning av betongens hygroskopiska fuktupptagning, dvs en hög fuktnivå erhålls vid lägre RH än vad som är fallet i en kloridfri betong. Denna effekt skulle vara särskilt accentuerad i betong med puzzolaner eller slagg genom att dessa ämnen i sig själva ökar den hygroskopiska fuktupptagningen, Nilsson (1986).

Kloridinitierad korrosion kan därför förväntas ske även i konstruktioner i måttligt fuktig miljö t ex i många inomhusmiljöer.

De negativa effekterna av utstickande stål, av varierande stålkvalitet, av bristfällig ingjutning och av inhomogen betongkvalitet är ännu mer utpräglade än vid korrosion som initieras av karbonatisering; se ovan.

Korrosionens temperaturberoende torde vara ungefär detsamma som i fallet karbonatisering; se figur 57. Dvs en ökning av temperaturen från 10°C till 30°C ökar korrosionshastigheten med en faktor 10.

Extra skyddsåtgärder mot armeringskorrosion

Teoretiskt sett finns ett antal metoder att höja livslängden med avseende på armeringskorrosion utöver de möjligheter som en hög betongkvalitet, god härdning och ett tjockt täckskikt medför. Följande metoder har tilldragit sig särskilt stort intresse:

- Skyddsbeläggning på betongytan med syfte att fördröja koldioxidinträngning och kloridinträngning.
- Epoxibeläggning på armeringsstålets yta.
- Galvanisering eller förzinkning av armeringsstålet.
- Katodiskt skydd.

Nedan behandlas dessa metoder kortfattat. Generellt gäller att de antingen har begränsad effekt eller också medför så stora risker att de av detta skäl måste användas med mycket stor försiktighet.

1 *Skyddsbeläggning på betongytor* kan teoretiskt sett fördröja såväl karbonatisering som kloridinträngning avsevärt. Ur ekv (6) kan man beräkna den resterande livslängden hos en betong som förblir obelagd när karbonatiseringsdjupet är x_0 vid åldern t_0 hos konstruktionen. Korrosion antas initieras av karbonatisering.

$$\Delta t = t_0 \{(t/x_0)^2 - 1\} \qquad (6\,a)$$

När betongen vid tiden t_0 beläggs med ett tätande skikt som *saknar egen koldioxidabsorberande förmåga* förlängs återstående livslängd till

$$\Delta t_1 = \Delta t \cdot \left(1 + \frac{2D}{d_1 \cdot T} \cdot \frac{1}{1+\alpha}\right) \qquad (11)$$

där Δt är livslängden enligt ekv (6a) och D är den gamla betongens diffusionskoefficient för koldioxid (m^2/s, OBS sorten). d_1 är reparationsmaterialets totala diffusionskoefficient för koldioxid (m/s, OBS sorten). Storheten α är andelen av täckskiktet som var genomkarbonatiserat när beläggningen gjordes.

Koefficienterna D och d_1 definieras av följande ekvationer.

$$q = -D \cdot \frac{dc}{dx} \qquad (12)$$

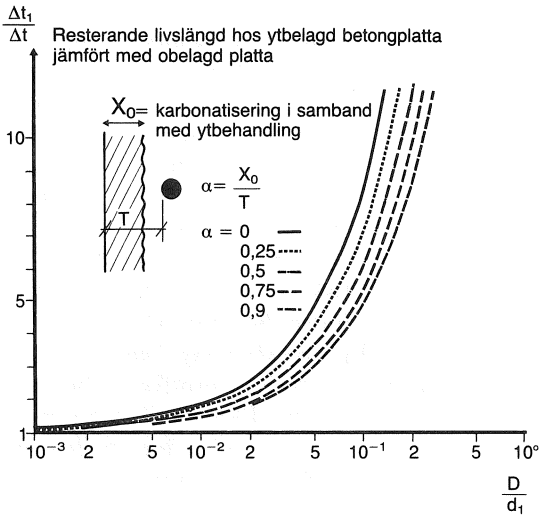
där q är fuktflödet ($kg/m^2 \cdot s$)

$\frac{dc}{dx}$ är ånghaltsgradienten ($kg/m^3 \cdot m$)

$$q = - d_1 \cdot dc \qquad (13)$$

där dc är ånghaltsdifferensen över skiktet (kg/m^3)

Ekv (11) har utritats i figur 74, varav framgår att det är först vid ytskikt som är mycket täta i förhållande till täckskiktets totala täthet som man får en påtaglig effekt.



Figur 74. Betong med ytbeläggning. Inverkan av ytskiktets täthet på livslängden. Täckskikt 25mm. (Beträffande beteckningar se ekv (11)). Fagerlund (1984C).

Ekv (11) förutsätter att fukttillståndet i betongen inte ändras av tätskiktet. Skulle fukthalten minska på grund av den tätande effekten kommer karbonatiseringen att gå snabbare än vad som ges av ekv (11). Skulle fukttillståndet öka går den långsammare.

Även om tätande ytskikt, bestående av t ex någon polymer, teoretiskt sett skulle kunna ge en avsevärt förlängd livslängd torde detta knappast inträffa i verkligheten av följande skäl:

- Man kan inte förvänta sig att polymeren förblir intakt under någon längre tid. På grund av sprickor, avflagningar och andra skador får man lokalt inget skydd utan karbonatiseringen i lokala partier sker i stort sett som om betongen hade förblivit obelagd.
- Polymerer är ofta obeständiga – eller har kort beständighet jämfört med vad som krävs – i den starkt alkaliska miljö som betongen utgör i kombination med solljus och andra miljöpåfrestningar. Man får därför förnya behandlingen ofta vilket blir mycket dyrbart.
- Fukttillståndet höjs ofta under täta polymerskikt på grund av skador i skiktet eller på grund av lokal fuktkondensation i gränsytan mellan betong och tätskikt. Man riskerar därför

att få frostskador på underlagsbetongen. Omfattande praktisk erfarenhet talar för att detta inträffar; Fritzell (1969), Alberts & Strömberg (1980). Den ökade risken för frostskador har även påvisats med laboratorieförsök; Fagerlund & Svensson (1980).

Beläggning med porösa *koldioxidabsorberande* material, t ex en skyddsbetong, kan däremot förlänga livslängden avsevärt – förutsatt att inte korrosion redan pågår. Den nya beläggningen måste nämligen genomkarbonatiseras innan den gamla karbonatiseringsfronten avancerar; Fagerlund & Svensson (1980).

Också kloridinträngningen kan i princip bromsas genom att betongytan beläggs med ett tätande skikt. Problemen blir emellertid desamma som nämndes ovan – bristande beständighet och risk för skador hos underlagsbetongen. Silanbehandling har påstått kunna fördröja kloridinträngning (jämför frostbeständighetsavsnittet ovan). Långtidseffekten är emellertid oprövad. En teoretiskt intressant möjlighet är att belägga betongen med ett *kloridabsorberande skikt*. Ett sådant kan t ex utgöras av en högvärdig överbetong baserad på ett slaggcement med hög slagghalt (>65%); jämför Tabell 2 ovan, vilken visar den mycket långsamma kloriddiffusionen i en sådan betong. Vid konstant vct – t ex 0,40 – blir diffusionshastigheten enbart 5% av hastigheten hos en ren portlandcementbetong. Om livslängden före start av korrosion normalt är 5 år i en portlandcementbetong blir den allra minst ca 100 år när betongytan är *belagd* med en slaggcementbetong som har samma vct som portlandcementbetongen och som har samma tjocklek som täckskiktet. Armeringsstängerna får däremot *inte gjutas in* i slaggcementbetong på grund av dess lägre pH-värde, mindre basreserv och dess innehåll av korrosiva joner, t ex sulfider.

En slaggcementpågjutning kan vara en bra skyddsåtgärd t ex för brobaneplattor. Metoden borde utprovas i fält.

2 *Epoxibeläggning på armeringsstålets yta* används i stor omfattning i USA. Metoden anses minska risken för gropfrätning förorsakad av klorider men den ses alltid som en *extra* skyddsåtgärd, dvs som ett komplement till en god betong och tjocka täckskikt. Man kan vara tveksam till epoxiskiktets beständighet i den mycket alkaliska och fuktiga miljön. Olika epoxityper kan ha mycket olika alkaliresistens. Enbart extremt högvärdiga produkter bör komma ifråga. Vidhäftningen mellan stålet och betongen anses bli lägre när stålet är epoxibelagt. Sprickor i epoxiskiktet, vilka uppstår t ex vid bockning av stålet, kan medföra fuktanrikningar mellan epoxi och stål. Vid frysning kan därvid ytterligare vidhäftningsförluster uppstå.

Innan mera erfarenheter vunnits, bl a från USA, bör epoxibehandling undvikas.

3 *Galvanisering eller förzinkning* av armeringsstål har provats på olika håll, se t ex Sarja et al (1984). Problemet är att förzink-

ningen angrips av betongens alkali redan när betongen är färsk. En stor andel av zinkskyddet förstörs därför, samtidigt som den vätgas som utbildas vid reaktionen försvagar vidhäftningen mellan stål och betong. Metoden bör därför inte användas på bärande stål.

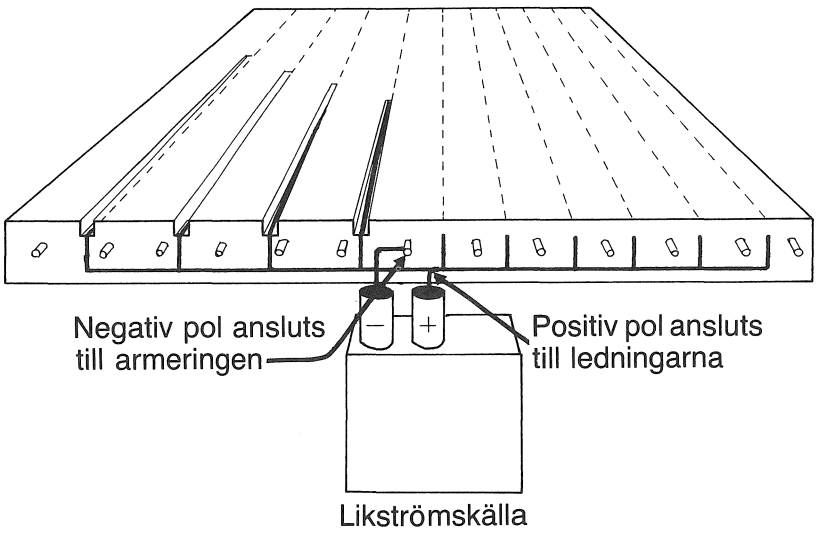
4 *Katodiskt skydd* är en mycket intressant metod men ännu tämligen oprövad och osäker. Dess princip är att man "vänder" på korrosionsprocessen genom att tillföra elektroner till stålet. Korrosionen beror nämligen på följande reaktion

$$Fe \rightarrow Fe^{2+} + 2e^{-} \qquad (14a)$$

dvs stålet är *anod* i en elektrisk cell, som genererar elektroner. Genom att i stället koppla järnet som *katod* i en elektrisk strömkrets driven av en yttre strömkälla tillförs elektroner dvs

$$Fe^{2+} + 2e^{-} \rightarrow Fe \qquad (14b)$$

Den erforderliga effekten för att driva det katodiska skyddet är mycket låg. Anläggningen blir däremot mycket kostsam eftersom i stort sett hela betongtäckskiktet måste fungera som anod. Man måste därför åstadkomma ett stort antal ledande förbindelser mellan täckskiktet och metallanoder kopplade till strömkällan. Metallanoderna måste vara av mycket ädelt och därmed dyrbart material för att inte förstöras. Katoden kopplas på enstaka ställen till armeringen, vilken oftast är elektriskt kontinuerlig. I figur 75 visas ett exempel på ett katodiskt skydd



Figur 75. *Exempel på katodiskt skydd av armering, Hover (1985).*

av en brobaneplatta. Anoderna är här nedfrästa i spår i plattan. De består av platinaklädd koppar.

Varje katodiskt skydd har sitt optimala strömflöde beroende på tillståndet hos armeringen; vid för lågt strömflöde stoppar inte korrosionen; vid för högt flöde kan man få vätgasutveckling vid stålytan med risk för vidhäftningsskador. Eftersom den elektriska potentialen normalt är mycket olika i olika delar av en och samma konstruktion kan det bli mycket svårt att exakt avväga ett katodiskt skydd så att alla delar skyddas.

Metoden har beskrivits av Hover (1980) och av Whiting & Stark (1981).

Sulfatangrepp

Sulfatangrepp förorsakas av att vattenlösliga sulfater (SO_4^{2-}) i jord eller vatten tränger in i betongen och reagerar med dess innehåll av s k aluminatföreningar. Dessa härrör sig från cementets innehåll av trikalciumaluminat ($3\,CaO \cdot Al_2O_3$ vilket förkortas C_3A). De kemiska föreningar som bildas är starkt svällande. Förstörelsemekanismen är emellertid inte helt klarlagd. Expansionen leder ofta till totalt sönderfall av konstruktionen.

I olika länders normer ges olika riktlinjer för graden av aggressivitet vid olika sulfathalter. Den internationella organisationen CEMBUREAU har angivit riktlinjerna i Tabell 3. Enligt dessa skall sulfathalter understigande 200 mg SO_4^{2-}/l i vatten respektive 2 000 mg SO_4^{2-}/kg i jord vara helt ofarliga. I USA anges något lägre värden; 150 mg SO_4^{2-}/l respektive 1 000 mg SO_4^{2-}/kg.

Sulfathalten i svenska grundvatten eller jordar uppgår sällan till värden där besvärande sulfatangrepp behöver befaras. I vissa fall sker dock *anrikning* av sulfat till mycket höga nivåer. Exempel utgör sprutbetong och andra betongbeklädnader i *bergrum*. Bergvatten med hög sulfathalt tränger därvid kontinuerligt igenom betongen och avdunstar på insidan. I avdunstningszonen har ibland så höga sulfathalter uppstått att betongen brutits ner

Tabell 3. Uppskattning av graden av kemiskt angrepp på betong av vatten och jord innehållande aggressiva ämnen. Cembureau (1978).

	Angreppsgrad				
	Ingen	Svag	Måttlig	Stark	Mycket stark
Vatten					
pH	> 6,5	6,5–5,5	5,5–4,5	4,5–4,0	< 4,0
Aggressiv CO_2, mg CO_2/l	< 15	15–30	30–60	60–100	> 100
Ammonium, mg NH_4^+/l	< 15	15–30	30–60	60–100	> 100
Magnesium, mg Mg^{2+}/l	<100	100–300	300–1500	1500–3000	>3000
Sulfat, mg SO_4^{2-}/l	<200	200–600	600–3000	3000–6000	>6000
Jord					
Surhet enligt Baumann-Gully	< 20	> 20	X	X	X
Sulfat, mg SO_4^{2-}/kg lufttorkad jord	<2000	2000–6000	6000–12000	>12000	X

Anm: X representerar angreppsgrader som ej observerats i praktiken.

snabbt. Industriella processvatten, avloppsvatten etc innehåller ofta mycket höga sulfathalter.

I flera andra länder, t ex i delar av USA och Mellersta Östern, är sulfatangreppet en viktig orsak till betongsönderfall.

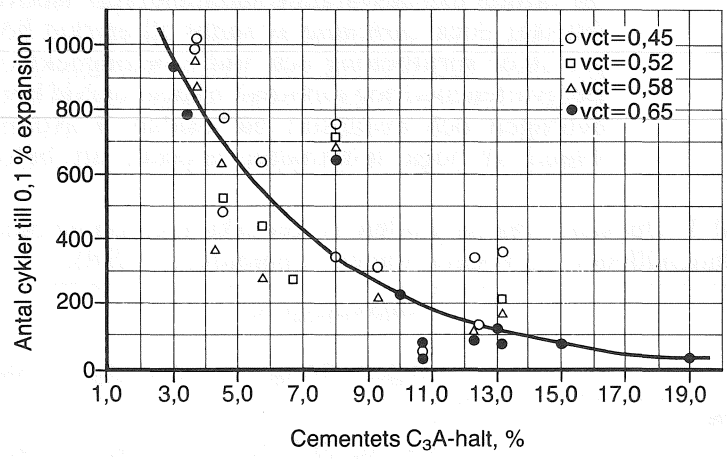
Den främsta skyddsåtgärden är att välja ett s k sulfatresistent portlandcement (SR-cement) varmed avses ett cement med begränsad C_3A-halt.

Gränsen sätts olika hög i olika länders normer. Följande värden gäller

USA: $C_3A < 5\%$
UK: $C_3A < 3{,}5\%$ (Dessutom gäller $SO_3 < 2{,}5\%$)
D: $C_3A < 3\%$

Genom att använda sulfatresistent cement fås en hög beständighet. Exempel på detta visas i figur 76. Sulfatbeständigheten ökar dessutom med sänkt vattencementtal.

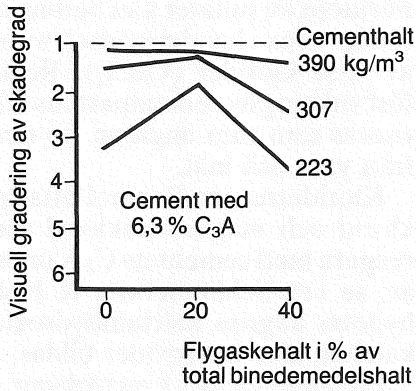
C_3A-halten i svenska cement är ca 8% i Std P Slite och Std P Skövde och ca 2% i Std P Degerhamn (”Anläggningscementet”). Enbart det senare är därför sulfatresistent.



Figur 76. Inverkan av cementets C_3A-halt på sulfatresistensen. Proverna har exponerats för upprepade cykler av 16 tim i 2,1% Na_2SO_4-lösning vid +22°C och 8 tim i luft vid 54°C, Harboe (1982).

Slaggcement med mer än 70% slagg anses vara sulfatresistenta. Vid lägre slagghalt fås däremot ofta en försämrad sulfatresistens i förhållande till det portlandcement som ingår i blandningen, Locher (1960). Orsaken till att höga slagghalter höjer sulfatresistensen anses vara den mycket täta struktur som utbildas i cementpastan, Bakker (1980).

Inblandning av *flygaska* anses ibland kunna medföra förbättrad sulfatresistens. Det är emellertid ytterst tveksamt om så alltid är fallet. Inblandning av flygaska medför nämligen tillförsel av aluminat, vilken kan vara reaktiv. I figur 77 visas att sulfatangreppet ökar när 40% av portlandcementet (C_3A = 6,3%) ersätts med lika mycket flygaska. Flygaska bör därför inte användas för att öka sulfatresistensen förrän ytterligare studier av mekanismen gjorts eller den positiva effekten i varje enskilt fall påvisats med tester.



Figur 77. *Inverkan av flygaskainblandning på sulfatresistensen i sulfathaltig jord (11 års exponering i 10% Na_2SO_4), Stark (1982).*

Inblandning av *silikastoft* har påvisats kunna öka sulfatresistensen, bl a vid långtidsexponeringar av betong i starkt sulfathaltig miljö i Oslotrakten, Fiskaa (1971/1973). Orsaken är troligen även här att cementpastans täthet ökar. Silikastoft kan emellertid, som påpekats ovan, medföra ökade risker för armeringskorrosion vilket bör beaktas innan denna metod att höja sulfatresistensen tillgrips.

God fukthärdning är av stor vikt eftersom den ökar tätheten mot inträngning av sulfater.

Några metoder att beräkna livslängden för sulfatexponerade betonger finns ännu ej. Man vet dock att man vid användning av SR-cement, låga vattencementtal och god fukthärdning får mycket hög livslängd även vid aggressiva miljöer.

Ett flertal testmetoder för kontroll av sulfatresistens finns. Ingen metod är emellertid helt invändningsfri. För kontroll av bindemedlets sulfatresistens kan den amerikanska metoden ASTM C452 användas.

Saltangrepp

Förutom av sulfater kan betong angripas av ammoniumföreningar (NH_4^+) t ex i handelsgödsel, av magnesiumföreningar (Mg^{2+}) och av vissa klorider ($CaCl_2$). Reaktionerna innebär i flera fall en förbrukning av cementpastans OH^--joner och kan därför karakteriseras som sura angrepp, se nedan. De förlöper därför normalt från ytan och inåt.

Kloriderna ger däremot ofta sprängande angrepp, t ex kalciumklorid och magnesiumklorid som i höga koncentrationer antas reagera med cementets C_3A under bildning av svällande föreningar; se t ex Schimmelwitz & Hoffmann (1982). Enligt en annan hypotes angrips kalciumhydroxiden i betongen varvid expansiva kalcium-klor-hydroxider bildas; Peterson (1984).

Inblandning av s k puzzolaner, t ex flygaska eller kiselstoft vilka förbrukar den av cementet frigjorda kalciumhydroxiden, har ofta visat sig ge positiva effekter. Den puzzolanhalt som erfordras för god effekt är dock så stor att dess eventuella negativa effekt på armeringskorrosionen måste beaktas.

Eftersom saltangreppet ofta är ett ytangrepp är det extra viktigt att betongens yta fukthärdas omsorgsfullt. Effekten av en bristfällig härdning på ytans genomsläpplighet visas i figur 40.

Eftersom de olika saltangreppen är relativt sällan förekommande hänvisas till speciallitteraturen.

Ingen metod för livslängdsberäkning av konstruktioner utsatta för saltangrepp finns för närvarande.

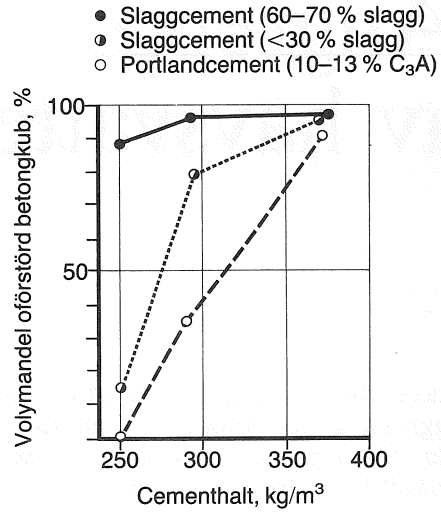
Angrepp av havsvatten

Havsvatten innehåller ett stort antal ämnen som är potentiellt aggressiva mot betong, t ex sulfater, magnesiumföreningar, klorider. Sulfathalten i Nordsjön är t ex 2800 mg SO_4^{2-}/l vilket enligt Tabell 3 innebär "måttligt" till "starkt" angrepp. Trots detta är havsvatten relativt litet aggressivt. Orsaken antas vara att ett skyddande skikt av svårlösligt kalciumkarbonat fälls ut på betongytorna genom en reaktion mellan havsvatten och betongen. Den uppluckring av ytorna, som ofta observeras kan troligen ofta tillskrivas magnesiumangrepp. Om skyddsskiktet av någon orsak inte kan utbildas, t ex om betongen är alltför genomsläpplig på grund av utvaskning under gjutningen etc, kan starka sulfatskador uppstå även i havsvatten. Beijer (1979) har beskrivit ett fall där omfattande havsvattenangrepp skedde tack vare att konstruktionen bestod av en hålrumsbetong där havsvattnet lätt trängde in.

En betongkonstruktion i havsvatten måste därför ha en hög grad av täthet. Detta gäller även undervattensgjutna konstruktioner

Det föreligger omfattande långtidsstudier av betong i havsvatten. I ett flertal länder har prover placerats ut i havsvatten och sedan följts upp under decennier. Allmänt gäller att skadorna är små även efter lång tid i sådana fall där betongen har haft lågt vattencementtal ($< 0{,}60$), dvs haft hög cementhalt, varit väl komprimerad, innehållit ett lämpligt cement och innehållit beständig ballast. I figur 78 visas resultatet av en sådan långtidsexponering. Den goda effekten av hög cementhalt (lågt vct) är klar. Även cementtypen spelade stor roll. Portlandcementet, vilket hade hög C_3A-halt och därför inte var sulfatresistent, gav betydligt sämre resultat än det sulfatresistenta slaggcementet.

Sulfatresistenta cement, dvs portlandcement med låg C_3A-halt och slaggcement med mycket hög slagghalt, har i allmänhet uppvisat den bästa beständigheten vid alla långtidstester. Att cement med låg C_3A-halt är gynnsamma framgår även av en undersökning i USA vid vilken betonger exponerades upp till 16 år i varmt



Figur 78. *Tillståndet hos betong som lagrats under 25 år i tidvattenzonen i Nordsjön, Hummel & Wesche (1956).*

havsvatten utanför Floridas kust, Stark (1982). Samtliga betonger med sulfatresistenta portlandcement förblev intakta under denna tid oavsett cementets alkalihalt (0,94% respektive 0,33%). Betonger med cement som hade dels hög C_3A-halt, dels hög alkalihalt (14,3% respektive 1,0%) hade sönderfallit inom 5 år. Det torde därför vara gynnsamt att om möjligt använda sulfatresistenta cement även för konstruktioner i havsvatten. Sannolikheten för en hög livslängd ökar då.

Effekten av flygaska och silikastoft torde vara i stort sett densamma som för sulfatangrepp, dvs flygaska kan vara såväl negativ som positiv beroende på dess kemiska sammansättning och mängden aska. Silikastoft torde alltid ha en gynnsam effekt vars storlek dock är svårbedömd för närvarande. Risken för armeringskorrosion i betong som är ständigt vattenmättad är, som beskrivits ovan, mycket liten förutsatt att armeringsstålet är väl kringgjutet. Någon begränsning för användning av restmaterial av denna orsak finns därför normalt ej i sådana konstruktioner. *I plaskzonen* utsätts dock betongen även för frostangrepp och armeringskorrosion vilka oftast är mer avgörande för livslängden än det kemiska angreppet från havsvattnet. Detta torde begränsa användbarheten av mineraliska tillsatsmaterial i havsvattenkonstruktioner.

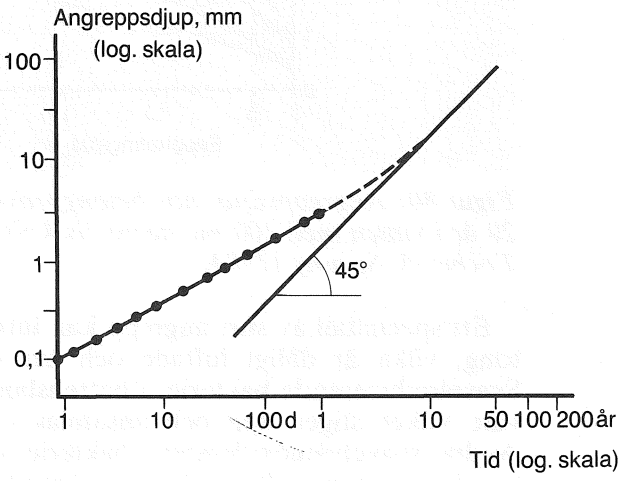
Ingen metod för livslängdsberäkning av konstruktioner i havsvatten finns för närvarande.

Sura angrepp

Betong angrips av syror. Angreppet sker till skillnad från sulfatangrepp alltid från *ytan* såvida betongen bara har normal täthet. Man får därför en angreppszon som gradvis vandrar inåt i betongen. Det sura angreppet är därför lättare att hantera än sulfatangreppet; känner man angreppshastigheten kan man nämligen i princip alltid kompensera för den tvärsnittsreduktion som sker.

Syraangreppet är snabbast i början för att sedan gradvis avta allteftersom angreppszonens tjocklek ökar och därmed utgör ett ökande diffusionsmotstånd mot syran. Enligt Rombén (1979) växer angreppsdjupet, åtminstone under de första åren, proportionellt mot kvadratroten av tiden (jämför karbonatisering, ekv (4) och figur 54). Detta förutsätter dock att angreppszonen inte eroderas bort, t ex på grund av nötning eller starkt strömmande vatten.

Exempel på uppmätta och extrapolerade angreppsdjup hos en högvärdig rörbetong placerad i saltsyra med pH-värde 3,1 visas i figur 79. Under det första året följer angreppet ett kvadratrotsförlopp och uppnår angreppsdjupet 3 mm. Om kvadratrotsberoendet fortsätter att gälla fås angreppsdjupen 20 respektive 30 mm efter 40 respektive 60 år. Av säkerhetsskäl bör man dock enligt Rombén (1979) anta att angreppet på lång sikt följer den heldragna linjen, dvs att det så småningom blir direkt proportionellt mot



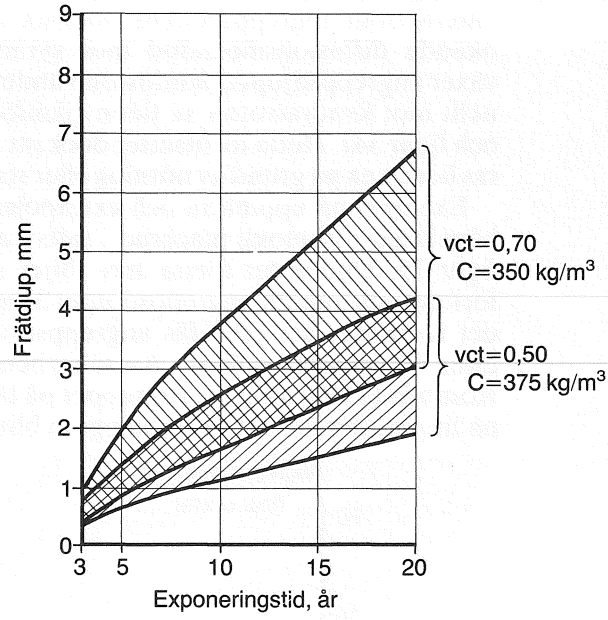
Figur 79. *Kemiskt angrepp av saltsyra med pH 3,1 på ett betongrör. På lång sikt följer angreppet troligen linjen med 45°-lutning, Rombén (1979).*

tiden. Man får i så fall angreppsdjupen 20 respektive 30 mm redan efter 12,5 respektive 20 år.

Även i denna starka syra är emellertid angreppen överraskande små och bör ofta gå att kompensera med en motsvarande "korrosionsmån".

Grundvatten innehåller ofta löst kolsyra, CO_2, vilken kan vara aggressiv i vissa fall. Aggressiviten – dvs den kalklösande förmågan – ökar med minskande hårdhet hos vattnet. I Tabell 4 ges en klassificering av vatten i 4 olika aggressivitetsklasser.

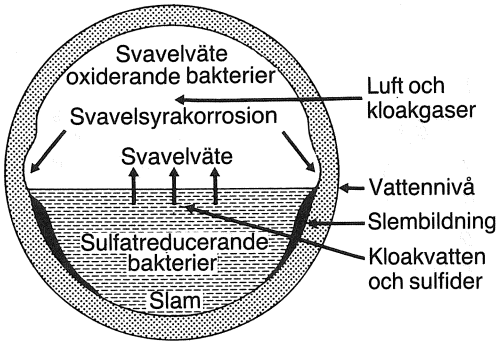
Även vid stora mängder aggressiv kolsyra blir dock angreppen relativt små i tät betong med lågt vattencementtal. Exempel på detta visas i figur 80. Betongprover med två olika vct har exponerats under 20 år i 100 mg aggressiv kolsyra per liter vatten. pH var ca 5,6 motsvarande ca 1 hårdhetsgrad. Trots den relativt hårda påfrestningen begränsar sig angreppsdjupen till ca 4 mm vid vct = 0,50.



Figur 80. *Angreppsdjup hos betongprover som exponerats under 20 år i vatten med 100 mg aggressiv kolsyra per liter och pH 5,6, Locher & Sprung (1984).*

Ett specialfall av surt angrepp kan inträffa i avloppsrör av betong, vilka är dåligt luftade och har dålig vattenomsättning. Svavelreducerande bakterier i bottenslammet producerar svavelväte vilket stiger upp och ansamlas i röret över vattenytan. Andra, svavelväteoxiderande, bakterier omvandlar där svavelvätet till svavelsyra vilken fräter på rörgodset och vilken också kan ge visst sulfatangrepp, se figur 81. Fenomenet, som ibland kallas "biologiskt angrepp" beskrevs först av Aschan (1962). Det har även inträffat i Sverige; VAV (1978).

Botemedlet är väl luftade ledningar, helst kombinerat med högre vattenomsättning. Svavelväte medför stora hälsoproblem och bör därför undvikas även av detta skäl.



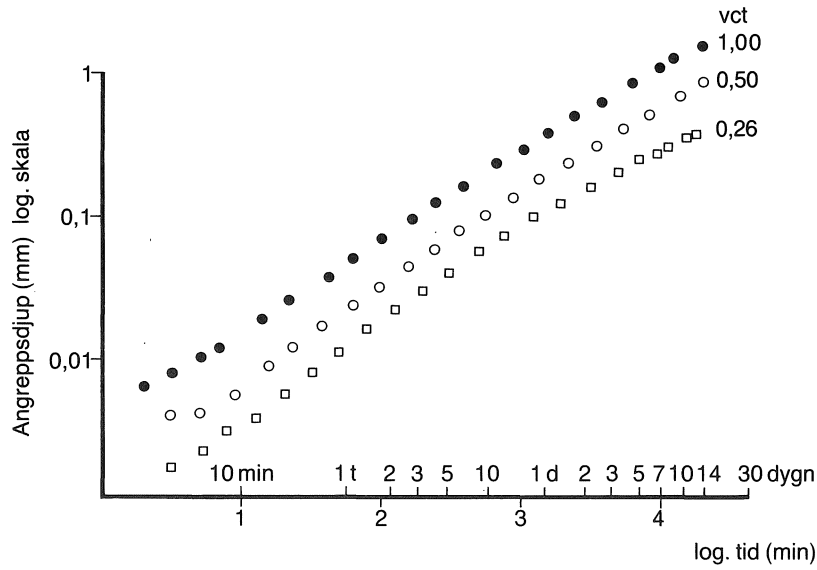
Figur 81. *Surt angrepp (”biologiskt angrepp”) på avloppsrör, Aschan (1962).*

Tabell 4. Vattens aggressivitet enligt VAV (1975).

Vatten-typ	Karbonat-hårdhet tyska grader	Aggressiv kolsyra mg/l	Vattnets angreppsförmåga
I	>2,0	<15	Praktiskt taget ingen
II	>2,0 2,0–0,2	15–40 <15	Obetydlig
III	>2,0 2,0–0,2 <0,2	40–90 15–40 <15	Påtaglig
IV	>2,0 2,0–0,2 <0,2	>90 >40 >15	Stor

Eftersom syraangreppet är ett ytangrepp spelar vattencementtalet en något mindre betydelsefull roll än vad det gör vid flertalet andra angreppstyper. Figur 78 visar emellertid att angreppsdjupet av kolsyra minskar med sänkt vct. I stort sett halveras angreppsdjupet vid minskning från vct = 0,70 till vct = 0,50. Rombén har gjort motsvarande observationer vid exponering för saltsyra; se figur 82.

Inblandning av flygaska, slagg eller kiselstoft kan inte förväntas höja syraresistensen i någon nämnvärt hög grad. Vissa forskare anser att syraresistensen är något högre vid portlandcement av SR-typ. Detta är dock inte helt klarlagt. Teoretiska överväganden tyder på att cementets syraresistens ökar med ökande järnhalt, Rombén (1979).



Figur 82. Inverkan av vattencementtalet på angreppsdjupet vid exponering av betong för saltsyra med pH 5, Rombén (1979).

Liksom vid all annan typ av kemiskt angrepp är det viktigt att fukthärda betongens ytor väl.

Angreppshastigheten blir naturligtvis starkt beroende av syrans typ och av dess styrka. Vissa vanligen förekommande organiska syror såsom myrsyra och mjölksyra är påfallande aggressiva mot betong, ofta därför att syror av denna typ förekommer i miljöer där de kan verka kontinuerligt under lång tid.

I varje enskilt fall bör man, om konsekvenserna av ett syraangrepp är stora, genomföra en test av den aktuella betongen med den aktuella syran.

En lämplig testmetod har angivits av Rombén (1979). Testresultatet möjliggör teoretiskt sett en analys av livslängden enligt principerna i figur 79.

Om surt vatten kan nå armeringsstålet, t ex genom sprickor eller porer, kan armeringskorrosion komma igång på grund av den pH- sänkning som sker lokalt vid felstället.

Urlakning

Rent (mjukt) vatten kan lösa avsevärda mängder kalciumhydroxid (ca 1,85 g/l vid 0°C). Vatten som strömmar genom otät betong eller genom sprickor i betong kan därför gradvis lösa ut den kalciumhydroxid som bildats vid cementreaktionen. Vid tillräckligt stor kalkförlust bryts även den s k cementgelen ner. Kalkurlakningen kan därför medföra stora hållfasthetsförluster.

Problemet har sin främsta aktualitet i porös betong med låg grad av vattentäthet samt i anslutning till grövre sprickor. Dessutom måste vattnet vara mycket mjukt. Sådant vatten förekommer bl a i svenska fjällkedjan, i myrar och även inom processindustrin (t ex avjoniserat vatten eller kondensvatten).

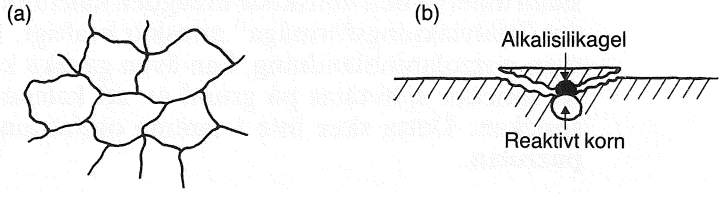
"Vattentät" betong dvs betong med vattencementtal understigande ca 0,55 à 0,60 är normalt resistent mot kalkurlakning. Även om en sådan betong skulle ha genomgående sprickor blir urlakningen begränsad till en tunn zon intill sprickan; Halvorsen (1966). Sådan lokal urlakning kan teoretiskt sett öka risken för armeringskorrosion. Fältstudier har dock visat att denna effekt är liten i fuktiga konstruktioner, Halvorsen (1966).

Puzzolaninblandning anses vara positiv genom att kalciumhydroxiden då binds upp i mera svårlösliga föreningar. Å andra sidan innebär den minskade mängden kalciumhydroxid att betongens "självläkningsförmåga" minskar kraftigt. I en normal betong, utan puzzolaninblandning, kan även ganska kraftiga genomgående sprickor självtätas på grund av att kalciumhydroxid fälls ut i sprickan. Detta sker inte i samma omfattning i en betong med puzzolan.

Cement-ballastreaktioner

Vissa ballastmaterial kan reagera med cementpastan under bildande av svällande reaktionsprodukter, vilka kan förstöra betongen fullständigt.

Det vanligaste fallet är reaktioner mellan ballast som innehåller *alkalilöslig kiselsyra* och det alkalirika porvattnet i cementpastan. Därvid bildas i reaktionszonen vid ballastkornens yta en trögflytande, s k alkalikiselsyragel vilken i fuktig miljö tar upp stora mängder vatten under svällning. I vissa fall är gelen tillräckligt lättflytande för att kunna trängas undan mot hålrum i betongen och mot betongytorna. Ofta förorsakar den emellertid omfattande uppsprickning av hela betongvolymen. I andra fall sker enbart lokala kraterformiga utsprängningar, s k pop-outs, i betongytan. Typiskt utseende hos dessa båda huvudtyper av skador visas i figur 83. Alkali-kiselsyrareaktioner avslöjas ofta genom att droppar av alkalikiselsyragel observeras vid sprickor på betongytan.



Figur 83. *Olika skadetyper förorsakade av alkali-kiselsyrareaktioner, Hillerborg & Nilsson (1979).*
(a) Typiskt sprickmönster vid ett allmänt, inre agrepp – "map-cracking"
(b) Genomskärning av s k pop-out i ytan

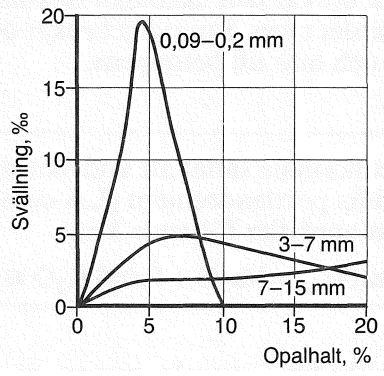
Farliga ballasttyper innehåller opal, flinta, ryolit och andra mineral som huvudsakligen består av glasig (amorf) kiselsyra. Sverige är i stor sett helt förskonad från denna typ av ballast vilken dock förekommer lokalt i Skåne och i den svenska fjällkedjan. Denna ballast ger dock normalt bara pop-outs.

När misstanke om skadlig ballast föreligger bör en petrografisk analys genomföras. För säkerhets skull bör även ett reaktivitetstest genomföras. Många testmetoder finns. Vanligen används den amerikanska metoden ASTM C 227.

För att skadlig svällning skall ske krävs en viss olycklig kombination av reaktiv ballast, ballaststorlek, och mängd alkali vilken huvudsakligen tillförs genom cementet. Dessutom måste betongen vara fuktig. För att pop-outs skall uppstå måste betongen ha genomlöpt en alldeles speciell fukthistoria, vilken ofta förekommer i ytbelagda betonggolv på mark eller i ytbehandlad fuktig betong, Nilsson (1984).

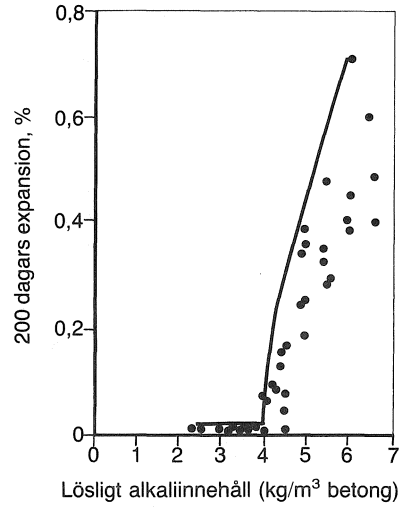
Även vissa keramiska beläggningar – t ex glasmosaik eller kakelplattor innehållande alkalilöslig kiselsyra – kan angripas av alkalier från underliggande betong eller från sättbruket och därvid antingen lossna eller skadas genom inre svällning förorsakad av den bildade gelen.

Exempel på effekten av ballaststorlek och mängden reaktiv ballast – i detta fall opal – visas i figur 84; Locher & Sprung (1973). Som synes nås en maximal expansion vid en viss farligaste mängd reaktivt material. Såväl lägre som högre mängd ger mindre expansion. Den farligaste mängden är lägre ju finkornigare det reaktiva materialet är. Dessutom ökar expansionens storlek med minskande ballaststorlek.



Figur 84. *Inverkan av mängden reaktiv ballast och kornstorleken hos denna på svällningen hos provkroppar, Locher & Sprung (1973).*

För att med säkerhet undvika problemet med inre expansion bör betongens totala alkalihalt definierad enligt ekv (15) understiga ett visst gränsvärde. I figur 85 visas att detta är av storleksordningen 4 kg/m^3; Hobbs & Gutteridge (1979). I en betong med cementhalten 400 kg/m^3 skulle man alltså teoretiskt kunna acceptera ett cement med högst 1% total alkalihalt.



Figur 85. *Inverkan av total löslig alkali från portlandcementet på expansionen efter 200 dygn. Hobbs & Gutteridge (1979).*

I verkligheten får man alltid anrikningar av alkali på vissa ställen – t ex i ytor i samband med avdunstning. Alkali kan även tillföras utifrån, t ex från tösaltning eller havsvatten. Av denna orsak brukar den maximalt tillåtna alkalihalten väljas något lägre än värdet ovan. Samtidigt brukar den kopplas till cementets alkalihalt och inte till betongens.

Det normala sättet att undvika skador är att använda ett lågalkaliskt portlandcement (LA-cement) varmed avses ett cement som uppfyller följande krav

$$(Na_2O)_{ekv} = Na_2O + 0{,}658\,K_2O \leq 0{,}60\% \qquad (15)$$

Alkalihalten i svenska cement är ca 1,1% i Std P Slite och Std P Skövde och ca 0,5% i Std P Degerhamn (”Anläggningscement”). Enbart det senare bör därför användas när risk finns för att ballasten innehåller alkalireaktiva korn.

Slaggcement anses vid tillräckligt hög slagghalt ge skydd mot skadliga reaktioner. Enligt västtyska regler måste då följande villkor vara uppfyllda.

Total ekvivalent alkalihalt %	Slagghalt %
≤1,10	≥50
≤2,00	≥65

Ett högalkaliskt portlandcement kan således göras "ofarligt" genom inblandning av tillräcklig mängd slagg. Orsaken till slaggens positiva effekt torde vara den starkt ökade täthet som slaggen medför, Bakker (1980).

För att flygaska skall ge någon märkbar positiv effekt erfordras mycket höga halter, troligen av storleksordningen 40% eller mer. Vid dessa askhalter blir cementet svårt att använda av andra skäl; t ex med tanke på skyddet mot armeringskorrosion, långsam härdning etc.

Silikastoft anses dämpa alkalikiselsyrareaktioner. Bl a inblandas ca 8% silikastoft i isländsk cement, vilket vid laboratorietester visat sig reducera de reaktioner som den isländska vulkaniska ballasten medför. Man är emellertid inte helt klar på om detta skydd är permanent eller om kiselstoftet enbart minskat reaktionshastigheten. Vissa långtidstester tyder på att man efter ett antal år kan få lika höga eller högre expansioner i betong med silikastoft som i referensbetongen som saknar silikastoft.

För närvarande finns ingen metod utvecklad för beräkning av livslängden med avseende på denna typ av reaktioner.

Dolomithaltig ballast kan ge avsevärda skador tillsammans med högalkaliskt cement. Man är inte helt klar på reaktionsmekanismen. Möjligen sker en nedbrytning av magnesiumkarbonatet i dolomiten under bildning av magnesiumhydroxid. Denna reaktion "öppnar" strukturen varvid andra mineral i dolomiten t ex vissa lermineral expanderar på grund av fuktinflöde. Fenomenet har observerats i USA och Kanada, TRB (1974). Av säkerhetsskäl bör även svensk dolomit testas innan den används i viktiga bärande betongkonstruktioner. Man kan nämligen inte helt utesluta att den i vissa fall kan vara reaktiv.

Den bästa skyddsåtgärden är att använda ett lågalkaliskt cement.

Svavelhaltig ballast t ex kismineral eller sulfidmineral kan ge upphov till samma typ av expansion som sulfatangreppet; se ovan. Sådan ballast förekommer i fjällkedjan. Fenomenet har behandlats av Hagerman & Rosaar (1955) och av Rosaar & Vessby (1962).

Litteratur

ACI Committee 201: Guide to Durable Concrete. American Concrete Institute, Detroit, 1986.

Alberts, C; Strömberg, U: Skador på betongbalkonger. Cement- och Betonginstitutet Ra 2:80, 1980.

Arup, H; Grønvold, F O: Localisation of corroding reinforcement by electrochemical potential surveys. RILEM Symposium "Quality Control of Concrete Structures". Stockholm, June 17-21, 1979. Proceedings Vol 1, Stockholm, 1979.

Aschan, N: Mikroorganismers betydelse vid uppkomsten av korrosion i betongrör. Byggaren 1962:8, Helsingfors 1962.

ASTM. Designation C–457: Microscopical determination of air-void content and parameters of the air-void system in hardened concrete. Annual Book of ASTM Standards Part 14. Philadelphia, 1979.

Bakker, R: On the cause of increased resistance of concrete made from blast furnace cement to the alkali-reaktion and to sulphate corrosion. Dissertation vid the Mining and Metallurgy Faculty of the Rheinisch- Wästfälische Technischen Hochschule i Aachen, 1980.

Beijer, O: Svåra skador på porbetong i havsvatten. Nordisk Betong nr 4, 1979.

Bergström, S-G: Frysförsök med cementbruk. CBI Meddelande nr 32, Stockholm, 1955.

Bergström, S-G: Saltskador på betongbeläggningar vintertid. CBI, Utredningar nr 3, Stockholm 1959.

Bergström, S-G; Warris, B: Kiselstoft för betong. Cement- och Betonginstitutet. CBI Reports Ra 1.83, 1983.

Bonzel, J; Siebel, E: Neuere Untersuchungen über der Frost-Tausalzwiderstand von Beton. Betontechnische Berichte, Düsseldorf, 1977.

Byfors, K: Carbonation of concrete with silica fume and fly ash. Nordic Concrete Research, Nordiska Betongförbundet, Publication No 4, Oslo 1985.

Byfors, K: Influence of silica fume and fly ash on chloride diffusion and pH-values in cement paste, CBI, Manuskript för publicering i Cement and Concrete Research, 1986A.

Byfors, K: Livslängdsbedömningar av betongkonstruktioner med hänsyn till armeringskorrosion. Sammanfattningar CBI Informationsdag, 1986B.

CEMBUREAU: Use of concrete in aggressive environments. Cembureau Recommendation 1:st Edition, Paris 1978.

Clear, K C: Time to corrosion of reinforcing steel in concrete slabs. Trans Res Record, 500, 1974.

Cordon, W A: Freezing and thawing of concrete – Mechanisms and control. ACI Monograph Nr 3, Detroit 1966.

Dahl, P A: Blandcement. Prøvemetoder. Föredrag vid FCB,s informationsdag Trondheim oktober 1985.

Fagerlund, G: The critical degree of saturation method of assessing the freeze/thaw resistance of concrete. Materials and Structures 10(1977):58, 1977.

Fagerlund, G: Frost resistance of concrete with porous aggregate. CBI Research Fo 2:78, 1978.

Fagerlund, G: Prediction of the service life of concrete exposed to frost action. Ingår i rapporten "Studies on concrete technology, dedicated to prof Sven G Bergström on his 60th Anniversary" CBI, 1979.

Fagerlund, G: The influence of slag cement on the frost resistance of the hardened concrete. CBI Research Fo 1.82. 1982.

Fagerlund, G: Betong med flygaska. Ingår i rapporten "Kiselstoft och flygaska". CBI Kursverksamheten, 1983A.

Fagerlund, G: Kritisk salthalt i frostskadad betong. Cementa CM Rapport T 83043, 1983B.

Fagerlund, G: Betongs saltfrostbeständighet. Forskningsrapport, Cementa 1984A.

Fagerlund, G: Rekommendationer till frostbeständig betong. Ingår i rapporten "Beton og Frost", Dansk Betonforening, Publikation Nr 22, 1984B.

Fagerlund, G: Inverkan av ytbehandlingar på betongens karbonatisering. Cementa CM Rapport T 84076, 1984C.

Fagerlund, G: Essential data for serve life prediction. NATO Advanced Workshop on Problems in Service Life Prediction of Building and Construction Materials. Paris, 1984. Martinus Nijhoff Publishers, Dortrecht/Boston/Lancaster, 1985.

Fagerlund, G: "Täta" betonger är ingen garanti för frostbeständighet. Cementa CM Rapport T 86093, 1986A.

Fagerlund, G: Saltfrysningsmetoden – tänkbar orsak till stor resultatspridning. Cementa CM Rapport T 86010, 1986B.

Fagerlund, G: Effect of air-entraining and other admixtures on the salt-scaling resistance of concrete. Cementa CM Rapport T 86055, 1986C.

Fagerlund, G; Svensson, O: Beständighet hos lagningssystem för betongbalkonger. CBI Research Fo 2:80, 1980.

Fiskaa, O: Betong i alunskiffer. Norges Geotekniske Institutt, Oslo. Publ Nr 86, 1971 + publ Nr 101, 1973.

Fookes, P G et al: Middle east Concrete. Tre artiklar i "Concrete". Aug, Sep, Nov 1981.

Frey, R; Funk, D: Zum Diffusionsmechanismus der Chloridverarmung bei streusalzverseuchten Betonen. TIZ Fachberichte Vol 109 No 11, 1985.

Fritzell, G: Erfarenheter från plastbehandling av skadade betongbalkar i broar. Statens Vägverk Rapport TB112, 1969.

Gebler, R; Klieger, P: First International Conference on Flyash, Silica Fume, Slag and other Mineral By-products in Concrete. Proceedings Vol I, American Concrete Institute Publication SP-79, Detroit, 1983.

Gjørv, O E; Vennesland, Ø: Diffusion of chloride ions from sea water. Cement and Concrete Research, Vol 9, 1979.

Hagerman, T; Rosaar, H: Kismineralens skadeinverkan på betong. Betong 1955:2.

Halvorsen, U A: Korrosion och kalkurlakning vid sprickor i betongkonstruktioner. Inst för Byggnadsteknik, LTH, Bull. 1. Lund, 1966.

Harboe, E M: Longtime studies and field experiences with sulfate attack. ACI Publication SP-77, Detroit, 1982.

Hausmann, D A: Steel corrosion in concrete. Materials protection, Nov 1967.

Hillerborg, A; Nilsson, L-O: Skador i Skåne orsakade av alkalikiselsyrareaktioner. Nordisk Betong Nr 6, 1979.

Ho, D W S; Lewis, R K: Carbonation of concrete incorporating fly ash or a chemical admixture. First Int Conf on Fly Ash, Silica Fume, Slag and other Mineral By-products in Concrete, Montebello, Canada 1983. Proc Vol I ACI, Detroit, 1983.

Hobbs, D W; Gutteridge, W A: Particle size of aggregate and its influence upon the expansion caused by the alkali-silica reaction. Magazine of Concrete Research Vol 31, No 109, Dec 1979.

Hover, K C: Cathodic Protection for reinforced concrete structures. Ingår i "Rehabilitation, Renovation and Preservation of Concrete and Masonry Structures". ACI Publication SP-85, Detroit, 1985.

Hummel, A; Wesche, K: Beton im Seewasser. Deutsche Ausschuss für Stahlbeton, Heft 124, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1956.

Ivey, D L; Torrans, P H: Air void systems in ready-mixed concrete. Journal of Materials 5(1970):2.

Jacobsson, B: Lufthalt och beständighet hos beläggningsplattor. CBI Rapport nr 8211, 1982.

Johansen, R: Silika i betong. Delrapport nr 6: Langtidseffekter. Forskningsinstituttet for cement og betong ved NTH, Rapport STF65A81031, Trondheim, 1981.

Johansson, L; Petersons, N: Besiktning av betongbalkonger. Cement- och Betonginstitutet, Rekommendationer Re 1:80, 1980.

Larson, T D; Cady, P D: Identification of frost susceptible particles in concrete aggregates. National Cooperative Highway Research Program. Report 66, 1969.

Lin, X X; Fu Y: Influence of microstructure on permeability and carbonation of concrete containing fly ash. Supplementary papers Nr 22, Second Int Conference on the use of fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete. Madrid, 1986.

Locher, F W: Zur Frage der Sulfatwiderstands von Hüttenzementen. Zement-Kalk-Gips 19(1960) Heft 9.

Locher, F W; Sprung, S: Ursache und Wirkungsweise der Alkalireaktion. Betontechnische Berichte, Düsseldorf, 1973.

Locher, F W; Sprung, S: Die Beständigkeit von Beton gegenüber kalklösender Kohlensäure. Beton 7/75. pp 241-245, 1975.

Ludwig, U: Slag cements – hydration and durability. Bidrag till "Workshop on Slag Cements and Concretes". York, 1985.

Maage, M; Sellevold, E J: Feltmålinger av karbonatisering i betong med og uten silikastöv. Nordisk Betong 1:1985.

Malmberg, B: Frostbeständig sprutbetong. Preliminära resultat från ett utvecklingssamarbete mellan Cementa och Stabilator. 1985.

Malmberg, B; Fagerlund, G: Karbonatisering av flygaskacement – ½- och 1-årsvärden. Cementa CM Rapport T 84024, 1984.

Meyer, A; Wierig, H J; Hausmann, K: Karbonatisierung von Schwerbeton. Deutsche Ausschuss für Stahlbeton, Heft 182. W Ernst & Sohn, 1967.

Mielenz, R C et al: Origin, evaluation and effects of the air-void system in concrete. 4 artiklar i ACI Journal 30(1958):2, 30(1958):3 och 30(1958):4.

Nagataki, S; Ohga, H; Kim, E K: Effect of curing conditions on the carbonation of concrete with fly ash and the corrosion of reinforcement in long-term tests. Proc Vol 1, 2nd Int Conf on fly ash, silica fume, slag and natural pozzolans in concrete. Madrid, 1986.

Nilsson, L-O: Alkali-silica reaktions in Scania, Sweden. Inst för Byggnadsmateriallära, LTH. Rapport TVBM-31014, 1984.

Nilsson, L-O: Muntlig information, 1986.

Okkenhaug, K: "Vibrotesten", en test for karakterisering av betongens stabilitet mot separasjon. Ingår i "Betongs Frostbeständighet". CBI Rapporter Ra 2.83, 1983.

Opsahl, O A: Silikabetongens frostbeständighet. Ingår i rapporten "Condensed Silica Fume in Concrete". Inst for Bygningsmateriallaere, Norges Tekniske Høgskole. Trondheim 1978.

Osborne, G J; Rixom, P J: A comparative study of PFA cements made by blending and intergrinding and containing 5 and 20% ash. Int Conf on Slag and Blended Cements, Mons, 1981.

Page, C L; Vennesland, Ø: Pore solution composition and chlori-

de binding capacity of silica fume cement pastes. Materials and Structures, RILEM, Vol 16, No 19, 1985.

Peterson, O: Chemical attack of strong chloride solutions on concrete. Manuskript, Avd Byggnadsmateriallära, LTH, 1984.

Petersson, P E: The influence of silica fume on the salt frost resistance of concrete. Statens Provningsanstalt. Building Technology, Technical Report SP-Rapp 1986:32, Borås, 1986.

Petersson, P E: Muntlig information från en undersökning vid Statens Provningsanstalt i Borås, 1989.

Pistilli, M F: Air-void parameters developed by air-entraining admixtures as influenced by soluble alkalies from fly ash and portland cement. ACI Journal, May-June 1983.

Püringer, J: Saltvandring och saltnedbrytning – en hypotes. BFR, Rapport R22:1983.

Rombén, L: Aspects on testing methods for acid attacks on concrete – further experiments. CBI Research Fo 9:79, 1979.

Rosaar, H; Vessby, E: Betongskador orsakade av kismineral i ballast. Nordisk Betong 1962:3.

Sarja, A; Jokkela; J, Metso, J: Zinc-coated concrete reinforcement. Statens Tekniska Forskningscentral, VTT, Research Report 306, Espoo 1984.

Schiessl, P: Zur Frage der zulassigen Rissbreite und Korrosionsabtragung an der Bewehrung. Betonwerk und Fertigteil-Technik Nr 2. Wiesbaden, 1975.

Schimmelwitz, P; Hoffmann, D: Untersuchungen zur Einwirkung von Tausalzen auf Brückenbauwerke aus Stahlbeton. Forschung Strassenbau und Strassenverkehrstechnik. Heft 370. Bonn-Bad Godesberg, 1982.

Schubert, P; vom Berg, W: Weiterentwicklung von Beurteilungskriterien in Zusammenhang mit der bauaufsichlichen Überwachung von Flugasche die als Betonzusatzstoff nach DIN 1045 verwendet wirt. Forschungsbericht, Institut für Bauforschung der Rheinisch-Wästfälische Technischen Hochschule Aachen, 1979.

Sellevold, E; Bager, D; Klitgaard-Jensen, E; Knudsen, T: Silica fume cement pastes: Hydration and pore structure. Ingår i "Condensed Silica Fume in Concrete". Inst. Byggnadsmateriallaere ved NTH, Report BML 86.610. Trondheim, 1982

Short, N: Kloriddiffusionsmätningar utförda vid University of Aston, England. Se Cementa CM Rapport T 84103.

Stark, D: Longtime study of concrete durability in sulfate soils. ACI Publication SP-77, Detroit 1982.

Stark, D: Characteristics and utilization of coarse aggregates associated with D-cracking. Portland Cement Association Research and Development. Bull RD047, OIP, 1976.

Steorn, B: Erfarenheter från provning av betongs frostbeständighet på några broar byggda 1910 – 1982. Ingår i "Betongs Frostbeständighet". CBI Reports Ra 2.83, 1983.

TRB (Transportation Research Board): Cement-aggregate reactions. Transp Res Record T25, Washington D C. 1974.

Tuutti, K: Stålets korrosionsförlopp i osprucken betong – en hypotes. CBI Forskning Fo 4:77, 1977.

Tuutti, K: Corrosion of steel in concrete. CBI Research Fo4:82, 1982.

Tuutti, K: Risk för kloridinitierad korrosion . Anläggningscement jämfört med StdP Slite. Cementa CM Rapport T 84062, 1984.

U S Bureau of Reclamation: Investigation into the effect of water/cement ratio on the freezing – thawing resistance of non-air and air-entrained concrete. Concrete Laboratory Report nr C-810, Denver, 1955.

VAV (Svenska Vatten- och Avloppsverksföreningen): Normalbestämmelser för rör och rördelar av betong till avloppsledningar, trummor och brunnar. VAV P11, Stockholm 1975.

VAV (Svenska Vatten- och Avloppsverksföreningen): Svavelvätebildning och svavelsyrakorrosion vid avloppsanläggningar. VAV Rapport 3/78, Stockholm 1978.

Verbeck, G J; Klieger, P: Studies of the salt scaling of concrete. Highway Res Board Bull 150, 1957.

Virtanen, J: Freeze-thaw resistance of concrete containing blast-furnace slag, fly-ash or silica fume. Ingår i "Betongs Frostbeständighet". CBI Rapporter Ra 2.83, 1983.

Vuorinen, J: On determination of effective degree of saturation of concrete. Betong- och Jordlaboratoriet, Imatran Voima OY, Uleåborg, 1973.

Warris, B: The influence of air-entrainment on the frost-resistance of concrete, CBI, Proceedings nr 36, 1964.

Wishers, G: Langzeitverhalten von Betonbauwerken. Betonwerk + Fertigteil-Technik, 1984.

Whiting, D; Stark, D: Galvanic cathodic protection for reinforced concrete bridge decks. Transportation Research Board. National Cooperative Highway Reserch Board Program Report 234, 1981.

I boken ges en översikt över de vanligaste orsakerna till miljöbetingade skador på armerade betongkonstruktioner samt principer för hur dessa skador skall undvikas. Huvudvikten läggs på de båda vanligaste skadorna i Sverige; frostangreppet och armeringskorrosionen. Även kemiska angrepp behandlas, men mera kortfattat.

Där så är möjligt används livslängdsbetraktelser. Diagram för val av betongkvalitet och täckskikt vid given livslängd ges därför.

November 1992

CEMENTA

Cementa AB, Box 144, 182 12 DANDERYD, Tfn 08-753 01 60

Pris 50:–