
KBS TEKNISK RAPPORT

12

BEDÖMNING AV EGENSKAPER OCH FUNKTION HOS
BETONG I SAMBAND MED SLUTLIG FÖRVARING
AV KÄRNBRÄNSLEAVFALL I BERG

Sven G. Bergström
Göran Fagerlund
Lars Rombén
Cement och Betonginstitutet 77-06-22

Objekt 21.06

BEDÖMNING AV EGENSKAPER OCH FUNKTION HOS
BETONG I SAMBAND MED SLUTLIG FÖRVARING
AV KÄRNBRÄNSLEAVFALL I BERG

Sven G. Bergström

Göran Fagerlund

Lars Rombén

Cement och Betonginstitutet 77-06-22

Objekt 21.06

I slutet av rapporten har bifogats en förteckning över av KBS hittills publicerade tekniska rapporter i denna serie.

Till CBI.

3.1 Inledning

Avfallet är tänkt att för slutförvaring deponeras i ett system av bergtunnlar på flera nivåer med ett medeldjup av ca 500 meter under bergytan. Bränslet är inneslutet i en metallisk eller keramisk kapsel som placeras horisontellt i tunnlar omgivna av en blandning av kvartssand och bentonit som helt uppfyller tunnelsektionen. När deponeringen och uppfyllningen av en tunnel avslutats tillslutes den vid ändarna med betongväggar förankrade i berget.

3.2 Temperaturer

Det i kapslarna inneslutna bränslet förutsätter vid deponeringen ha en sådan ålder att värmeutvecklingen ej ger högre temperatur än ca 100°C vid kapselns yta vid omedelbar kringfyllnad med sand/bentonit. Temperaturen i betongen i skiljeväggarna vid tunnelns ändar kan dock antagas bli max 60-70°C under ett inledande skede av något hundratal år för att därefter långsamt avtaga.

3.3 Fukttillståndet, vattentrycksgradienter

Under det att fyllnadsarbetet på en nivå av tunnel-systemet pågår (säg ca 100 år) kommer de skiljeväggar av betong som tillsluter de tunnlar för vilka uppfyllningen är avslutad att på ena sidan vara i kon-

takt med fyllnadsmaterialet sand/bentonit med sannolikt relativt låg fuktighetshalt och på andra sidan med luften i den transportort i vilken deponeringstunnlarna mynnar ut. I samband med förseglingen av en nivå fylles även transportorterna och grundvattennivån tillåtes stiga. Skiljeväggarna av betong kommer då att vara omgivna av vattenmättat fyllnadsmaterial med låg permeabilitet. Strömningar i vattnet kan uppkomma dels på grund av den naturliga gradienten i grundvattnet dels på grund av konvektion förorsakad av kapslarnas värmeutveckling.

3.4 Mekaniska belastningar

Under ett inledande skede av säg ca 10 år kommer skiljeväggarna av betong att vara utsatta för ett ensidigt tryck av fyllnadsmaterialet i deponeringstunneln. Därefter kommer de att vara omgivna av fyllnadsmaterial på bägge sidorna.

3.5 Vattenkemi

(Ingen ändring)

3.6 Fyllnadsmaterial

Fyllnadsmaterialet utgöres av en blandning av Wyomingbentonit och kvartssand, med 10% bentonit i den undre delen (för att tillräcklig bärförmåga skall uppnås) och med högre bentonithalt i den övre delen (för att svällningen skall fylla upp hela tunnelsektionen).

3.7 Radioaktiv strålning

Man kan förutsätta att den radioaktiva strålning som betongen i skiljeväggarna kan bli utsatt för är så liten att den är försumbar.

Rapport nr 7739

1977-06-22

BEDÖMNING AV EGENSKAPER OCH FUNKTION HOS BETONG
I SAMBAND MED SLUTLIG FÖRVARING AV KÄRNBRÄNSLE-
AVFALL I BERG

Sven G Bergström
Professor

Göran Fagerlund
Tekn dr

Lars Rombén
Civilingenjör

CEMENT- OCH BETONGINSTITUTET
Uppdragsfunktionen

SUMMARY

This report deals with the possibility of using concrete in conjunction with the permanent storage of nuclear fuel waste in rock storage facilities. The emphasis has been placed on properties such as strength and tightness and how these may be affected by internal and external causes of destruction during a filling stage of approximately 100 years and during the final storage stage of 1 000 - 100 000 years.

The report begins in Sections 1 and 2 with a presentation of concrete as a material. A survey of the physical and chemical properties of the constituent components and of the hardened concrete is provided here. Section 1 provides information on non-aged concrete with regard to structure, strength, water tightness, long-term deformations, temperature movements as well as information on hydration reactions and hydration products. Section 2 deals with the effects of time on the structure and properties of concrete. Experience obtained from antique buildings constructed with similar materials and results from experimental long-time investigations are presented here. The question of the inner stability of the reaction products is dealt with and it is established that a conversion to more highly crystallized products can be expected to take place with time and particularly in conjunction with raised temperatures. This will lead to an increase in porosity. The concrete can also be aged due to external influences. A survey is provided of the influence of physical and chemical environmental factors, as far as these can be established from experience over normal time periods.

Section 3 contains a brief description of the environment in which the concrete is to be used.

Section 4 contains an assessment of the properties and function of concrete in this environment with regard to various conceivable causes of destruction.

It is established that spontaneous structural changes, which lead to a certain increase in porosity, cannot be precluded during the filling stage and during the final storage stage.

It is deemed possible to avoid cracking during the manufacture and during the filling stage if the concrete is kept moist. The risk for cracking during the final storage stage is difficult to assess.

Attempts are made to estimate the tightness of aged concrete during the various stages. The tightness during the final storage stage is difficult to assess due to the fact that the scope of the cracking cannot be estimated.

Chemical attacks during the filling stage are deemed to be small and can be repaired.

Assessments of the maximum attacks, based on attacks caused by Baltic Sea water and on certain assumptions concerning the porosity and permeability of the rock, are made for the final storage stage. A sulphate attack from Baltic Sea water is deemed to be improbable but even if it should occur, a maximum depth of attack of approximately 100 mm after 1 000 years and 700 mm after 10 000 years can be assumed. The corresponding values are 5 mm and 15 mm respectively for calcium-leaching attacks and similar values can be expected in conjunction with a base exchange attack by the magnesium content of the seawater. These values indicate that it should be possible to design the construction in such a way that its loadbearing function is not lost. The sealing along the rock wall is, however, a weak point.

The risk for destruction due to radioactive radiation is extremely small.

The strength of the sections not chemically attacked should, in the main, remain unchanged during the filling stage. The structural change and other long-term effects may entail considerable losses in strength during the final storage stage. Despite this, the concrete should function monolithically and retain a certain residual strength.

Reinforcement, if any, can be protected during the filling stage on condition that the concrete is kept saturated but all reinforcement will be destroyed during the final storage stage.

By way of conclusion, a number of general views on the choice of concrete and work methods are provided.

INNEHÅLL		Sid
	ORIENTERING OCH BAKGRUND	1
1	MATERIALET BETONG: STRUKTUR OCH EGENSKAPER HOS ICKE ÅLDRAT MATERIAL	2
1.1	Fysikaliskt-mekaniskt	2
1.1.1	Betongen som kompositmaterial	2
1.1.2	Cementpastans struktur och egenskaper	4
1.1.2.1	Utbildning av struktur	4
1.1.2.2	Cementgelens struktur	6
1.1.2.3	Hydratationsutvecklingen	8
1.1.2.4	Porositet	9
1.1.2.5	Kohesion och hållfasthet	11
1.1.2.6	Vattentäthet	12
1.1.3	Ballastens struktur och egenskaper	14
1.1.4	Fasgränsen mellan pasta och ballast	18
1.1.5	Betongens egenskaper	19
1.1.5.1	Allmänt	19
1.1.5.2	Normala betongsammansättningar	20
1.1.5.3	Allmän struktur hos betongen	23
1.1.5.4	Hållfasthet	24
1.1.5.5	Vattentäthet	26
1.1.5.6	Långtidsdeformationer	27
1.1.5.7	Temperaturrelser och temperaturberoende sprickbildning	31
1.2	Kemiskt	34
1.2.1	Delmaterialen	34
1.2.1.1	Portlandcement	34
1.2.1.2	Ballast	36
1.2.1.3	Vatten	36
1.2.1.4	Tillsatsmedel	36
1.2.2	Cementets hydratisering, reaktioner och reaktionsprodukter	37
1.2.2.1	Reaktionsprodukter	37
1.2.2.2	Hydratationsreaktioner	38
2	MATERIALET BETONG: TIDSEFFEKTER PÅ STRUKTUR OCH EGENSKAPER	40
2.1	Erfarenheter från äldre byggnadsverk	40

		sid
2.1.1	Antika byggnadsverk	40
2.1.2	Långtidsundersökningar	45
2.2	Spontan strukturförändring	50
2.2.1	Stabiliteten hos reaktionsprodukterna	50
2.2.1.1	Fysikalisk stabilitet	50
2.2.1.2	Kemisk stabilitet	52
2.2.2	Självläkning av sprickor	55
2.2.3	Ballastens stabilitet	57
2.3	Åldrande på grund av miljöpåverkan	58
2.3.1	Inverkan av temperatur	58
2.3.2	Inverkan av fukt	61
2.3.3	Inverkan av gaser	62
2.3.4	Inverkan av betongaggressiva ämnen	64
2.3.4.1	Inledning	64
2.3.4.2	Angrepp p g a kalkurlakning	64
2.3.4.3	Angrepp p g a basutbyte	66
2.3.4.4	Angrepp p g a expansion	66
2.3.4.5	Havsvatten	67
2.3.5	Inverkan av radioaktivitet	69
2.3.6	Armeringskorrosion	71
3	MILJÖBESKRIVNING	73
3.1	Inledning	73
3.2	Temperaturer	74
3.3	Fukttillståndet, vattentryckgradienter	75
3.4	Mekaniska belastningar	75
3.5	Kemisk miljö	76
3.6	Radioaktiv strålning	78
4	BEDÖMNING AV BETONGS FUNKTION OCH VARAKTIGHET I AKTUELL MILJÖ	78
4.1	Inledning	78
4.2	Spontan strukturuomvandling	78
4.2.1	Uppfyllning- och inspektionsskedet	78
4.2.2	Slutliga förvaringsskedet	79

	sid	
4.3	Sprickbildning	79
4.3.1	Tillverkning av betongkonstruktionerna	79
4.3.2	Uppfyllning- och inspektionsskedet	82
4.3.3	Slutliga förvaringsskedet	85
4.4	Täthet	89
4.4.1	Uppfyllnings- och inspektionsskedet	89
4.4.2	Slutliga förvaringsskedet	91
4.5	Förändring p g a kemiskt angrepp	93
4.5.1	Inledning	93
4.5.2	Uppfyllnings- och inspektionsskedet	93
4.5.3	Slutliga förvaringsskedet	94
4.6	Strålningsangrepp	97
4.7	Hållfasthet	97
4.7.1	Uppfyllnings- och inspektionsskedet	97
4.7.2	Slutliga förvaringsskedet	97
4.8	Armeringskorrosion	98
4.8.1	Uppfyllnings- och inspektionsskedet	98
4.8.2	Slutliga förvaringsskedet	99
4.9	Allmänna synpunkter på val av betong och arbetsutförande	99

LITTERATUR

FIGURER

BILAGOR 1-5.

ORIENTERING OCH BAKGRUND

På begäran av Svensk Kärnbränsleförsörjning AB har Cement- och betonginstitutet utfört föreliggande utredning som syftar till att belysa betongens långtidsstabilitet under de förhållanden som kan komma att råda för betongkonstruktioner i anslutning till långtidsförvaring av utbränt kärnbränsle i berg. Uppgifterna om den tidrymd som är aktuell är starkt varierande - från 10^3 till 10^5 år. Exakt angivelse inom tiopotens är inte nödvändigt enär vi under alla förhållanden nödgas extrapolera mänsklighetens erfarenheter om materialet från den lägre tidsgränsen 10^3 år. De miljöuppgifter vi fått är vaga, men av allt att döma, se nedan, är det inte fråga om extrema miljöer ur synpunkten temperatur, vattentryck, vattnets eller atmosfärens aggressivitet samt strålning.

Vi har för vår bedömning haft utomordentligt begränsad tid till förfogande, men å andra sidan är det knappast troligt att vi med hänsyn till det oerhörda tidsperspektivet skulle ha kunnat tillföra problemet några nya, avgörande synpunkter även om tiden mångfaldigats.

Som framgår av utredningen har vi lagt huvudvikten vid följande förhållanden:

- intern stabilitet hos cementpastans reaktionsprodukter
- stabilitet hos cementpastans reaktionsprodukter under extern påverkan av vatten med eller utan betongaggressiva ämnen, luft, måttligt höga temperaturer
- sprickbildning i anslutning till utförandet, vid belastning och som följd av långtidseffekter

- permeabiliteten och dess tänkbara förändringar vid en eventuell nedbrytning
- korrosion på eventuell armering.

Erfarenheter av materialets långtidsstabilitet exempelifieras, bl a med ännu kvarstående konstruktioner från romartiden.

För att underlätta för läsare som inte känner till materialet betong ger vi inledningsvis en koncentrerad beskrivning av materialets uppbyggnad.

Avslutningsvis försöker vi att på grundval av dagens tekniska vetande bedöma funktionsdugligheten i den tänkta miljön hos en mycket väl utförd betongkonstruktion.

1 MATERIALET BETONG; STRUKTUR OCH EGENSKAPER HOS ICKE ÅLDRAT MATERIAL

1.1 Fysikaliskt-mekaniskt

1.1.1 Betongen som kompositmaterial

Betongen är en partikelkomposit som är uppbyggd av två huvudfaser:

- Ballasten, dvs sand-, grus- och stenmaterialet i betongen; huvuddelen av partiklarna är större än 0,125 mm. Ballastens volymandel är i normala betonger 65 å 75 vol-%, se avsnitt 1.1.5.2.
- Cementpastan, dvs den hårdnade blandningen av cement och sådant vatten som bundits kemiskt till cementet.

Ballastkornen utgör partikelfasen; varje enskilt ballastkorn är fullständigt omgivet av cementpastan som utgör den kontinuerliga fasen eller "matrixen".

En tredje fas av liten volym men med stor betydelse för flera av betongens egenskaper är fasgränsområdet mellan ballastpartiklarna och cementpastan. Detta har normalt en mycket liten utsträckning men har egenskaper som skiljer sig från såväl cementpastans som ballastens egenskaper.

Vid given ballasttyp och given cementpasta kommer kompositens, dvs betongens, egenskaper att i första hand vara beroende av de relativa volymandelarna av ballast och pasta.

På samma sätt kommer vid en viss konstant volymandel av ballast och pasta betongens egenskaper att bli i första hand beroende av ballastens och pastans individuella egenskaper.

Pastans egenskaper bestäms i stort sett av dess porositet och porstruktur, vilka i sin tur är en funktion av dess vattencementtal, ekv (l), och ålder. Pastans egna egenskaper kan därför förhandsregleras i samband med betongtillverkningen.

Ballastens egenskaper bestäms naturligtvis av de relativa volymandelarna och av egenskaperna hos alla de mineralier, varav ballastkornen är uppbyggda. Ballastens egenskaper kan därför också förhandsregleras; valet av ballast kan ske på grundval av resultatet av mineralogiska, fysikaliska och mekaniska analyser.

En schematisk bild av betong i ≈ 20 gångers förstoring visas i FIG 1.

1.1.2 Cementpastans struktur och egenskaper

1.1.2.1 Utbildning av struktur

I detta avsnitt behandlas utseendet hos den uppkomna strukturen. De kemiska processer som äger rum när ett portlandcementkorn reagerar med vatten behandlas i avsnitt 1.2.2.

Portlandcementets kompaktdensitet är $\approx 3100 \text{ kg/m}^3$ och dess specifika yta varierar mellan ≈ 2500 och $4000 \text{ cm}^2/\text{g}$ dvs medelkornstorleken varierar mellan ungefär 4 å 8 μm , om kornen vore sfäriska.

Vid betongblandningar kommer därför på sin litenhet de enskilda cementkornen eller agglomerat av flera cementkorn att hållas suspenderade i blandningsvattnet; en schematisk bild av fem suspenderade cementkorn visas i FIG 2. Avståndet mellan de enskilda kornen kommer att bero på den relativa andelen av vatten och cement - uttrycks genom vct enligt ekv (1) - och av cementets specifika yta.

$$\text{vct} = \frac{W_0}{C} \quad (1)$$

där W_0 är mängden blandningsvatten i l/m^3 , och C är cementhalten i kg/m^3 .

De kemiska reaktionerna mellan korn och vatten börjar omedelbart på kornens yta. Reaktionsprodukterna utgörs av en gel bestående av huvudsakligen kalciumsilikathydrater-C-S-H. Den kemiska sammansättningen av denna behandlas i avsnitt 1.2.2.

Gelen utgör en extremt finporös sammangyttrad massa av utomordentligt små bristfälligt kristalliserade plana eller krökta platt- och fiberformiga partiklar; "gelpartiklar".

Mellan dessa gelpartiklar utbildas med Powers', 1960, terminologi, som idag är allmänt accepterad, s k "gelporer".

Gelen utbildas först som ett "ludd" på cementkornens yta, FIG 2(b). Gelskiktet ökar i tjocklek allteftersom reaktionsprocessen fortskrider vid gränsytan mellan oreagerat cementkorn och yttre mantel av cementgel. Avgörande för hydratationshastigheten är hastigheten hos vattendiffusionen genom gelmanteln. Eftersom denna blir allt tjockare och allt tätare, kommer reaktionshastigheten att hela tiden avta.

Eftersom gelen är porös - 28% enligt 1.1.2.2 - och de fasta gelpartiklarna även innehåller kemiskt bundet

vatten, som infångats från blandningsvattnet, kommer den att uppta en större volym än volymen hos den del av cementkornet, som hydratiserats; i huvudsak ryms 45 vol-% av gelen inom cementkornets ursprungliga periferi, medan 55% måste bildas i utrymmet mellan cementkornen.

Gelen växer alltså ut i det forna porutrymmet, allteftersom hydratationen fortskrider. Så småningom, efter en viss tids hydratation - bindetiden - nås kontakt mellan gel från angränsande cementkorn och betongen får en mekanisk stadga, FIG 2(c). Bindetiden minskar med minskande vct, och ökad spec. yta hos cementet, vilka båda reducerar avståndet mellan cementkornen.

I avsnitt 1.1.2.4 visas att vid ett visst kritiskt värde på vattencementtalet - vct = 0,39 - så kommer all cement att hydratiseras med tiden; hela cementpastan kommer att bestå av ren cementgel.

Vid ett vct $< 0,39$ räcker inte utrymmet mellan cementkornen till för fullständig hydratisering, utan pastan kommer efter lång tid att bestå av cementgel och ohydratiserat cement, FIG 2(d).

Vid normala vct $> 0,39$ - är det ursprungliga porutrymmet mellan cementkornen större än erforderligt, varför grövre porer - s k kapillärporer - utbildas i pastan, FIG 3.

Varje cementkorn kommer således att i den hårdnande pastan omges av en "gelboll". Varje gelboll står i kontakt med och binds till ett antal angränsande bollar. På så sätt uppstår en rigid struktur, se även 1.1.2.5.

1.1.2.2 Cementgelens struktur

Gelporositeten har bestämts av olika författare med olika metoder, och med delvis olika resultat. Powers 1960, har genomfört en utförlig analys av dessa försöksdata och finner, att det säkraste värdet på gelporositeten är 28 vol-%.

Detta värde baserar sig på mätning av vatteninnehållet hos mycket gamla vattenlagrade cementpastor med mycket låg vct, $\approx 0,23$. Dessa pastor består därför så gott som uteslutande av ren cementgel, CH, och ohydratiserat cement, se 1.1.2.1. Gelporositeten 28%, liksom alla densitets- och porositetsuppgifter i fortsättningen, baserar sig på att pastans torra tillstånd motsvarar s k D-drying, dvs torkning över torr is vid -78°C ; resterande vattenångtryck är $5 \cdot 10^{-4}$ mm Hg¹⁾. Torkning med andra torkmedel ger en lägre uttorkningsgrad och därmed en lägre gelporositet.

1) D-drying motsvarar nästan exakt torkning till jämvikt vid $+105^{\circ}\text{C}$ och normal rumsatmosfär; vattenångtrycket ≈ 10 mm Hg.

Vid hydratationen binds i genomsnitt 0,25 g vatten kemiskt till 1 g cement. Den specifika volymen hos hydratationsprodukterna har bestäms med varierande metoder och med delvis varierande resultat. En analys av olika försöksdata som utförts av Powers, 1960, visar att den fasta fasen får en volymökning som enbart motsvarar 75 % av det kemiskt bundna vattnets ursprungliga volym. Dessa data baseras på densitetsmätningar med vatten som mätmedium. Andra mätmedia, såsom helium och olika petroleumprodukter ger högre värden, vilken kan förklaras av att inte alla gelporer fylls med mätmediet vid mätningen.

Gelpartiklarnas kompaktdensitet blir med Powers' data: $2,45 \text{ g/cm}^3$.

Cementgelens specifika yta har bestämts av bl a Powers och Brownyard, 1948, genom BET-analys av adsorptionsisotermer för vattenånga.

Dessa mätningar leder entydigt fram till en specifik yta av ungefär $200 \text{ m}^2/\text{g}$.

Cementgelen innehåller även CH, som har försumbar specifik yta. Den verkliga specifika ytan hos de kolloidala gelpartiklarna blir därför större än $200 \text{ m}^2/\text{g}$. En korrektion för CH-halten ger en verklig specifik yta bestämd med vattenångsorption av $\approx 250 \text{ m}^2/\text{g}$.

Med ledning av gelens porositet, kompaktdensitet och specifika yta kan gelporerernas genomsnittliga vidd beräknas.

Om gelpartiklarna antas vara platta, fås en medelporstorlek av 16 Å å 18 Å.

Man har också bestämt specifika ytor med andra typer av adsorbat och då företrädesvis N_2 . Därvid erhåller man alltid lägre värden på specifika ytan. Mätningar av Mikhail et al, 1964, gav t ex följande värden:

TABELL 1. Specifik yta hos cementpasta mätt med olika adsorbat.

vct	S H_2O	S N_2
0,35	208 m^2/g	57 m^2/g
0,40	203	79
0,50	195	97
0,57	194	132
0,70	200	140

Denna diskrepans mellan olika specifika ytor har givit upphov till en intensiv debatt om den sanna strukturen hos cementpasta. Mycket talar emellertid för att cementpastan verkligen utgör ett kolloidalt system med en mycket hög specifik yta; hållfasthets-, krympnings- och fuktegenskaper får då en naturlig fysikalisk förklaring.

1.1.2.3 Hydratationsutvecklingen

Hydratationsutvecklingen beror på cementets kemiska sammansättning och specifika yta samt på vct och fuktförhållandena under härdningen.

I FIG 4 anges experimentella mätningar av hydratationsgradens tillväxt för olika cementbruk som lagrats i vatten. Cementet är Limhamn Std som är något mera långsamhärdande än andra svenska standardcement. Om hydratationens hastighet bestämdes av vattendiffusion in till cementkornet vid konstant diffusionstal borde hydratationsgraden tillväxa mer än proportionellt mot $\sqrt{\text{tiden}}$.

Figuren antyder emellertid ett betydligt snabbare avtagande av hydratationshastigheten. Erfarenheten visar också att hydratationen är mycket långsam efter något år.

Möjligen skulle på basis av FIG 4 följande uttryck kunna användas för en mycket osäker extrapolation:

$$\alpha = A + B \log t. \quad (2)$$

För $v_{ct} = 0,50$ är $A = 0,38$ och $B = 0,15$ om t är i dygn. Fullständig hydratation skulle därför erhållas först efter 37 år för denna cementpasta.

Om tiden är tillräckligt lång torde alla normala betonger bli fullständigt hydratiserade. På grund-

val av Powers, 1960, mätningar på 11 år gamla pastor kan följande villkor uppställas för att fullständig hydratation skall kunna ske.

$$v_{ct} \geq 0,42 \quad (3)$$

1.1.2.4 Porositet

Det blandningsvatten som inte bundits kemiskt skapar porer vid upphettningen. Ur hydratationsprodukternas specifika volym kan följande uttryck för cementpastans totala porositet härledas om komprimeringsporernas¹⁾ volym försummas

$$P = \frac{v_{ct} - 0,19 \alpha}{0,32 + v_{ct}} \quad (4)$$

där α är hydratationsgraden definierad som andelen fullständigt hydratiserat cement.

Denna kurva har inritats i FIG 5 tillsammans med hydratationsgrader vid 3 månader tagna från FIG 4.

Porositeten kan även uttryckas på följande sätt

$$P = \frac{C}{1000} (v_{ct} - 0,19 \alpha) + 1_0 \quad (5)$$

1) Komprimeringsporer eller luftporer är porer som uppstår p g a ofullständig komprimering, se 1.1.5.2.

där C är cementhalten i kg/m^3 och l_0 är lufthalten i m^3/m^3 . Ekv (5) kan även användas direkt för betongen om ballasten saknar porer. En viss andel av pastans porer utgörs av gelporer med en medelvidd av 16 Å; resten utgörs av grövre kapillärporer, se FIG 3.

I avsnitt 1.1.2.2 visades att gelporositeten var 28% och gelpartiklarna kompaktdensitet $2,45 \text{ g/cm}^3$. Av rent geometriska skäl blir därför kapillärporositeten hos pastan, Faerlund, 1976 .

$$P_{\text{KAP}} = \frac{vct - 0,39\alpha}{0,32 + vct} \quad (6)$$

dvs vid $vct = 0,39$ och $\alpha=1$ finns inga kapillärporer utan enbart cementgel.

För välhydratiserade pastor med måttliga vct ($<0,60$) är huvuddelen av porerna mindre än $0,1$ å $0,2 \mu\text{m}$. Detta framgår av FIG 6 som visar porstorleksfördelningar mätta med Hg-porosimeter. ¹⁾ Den minsta mätta poren har en diameter av 80 Å dvs gelporositeten ingår ej i kurvorna i FIG 6.

Den stora regelbundheten hos kurvorna i FIG 6 återspeglar cementpastans regelbundna struktur som schematiskt visas i FIG 3; vid konstant vct och ökande hydratationsgrad växer gelbollarna varvid kapillärporerna minskar; vid konstant ålder men minskande vct minskar också kapillärporerna som ju befinner sig mellan gelbollarna vars inbördes avstånd minskar med minskande vct . I bägge dessa fall är emellertid själva strukturen hos kapillärporerna oförändrad, dvs porfördelningens allmänna form är densamma oberoende av vct och ålder.

1) Winslow & Diamond, 1970.

1.1.2.5 Kohesion och hållfasthet

Cementgelen är ett sant kolloidalt material. Medelavståndet mellan enskilda partiklar är enbart $\approx 16\text{\AA}$. Dessa avstånd faller inom området för van-der Waal-bindningar, dvs sekundära bindningar.

Hållfastheten hos cementpasta byggs därför i huvudsak upp av sekundära bindningar som verkar dels mellan enskilda partiklar i en och samma gelboll dels mellan partiklar i angränsande gelbollar.

Att relativt svaga sekundära bindningar är de väsentligt hållfasthetsskapande elementen framgår av cementpastans relativt låga hållfasthet. I FIG 7 (a) och (b) visas hållfasthets- och porositetssamband för sintrade keramiska material Al_2O_3 och Zr O_2 , Ryschkewitch, 1953. I FIG 7 (c) visas motsvarande data för cementpastor ¹⁾. Pastorna med lägst vct har åstadkommits genom varm-pressning vid mycket högt tryck. För alla tre materialen gäller i stort sett ett linjärt samband i lin-log diagram. Som synes ligger cementpastorna nästan en tiopotens lägre i hållfasthet än de båda material som helt hålls ihop med primära band. Emellertid måste det existera vissa primära band även i en cementpasta. Philleo, 1966 skriver: "it is observed that in the case of clay, which is another material held together by secondary bonds, penetrating water can disperse the particles. This does not happen when portland cement paste is wetted. It is concluded then, that there must also be some primary bonds between the gel particles. However, much of the behaviour of the gel-shrinking and swelling with changes in moisture for instance - indicates that the bonds are primarily secondary and that there are just enough chemical bonds to maintain stability during water penetration".

1) Roy B Gouda, 1975.

Grudemo, 1975, har mätt hållfastheten hos vattenlagrade cementpastor. För tryckhållfastheten gäller ett rätlinjigt samband ilog-log skala när cementpastans status uttrycks med parametern X^6 , se FIG 8. X definieras som volymandelen cementgel, exklusive CH-andelen + hälften av det ohydratiserade cementets volym. Med insatta värden på alla dessa volymandelar fås då följande explicita samband för X

$$X = \frac{0,43\alpha + 0,16}{0,32 + vct} \quad (7)$$

ur detta samband kan X beräknas för en godtycklig pasta vid godtycklig hydratationsgrad. Ur FIG 8 fås sedan den ungefärliga hållfastheten.

Denna varierar mellan ≈ 10 och ≈ 100 MPa för 30 dygn gamla pastor över vct -området 1,0 till 0,32.

1.1.2.6 Vattentäthet

Vattentätheten vid yttre vattenövertryck definieras av D'Arcy's lag.

$$\frac{dq}{dt} = B \cdot A \cdot \frac{dP}{dx}$$

där $\frac{dq}{dt}$ är mängden transporterat vatten i kg/s, dP/dx är tryckgradienten i $N/m^2 \cdot m$ och A är ytan vinkelrätt mot flödet.

Enheten för permeabilitetskoefficienten B blir då $[s]^{-1}$)

1) $B=1$ s motsvarar 10^3 cm/s eller 10 m/s, se avsnitt 4.4.

Cementgelen vars porer har en medelstorlek av enbart $\approx 16\text{\AA}$ är oerhört tät mot vatteninträning. Mätningar visar att $B=7\cdot 10^{-18}$ s för ren cementgel.

Kapillärporerna är grövre - FIG 6 - och har därför en större genomsläpplighet. Så länge pastan är ung är andelen kapillärporer mycket stor. De kommer därför att utgöra ett sammanhängande kapillärsystem genom hela pastan och betongen. Detta resulterar i att permeabiliteten för den unga pastan är relativt hög.

Allteftersom hydratationen fortskrider, växer gelen ut i de forna kapillärporerna - se FIG 2 - och vid en viss hydratationsgrad (ålder) kommer de genomgående porerna att bli blockerade av den täta cementgelen. Därvid sjunker permeabiliteten drastiskt; ju lägre vct är desto lägre hydratationsgrad erfordras för att blockering skall ske. Följande samband mellan vct och ålder vid "blockering" gäller:

TABELL 2. Ålder för blockering av kapillärporer i cementpasta med cementgel.

vct	ålder
0,40	3 dygn
0,45	7
0,50	14
0,60	6 mån
0,70	1 år
0,70	aldrig

Den drastiska ökningen av permeabiliteten vid vct $\approx 0,70$ visas i FIG 9; Powers et al 1954/55

Denna figur gäller för ungefär 93% av maximal hydratationsgrad.

I FIG 10 visas ett mera generellt samband gällande för alla hydratationsgrader, α .

FIG 9 och 10 förutsätter att cementpastan aldrig torkats. Powers et al, 1954/55, undersökte även inverkan av en utomordentligt försiktig torkning ner till 79% relativ fuktighet och återuppfuktning under 8 månader till 100% rf. Permeabiliteten ökade därvid från $15 \cdot 10^{-15}$ till $1000 \cdot 10^{-15}$ dvs ungefär 70 gånger för en pasta med vct = 0,50. Författarna hänför detta till en uppsprickning av den "gelväv", som åtskiljer de grövre kapillärporerna från varandra så att ett mera öppet porsystem skapas. Några synliga tecken på en sådan uppsprickning kunde dock inte iakttas.

Detta försök antyder att den ökning av permeabiliteten som sker vid en uttorkning är irreversibel; självläkningsprocessen, som beskrivs i avsnitt 2.2.2 har inte förmått täta pastan till den ursprungliga nivån.

Data från FIG 9 och 10 har även inlagts i FIG 19 tillsammans med mätningar av cementpastans vattentäthet, som utförts av Ruetters et al, 1935. Dessa senare data antyder högre permabiliteter vilket eventuellt kan förklaras av att provkropparna är betydligt större. Hydratationsgraden är obekant men är troligen 60 å 70%. De motsvarar i så fall de båda streckade kurvorna i figuren.

1.1.3 Ballastens struktur och egenskaper

Det är omöjligt att i generella termer beskriva struktur och egenskaper hos ballast eftersom dennas mineralogi och förhistoria är så starkt varierande hos olika ballastfyndigheter.

Viktiga egenskaper att beakta i samband med val av ballast är dock

- o Hållfasthet
- o Ytstruktur
- o Porositet
- o Permeabilitet
- o Beständighet

Hållfastheten hos normal svenska betongballast - naturlig eller krossad - är nästan undantagslöst tillräcklig för att betongen skall bli tillräckligt hållfast. I FIG 11 visas exempel på hållfastheten hos några svenska bergarter, Höbeda, Johansson, 1975. Som synes är ballasthållfastheten för alla eruptiva bergarter minst 200MPa vilket är 4 å 5 gånger mera än den hållfasthet som är aktuell för betonger med hög kvalitet - K400 å K500.

Ytstrukturen kan förväntas vara något förändrad hos naturligt grusmaterial i förhållande till strukturen hos den nybrutna ytan hos t ex makadam; förvittringsprocesser, kemiska reaktioner med omgivande medier etc kan ha förändrat såväl kemisk som fysikalisk struktur hos ballastyterna. Reaktiviteten har minskat, ytorna är glattare.

En nykrossad ballast torde därför ha större möjligheter att skapa god vidhäftning till cementpasta. Detta framgår f.ö. av en undersökning av Alexander et al, 1968, som återges i TABELL 3 nedan.

TABELL 3. *Effect of surface contamination and weathering of rock on the modulus of rupture of the aggregate-cement bond.*

Rock		7-day modulus of rupture of bond* mean of 20 replications (lb/in ²)		
type	reference	laboratory-produced smooth surface	natural water-worn surface	broken surface
basalt	c	1,140	780	800
sandstone	a	1,310	550	1,250
mudstone	w	1,300	700	1,190
limestone	g	1,320	1,160	1,070

* Cement No. 6, water/cement ratio by weight = 0.35.

Vidhäftningshållfastheten är genomgående högre när ytan är nybruten än om den är naturlig. Den ökande vidhäftningshållfastheten medför sedan förbättrad tryck och draghållfasthet hos betongen, se ekv (9) och FIG 17 och 18.

Att en nykrossad ballastyta ger högre hållfasthet än en gammal yta har även i viss mån bekräftats i en nyligen genomförd undersökning. Persson, 1977; nykrossad kvartsit medförde i medeltal 10 till 20% högre draghållfasthet än kvartsit som efter krossning förvarats 4 dygn i vatten.

Alexander et al, 1968, har också funnit att det råder linearitet mellan vidhäftningshållfasthet och mängden kiselsyra i ballasten, se FIG 12.

Porositeten hos ballast av eruptiva bergarter är normalt mycket liten. Porerna kan emellertid vara genomgående. Då de ofta är grova kan därför även en liten porositet leda till en avsevärd permeabilitet. Powers et al, 1954/55, anger följande permeabilitetstal för några bergarter.

TABELL 4. Exempel på permeabilitet hos några bergarter, Powers et al, 1954/55.

Typ av ballast	Permeabilitet B(s)	Vct för välhärdad cementpasta med samma permeabilitet
Tät trapp	$0,35 \cdot 10^{-15}$	0,38
Kvartsit	$0,86 \cdot 10^{-15}$	0,42
Marmor	$2,49 \cdot 10^{-15}$	0,48
Marmor	$60 \cdot 10^{-15}$	0,66
Granit	$557 \cdot 10^{-15}$	0,70
Sandsten	$1280 \cdot 10^{-15}$	0,71
Granit	$1620 \cdot 10^{-15}$	0,71

Som synes är permeabiliteten ofta av samma storleksordning som en cementpastas med relativt högt vct. Om man önskar en betong med hög vattentäthet är det därför lämpligt att välja ballast på basis av permeabilitetsmätningar.

Beständigheten i sig själv hos normal svenska ballast av eruptivt ursprung är naturligtvis lika god som beständigheten hos den bergart barifrån ballasten har hämtats. Ballast som innehåller alkali-löslig kiselsyra bör dock undvikas eftersom man annars kan få s k alkalikiselangrepp; Bredsdorff et al, 1960, Diamond, 1975. Man måste även undvika kis-mineral som kan ge upphov till sulfatangrepp, Hagerman & Roosaar, 1955, Roosaar & Vessby, 1962.

Vissa karbonatbergarter - t ex dolomit - reagerar kemiskt med alkalier i cementpasta och kan därvid spränga sönder denna, Transp. Res. Board, 1974.

En översikt över olika ballast-cementpastereaktioner görs i Bredsdorff et al, 1960. Ballastens beständighet i betongen behandlas även i avsnitt 2.2.3.

1.1.4 Fasgränsen mellan pasta och ballast

I ett tunt område mellan ballastkorn och cementpasta avviker strukturen från pastans resp ballastens struktur.

Normalt är fasgränsområdet svagare än de anslutande faserna. Detta framgår t ex av FIG 13, som visar en mätning av den mekaniska hårdheten över en fasgräns och FIG 14 som visar en radiografisk mätning av densiteten över fasgränsen Bhargava, 1971. Fasgränsområdets tjocklek är i dessa bägge fall enbart 30 å 100µm.

De svagare fasgränserna yttrar sig i att vidhäftningen är svagare än den svagaste av de båda angränsande faserna - i normalfallet cementpastan - se FIG 15 ur Alexander et al, 1968.

Orsaken till det svaga fasgränsområdet kan vara:

- o Kemisk reaktion mellan ballast och pasta.
Ballasttypen tycks ha en viss betydelse för hur svag fasgränsen blir enligt FIG 13, se även 1.1.3.
- o Vattenseparation. Cementpartiklarna sjunker nedåt och lämnar kvar vatten under större stenar. Detta vatten bildar hålrum.
- o Sprickbildning p g a termisk inkompatibilitet, differentiell krympning eller skillnader i E-modul mellan ballast och pasta.
Redan i obelastad betong föreligger vissa sprickor. Exempel på detta visas i FIG 16, Shah & Slate, 1968.

För att nedbringa dessa felställen kan följande åtgärder vidtas:

- o Använda nykrossad ballast med hög kiselsyrahalt vilket ger hög vidhäftning.
- o Göra förhållandet vatten/cement + filler mindre än 0,45 å 0,50 varvid vattenseparationsrisken minskas.
- o Inte utsätta betongen för krympning, starka temperaturväxlingar eller stark mekanisk belastning.

1.1.5 Betongens egenskaper

1.1.5.1 Allmänt

Betongens egenskaper avgörs i huvudsak av

- o Cementpastans egenskaper
- o Mängden cementpasta
- o Egenskaper hos fasgränser mellan ballast och pasta.

För de allra flesta betongegenskaper gäller följande regel då ballasten härrör från eruptiva bergarter av hög kvalitet:

Egenskapen förbättras om:

- o Ballasthalten ökas
- o Cementpastans porositet minskas.

Såväl ökning av ballasthalt som minskning av cementpastans porositet måste dock begränsas till vissa optimala värden; bägge dessa åtgärder leder nämligen till att betongens bearbetbarhet minskas. Överskrids dessa optimala värden kommer betongen inte att kunna komprimeras på önskvärt sätt varför porositeten återigen börjar öka och egenskaperna

försämras; se även nästa avsnitt.

I det aktuella fallet är de mest intressanta egenskaperna, bortsett från beständigheten, som behandlas i avsnitt 2:

- o Hållfasthet
- o Täthet
- o Långtidsdeformationer

1.1.5.2 Normala betongsammansättningar

Avgörande för en betongs sammansättning är i första hand den färska betongens konsistens (bearbetbarhet). Denna bestäms i sin tur för given ballast- och cementtyp i första hand av betongens vattenhalt.

Vid given konsistens kommer vattenbehovet att öka med ökande mängd fina ballastpartiklar, med ökande skrovlighet hos ballastytorna och med ökande "avlånghet" hos ballastkornen. Vattenbehovet ökar också med ökande specifik yta hos cementet och med ökande cementhalt.

Normala svenska betongsammansättningar täcks av en vattenhaltvariation mellan 170 och 190 l/m³ varvid en högre betongkvalitet normalt medför ett större vattenbehov p g a ökad cementhalt. Värdena i TABELL 5 utgör någorlunda rimliga medelvärden för sammansättningen av olika betongkvaliteter vid okrossad icke porös ballast med normal siktkurva. Tabellvärdena förutsätter att de sk komprimeringsporernas eller luftporernas volym - se ekv (5) - alltid är 20 l/m³ (2 vol-%).

I tabellen har också inlagts totala beräknade porositeter hos betongerna vid tre hydratations-

stadier; ohydratiserad, $\alpha=0$; 3 månaders ålder, α enligt FIG 4,5; fullständigt hydratiserad, $\alpha=1$ där α är hydratationsgraden dvs andelen hydratiserat cement. Vid porositetberäkningen har ekv (5) använts.

45 å 60 vol-% av ballasten utgörs av sten dvs kornstorleken är större än 8 mm. Ju större stenstorleken är desto större andel sten kan användas; värdet 60% gäller vid en stenstorlek av ungefär 40 mm.

Den undre kornstorleken är svår att definiera. Man accepterar emellertid vid normal betongtillverkning att ända upp till 15% av all ballast utgör filler dvs har en storlek som är mindre än 0,125 mm.

Sammansättningen i TABELL 5 är normalvärden. Ballasthalterna kan ytterligare pressas upp något om konsistensen görs styvare och ballastgraderingen väljs med omsorg. Därvid kan porositeterna pressas ned något.

Genom användning av singel i stället för makadam kan något större ballasthalter användas vid bibehållen konsistens eller, alternativt, cementpastans vct minskas.

Utbyte av makadam mot singel kan emellertid medföra andra icke önskade effekter; t ex försämrad vidhäftning. Vinsten i form av lägre porositet kan därför mer än ätas upp av försämringar i hållfasthet, vattentäthet etc.

Vid sammansättning av en betong med stora krav på hållfasthet, beständighet och täthet bör man eftersträva högsta möjliga ballasthalt vid lägsta möjliga vct, dvs vattenhalten bör göras så låg som möjligt.

TABELL 5. Normala betongsammansättningar; sammansättning och porositet

Hållfasth. nivå 1)	Vct ²⁾	Sammansättning kg/m ³			Ballasthalt V _b m ³ /m ³	Total porositet P (m ³ /m ³)		
		Vatten W _o	Cement C	Ballast ³⁾ B		α=0	28 dygn fig 4	α=1
K150	0,90	170	190	1985	0,75	0,191	0,163	0,155
K200	0,80	175	220	1945	0,73	0,196	0,168	0,154
K250	0,70	180	260	1900	0,72	0,202	0,163	0,153
K300	0,60	180	300	1865	0,70	0,200	0,163	0,143
K350	0,55	185	340	1820	0,69	0,207	0,159	0,142
K400	0,45	190	420	1735	0,65	0,209	0,160	0,129

1) Beteckning enligt Statl. Betongbest. B5, 1973. Siffran utgör förväntat medeltryckhållfasthet vid tryckning av betongkuber.

2) Vattencementtal, se ekv (1).

3) Beräknas under förutsättning av att cementets densitet är 3100 kg/m³, ballastens densitet är 2650 kg/m³ och volymsandelen bearbetningsporer är 2 vol-% (20 l/m³).

Vattenhaltsreduktionen får dock inte drivas så långt att betongen inte kan komprimeras på ett säkert sätt. Förbättring av bearbetbarheten skall i första hand åstadkommas genom minskning av ballasthalten vid bibehållet lågt vct hos cementpastan.

Cementhalten får dock ej drivas upp allt för högt eftersom det därvid uppstår problem med värmeutvecklingen under gjutning och därav förorsakad sprickbildning. Vid betongsammansättningen måste tillses att betongen kan bearbetas utan att risk för ballastsegregation och vattenseparation föreligger. Risken för separation undviks genom lämplig ballastgradering - kontinuerlig siktkurva. Lämplig gradering måste utprovas.

Risken för vattenseparation reduceras om vct görs mindre än $\approx 0,40$ eller förhållandet vatten/cement + filler görs mindre än $\approx 0,50$. Ett cement med hög finmalningsgrad reducerar vattenseparationen avsevärt.

Vattenseparationens negativa effekter berörs i avsnitt 1.1.4.

1.1.5.3 Allmän struktur hos betongen

Ballastpartiklarna ligger utströdda i cementpastedfasen.

Medelavståndet mellan enskilda sandkorn i en betong varierar mellan $\approx 0,15$ mm och $\approx 0,35$ mm. Det exakta värdet beror på sandens graderingskurva.

Avståndet mellan enskilda stenar varierar mellan ≈ 5 mm och ≈ 15 mm vid stenstorlekar mellan 8 mm och 25 mm.

Vid gjutningen utbildas vissa s k bearbetningsporer p g a ofullständig komprimering. Dessa ligger utströdda i cementpastan med ett inbördes avstånd av någon mm.

FIG 1 visar en någorlunda skalriktig bild av en betongs struktur i 20 gångers förstoring.

1.1.5.4 Hållfasthet

Betongens hållfasthet bestäms i huvudsak av pastans hållfasthet och i viss utsträckning av vidhäftningen mellan ballast och pasta. Ballastens egna hållfasthet är i normalfallet mindre intressant. Hållfastheten kan styras redan vid tillverkningen inom ett område av 0-100MPa genom lämpligt val av bla blandningsproportioner.

Betongens tryck- och böjdraghållfasthet kan approximativt uttryckas med följande halvempiriska formel; Fagerlund, 1975

$$\sigma_{BTG} = \sigma_{pasta} (V_p + k_1 \cdot k_2 \cdot V_b) \quad (9)$$

där V_p och V_b är volymandelen pasta respektive ballast. $k_1 = 0,23$; k_2 beror på vidhäftningens effektivitet. Normalvärdet för $k_2 \approx 0,75$ se FIG 15. $k_2=1$ vid perfekt vidhäftning.

Ekvationen är i första hand användbar för att studera inverkan av upphävd vidhäftning på hållfastheten. För såväl tryck- som böjdraghållfasthet borde följande samband råda mellan hållfastheten σ hos en betong där en viss andel β av ballasten fått helt upphävd vidhäftning och hållfastheten σ_0 hos en betong med normalgod vidhäftning, $k_2=0,75$.

$$\frac{\sigma}{\sigma_0} = \frac{V_p + 0,16(1-\beta) V_b}{V_p + 0,16 V_b} \quad (10)$$

För normala betonger är $V_p=0,30$ dvs $V_b=0,70$.

För $\beta=1$ gäller då $\sigma/\sigma_0 = 0,73$

För $\beta=0,5$ gäller $\sigma/\sigma_0 = 0,86$

Även efter en mycket stor vidhäftningsförlust återstår således en stor andel av den ursprungliga hållfastheten. Detta har även bekräftats av försök där vidhäftning upphävts på artificiell väg. FIG 17 och 18 visar att resultatet av sådana försök, Patten, 1972. Hållfasthetsförlusten är här 22 å 23% vilket överensstämmer väl med förluster beräknade ur ekv (10).

Betongs långtidshållfasthet uppgår enligt Rüsck, 1960, till $\approx 80\%$ av korttidshållfastheten. Hansen, 1960, har å andra sidan uppställt som hypotes att långtidshållfastheten skulle motsvara proportionalitetsgränsen vilken är den gräns där stabil spricktillväxt iaktas. I så fall blir långtidshållfastheten normalt lägre: Hansen anger följande proportionalitetsgräns σ_p i % av korttidshållfastheten σ .

TABELL 6. Proportionalitetsgränsen hos betong i andel av den maximala hållfastheten

vct	σ_p/σ (%)
0,33	66
0,40	62
0,50	60
0,67	52
1,00	44

1.1.5.5 Vattentäthet

Betongens vattentäthet beror i första hand på cementpastans täthet, avsnitt 1.1.2.6, FIG 9 och 10.

Som framgår av TABELL 4 kan emellertid även ballasten ha en viss permeabilitet. Dessutom finns det sprickor och andra porösa partier mellan framförallt grövre stenar och pasta.

Resultatet blir att en betongs permeabilitet alltid blir större än cementpastans. Detta framgår tydligt av FIG 19 som utgör en bearbetning av data från Reutggers et al, 1935. Permeabilitetsstalet B_{cp} i denna FIG gäller för cementpasta-fasen. Betongens permeabilitetsstal fås genom multiplikation med den aktuella cementpasta-halten. Betongåldern är i genomsnitt 60 dygn.

FIG 19 visar att permeabiliteten ökar med ökande stenstorlek. Detta har också iakttagits vid andra undersökningar t ex av Murata, 1965. Orsaken till detta fenomen bör vara förekomsten av vattenseparationsfickor, som också ökar med ökande stenstorlek.

För att optimera vattentätheten bör man därför reducera vattenseparationen, så mycket som möjligt, ha lågt vct och minska stenstorleken. Cementhalten får emellertid ej drivas upp alltför högt; p g a ökad värmeutveckling ökar risken för sprickbildning. Genomgående sprickbildning hos betongen minskar vattentätheten mycket drastiskt. Samtliga kurvor i FIG 19 gäller för prover, som aldrig utsatts för uttorkning. Redan en mycket måttlig uttorkning kan emellertid leda till en irreversibel permeabilitetsökning

hos själva pastan, se avsnitt 1.1.2.6. Endast om torkningen medför uppsprickning förorsakad av differentell krympning mellan ballast och pasta torde permeabilitetsökningen bli ytterligare accentuerad utöver vad som motsvarar ökningen hos själva cementpastan.

1.1.5.6 Långtidsdeformationer

De mest intressanta långtidsdeformationerna hos betong är krympning vid uttorkning, svällning vid vattenupptagning och krympning under belastning. (Andra deformationer på olika typer av angrepp behandlas i avsnitt 2.3.4.)

Krympning:

Betongen krymper vid vattenavgång som en följd av cementpastans krympning. Normalt är betongens slutkrympning vid 50% rel fukt $0,5 \text{ ‰}$ å $0,7 \text{ ‰}$. Vid 90% rf, 80% rf och 70% rf är krympningen ungefär 40%, 65% respektive 80% av slutkrympvärdet.

Krympningen är kopplad till uttorkning och går därför långsamt. Hastigheten är starkt beroende av konstruktionens dimensioner. Approximativt ökar krympningstiden med kvadraten på dimensionen.

På grundval av fukttransportkoefficienter bestämda av Nilsson, 1976, har erforderliga tiden för att nå 50% respektive 90% av slutkrympningen beräknats vid två olika vct och olika konstruktionstjocklekar, FIG 20. Som synes är tiderna extremt långa för tjocka konstruktioner. Vid förhöjd temperatur reduceras dessa tider: se avsnitt 2.3.1.

Svällning:

Betongen sväller på två olika sätt:

- 1) Reversibel svällning när tidigare krympt betong ånyo tar upp vatten. Denna svällning $\approx 2/3$ av den första uttorkningskrympningen och ungefär lika stor som eventuellt därefter följande krympningar. En reversibel uttorkning - uppfuktning medför därför en permanent krympning av $\approx 1/3$ av maxvärdet.
- 2) Fortgående svällning när betongen hela tiden är vattenmättad. Enligt L'Hermite, 1960, är den linjära svällningen vid 1000 dygn hos en betong som lagras kontinuerligt i vatten ca $\approx 100 \text{ \AA } 120 \cdot 10^{-6}$ dvs 0,1 $\text{ \AA } 0,12\%$. Svällningen åtföljs av en viktökning p g a vattenabsorption.

Hos cementpastor har fortgående svällning iakttagits ännu efter 6 år.

Tidsförloppet kan enligt L'Hermite beskrivas av funktionen

$$\varepsilon = A \cdot \log t \quad (11)$$

Data enligt ovan ger då $A \approx 3 \cdot 10^{-5}$ om t är i dygn. Om ekvationen extrapoleras skulle svällningen vara 0,15 ‰ efter 100 år och 0,2 ‰ efter 1000 år.

I vad mån denna svällning kan ge upphov till inre spänningar i betongen när denna är helt instängd mellan stela väggar är obekant. Under alla förhållanden är svällningsmekanismen gynnsam för betongens täthet, se avsnitt 4.4.

Krypning:

Experiment visar att ännu efter 30 års belastning fortsätter betong att krypa, se FIG 21 från Troxell et al, 1958.

Det är därför rimligt att anta att betongen kommer att fortsätta att krypa under mycket lång tid.

Bazant, 1975, anser att krypningens tidsförlopp kan beskrivas med följande funktion vid små påkänningar

$$\frac{\epsilon_{\text{KRYP}}}{\sigma} = A \cdot t'^B \cdot (t-t')^C \quad (12)$$

där A, B och C är konstanter, t' är den tid när betongen belastas, t är den aktuella tiden och σ den aktuella spänningen i MPa.

Detta uttryck ger inget gränsvärde för krypningen. Liknande potensuttryck har också föreslagits av flera andra författare.

Anpassning av ekv (12) till försöksdata för vattenmättad betong har gjorts av Bazant, 1975.

Ur dessa data framgår att en betong som belastas med ≈ 1 MPa vid 28 dygns ålder skulle få en krypdeformation efter 1000 år som är; $\approx 70 \cdot 10^{-6}$; $130 \cdot 10^{-6}$ respektive $130 \cdot 10^{-6}$ och vid 100.000 år; $100 \cdot 10^{-6}$, $180 \cdot 10^{-6}$ respektive $250 \cdot 10^{-6}$.

Vid spänningar som understiger proportionalitetsgränsen - se TABELL 6 - kan antas att krypningen är proportionell mot belastningen.

Belastningen i FIG 21 är 5,6MPa och belastningsåldern är 28 dygn. Beräknad krypning vid 30 år är $270 \cdot 10^{-6}$, $600 \cdot 10^{-6}$ och $400 \cdot 10^{-6}$ med de av Bažant anpassade konstanterna. Mätt krypning är $400 \cdot 10^{-6}$ för en vattenmättad provkropp.

Krypningen ökar med höjd temperatur. Vid 50-100°C ökar den normalt till 2 å 3 gånger det värde som gäller vid rumstemperatur, Geymayer, 1970. Vid torrare miljö ökar också krypningen.

1.1.5.7 Temperaturrelater och temperaturberoende sprickbildning

Under hårdnande och avsvälning

Som en följd av cementshydratationen utvecklas värme i betongen. Temperaturen kommer därför att stiga med ett belopp som beror på cementtyp, cementhalt och konstruktionens dimensioner.

Därvid utvidgas betongen termiskt. I det tidiga stadiet är betongen formbar, varför plastiska deformationer motsvarande den fria temperaturutvidgningen uppstår om konstruktionen är helt fastlåst; t ex vid en betongplugg som gjuts helt fast mot väggarna i en bergtunnel.

Efter några timmar hårdnar betongen medan temperaturmaximum inte nås förrän efter något eller flera dygn; den exakta tiden beror på betongsammansättning och konstruktionens dimensioner. Under tiden från hårdnandet till temperaturmaximum uppstår därför även vissa elastiska tryckdeformationer i betongen.

Så småningom börjar betongtemperaturen sjunka, varvid först de elastiska tryckspänningarna avlastas. Så småningom nås spänningsnivån noll och den fortsatta avkylningen medför dragspänningar i betongen. Om avkylningen blir för stor, sker sprickbildning.

Erfarenheten visar att sprickbildning sker om betongens medeltemperatur tillåts stiga mer än ungefär 15 å 20°C.¹⁾

Vill man undvika temperatursprickor vid avsvälning är det därför viktigt att betongkonstruktionen, betongsammansättningen och gjutningsarbetet utformas

¹⁾ Privat information från Statens Vattenfallsverk.

på ett sådant sätt, att temperaturstegringen maximeras till en ofarlig nivå.

I stället för att gjuta en enda tjock vägg kan det t ex vara förmånligt att gjuta ett antal tunnare väggar som står intill varandra. Därvid reduceras risken för avsvalningsprickor avsevärt.

Den hårdnade betongen

Betongs längdutvidningskoefficient är beroende av ballasttypen, ballastmängden, cementpastans vct, åldern, fuktillståndet och temperaturnivån.

I princip gäller följande kompositformel:

$$\alpha_b = \frac{\alpha_p V_p \cdot K_p + \alpha_b \cdot V_b \cdot K_b}{V_p \cdot K_p + V_b \cdot K_b} \quad (13)$$

där α är längdutvidningskoefficient, V är volymandel och K är kompressionsmodul. Indexen B , p och b gäller för resp betong, pasta och ballast.

Ekv (13) har utritats i FIG 22 för olika E-modulförhållanden mellan pasta och ballast och olika värden på α_b . Figuren förutsätter att Poisson's tal är lika för bägge faserna och att $\alpha_p = 15 \cdot 10^{-6}$.

Normalt är $E_b/E_p > 5$. Figuren visar då att betongens längdutvidning i huvudsak bestäms av ballastens längdutvidning. Detta bekräftas också i stort sett av experiment, se FIG 23 ur Neville, 1975 och FIG 24 ur Davis, 1967.

Cementpastans och därför betongens längdutvidning är störst vid ≈ 50 ä 60% relativ fuktighet och minskar vid fullständig vattenlagring, FIG 25 och FIG 26 ur Neville, 1975 resp Mitchell, 1953.

Genomsnittlig längdutvidningkoefficient för en

vattenmättad betong med granitballast är $8 \text{ à } 9 \cdot 10^{-6}$ per $^{\circ}\text{C}$. Motsvarande värde för en luftlagrad granitisk betong är $9 \text{ à } 10 \cdot 10^{-6}$ per $^{\circ}\text{C}$, Neville, 1975, FIG 22.

Inverkan av temperaturnivån är liten vid temperaturer upp till 150°C , Berwanger och Sarkar, 1973 .

Kalkstensballast ger lägre och kvartsitisk ballast större längdutvidgningskoefficient.

Varje differens mellan pastans och ballastens längdutvidgningskoefficient ger upphov till spänningar i betongen. Dessa i sin tur kan medföra sprickor. För att reducera sprickrisken bör man därför avpassa ballasten efter pastan. FIG 25 och 26 visar att vattenmättad cementpasta har en relativ rörelse av $\approx 9 \cdot 10^{-6}$ à $12 \cdot 10^{-6}$ per $^{\circ}\text{C}$. Denna rörelse bör alltså eftersträvas hos ballasten om perfekt termisk kompatibilitet önskas.

1.2 Kemiskt1.2.1 Delmaterialen

1.2.1.1 Portlandcement

Framställning sker genom bränning vid en temperatur av $\approx 1400^{\circ}\text{C}$ av en finmalen blandning av i huvudsak kalksten, sand och lera samt efterföljande malning varvid gips tillsättes.

Totalsammansättningen ligger normalt i följande områden: Eriksson, Pettersson, 1971

CaO	60-67 vikts-%
SiO ₂	20-25
Al ₂ O ₃	2,7-7,1
Fe ₂ O ₃	1,6-3,9
MgO	1,5-3,8
SO ₃	1,6-3,3
K ₂ O	0,1-1,5
Na ₂ O	0,0-0,5

Svenska cementnormerna tillåter inblandning av upp till 10% masugnsslagg i portlandcement.

Den vid bränningen erhållna produkten består består förenklat uttryckt av följande huvudbeståndsdelar:

tri-kalciumsilikat	3 CaO·SiO ₂	; C ₃ S ¹⁾	vanl	45-65%
di-kalciumsilikat	2 CaO·SiO ₂	; C ₂ S	"	10-30%
tri-kalciumaluminat	3 CaO·Al ₂ O ₃	; C ₃ A	"	5-15%
tetrakalciumaluminoferrit	4 CaO·Al ₂ O ₃ ·Fe ₂ O ₃	; C ₄ AF	"	5-12%

1) Cementkemiska förkortningar:

C = CaO, S = SiO₂, A = Al₂O₃, F = Fe₂O₃, \bar{S} = SO₃,
 \bar{C} = CO₂, H = H₂O.

Förutom Ca, Si, Al, Fe och S innehåller cement i regel ett stort antal andra ämnen som härrör från råmaterialen och bränslet. Exempel på analyser av amerikanska portlandcement återfinns i Clifton & Mathey, 1971, ur vilken sammansättningen i TABELL 7 är hämtad. Ingen av de ovan angivna föreningarna förekommer därför i ren form i cement. Portlandcement är i Sverige normerat i Statliga Cementbestämmelser B1, 1960.

TABELL 7. Ämnen som förekommer i mindre mängd.

Amerikanska portlandcement (spektrokemisk analys)

BaO	0,005-0,2	vikts-%
Co	0,001-0,01	
Cr	0,001-0,02	
Cs	0,005	
Cu	0,001-0,05	
Li	0,005-0,01	
Mn	0,01-0,5	
Mo	0,001-0,05	
Ni	0,001-0,02	
P	0,5	
Pb	0,001-0,05	
Rb	0,001-0,01	
SrO	0,02-0,4	
Ti	0,05-0,5	
V	0,005-0,1	
Zn	0,01-0,2	
Zr	0,005-0,5	

Vid slaggblandning tillkommer bidrag härifrån (FeO, MnO, S²⁻).

1.2.1.2 Ballast

Krav på ballast anges i Statliga Betongbestämmelser, B5, 1973 och gällande spännbetongnormer.

1.2.1.3 Vatten

Krav på vatten för betongberedning anges i B5, 1973 och gällande spännbetongnormer.

1.2.1.4 Tillsatsmedel

I betongtekniken används olika typer av tillsatsmedel för att i olika avseenden förbättra betongens egenskaper, t ex dess frostbeständighet eller för att påverka den färska betongens egenskaper eller för att påverka bindningsreaktionens hastighet (acceleratorer, retardatorer).

Kemiskt utgöres tillsatsmedlen av ett stort antal olika ämnen och ämnesklasser av vilka några exempel kan anföras:

Acceleratorer: kalciumklorid, kaliumkarbonat

Retardatorer: lignosulfonater, hydroxykarboxylater, kolhydrater, fosfater.

Luftinblandningsmedel: (ytaktiva ämnen) natriumabietat, natrium - dodecylsulfat, alkylfosfater.

Plastifierare: lignosulfonater, hydroxykarboxylater, polyglykoler, sulfonerade melaminformaldehydpolymerer.

Inhibitorer för armeringskorrosion: natriumnitrit, natriumbensoat.

Doseringarna varierar vanligen mellan 0,01-3% av cementvikten.

Till tillsatsmedelsgruppen räknar man ibland även sådana ämnen som kiseldioxidstoff, puzzolan m m.

1.2.2 Cementets hydratisering, reaktioner och reaktionsprodukter

1.2.2.1 Reaktionsprodukter

Vid cementkomponenternas reaktioner med vatten bildas en rad föreningar av vilka den bindande utgöres av dåligt kristallerat kalciumsilikathydrat med variabel stökiometrisk sammansättning: $(1,5-2)\text{CaO}\cdot\text{SiO}_2(1-2)\text{H}_2\text{O}$. Denna beståndsdel ansågs förr i tiden vara en dåligt utbildad form av mineralet tobermorit och beteckningen "tobermoritgel" som numera anses oegentlig, förekommer fortfarande i litteraturen. Denna komponent kan emellertid i sin struktur bygga in ett stort antal ämnen t ex Al^{3+} , Fe^{3+} , SO_4^{2-} så att dessa kan uppgå till ca 1 sådan atom på 6 Si-atomer. Detta medför ändrad morfologi hos produkten. Vid hydratationen bildas även kalciumhydroxid som förekommer i kristallin form men många resultat tyder på att den dessutom förekommer i en annan, röntgenamorf, form. Av tri-kalciumaluminatet bildas tillsammans med gipsen med tiden kalciumaluminiummonosulfat-hydrat: $\text{C}_4 \text{A} \bar{\text{S}} \text{H}_{12}$ samt ett kalcium-aluminathydrat med en sammansättning $\text{C}_4 \text{A} \text{H}_{13}$. Dessa två är isomorfa och bildar en fast lösning. I denna kan dessutom Al delvis ersättas med Fe från $\text{C}_4 \text{AF}$ och man får en förening som kan skrivas som $\text{C}_4 (\text{A},\text{F}) (\bar{\text{S}},\text{H})\text{H}_{12}$

Föga är känt om vad som sker med de i lägre koncen-

trationer förekommande grundämnena. Na och K förekommer dock lösta som hydroxider i porvätskan som även innehåller kalciumjoner. pH för mättad kalklösning är ca 12,6 men det är i storutsträckning Na och K som bestämmer pH i porvätskan och detta når därför ofta upp i värden på över 13. När kloridinblandning gjorts finns även denna med i porvätskan. Under den närmaste tiden efter blandningen finns även Si, Al, Fe och SO_4 lösta i porvattnet men dessa ämnens koncentrationer sjunker snabbt ned till ppm-nivå eller därunder och om inte för mycket klorid finns inblandat sjunker även denna koncentration till ett lågt värde.

1.2.2.2 Hydratationsreaktioner

De reaktioner som äger rum när cement blandas med vatten är ännu inte helt utredda, i huvudsak beroende på de svårigheter som är förknippade med identifiering och karakterisering av dåligt kristalliserade produkter. I huvudsak sker emellertid följande. Vid blandningen går i första ögonblicket var och en av cementkomponenterna i lösning i stökiometriska proportioner. Främst går alkalierna i lösning liksom gipsen. Reaktionerna går härefter långsamt och det inträder vad man på engelska kallar en "dormant period". Reaktionen utvecklar under denna tid mycket lite värme. C_3A och C_4AF bildar med gips en förening kallad ettringit. Efter några timmar börjar emellertid reaktionerna att ta fart, värmeutvecklingen ökar möjligen som följd av att de primärt bildade kalciumsilikathydrater omvandlas i sekundära. Reaktionshastigheten når ett maximum ungefär när massan börjar tillstyvna och avtager sedan p g a att cementkornen omges av ett skikt hydratationsprodukter som fördröjer vattentransporten. Efter något/några dygn tar gipsen slut och i samband härmed omvandlas den bildade ettringiten till

kalciumaluminiummonosulfat-hydrat eller till den ovan nämnda fasta lösningen. Hydratationsreaktionerna fortsätter under mycket lång tid, troligen beroende på att cementpulvret efter malningen innehåller en del grova korn på $\approx 0,1$ à $0,2$ mm. De bildade kalciumhydrosilikaterna föreligger i ytterligt finfördelad form och består till att börja med av mono- och disilikater. Med tiden sker en omkristallisation mot produkter med lägre specifik yta och med en ökning av halten polysilikater.¹⁾ Mätningar gjorda på 15 år gamla vattenlagrade pastor tyder på att efter denna tid ca 20 % av silikatet föreligger som monomer, ungefär lika mycket som dimer och ungefär 50 % som föreningar med fler än två kiselatomer. Tidsförloppet återges i FIG 27. Man anser sig bl a ha identifierat ett trisilikat och ett cykliskt tetrasilikat. Andra forskare skall ha påvisat ännu större molekyler.

1) C W Lentz, 1966

2 MATERIALET BETONG: TIDSEFFEKTER PÅ STRUKTUR OCH EGENSKAPER

2.1 Erfarenheter från äldre byggnadsverk

2.1.1 Antika byggnadsverk

Redan flera hundra år före vår tideräkning framställde romare och etrusker ett bindemedel bestående av kalkbruk, i vilket inblandades t ex "Santorin" - en vulkanisk sand från ön Santorin - eller vulkanisk aska, t ex från byn Pozzuoli i närheten av Vesuvius, eller trass. Samtliga dessa typer av mineraliska tillsatser kallas numera "puzzolaner".

Man kände till att bindemedlet genom dessa tillsatser blev "hydrauliskt", dvs att det hårdnade även under vatten till skillnad från det rena kalkbruket, som krävde närvaro av luft, dvs koldioxid, för att hårdna.

På platser där man saknade naturliga puzzolaner tillsattes i stället tegelmjöl, som gav liknande hydrauliska effekter.

Ungefär 150 år f.Kr. började etruskerna tillverka en blandning av sitt hydrauliska bruk och grövre stenmaterial. Blandningen, som kallades "Opus structurae", göts i formar av trä- eller tegelmurbruk och var därför ett slags primitiv betong.

Något senare tillverkade romarna en liknande blandning men använde grus som utfyllnadsmaterial. Blandningen kallades "Opus signium".

Den första kända beskrivningen av hydrauliska tillsatsmedel samt av tillverkning och gjutning av betong har gjorts av Vitruvius ungefär år 25 f.Kr. (Vitruvius skrifter finns översatta t ex av Prestel, 1974, och Morgan, 1960). Så t ex beskrivs i en av Vitruvius' böcker hur en hamnpir i Puteoli byggs av

betong, som gjuts direkt på plats eller till stora block, som därefter placeras i piren.

På sådana platser där naturliga puzzolaner saknats har man, som tidigare nämnts, ibland använt sig av tegelmjöl. Man har emellertid också medvetet tillverkat ett hydrauliskt bindemedel, s k "romancement" genom bränning av kalk- och kiselsyrarahaltiga leror. Det första belagda exemplet på en sådan cementtillverkning utgör byggandet åren 70-80 e.Kr. av vattenledningkulverten mellan Eifel och Köln.

Möjligen har cementtillverkning även praktiserats tidigare.

Ett flertal av de byggnadsverk, som uppfördes med hjälp av hydrauliska bindemedel är fortfarande i ett utomordentligt gott skick. Dit hör t ex Pantheon och Colosseum i Rom samt ett flertal akvedukter, t ex Pont du Gard vid staden Nîmes i södra Frankrike. Vid sidan av dessa stora byggnadsverk finns även ett flertal vattenledningar och andra mindre konstruktioner bevarade. Den utomordentliga beständigheten hos dessa gamla byggnadsverk har föranlett vissa forskare att anta, att romarna kände till vissa hemligheter vid tillverkning och gjutning av betonger, som sedermera gått förlorade.

Så är dock med stor säkerhet inte fallet, vilket direkt framgår av Vitruvius' och Plinius' beskrivningar och av moderna analyser av materialen. Det är emellertid alldeles klart att man var oerhört noga med betongens och brukets packning och bearbetning.

Enligt Malinowski, 1977, utfördes t ex vattenkanaler ofta i sex olika bruksskikt, som vardera packades mycket väl. Det yttersta skiktet polerades så att det blev spegelblankt. Beständigheten hos såväl över- som underjordiska kanaler har varit utomordentlig, vilket framgår av en analys, som nyligen

genomförts av Malinowski, 1977 .

De antika hydrauliska bindemedlen kan inte utan vidare jämföras med moderna cement; i princip var de mer av "lufthärdande" än "hydraulisk" karaktär. Orsaken till detta är huvudsakligen:

- 1) Förhållandet kalciumhydroxid till kalciumsilikater var oftast högre i de antika bindemedlen.
- 2) Vid tillverkning av romacement kan man förmoda att temperaturen uppgick till högst 1000°C. Vid denna relativt låga temperatur uppstår inte alla de s k klinkermineral, som utbildas vid tillverkning av ett modernt portlandcement. De bägge viktigaste strukturuppbyggande klinkermineralen C₂S och C₃S bildas vid ≈900°C resp ≈1450°C. Av dessa kan således i första hand C₂S antas ha förekommit i romacementet. De reaktionsprodukter som bildas av C₂S är emellertid av samma karaktär som de som bildas av C₃S, bortsett från att en mindre mängd fri kalk utvecklas.

Att den fria kalkhalten varit hög framgår av analyser som utförts på antika betonger; Malinowski, 1977 , anger t ex att bindemedlet i en underjordisk etruskisk vattenkanal från 600-700 år f.Kr. nu utgörs av huvudsakligen kalciumkarbonat och enbart en liten andel av kalciumsilikater, troligen härrörande från en reaktion mellan kalciumhydroxid och kiselsyra, som fanns i den tuffsand och det tegelmjöl som blandats i bruket.

I en annan vattenkanal belägen över mark i Cesarea, Israel, befanns bindemedlet i sådana bruk som bestod av en blandning av bruk och marmorkross nu bestå av kalciumkarbonat, som ofta var i kristallin form. I ett rött bruk som innehöll tegelkross påträffades en blandning av kalciumsilikater och kalciumkarbonater - de förra med säkerhet härrörande från en hydraulisk reaktion.

Trots olikheterna mellan antika och moderna cement torde vissa av de reaktionsprodukter, som utbildas vid de hydrauliska reaktionerna vara av samma typ som de som sker vid en normal cementhydratation, se avsnitt 1.2.2.

De antika betongkonstruktionerna erbjuder därför utomordentliga objekt för studier av åldringsprocesserna hos kalciumsilikathydrater. Denna möjlighet har emellertid utnyttjats i alltför liten omfattning. Vi har inte lyckats finna någon studie i vilken försök till kvantifiering av de olika mineralfaserna har gjorts.

Mchedlov-Petrosyan et al, 1968, har emellertid genomfört kvalitativa röntgendiffraktionsanalyser på bruk uttagna ur byggnadsverk, som är 200-2000 år gamla. Författarnas resultat visas i TABELL 8.

TABELL 8. *Results of X-ray analysis of ancient mortars.*

Number ordinal	Specimen number	Century of building	Phase composition
1	2	3	4
1	53 ^o	I	calcite; C ₂ SH(C); C ₂ SH(A); tobermorite; C ₂ SH(B); CSH(B)
2	72	IV	calcite; C ₂ SH(C); C ₂ SH(A); C ₂ SH(B); tobermorite; CSH(B).
3	59 ^o	XII	calcite; C ₂ SH(C); tobermorite; C ₂ SH(A); CSH(B).
4	80	XII	calcite; C ₂ SH(B); C ₂ SH(A); tobermorite; C ₂ SH(C); CSH(B).
5	85	XIII	calcite; C ₂ SH(C); C ₂ SH(A); C ₂ SH(B); tobermorite.
6	25	XV	calcite; C ₂ SH(B); C ₂ SH(A); tobermorite; C ₂ SH(C); CSH(B).
7	33	XVII	calcite; C ₂ SH(B); C ₂ SH(A); tobermorite; C ₂ SH(C); CSH(B).
8	54	I	calcite; C ₃ SH ₂ ; hillebrandite.
9	87	VII	calcite; hillebrandite.
10	1	XI	calcite; hyrolite; hillebrandite. calcite; C ₂ S ₂ H-macro-crystalline. ¹⁹⁾
11	24	XIV	calcite; hyrolite; afwillite.
12	46	XVIII	calcite; hillebrandite; C ₃ SH ₂ ; C ₂ SH.

Notes: Specimens 1-7 were analysed by means of the X-ray apparatus URS-50-1M; specimens 8-12 by means of the apparatus URS-50-1; specimen 10¹⁹⁾ by means of the apparatus URS-55-31 (Deby-method). In specimens 1 and 3 there were observed "hollow galls" proving the presence of amorphous silica.

Tabellen ger en viss uppfattning av vilka reaktionsprodukter som bildats och som fortfarande finns kvar efter lång tid. Dessa produkter har varit utsatta för det klimat, som rått på resp platser, och de har haft tillfälle att karbonatisera. Man skulle vänta sig att hela bruket efter så lång tid fullständigt överförts till kalciumkarbonat och kisel-syra. Så är emellertid inte fallet; i bruket från byggnadsverk uppförda under första århundradet e.Kr. fann man kalцит, $C_2SH(C)$, $C_2SH(A)$, tobermorit, $C_2SH(B)$, $CSH(B)$, och $C_3S H_2$. Från byggnader från 11- och 1200-talet rapporteras även gyrolit, C_2S_2H -makrokristallin (riversidite) och afwillit. Därvid är alltid kalцит huvudprodukten, men dessutom förekommer amorf kiselsyra. Artikeln innehåller ingen information om vilka utgångsprodukterna varit. Författarna uttalar att:

"The presence of hillebrandite ($C_2SH(B)$), afwillite ($C_3S_2H_3$), gyrolite ($C_2S_3H_3$), riversidite (C_2S_2H) and others in ancient lime-mortars, which are formed under hydrothermal conditions in portland-cement, allows to assume, that the replacement of thermal treatment by long-time hardening (and vice versa) may give qualitatively the same results"

Tyvärr anger författarna inte de relativa mängderna av olika faser. Blotta förekomsten av hillebrandit och afwillit antyder dock att en spontan omvandling av kalciumsilikathydraterna av den typ som diskuteras i avsnitt 2.2.1.2 också inträffar i verkligheten. I vilken grad omvandlingen sker är dock obekant. Det måste observeras att denna förändring uppenbarligen inte har lett till att bindemedlet brutits ner; såväl beständighet som hållfasthet är fortfarande mycket god i de antika bruken och betongerna, Malinowski, 1977 .

2.1.2 LångtidsundersökningarFörsök vid University of Wisconsin

Det existerar mycket få långtidsundersökningar av betong. Den enda, som är någorlunda utförlig, går tillbaka till år 1910, då man vid University of Wisconsin, USA, placerade ut ett stort antal betongprover (serie A) i tre olika miljöer:

- 1) i vatten med temperatur varierande mellan $+15^{\circ}\text{C}$ och $+21^{\circ}\text{C}$,
- 2) utomhus utsatta för normala klimatiska påfrestningar; ungefär 25 fryscyklar och 800 mm nederbörd per år,
- 3) inomhus. Mellan åren 1910 och 1932 i en källare med 50-75% rel. fuktighet och temperatur varierande mellan $+2$ och $+21^{\circ}\text{C}$. Efter år 1932 i en varmare och torrare miljö; RH \approx 20 ä 60%; temperatur $+21$ ä $+24^{\circ}\text{C}$.

Åren 1923 och 1937 placerades ytterligare ett stort antal prover (serie B resp serie C) ut i samma miljöer. Cementtyperna framgår av TABELL 9. C_2S -halterna är genomgående högre i de äldre cementen, som dessutom är mera grovmalda; se även TABELL 10.

TABELL 9.

OXIDES AND COMPOUNDS IN CEMENTS BASED ON CHEMICAL ANALYSIS

Cement No.	Atlas	3M		4M		5M		7M		3M7	5M7	5UM	1
	1910	1923		1923		1923		1923		1937	1937	1937	1937
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)
		Computed Compound Composition on Loss Free Basis											
$3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	25.9	43.7	42.2	32.8	27.3	46.5	48.6	30.4	30.7	53.1	52.6	37.5	56.5
$2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$	44.4	29.7	33.0	38.6	43.2	25.1	25.2	41.4	41.6	21.5	21.0	34.0	16.2
$3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$	11.4	11.0	8.48	14.2	15.6	14.8	13.8	13.30	13.0	10.4	11.9	4.53	13.0
$4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$	9.4	7.5	8.64	8.57	7.9	6.99	6.99	8.84	9.12	7.75	8.66	15.8	9.58
CaSO_4	3.3	2.92	2.89	3.20	3.20	2.57	2.82	3.37	3.32	2.87	3.08	3.06	3.79

Tryck- och draghållfastheten liksom volymändringen har följts upp ända upp till 50 års ålder hos provkropparna. Tanken är att försöken skall pågå under 100 år för proverna från år 1923.

Resultat har redovisats av Whitey, 1931, Whitey and Wendt, 1943, Whitey, 1961, och Washa & Wendt, 1975.

I TABELL 10 anges medelvärden över tryckhållfasthetsförändringarna under 50 år, Washa & Wendt, 1975 .

TABELL 10.

STRENGTH CHANGES FOR SERIES A, B, AND C

Series	Average surface area, cm ² /gm	Average C ₂ S content of cement, percent	Outdoor storage percent change from			Indoor storage percent change from		
			1 month to 10 years	10 years to 25 years	10 years to 50 years	1 month to 10 years	10 years to 25 years	10 years to 50 years
A-1910	1045	44.4	177	31*	42	97	44*	62
B-1923	1230	33.7	130	15	9	55	32	37
C-1937	1795	23.2	67	-5	—	—	—	—

*10 years to 30 years.

Tryckhållfasthetsmätningarna visas även i grafisk form i FIG 28 och FIG 29 av Washa & Wendt, 1975 . Som synes växer tryckhållfastheten hela tiden, möjligen bortsett från de yngsta proverna, där en viss hållfasthetsreduktion kan noteras under tiden 10-25 år.

Särskilt markant är stegringen i hållfasthet mellan 10 och 50 års ålder för inomhuslagrade provkroppar. Det är också intressant att notera att utomhuslagrade prover så gott som undantagslöst ger högre hållfastheter än inomhuslagrade, trots de klimatiska påfrestningarna.

IFIG 30 ur Whitey, 1961, visas samma resultat som i FIG 28 samt dessutom resultat för de prover, som lagrats i vatten under 50 år. Dessa senare prover uppvisar speciellt stor hållfasthetsstegring och inga tecken på avtagande hållfasthet.

Det är intressant att notera att de äldsta betongerna - från år 1910 - hela tiden uppvisar hållfasthetstillväxt, medan det finns en antydning till hållfasthetsnedgång för de yngsta betongerna. Washa & Wendt, 1975, skriver:

"The compressive strength of comparable concrete cylinders stored outdoors made with

cements having a relatively high C_2S content and a low surface area generally increased as the logarithm of the age out to about 50 years, but concrete made with finer cements having a relatively lower C_2S content appeared to reach their peak strength at ages between 10 and 25 years and showed strength retrogressions thereafter."

Volymförändringarna hos utomhuslagrade provkroppar var små; 1923 års provkroppar uppvisade en krympning av $\approx 0,15$ ‰ efter 10 år och en svällning av $0,05$ ‰ efter 50 år.

Draghållfastheten studerades också. Några resultat visas i FIG 31. Hållfasthetstillväxten är här inte lika klar som för tryckhållfastheten; för betonger med hög hållfasthet tycks draghållfastheter nå ett maximum relativt snabbt och därefter ligga i stort sett stilla eller rent av minska. Detsamma gäller för vattenlagrade provkroppar av svagare betong.

Det förhållandet att tryckhållfastheten i stort sett ökar med tiden, medan draghållfastheten ligger stilla eller minskar något antyder, att betongen blir sprödare med ökande ålder.

Tyska försök

År 1941 utplacerades på olika håll i Tyskland betongprover tillverkade av 4 olika cementtyper, varav en var ett normalt portlandcement, två var slaggcement med hög slagghalt (HOZ) och en var ett slaggcement med lägre slagghalt (EPZ). Betongernas vct varierade mellan 0,50 och 1,29.

Provkropparna lagrades utomhus. Genomgående var miljön betydligt fuktigare än för de amerikanska utomhuslagrade proverna.

Resultatet av dessa mätningar har redovisats av Walz, 1972 , 1976 , se FIG 33. Som synes, har hållfastheten stigit hela tiden för betonger av alla hållfasthetsnivåer och cementtyper. Ökningen i hållfasthet mellan 28 dygn och 30 år är i medeltal 230% för betonger av portlandcement. Ökningen är större ju lägre utgångshållfastheten är. En betong med vct = 0,50 - kurva e - når dock en så utomordentligt hög hållfasthet av 80 MPa efter 30 år, trots att utgångshållfastheten var hela 50 MPa.

I FIG.33 ur Springenschmid, 1976, har en sammanställning av såväl de tidigare refererade amerikanska som de tyska försöken gjorts. De senare uppvisar betydligt större hållfasthetsökningar och inga tecken till avtagande hållfasthet. En bidragande orsak till detta kan vara att de tyska proverna i genomsnitt lagrades betydligt fuktigare än de amerikanska prover , som redovisas i FIG 28,29 och 33. Amerikanska vattenlagrade prover uppvisar också ofta betydligt större hållfasthetstillväxt än de övriga proverna, se FIG 30.

Amerikansk "Long-time Study of Cement Performance in Concrete"

År 1940 initierade The Portland Cement Association i USA en långtidsundersökning av cement och betong.

Undersökningen är emellertid i huvudsak inriktad på att studera inverkan av klimatiska påfrestningar - frysning och upptining - och beständighet mot kemiskt angrepp - sulfathaltig jord, havsvatten.

Resultaten är därför i stort sett inte tillämpbara på det här aktuella problemet. En undersökning av

hållfastheter ända upp till 50 års ålder hos fukt-lagrade provkroppar planerades. De enda resultat, som hittills publicerats, är för 3 år gamla prover, Klieger, 1958. Tryckhållfastheten har som väntat stigit under hela tiden, medan böjdraghållfastheten tenderar att närma sig en viss relativt konstant nivå efter ungefär 3 månaders ålder, vilket överensstämmer med resultaten från University of Wisconsin, FIG 31.

En sammanställning av resultaten ges av Hansen, 1965.

2.2 Spontan strukturförändring

2.2.1 Stabiliteten hos reaktionsprodukterna i cementpastan

2.2.1.1 Fysikalisk stabilitet

P g a sin höga specifika yta kan hydratiserad cementpasta betraktas som ett metastabilt material; en tillväxt av stora gelpartiklar på bekostnad av små partiklar skulle nämligen leda till en reduktion av specifik yta och därför till en reduktion av den totala fria energin, Powers, 1960.

Normalt borde en kristalltillväxt medföra en minskning av den specifika ytan. Enligt Powers, 1960, har ingen nedgång i den specifika ytan kunnat noteras för cementpasta som lagrats i flera år i vatten.

Powers påpekar dock att detta inte är ett säkert bevis för att kristalltillväxt ej skett; om gelpartiklarna är tunna plattor eller fiberliknande skulle den ökande ytan vid tillväxt av en partikel i stort sett kompenseras av den minskande ytan hos den krympande partikeln. En stor nedgång i specifik yta skulle vid denna typ av partiklar vara ett tecken på kristalltillväxt i kombination med en ökande isometri hos kristallerna.

Grudemo, 1977, har genomfört röntgendiffraktometrisk mätningar för vattenlagrade cementpaster av olika vct och vid åldrar upp till 10 år. Någon strukturell förändring kan ej iakttas, se FIG 34.

Cementpasta som utsätts för upprepad uttorkning och uppfuktning får en reduktion av sin specifika

yta. Powers, 1960 redovisar ett försök där en cementpastas specifika yta reducerats till 84% efter första och 63% efter den åttonde fuktväxlingscykeln.

Även pastorsom lagras vid konstant relativ fuktighet upp till $\approx 80\%$ under lång tid tycks få en viss reduktion av den specifika ytan. Powers, 1960, anger att denna i ett fall har maximalt uppgått till 23% efter 20 månaders lagring. Förändringen tycks vara störst vid $\approx 50\%$ relativ fuktighet.

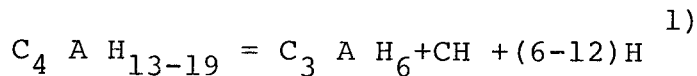
Bägge dessa senare fenomen tros hänga ihop med krympning; vid uttorkningen krymper pastan varvid gelpartiklarna kommer i direkt mekanisk kontakt med varandra. Därvid uppstår bindningar av primär typ. Vid uppfuktning kvarstår dessa bindningar varvid den totala inre ytan minskar. Att denna hypotes är rimlig styrks av att cementpastan har en irreversibel krympningsdel och av att hållfastheten hos pastor som torkats mycket försiktigt är större än hos otorkade pastor, Philleo, 1966.

Den spontana nedgången i specifik yta p g a fuktvariation skulle därför inte vara betingad av någon förändring i kristallstrukturen som sådan. Förhöjd temperatur tycks ha en viss inverkan på den fysikaliska strukturen, se avsnitt 2.3.1.

2.2.1.2 Kemisk stabilitet

Det från byggnadsmaterialområdet mest välkända exemplet på kemisk instabilitet är aluminium-cementet. Betong tillverkad av detta cement visar efter en tid av 10-30 år - olika från fall till fall - en hållfasthetsförlust som ofta kan uppgå till 50-75% och som i några fall har medfört kollaps. Detta cement är av denna anledning inte tillåtet att användas i bärande konstruktioner i Sverige och i ett antal andra länder bl a Västtyskland och Storbritannien. Vad som sker är att några av de i det hydratiserade cementet ingående beståndsdelarna genom vattenavspjälkning övergår i andra föreningar.

Vad gäller portlandcementet är någon motsvarande process inte känd. Visserligen kan man även här tänka sig möjligheten av en reaktion:



Dessa reaktioner ger ett bidrag till porositeten; i fallet C_4AH_{13} med $\approx 3-4\%$ och i fallet C_4AH_{19} med $\approx 6-8\%$ vid cementpastor med vct 0,4-0,7.²⁾ Av dessa värden utgör endast $\approx 1-2\%$ en porositetsökning p g a åldring eftersom en del av dehydreringen sker vid vanlig torkning av icke åldrad pasta och därför ingår i den ordinarie porositeten.

Emellertid har man funnit att C_3AH_6 endast bildas med stor svårighet i närvaro av sulfat och det kan eventuellt vara så att det kan existera en fast lösning med en lägsta sulfathalt (möjligen $C_4A \cdot 0,75 \bar{S} H_{12}$) som kan stå i jämvikt med C_3AH_6 och CH vid en viss sulfatjonkoncentration i lös-

1) Betr. cementkemiska förkortningar se avsnitt 1.2.1.1

2) Dessa värden har beräknats ur densitetsdata hämtade från Lea, 1970. Beräkningar framgår av BILAGA 4.

ningsfasen. C_3AH_6 har aldrig observerats med röntgendiffraktion i cementpastor. Däremot har man funnit små mängder av ett liknande ämne (en hydrogranat) som emellertid ej kunde fungera som groddbildare för C_3AH_6 -kristaller. Vid reaktion mellan cementklinker med hög C_3A -halt och vatten - alltså utan närvaro av sulfat - har man däremot funnit C_3AH_6 , Seligman, 1968.

Så långt det nuvarande vetandet sträcker sig är det alltså antingen $C_3A \cdot (xCH, (1-x)CS) \cdot H_{12}$ eller möjligen C_3AH_6 som är den stabila slutprodukten av aluminaterna i närvaro av CH och det finns alltså en möjlighet att det i portlandcement skulle på lång sikt kunna äga rum en omvandling till C_3AH_6 . Detta skulle dock i portlandcementets fall inte få några större konsekvenser för hållfastheten eftersom det inte är aluminaterna utan silikaterna som utgör bindemedlet och aluminaterna föreligger i låg halt jämfört med förhållandena i aluminat-cement.

Den centrala frågan för portlandcementets långtidsstabilitet berör därför kalciumhydrosilikaterna.

Stabiliteten hos dessa är mycket svår att få någon klarhet i då de föreligger i en form som är nästan amorf med avseende på röntgen- och elektrondiffraktion och det därför inte föreligger någon ordentlig klarhet i strukturfrågan. Vad beträffar välkristalliserade produkter förefinns en del arbeten av Mchedlov-Petrosyan och Babushkin, ¹⁹⁷⁴ Dessa har, genom att använda av Cottrell och Latimer utvecklade empiriska uppskattningsmetoder för de olika silikaternas fria energier, kommit fram till att i närvaro av kalk skulle mineralet hillebrandit vara det vid vanlig temperatur mest beständiga kalciumhydrosilikatet och alltså vara mer stabilt än mineralet tobermorit som anses stå cementbeståndsdelarna nära. Frågan är dock om skillnaderna i fri energi är signifikant jämfört med osäkerheten i de empiriska

uppskattningsmetoderna. Man har emellertid funnit att hillebrandit bildas vid temperaturer omkring 150°C (i autoklav) ur $\beta\text{C}_2\text{S}$ + vatten och denna reaktion sker med ett kalciumsilikathydrat benämnt C-S-H(II) som mellanprodukt vilket tyder på att hillebrandit är stabilare än C-S-H (II) vid denna temperatur.¹⁾ Man har även kunnat påvisa att hillebrandit kan bildas vid hydratation av cementpasta vid temperaturer mellan 50 och 120°C .²⁾ Om denna bildning av hillebrandit kan äga rum även vid vanlig temperatur skulle den medföra en viss ökning av porvolymen.

Räknar man med i litteraturen angivna värden på densiteten skulle en sådan omvandling medföra en ökning av porositeten i cementpasta på 5-8% av pastavolymen vid vattencementtal på 0,4-0,7.³⁾

Ett annat naturligt förekommande mineral afwillit har kunnat påvisas vid hydratisering under malning i kulkvarn av C_3S redan vid rumstemperatur. Det har även påvisats att afwillit bildas vid ympning av C_3S -hydratisering. I detta fall blir motsvarande porositetsbidrag 2-3% av pastavolymen.³⁾

En tredje substans som kan tänkas uppkomma är $\alpha\text{-C}_2\text{S}$ -hydrat (C_2SH). Denna bildas från diverse startmaterial i temperaturområdet $95\text{-}200^{\circ}\text{C}$ ⁵⁾ och den har sannolikt även påvisats i cementpasta som hydratiserats vid 80°C .²⁾ Porositetsbidraget från denna förening blir 7-10% av pastavolymen.³⁾ Uppgifter föreligger om att man även har kunnat påvisa trikalciumpsilikathydrat ($\text{C}_6\text{S}_2\text{H}_3$) vid hydratation både av C_3S och cement vid temperaturer över 50°C .²⁾ Porositetsbidraget är här svårare att uppskatta eftersom mängden slutprodukt bestäms av kalkmängden i stället för som ovan av kisel-syramängden men det måste understiga 8-11%.³⁾

1) Taylor, 1964 sid 180

2) Idorn, 1968

3) Se BILAGA 4

4) Seligman, 1968

5) Taylor, 1964 sid 212,

Samtliga effekter kan leda till konsekvenser för hållfastheten. Den totala porositetsökningen hos cementpastan är maximalt 12%; 10%; 9% och 8% vid vct = 0,40; 0,50; 0,60 och 0,70, se BILAGA 4. Inverkan på hållfastheten är därför stor. Den motsvarar en ökning av vct med upp till 0,2 å 0,3, se BILAGA 3. Härtill kommer frågan om de kristallina produkternas egen hållfasthet vilken är svår att uppskatta. Det är emellertid rapporterat att autoklavhärdade produkter som innehåller α -C₂SH har låg hållfasthet¹⁾ och att även trikalciumsilikathydrat skall vara ogynnsamt för hållfastheten, Venuat, 1974.

En översikt över "apparently stable phases" återfinns i FIG 35 ur Lea, 1970 sid 201.

2.2.2 Självläkning av sprickor

Sprickor i betong kan under vissa förhållanden läka sig själva. Effekten är speciellt märkbar hos vattenlagrad betong.

Vad som sker är att kalciumhydroxiden som är löst i porvätskan diffunderar fram till sprickan och där kristalliserar ut som fast kalciumhydroxid och i kombination med kolsyra som kalciumkarbonat. Det är osäkert om en helt hydratiserad pasta kan självläka då dess porvätska inte längre är övermättad relativt fast kalciumhydroxid. Det skulle i så fall enbart kunna ske genom karbonatisering.

1) Taylor, 1964, sid 425.

I en undersökning av Lauer & Slate, 1956, undersöktes självläkningsförmågan hos betongprovkroppar av varierande vct. Efter olika lång härdningstid drogs provkropparna av varefter de båda halvorna placerades i kontakt med varandra i vatten eller alternativt 95% relativ fuktighet tills de var 90 dygn gamla. Då bestämdes draghållfastheten och jämfördes med oförstörda provkroppars hållfasthet.

Självläkningen var i stort sett oberoende av vct. För betonger som var 28 dygn gamla vid "skadan" var draghållfastheten vid 90 dygn $\approx 7,5\%$ av draghållfastheten hos en oförstörd provkropp.

Dhir et al, 1973, har undersökt självläkningsförmågan hos prover som tryckbelastats nästan till total kollaps och sedan lagrats vid 95% relativ fuktighet. En omfattande mikrosprickbildning finns i dessa prover men det makroskopiska brottet undveks genom en mycket snabb avlastning omedelbart före kollaps.

Efter en viss tids lagring i 90% RF trycktes provet sedan på nytt nästan till total kollaps, lagrades ånyo i 95% relativ fuktighet och trycktes där-
efter en tredje gång.

Resultatet visas i FIG 36. Den heldragna linjen är tryckhållfastheten för ett oförstört material.

De fyllda punkterna är hållfastheten för ett material som trycktes sönder vid det närmast förra lasttillfället. Ringarna är tryckhållfastheten för material som tryckts sönder vid de båda tidigare lasttillfällena. Inalles testades 400 provkroppar. Som synes är självläkningseffekten mycket god även när sprickbildning uppstår vid så sen ålder som 60 dygn och även i sådana fall där sprickbildningen upprepas.

Mekanismen bakom självläkningen är troligen en kombination av fortgående hydratation och utfällning av kristaller i sprickorna. Hydratationsförloppet bör visserligen vara så gott som helt avslutat efter ett antal år. Fortfarande kan det emellertid finnas inre kärnor av ohydratiserat cement, som aktiveras när de friläggs vid sprickbildningen.

Lauer & Slate, 1956, undersökte strukturen hos de hopläkta mikrosprickorna och fann inga tecken på produkter från cementhydratation. Däremot fanns omfattande utfällning av $\text{Ca}(\text{OH})_2$ -kristaller vilka av författarna anges som orsak till självläkningen.

2.2.3 Ballastens stabilitet

De använda ballastmaterialen är i regel i sig själva stabila ämnen. Det förekommer emellertid en del mineral som exempelvis pyrit som sönderdelas av vatten och syre och bildar svavelsyra men sådana får inte komma ifråga som ballastmaterial.

Ballastmaterialen kan emellertid reagera med betongens beståndsdelar och då främst porlösningens beståndsdelar av OH^- , Na^+ , K^+ och Ca^{2+} . Man kan nog räkna med att en sådan reaktion äger rum med nästan alla förekommande ballastsorter och den leder då normalt till en god vidhäftning mellan cementpasta och ballast. I några fall har denna reaktion emellertid medfört skador på betongen i form av expansion och sprickbildning och man talar då om s k alkali-aggregatreaktion. Det finns flera typer av riskabla ballastsorter av vilka kan nämnas dels de som innehåller s k reaktiv kisel-syra, t ex opal och flinta, dels de som innehåller vissa former av dolomit. Ingen av dessa ballasttyper är vanliga i Sverige och veterligt finns inget sådant skadefall rapporterat här. Under alla förhållanden skall de naturligtvis undvikas, se fö B5, 1973. För litteraturhänvisningar, se avsnitt 1.1.3.

2.3 Aldrande p g a av miljöpåverkan

2.3.1 Inverkan av temperatur

Fysikalisk struktur

Att uppvärmning av cementpasta till måttliga temperaturer påverkar dess fysikaliska struktur har påvisats av bl a Bray & Sellevold, 1973; 5 månader gamla cementpastor som vattenhärdats i rumstemperatur placerades i vatten vid $+60^{\circ}\text{C}$ resp $+100^{\circ}\text{C}$. Den specifika ytan mättes genom vattenångadsorption och BET-teori. I samtliga fall medförde temperaturhöjningen en reduktion i specifik yta, se FIG 37. Vid 100°C halverades ytan efter 1 månads lagring medan reduktionen vid $+60^{\circ}\text{C}$ var ungefär 20%.

Den troligaste orsaken till denna förändring är att kristallstrukturen förgrovas. Enligt författarna styrks denna hypotes av mätningar av vissa mekaniska storheter; återhämtning efter krypning, dynamisk E-modul, inre friktion.

Dehydrering:

Den mängd vatten som avgår ur en cementpasta vid uppvärmning från rumstemperatur till $+105^{\circ}\text{C}$ överensstämmer mycket väl med det vatten som avdunstar redan vid rumstemperatur vid en extremt låg relativ fuktighet - s k D-drying vid ångtrycket $5 \cdot 10^{-4}$ mm Hg.

Man kan därav dra den slutsatsen att enbart fysikaliskt bundet vatten avgår vid temperaturer under $\approx 100^{\circ}\text{C}$; se dock avsnitt 2.3.2 där dehydrering av vissa aluminater vid låga relativa fuktigheter beskrivs.

Det är först vid temperaturer över denna nivå som kemiskt bundet vatten successivt börjar avgå,

dvs i ett område som inte är intressant i denna undersökning.

Ballast innehåller också en del kristallvatten, framförallt i mineraler som glimmer och hornblände. Detta vatten avgår först vid temperaturer över $\approx 500^{\circ}\text{C}$; Manns, 1975. Upp till $+105^{\circ}\text{C}$ avgår enbart fysikaliskt bundet vatten inne i eventuella ballastporer.

Kemisk struktur:

Vid de temperaturer på max ca 70°C som det blir fråga om i detta sammanhang föreligger inga kända risker för betongens vidkommande. Vad som påverkas är smärre förskjutningar i porvätskans sammansättning och möjligen en ändring av vissa kristalliserade föreningars kristallvattenhalt. Sålunda uppges det att ettringit avger en del av sitt vatten vid 40°C . Beträffande kalciumsilikathydraterna finns inte veterligt rapporterat några temperatureffekter av kemisk natur under 50°C . Man kan påräkna att hydratationsreaktionerna förlöper något snabbare vilket möjligen kan något påverka reaktionsprodukternas specifika yta men någon inverkan av praktisk betydelse finns inte. Se f ö 2.2.1.2.

Hållfasthet:

Vid höjd temperatur i temperaturintervallet upp till 100°C reduceras hållfastheten hos betongen något. Maréchal, 1970, anger att tryckhållfastheten omedelbart efter uppvärmning sjunker i stort sett linjärt från 100% vid $+20^{\circ}\text{C}$ till mellan 80 å 90% vid 100°C . Liknande värden anges av andra författare. I vissa fall har ingen hållfasthetsförlust noterats.

Orsaken till hållfasthetsminskningen torde i första hand vara sprickbildning p g a olika längdutvidgningskoefficienter hos ballast och pasta. Vid lång tids stabil temperatur och fuktig miljö torde därför hållfasthetsreduktionen bli avsevärt mindre eller helt upphöra p g a självläkning, se avsnitt 2.2.2.

En indikation på att detta sker visas av Nishizawa & Okamura , 1972, se FIG 38.

Vattentäthet:

Höjd temperatur bör hos sprickfri betong reducera vattentätheten i direkt proportion till minskningen av vattnets viskositet; vid 60°C är därför vattentätheten reducerad ungefär till hälften av vad som gäller vid +20°C.

FIG 37 antyder att porstrukturen förgrovas något vid lagring i förhöjd temperatur; den specifika ytan minskade $\approx 20\%$ vid lagring i vatten med temperaturen 60°C. Detta antyder att porstrukturen förgrovas något.

Permeabiliteten är vid oförändrad porositet och porstruktur omvänt proportionell mot specifika ytan i kvadrat. Permeabiliteten efter reduktionen i spec yta är därför $\approx 150\%$ av utgångsvärdet.

Krympningshastigheten som är kopplad till uttorkningshastigheten ökar med ökad temperatur av två orsaker.

- 1) Vattenmolekylernas rörlighet ökar.
Höjning från +20°C till +60°C respektive +80°C höjer diffusionstalet med en faktor 1,3 respektive 1,5.

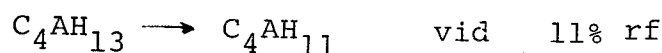
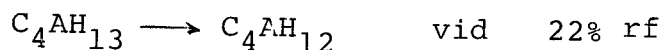
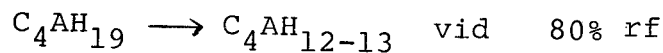
- 2) Den drivande potentialskillnaden - ånghaltsdifferensen - ökar. Vid bibehållen relativ fuktighet hos omgivande luft ökas potentialskillnaden med en faktor 7 respektive 17 vid en temperaturökning till +60°C respektive +80°C. Summaeffekten blir att den effektiva diffusiviteten för vattentransport i betongen ökar med ungefär en tiopotens vid temperaturhöjning till ≈60°C. De erforderliga krymp-tiderna reduceras därför med ≈90%.

Krypningen ökar med höjd temperatur. Enligt Geymayer, 1970, är ökningen normalt 200 å 300% vid en höjning till +50°C, se FIG 39.

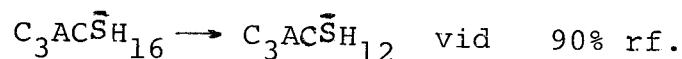
2.3.2 Inverkan av fukt

Betongen påverkas i regel gynnsamt av fukt. De fuktproblem som förekommer är förknippade med betongens dimensionsändringar i samband med uppfuktning och uttorkning, dess beständighet mot vatten som pressas igenom betongen p g a hydrostatiska tryckgradienter, dess inverkan på betongens samverkan med andra material samt dess frostbeständighet.

Rent kemiskt leder en nedgång i fukthalten till att kalciumaluminathydraterna som har formen av hexagonala plattor avger vatten:



Även kalciumsulfataluminaterna avger vatten¹⁾



1) Schwiete, 1968.

Ändringar i vattenhalten åtföljs av ändringar i plattornas tjocklek. Kalciumsilikathydraterna har ingen konstant stökiometrisk sammansättning och deras beteende kan inte beskrivas så enkelt som för aluminaterna. Emellertid leder även här en minskning i vattenhalten till en volymreduktion.

I båda fallen är volymändringarna delvis reversibla.

2.3.3 Inverkan av gaser

Betong påverkas främst av sura gaser och den i praktiken vanligaste är koldioxid i luften. Det förekommer även angrepp från svavelväte, som bildats under anaeroba förhållanden. I föreliggande aktuella fall kan någon gaskontakt inte förekomma efter igenfyllandet, så att den kontakt som förekommer sker före denna period. Vad som äger rum vid karbonatisering är att koldioxiden i luften löser sig i porvattnet och reagerar med cementpastans beståndsdelar. Det bildas först en del intermediära produkter, men det anses att slutprodukterna är kalцит, magnesit samt en blandning av kiselsyra, aluminium- och järnhydroxider m m. Denna process påverkar givetvis hållfastheten. Vanligen rapporteras att en karbonatisering ökar hållfastheten hos betong tillverkad av

portlandcement. Siffror på 10-100% anges för tryck- och 40% för hållfastheten.¹⁾ Vid undersökningar gjorda på gamla romerska akvedukter där man använt hydrauliskt bruk (troligen framställt genom blandning av bränd krossad lera och släckt kalk) som fogmaterial mellan stenar, fann man att uttagna delar var helt genomkarbonatiserade men hade god hållfasthet, Idorn, 1967.

Karbonatiseringen leder dessutom till att betongen krymper.

Reaktionen förlöper skiktvis från kontaktytan och inåt och inträngningsdjupet är i regel proportionell mot kvadratroten ur tiden.

Karbonatiseringshastigheten påverkas starkt av betongens fuktillstånd och hastigheten har ett optimum kring 60% rh. Den påverkas givetvis av den omgivande luftens halt av koldioxid. Rapporterade värden för en del byggnadsobjekt tyder på att inträngningsdjupet i allmänhet ej överskrider 100 mm på 50 år. Se FIG 40 från Smolczyk, 1968. Andra författare, t ex Meyer et al, 1967, har funnit att normala karbonatiseringsdjup hos upp till 44 år gamla konstruktioner varierar mellan 18 och 35 mm, vilket ger 30 á 55 mm efter 100 år. För vattenmättade konstruktioner är karbonatiseringsdjupen betydligt mindre. Detta visas schematiskt i FIG 41. Se även den skuggade ytan i FIG 40.

1) Keil, 1971.

2.3.4 Inverkan av betongaggressiva ämnen

2.3.4.1 Inledning

Betong kan bli påverkad av olika medier som den kommer i kontakt med. Denna påverkan kan i vissa fall vara hållfasthetsfrämjande som t ex när betongen karbonatiseras av luftens kolsyra men i regel är det fråga om en förstörelseverkan. Angreppet kan gälla såväl cementpastedelen som armeringen men sällan ballasten och dessa angripande ämnen kan vara gasformiga flytande och t o m fasta. Det är inte möjligt att beröra alla betongskadliga ämnen utan här behandlas bara de som kan vara relevanta här och dera förstörelse-mekanismer. Se f ö Kleinlogel, 1950, Biczok, 1972. De typer som behandlas är för cementpastedelen inverkan av mjukt vatten, syror, ämnen med förmåga till basutbyte, ämnen som leder till sönderfall genom expansion och havsvatten.

2.3.4.2 Angrepp p g a kalkurlakning

När betong kommer i kontakt med mjukt eller surt vatten går kalcium och kisel m m i lösning från cementpastedelens yta vilket till slut leder till en total hållfasthetsförlust. Återstoden av pastan utgörs av en blandning av kiselsyre- , aluminium- och järnhydroxid m m. Man kan ha att göra med två fall, dels när vätskan strömmar utmed betongytan dels när den pressas igenom i betongen p g a en tryckgradient. I förra fallet kommer angreppsförloppets hastighet att bestämmas av diffusionsmotståndet hos och koncentrationsgradienten över det bildade pasta-rest-skiktet, och om åtminstone någon av cementets beståndsdelar inte löses ut eller avlägsnas mekaniskt eller på annat sätt, kommer angreppsdjupet att bli proportionellt med

kvadratroten ur tiden. I motsatt fall bestäms hastigheten av den process som löser ut eller avlägsnar rest-skiktet. I detta fall spelar betongens permeabilitet för vatten en ringa roll.

Är omständigheterna sådana att vätska pressas igenom betongen blir angreppsförloppet proportionellt med syrakoncentrationen och flödets storlek. Den sistnämnda bestäms av tryckgradient och betongpermeabiliteten, och den senare kan väntas öka i takt med angreppets fortskridande (om man bortser från vad som äger rum under den allra första tiden). I detta fall är förekomsten av sprickor i betongen av den största betydelse för nedbrytningsprocessen och beständigheten kan ökas väsentligt om sprickor kan förhindras eller kan tätas eller självläka i efterhand.

Olika syror har något olika angreppsförlopp beroende på om de bildade produkterna fälls ut som självlösliga kalksalter eller inte. I förra fallet bidrar dessa salter till att täta hydroxid-skiktet vilket får angreppet att förlöpa långsammare. Ett viktigt sådant fall är kolsyra som vanligen finns i naturliga vatten. Vid kontakt med betongen sker först en utfällning av kalciumkarbonat som har tätande verkan. I vissa fall har vattnet en positiv halt av marmoraggressiv kolsyra och då kan detta skikt lösas upp igen.

Bedömningen av mjuka och kolsyrehaltiga vattens aggressivitetsgrad sker i normala fall på basis av dess halt av aggressiv kolsyra och dess karbonathårdhet enligt rörnормerna (VAV P11 okt 1968). Därmed är dock inte sagt att dessa normer garanterar betongens beständighet för de tidrymder

det här är frågan om.

2.3.4.3 Angrepp p g a basutbyte

En del ämnen främst magnesium- och ammoniumsalter reagerar med cementpastans hydroxyljoner så att dess pH minskar med hållfasthetsförlust som följd. Kritiska värden vid normal användning av betong anges i t ex:

Västtyska DIN 4030: Mg^{2+} 100 mg/l; NH_4^+ 15 mg/l
 Östtyska TGL 11357: Mg^{2+} 100 mg/l; NH_4^+ 50 mg/l

Magnesiumhalten i havsvatten är en av orsakerna till detta vattens betongaggressivitet.

2.3.4.4 Angrepp p g a expansion

Sulfatjoner har förmågan att tränga in i cementpasta och där med kalcium och med aluminater bilda ämnen med större volym än utgångsprodukterna, vilket leder till expansion, sprickbildning och hållfasthetsförlust. Den vid vanlig betonganvändning kritiska koncentrationsgränsen ligger enligt olika länders normer för vanligt portlandcement vid 150-360 mg SO_4 /l men vid val av ett cement med låg halt av C_3A , s k sulfatresistent cement, och speciellt val av betongsammansättning kan den enligt brittiska normer (Building, 1975) anses vara 6000 mg SO_4 /l. I regel föreligger inga problem med sulfatbeständighet i Sverige, då våra grundvatten sällan innehåller stora sulfatkoncentrationer. Havsvattens aggressivitet anses till en del orsakad av sulfatangrepp. Det finns indikationer som talar för att sulfatangreppet blir mindre eller helt uteblir vid temperaturer över ca 50°C, Keil, 1971, s 275.

2.3.4.5 Havsvatten

Betong användes i en mångfald konstruktioner som står i kontakt med havsvatten och man har därvid observerat att den ofta skadas. Forskning på detta område har bedrivits sedan 1818 (Vicat) men det föreligger ännu ingen slutgiltig klarhet i mekanismfrågan och samma kan föresägas även om det rena sulfatangreppet. Angreppet från havsvatten är lägre än vad man har anledning att vänta sig med utgångspunkt från vattnets sulfat- och magnesiumhalter. Angreppet tycks vara en kombination av sulfat- och magnesiumangrepp i kombination med kalkurlakning och erosion från vågorna. Till detta kommer skyddsverkan från vattnets bikarbonathalt som med betongens kalciumhydroxid bildar ett tätande och i havsvattnet praktiskt taget olösligt lager av kalciumkarbonat, Locher, 1968.

Detta kombinerade angrepp leder till att skadorna får en delvis annan karaktär än i sulfatfallet ; Lea, 1970, sid 627. Sprickbildningen blir mindre eller uteblir helt och i stället observerar man en uppluckring av ytlagret som gör detta känsligt för erosion. Korrosionen uppträder sällan under lågvattenlinjen, är liten mellan hög- och lågvattenlinjerna samt störst ovanför högvattenlinjen. Orsaken till detta kan vara ytterligare en annan mekanism nämligen sprängning p g a kristallisation av salter som anrikas genom kapillärsugning och avdunstning.

Exempel på nedbrytning kan ges från försök med betongkuber (1,5 m kantlängd) som 1916 placerades som vågbrytare i havsvatten (Helgoland) och som vid observation 1968 befanns ha förhållandevis små skador i form avrundade hörn och kanter trots att cementhalten var låg $210-290 \text{ kg/m}^3$ och vct $\approx 1,0$, Keil, 1971, sid 278. Skadeverkan av större grad finns emellertid även rapporterat.

Som skyddsåtgärd använder man i regel inblandning i cementet av puzzolan, trass, slagg etc, som har förmågan att vid cementets hydratation binda kalk. Puzzolanernas goda inverkan på beständigheten anses vara orsaken till det goda skick, i vilket vissa konstruktioner tillverkade av gammal romersk kalk-puzzolan-betong befinner sig ännu efter nästan 2000 års kontakt med havsvatten och som har en mycket låg kalkhalt, Lea, 1970, s 625.

I fallet med havsvatten, där pH-värdet är över ca 8, finns ingen marmoraggressiv kolsyra, och i detta fall har kolsyran (bikarbonat) enbart gynnsamma effekter på beständigheten. Utmed kusterna har emellertid vattnet ofta en annan sammansättning med lägre pH p g a söt-vattentillflöden, och det finns därför risk för att man lokalt kan ha ett vatten som är kalklösande, se TABELL 11 ur Liesche & Paschke, 1964.

TABELL 11. Meerwasserinhaltsstoffe (Ostsee) in mg/l längs eines 1200 m langen Küstenstreifens

Arten der Inhaltsstoffe	Inhaltsstoffe (mg/l) beim Bezugspunkt			
	0	200 m	800 m	1200 m
Abdampfdruckstand	670	4900	6100	13000
Ca ⁺⁺	104	153	263	243
Mg ⁺⁺	22	292	344	504
SO ₄ ⁻²	116	390	545	820
Cl ⁻	124	2400	3100	5300
kalklösandes CO ₂	21	29	33	42
pH-Wert	5,8	6,7	6,8	7,1
Aggressivitätsgrad des Wassers	II schwach beton- aggressiv	IV stark beton- aggressiv	IV stark beton- aggressiv	V sehr stark beton- aggressiv

Uppgifter om Östersjövatten enligt Biczók, 1972, sid 625, ger vid handen att det lokalt p g a hög CO₂-halt och lågt pH kan vara starkt aggressivt mot betong. Detta stämmer dock inte med CBI:s erfarenheter.

2.3.5 Inverkan av radioaktivitet

En omfattande litteraturgenomgång om radioaktiv strålningens inverkan på betong har nyligen genomfört av Hilsdorf et al, 1976. Denna utredning används som enda källa i fortsättningen.

Neutronbestrålning

Följande slutsatser dras i rapporten:

- 1) Vid en total bestrålning med mer än $1 \cdot 10^{19} \text{ n/cm}^2$ avtar tryck- och draghållfastheten markant. Exempel på detta visas i FIG 42 och 43. Vid stråldoser understigande detta värde är hållfasthetsreduktionen liten.
- 2) Nedgången i draghållfasthet är speciellt stor och inträder något tidigare än för tryckhållfasthet.
- 3) Nedgången i hållfasthet under bestrålning hänger med stor sannolikhet ihop med att betongens volym ökas, FIG 44. Volymökningen hänger i sin tur samman med förändringar i gitterstrukturen hos kristallina ballasttyper. FIG 45 visar exempel på volymökningar vid bestrålning av olika ballasttyper.
- 4) Ren cementpasta krymper vid bestrålning vilket framgår av FIG 46. Dessa krympningar är lika stora som krympningen hos provkroppar som enbart utsatts för lika mycket värme som de bestrålade proverna men ej för bestrålning. Detta indikerar att själva cementpastan ej påverkas nämnvärt av stråldoser upp till $8 \cdot 10^{19} \text{ n/cm}^2$.

- 5) E-modulen avtar endast långsamt med ökande stråldoser, FIG 47.
- 6) Värmeledningstal och värmeutvidgningskoefficient påverkas litet vid stråldoser upp till $4 \cdot 10^{19}$ n/cm².

γ-strålning

Det finns mycket få undersökningar av inverkan av ren γ-strålning på betongs egenskaper. De resultat som finns antyder dock att hållfastheten sjunker markant först vid en total stråldos som överskrider $2 \cdot 10^{11}$ rad. FIG 48.

Försöken av Sommers, som redovisas i denna figur kritiseras starkt av författarna; man förmodar att den stora hållfasthetsförlusten ej förorsakas enbart av strålning utan även av att proverna förvarats i destillerat vatten under försöket vilket kan ha medfört en kemisk nedbrytning.

Sammanfattningsvis gäller alltså att betong är i stort sett opåverkad av radioaktiv strålning såvida strålningsdoserna understiger

$1 \cdot 10^{19}$ n/cm² vid neutronstrålning

$2 \cdot 10^{11}$ rad vid γ-strålning

Den nedbrytning som setts vid högre stråldoser har i första hand ansetts bero på att gitterstörningar uppstår hos ballasten.

Det måste dock noteras att försöken ovan är relativt kortvariga. Det är möjligt att den strukturförändring av pastan, som diskuteras i avsnitt 2.2.1.2 kan stimuleras av en mycket långvarig radioaktiv strålning.

2.3.6 Armeringskorrosion

pH-värdet hos porvattnet i en okarbonatiserad betong varierar mellan 12 och 14, vilket beror på att kalciumhydroxid och andra alkalihydroxider, NaOH och KOH förekommer i större eller mindre mängd i porvattnet.

På grund av denna höga alkalitet är armeringsstålet passiverat; korrosion kan inte inträffa förrän pH-värdet sjunkit ner till ungefär 9 å 10 eller passiveringen brutits av någon orsak t ex förekomst av vissa joner - Cl^{-1} , NO_3^{-1} , S^{-2} - vid stålytan.

En sänkning av pH-värdet sker när betongen karbonatiseras. Som framgår av avsnitt 2.3.3 kan man i porösa betonger maximalt förvänta sig karbonatiseringsdjup av ≈ 100 mm efter 100 år i normal miljö.

För en betong av hög kvalitet torde karbonatiseringsdjupet i normal miljö efter samma tid röra sig om högst 50 mm. Om betongen är vattenmättad reduceras detta djup ytterligare till storleksordningen < 10 mm.

Man kan därför dra den slutsatsen att armering, som ligger inbäddad till ett djup av 40 å 50 mm i betong mättad med sötvatten inte torde kunna korrodera under en tidsrymd av 100 år.

Även om korrosion skulle intiteras blir hastigheten låg eftersom syrgasdiffusionshastigheten i vattenmättad betong är mycket låg. Mätningar av Gjörv et al, 1976, visar att diffusiviteten för syrgas genom en vattenmättad betong med $v_{ct}=0,50$ är ungefär $20 \cdot 10^{-13} \text{ cm}^2/\text{s}$. Vid 50 mm täckskikt blir därför korrosionsdjupet ungefär $1 \text{ } \mu\text{m}/\text{år}$ om korro-

sionsprodukten utgörs av Fe_3O_4 ; Tuutti, 1977 . Totalt korrosionsdjup efter 100 år blir alltså ungefär 0,1 mm. Risken för bortsprängning av täckskiktet är liten vid ett så litet korrosionsdjup.

Initiering av korrosion kan inträffa tidigare om vissa joner - se ovan - kan tränga in till stål-ytan. Därvid kan även gropfrätning inträffa. Diffusionshastigheten i betong för dessa joner är emellertid utomordentligt liten. Vid täckskikt av 5 cm torde dock enligt Tuutti, 1977, initiering av korrosion p g a inträngning av Cl^{-1} -joner kunna inträffa inom 2 år när betongen lagras i marin miljö. För miljöer med lägre kloridhalter blir tiderna längre eftersom det erfordras kloridhalter hos porvattnet av storleksordningen 300 mg Cl^{-1} /l för att upphäva passiveringen vid ospänd armering.

När väl korrosionen kommit igång blir den långsam p g a den låga hastigheten hos syrgasdiffusionen; se ovan.

Om betongen är sprucken ökar risken för armeringskorrosion. Fältundersökningar antyder dock att om sprickvidden är mindre än $\approx 0,1\text{mm}$ är korrosionsrisken inte större än för osprucken betong; FIG 49. från Tuutti, 1976 . I vattenmättad betong torde inverkan av sprickor vara betydligt mindre än för normallagrade betonger p g a att diffusionshastigheten för syrgas är lägre i vatten än i luft. Att risken för korrosionsskador på armering är liten hos vattenmättad betong även i en så pass aggressiv miljö som nordsjövatten bestyrks av en fältundersökning som utförts av Gjørsv, 1968 . Över 200 armerade betongkajer längs Norges kust undersöktes. Konstruktionerna var uppförda åren 1905-1965. Inga som helst korrosionsskador kunde iaktas på sådana delar av konstruktionen som ständigt befann sig under vatten eller som befann sig i tidvattenzonen.

3 MILJÖBESKRIVNING

3.1 Inledning

De miljöuppgifter som anges fortsättningsvis i detta kapitel härrör sig från information som vi erhållit från uppdragsgivaren.

Dessa uppgifter ligger till grund för den bedömning av betongens varaktighet, som genomförs i kapitel 4.

Avfallet är tänkt att för slutförvaringen deponeras i bergtunnlar belägna på omkring 500 m djup under bergytan. Bränslet placeras i en tät kapsel av ett ännu ej bestämt material (som enl 58115 t.v. förutsättes vara stål). Varje kapsel placeras i en betongbehållare omgiven på alla sidor av s k buffertisolering som t ex består av en packad blandning av fin kvartssand och lera (t ex bentonit) eller liknande material med oföränderlig formbarhet och låg permeabilitet samt jonbytande funktion. Efter fyllning och tillslutning transporteras denna behållare till sin slutposition i berget. I detta finns insprängt ett system av tunnlar på olika nivåer. Tunnlarna är indelade i delsträckor i vilka behållarna placeras. När en sådan delsträcka är uppfylld med avsett antal betongbehållare sker försegling genom att buffertmaterial liknande det som används i betongbehållarna intransporteras tills det helt fyllt ut mellanrummet mellan betongbehållarna och bergväggen. Härefter separeras denna delsträcka från den följande medelst en betongvägg som är fast förankrad i omgivande berg.

Förvaringsbehållarna placeras på förtillverkade sulor av betong eller huggen sten.

1) Handlingen "58115 KBS Slutförvar" översänd från VBB.

Tidsmässigt kan miljöförhållandena runt betongen delas upp i två delar

- 1) "Fyllningsskedet" när förvaringstunnlarna successivt fylls med avfall och s k buffertmaterial.

Detta skede kan enligt uppgift vara uppemot 100 år.

- 2) "Förvaringsskedet" när förvaringsplatsen är helt sluten och oåtkomlig.

Detta skede är i princip oändligt långt.

De båda miljötyperna skiljer sig från varandra speciellt vad avser temperaturer, fuktförhållanden och kemiska förhållanden.

3.2 Temperaturer

Bränslets ålder efter uttaget ur reaktorn kan vara 15 år eller mera. Det utvecklar då fortfarande värme och detta kommer att medföra att det under uppfyllnadstiden blir nödvändigt att kyla systemet. Ventilationsluftens temperatur blir max ca 40°C.

Temperaturen blir givetvis högst i själva betongbehållaren medan temperaturen i bergrummet som helhet blir lägre. Den maximala temperatur som betongen blir utsatt för har uppgivits till 60 å 70°C under det första skedet (~500 år) varefter temperaturen gradvis avtar. När sekundärprodukternas strålning avklingat blir temperaturen ca 30°C.

3.3 Fukttillståndet, vattentryckgradienter

Enligt uppgift kommer hela anläggningen att befinna sig under grundvattennivån. Under fyllnings-skedet måste därför inkommande vatten pumpas undan och vattenförande sprickor i berget tätas genom injektering. Relativa fuktigheten i luften måste man förmoda kommer att bli hög. Detta torde dock inte hindra att p g a temperaturförhöjning en viss uttorkning sker av betongen i betongbehållarna och möjligen även i sulorna, om inga åtgärder vidtas för att hålla dessa konstruktioner fuktiga.

Fortsättningsvis antas att betongkonstruktionerna skyddas mot uttorkning under hela fyllnadsskedet antingen genom att relativa fuktigheten hålls nära 100% utanför konstruktionerna eller genom kontinuerlig eller intermittent vattenbegjutning.

I samband med förseglingen avlägsnas dräneringsanordningarna. Enligt uppgift kommer utrymmet därvid att börja fyllas med vatten. Betongen blir då helt vattenmättad och varje kapsel kommer att omges av en vattenmättad kvartssand-, bentonit-blandning med låg permeabilitet. I denna massa kommer det att finnas temperaturgradienter men enligt förutsättningarna ingen eller endast låga av yttre orsaker framkallade hydrostatiska tryckgradienter som kan ge vätskatransport genom anläggningen.

3.4 Mekaniska belastningar

Betongen antas belastas med sin egen tyngd och med egentyngd hos de konstruktionsdelar och massor

som direkt stöder eller bär upp den.

Betongen antas dessutom belastas av tvångskrafter förorsakade av förhindrade deformationer.

Betongen antas inte belastas av bergmassor som befinner sig över förvaringsplatsen.

Belastningar p g a förkastningar eller stora förskjutningar i berget kan inte omsättas till spänningar i betongen och behandlas därför kvalitativt.

3.5 Kemisk miljö

A) Vattnet

Några närmare uppgifter om vattnets kemiska sammansättning har ej tillhandahållits men det är sagt att man förutom grundvatten av olika beskaffenhet även måste räkna med havsvatten (Östersjön) som ett tänkbart alternativ.

Sammansättningen av Östersjövattnet är enligt Västtyska analyser:

Na ⁺	4980 mg/l
K ⁺	180 "
Ca ²⁺	190 "
Mg ²⁺	600 "
Cl ⁻	8960 "
SO ₄ ²⁻	1250 "
pH	> 7 "

Härtill kommer en troligen lokalt varierande halt kolsyra. Grundvattnets sammansättning bestäms givetvis av de berg- och jordlager som det passerat på vägen ned till anläggningen. Det kan därvid

genom reaktion med dessa eventuellt i närvaro av luftsyra få sådan sammansättning att det blir betongaggressivt. Hit hör t ex sådana fall där vattnet vid sin passage genom pyrit, alumskiffer eller gips blir surteller sulfathaltigt. Valet av deponeringsplats bör så långt det kommer an på betongen göras med hänsyn till detta.

Vattnets sammansättning kan även påverkas av närvaron av andra ämnen. Organiska ämnen som kvarlämnats kan under aeroba och/eller anaeroba betingelser omvandlas i betongskadliga substanser. Exempel från praktiken utgör vissa rör för avloppsvatten där man erhållit en mikrobiologisk svavelvätebildning i vätskefasen och en oxidation av svavelvätet till svavelsyra utmed den ovanför vätskenivån befintliga delen av rörets inneryta. Detta har medfört starkt angrepp på rörens övre delar.

B) Leran

Det är inte angivet vad för sorts lera som avses vid fyllningen men om denna lera innehåller vätejoner som är avsedda att kunna bytas mot eventuellt läckande joner från avfallet så kan den möjligen inverka på betongen genom en basutbytesreaktion med dennas Ca^{2+} -joner och därvid förstöra betongen och samtidigt även förlora sin jonbytande roll gentemot vissa av avfallsprodukterna. Vid bedömning av markprovers aggressivitet mot betong, använder man sig i de Västtyska normerna (DIN4030) av begreppet "Säuregrad nach Baumann-Gully" vilket motsvarar antalet m ekv ättikssyra som per kg prov vid ett preciserat förfarande bildas vid skakning med natriumacetatlösning. Ett markprov bedöms under normala användningsförhållanden som riskabelt om detta värde överskrider 20.

3.6 Radioaktiv strålning

Inga uppgifter har gjorts om storleken på den radioaktiva stråldos som betongen på de olika ställena blir utsatt för.

4 BEDÖMNING AV BETONGS FUNKTION OCH VARAKTIGHET I AKTUELL MILJÖ

4.1 Inledning

Den bedömning som genomförs i detta kapitel baserar sig på de antaganden om miljöns egenskaper som görs i avsnitt 3 och den kunskap om betongens egenskaper, som kortfattat redovisas i avsnitt 1 och 2.

Då den konstruktiva utformningen på nuvarande stadium enbart föreligger som ett utkast, som kan bli föremål för ändringar har bedömningen inte bundits till detta utkast utan lagts på en något mera allmän nivå.

4.2 Spontan strukturomvandling

4.2.1 Uppfyllnings- och inspektionsskedet

Detta är uppskattat till maximalt 100 år. Om temperaturen i betongen kommer att överstiga 50°C får man räkna med att spontana omvandlingar kommer att äga rum men det finns ingen anledning att tro att detta under denna tidrymd kommer att medföra några väsentliga förändringar i hållfasthet eller täthet, se 4.4.1 och 4.7.1.

4.2.2 Slutliga förvaringsskedet

Då detta är långvarigt måste man med hänsyn till de kristallina kalciumsilikathydrater man funnit i liknande byggnadsmaterial från äldre tider och med hänsyn till vad man kunnat påvisa i cementpasta vid temperaturer i området 50-100°C utgå ifrån att omkristallisationer kommer att äga rum så att man erhåller ett material med större kristaller och större porvolym. Detta torde leda till hållfasthetsförlust och ökad permeabilitet, vilket behandlas i avsnitt 4.4.2 resp 4.7.2.

4.3 Sprickbildning

4.3.1 Tillverkning av betongkonstruktionerna

Vid betongens hårdnande utvecklas värme varvid betongkonstruktionen utvidgas. Efter någon tid svalnar konstruktionen och drar därvid ihop sig, se avsnitt 1.1.5.7.

Om betongen har fritt expansionsutrymme medför dessa termiska rörelser inga genomgående sprickor. Vid tjocka konstruktioner kan man däremot få ytsprickor p g a att temperaturgradienten över tvärsnittet ger lokala dragspänningar i ytterpartierna. Enligt en teoretisk analys av Buö, 1972, är faran för ytsprickor obefintlig vid konstruktioner som är tunnare än 1 m. Genom lämplig tillverkningsteknik - långsamthårdnande cement, kyld betong - kan ännu tjockare konstruktioner uppföras utan risk för ytsprickor.

Även om ytsprickor skulle uppstå begränsas de till ett visst djup. Sprickvidden begränsas av armering och ett inre parti av betongkonstruktionen förblir osprucken.

För alla normala konstruktionsdelar är det fria expansionsutrymmet tillräckligt stort. Skiljeväggar av betong inne i bergtunnlarna måste emellertid av praktiska skäl gjutas direkt mot berg. Expansionsutrymme saknas därvid och betongen utsätts för tvångskrafter och plastiska tryckdeformationer av den typ som beskrivs i avsnitt 1.1.5.7. Vid avsvälningen vill betongen krympa. Om vidhäftning till berget helt saknas uppstår därvid en spricka mellan berg och betong vars storlek ökar proportionellt mot temperatursänkningen och betongkonstruktionens utsträckning.

Om vidhäftningen till berget är god, t ex genom att betongen förankras i berget uppstår i stället dragspänningar i betongen vid avsvälningen. Därvid kan genomgående sprickor uppstå om betogens draghållfasthet överskrids.

I bägge dessa fall blir summan av sprickvidderna $\approx \Delta T \cdot L \cdot 10^{-5}$ där ΔT är avsvälningens storlek och L är konstruktionens utsträckning. Detta uttryck förutsätter att den elastiska hoptryckningen vid uppvärmningen är noll. Vid en temperatursänkning av 20°C och en 8 m hög betongkonstruktion blir således totala sprickvidden $\leq 1,6$ mm. Vid armering kan denna sprickvidd fördelas på ett flertal mindre sprickor.

Denna typ av sprickbildning, som inträffar inom de första dygnen efter gjutning, kan reduceras eller helt förhindras genom lämpliga åtgärder vid betonggjutningen - mycket tjocka konstruk-

tioner uppdelas i flera tunnare delar, cement med låg värmeutveckling används, betongmassan kyls med is.

Fogen mellan berg och betong är en svag punkt; i övre delen av en betonggjutning kan betongmassan sätta sig, vid övriga delar av fogen kan det uppstå en spricka p g a den termiska kontraktionen. Denna fog måste därför utföras med mycket stor noggrannhet om hög vattentäthet eftersträvas. Åtgärder måste redan vid gjutningen vidtas så att hela fogen kan injekteras på ett säkert sätt med cementpasta eller cementbruk. Injektering bör ske så snart som möjligt efter fullständig avsvälning.

Samtliga sprickor i betongkonstruktioner som skall ha hög vattentäthet måste kartläggas efter avsvälning och injekteras med cementpasta under högt tryck snarast möjligt efter avsvälning.

Alla betongkonstruktioner som skall ha hög grad av täthet måste helt förhindras att uttorka om krympsprickor skall kunna undvikas. Konstruktionsdelar, som tillverkas på mark måste därför ständigt begjutas med vatten eller förvaras i dimrum tills de monteras i förvaringstunnlar där den relativa fuktigheten förutsätts alltid vara 100%.

Så länge avsvälningen efter gjutning hos konstruktioner som gjuts in situ i tunnlar respektive uppvärmningen hos konstruktioner som gjuts på mark och förs in i tunneln understiger $\approx 20^{\circ}\text{C}$ torde ingen temperatursprickor mellan pasta och ballast kunna uppstå när ballastens längdutvidgningskoefficient inte understiger $\approx 7 \cdot 10^{-6}$ och betongen är vattenmättad, se avsnitt 1.1.5.7. Eventuella sprickor av denna typ kommer i stor utsträckning att självläka under relativt kort tid efter deras

uppkomst eftersom betongen fortfarande är ung; se avsnitt 2.2.2.

4.3.2 Uppfyllnings- och inspektionsskedet

Den spontana strukturförändring av cementpastan, som beskrivs i avsnitt 2.2 kan möjligen påbörjas redan under de 100 år som fyllningsskedet varar. Den förhöjda temperaturen stimulerar en sådan omvandling. Graden av omvandling torde emellertid vara så liten under detta relativt korta skede, att genomgående sprickbildning p g a strukturförändring är mycket osannolik.

Som nämnts i avsnitt 2.1.2 har man t ex inte kunnat iaktta någon som helst inre förstörelse hos betongprover som lagrats ända upp till 50 år i naturlig utomhusmiljö och i rumsklimat; hållfastheten har i stort sett ökat hela tiden.

Inte heller har författare som analyserat antika bruk - avsnitt 2.1.1 - rapporterat om inre förstörelse trots att bruken har genomgått viss strukturförändring.

Sprickbildning p g a ballastreaktioner inne i betongen är ytterst osannolik om sådan ballast som kan reagera kemiskt med cementpastan helt undviks, se avsnitt 1.1.3 och 2.2.3.

Beträffande sprickbildning förorsakad av kemiska reaktioner, se avsnitt 4.5.

Temperaturen förutsätts vara konstant $\approx +40^{\circ}\text{C}$ under större delen av fyllningsskedet för att mot slutet successivt stiga upp till $+60^{\circ}\text{C}$ å $+70^{\circ}\text{C}$ som utgör temperaturen i "förvaringsskedet". Denna temperaturstegring är så extremt långsam att

de spänningar som utbildas mellan ballastkorn och cementpasta p g a olikheter i temperaturutvidningskoefficient med säkerhet relaxeras innan sprickbildning sker. Risken reduceras ytterligare genom lämpligt val av ballast, se avsnitt 1.1.5.7.

Approximativt antas att omgivande berg och anslutande betongkonstruktioner alltid har samma temperatur. Om bergets längdutvidningskoefficient är lägre än betongens, vilket är mycket troligt - se 1.1.5.7 - kommer därför betongen att utsättas för tryck från omgivande berg; man får på så sätt en självtätningseffekt och ingen risk för sprickbildning mellan berg och betong.¹⁾

Under förutsättning av att betongen ständigt hålls fuktig kan ej någon uttorkningskrympning och därav föranledd sprickbildning inträffa. I stället kommer betongen att få en fuktsvällning som efter 3 år kan vara av storleksordningen 0,1 ‰ och extrapolerat till 100 år av storleksordningen 0,15 ‰, se avsnitt 1.1.5.6. Denna svällning ger också upphov till tryckspänningar i betongen och bidrar därmed till självtätningseffekten mellan berg och betong.

Krypdeformationer p g a betongens egentyngd blir små. Vid en konstruktionshöjd av 6 m blir medeltryckspänningen 0,07 MPa. Krypdeformationen blir då efter 100 år vid aktuell temperatur ungefär 0,02 ‰, se BILAGA 1. Denna rörelse är således betydligt mindre än fuktsvällningen. Tidsförloppet för dessa båda processer är dessutom ungefär detsamma. Krypdeformationer av egenvikt bör därför inte medföra någon sprickbildning mellan berg och betong eller inom betongen själv.

1) I verkligheten är berget förhindrat att röra sig fritt, varför dess utvidning blir mindre än den som motsvarar fri rörelse. Detta ger emellertid ett ytterligare bidrag till trycket mellan berg och betong.

Andra tänkbara belastningar på betongkonstruktioner utgör ensidigt vattentryck och "jordtryck" från bentonitfyllningar. I BILAGA 1 genomförs en beräkning av en 6 m hög vägg av 1 m tjocklek utsatt för 6 m vattentryck. Motsvarande böjkrypning efter 100 år är $\approx 0,15 \text{ } ^\circ/\text{oo}$. Denna krypning sker också med ungefär samma tidsförlopp som svällningen av fukt och temperatur. Inte heller denna belastning torde därför medföra risk för att sprickor skall uppstå i betongkonstruktionen. Vid mycket stora ensidiga vattentryck och tunna väggar kan dock krypningen bli så stor att förbandet mellan berg och betong upphävs på en viss sträcka varvid tätheten reduceras. En avsevärd dragtöjning torde dock kunna upptas utan att sprickor sker genom att rörelsen är ytterst långsam och dragspänningar i betongen och i vidhäftningszonen mellan berg och betong därför hinner relaxeras. För att undvika risker för sprickor p g a krypning bör vattentrycken hållas på låg nivå.

De ytterst långsamma rörelserna medför med största säkerhet att samtliga spänningar p g a tvångsdeformationer - temperaturrörelser, fuktsvällningar, krypningar - är så gott som fullständigt relaxerade vid fyllningsskedets slut. Betongen kan därför i detta skede antas ansluta spänningslöst till berget. Sprickbildning mellan berg och betong initierade av rörelser hos betongen är osannolik i detta stadium; sprickor förorsakade av av kemiskt angrepp behandlas i avsnitt 4.5.

Om betongen inte hålls fuktig kommer fuktsvällningen att utebli och betongen kommer att krympa. Vid tjocka konstruktioner och hög betongkvalitet kommer medelkrypningen att bli liten ännu efter 100 år, se FIG 20. Vid 80% relativ fuktighet hos omgivningen, 2 m tjocklek hos konstruktionen

och vattencementtal 0,40 är dock den maximala medelkrympningen så pass stor som $\approx 0,04$ ‰ vid $+20^{\circ}\text{C}$ och $\approx 0,2$ ‰ vid $+60^{\circ}\text{C}$, se avsnitt 2.3.1.4. Denna krympning medför antingen dragspänningar i betongen eller sprickbildning, t ex mellan berg och betong.

Även om dragspänningarna kan relaxeras utan att genomgående sprickbildning sker innebär dock en uttorkning alltid en uppsprickning av ytskikten. Därvid minskar betongytans täthet avsevärt, se avsnitt 1.1.2.6. Följden blir minskad täthet hos hela konstruktionen, minskad kemisk beständighet och ökad risk för armeringskorrosion.

Konstruktioner som skall ha hög grad av beständighet och täthet skall därför hållas fuktiga under hela fyllningsskedet.

Om betongkonstruktioner utsätts för ensidigt övertryck p g a fuktsvallande betonitfyllning så att dragspänningar uppkommer i konstruktionen kan sprickbildning uppstå. En sådan deformation är nämligen med säkerhet så snabb att nämnvärd relaxation ej kan uppträda. Detta lastfall bör överhuvudtaget undvikas om man önskar god beständighet eftersom det innebär att ena sidan av betongen under en viss tid ej varit fuktmättad.

Under fyllningsskedet bör konstruktionerna hela tiden övervakas och eventuella sprickor tätas genom injektering med cementpasta.

4.3.3 Slutliga förvaringsskedet

Under det utomordentligt långa förvaringsskedet måste man räkna med att den kristallomvandling

som diskuteras i avsnitt 2.2.1.2 helt eller delvis kan inträffa. Därvid uppstår vid total omvandling en porositetsökning av upp till $\approx 10\%$ av cementpastevolymen dvs upp till 3 å 3,5% av betongvolymen hos en betong med hög kvalitet.

Huruvida denna porositetsökning uppstår som en verklig porositetsökning, dvs som en ökning av porvolymen lokalt i pastan, eller som en uppsprickning av betongen är omöjligt att veta. Den kemiska processen går naturligtvis oerhört långsamt. Det förefaller trots detta osannolikt att de eventuella inre dragspänningar som möjligen uppstår som en följd av kristallomvandlingen skulle kunna relaxeras fullständigt. Den erforderliga linjära töjbarheten för att sprickor skall undvikas är nämligen $\approx 1\%$ vid fullständig kristallomvandling. Vid korttidsbelastning är emellertid en betongs töjbarhet enbart $\approx 0,01\%$. Erforderligt krytpal för total relaxation är därför av storleksordningen 100. Kända data över vattenmättad betongs krypning vid rumstemperatur antyder normala krytpal av ≈ 10 efter 100.000 år om korttidskrypningar extrapoleras. Vid förhöjd temperatur kan detta värde högst 2 å 3-dubblas, se avsnitt 1.1.56. I verkligheten torde krypningen bli mindre än extrapolerade värden p g a att kristallomvandlingen ger en grövre och därmed mindre krypbenägen struktur.

Det är å andra sidan minst lika tänkbart att den utomordentligt långsamma kristallomvandlingen sker utan att inre spänningar uppstår. I så fall fås enbart en något mera porös struktur. Porerna kan dessutom förväntas bli grövre än i icke omvandlad cementpasta.

Om kristallomvandlingen sker under sprickbildning torde p g a den långsamma processen sprickorna uppstå lokalt inne i de enskilda "cementpastermembranen" som är belägna mellan ballastkornen, se FIG 1. Medelavståndet mellan sprickorna blir på så sätt litet, kanske maximalt av samma storleksordning som avståndet mellan enskilda ballastkorn, vilket medför en sprickvidd av ungefär 5 μm .

Det är dock lika tänkbart att sprickavståndet bestäms av avståndet mellan de största strukturerenheterna i cementpastan nämligen storleken hos de ursprungliga cementkornen. I så fall blir genomsnittliga sprickvidden av storleksordningen 0,1 μm . Sprickorna blir i detta fall i stort sett ekvivalenta med en ökad lokal porositet.

Dessa sprickor torde inte kunna självläka eftersom allt cement har hydratiserat och den fria kalken kan ha förbrukats vid rekristallisationen.

Man kan också tänka sig att porositetsökningen vid rekristallisationen helt eller delvis kompenseras av en total volymkrympning hos hela betongkonstruktionen. I så fall uppstår hålrum mellan den ospruckna betongen och anslutande konstruktionsdel, t ex berg. Dessa hålrum kan i så fall bli mycket stora.

Sammanfattningsvis gäller att det är utomordentligt svårt att uttala sig med säkerhet om såväl graden av strukturomvandling under förvarings-skedet som effekten därav på sprickbildning.

Temperaturen börjar avta efter ≈ 500 år för att efter mycket lång tid nå ett slutvärde av $\approx 30^{\circ}\text{C}$.

Total avsvälning blir därför ≈ 30 å 40°C .

P g a den långsamma temperatursänkningen antas berget och betongens temperatur följas åt.¹⁾ Vid avsvälningen uppstår därför en differentiell rörelse vars storlek beror på skillnaden mellan bergets och betongens längdutvidgningskoefficienter. Denna torde maximalt utgöra $\approx 3 \cdot 10^{-6}$ - se avsnitt 1.1.5.7 - varför den totala differentiella rörelsen blir av storleksordningen $30 \cdot 3 \cdot 10^{-6}$ å $40 \cdot 3 \cdot 10^{-6}$ dvs $0,09^{\circ}/\text{oo}$ å $0,12^{\circ}/\text{oo}$.

Denna rörelse är av samma storleksordning, som icke åldrad betongs brottöjning vid korttidsbelastning. Eftersom tidsförloppet här är utomordentligt långsamt torde emellertid de spänningar, som föranleds av avsvälningen kunna helt relaxeras så att sprickbildning ej sker även om en viss minskning av relaxationsförmågan kan förväntas som en följd av eventuell strukturförändring i den åldrade betongen.

Om vidhäftning mot berget saknas, vilket måste förutsättas bl a på grund av kemiskt angrepp, kommer den differentiella temperaturrörelsen att ge upphov till en öppning mellan berg och betong av den storleksordning som anges ovan. För att skapa en god kontakt mot berget och därigenom överföra den termiska krympningen till töjningar i betongen bör t ex betongen kunna förankras rent mekaniskt på det sätt som antyds i FIG 50. Ståldubbar kommer troligen att korrodera snabbt.

Krypningen torde vara mycket liten under förvaringsskedet eftersom spänningarna nu enbart förorsakas av egenvikt hos betongen; jfr fyllningsskedet ovan. Ensidiga belastningar av vatten och jord av en sådan storleksordning att krypning skulle

1) Se dock fotnot sid 83.

inträffa är ytterligt osannolika. Några sprickor inducerade av krypning kan därför inte förväntas.

Förkastningar ; sprickbildning i omgivande berg

Om sprickbildning sker i omgivande berg t ex som en följd av en förkastning eller annan förskjutning kan man inte förvänta sig att betongen skall förbli opåverkad; med stor säkerhet kommer sprickan i berget även att fortplanta sig genom betongen. Rent generellt kan man emellertid säga att betong även i åldrat stadium inte torde vara mera sprickbenägen än normala bergarter. I icke åldrat tillstånd är betongs brottbeteende betydligt mera segt än normala bergarters.

4.4 Täthet

4.4.1 Uppfyllnings- och inspektionsskedet

Om betongen hålls fuktig torde ingen sprickbildning p g a tvångsdeformationer inträffa under det ≈100 år långa fyllningsskedet, se punkt 4.3.

Eventuella kemiska angrepp kommer i huvudsak att beröra betongens ytor intill ett visst djup. Partier innanför det förstörda ytskiktet kan förmodas vara intakta, se punkt 4.5.

Spontan strukturomvandling kan eventuellt påbörjas under fyllningsskedet. Man kan därför i första hand förvänta sig en viss förgrovning av porstrukturen men knappast en uppsprickning av den inre strukturen, se punkter 4.2 och 4.3.

Om ingen strukturell förändring antas ha skett bör betongens permeabilitet under fyllningsskedet motsvara permeabiliteten hos en mycket

välhärdad aldrig uttorkad betong. För en hög-kvalitativ betong med tät ballast är därför ett maximalt värde på permeabilitetskoefficienten enligt BILAGA 2, punkt a).

$$B < 10^{-12} \text{ (s)} \quad 1)$$

$$K < 10^{-9} \text{ cm/s} = 10^{-11} \text{ m/s.}$$

Dessa värden baserar sig på mätningar för en betong som är 60 dygn gammal. För mera välhärdade betonger torde permeabilitetskoefficienterna bli lägre; jfr cementpastorna i FIG 19.

En strukturell förändring antas enbart innebära en förgrovning av porstrukturer; jfr avsnitt 2.2.1. Det antas mycket grovt att samtliga porer får en storlek som motsvarar de grövsta kapillärporer som finns i en välhärdad cementpasta.

En permeabilitetsberäkning som genomförs i BILAGA 2, punkt b visar då att den strukturomvandlande betongens permeabilitetskoefficienter blir

$$B \approx 10^{-10} \text{ (s)}$$

eller

$$K \approx 10^{-7} \text{ cm/s} = 10^{-9} \text{ m/s}$$

Strukturomvandlingen skulle alltså med detta för-
enklade betraktelsesätt medföra att betongens
permeabilitet ökas med två 10-potenser medan
pastans permeabilitet skulle öka med inte mindre
än ungefär sex 10-potenser. Denna stora förändring
hos pastan antyder att beräkningen troligen över-
driver permeabilitetsökningen.

1) Permeabilitetskoefficienten B definieras i avsnitt 1.1.2.6. B uttrycker strömningen i $\text{kg/s} \cdot \text{m}^2 \cdot \text{Pa/m}$. Permeabilitetskoefficienten K uttrycker strömningen i den vanliga sorten $\text{cm}^3/\text{s} \cdot \text{cm}^2 \cdot (\text{cmvp})/\text{cm}$ eller alternativt $\text{m}^3/3 \cdot \text{m}^2 \cdot (\text{m vp})/\text{m}$

Om det p g a kemiskt angrepp uppstår eroderade och spruckna partier, t ex mellan berg och betong, kan själva konstruktionens tätande förmåga bli starkt nedsatt.

4.4.2 Slutliga förvaringsskedet

Under förvaringsskedet måste man räkna med att en successivt fortgående strukturförändring och rekristallisation kan uppstå inne i cementpastan. I det mest allvarliga fallet kan man förvänta en porositetsökning av ungefär 10% hos pastan. Som diskuterats i avsnitt 4.3 är det mycket svårt att veta om denna porositetsökning uppstår i form av sprickbildning eller i form av en ökning av de lokala små porvolymerna.

Om sprickor uppstår är det viktigt att p g a det oerhört långsamma tidsförloppet i första hand anta att de fördelas tätt över hela strukturen. För beräkning av ett extremvärde på permeabilitet antas därför att den åldrade cementpastan kan beskrivas som ett granulärt material där granulerernas storlek motsvarar storleken hos de ursprungliga ohydratiserade cementkornen. En permeabilitetsberäkning som genomförs i BILAGA 2 ger då följande värden på den åldrade betongens permeabilitetskoefficienter:

$$B \approx 10^{-8} \text{ s}$$

eller

$$K \approx 10^{-5} \text{ cm/s} = 10^{-7} \text{ m/s}$$

Dessa värden motsvarar i stort sett de permeabiliteter som uppmätts vid vattenströmning genom färsk cementpasta, Powers et al, 1954/55.

Kemiskt angrepp kan liksom under uppfyllnings-
skedet medföra genomgående starkt porösa partier
t ex vid anslutning mellan berg och betong. Kon-
struktionens täthet blir då starkt nedsatt. Det-
samma gäller om sprickor uppstår som en följd av
förskjutningar i omgivande berg.

Vid bedömningen av tätheten ovan har det förut-
satts att ingen självtätning kan uppstå i betongen.
Eftersom denna är helt omgiven av bentonit kan
det dock tänkas att denna transporteras in i
sprickor och grövre porer och därmed bidrar till
betongens täthet.

4.5 Förändring p g a kemiskt angrepp

4.5.1 Inledning

De normer och föreskrifter som man i lika länder utfärdat som vägledning vid bedömning av olika mediars aggressivitet mot betong hänför sig till beständighetskrav motsvarande normala livslängder för konstruktioner på 30-100 år. Man kan därför inte utgå ifrån att dessa föreskrifter är tillämpliga vid tidrymder på 1000-10 000 år. Möjligheten att göra uttalanden om vad som kommer att hända på så lång sikt måste därför grunda sig på kunskap om förstörelsemekanismerna och kinetiken hos varje enskilt aggressivt ämnes reaktion med cementpastans. I fallet med sulfat- och havsvattenangreppen föreligger ingen enighet bland expertisen , och inte heller i fråga om övriga angreppsformer är mekanismerna kända i detalj. Härtill kommer eventuellt hittills okända skadeorsaker som man inte haft kännning av under de normalt förekommande tidrymderna men som kan göra sig gällande på lång sikt.

I denna situation blir en bedömning på lång sikt grundad enbart på cementets beständighetsegenskaper under normala tidrymder omöjlig. Den enda framkomliga vägen synes därför bli att bedöma konstruktionens varaktighet på basis av rimliga förutsättningar om omsättningsgraden av de riskabla substanserna. För att kunna genomföra detta görs därför vissa förutsättningar om bergets täthet och det angripande vattnets sammansättning.

4.5.2 Uppfyllnings- och inspektionsskedet

Under denna tidpunkt är anläggningen dränerad och därför föreligger troligen en större tryckgradient

än under det senare skedet. Detta kan givetvis medföra skadeverkan men då det under detta skede föreligger möjligheter till inspektion och reparation bedöms denna svårighet vara överkomlig. Man vet även hur man i praktiken skall skydda betongen mot förstöring under en så begränsad tidrymd.

4.5.3 Slutliga förvaringsskedet

De kemiska förstörelseformer som har beaktats är sulfatangrepp, kalklösande angrepp och basutbyte med magnesium. Alla dessa angreppsformer kan vara aktuella i den diskuterade miljön. De aggressiva ämnenas transport fram till betongen antas ske antingen genom diffusion genom stillastående vatten i bergets porer eller genom vätskeströmning orsakat av en tryckgradient men i frånvaro av diffusion. Dessa transportsätt kan betraktas som två huvudtyper - i verkligheten föreligger båda i kombination men i sådant fall blir beräkningarna svår genomförbara.

I diffusionfallet betraktas en förenklad modell enligt vilken man beräknar hur mycket av de olika aggressiva ämnena som diffunderar in i ett sfäriskt hål i berget som är utfyllt med betong. Det har antagits att dessa ämnen förstör betongsfären skiktvis och tjockleken för det förstörda skiktet har uppskattats med hjälp av diffusionsteorin. Strömningsfallet har behandlats en-dimensionellt på analogt sätt och detaljberäkningarna är sammanställda i BILAGA 5.

Det är väsentligt att påpeka att de där gjorda beräkningarna grundar sig på data för enbart berget och inte för betongen. Dennas yttre skikt har ju förstörts och erbjuder därför ett lägre diffusionsmotstånd som har helt försumrats,

vilket gör att förstörelsedjupet såtillvida beräknats konservativt.

Beräkningarna av förstörelsedjupet i betongen p g a indiffunderande sulfat är baserat på att sulfat binds till en däremot svarande mängd aluminater. Detta betyder att ett aluminatrikt cement skulle ge ett något gynnsammare resultat än en aluminatfattig vilket är stötande då man vet att det är den senare som visar den största sulfatbeständigheten. Räkningarna har emellertid måst utföras på detta sätt eftersom kunskapen om mekanismerna vid sulfatangreppet ännu ej kan anses helt klarlagda i sådan utsträckning att en långtidsprognos baserad på cementegenskaperna kunnat göras. Beräkningsmodellen är således absurd, som påpekats i BILAGA 5, men ger värden på säkra sidan i denna uppskattning av storleksordningen.

Resultaten från BILAGA 5 visar att angreppsdjupet vid diffusionstransport kan bli störst i sulfatfallet. Om erfarenheter från normala tidrymder kan extrapoleras blir det inget angrepp alls, men skulle så bli fallet kommer angreppsdjupet i ogynnsamma fall att begränsas till ca 100 mm efter 1000 år och 500 mm efter 10 000 år. För kalkurlakning blir motsvarande värden 5 resp. 15 mm och samma storleksordning kan väntas i fallet med basutbyte med havsvattnets magnesiuminnehåll. Beräkningarna förutsätter Östersjövatten och att bergets porositet är låg ($< 0,5 \%$).

I strömningsfallet erhålls för sulfatangreppet värden på 70 resp 700 mm per mmvp/m tryckgradient och i fallet med kalkurlakning fås 2 resp 15 mm per mmvp/m och samma i basutbytesfallet. Beräkningarna förutsätter Östersjövatten och att bergets permeabilitet är högst 10^{-9} s (10^{-6} cm/s).

Betydelsen av dessa angreppsdjup hänför sig till var i konstruktionen de uppträder. I regel kan nog denna utformas så att den bärande funktionen inte behöver gå förlorad men man kan inte garantera att betongen kan upprätthålla en tätande funktion i kontakten med bergväggen.

4.6 Strålningsangrepp

Om den totala strålningsdosen understiger $\approx 1 \cdot 10^{19}$ n/cm² vid neutronstrålning och $\approx 2 \cdot 10^{11}$ rad vid gammastrålning är risken för förändringar hos betong mycket liten, se avsnitt 2.3.5.

4.7 Hållfasthet

4.7.1 Uppfyllnings- och inspektionsskedet

Den spontana strukturförändring, som möjligen kan påbörjas under fyllningsskedet kommer med mycket stor säkerhet inte att leda till någon betydelsefull nedgång i hållfastheten. Detta styrks av de långtidsförsök vid vilka tryckhållfastheten i stort sett har varit i ständigt stigande under 50 år, se avsnitt 2.1.2.

Hos sådana delar av betongen som utsätts för kemiskt angrepp t ex kalkurlakning eller sulfatangrepp torde ingen hållfasthet kvarstå.

4.7.2 Slutliga förvaringsskedet

En eventuell strukturförändring kan enligt avsnitt 2.2.1.2 medföra att en högkvalitativ cementpastas porositet ökar med upp till 10%. Man måste därför räkna med en hållfasthetsförlust hos själva cementpastan av $\approx 45\%$, se BILAGA 3 (a). Eftersom utgångshållfastheterna är mycket höga blir emellertid hållfastheterna höga även efter åldring.

Betongens hållfasthet efter åldring är åtminstone 30% av korttidshållfastheten hos icke åldrad betong.

Vid beräkningen av detta värde har hänsyn tagits till porositetsökning p g a den eventuella strukturomvandlingen, till att vidhäftning mellan ballast och cementpasta har helt upphävts och till att hållfastheten vid långvarig last är betydligt lägre än vid korttidslast. Beräkningen genomförs i BILAGA 3 b).

Vid beräkningen har det antagits att den fasta fasens hållfasthet är oförändrad efter åldring. Detta är ett rimligt antagande eftersom den icke åldrade betongens hållfasthet i huvudsak byggs upp av svaga van-der-Waal krafter mellan enskilda gelpartiklar. Efter strukturomvandling och kristalltillväxt bör bindningarna i stor utsträckning ha överförts till starkare primära typer.

Betong som utsatts för kemiskt angrepp förutsätts helt sakna hållfasthet.

4.8 Armeringskorrosion

Se avsnitt 2.3.6.

4.8.1 Uppfyllnings- och inspektionsskedet

Om betongkonstruktionerna hålls ständigt fuktiga så att sprickbildning p g a uttorkningskrympning undviks och karbonatiseringshastigheten hålls låg torde risken för att armeringskorrosion skall initieras inom 100 år från tillverkningen vara mycket liten. Detta förutsätter dock att armeringen täcks med betong till ett djup av åtminstone 40 å 50 mm.

Vid förekomst av vissa korrosionsinitierande joner - främst Cl^{-1} - kan korrosion initieras tidigare. Om betongen hålls fuktmättad blir

dock korrosionshastigheten p g a den långsamma syrgasdiffusionen in till stålet så liten att den inte bör medföra skador.

Om betongytorna tillåts torka ur kan allvarlig korrosion däremot inträffa framförallt om vidden hos de sprickor som uppstår blir större än $\approx 0,1$ mm. Samma sak gäller om sprickor p g a last t ex svällande betonitfyllning uppstår.

Sådana partier av betongen som förstörts p g a eventuellt kemiskt angrepp kan inte förväntas skydda armeringen mot korrosion. Vid dimensionering av täckande betongskikt måste därför hänsyn tas till eventuell nedbrytning av betongen.

Inverkan av strålning på korrosionsprocessen har inte beaktats ovan.

4.8.2 Slutliga förvaringsskedet

Under det mycket långa förvaringsskedet måste man anta att all armering kommer att korrodera. För att förlänga brukstiden hos betongkonstruktionen bör man utforma denna på ett sådant sätt att den kan fungera trots att täckskikten eventuellt sprängs loss varvid betongtvärsnittens mått minskar.

Armering av rostfritt stål kan användas. Huruvida armeringens brukstid därvid förlängs kan vi dock ej uttala oss om utan hänvisar till korrosions-expertis.

4.9 Allmänna synpunkter på val av betong och arbetsutförande

Stora krav måste ställas på betongsammansättningen. Alla delmaterial - cement, sten, grus - måste väljas

på grundval av noggrann provning.

På basis av dagens kunskap kan följande principiella rekommendationer uppställas:

- o Cementet bör vara av långsamhårdnande typ med relativt hög C_2S -halt. Därvid reduceras risken för termiska sprickor vid tillverkningen. Långtidshållfastheten och beständigheten tenderar också att bli högre vid denna typ av cement, avsnitt 2.1.
- o Ballasten måste ha hög hållfasthet och en permeabilitet som är minst lika låg som den hårdnade pastans, avsnitt 1.1.3.
- o Ballastens längdutvidgningskoefficient bör anpassas efter cementpastans så att termiska sprickor undviks, avsnitt 1.1.5.7.
- o Ballasten måste helt sakna sådana mineral som reagerar mot cementpasta under bildande av skadliga produkter, avsnitt 1.1.3 och 2.2.3.
- o Ballasten bör ha hög affinitet till cementpastan så att vidhäftningen mellan ballast och pasta blir hög, avsnitt 1.1.3
- o Cementpastahalten skall väljas så låg som möjligt. Det är i första hand pastan som påverkas av yttre miljöfaktorer. Genom att reducera dess mängd ökar därför betongens beständighet. Pastahalten får dock inte reduceras så långt att betongen inte kan bearbetas på ett fullgott sätt, avsnitt 1.1.5.2.
- o Vattencementtalet skall helst ligga i nivån 0,40 och ej göras högre än 0,50. Därvid är vattentätheten och därmed den kemiska beständigheten god, avsnitt 1.1.2.6.
- o Vattenseparation skall reduceras till ett absolut minimum genom att vct görs lågt och/eller filler tillsätts, se avsnitt 1.1.4. Vattenreducerande

tillsatsmedel kan eventuellt användas, se dock nedan.

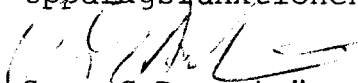
- o Betongmassans separation skall reduceras genom att ballastgraderingen och konsistensen väljs på ett riktigt sätt.
- o Tillsatsmedel bör undvikas om man inte exakt vet hur de påverkar cementpastans struktur och långtidsegenskaper.
- o Betongmassans sammansättning måste kontrolleras mycket noga vad avser vct, ballasthalt, vatten-separation, stabilitet etc.

Stora krav måste också uppställas på tillverkningen av betongkonstruktionen t ex

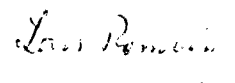
- o Sprickor p g a avsvälning måste helt förhindras.
- o Sådana fogar som skall vara täta t ex fogar mellan betong och berg måste utformas och utföras ytterst noggrant så att de i princip blir lika täta som betongmassan.
- o Konstruktionerna måste helt förhindras att uttorka ända från gjuttillfället och allt framgent.
- o Det uppnådda resultatet hos betong och fogar bör kontrolleras genom uttagning av borrhärdar som provas med avseende på hållfasthet, porositet och täthet samt genom bestämning av läget för speciellt viktig armering.
- o Betongkonstruktionernas rörelser borde mätas och eventuella sprickor kartläggas noggrant.

Stockholm den 22 juni 1977

CEMENT- OCH BETONGINSTITUTET
Uppdragsfunktionen


Sven G Bergström


Göran Fagerlund


Lars Rombén

LITTERATUR

- K M Alexander - J Wardlaw - D J Gilbert, 1968: Aggregate-cement bond, cement paste strength and the strength of concrete. Int. Conf. on the structure of concrete, London, Sept 1965. Proc. Cem & Concr Ass, London, 1968, pp 59-81.
- B1, 1960. Statliga cementbestämmelser.
- B5, 1973. Statliga betongbestämmelser.
- Z P Bažant - E Osman, 1975: On the choice of creep function for standard recommendations on practical analysis of structures. Cem & Concr Res V5, 1975, pp 119-138.
- C Berwanger - A F Sarkar, 1973: Effect of temperature and age on thermal expansion and modulus of elasticity of concrete. ACI Publ SP-39. Behaviour of concrete under temperature extremes. Detroit 1973.
- J Bhargava, 1971: Application of some nuclear and radiographic methods on concrete. Matériaux et Constructions, Vol 4, No 22, 1971.
- I Biczkó, 1972: Concrete corrosion, concrete protection. Akadémia Kiadó, Budapest 1972.
- W H Bray - E J Sellevold, 1973: Water sorption properties of hardened cement paste dried or stored at elevated temperatures. Cem & Concr Res, Vol 3, 1973, pp 223-281.
- P Bredsdorff - G M Idorn - N Munk-Plum - E Poulsen, 1960: Chemical reactions involving aggregate. Proc 4th Int Symp on the Chemistry of Cement, Vol II, Washington DC, 1960, pp 749-783.
- Building Research Establishment, 1975. Digest 174.
- F Buö, 1973: Sprickbildning i betongväggar till följd av cementets hydratationsutveckling. Nordisk Betong 2:1973, pp 12-19.
- J R Clifton - R G Mathey, 1971. Build Science Ser 36, U S Dept Commerce, Nat Bur of Standards, USA, 1971.
- H S Davis, 1967: Effects of high-temperature exposure on concrete. Materials Res & Standards, Oct 1967, pp 452-459.
- R K Dhir - C M Sangha - J G L Munday, 1973: Strength and deformation properties of autogenously healed mortar. JACI, March 1973, pp 231-236.

- S Diamond, 1975: A review of alkali-silica reaction and expansion mechanism. Part 1: Cement and Concrete Research, Vol 5, 1975, pp 329-346.
- Å Eriksson - O Pettersson, 1971: Cement- och betongkemi, CBI 1971.
- G Fagerlund, 1975: Ballastens funktion i betong. Kompendium "Ballastdagar" 21-22 jan 1975, Stockholm. Svenska Gruvföreningen.
- G Fagerlund, 1976: Cementpastans och betongens struktur och uppbyggnad. Ingår i "Fukt i betong", CBI Kursverksamheten, Stockholm 1976.
- H G Geymayer, 1970: The effect of temperature on creep of concrete: a literature review. US Army Eng Exp Stat, Vicksburg, Miss. Misc. papers C-70-1.
- O E Gjølrv, 1968: Durability of reinforced concrete wharves in Norwegian harbours. Ingeniørsforlaget A/S Oslo 1968.
- O E Gjølrv - Ø Vennerland - A H S El-Busaidy, 1976: Diffusion of dissolved oxygen through concrete. NACE, Corrosion 76, Houston, Texas, 1976, 13 pp.
- Å Grudemo, 1975: Strength vs structure in cement paste. CBI Reports 13:75.
- Å Grudemo, privat meddelande, CBI 1977.
- T Hagerman - H Roosaar, 1955: Kismineralers skadeinverkan på betong. Betong 1955:2, s 151-161.
- T C Hansen, 1960: Creep and stress relaxation of concrete. CBI Proc No 31, 1960.
- W C Hansen, 1965: Twenty-year report on the long-time study of cement performance in concrete. Res. and Devel. Labs of PCA. Res. Dept Bull 175, 1965.
- R L'Hermite, 1962: Volume changes of concrete. Proc. 4th Int. Symp. on the Chemistry of Cement, Vol II, Washington DC, 1960, pp 659-694.
- H K Hilsdorf - J Kropp - H-J Kropp, 1976: Der Einfluss radioaktiver Strahlung auf die mechanischen Eigenschaften von Beton. Deut. Ausschuss f. Stahlbeton, Heft 261, 1976. Wilh. Ernst & Sohn, Berlin.
- P Höbeda - L Johansson, 1975: Kvalitetskriterier för grus- och makadammaterial. - En litteraturinventering. CBI Forskning 5:75.
- G M Idorn, 1967: Durability of concrete structures in Denmark. Köpenhamn 1967.

- G M Idorn, 1968: Proc 5th int symp. Chemistry of Cement, Tokyo, 1968. Part III, p. 411.
- F Keil, 1971: Zement. Springer Verlag, Berlin, 1971, p. 266.
- A Kleinlogel, 1950: Einflüsse auf Beton und Stahlbeton, Berlin 1950.
- P Klieger, 1958: Long-time study of cement performance in concrete. Chapter 10. Progress report on strength and elastic properties of concrete. Res. and Dev. Labs of the PCA. Res. Dept Bull 89, 1958.
- K R Lauer - F O Slate, 1956: Autogenous healing of cement paste. JACI, June 1956, pp 1083-1097.
- F M Lea, 1970: The chemistry of cement and concrete . Third ed. Edward Arnold Ltd, 1970.
- C W Lentz, 1966: The silicate structure analysis of hydrated portland cement paste. Highw. Res. Board, Spec. Report 90, 1966.
- H Liesche - K H Paschke, 1964: Beton in aggressiven Wässern. Verlag von Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1964.
- F W Locher, 1968: Proc. 5th Int.Symp. on the Chemistry of Cement, Tokyo, 1968, Part III, p 328.
- R Malinowski, 1977: Einige Baustoffprobleme der antiken Aquädukten. Chalmers Tekniska Högskola, avd för byggnads-material, Publ 77:2.
- W Manns, 1975: Über den Wassergehalt von Beton bei höheren Temperaturen. Beton 1:75, s 26-30.
- J C Maréchal, 1970: Contribution a l'étude des propriétés thermiques et mécaniques du béton en fonction de la température. Annales de l'Institute du Bâtiment et des Travaux Publics, Oct 1970, No 274, pp 122-146.
- O P Mchedlov-Petrosyan - I P Vyrodov - L P Papkova, 1968: Proc. 5th Int. Symp. on the Chemistry of Cement, Tokyo 1968, Part II, p 32.
- O P Mchedlov-Petrosyan - V I Babuchkin, 1974: Thermodynamics and thermochemistry of cement, The VI Int. Congress on the Chemistry of Cement, Moskva 1974.
- A Meyer - H-J Wierig - K Husmann, 1967: Karbonatisierung von Schwerbeton. Deut. Ausschuss für Stahlbeton, Heft 182. Wilh. Ernst & Sohn, Berlin 1967.

- R. Sh. Mikhail - L E Copeland - S Brunauer, 1964: Pore structures and surface areas of hardened portland cement pastes by nitrogen adsorption. Res. and Dev. Labs of the PCA, Bull 167, Skokie 1964.
- L J Mitchell, 1953: Thermal expansion tests on aggregate, neat cements and concretes. Proc. ASTM V.53, 1953, pp 963-977.
- L H Morgan, 1960: Översättning av Vitruvius. Vitruvius, the ten books of architecture. Dover Publ. Inc., New York, 1960.
- J Murata, 1965: Studies on the permeability of concrete. Bull. RILEM No 29, Dec. 1965, pp 47-54.
- A M Neville, 1975: Properties of concrete. Pitman Publ Co, London, 1975.
- L-O Nilsson, 1976: Uttorkning av betong. Inverkan av sammansättningen. Nordisk Betong 1:1976, sid 17-18.
- N Nishizawa - H Okamura, 1972: Strength and inelastic properties of concrete at elevated temperatures, Concrete for nuclear reactors, Vol I, ACI Spec Publ SP-34, 1972.
- B J F Patten, 1972: The effects of adhesive bond between coarse aggregate and mortar on the physical properties of concrete UNICIV Report No R-82. Univ. New South Wales, Kensington, Australia, Febr 1972.
- S Persson, 1977: Samband mellan ballastmaterialens ytstruktur och reaktivitet samt vidhäftning till cementpasta och asfalt. Manuskript avd Mineralteknik LuH, 1977.
- R E Philleo, 1966: The origin of strength in concrete. Highw. Res. Board, Spec. Report 90, 1966, pp 175-181.
- T C Powers - T L Brownyard, 1948: Studies of the physical properties of hardened portland cement paste. Res. Labs of the PCA, Bull 22, Chiacago, March 1948.
- T C Powers - L E Copeland - J C Hayes - H M Mann, 1954/55: Permeability of portland cement paste. Proc. Amer. Concr. Inst. 51 1954-55, pp 280-298.
- T C Powers, 1960: Physical properties of cement paste and concrete. Fourth Int. Symp. on the Chemistry of Cement, Washington DC 1960. Proc Vol II, pp 577-609. Nat. Bur. of Stand. Monograph 43, Vol II, Wash. DC 1962.
- I Prestel, 1974: Översättning av Vitruvius. "Marcus Vitruvius Pollio, zehn Bücher über Architektur", Verlag V. Koerner, Baden-Baden, 1974.

H Roosaar - E Vessby, 1962: Betongskador orsakade av kismineral i ballast. Nordisk Betong 1962:3, s 247-260.

D M Roy - G R Gouda, 1975: Optimization of strength in cement pastes. Cem and Concr Research, Vol 5, 1975, pp 153-162.

A Ruttgers - E N Vidal - S P Wing, 1935: An investigation of the permeability of mass concrete with particular reference to Boulder dam. JACI Proc V 31, pp 382-416.

H Rüsck, 1960: Researches towards a general flexural theory for structural concrete. JACI, July 1960, pp 12-

Ryshkewitch, 1953: Compression strength of porous sintered alumina and zirconia (with disc. by Duckworth). Journ. Amer. Ceram. Soc., Vol 36, 1953.

H E Schwiete - U Ludwig, 1968: Proc. 5th Int. Symp. on the Chemistry of Cement, Tokyo 1968, Part II, p 37.

P Seligman - N R Greening, 1968: *ibid*, p 179.

S P Shah - F O Slate, 1968: Internal microcracking, mortar aggregate bond and the stress-strain curve of concrete. Samma skrift som referens "Alexander et al" sid 82-92.

H G Smolczyk, 1968: Proc. 5th Int. Symp. on the Chemistry of Cement, Tokyo 1968, Part III, p 369.

R Springenschmid, 1976: Über die Dauerhaftigkeit von Bauwerken aus Beton und Stahlbeton. Zement und Beton, Heft 5, 1976, pp 224-229.

H F W Taylor, 1964: The Chemistry of Cements, Vol 1, Academic Press, London 1964.

Transport Res. Record, 1974: Cement aggregate reactions. Olika författare. Transp. Res. Record, 525, 1974.

G E Troxell - J M Raphael - R E Davis, 1958: Long time creep and shrinkage tests of plain and reinforced concrete. Proc. ASTM V 58, 1958, pp 1101-1120.

K Tuutti, 1976: Korrosion på stål i betong - en litteratursammanställning. Rapport Fo 7603. CBI, 1976.

K Tuutti, 1977: Stålets korrosionsförlopp i osprucken betong - en hypotes. Manuskript CBI, 1977.

M Vénuat, 1974: Effect of elevated temperatures and pressures on the hydration and hardening of cement. Proc 6th Int. symp. on the Chemistry of Cement, Moskva, 1974.

K Walz, 1972: Eigenschaften und Verhalten von Beton nach 29-jähriger Lagerung im Freien. Beton 2/72, s 63-69.

K Walz, 1976: Festigkeitsentwicklung von Beton bis zum Alter von 30 und 50 Jahren. Beton 3/76 s 95-98 + Beton 4/76 s 135-138.

G W Washa - K F Wendt, 1975: Fifty year properties of concrete. JACI, Jan 1975, pp 20-28.

M O Whitey, 1931: Some long time tests of concrete. JACI Proc V 27, No 6, Feb 1931, pp 547-582.

M O Whitey - K F Wendt, 1943: Some long time tests of concrete. JACI Proc V 39, No 4, Feb 1943, pp 221-240.

M O Whitey, 1961: Fifty year compression tests of concrete. JACI Proc. V 58, No 6, Dec 1961, pp 695-712.

D N Winslow - S Diamond, 1970: A mercury porosimetry study of the evolution of porosity in portland cement paste. Journal of Materials 5, No 3, 1970, pp 564-584.

Betong ~20 x förstoring

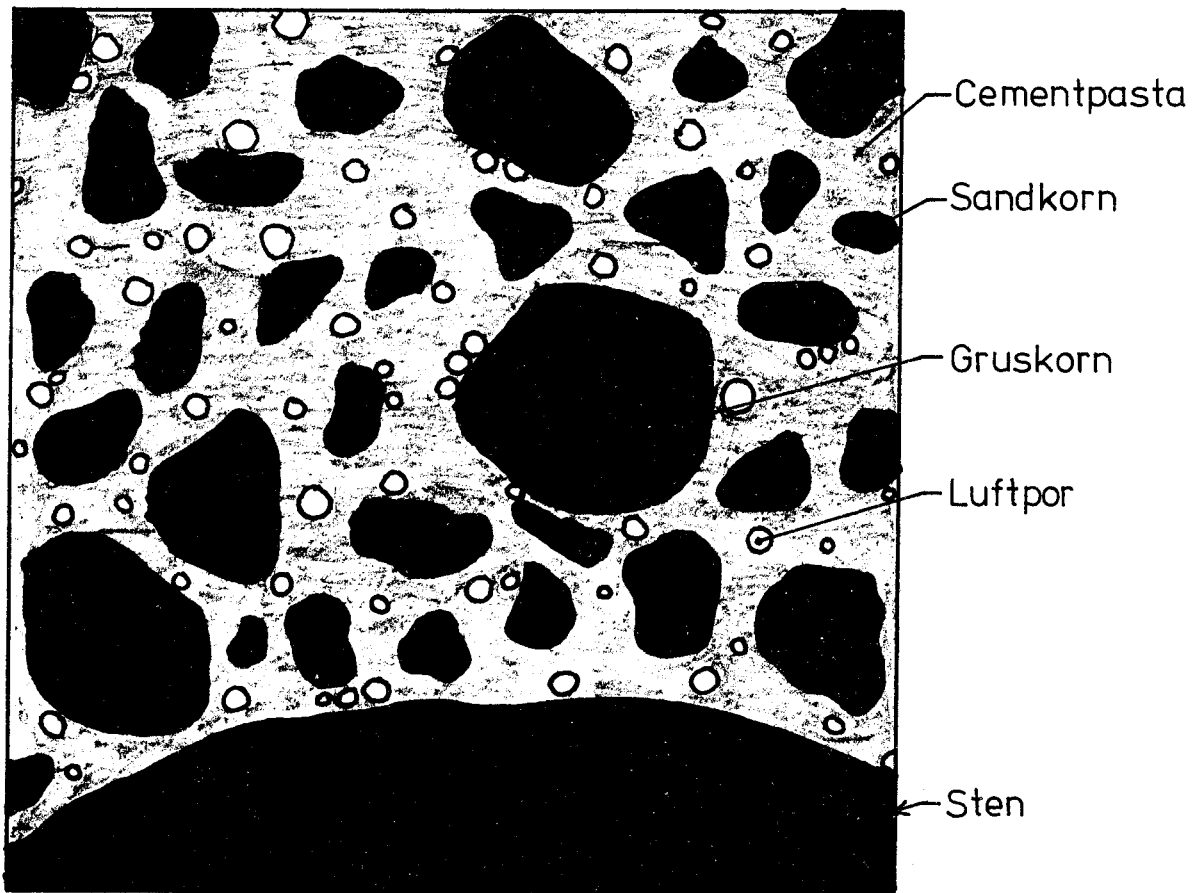


FIG 1. Schematisk bild av betong.

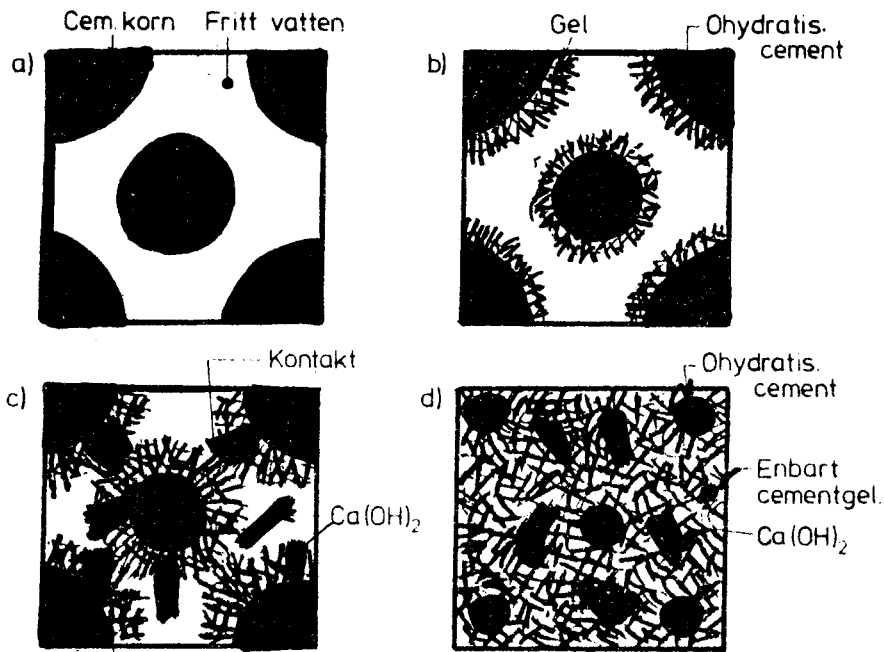


FIG 2. Schematisk bild av den strukturella uppbyggnaden hos cementpasta med vct < 0,39.
 a) vid blandning
 b) efter någon minut
 c) vid bindning
 d) maximal hydratation

Cementpasta ~1000 × förstoring

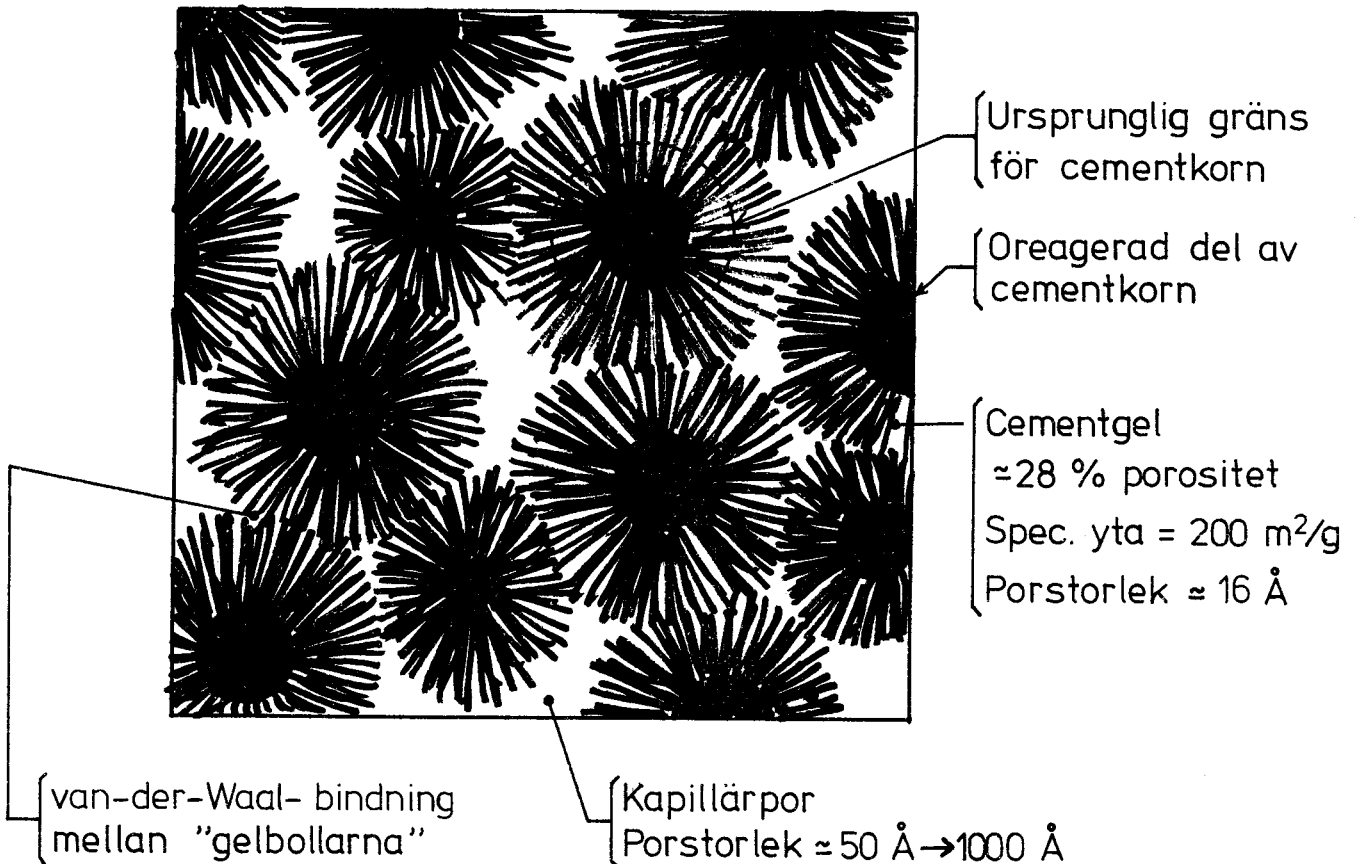


FIG 3. Schematisk bild av strukturen hos en cementpasta med vct > 0,39.

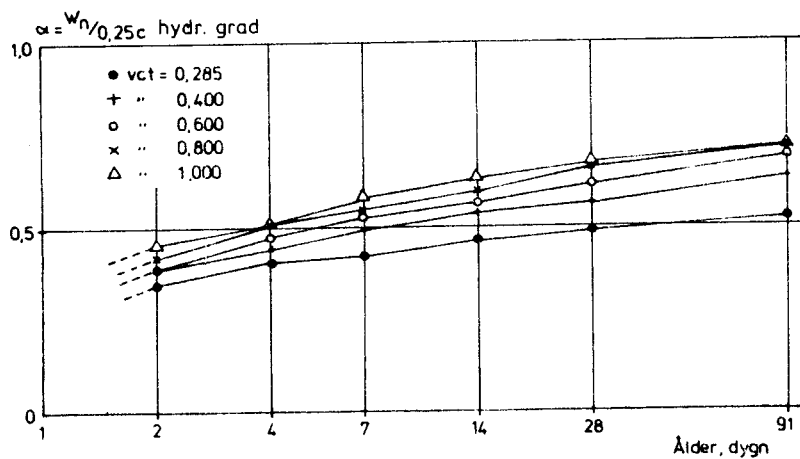


FIG 4. Utveckling av hydratationsgrad, Limhamn Stå.

P och α

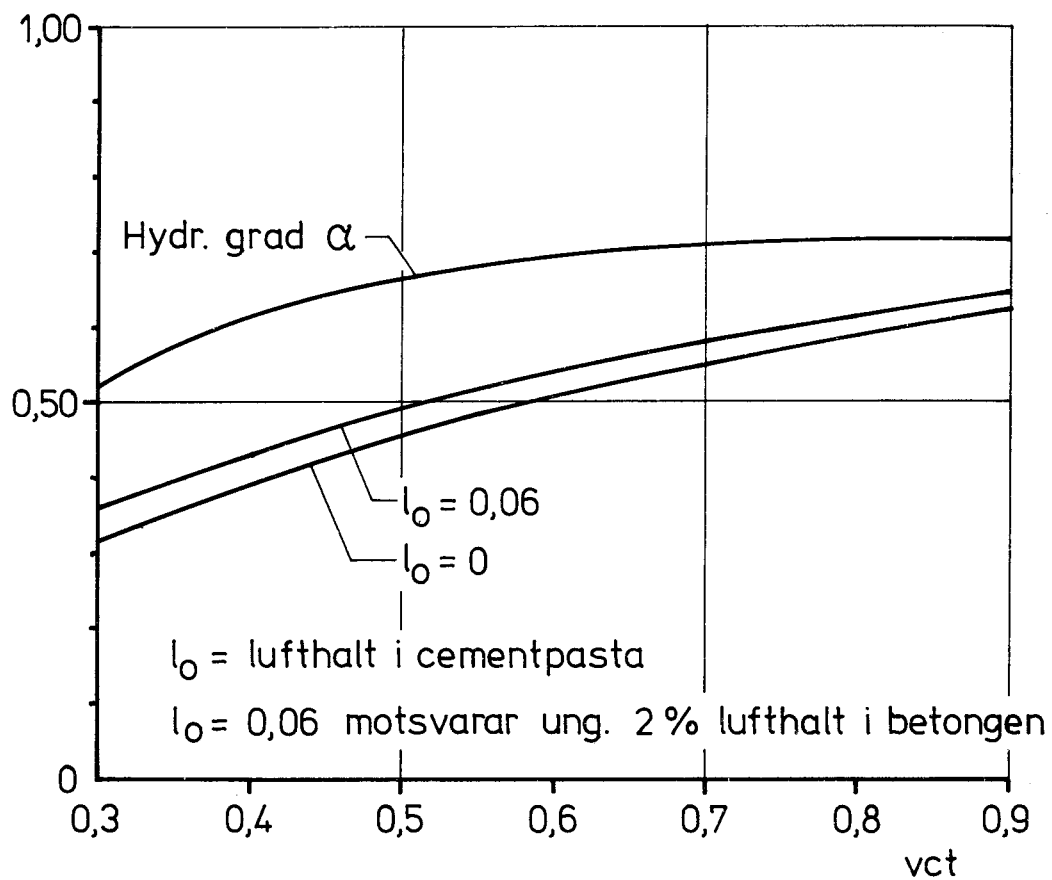


FIG 5. Cementpastas porositet - ekv (4) - vid 3 månaders ålder (α från FIG 4).

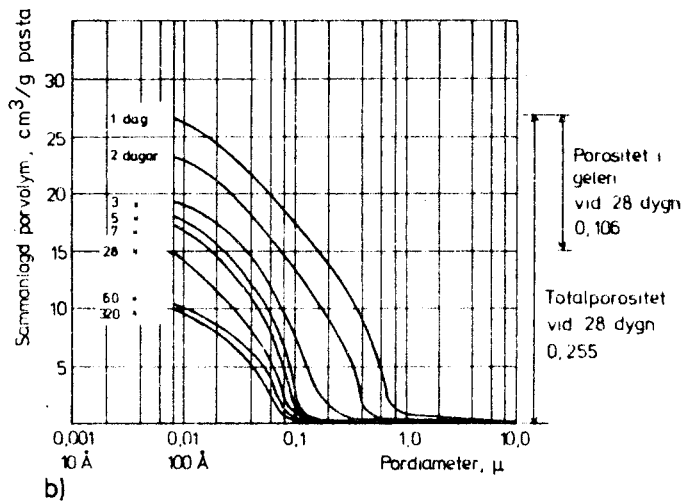
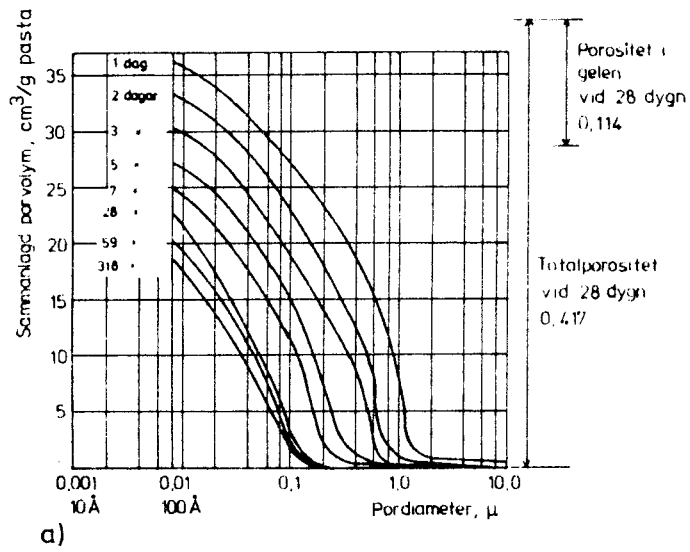


FIG 6. Porstorleksfördelning hos cementpasta.
Winslow & Diamond, 1970.

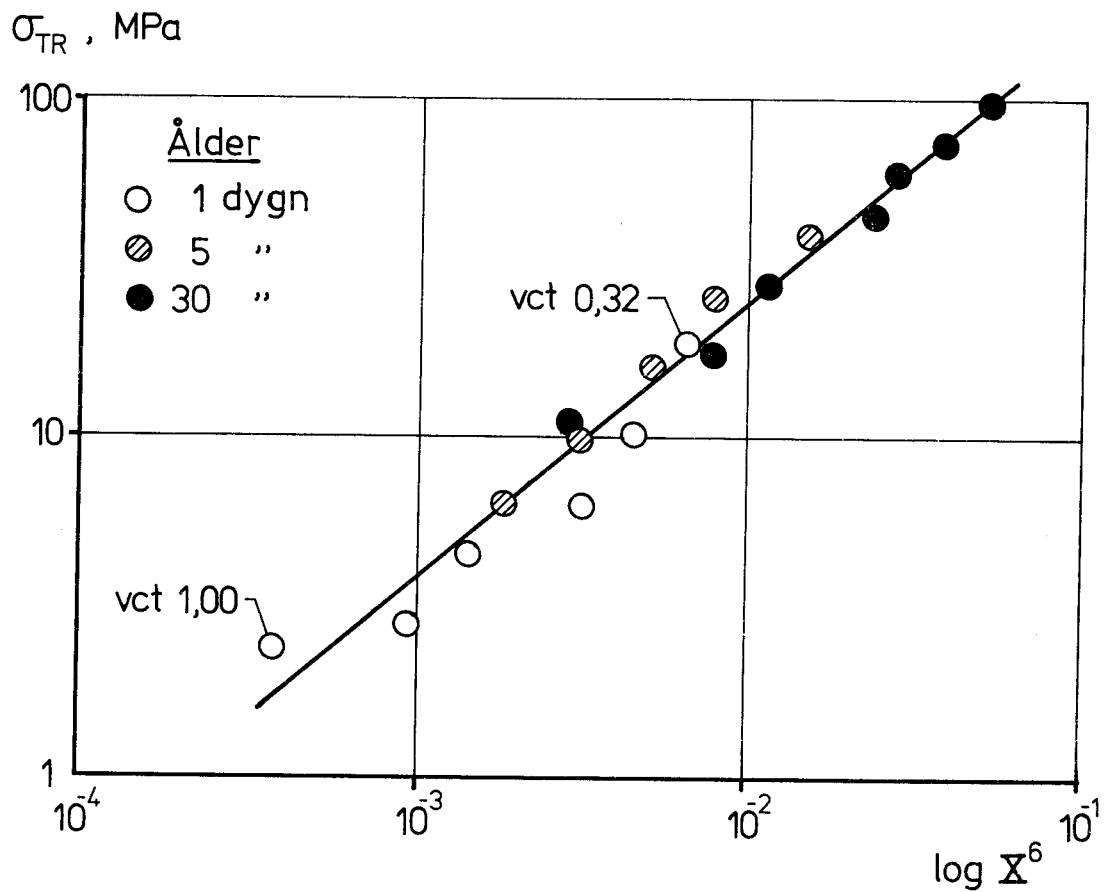


FIG 8. Cementpastas hållfasthet enligt Grudemo, 1975.
X definieras i ekv (7).

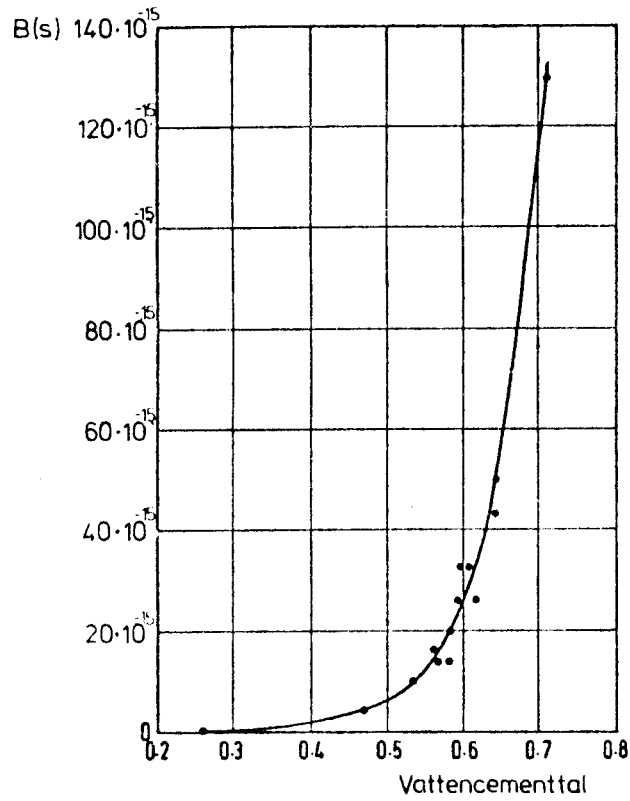


FIG 9. Aldrig torkad cementpastas vattenpermeabilitet vid hydratationsgrad ≈ 93 %. Powers et al, 1954/55.

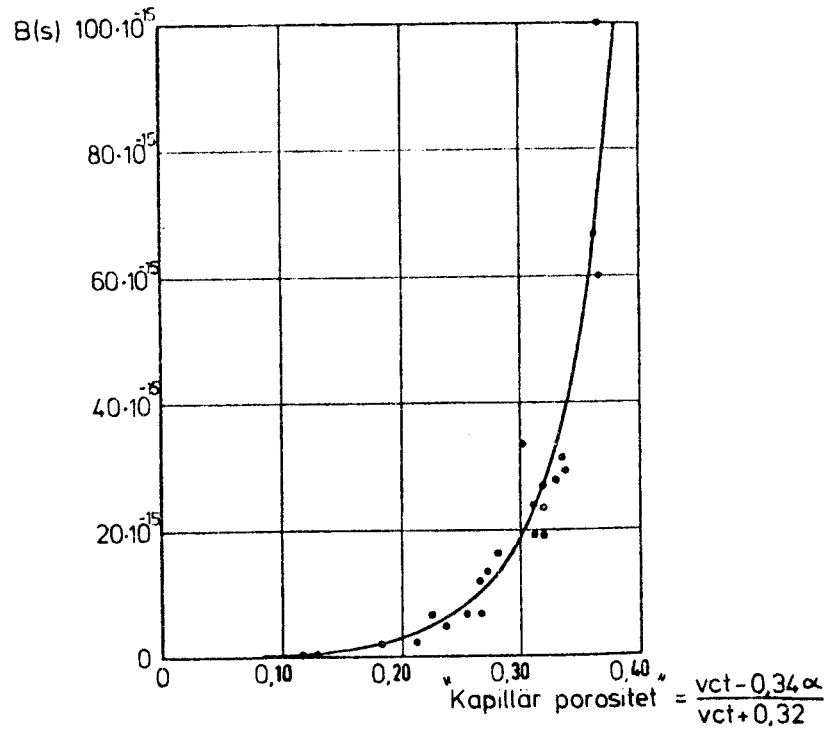


FIG 10. Aldrig torkad cementpastas vattenpermeabilitet vid variabel kapillär porositet. Powers et al, 1954/55.

Tryckhållfastheten hos några svenska bergarter

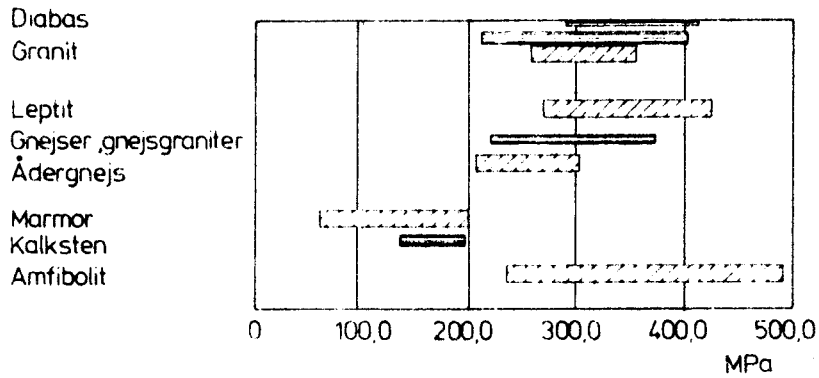


FIG 11. Tryckhållfasthet hos bergarter. Höboda & Johansson, 1975.

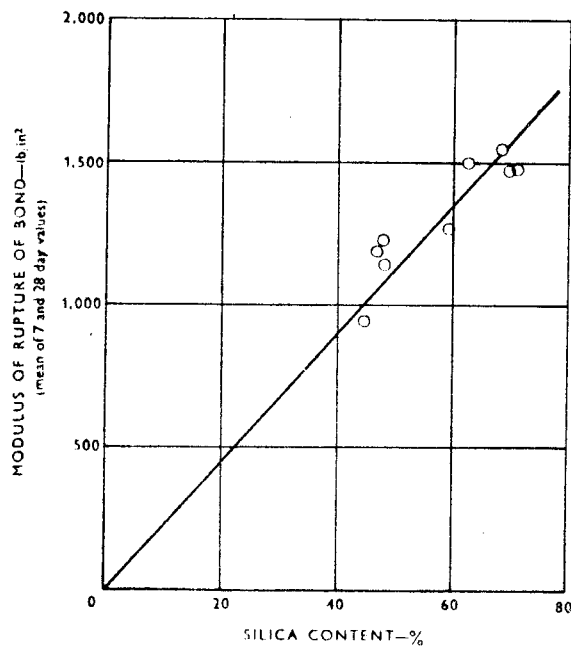


FIG 12. Vidhäftningshållfasthet mellan cementpasta och ballast som funktion av mängden kiselsyra hos ballasten. Alexander et al, 1968.

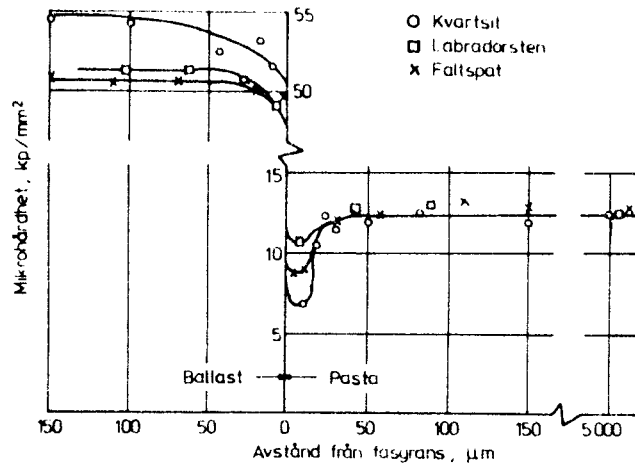


FIG 13. Hårdhetsvariation över fasgränsen mellan ballast och cementpasta.

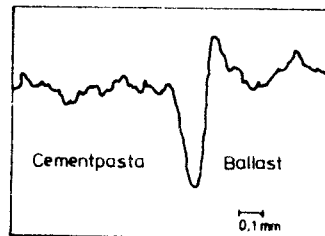


FIG 14. Radiografisk densitetsmätning över fasgränsen mellan ballast och cementpasta. Bhargava, 1971.

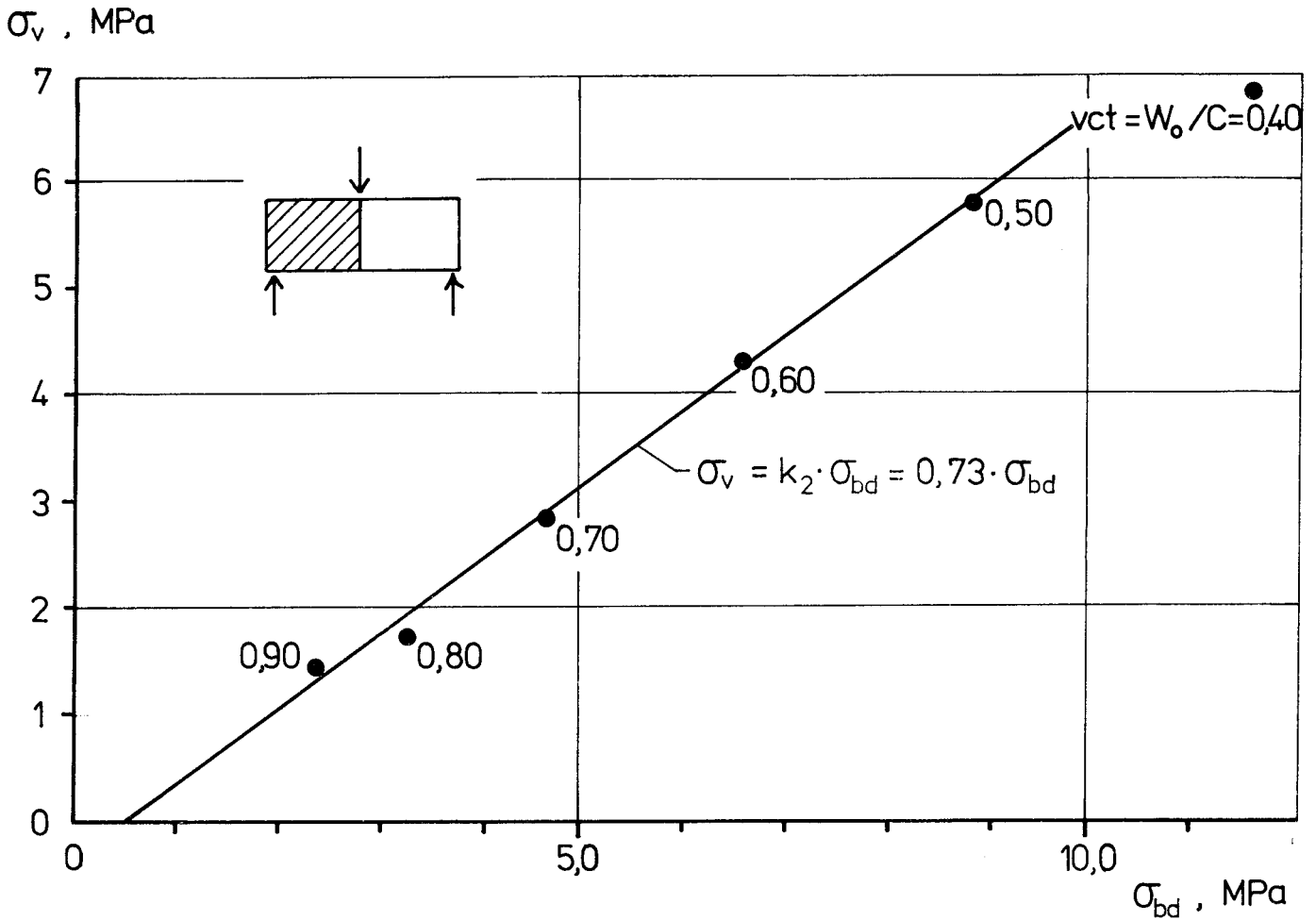


FIG 15. Vidhäftningshållfastheten mellan ballast och cementpasta i relation till cementpastans draghållfasthet. Alexander et al, 1968.



FIG 16. Svaghetszoner mellan pasta och ballast hos obelastad betong.

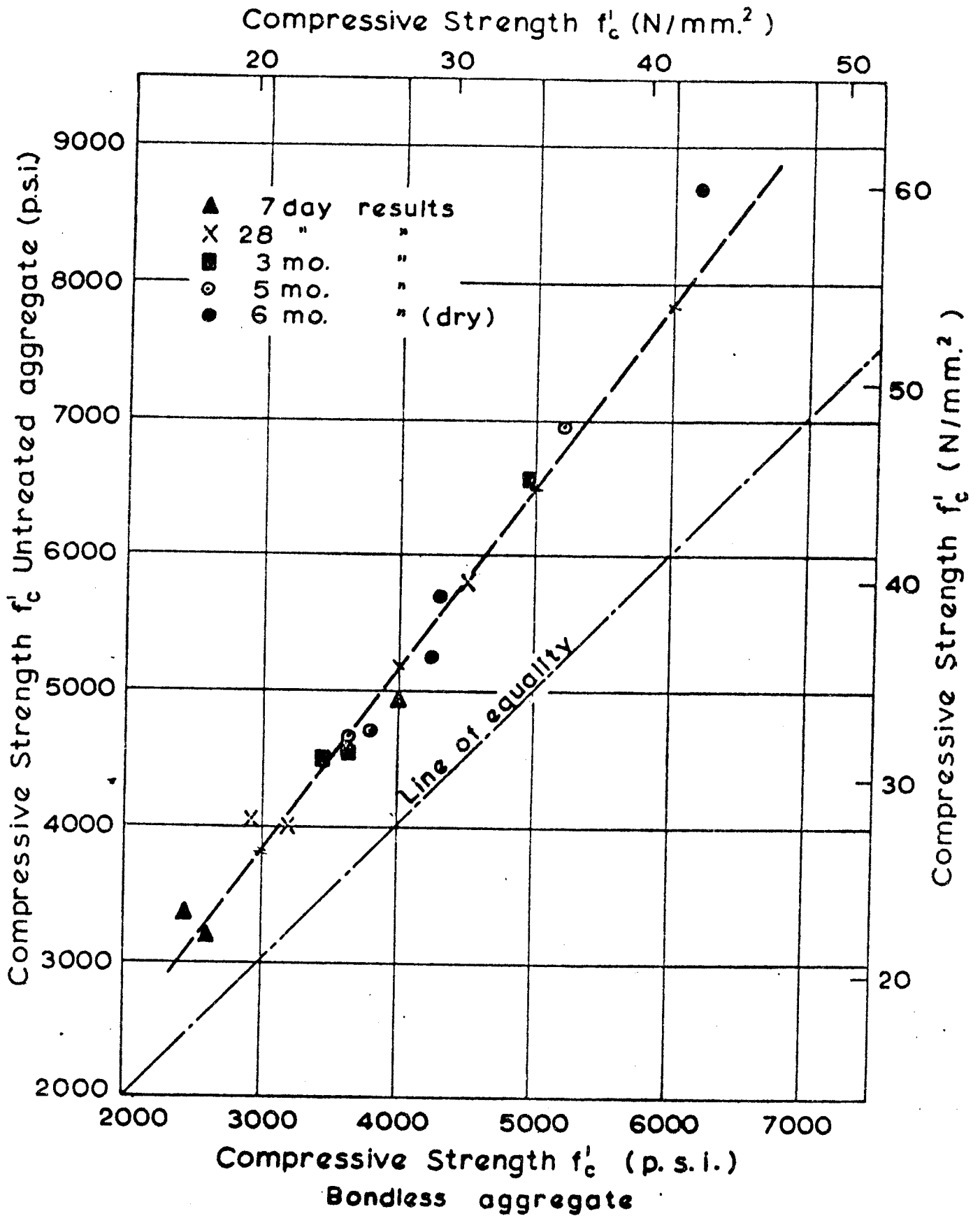


FIG 17. Inverkan av vidhäftning mellan ballast och cementpasta på betongens tryckhållfasthet. Patten, 1972.

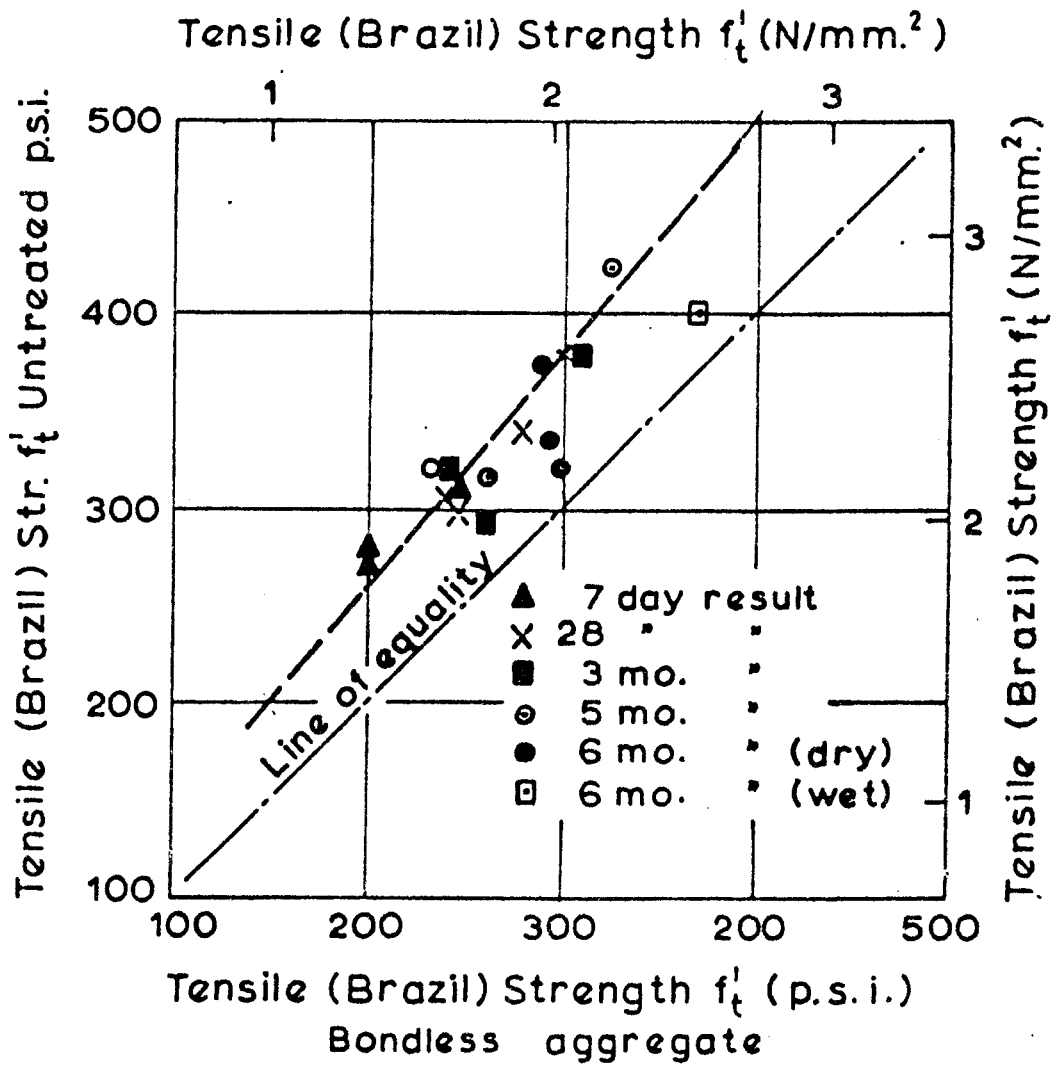


FIG 18. Inverkan av vidhäftning mellan ballast och cementpasta på betongens draghållfasthet. Patten, 1972.

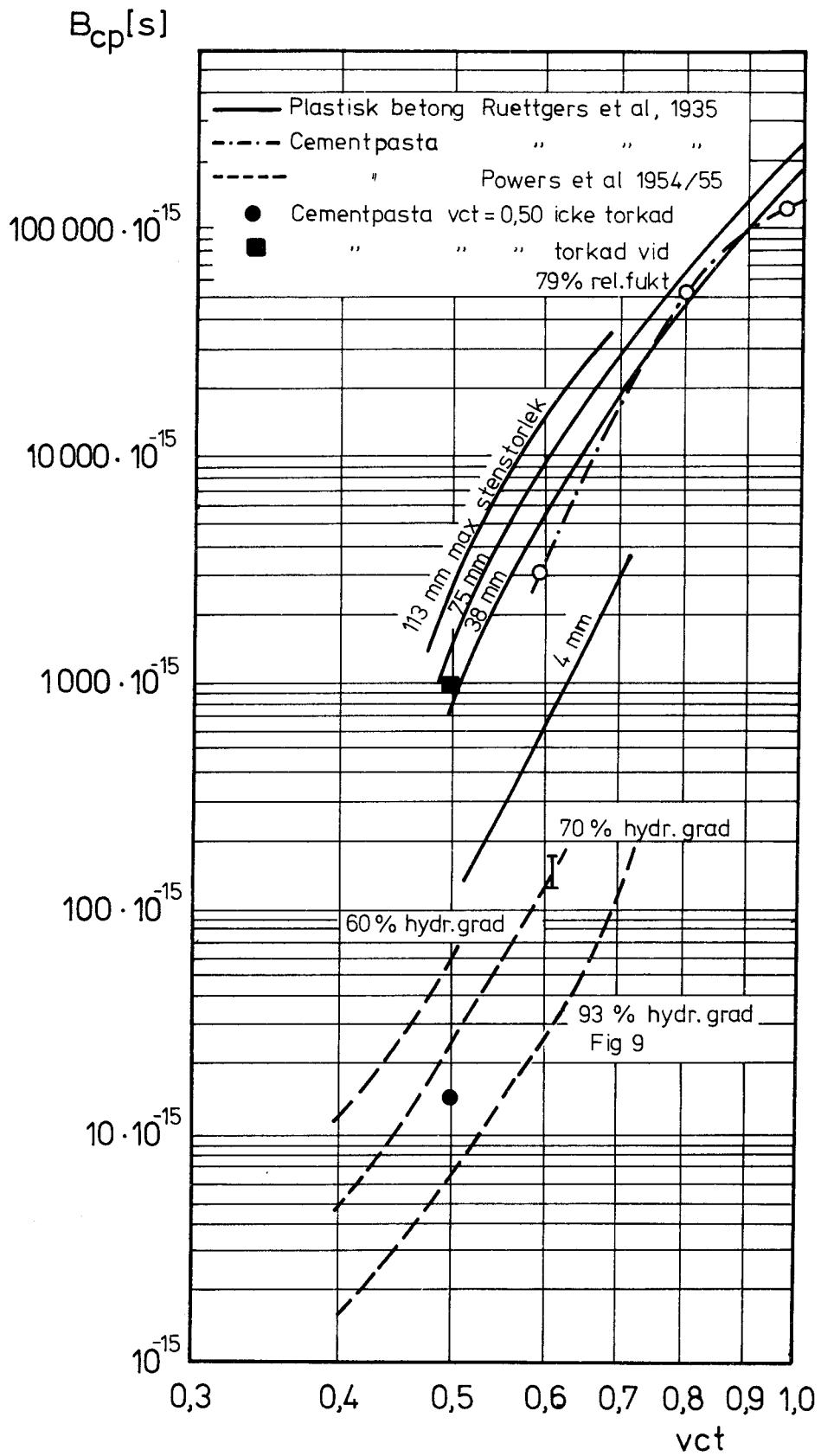


FIG 19. Betongs vattenpermeabilitet uttryckt som cementpastefasens permeabilitet. Ruetters et al, 1935, Powers et al, 1954/55.

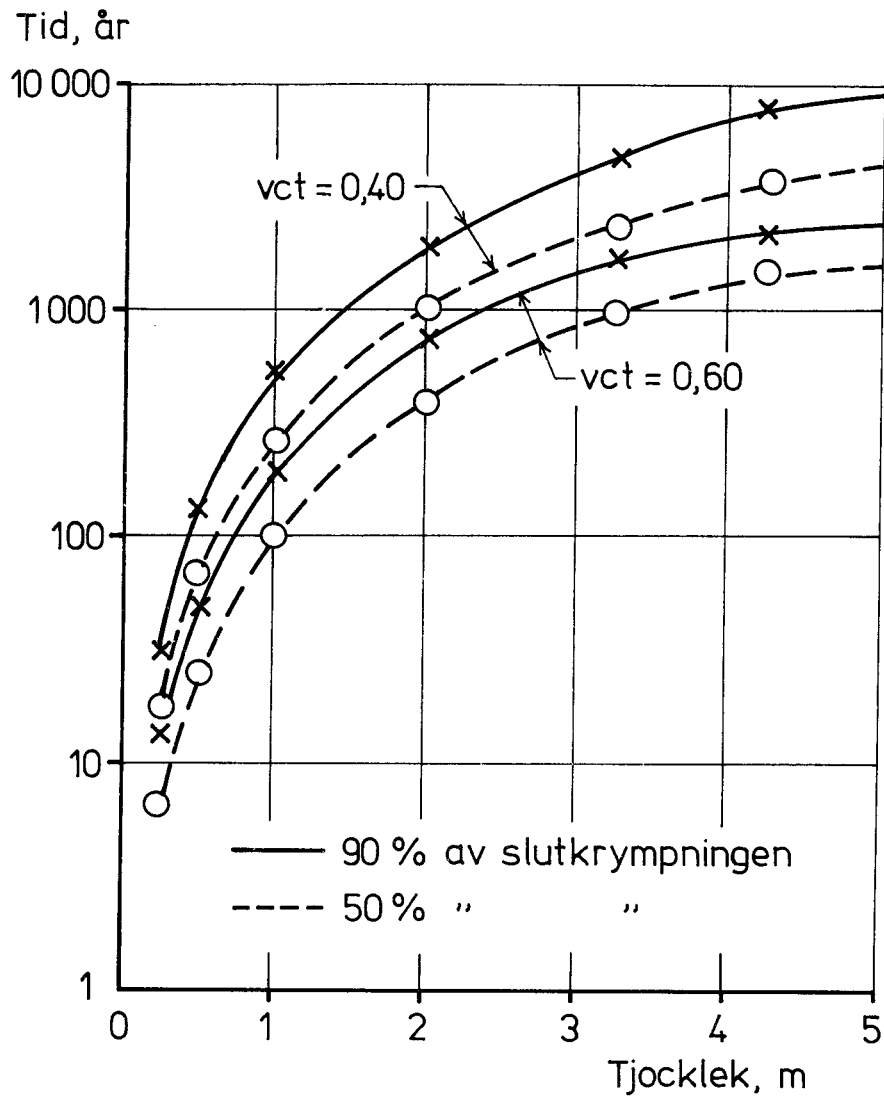


FIG 20. Erforderlig tid för att en viss andel av slutkrympningen skall uppnås hos en vägg som torkar tvåsidigt.

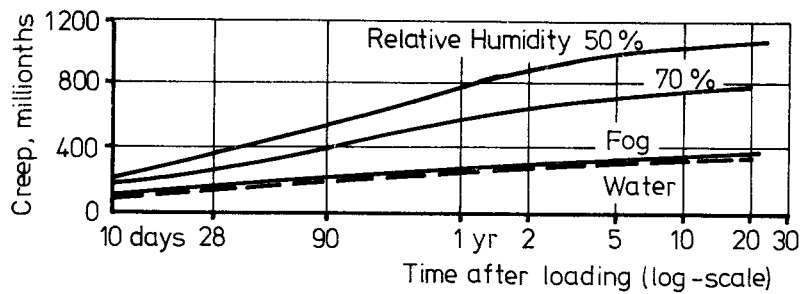


FIG 21. Långtidskrypning hos betong belastad med spänningen 5,6 MPa vid 28 dygns ålder. Troxell et al, 1958.

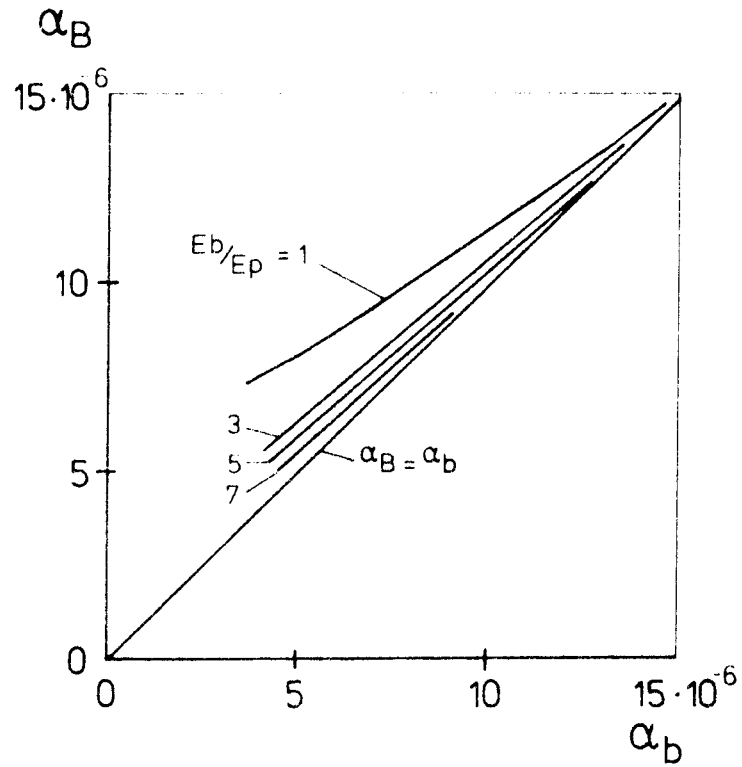


FIG 22. Teoretiskt samband mellan ballastens och betongens längdutvidgningskoefficienter, ekv (13).

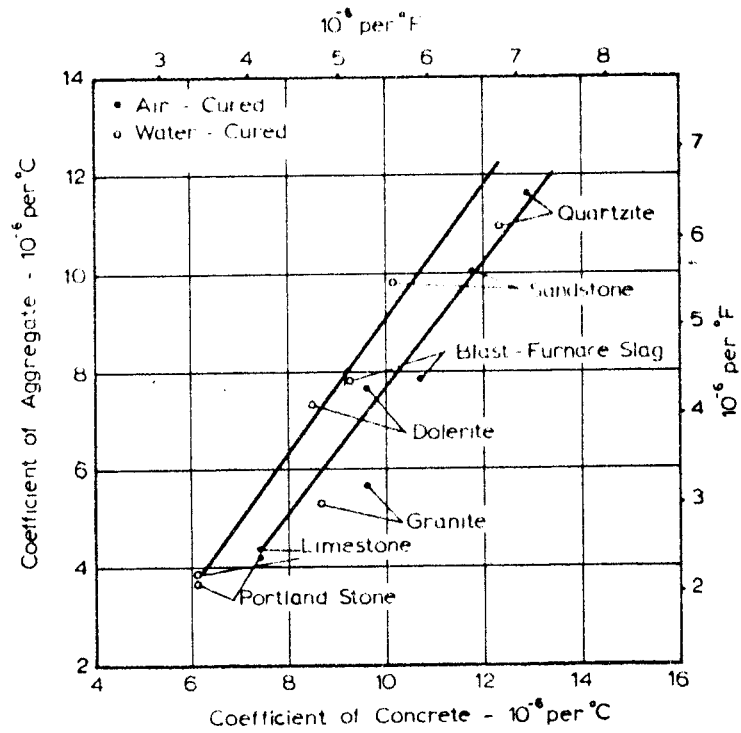


FIG 23. Experimentellt samband mellan ballastens och betongens längdutvidgningskoefficienter. Neville, 1975.

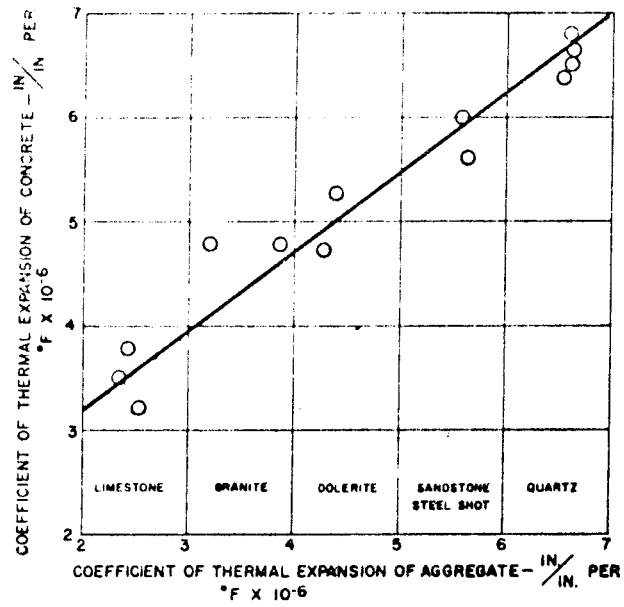


FIG 24. Experimentellt samband mellan ballastens och betongens längdutvidgningskoefficienter, Davis, 1967.

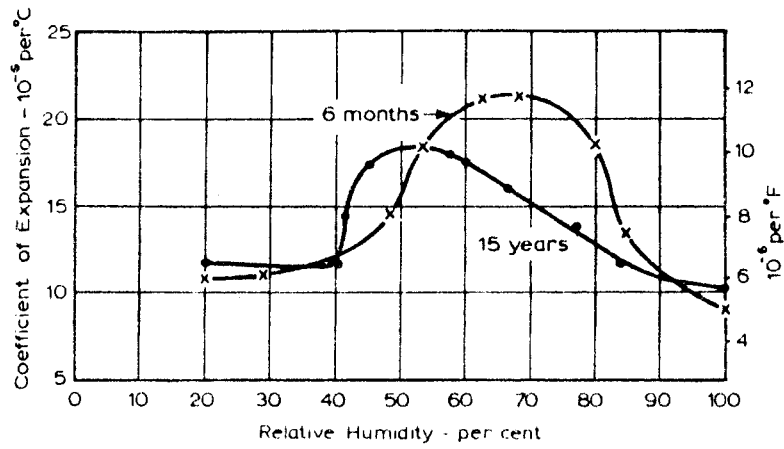


FIG 25. Cementpastas längdutvidgningskoefficient som funktion av ålder och rel fukt. Neville, 1975.

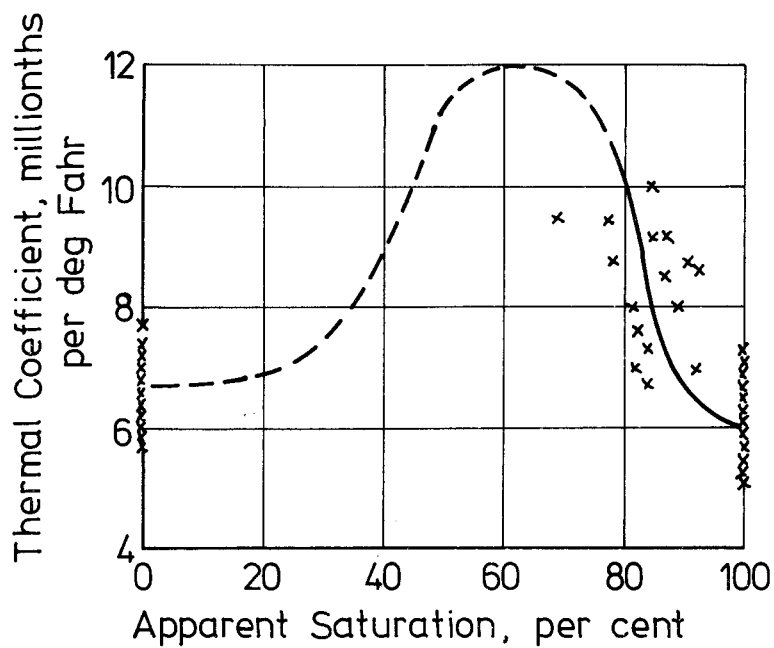


FIG 26. Cementpastors längdutvidgningskoefficient som funktion av rel fukt. Mitchell, 1953.

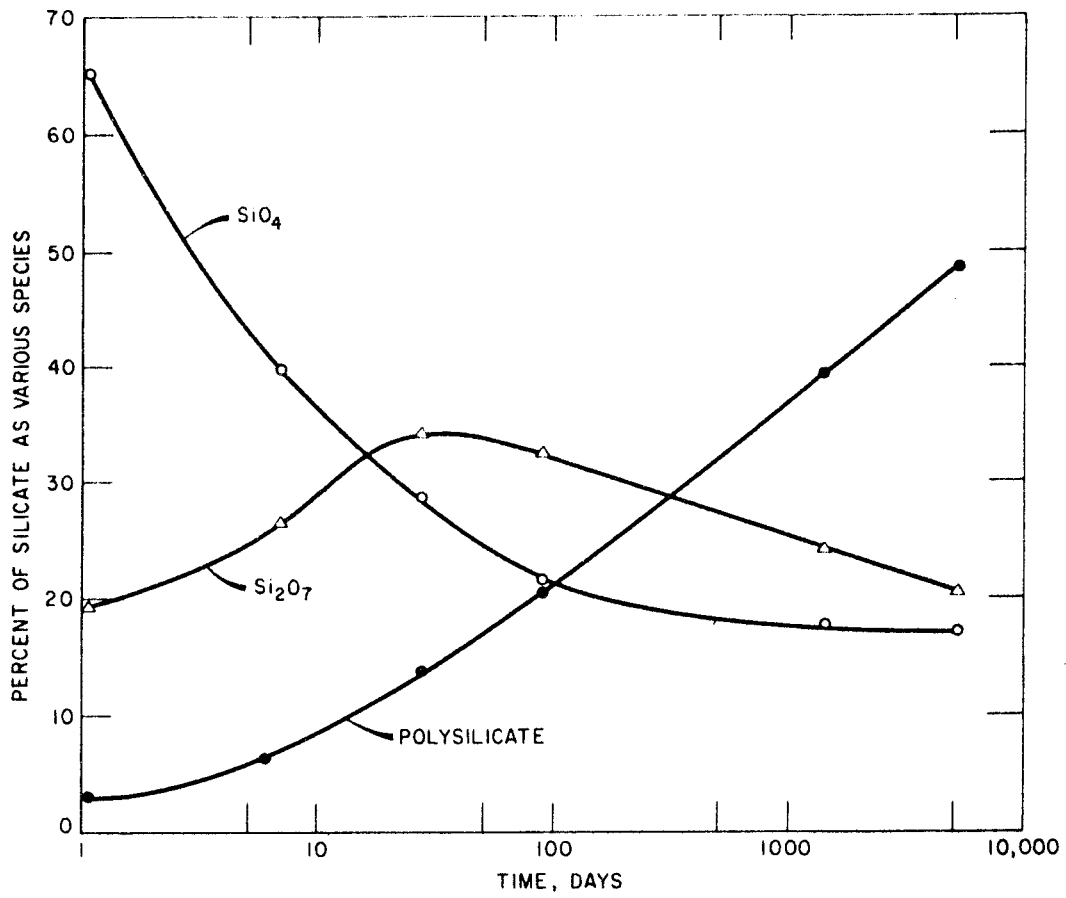


FIG 27. Tidsberoende förändringar i cementpastans silikatstruktur. Lentz, 1966.

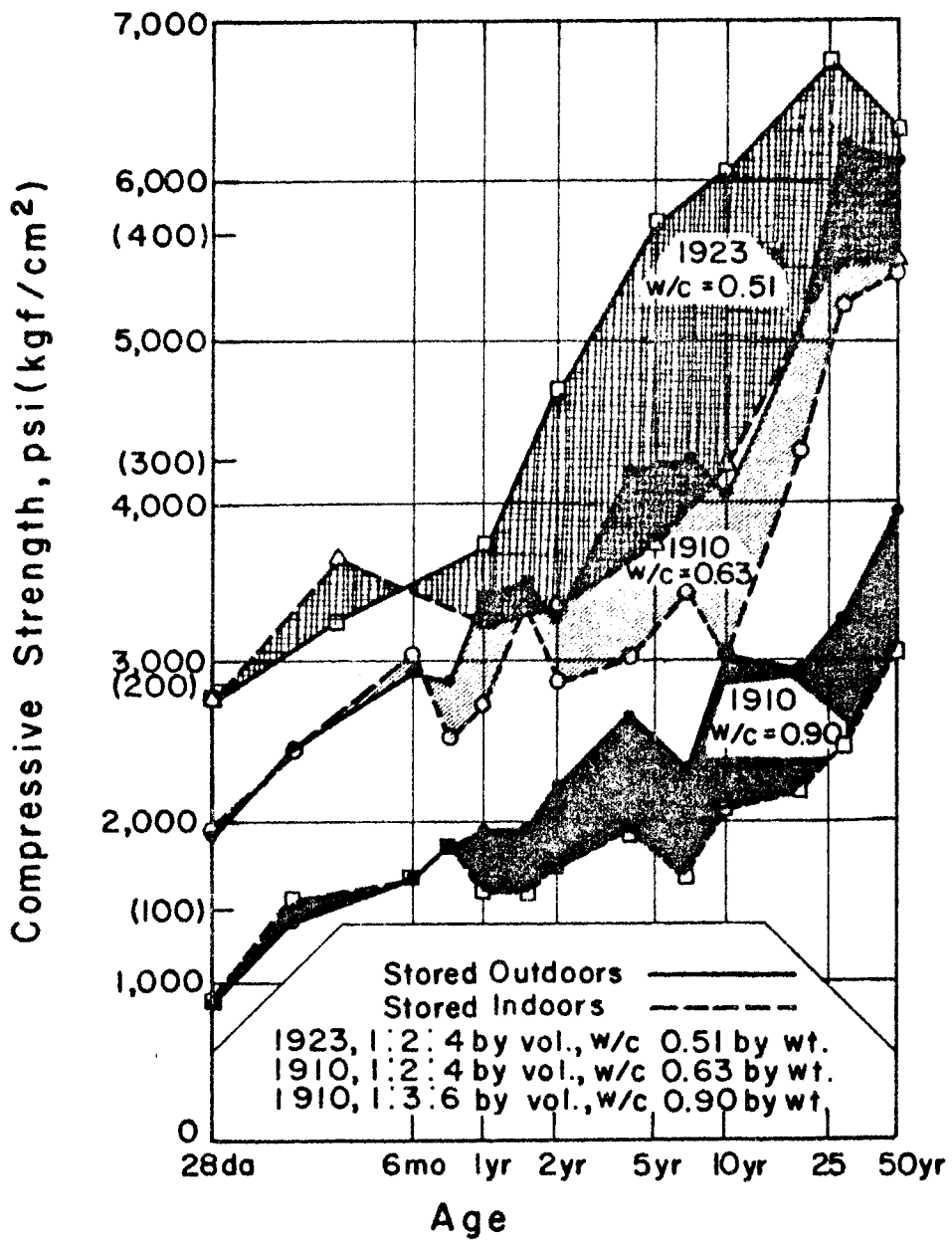


FIG 28. Långtidsförsöket vid Univ. of Wisconsin.
Washa & Wendt, 1975.

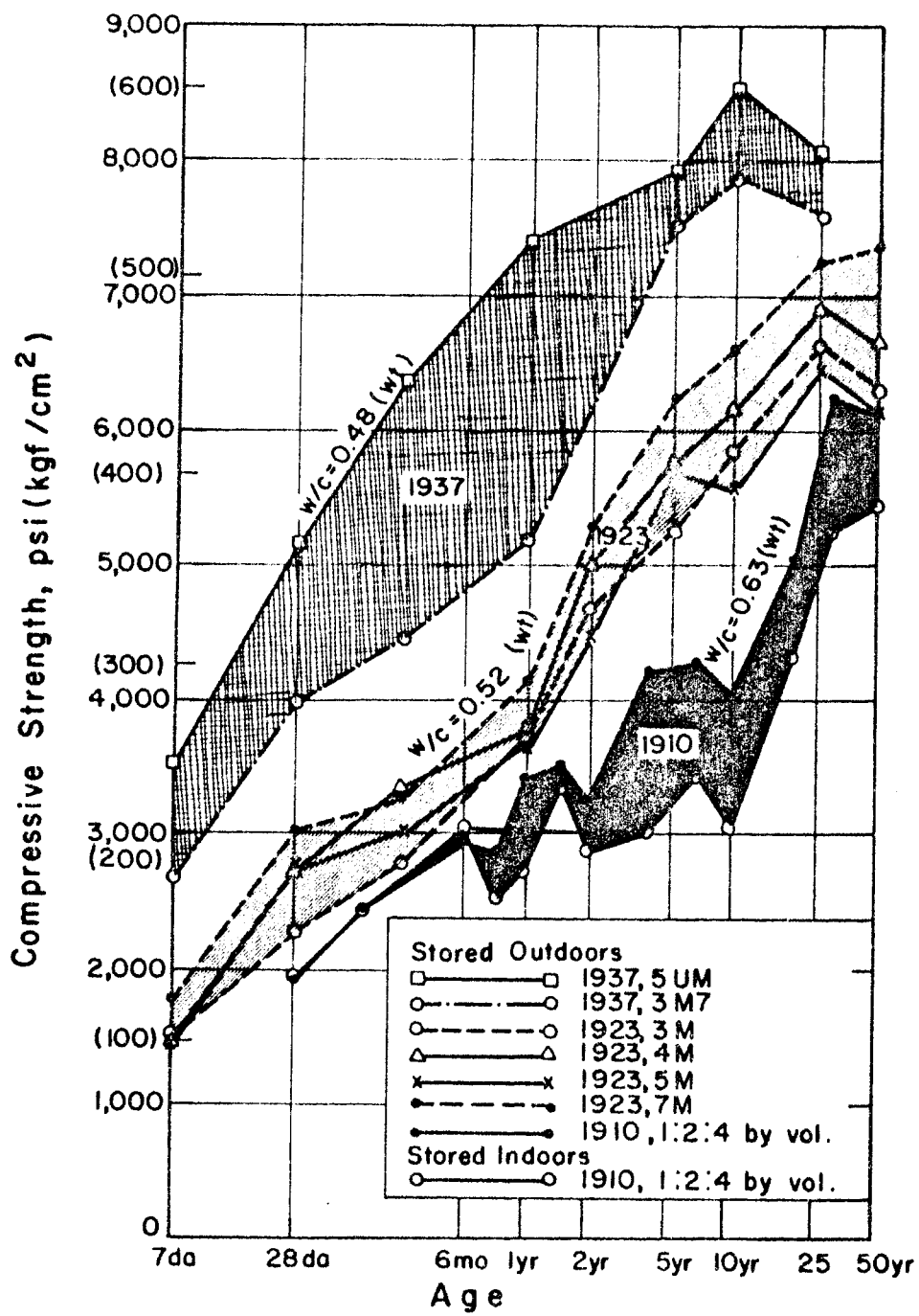


FIG 29. Långtidsförsöket vid Univ. of Wisconsin. Washa & Wendt, 1975.

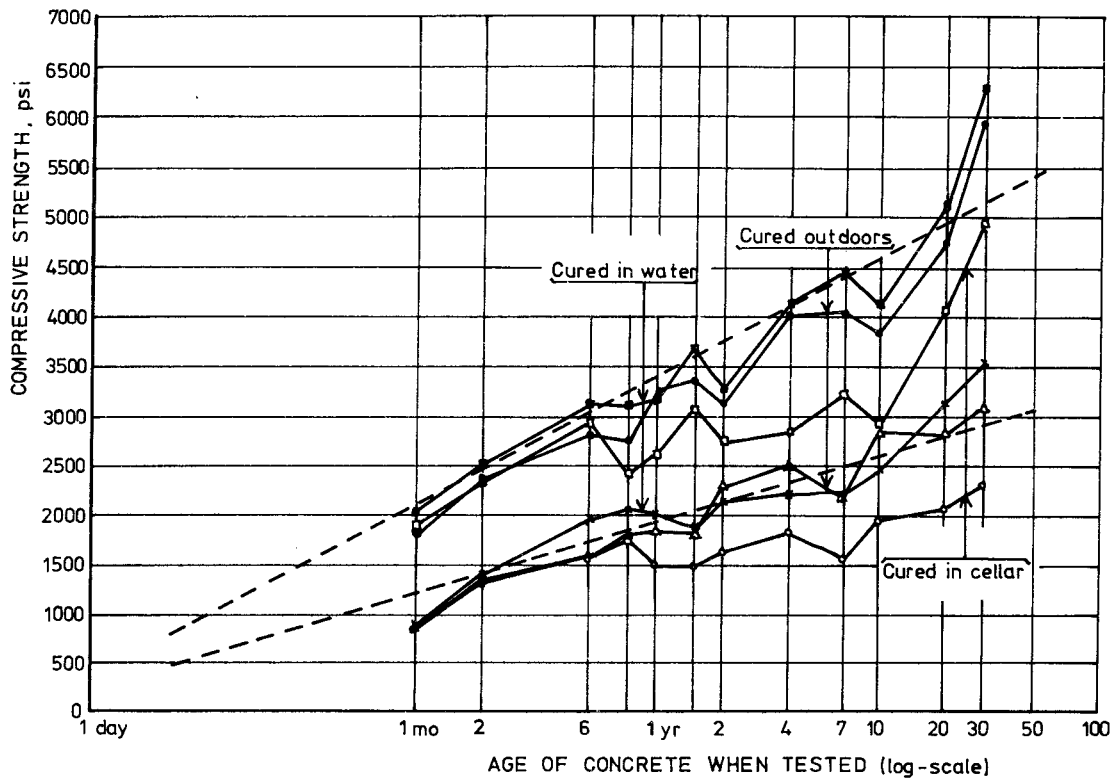


FIG 30. Långtidsförsöket vid Univ. of Wisconsin.
Whitey, 1961.

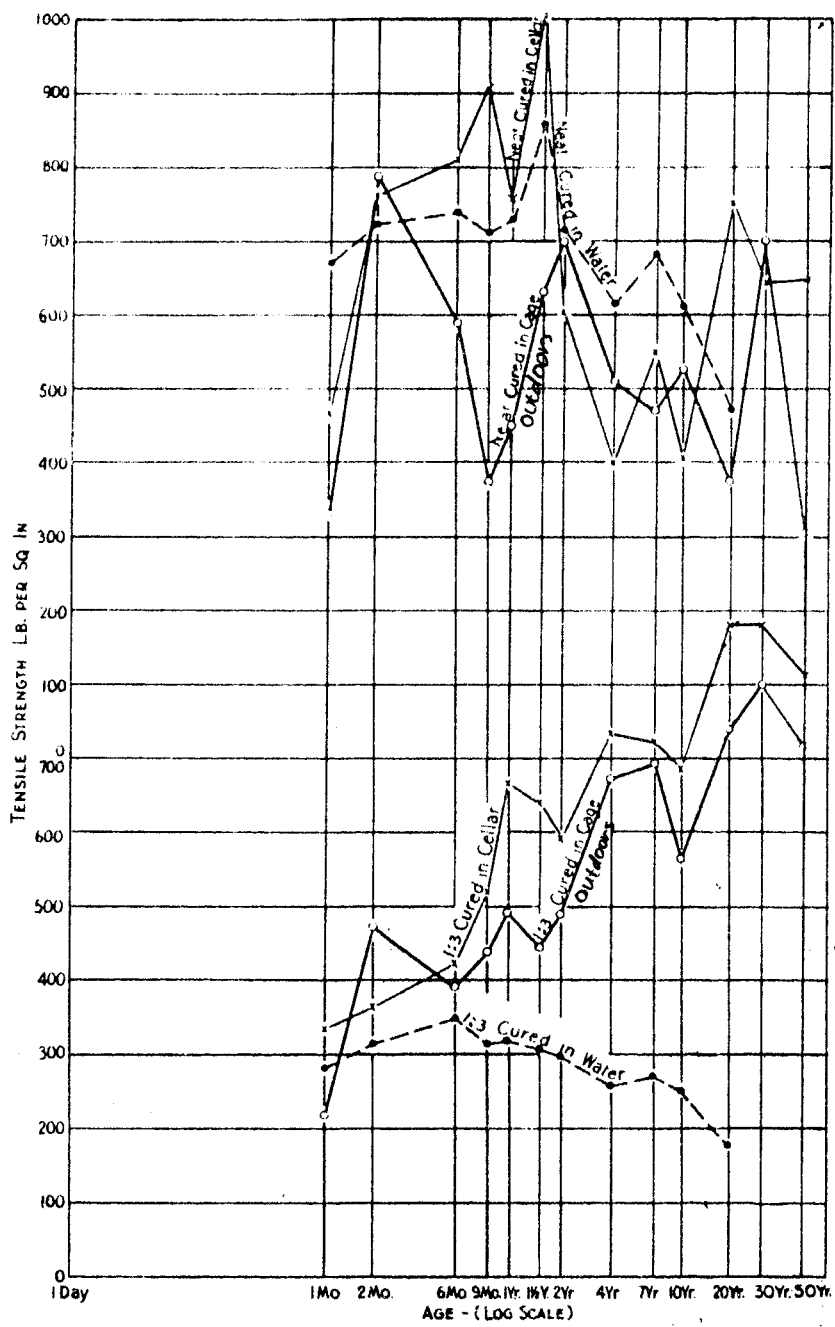


FIG 31. Långtidsförsöket vid Univ. of Wisconsin, draghållfasthetens utveckling. Whitey, 1961.

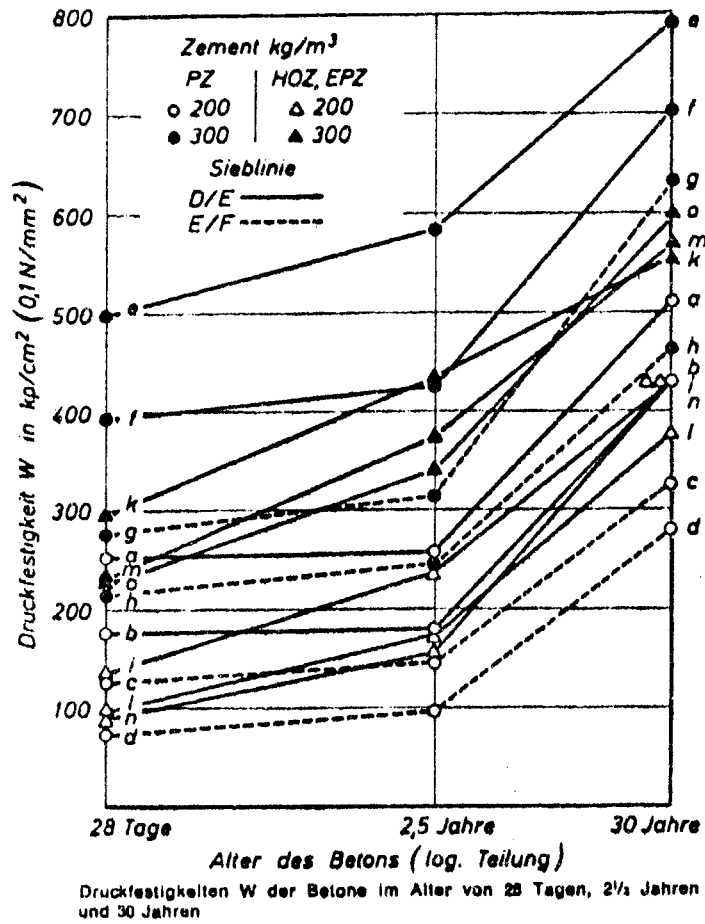


FIG 32. Långtidsförsöket i Tyskland. Walz, 1976.

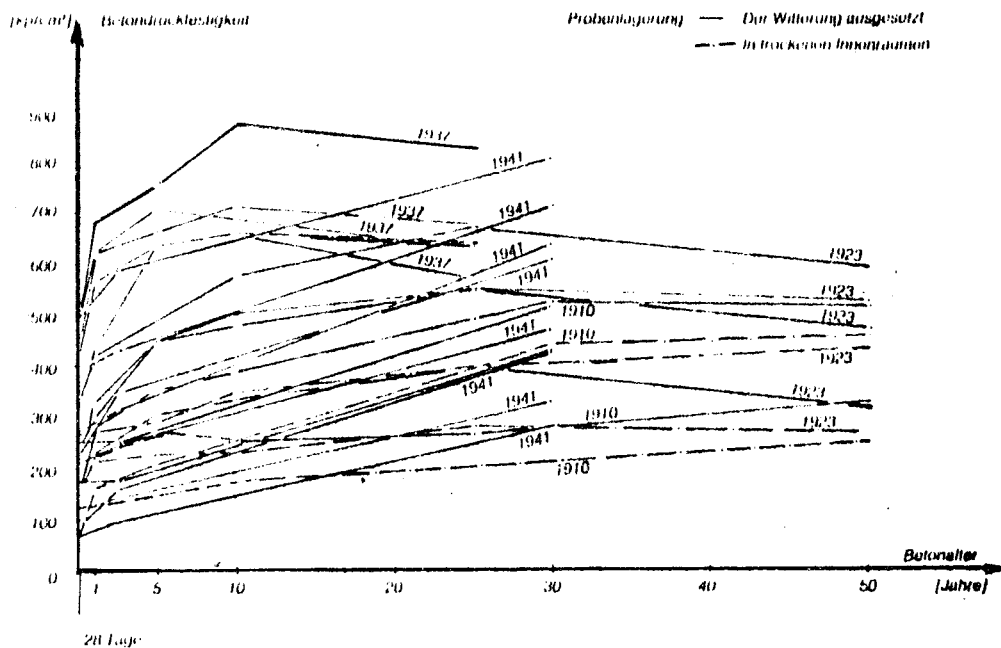


FIG 33. Långtidsförsöken vid Univ. of Wisconsin och i Tyskland. Springenschmid, 1976.

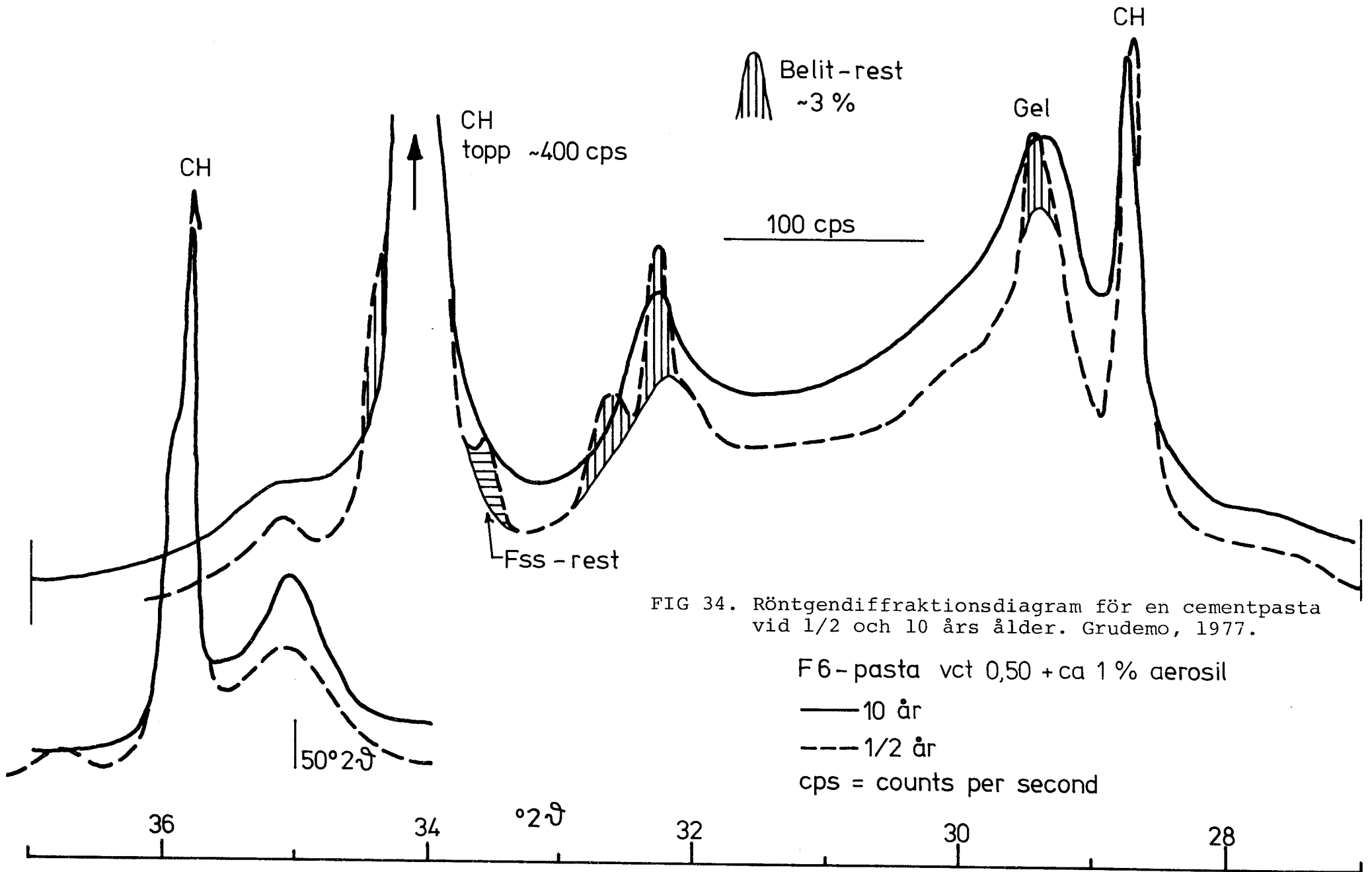


FIG 34. Röntgendiffraktionsdiagram för en cementpasta vid 1/2 och 10 års ålder. Grudemo, 1977.

F6-pasta vct 0,50 + ca 1% aerosil

— 10 år

--- 1/2 år

cps = counts per second

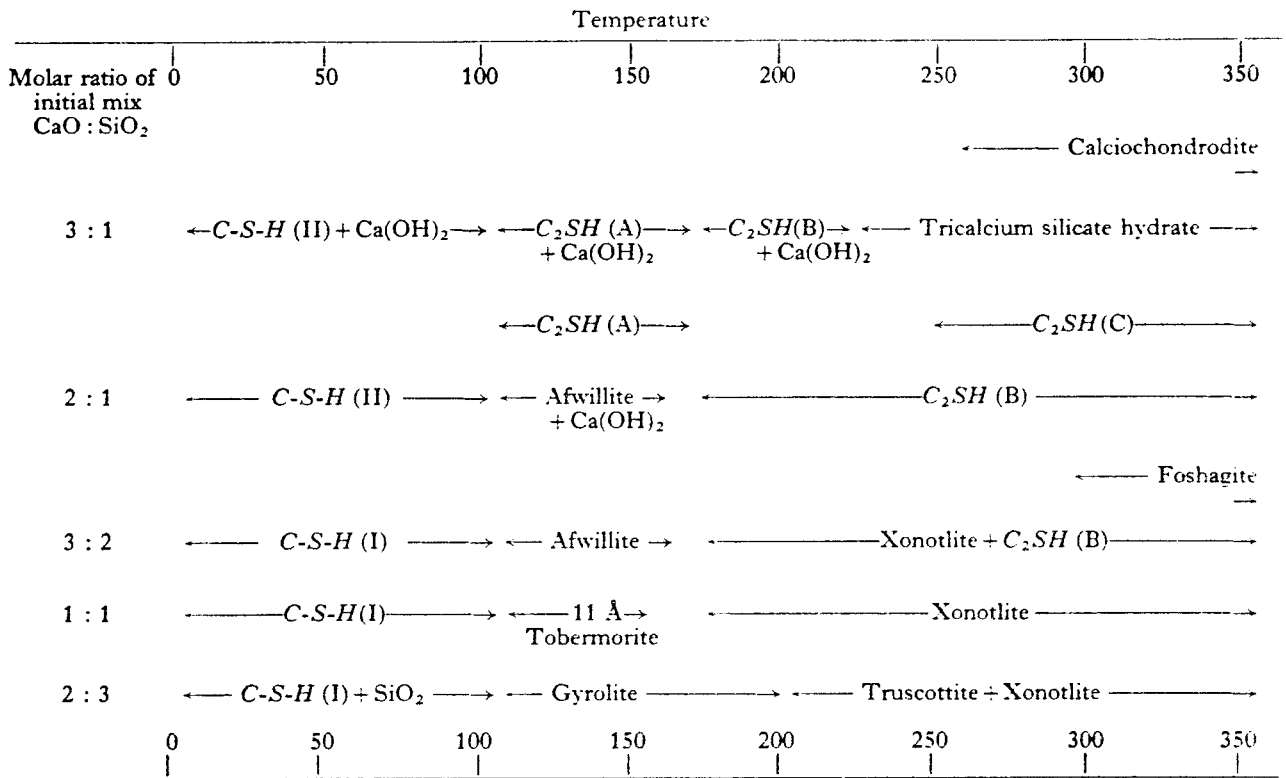


FIG 35. Stabila faser som bildas ur kalk/kiselblandningar i närvaro av mättad vattenånga. Lea, 1970.

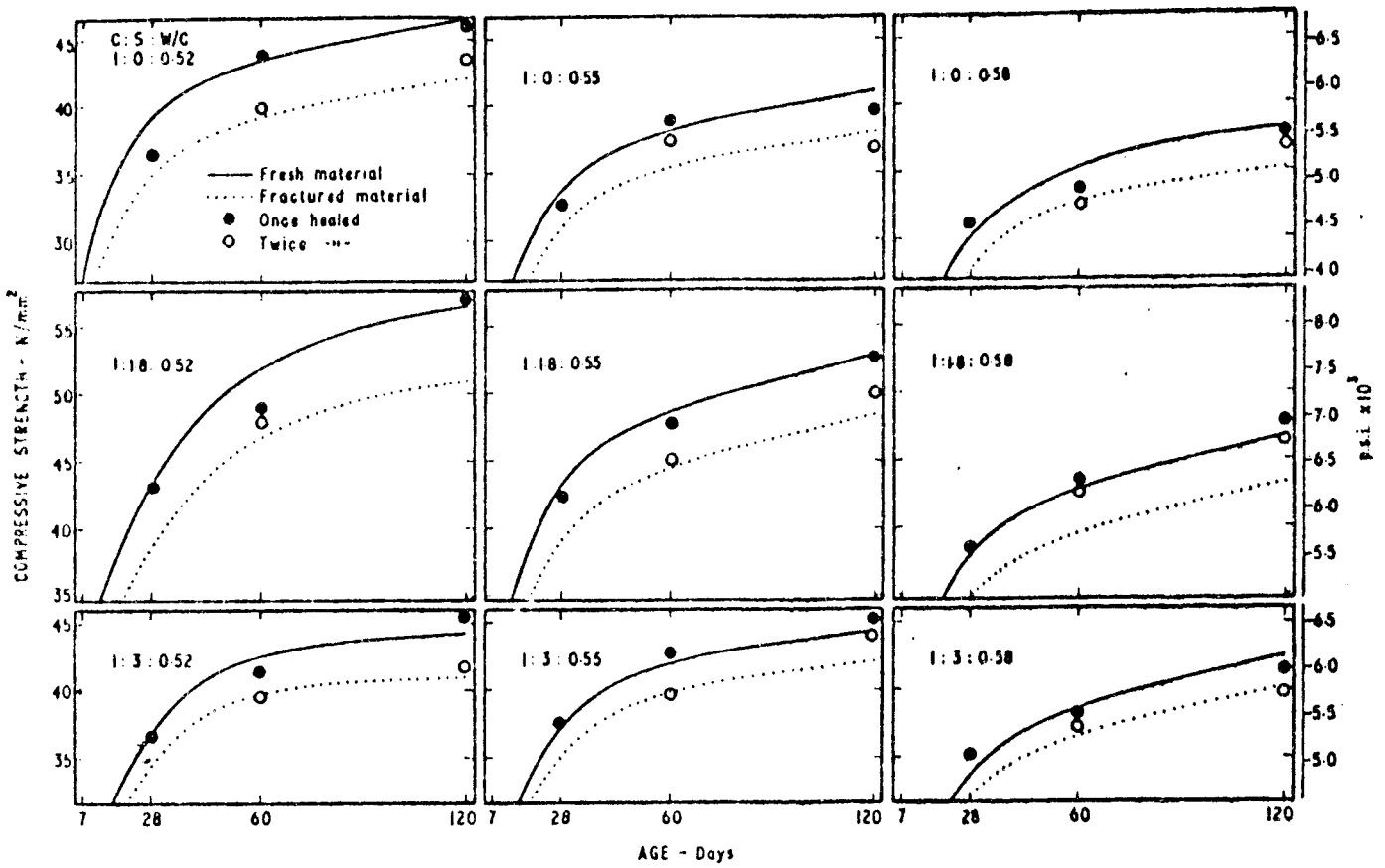


FIG 36. Självläkning hos provkroppar som belastats till tryckbrott. Dhir et al, 1973.

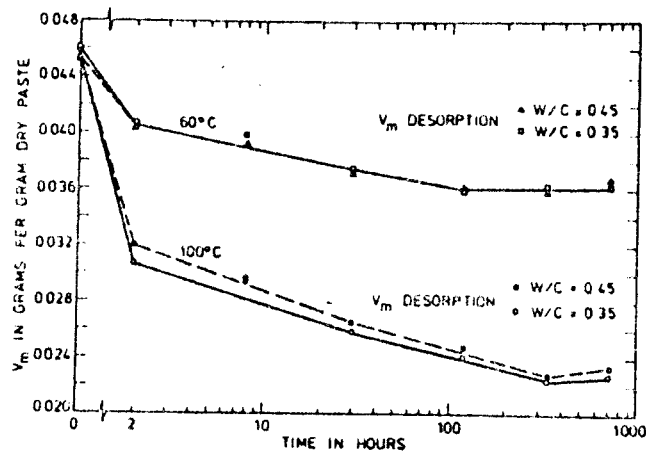
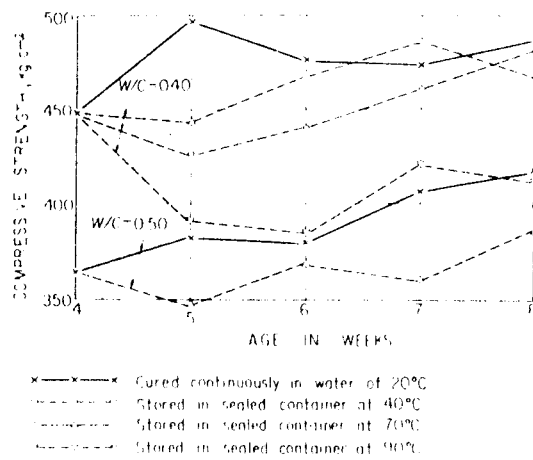


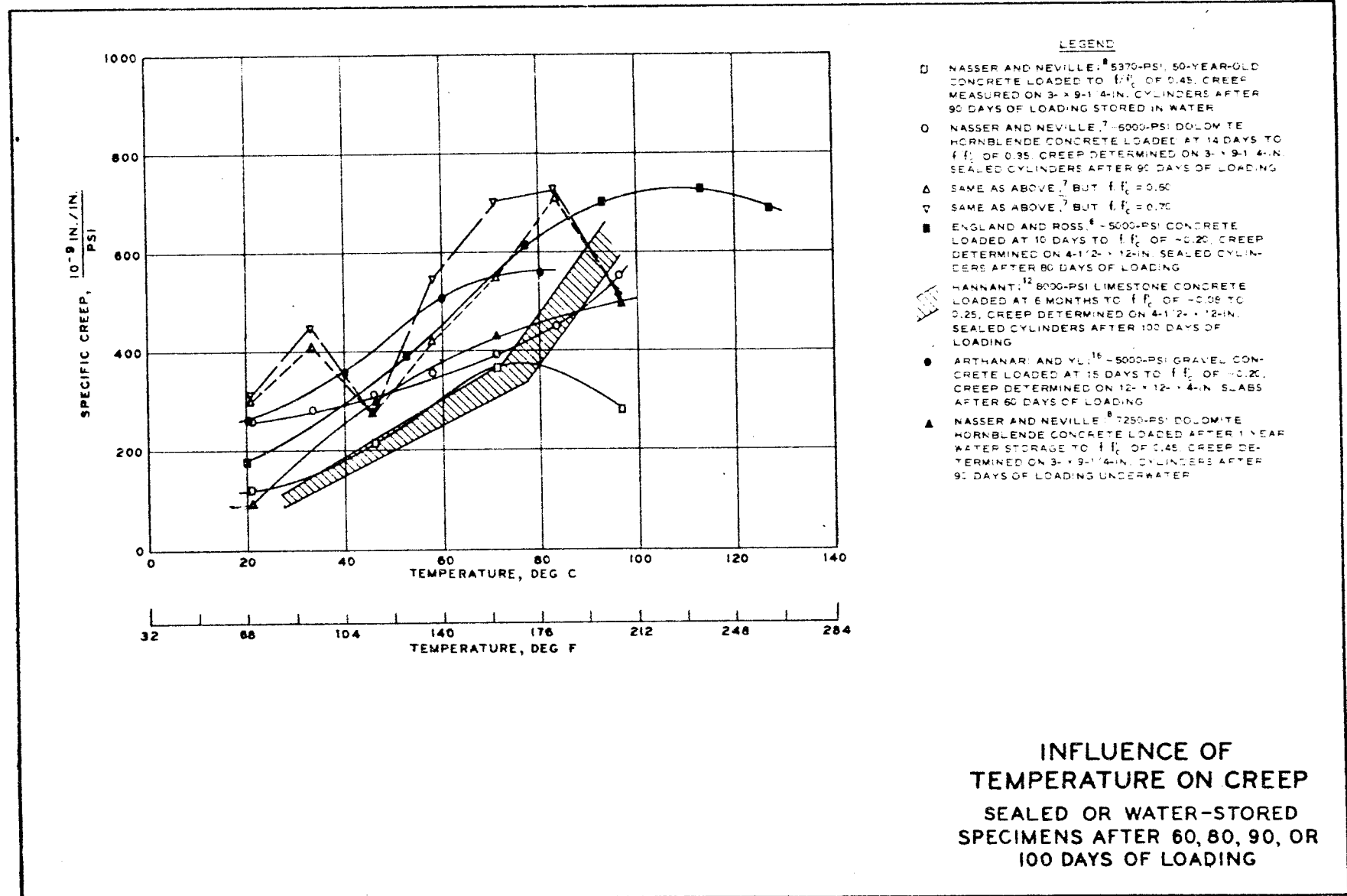
FIG 37. Förändring av BET-yta hos välhårdade cementpaster, som lagras i vatten av olika temperaturer. Bray & Sellevold, 1973.



Compressive strength of concrete stored in sealed containers at elevated temperatures after curing in water of 20°C for 28 days

FIG 38. Hållfasthetsutveckling hos betong som först lagrats i vatten av +20°C och sedan i förseglade behållare vid förhöjd temperatur. Nishizawa & Okamura, 1972.

FIG 39. Inverkan av temperatur på krypning.
Geymayer, 1970.



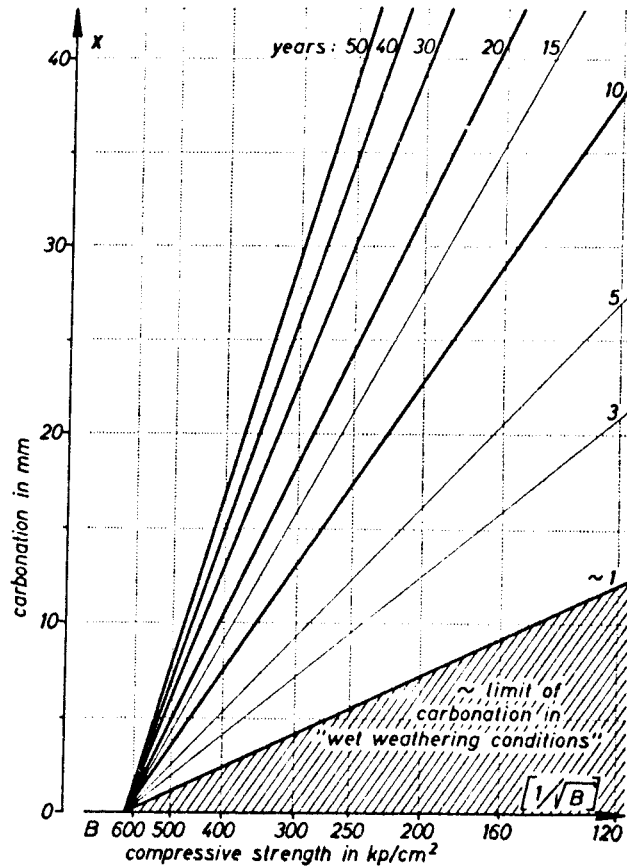
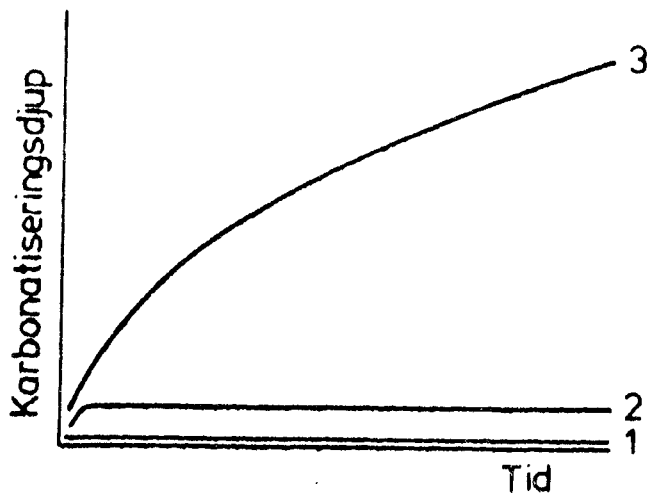
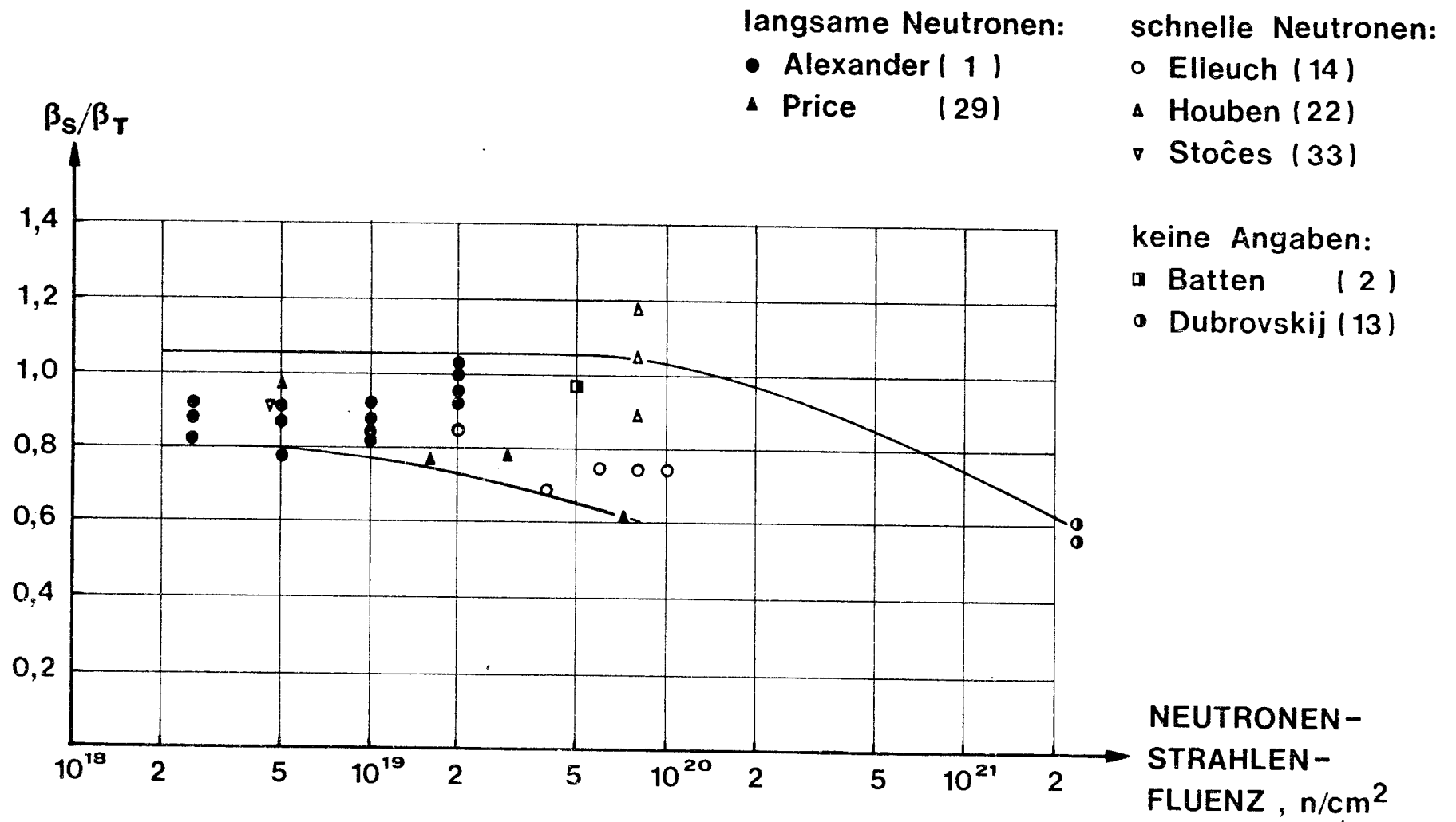


FIG 40. Karbonatiseringsdjup enligt Smolczyk, 1968.



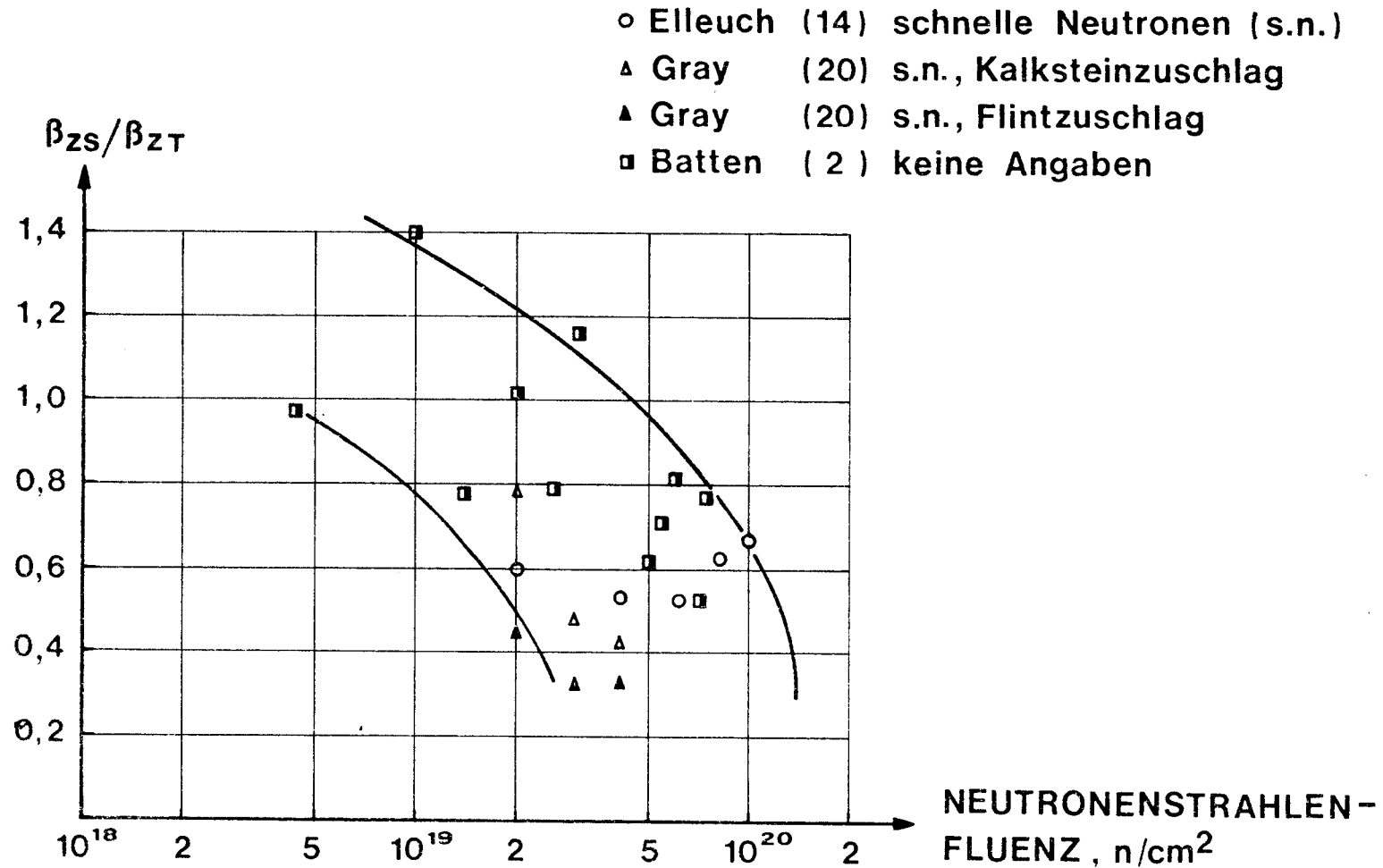
1. Betong ständigt under vatten
2. Horisontal betongyta under stark påverkan av nederbörd
3. Betong inomhus eller betong som är skyddad för regn

FIG 41. Principiell inverkan av miljöns inverkan på karbonatiseringsdjupet. Meyer et al, 1967.



Einfluss einer Neutronenstrahlung auf die Druckfestigkeit von Betonproben β_S , bezogen auf die Druckfestigkeit nicht bestrahlter, temperaturbeanspruchter Proben β_T

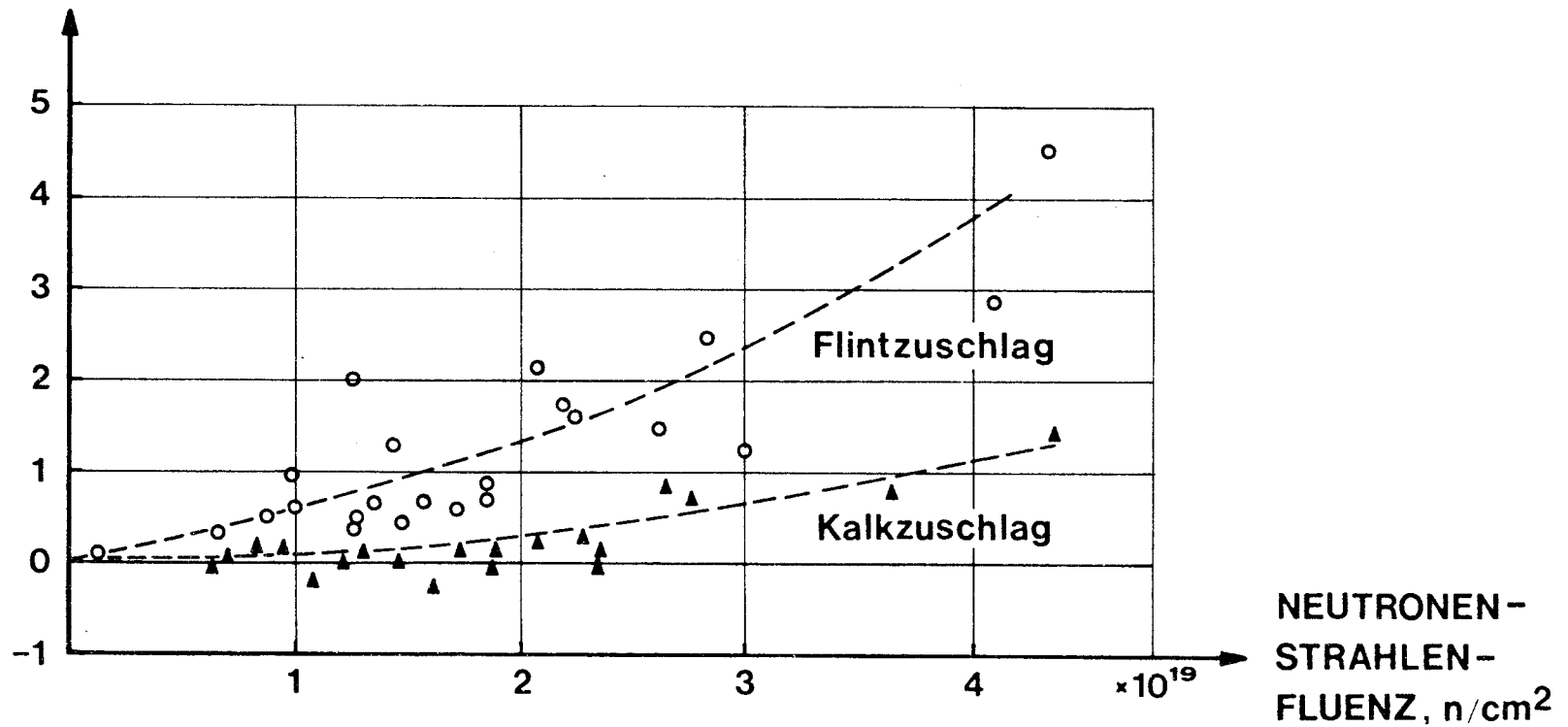
FIG 42. Inverkan av neutronstrålning på betongens tryckhållfasthet. Hilsdorf et al, 1976.



Einfluss einer Neutronenstrahlung auf die Zugfestigkeit von Betonproben β_{ZS} , bezogen auf die Zugfestigkeit nicht bestrahlter, temperaturbeanspruchter Proben β_T

FIG 43. Inverkan av neutronstrålning på betongs draghållfasthet. Hilsdorf et al, 1976.

VOLUMENZUNAHME, %

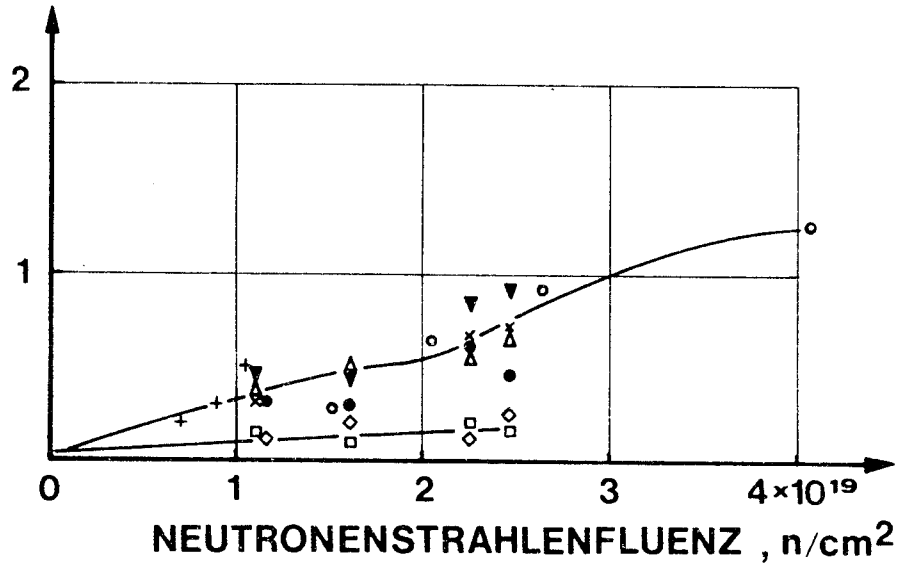


Volumenänderung von Betonproben während einer Bestrahlung mit schnellen Neutronen

FIG 44. Volymökning hos betong vid neutronbestralning.
Hilsdorf et al, 1976.

- ▼ Dolerit
- ▲ Dolerit
- Flint
- × "Whinstone"
- "Greywacke"
- Andesit
- ◇ Hornfels
- + Basalt

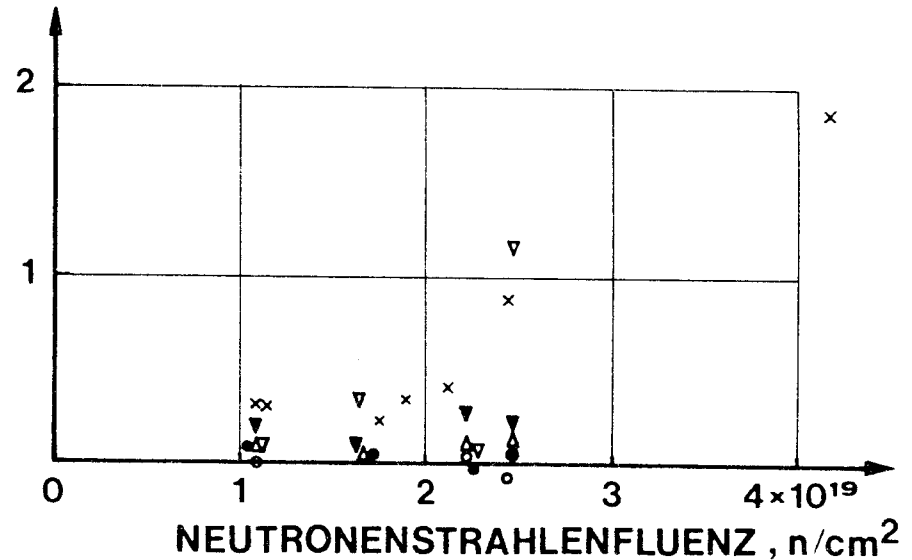
VOLUMEN -
ZUNAHME, %



Volumenänderung von silikalischen Zuschlägen
während einer Bestrahlung mit schnellen Neu-
tronen

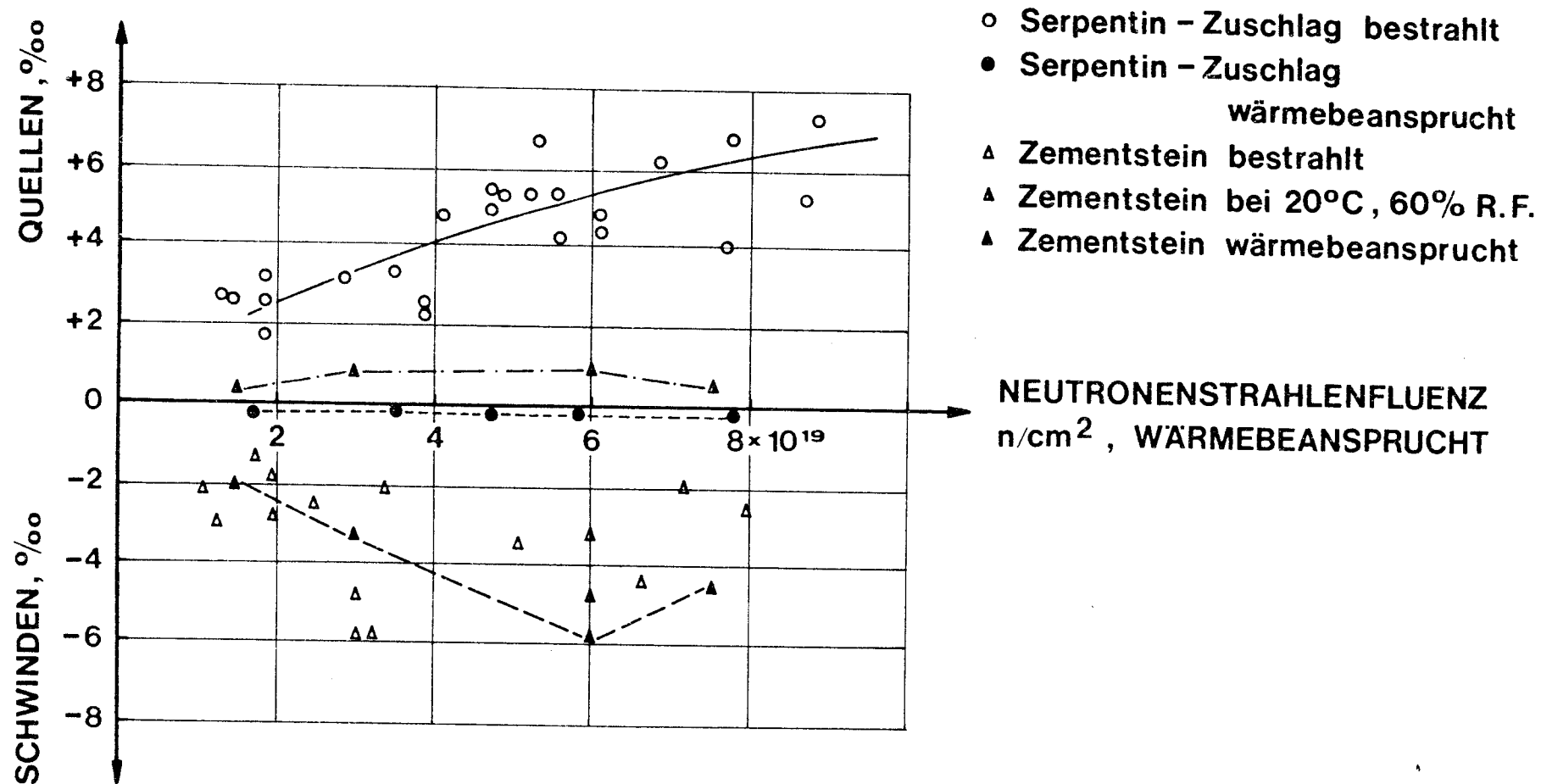
- × Kalkstein
- ▼ Cromhall Kalkstein
- Foster Yeoman Kalkstein
- ▲ Kalk, hoher MG-Gehalt
- ▽ Kalk, niedr. MG-Gehalt
- Kalkstein

VOL.-
ZUNAHME, %



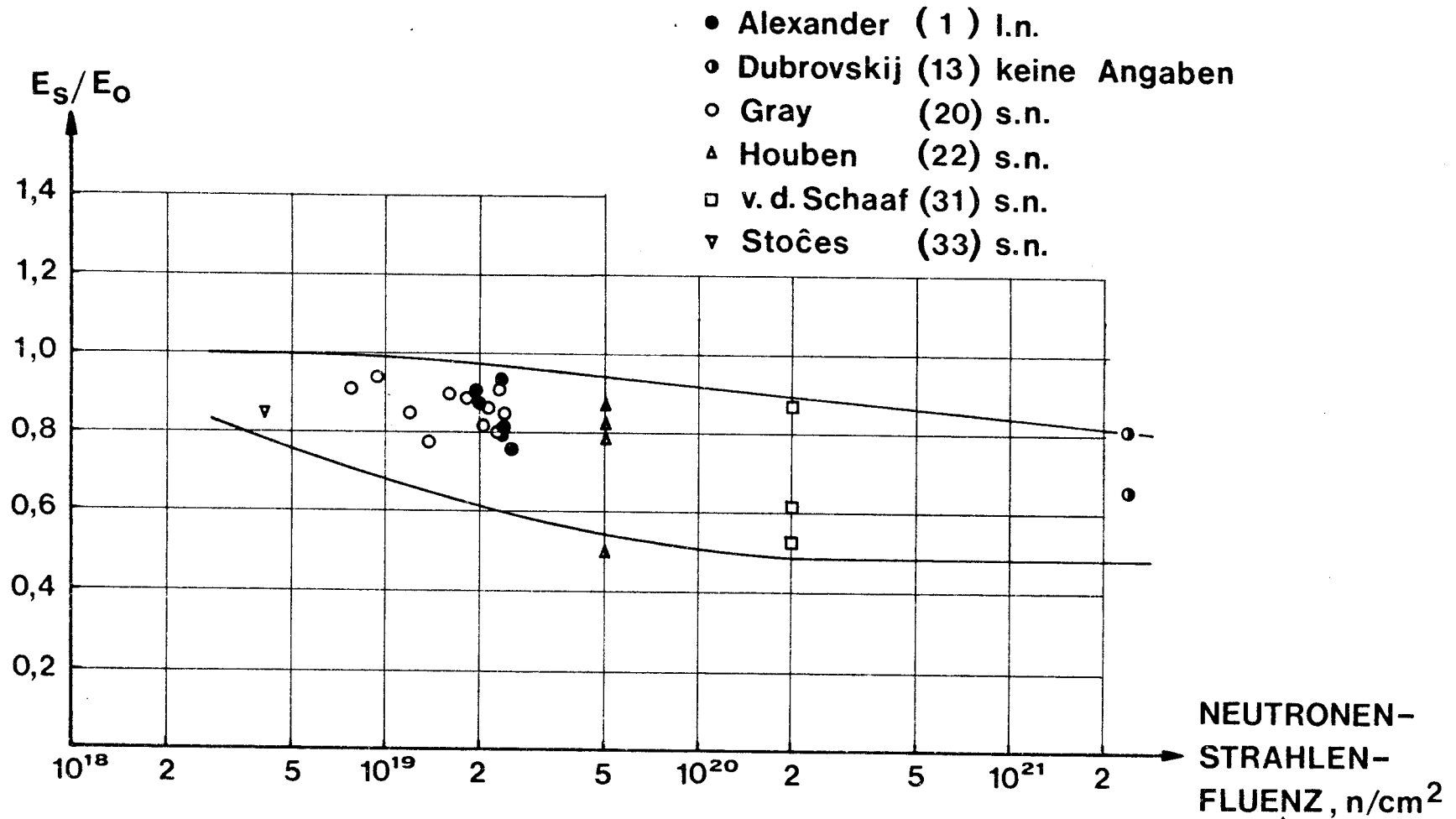
Volumenänderung von kalzitischen Zuschlägen
während einer Bestrahlung mit schnellen Neu-
tronen

FIG 45. Volymökning hos olika ballasttyper vid neutron-
bestrålning. Hilsdorf et al, 1976.



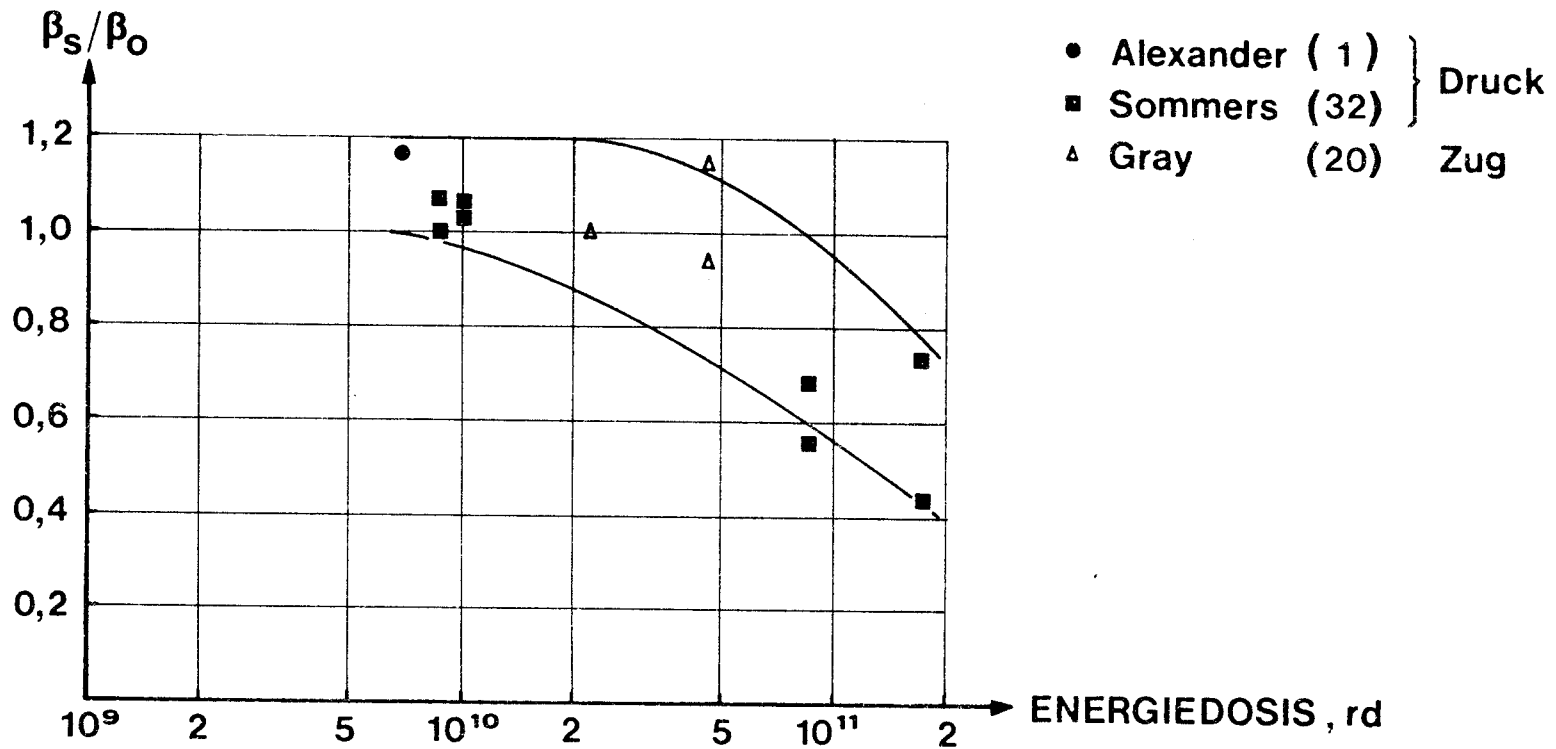
Volumenänderung von Zuschlägen und Zementsteinproben während einer Bestrahlung mit schnellen Neutronen

FIG 46. Volymändring hos cementpasta och ballast vid neutronbestralning. Hilsdorf et al, 1976.



Einfluss einer Neutronenstrahlung auf den Elastizitätsmodul von Beton E_S , bezogen auf den Elastizitätsmodul nicht bestrahlter, nicht temperaturbeanspruchter Proben E_0

FIG 47. Inverkan av neutronbestrålning på E-modulen hos betong. Hilsdorf et al, 1976.



Einfluss einer γ -Strahlung auf die Druck- u. Zugfestigkeit von Betonproben β_s , bezogen auf die Festigkeit nicht bestrahlter, nicht temperaturbeanspruchter Proben β_0

FIG 48. Inverkan av γ -strålning på hållfastheten hos betong. Hilsdorf et al, 1976.

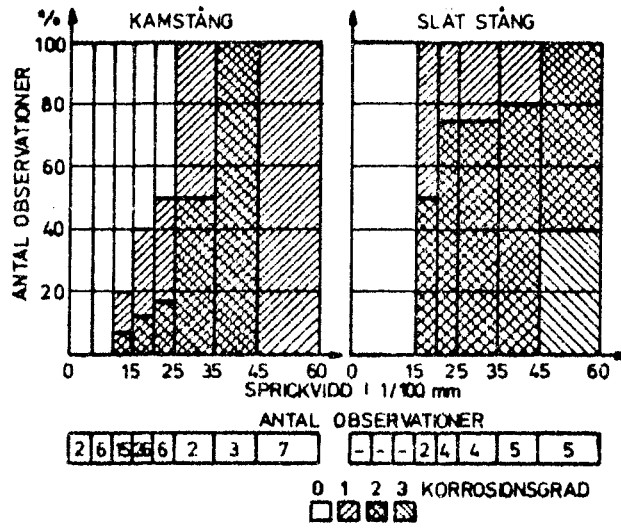


FIG 49. Inverkan av sprickvidden på ingjuten armerings korrosion. Tuutti, 1976.

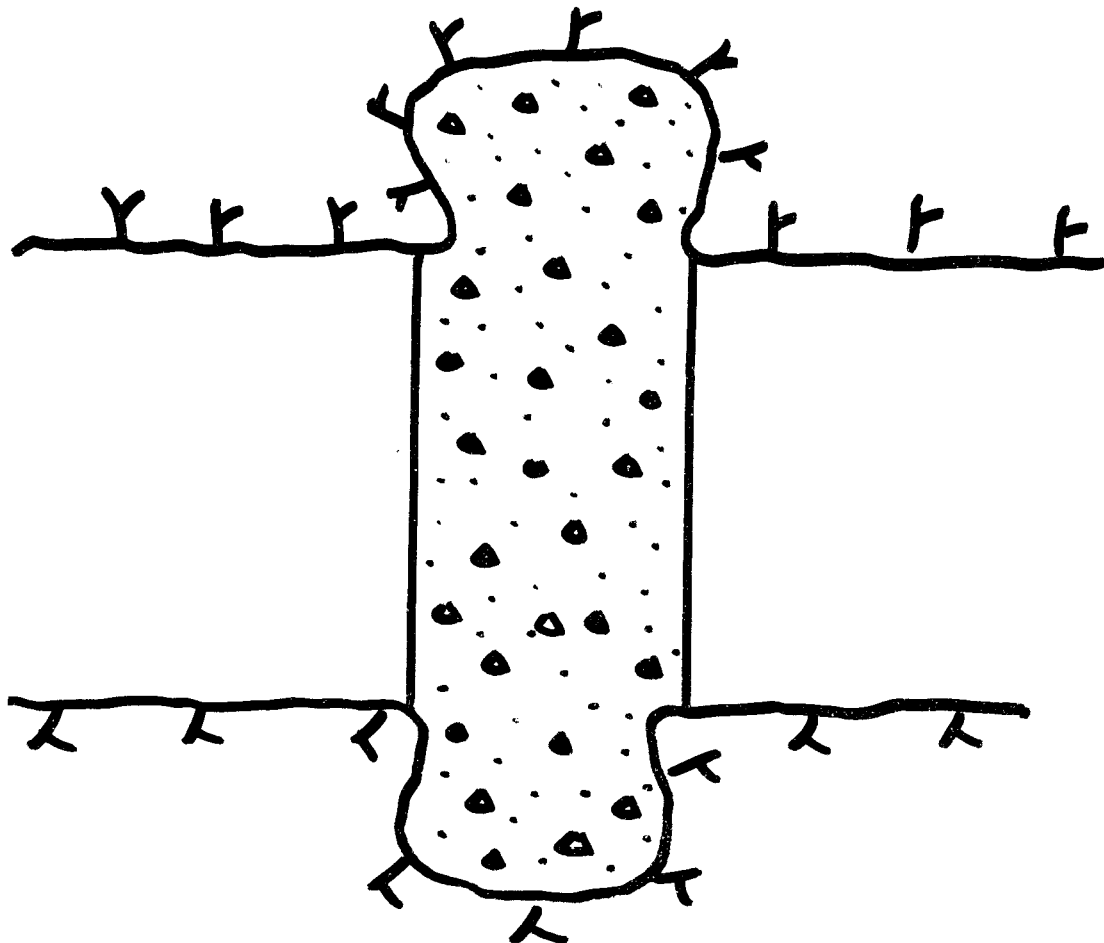


FIG 50. Förslag till metod att förankra betong i berg.

BILAGA 1: Krypdeformationer under fyllningsskedet

a) Egentyngd

Betrakta en 6 m hög betongkonstruktion.

Egentyngden är 24000 N/m^3 vilket ger en medelspanning i konstruktionen av $3 \cdot 24000 = 72000 \text{ N/m}^2$ eller $0,072 \text{ MPa}$.

Extrapolation av kända krypkurvor för vattenmättad betong enligt Bažant & Osman, 1975 ger en relativ krypdeformation efter 100 år av i medeltal $90 \cdot 10^{-6} \text{ m/m} \cdot \text{MPa}$ vid temperaturen $+20^\circ\text{C}$, se avsnitt 1.1.5.6.

Vid förhöjd temperatur till 40 å 50°C 2 å 3-dubblas denna deformation.

Krypdeformationer efter 100 år p g a egentyngd blir då maximalt.

$$(\epsilon_{\text{KRYP}})_{100 \text{ år}} \approx 0,072 \cdot 3 \cdot 90 \cdot 10^{-6} = 0,02 \text{ ‰}.$$

b) Ensidig last

Betrakta en 6 m hög betongvägg inplacerad som skiljevägg i en bergtunnel. Väggtjockleken antas vara 1 m. Väggen utsätts för ett hydrostatiskt tryck av 6 m vattenpelare vid basen. Lasten är triangulär.

Medelmomentet i väggen blir

$$\bar{M} \approx 0,04 \cdot q \cdot l^2 = 8,6 \cdot 10^4 \text{ Nm}$$

där q är lasten vid basen $= 6 \cdot 10^4 \text{ Pa}$ och l är väggens höjd $= 6 \text{ m}$.

Medelspänningen i väggen blir då

$$\sigma = \frac{\bar{M}}{W} = \frac{8,6 \cdot 10^4 \cdot 6}{1 \cdot 1^2} = 0,52 \text{ MPa}$$

Krypdeformationen efter 100 år vid ≈ 40 à 50°C är enligt föregående beräkning maximalt $\approx 3 \cdot 90 \cdot 10^{-6} \text{ m/m} \cdot \text{MPa}$.

Den verkliga krypdeformationen efter 100 år p g a egyptyngd blir då maximalt.

$$(\epsilon_{\text{KRYP}})_{100 \text{ år}} \approx 0,52 \cdot 3 \cdot 90 \cdot 10^{-6} = 0,14 \text{ } \circ/\circ.$$

BILAGA 2: Permeabilitetskoefficienter

a) Ingen strukturell förändring

Ur FIG 19 fås en permeabilitetskoefficient räknat på cementpastefasen som varierar mellan $6 \cdot 10^{-15}$ s och $2000 \cdot 10^{-15}$ s vid $v_{ct}=0,50$ och rumstemperatur.

Som ett rimligt maxvärde väljs därför $2000 \cdot 10^{-15}$ s. Detta värde fördubblas i stort sett vid uppvärmning till 40 å 60°C p g a viskositetminskningen.

Cementpastehalten är ungefär 30 vol-%. Resultatande permeabilitetskoefficienten vid förhöjd temperatur blir då:

$$B = 2000 \cdot 10^{-15} \cdot 2 \cdot 0,3 = 1200 \cdot 10^{-15} \text{ s}$$

b) Viss förgrovning av porstrukturen under uppfyllningsskedet

Det antas att förgrovningen, i första hand förorsakad av kristalltillväxt, går så långt att samtliga porer i cementpastan blir lika stora som de allra grövsta kapillärporerna hos en icke åldrad cementpasta. Pordiametern blir då $\approx 1000\text{Å}$, se FIG 6. Hos en cementpasta med $v_{ct}=0,50$ och fullständig hydrataion är porositeten 38% enligt ekv (4). Det antas nu att permeabiliteten för den åldrade cementpastan bestäms av permeabiliteten hos ett granulärt material med porositeten 38% och porstorleken 1000Å. Enligt Blake-Kozeny ekvationen gäller då följande värden på permeabilitetskoefficienten

$$B = \frac{D^2}{150\eta} \cdot \frac{\epsilon^3}{(1-\epsilon)^2} \cdot \gamma$$

Där D är kornstorleken, γ är vattnets densitet, ϵ är porositeten och η är vattnets viskositet.

Medelkornstorleken D beror på medelavståndet \bar{d} mellan kornen och volymandel korn. Följande uttryck gäller:

$$D = \frac{3 \cdot \bar{d}(1-\epsilon)}{\epsilon}$$

I aktuellt fall är $\bar{d} = 1000 \text{ \AA}$ och $\epsilon = 0,38$ dvs $D = 4900 \text{ \AA}$.

Permeabilitetskoefficienten B för pastan vid $+60^\circ\text{C}$ blir då

$$B = \frac{(4900 \cdot 10^{-10})^2}{150 \cdot 5 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{0,38^3}{0,62^2} \cdot 1000 = 4,5 \cdot 10^{-10}$$

Betongens permeabilitetskoefficient blir:

$$B = 0,3 \cdot 4,5 \cdot 10^{-10} = 1,4 \cdot 10^{-10} \text{ s.}$$

c) Starkt strukturförändrad betong under förvaringsskedet

Cementpastans struktur antas i detta skede vara så starkt förgrovad att enskilda korn motsvarar storleken hos de ursprungliga cementkornen; dvs $D \approx 5 \text{ \mu m}$.

Porositeten antas dessutom ha ökat med $\approx 10\%$, avsnitt 2.2.1.2. För en pasta med $v_{ct} = 0,50$ är därför $\epsilon = 0,38 + 0,10 = 0,48$.

Blake-Kozeny-ekvationen ger då följande permeabilitetskoefficient för pastan

$$B = \frac{(5 \cdot 10^{-6})^2}{150 \cdot 5 \cdot 10^{-4}} \cdot \frac{0,48^3}{0,52^2} \cdot 1000 = 1,4 \cdot 10^{-7} \text{ s.}$$

Betongens permeabilitetskoefficient blir då

$$B = 0,3 \cdot 1,4 \cdot 10^{-7} = 4 \cdot 10^{-8} \text{ s.}$$

BILAGA 3: Hållfasthet efter åldring

a) Cementpastans hållfasthet

Tryckhållfastheten hos en cementpasta kan beskrivas enligt FIG 8, där parametern X definieras enligt ekv (7) som volyandelen lastbärande fas i cementpastan.

För en fullständigt hydratiserad cementpasta med $vct = 0,50$ är således $X=0,72$ och $X^6=0,14$. Tryckhållfastheten enligt den extrapolerade linjen i FIG 8 blir då $\approx 180\text{MPa}$.

Efter fullständig åldring ökar porositeten med $\approx 10\%$ dvs X reduceras med beloppet $0,10$ till $0,62$ dvs $X^6=0,057$. Tryckhållfastheten efter åldring blir då ungefär 100MPa om det antas att den fasta fasens egen hållfasthet är oförändrad.

Hållfastheten är därför trots reduktionen med 45% fortfarande mycket hög.

En annan möjlighet till hållfasthetsbedömning av den åldrade betongen fås genom att studera vilket vct som den åldrade betongens porositet motsvarar.

Enligt ekv (4) är porositeten = 38% för en icke åldrad cementpasta vid fullständig hydration. Efter åldring är således porositeten ungefär 48% . Motsvarande vct enligt ekv (4) är $0,66$. Men en fullständigt hydratiserad cementpasta med detta vct måste ha en god hållfasthet; en betong med $vct=0,66$ har en tryckhållfasthet av $\approx 35\text{MPa}$ redan efter 1 månad.

b) Betongens hållfasthet

Betonghållfastheten bestäms i stort sett av cementpastans hållfasthet. När denna minskar minskar även betonghållfastheten om än i mindre grad.

Följande empiriska samband mellan betonghållfasthet och förändring av betongens porositet kan användas;

$$\sigma = \sigma_0 \cdot e^{-8.1\Delta\epsilon}$$

där σ och σ_0 är hållfastheten efter respektive porositetsökningar och $\Delta\epsilon$ är ökningen av porositet i m^3/m^3 . I aktuellt fall är $\Delta\epsilon \approx 0,035$ efter fullständig åldring dvs

$$\sigma/\sigma_0 \approx 0,75.$$

Betonghållfastheten är således inte fullt så känslig för en porositetsökning som cementpastans hållfasthet. Det kan också tänkas att vidhäftningen mellan pasta och ballast upphävs helt p g a åldring. I så fall sker en ytterligare reduktion enligt avsnitt 1.1.5.4 av storleksordningen 15 ä 30%.

Som nämnts i avsnitt 1.1.5.4 är långtidshållfastheten för en betong med $v_{ct}=0,50$ av storleksordningen 60 ä 80% av korttidshållfastheten.

Maximal effekt av åldring sammansätts alltså av effekten av följande tre mekanismer: porositetsökning, vidhäftningsförlust, långtidseffekter.

Den åldrade betongens långtidshållfasthet i relation till korttidshållfastheten hos icke

åldrad betong skulle alltså vara:

$$\frac{\sigma}{\sigma_{\text{KORTTID}}} > 0,75 \cdot 0,70 \cdot 0,60 \approx 0,30$$

Den starkt åldrade betongens resthållfasthet vid långtidslast skulle alltså vara åtminstone 30% av den icke åldrade betongens korttidshållfasthet. En betong med $v_{ct}=0,50$ och god härdning har en korttidshållfasthet av åtminstone 60 å 70MPa, se 2.1.2. Resthållfastheten hos åldrad betong är således åtminstone 18 å 21MPa.

BILAGA 4: Porositetsökningar vid hypotetiska omvandlings-
processer i fullständigt hydratiserad cementpasta

Densitet och molvolym Källa: Lea, 1970.

Benämning:	Kem.formel	Molvikt	Densitet g/cm ³	Molvolum cm ³ /mol	Lea, sid
Kalciumhydroxid	CH	74.10	2,23	33,2	270
"Tobermorit"	C ₃ S ₂ H ₃	342.42	2,44	140,3	270
Afwillit	C ₃ S ₂ H ₃	342.42	2,63	130,2	188
Hillebrandit	C ₂ SH	190.24	2,66	71,5	188
α-Dikalciumsilikathydrat	C ₂ SH	190.24	2,8	67,9	188
Trikalciumsilikathydrat	C ₆ S ₂ H ₃	510.66	2,61	195,7	188
Trikalciumaluminathydrat	C ₃ AH ₆	378.30	2,52	150,1	270
Tetrakalciumaluminathydrat	C ₄ AH ₁₉	668.64	1,80	371,5	270
"	C ₄ AH ₁₃	560.52	2,02	277,5	270
"	C ₄ AH ₁₁	524.48	2,08	252,2	204
"	C ₄ AH ₇	452.40	2,28	198,4	204

Ändring i fast volym

Reaktion:

- ΔV

C ₃ S ₂ H ₃ ("Tobermorit")	= C ₃ S ₂ H ₃ (Afwillit)	5,1 cm ³ /mol S
C ₃ S ₂ H ₃ "	+ CH = 2C ₂ SH (Hillebrandit) + 2H	15,3 "
C ₃ S ₂ H ₃ "	+ CH = 2α-C ₂ SH + 2H	18,9 "
C ₃ S ₂ H ₃ "	+ 3CH = C ₆ S ₂ H ₃ (Trikalciumsi- likathydrat) + 3H	22,1 "
C ₄ AH ₁₉ = C ₃ AH ₆ + CH + 12H		188,2 cm ³ /mol A
C ₄ AH ₁₃ = C ₃ AH ₆ + CH + 6H		94,2 "
C ₄ AH ₁₁ = C ₃ AH ₆ + CH + 4H		68,9 "
C ₄ AH ₇ = C ₃ AH ₆ + CH		15,1 "

Porositetsökning hos cementpasta

A. Silikaterna

Antag pasta med vattenvikt/cementvikt = w

$$\text{Cementhalten} = \frac{1}{0,32+w} \text{ g/cm}^3$$

Antag SiO_2 -halten = 22% (vanligt värde)

$$\text{Då går det } \frac{0,22}{0,32+w} \cdot \frac{1}{60,06} = \frac{3,66 \cdot 10^{-3}}{0,32+w} \text{ mol S/cm}^3 \text{ pasta.}$$

$$\text{Porositetsökning blir } \frac{3,66 \cdot 10^{-3}}{0,32+w} \cdot (-\Delta V) \text{ cm}^3/\text{cm}^3$$

Beräknad porositetsökning p g a omvandling av "tobermorit"

vct: 0,4 0,5 0,6 0,7

Omvandling till:

Afwillit	0,03	0,02	0,02	0,02	cm^3/cm^3
Hillebrandit	0,08	0,07	0,06	0,05	
α -Dikalciumsilikathydrat	0,10	0,08	0,08	0,07	
Trikalciumsilikathydrat	0,11 ^x	0,10 ^x	0,09 ^x	0,08 ^x	

x

Dessa värden är för höga i cementpasta eftersom det inte finns tillräckligt C för att binda all kisel som trikalciumsilikathydrat.

B. Aluminaterna

Här inverkar halten av aluminater. Som exempel väljes ett cement med

C_3A	10%	=	$3,70 \cdot 10^{-4}$	mol A/g cement
C_4AF	7%	=	$1,44 \cdot 10^{-4}$	mol (A+F)/g cement
$\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$	6%	=	$3,48 \cdot 10^{-4}$	mol $\bar{\text{E}}$ /g cement

∴ Finns det totalt $3,70 \cdot 10^{-4} + 2 \times 1,44 \cdot 10^{-4} = 6,58 \cdot 10^{-4}$ mol (A,F) per g cement. Som kalciumaluminatmonosulfathydrat $C_4(A,F)\bar{S}H_x$ binds $3,48 \cdot 10^{-4}$ mol (A,F) Återstår $6,58 \cdot 10^{-4} - 3,48 \cdot 10^{-4} = 3,10 \cdot 10^{-4}$ mol (A,F) som $C_4(A,F)H_x$ (Detta är i överkant då en del F kan föreligga som FH_3 men efter lång tid har troligen all FH_3 övergått till $C_4(A,F)H_x$.)

Det finns $\frac{3,10 \cdot 10^{-4}}{0,32+w}$ mol (A,F) per cm^3 cementpasta.

Porositetsökningen blir $\frac{3,10 \cdot 10^{-4}}{0,32+w} \cdot (-\Delta V)$

Beräknad porositetsökning p g a omvandling till $C_3AH_6 + CH$

	vct: 0,4	0,5	0,6	0,7
Omvandling från:				
C_4AH_{19}	0,08	0,07	0,06	0,06 cm^3/cm^3
C_4AH_{13}	0,04	0,04	0,03	0,03
C_4AH_{11}	0,03	0,03	0,02	0,02
C_4AH_7	0,01	0,01	0,01	0,005

Det bör observeras att vid upphettning av $C_4AH_{11...19}$ till $105^\circ C$ bildas en produkt med sammansättning " C_4AH_8 " och att C_4AH_7 bildas först vid $120^\circ C$. Porositetsbidraget i steget $C_4AH_{19} \rightarrow "C_4AH_8"$ räknas därför av Powers in i den sk gelporositeten. Porositetsbidraget i steget " C_4AH_8 " $\rightarrow C_3AH_6 + CH$ är tydligen obetydligt, sannolikt högst $0,02 cm^3/cm^3$.

BILAGA 5: Uppskattning av angreppsgrad

1) Sulfatangreppet

Sulfatangreppet antas härröra från Östersjövattnet vars sulfathalt ligger på 1250 mg SO₄/l. Detta är enligt olika länders normer ett måttligt högt värde och har såvitt CBI känner till inte lett till några skador på betongkonstruktioner. Användande av sulfatresistent cement och god betong klarar sådant angrepp under normala förhållanden men för här aktuella tidrymder på 1000-100 000 år kan inga prognoser göras och i de följande beräkningarna görs därför bara en bedömning av hur mycket sulfat som kan komma in i betongen om berget får fungera som isolation mot havsvattnet och om transportprocesserna utgörs antingen av a) diffusion genom bergmaterialets porssystem i en stillastående porvätska eller av b) en vätskeström förorsakad av en tryckgradient men utan diffusion.

a) Uppskattning av sulfatangreppet vid diffusion utan hänsyn till strömning

Beräkningsmodell

Man betraktar ett fall där sulfat diffunderar genom ett poröst berg in mot ett centralt belägen sfärisk hål fyllt med betong. Betongen blir därvid förstörd i sina yttre delar varvid sulfatet övergår i olösliga föreningar som medför att sulfatjonkoncentrationen i dessa delar blir låg och kan anses vara =0 i gränsytan till berget.

Beräkningsformler: Lösning av diffusionsproblemet för ett område beläget utanför ett sfäriskt hål återfinns i Crank J "The Mathematics of Diffusion", 1975, sid 102

$$\frac{C-C_0}{C_1-C_0} = \frac{a}{r} \cdot \operatorname{erfc} \frac{r-a}{2\sqrt{Dt}} \quad \text{där} \quad \operatorname{erfc}(z) = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_z^{\infty} e^{-\eta^2} d\eta$$

$$(r \geq a, t \geq 0)$$

Här betyder C_0 startkoncentrationen i bergets porlösning, C_1 är koncentrationen i ytan av det sfäriska hålet med radien a , r ($>a$) är avståndet från hålets centrum, t är tiden, $C \equiv C(r,t)$ är koncentrationen på avståndet r vid tiden t och D är diffusionskonstanten.

Här ur får man den vid tiden t totalt in diffunderade mängden $G = - \int_0^t 4\pi a^2 \cdot \left[-D \left(\frac{\partial C}{\partial r} \right)_{r=a} \right] \cdot dt$

$$\text{vilket uträknat blir} \quad G = 4\pi aD (C_0 - C_1) \cdot \left(\frac{2a}{\sqrt{\pi D}} \cdot \sqrt{t+t} \right)$$

Om A är den mängd sulfat som behövs för att förstöra en volymenhet betong blir vid denna reaktion den återstående betongkärnans radie r bestämd av

$$A \left(\frac{4}{3} \pi a^3 - \frac{4}{3} \pi r^3 \right) = G$$

varav erhålles

$$\text{förstörelsedjupet } d = a - r = a - \sqrt[3]{a^3 - \frac{3G}{4A}}$$

$$\text{eller insatt} \quad d = a - \sqrt[3]{a^3 - \frac{3aD(C_0 - C_1)}{A} \cdot \left(\frac{2a}{\sqrt{\pi D}} \sqrt{t+t} \right)}$$

Val av siffervärden

a Diametern pluggens höjd = 6 m $a=3$ m

C_0 Porlösningkoncentrationen antas = 1,25 g SO_4^{2-} / l
= 1,25 kg SO_4 / m³

C_1 Koncentrationen i gränsytan antas = 0

- D Värde för diffusionskonstanten för sulfat i rent vatten $\approx 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$. Då stenen i berget antas ha en porositet på $\approx 0,5\%$ måste D-värdet vara $\leq 0,005 \cdot 10^{-9} = 5 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}$. Vid beräkningen har därvid ingen hänsyn tagits till den förlängda transportvägen genom porsystemet.
- A Mekanismen vid sulfatsprängning är antingen bildning av kalciummonosulfathydrat $\text{C}_4\text{A}\bar{\text{S}}\text{H}_{12}$ eller ettringit $\text{C}_6\text{A}\bar{\text{S}}_3\text{H}_{31}$. Dessa kräver olika mängder sulfat för sin bildning. Det antages att man för ändamålet valt ett ur sulfatbeständighetssynpunkt gynnsamt cement t ex Limhamn Stå med låg C_3A -halt. Med denna beräkningsmodell är ett sådant cement faktiskt ogynnsamt, vilket visar att modellen inte är fulländad utan har vissa absurda konsekvenser. Den leder dock till uppskattningar på säkra sidan, och fyller härigenom ett ändamål.

Detta cement antas innehålla 6% C_3A , 9% C_4AF och 1,8% SO_3 . 1 kg cement innehåller alltså 0,41 mol A och 0,23 mol $\bar{\text{S}}$. Det krävs alltså för monosulfatbildning $0,41 - 0,23 = 0,18 \text{ mol } \bar{\text{S}}/\text{kg cement}$
 för ettringitbildning $3 \times 0,41 - 0,23 = 1,0 \text{ " " "}$

Här har cementets F-innehåll inte medräknats (vilket är konservativt räknat).

Härav får att för monosulfat krävs 17,3 g $\text{SO}_4^{2-}/\text{kg cement}$
 och för ettringit krävs 96 " " "

Om betongen antas innehålla 350 kg cement per m^3
 blir A i resp fall

monosulfat: $A = 350 \times 17,3 = 6,06 \text{ kg } \text{SO}_4^{2-}/\text{m}^3 \text{ betong}$
 ettringit: $A = 350 \times 96 = 33,6 \text{ " " "}$

Utvärdering

Förstörelsedjup vid diffusion och ingen strömning

	Monosulfat	Ettringit
50 år	21 mm	4 mm
1000 "	107 "	19 "
10 000 "	471 "	74 "
100 000 "	> 3 m	418 "
1 000 000 "	> 3 m	> 3 m

b) Uppskattning av sulfatangreppet vid strömning utan hänsyn till diffusion

Den p g a strömning genom berget tillförda vätskemängden blir B kg per m² tvärsnittsarea, och sekund för en tryckgradient av 1 Pa/m.

Tillförd sulfatmängd blir alltså om koncentration är C₀ g SO₄²⁻/l ≈ C₀ g SO₄²⁻/kg lika med BC₀ g SO₄²⁻/m², s, (Pa/m)

Detta kan förstöra en betongvolym av 10⁻³ B C₀/A m³/m², s, (Pa/m) eller omräknat till tiden t i år, förstörelsedjupet i mm och gradienten i mmvp/m

$$10^{-3} B C_0 \cdot t \cdot (60 \cdot 60 \cdot 24 \cdot 365) \cdot (1000) \cdot (9,81) / A \text{ mm per mmvp/m}$$

$$= 3,09 \cdot 10^8 \frac{B C_0 t}{A} \text{ mm per (mmvp/m)}$$

För C₀=1,25 g SO₄²⁻ /l, B = 10⁻⁹ s för berget och A=6,06 resp 33,6 kg/m³ får man 6,38·10⁻²·t resp 1,15·10⁻²t mm per (mmvp/m).

Förstörelsedjup vid strömning och ingen diffusion

	Monosulfat	Ettringit
50 år	3 mm/(mmvp/m)	0,6 mm/(mmvp/m)
1000 "	64 "	12 "
10 000 "	638 "	115 "
100 000 "	> 3 m	1151 "
1 000 000 "	> 3 m	> 3 "

Bedömning

Oavsett om det är monosulfat eller ettringit som är orsaken till sulfatsprängningen är det ettringiten som är stabil vid den här aktuella sulfatkoncentrationen och som alltså fungerar som sulfatrecipient. Man har alltså anledning att tro att det sanna värdet ligger närmare ettringitvärdet än monosulfatvärdet. Efarenheter vid användning av sulfatresistent cement över normala tidrymder då inga skador erhålls visar även att siffran 21 mm på 50 år är för hög.

Slutsatsen blir att

- a) med användande av sulfatresistent cement blir det sannolikt inget sulfatangrepp alls
- b) om det ändå på den långa tiden uppträder ett sådant blir förstörelsedjupet med stor sannolikhet ej mer än ca 20 mm på 1000 år och ca 120 mm på 10 000 år under förutsättning av att vattentryckgradienten inte överskrider 1 mm VP/m och att bergets permeabilitet inte överstiger 10^{-9} (10^{-6} cm/s)
- c) Förstörelsedjupet kan under samma förutsättningar inte bli mer än ca 100 mm på 1000 år och ca 700 mm på 10 000 år.

2) Kalklakningsangreppet

- a) Diffusion utan hänsyn till strömning.

Samma beräkningsmodell användes som för sulfatangreppet

$a = 3 \text{ m}$

C_0 = porlösningskoncentrationen i berget, är okänd,
antas=0

C_1 = mättad kalklösningskoncentration.

Denna varierar med temperaturen (Lea 1970 p 185).

Temperatur	0	18	50	75	100	°C
Koncentr.	1.30	1,20	0,92	0,72	0,52	gCaO/l

Väljes temperaturen 18°C är $C_1=1,20 \text{ g CaO/l}$.

D Värdet för diffusionskonstanten för Ca(OH)_2 i vatten är $(1,4-1,8) \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$

(Hedin R CBI Handl. Nr 33 1962).

Här väljes $D = 1,8 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$. För $\epsilon=0,005$ fås
 $D \leq 0,9 \cdot 10^{-11} \text{ m}^2/\text{s}$

A 1 m^3 betong innehåller 350 kg cement med ca
 $350 \times 0,65 \text{ kg CaO} : A = 228 \text{ kg CaO/m}^3$ betong.

Förstörelsedjup:

50 år	1 mm
1000 "	4 "
10 000 "	15 "
100 000 "	84 "
1 000 000 "	786 "

b) Strömning utan hänsyn till diffusion.

Samma formel används som i sulfatfallet men med
 $C_1 - C_0$ i st. för C_0 .

Förstörelsedjupet blir $3,09 \cdot 10^8 \cdot \frac{B(C_1 - C_0) \cdot t}{A}$ mm per (mmvp/m)

Förstörelsedjup

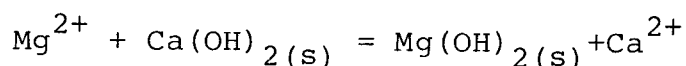
50 år	0,1 mm per (mmVn/m)
1000 "	2 "
10 000 "	16 "
100 000 "	163 "
1 000 000 "	1626 "

Bedömning

Storleken av kalkurlakningen blir ca 5 mm efter 1000 år och ca 15 mm efter 10 000 år under förutsättning av att vattentryckgradienten i berget inte överstiger 1 mmvp/m och permeabilitet inte överstiger 10^{-9} (s) (10^{-6} cm/s). Om det överhuvudtaget blir ett angrepp hänger på värdet av C_0 som satts lika med noll men som troligen får högre och därmed gynnsammare värde vid grund- eller havsvattnets passage genom berget.

3) Basutbytesangreppet

Svårigheten att bedöma storleken av detta angrepp ligger i att värdet på A är okänt. Antar man att angreppet får karaktär av ett basutbyte



så skulle A närmast jämföras med betongens Ca-halt. Koncentrationen i havsvattnet är 600 mg Mg/l vilket motsvarar 1,38 g CaOH. Denna koncentration är bara 15 % större än den för kalkurlakningsfallet antagna och magnesiumtransporten kan därför antas vara av samma storleksordning som för kalkurlakningsfallet.

Bedömning

Basutbytesangreppet blir lägre än motsvarande angrepp p g a kalkurlakning.

Förteckning över tekniska rapporter

01. Källstyrkor i utbränt bränsle och högaktivt avfall från en PWR beräknade med ORIGEN
Nils Kjellbert
AB Atomenergi 77-04-05
02. PM angående värmeledningstal hos jordmaterial
Sven Knutsson och Roland Pusch
Högskolan i Luleå 77-04-15
03. Deponering av högaktivt avfall i borrhål med buffertsubstans
A Jacobsson och R Pusch
Högskolan i Luleå 77-05-27
04. Deponering av högaktivt avfall i tunnlar med buffertsubstans
A Jacobsson, R Pusch
Högskolan i Luleå 77-06-01
05. Orienterande temperaturberäkningar för slutförvaring i berg av radioaktivt avfall
Roland Blomqvist
AB Atomenergi 77-03-17
06. Groundwater movements around a repository,
Phase 1, State of the art and detailed study plan
Ulf Lindblom
Hagconsult AB 77-02-28
07. Resteffekt för KBS del 1
Litteraturgenomgång Del 2 Beräkningar
K Ekberg, N Kjellbert, G Olsson
AB Atomenergi 77-04-19

08. Utlakning av franskt, engelskt och kanadensiskt glas med högaktivt avfall
Göran Blomqvist
AB Atomenergi 77-05-20
09. Diffusion of soluble materials in a fluid filling a porous medium
Hans Häggblom
AB Atomenergi 77-03-24
10. Translation and development of the BNWL-Geosphere Model
Bertil Grundfelt
Kemakta Konsult AB 77-02-05
11. Utredning rörande titans lämplighet som korrosionshärdig kapsling för kärnbränsleavfall
Sture Henriksson
AB Atomenergi 77-04-18
12. Bedömning av egenskaper och funktion hos betong i samband med slutlig förvaring av kärnbränsleavfall i berg
Sven G. Bergström
Göran Fagerlund
Lars Rombén
Cement och Betonginstitutet 77-06-22
13. Utlakning av använt kärnbränsle (bestrålad uranoxid) vid direktdeponering
Ragnar Gelin
AB Atomenergi 77-06-08
14. Influence of cementation on the deformation properties of bentonite/quartz buffer substance
R. Pusch
Högskolan i Luleå 77-06-20