



LUND UNIVERSITY

Betongkonstruktioner för havsbaserade vindkraftverk : förstudie

Ekström, Tomas; Janz, Mårten

2002

[Link to publication](#)

Citation for published version (APA):

Ekström, T., & Janz, M. (2002). *Betongkonstruktioner för havsbaserade vindkraftverk : förstudie*. (Elforsk rapport; Vol. 02:13). Elforsk. <http://www.elforsk.se/rapporter/>

Total number of authors:

2

General rights

Unless other specific re-use rights are stated the following general rights apply:

Copyright and moral rights for the publications made accessible in the public portal are retained by the authors and/or other copyright owners and it is a condition of accessing publications that users recognise and abide by the legal requirements associated with these rights.

- Users may download and print one copy of any publication from the public portal for the purpose of private study or research.
- You may not further distribute the material or use it for any profit-making activity or commercial gain
- You may freely distribute the URL identifying the publication in the public portal

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

Take down policy

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

LUND UNIVERSITY

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



Betongkonstruktioner för havsbaseade vindkraftverk

Förstudie

Elforsk rapport 02:13



Fundamenter bliver sejlet ud til Tuno Knob
Fotografi © 1996
Flemming Hagensen



<http://www.middelgrunden.dk/byggepladsen/m53.htm> Systems A/S

Betongkonstruktioner för havsbaserade vindkraftverk

Förstudie

Elforsk rapport 02:13

Betongkonstruktioner för havsbaserade vindkraftverk

Förstudie

Elforsk rapport 02:13

Förord

Intresset för förläggning av vindkraftverk till havs ökar. Härvid finns behov av gemensamma regler och tekniska lösningar så att vindkraftverken som helhet får en avsedd livslängd och små underhållskostnader.

I föreliggande rapport gås de viktigaste faktorerna som påverkar livslängden av betongkonstruktioner till havsbaserade vindkraftverk igenom med syfte att kunna utgöra ett första underlag för eventuellt vidare skrivande av tillämpningsanvisningar.

Projektet har genomförts av Sycon Energikonsult inom ramen för Elforsks vindkraftsprogram (2172). Programmet finansieras av Vattenfall, Sydkraft, Birka Energi, Göteborg Energi, Umeå Energi, Falkenberg Energi, Helsingborg Energi, Varberg Energi, Lunds Energi, Grånge, Gävle Energi och Energimyndigheten.

Stockholm mars 2002

Ulf Arvidsson

Elforsk AB
Programområde El- och värmeproduktion

Sammanfattning

Inom en snar framtid kommer många havsbaserade vindkraftverk troligen att byggas runt om Sveriges kuster. Det bör finnas ett behov av gemensamma regler eller tekniska lösningar inför en sådan byggnation så att vindkraftverken som helhet får en avsedd livslängd och små underhållskostnader.

I denna rapport går de viktigaste faktorerna som påverkar livslängden av betongkonstruktioner till havsbaserade vindkraftverk igenom, nämligen (i) dimensionering och utformning, (ii) miljöangrepp, (iii) materialval och (iv) utförande av byggarbete. Rapporten är avsedd att vara ett första underlag för eventuellt vidare skrivande av tillämpningsanvisningar.

Det finns fortfarande begränsade erfarenheter av byggande av havsbaserade vindkraftverk runt om i världen. Dock finns stor erfarenhet av annan offshoreverksamhet där det ibland ingår byggande av konstruktioner som påminner om vindkraftverk. Det finns två dominerande typer av grundläggning av havsbaserade vindkraftverk, ”monopile” av stål och gravitationsfundament av betong. Kostnaden för fundamenten brukar ligga runt 20 % av total anläggningskostnad. Det anses att betongfundament för vindkraftverk kan vara ekonomiska för havsdjup ner till 15-20 m och eventuellt ännu djupare.

Armerad betong i marin miljö utsätts för flera olika nedbrytningsmekanismer, t.ex. frost, armeringskorrosion och isnötning. Det finns dessutom ett antal nedbrytningsmekanismer som kan uppstå vid ett felaktigt val av delmaterialen till betongen. Med dagens betongteknologi kan man dock bygga armerade betongkonstruktioner med mycket hög beständighet mot de miljölaster som den utsätts för. När en konstruktion skall projekteras bör man eftersträva en beständighet som står i paritet med konstruktionens ändamål.

Den europeiska standardiseringsorganisationen CEN utarbetar på uppdrag från EG och EFTA gemensamma europeiska dimensioneringsregler, Eurocodes (EC). Dessa kan på sikt komma att ersätta motsvarande nationella regler som t.ex. BKR i Sverige. Under en övergångsperiod kommer det dock att finnas både nationella och europeiska regler. För att anpassa Eurocodes till de nationella regelsystemen kan varje medlemsland ge ut ett nationellt anpassningsdokument, NAD.

Den vanligaste dimensioneringsmetoden är den så kallade partialkoefficientmetoden. Det är en semi-probabilistisk metod som utgår från statistiska variationer, men är förenklad genom användning av kalibrerade så kallade partialkoefficienter γ för såväl laster som bärförmåga. De flesta normer föreslår denna metod. För konstruktioner utsatta för extrema vind, våg eller islast, eller om man på grund av t.ex. ekonomiska faktorer, vill göra en mer nyanserad bedömning, kan man utföra en probabilistisk beräkning.

För havsbaserade vindkraftverk bör speciellt diskuteras vind- våg och islaster och sannolikheten för att de kan uppträda samtidigt. I vissa farvatten kan det även vara aktuellt att ta hänsyn till olyckslaster såsom påsegling av fartyg.

Summary

Two types of marine foundations to windpower stations are common today, *gravity foundations* of concrete and *monopiles* of steel. The production cost for foundations lays typically around 20% of the total construction cost.

Marine concrete structures are exposed to many environmental degradation mechanisms, such as freeze and thawing, reinforcement corrosion, mechanical erosion due to ice, salt attack and leaching. To get a durable concrete structure the main influencing parameters are type of cement, water to cement ratio, type of aggregate, concrete cover to reinforcement, design and how the construction work is carried out.

In a near future, the Eurocode shall replace the national building codes, as for example the Swedish building code BKR. To regard different conditions in different countries, there shall be national application documents also. The most common design format is the *partial coefficient factor format* that regards uncertainties of loads and strength with partial factors. If the statistical distribution of the loads or strength is known, a probabilistic calculation can also be made.

The most important loads on a marine foundation to a windpower station are wind, waves and ice. The risk to have wind and waves together with ice-loads must be considered in each case.

Innehållsförteckning

1	INLEDNING.....	1
1.1	BAKGRUND.....	1
1.2	MÅL	1
1.3	AVGRÄNSNINGAR.....	1
2	KONSTRUKTIV UTFORMNING	2
2.1	ALLMÄNT.....	2
2.2	GRUNDLÄGGNING AV GRAVITATIONSFUNDAMENT.....	4
3	NEDBRYTNINGSMEKANISMER OCH BESTÄNDIGHET I MARIN MILJÖ.....	6
3.1	ALLMÄNT.....	6
3.2	MILJÖLASTER	8
3.3	FROSTANGREPP.....	8
3.4	ARMERINGSKORROSION.....	10
3.5	MEKANISK NÖTNING	13
3.6	HAVSVATTEN	13
3.7	URLAKNING.....	14
3.8	STANDARDER OCH NORMER.....	14
4	LÄMPLIGA KRAV PÅ BETONG, ARMERING OCH TÄCKSKIKT	16
4.1	BETONG.....	16
4.1.1	<i>Cementtyp.....</i>	<i>16</i>
4.1.2	<i>Tillsatsmaterial.....</i>	<i>17</i>
4.1.3	<i>Ballast.....</i>	<i>18</i>
4.1.4	<i>Vatten.....</i>	<i>18</i>
4.1.5	<i>Vattencementtal, vattenbindemedelstal.....</i>	<i>18</i>
4.1.6	<i>Utförande.....</i>	<i>19</i>
4.1.7	<i>Frostresistens.....</i>	<i>19</i>
4.2	ARMERING	20
4.3	TÄCKSKIKT.....	20
5	DIMENSIONERING	21
5.1	STANDARDER OCH NORMER.....	21
5.2	KRAV.....	23
5.2.1	<i>Krav i gränstillstånd.....</i>	<i>23</i>
5.2.2	<i>Krav på beständighet.....</i>	<i>24</i>
5.3	DIMENSIONERINGSMETODER	24
5.4	LASTER.....	26
5.4.1	<i>Allmänt</i>	<i>26</i>
5.4.2	<i>Permanent laster.....</i>	<i>28</i>
5.4.2.1	Egentyngd	28
5.4.2.2	Jordtryck	28
5.4.2.3	Deformationslaster	28
5.4.3	<i>Variabla laster.....</i>	<i>29</i>
5.4.3.1	Jordtryck orsakat av konstruktionsdel rörelse mot jorden	29
5.4.3.2	Vindlast.....	29
5.4.3.3	Våglast	30
5.4.3.4	Strömtryck.....	34
5.4.3.5	Islast	34
5.4.3.6	Deformationslaster	36
5.4.4	<i>Lastkombinationer.....</i>	<i>36</i>
5.5	MATERIAL.....	40
5.6	DIMENSIONERING I BROTTGRÄNSTILLSTÅNDET	41

5.6.1	<i>Allmänt</i>	41
5.6.2	<i>Beräkning av lasteffekter</i>	41
5.6.3	<i>Materialbrott</i>	41
5.6.4	<i>Stabilitet</i>	41
5.7	DIMENSIONERING I BRUKSGRÄNSTILLSTÅND	43
5.7.1	<i>Allmänt</i>	43
5.7.2	<i>Beräkning av lasteffekter</i>	43
5.7.3	<i>Begränsningar av spänningar</i>	43
5.7.4	<i>Sprickbildning och rostskydd</i>	43
5.7.5	<i>Erosion</i>	44
6	UTFÖRANDE AV KONSTRUKTIONEN	45
6.1	FORMAR	45
6.2	ARMERING	45
6.3	TILLVERKNING AV BETONGMASSA	45
6.4	BETONGARBETE	46
6.5	UNDERVATTENSGJUTNING	46
7	KONTROLL AV PROJEKTERING OCH BYGGANDE	48
8	SLUTSATSER	50
8.1	DENNA RAPPORT	50
8.2	FORTSATT ARBETE	50
9	REFERENSER	51

1 Inledning

1.1 Bakgrund

Inom en ganska snar framtid kommer många havsbaserade vindkraftverk troligen att byggas runt om Sverige. Det bör finnas en mängd ”att tänka på” inför en sådan byggnation så att betongkonstruktionen och därmed även vindkraftverken som helhet får en avsedd livslängd och små underhållskostnader. Inomhuskonstruktioner och enklare utomhuskonstruktioner har Boverkets Konstruktionsregler, vägbroar och järnvägsbroar har sina speciella regler, t.ex. BRO94 och dammar har nyligen fått sina riktlinjer Ridas. Det är därför rimligt att även så pass utsatta konstruktioner som fundament till vindkraftverk får sin speciella projekteringshandledning.

1.2 Mål

Att utforma ett underlag som kan användas för att skriva en handledning för projektering av betongkonstruktioner till havsbaserade vindkraftverk, att användas vid projektering, upphandling, byggande och underhåll av dessa konstruktioner.

1.3 Avgränsningar

En litteraturgenomgång har gjorts av huvudsakligen svensk litteratur inom betongområdet, men även några utländska dokument, t.ex. Eurocodes har studerats. Dock bör mer utländsk litteratur och normer studeras och kanske användas i eventuellt fortsatt arbete med tillämpningsanvisningar för vindkraftsfundament.

2 Konstruktiv utformning

2.1 Allmänt

Det finns fortfarande begränsade erfarenheter av byggande av havsbaserade vindkraftverk runtom i världen. Dock finns stor erfarenhet av annan offshoreverksamhet där det ibland ingår byggande av konstruktioner som påminner om vindkraftverk (Billington 2001).

Två typer av grundläggning av havsbaserade vindkraftverk dominerar idag, ”monopile” av stål och gravitationsfundament av betong. Med monopile menas att ett hål borrar ner i havsbotten varefter ett stålrör eller ”ståldubb”, som samtidigt utgör en del av kraftverkstornet, körs ner i hålet. Med gravitationsfundament menas här fundament som förlitar sig på egentvängder för stabilitet mot verkande laster.

I t.ex. Danmark har hittills endast gravitationsfundament av betong använts, nämligen vid Vindeby, Tuno Knob och Middelgrunden. Effekten per kraftverk för dessa anläggningar var 0.45, 0.5 respektive 2 MW och havsdjupet var 3-5 m, 3-5 m respektive 2-6 m. I Sverige har endast monopile används, nämligen vid Bockstigen (södra Gotland), Utgrunden (Öland) samt vid Yttre Stengrund (Blekinge). Effekten per kraftverk var 0.5 MW för Bockstigen och 2 MW för Yttre Stengrund. Havsdjupet var 7 m respektive 8 m. Till det nära förestående projektet Klasården på Gotland har det ännu ej bestämts om grundläggningen skall ske med gravitationsfundament eller med monopile (Wickman 2001).

Inverkande faktorer på vilken typ av grundläggning man väljer för havsbaserade vindkraftverk kan vara:

- Jordegenskaperna i havsbotten
- Dynamisk samverkan jord/fundament/torn
- Tillgänglighet av byggnadsmaterial
- Hur fort fundamenten kan monteras med tanke på dåligt väder
- Tillgänglighet av byggtreprenörer. Vid ny teknik kan det finnas färre att välja bland.
- Kostnaden för att preparera havsbotten
- Havsbottens topografi
- Havsmiljöns egenskaper (vind, is, etc.)
- Byggplatsens placering, kan t.ex. fundamenten byggas på något närliggande varv
- Tillgänglighet av byggplatser
- Risker vid statiskt haveri. Vid ett eventuell hållfasthetsbrott glider t.ex. ett plattformfundament av betong troligen endast medan en grundläggning med nedborrad ståltub kan buckla med fullständig kollaps som följd
- Inverkan på porvattentrycken under grundläggningen med tanke på stabiliteten

Det anses att betongfundament för vindkraftverk kan vara ekonomiska för havsdjup upp till 15-20 m och eventuellt ännu djupare.

Fundamenten bör utformas så att:

- De enkelt kan byggas och monteras.
- De blir flexibla vid val byggplats.
- Standardiserade så att de enkelt kan flerfaldigas. Formar bör kunna återanvändas.
- Arbete med dem ”offshore” minimeras.
- De skall vara enkla att angöra med båt vid drift och underhållsåtgärder. Angöringsplatsen bör standardiseras för att passa använd båttyp.
- De skall utformas och ges en sådan materialkvalitet så att drift och underhåll minimeras
- Havsbotten runt fundamentet skall skyddas mot erosion eller så skall fundamenten tåla en viss erosion
- Det är en fördel om fundament belägna i havsområde där is förekommer utformas med isbrytare (om det sticker upp genom vattenytan), antingen sluttning neråt eller uppåt eller bådadera.
- Inverkan på miljön minimeras.
- De skall enkelt kunna demonteras vid drifttidens slut.

Det är troligen mest effektivt att tillverka betongfundamenten på land för att sedan transportera dem på plats. Väl på plats sänks fundamenten genom att fylla dem med lämplig ballast (t.ex. sjösand, betong eller stålskrot). Tillverkningen kan med fördel ske i torrdocka, men om någon lämplig sådan ej finns att tillgå kan tillverkningen ske på land och fundamenten sjösättas via räls. Det skulle även vara tekniskt möjligt att gjuta fundamenten på plats, antingen genom att sponta och torrlägga havsbotten, eller genom att utföra en undervattensgjutning.

Livslängden på havsbaserade vindkraftverk är ca 30 – 50 år, vilket medför att en livslängd för fundamenten också bör vara ca 50 år. Det skulle teoretiskt vara möjligt att återanvända fundamenten för flera generationer av vindkraftverk och därmed dimensionera dem för en längre livslängd, men då man t.ex. ej vet vilken infästning som krävs när det är dags att byta ut kraftverket eller om fortsatt tillstånd ges kan det vara svårt. Fundamenten specialdesignas vanligen för det kraftverk som skall monteras där. Eventuellt vore det dock långsiktigt lönsamt att designa fundamenten på ett flexibelt sätt, så att det finns en framtida möjlighet att återanvända dem. Grundläggningkostnaderna till havs, speciellt vid svåra bottenförhållanden, utgör en stor del av den totala investeringskostnaden. Kostnaden för fundamenten brukar ligga runt 20% av total anläggningkostnad.

Ett möjligt sätt att skapa flexibla fundament vore att vid små vattendjup utforma fundamenten så att man i princip ”lyfter upp” havsbotten över havsytan med ett mer eller mindre oarmerat fundament. Fundamentet kan gjas genom undervattensgjutning eller genom att injektera en packad sten och makadambädd med cementbruk eller cementslurry. På fundamentytan är det därefter möjligt att montera olika infästningar.

Exempel på normer och standarder som kan användas i samband med utformning av vindkraftsfundament till havs kan vara:

- BKR
- Bro 94
- Eurocodes
- DEA Draft Recommendations for Offshore Wind Turbines
- DnV Rules for Fixed Offshore Structures. DnV kan också certifiera utformningen.

2.2 Grundläggning av gravitationsfundament

Det finns två dominerande typer av grundläggningssätt när det gäller marina gravitationsfundament av betong, grundläggning på preparerad grusbädd och undergjutning mellan havsbotten och fundamentet.

Arbetsordningen för grundläggning på preparerad grusbädd kan vara:

- Rensa havsbotten från stora föremål och eventuellt schakta/jämna av botten.
- Lägg ut en avjämnad grusbädd
- Anpassa skiktet som fundamentet skall ligga på så att en jämn och förutsedd sättning äger rum när kraftverket monteras och under driftstadiet.
- Om inte fundamentet hamnar inom specificerade lägesmarginaler så kan fundamentet göras flytande så att bädden kan justeras.

Fördelar med grundläggning på grusbädd kan vara:

- Grundläggningen och konstruktionen behöver bara dimensioneras för lastfall som kan uppstå under driftskedet och inte för några lastfall för temporära grundläggningsskeden.
- Grusbädd är billigare att utföra än en undergjutna lösning.
- Det är enklare att riva och avsluta en vindkraftsetablering efter drifttiden vid grusbäddsalternativet än för den undergjutna lösningen.
- En grusbädd kan göras oberoende av och tidigare än byggandet av övriga delar av vindkraftverket och utgör därmed inte i någon kritisk del i en tidplan.
- En grusbädd kan relativt enkelt anpassas till en varierande bottenprofil.

Nackdelar med grundläggning på grusbädd kan vara:

- Den måste utformas med tanke på bottenerosion runt fundamentet.
- Det krävs omfattande dykarinsatser för att kontrollera utförande och planhet.
- Vattendjupet reduceras.

Fördelar med grundläggning på undergjutning kan vara:

- Man kan göra en plan uppläggning med stor exakthet. Dock är det svårt att få konstruktionen i exakt, vertikal position innan undergjutningen kan ske.
- Grundläggningen har bra motstånd mot bottenerosion.

Nackdelar med grundläggning på undergjutning kan vara:

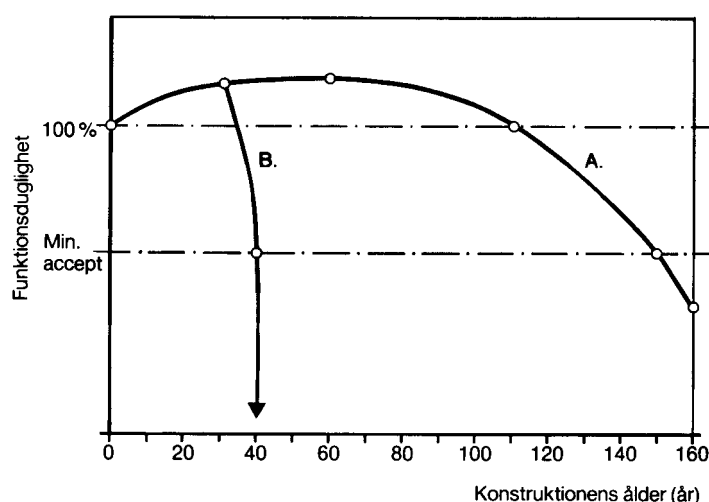
- Det är ett relativt dyrt alternativ.
- Svårt att säkerställa fullständig täthet runt spalten som skall injekteras, bruk kan flyta bort.
- Det är svårt att se hur resultatet blev. Har bruket trängt in lika överallt och med avsedd sammansättning.
- Försenar byggprocessen medan undergjutning och härdning varar.
- Om något går snett är det väldigt svårt att korrigera utförandet.
- Grundläggningen ihop med konstruktionen blir styvare och attraherar därmed större laster.

3 Nedbrytningsmekanismer och beständighet i marin miljö

3.1 Allmänt

Armerad betong i marin miljö utsätts för flera olika nedbrytningsmekanismer. Några av dessa är *frost*, *armeringskorrosion* på grund av klorider, *mekanisk nötning* på grund av islast, *saltangrepp* och *urlakning*. Det finns dessutom ett antal nedbrytningsmekanismer som kan uppstå vid ett felaktigt val av delmaterialen till betongen. Ett av de mer kända är *ballastreaktioner* mellan alkali från betongen och ballast med reaktiv SiO_2 och/eller kiselsyra, så kallad alkalikiselsyreareaktion. Svensk ballast är dock generellt av mycket god kvalitet varför ballastreaktioner sällan är något problem.

Normalt sett ökar dock betongens funktionsduglighet en viss tid efter konstruktionens färdigställande på grund av cementet fortsätter att reagera under en lång tid efter betongkonstruktionens färdigställande med en ökad hållfasthet och täthet som följd. Efter en viss tid kommer dock nedbrytningsmekanismerna att bli dominerande. Beroende på vilken mekanism som startar får nedbrytningen olika förlopp. Armeringskorrosion ger t.ex. ofta en snabb förlust av konstruktionens funktionsduglighet (B i Figur 3.1) medan angrepp på själva betongen ger en mer gradvis nedsättning av konstruktionens funktionsduglighet (A i Figur 3.1). Konstruktionens livslängd kan definieras som den tid då konstruktionens funktion är uppfylld, d.v.s. till dess "min accept" underskrids i Figur 3.1.

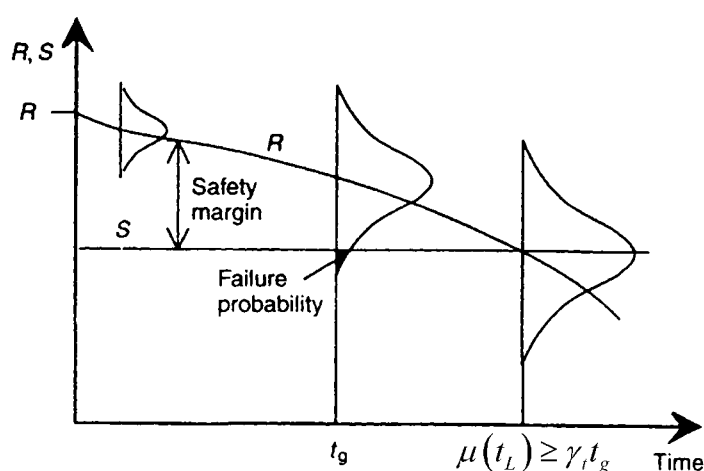


Figur 3.1 Funktionsdugligheten hos två fiktiva betongkonstruktioner. Källa: Fagerlund (1991).

Definitionen av livslängd kan dock variera. Vägverket använder t.ex. i VU 94 definitionerna *användningstid*, *teknisk livslängd* samt *ekonomisk livslängd*. *Användningstiden* är den tid då vägen skall användas med samma dragning, *teknisk livslängd* motsvarar den tid då bron uppfyller avsedd funktion med "normalt underhåll" medan *ekonomisk livslängd* är 40 år med fastställd kalkylränta på 5 %. De tekniska livslängder Vägverket föreskriver i VU 94 är minst 120 år med en median på 150 år på broar med en spännvidd över 200 m eller en längd på 1000 eller tunnlar med en längd över 1000

m.. På övriga broar och tunnlar föreskrivs en teknisk livslängd av minst 80 år med en median på 100 år. Den livslängd som avses i denna rapport är, med Vägverkets vokabulär, den tekniska livslängden.

Men även den tekniska livslängden kan beräknas på olika sätt. Naturligtvis finns det en naturlig variation i både nedbrytningen som påverkar bärförmågan R och i lasten S som en betongkonstruktion utsätts för. I Figur 3.2 visas ett exempel där bärförmågan antar en sannolikhetsfunktion. Vid den uppställda livslängden t_g finns en viss sannolikhet för att bärförmågan R underskrider lasten S . Den uppställda livslängden är alltid lägre än medellivslängden $\mu(t_L)$. Det som skiljer den uppställda livslängden från medellivslängden är säkerhetsfaktorn γ . Skulle även lasten S variera skulle även lasten i Figur 3.2 anta en sannolikhetsfunktion.



Figur 3.2 Livslängdsbegreppet när hänsyn tas till spridning i nedbrytningshastigheten. Källa: Sarja och Vesikari (1996).

Som framgår av Figur 3.1 kan nedbrytningen fortgå under en lång tid, med tydliga och synliga skador som följd, innan konstruktionen uppnår sin livslängd. En systematisk metod att bedöma kvarvarande livslängd på en konstruktion påverkad av frost, korrosion, ballastreaktioner samt urlakning finns beskriven i CONTECVET (2000).

Med dagens betongteknologi kan man bygga armerade betongkonstruktioner med mycket hög beständighet mot de miljölaster som den utsätts för. I Bro 94 föreskriver Vägverket t.ex. upp till 120 års livslängd på vissa av sina konstruktioner. Vad som avgör en betongs beständighet är framförallt (i) dess täthet, som i sin tur till stor del beror av vattencementtalet, d.v.s. kvoten mellan mängden blandningsvatten och mängden cement (vct), (ii) cementpastans kemiska sammansättning, som främst beror på bindemedelstyp, (iii) ballastens beskaffenhet, (iv) lufthalten och luftporstrukturen samt (v) utförandet.

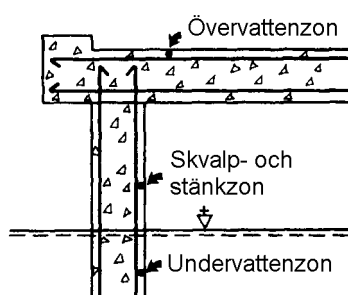
Det optimala är dock inte att alltid eftersträva en så hög beständighet som möjligt. När en konstruktion skall projekteras bör man eftersträva en beständighet som står i paritet

med konstruktionens ändamål. På konstruktioner som är svåra/dyra att underhålla, som t.ex. anläggningar i processindustrin där driftstopp är förenligt med mycket höga kostnader, bör en hög beständighet eftersträvas. Detsamma gäller byggnader som förväntas användas under lång tid, t.ex. vattenkraftsdammar och stora infrastruktursprojekt som Öresundsbron. För sådana byggnadsverk bör beständigheten således vara sådan att den tänkta livslängden kan nås utan att underhållskostnaderna skenar iväg.

Det är självklart dyrare att bygga med hög beständighet än med låg. Därför bör konstruktioner och konstruktionsdelar med en kortare tänkt livslängd även byggas med en lägre beständighet. Enligt avsnitt 2 har vindkraftverk en livslängd på ca 30 – 50 år. Måste tornet bytas ut efter denna tid, och fundamenten av konstruktiva skäl inte kan återanvändas till att fästa in det nya tornet, bör inte heller fundamenten dimensioneras för en längre livslängd. Finns det möjlighet till att återanvända fundamenten till nästa kraftverk bör däremot beständigheten, och på så vis även livslängden, vara betydligt längre.

3.2 Miljölaster

Betongkonstruktionens placering och utformning avgör den exponering den utsätts för. Vissa nedbrytningsmekanismer kan endast förekomma på vissa positioner på en marin konstruktion. Frost kan t.ex. inte förekomma på undervattenskonstruktioner och nötning av is förekommer endast vid vattenytan. Man kan i princip dela in exponeringen som betongkonstruktionen utsätts för från den marina miljön i en *undervattenzon*, där betongen ständigt är under vatten, i en *skvalp- och stänkzon*, med periodvis uppfuktning samt en *övervattenzon* som aldrig direkt utsätts för havsvatten, men dock för luftburet salt, se Figur 3.3. Denna uppdelningen går även att återfinna i de exponeringsklasser som används i den nya europeiska och svenska betongstandarden SS-EN 206-1: "Betong – Del 1: Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse".

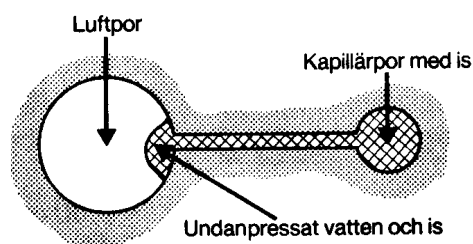


Figur 3.3 Undervattenzon: betongen är ständigt under havsytan. Skvalp- och stänkzon: betongen utsätts för ständigt varierande uppfuktning och avdunstning beroende på vågor och tidvatten. Övervattenzon: Betongen utsätts aldrig direkt för havsvatten men dock för luftburna klorider. Källa: Fagerlund (1994).

3.3 Frostangrepp

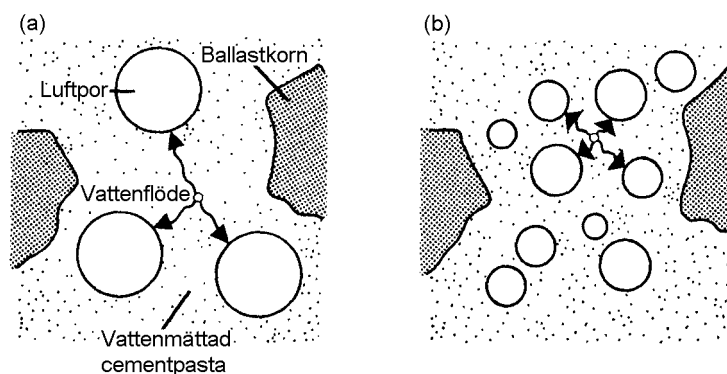
Tillsammans med kloridinitierad armeringskorrosion orsakar frostangrepp de största beständighetsproblemen på marina konstruktioner i Sverige. Frostangrepp kan delas in i *inre frostangrepp* och *saltfrostangrepp* som visar sig i form av avflagningar på betongytan. Frostangreppen uppstår när vattnet under en volymexpansion av 9 % fryser till is.

Kan inte isens tillväxt ske spänningsfritt genom en tryckutjämning till luftporer kommer betongen att spricka när dess draghållfasthet överskrids. Genom en tillräcklig mängd luftporer kan en betong alltså skyddas mot frostsador. I en betong finns det alltid en naturlig lufthalt på ca 1.5 – 2.5 vol. %, som i viss mån kan fungera som en tryckutjämnare, se Figur 3.4. Vanligtvis är dock inte den naturliga luften tillräcklig för att skydda betongen mot frostsador, utan extra luftporer måste tillföras betongen med så kallade luftporbildande tillsatsmedel.



Figur 3.4 Luftporerna fungerar som spänningsutjämnare när is bildas i kapillärporer. Källa: Fagerlund (1991).

För att luftporerna skall erhålla den tänkta tryckutjämnande funktionen är det viktigt att porerna fördelas på ett sådant sätt att avståndet mellan porerna inte blir för stort. Vid en viss volym luftporer är det alltså fördelaktigt med många små porer än ett fåtal stora. De naturliga luftporerna är vanligtvis större och på så vis mer isolerade från varandra än de extra luftporer som tillförs betongen, se Figur 3.5.



Figur 3.5 Få grova luftporer (a) ger längre poravstånd och därmed sämre skydd än många fina luftporer (b). Källa: Fagerlund (1992).

Inre frostangrepp sker om betongen fryser när andelen vattenfylld porvolym, *vattenmättnadsgraden*, överskrider den så kallade *kritiska vattenmättnadsgraden*. Tiden det tar för en betong som suger vatten att uppnå den kritiska vattenmättnadsgraden beror förutom luftinblandningen på betongens täthet, som i sin tur beror på *vct*. Ju lägre *vct*, desto tätare betong.

Vid inre frostangrepp bildas små sprickor i cementpasta som sätter ner dess hållfasthet. Skadorna är inte synliga från utsidan men kan på konstruktioner upptäckas med

hållfasthetsprovning, mätning av E-modulen, eller mätning av gångtiden för ultraljud genom konstruktionen.

Saltfrostangrepp sker när salt finns närvarande på betongytan och ger en successiv avskalning av ytan. Även små yttre saltkoncentrationer kan ge skador, men avskalningen når ett maximum vid en saltkoncentration på ca 3 %. Lindmark (1998) förklarar saltfrostavskalning med ”mikroskopisk islinnsbildning”. Finns det salt närvarande i ytvattnet kommer fryspunkten på denna saltlösning vara lägre än för vattnet i betongens porsystem. När porvattnet väl börjat frysa kan den bildade islinsen fördes med nytt vatten från ytan med ökande istillväxt som följd, d.v.s. i princip samma fenomen som vid tjälskjutning. Även andra förklaringar går att finna i litteraturen.

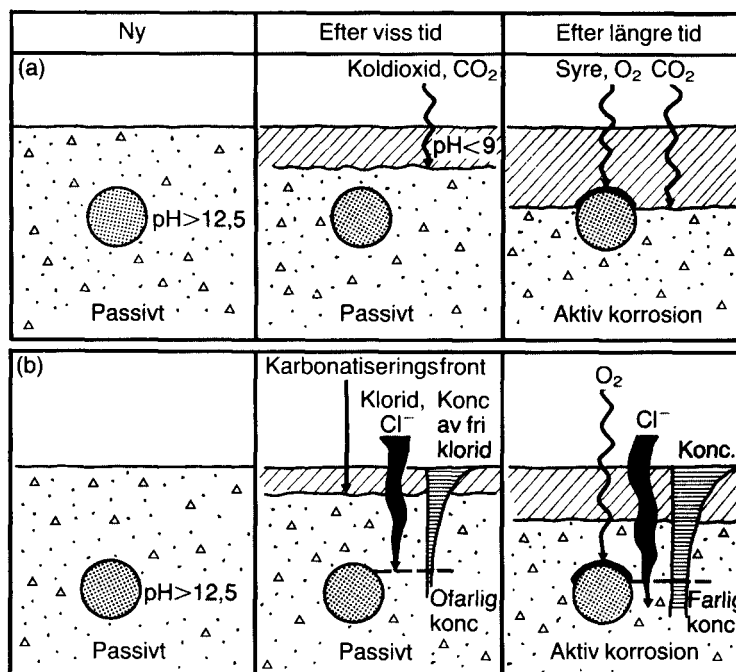
Saltfrostangrepp kan undvikas genom att blanda i luft i betongen. Enligt Fagerlund (1992) har en betong utan extra luftinblandning mycket små möjligheter att klara en frysning som sker i närvaro av saltlösning på ytan. Även en tät betong, d.v.s. en betong med lågt *vct*, minskar avflagningen på grund av att vattentransporten till islinsen blir mindre.

3.4 Armeringskorrosion

Armeringsjärn eller annat järn ingjutet i en betong har normalt ett passiviserande lager av järnoxid på ytan. Detta lager medför att järnet inte kan korrodera, man säger att järnet befinner sig i ett passiviserat tillstånd. En förutsättning för att armeringsjärnet skall korrodera är således att detta oxidskikt bryts ner. Det finns två möjliga mekanismer som kan orsaka detta; *karbonatisering* av betongen fram till armeringen eller en tillräcklig hög koncentration av *klorider* vid järnet.

När betongen *karbonatiserar* tränger koldioxid från luften långsamt in i betongen och reagerar med pH-höjande hydroxidjoner med en kraftig sänkning av betongens pH-värde som följd. Koldioxiden tränger in i betongen som en relativt väldefinierad front med den karbonatiserade betongen med lågt pH (<9) närmast ytan och en okarbonatiserad betong med högt pH (>12.5) innanför, se Figur 3.6. När karbonatiseringsfronten når den ingjutna armeringen sänks betongens pH runt järnet varvid den passiviserande oxidfilmen försvinner. Finns det tillgång till en elektrolyt samt syre kan korrosionsprocessen starta.

Koldioxid har dock svårt att transporteras i ett vattenmättat porsystem, vilket medför att karbonatisering inte utgör något reellt problem i delar av marina konstruktioner som står i vatten. I delar som befinner sig längre upp från havsytan kan dock en viss karbonatisering ske, men det är en relativt långsam process.



Figur 3.6 Korrosion föranledd av karbonatisering (a) respektive klorider (b). Källa: Fagerlund (1992).

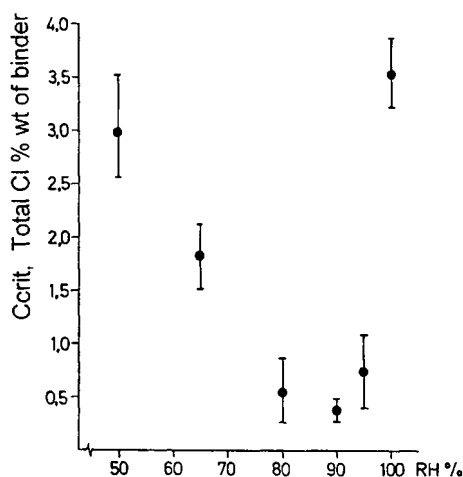
Den sannolikaste orsaken till korrosion i marina miljöer är så kallad *kloridinitierad armeringskorrosion*. Klorider transporteras via diffusion och konvektion gradvis in i betongen, med en från ytan avklingande koncentrationsprofil som följd, se Figur 3.6. En viss del av kloriderna i betongen binds kemiskt till cementgelen eller fysiskt via adsorption till porväggarna. De *bundna kloriderna* är ur korrosionshänseende ofarliga, endast de i porsystemet *fria kloriderna* kan angripa armeringen. Mängden klorid som kan bindas beror på cementtyp, *vct*, ev. inblandning av restmaterial som masugnsslagg etc. vanligtvis avses dock den *totala kloridkoncentrationen* när kloridkoncentrationer anges. Detta har sin grund i att det är betydligt lättare att mäta total kloridkoncentration än fri.

När kloridkoncentrationen vid armeringsjärnet når en viss kritisk nivå, det så kallade *tröskelvärdet*, kan kloriderna tränga igenom den passiverande oxidfilmen med korrosion som följd. Storleken på tröskelvärdet beror främst på

1. Koncentrationen hydroxidjoner i porvattnet runt armeringen, som i sin tur beror på cementets alkalihalt (ökar hydroxidjonkoncentrationen), *vct* (minskat *vct* medför en ökad hydroxidjonkoncentration), betongens fukthalt (mindre vatten i porerna ger en högre hydroxidjonkoncentration per volym porvatten) och inblandning av puzzolana restmaterial (sänker hydroxidjonkoncentrationen).
2. Potentialskillnader i betongen som t.ex. kan avgöras av skillnader i fuktighet mellan olika delar i en betongkonstruktion.

Eftersom tröskelvärde beror på hydroxidjonkoncentrationen och potentialskillnaden är det svårt att ange något entydigt värde som stämmer för alla betonger och konstruktioner. I Sandberg (1998) anges tröskelvärden för betonger med olika inblandning av puzzolana restmaterial, *vbt* (vattenbindemedelstal) och täcksikt. De där uppmätta tröskelvärdena varierar mellan 0.4 och 1.4 % (vikt total kloridhalt i förhållande till vikt bindemedel).

Den för kloridinitierad armeringskorrosion känsligaste delen av en marin konstruktion är i skvalp- och stänkzonen där flera ogynnsamma faktorer samverkar: (i) omväxlande att transporten av klorider delvis sker med konvektion, vilket är en snabbare transportprocess än diffusion, (ii) uppfuktning och uttorkning kan medföra att klorider anrikas på ytan, (iii) fuktförhållandena växlar vilket medför att det finns en potentialskillnad i stålet, (iv) tröskelvärde är lägst vid 80 – 90 % relativ fuktighet (se Figur 3.7).

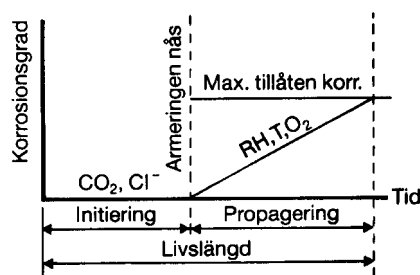


Figur 3.7 Tröskelvärde för stål ingjutet i bruk ($vct = 0.5$) konditionerat till olika fuktnivåer. Källa: Pettersson (1996).

Tiden till dess att korrosionsprocessen startar kan förlängas genom att välja en betong med högt tröskelvärde (gäller kloridinitierad korrosion), välja en tät betong som förhindrar transporten av koldioxid och klorider samt öka täcksiktet till armeringen.

Men ofta kan en viss mängd korrosion tillåtas innan skadan gör att bärförmågan minskat under en kritisk nivå och livslängden uppnått. Tuutti (1982) delar in livslängden i två skeden, dels initieringsskedet då klorider eller koldioxid transporteras in i betongen, dels i propageringsskedet då korrosionen fortgår, se Figur 3.8. Detta medför att även *korrosionshastigheten* är av betydelse. En långsam korrosionsprocess medför en lång propagering medan en snabb korrosionsprocess ger en kortare propagering och lägre livslängd. Beroende på att korrosionsprocessen är en transportprocess där syre skall transporteras till katoden och hydroxidjoner skall transporteras från katoden till anoden, blir korrosionshastigheten lägre i en tät betong med lågt *vct* än i en öppen betong med högt *vct*. Magnesium- och bikarbonatjoner i havsvattnet kan reagera med kalcium- och

hydroxidjoner i betongen och bilda tätare skikt i ytan. Dessa skikt kan reducera korrosionsprocessen.



Figur 3.8 Livslängden är summan av initieringen och propageringen. Källa: Tuutti (1982).

3.5 Mekanisk nötning

Vattentransporterade fasta partiklar, kavitation och isdrift kan för marina konstruktioner orsaka erosion, eller nötning. För havsbaserade fundament i nordliga farvatten som sticker upp ovanför vattenytan rör det sig framförallt om isnötning. Vid konstruktioner som utsätts för stark nötning kan följande åtgärder öka beständigheten.

- Lågt vct, speciellt i ytan. Detta ökar ytans hållfasthet.
- Ökat täckskikt för att kompensera nötningen.
- Hårdare ballast och högre ballasthalt.

För konstruktioner utsatta för isnötning kan täckande betongskikt behöva utökas utöver vad som anges i BBK. Vid täckskikt över ca 75 mm bör dock täckskiktet självt armeras, t ex med stålfibrer. Se även Möller (1994).

3.6 Havsvatten

Betong kan angripas av *sulfater* och olika *magnesiumföreningar* som finns i havsvatten. Magnesiumföreningar under vattenlinjen kan orsaka en uppluckring av betongytan. Sulfaterna reagerar under volymexpansion med betongens aluminatföreningar och bildar olika reaktionsprodukter, t.ex. ettringit. Vid höga sulfatkoncentrationer kan sulfatangrepp leda till totalt sönderfall av konstruktioner. Sulfatkoncentrationen i havsvatten är så pass hög att angreppen borde vara relativt stora. I en gradering av angreppens storlek utförd av Cembureau (1978) så borde koncentrationen av sulfater i havsvatten orsaka svag till måttligt angrepp. Trots detta är de faktiska angreppen mycket små. Orsaken till detta antas vara att havsvattnet reagerar med betongen och bildar på betongytan ett svårslösligt skikt av kalciumkarbonat. Kalciumkarbonaten har en tätande verkan vilket troligen är orsaken till att sulfatangrepp vanligtvis inte sker i havsvatten.

Utöver de kemiska angreppen kan även betongen i och strax över tidvattens- eller skvalpzonen utsättas för ett *kristallisationstryck*. Den periodvisa uppfuktningen och uttorkningen medför att saltet i havsvattnet kan kristalliseras i betongens porsystem under uttorkningsfasen. Tillåts kristallerna växa kan dessa orsaka ett inre tryck, som i sin tur kan medföra sprickbildning och avflagnig.

För att skydda sig mot sulfatangrepp kan ett så kallat *sulfatresistent cement* med låg aluminathalt användas. Även en inblandning av slagg och i viss mån puzzolaner ökar beständigheten. Dessutom skyddas betongen om den är tät (lågt *vct*), vilket minskar transporten av skadliga ämnen. En tät betong skyddar även mot kristallisationstryck.

3.7 Urlakning

Vatten har en förmåga att lösa upp hydratationsprodukter, framförallt kalkföreningar, från betong. Speciellt ”mjukt vatten”, d.v.s. vatten med liten koncentration av kalcium och magnesium. Vid en tät betong av hög kvalitet och utan nämnvärt med sprickor är dock risken liten för urlakning. Havsvatten har dessutom liten kalklösande förmåga. Urlakning torde därför inte vara något problem för vattenbyggnadsbetong av normal kvalitet belägen i havsvatten.

3.8 Standarder och normer

I BBK 94, och Bro 94 beskrivs miljön med hänsyn till risken för frostangrepp med miljöklasserna B1 – B4 där B1 är ”Obetydlig betongaggressiv miljö”, B2 ”Något betongaggressiv miljö”, B3 ”Måttligt betongaggressiv miljö” samt B4 är ”Mycket betongaggressiv miljö”. Marina konstruktioner i skvalp- och stänkkzonen hänförs till miljöklass B4 och delar belägna mer än 5 m över högvattenytan eller under skvalp- och stänkkzonen hänförs till miljöklass B3. Miljön med hänsyn till risken för armeringskorrosion beskrivs likartat med klasserna A1 (Obetydligt armeringsaggressiv miljö), A2 (Måttligt armeringsaggressiv miljö), A3 (Mycket armeringsaggressiv miljö) samt A4 (Extremt armeringsaggressiv miljö). Till miljöklass A4 klassas marina konstruktioner i skvalp- eller stänkkzonen medan marina konstruktioner ständigt belägna under vatten hänförs till miljöklass A3.

I den nya svenska och europeiska betongstandarden SS-EN 206-1 ett annat synsätt för klassificeringen där orsaken till angreppet ger exponeringsklass. Man skiljer t.ex. på om korrosion orsakas av karbonatisering, klorider från t.ex. tölsaltning eller av klorider från havsvatten. Totalt delas angreppen in i 4 huvudgrupper:

1. Ingen risk för korrosion eller angrepp (klass X0)
2. Korrosion föranledd av karbonatisering (klass XC1 – XC4)
3. Korrosion föranledd av andra klorider än från havsvatten (klass XD1 – XD3)
4. Korrosion orsakad av klorider från havsvatten (klass XS1 – XS3)
5. Angrepp av frysning/upptining med eller utan avisningsmedel eller havsvatten (klass XF1 – XF4)
6. Kemiskt angrepp (klassXA1 – XA3)

Som synes finns det totalt 18 olika exponeringsklasser i SS-EN 206-1. Det kan dock samtidigt aldrig förekomma mer än tre olika klasser på en konstruktionsdel, en för korrosion, en för frost samt en för kemiskt angrepp. Orsaken till detta är att karbonatisering aldrig är något problem när det finns risk för kloridinitierad armeringskorrosion och vice versa. Fördelen med den nya betongstandarden är att exponeringsklasserna är mer förbundna med verkliga nedbrytningsmekanismer, vilket möjliggör ett mer precist val av materialkvalitet.

Betong i marin undervattensmiljö tillhör enligt SS-EN 206-1 exponeringsklass XS2 (havsvatten utan frost och ständigt under vatten) medan betong i skvalp- och stänkzonen (i Sverige) tillhör exponeringsklass XS3/XF4 (havsvatten med frost i skvalp- och stänkzonen). Det är i endera dessa två klasser betongkonstruktioner för havsbaserade vindkraftverk hamnar.

4 Lämpliga krav på betong, armering och täckskikt

Förutom att betongkonstruktioner för havsbaserade vindkraftverk skall klara att ta upp de statiska och dynamiska laster den utsätts för, skall den även ha sådan beständighet att tillräcklig bärförmåga bibehålls hela dess tänkta livslängd. Beroende på den tänkta livslängden, d.v.s. om fundamentet skall användas för en eller flera generationer kraftverk, ställs mycket olika krav på den armerade betongen. Är den tänkta livslängden endast 30 – 50 år kan betydligt lägre kvalitet användas än om konstruktionen är tänkt att användas 100 år eller mer.

De materialparametrar som bestämmer en betongkonstruktions beständighet är främst *vct* (*vbt*), cementtyp, inblandning av tillsatsmaterial som flygaska, kiselstoft och masugnsslagg och tillsatsmedel som t.ex. luftporbildare och flytmedel, ballastmaterial. Dessutom påverkas en armerad betongs beständighet i stor utsträckning av täckskiktet, utformning och utförande.

4.1 Betong

4.1.1 Cementtyp

Genom att blanda ren portlandklinker med olika mängd olika mängd av andra oorganiska beståndsdelar tillverkas olika cementtyper. Beroende på proportionerna mellan portlandklinker och tillsatsmaterial kan cementet delas in i *portlandcement*, *portlandkompositcement* och *blandcement*.

Portlandcement är en finmald blandning av portlandklinker och gips. Även upp till 5 % tillsatsmateriel, ofta kalkstensfiller, kan förekomma. I *portlandkompositcement* och *blandcement* blandas portlandklinker, gips och större mängder av oorganiska tillsatsmaterial. Portlandkompositcement innehåller minst 65 % portlandklinker medan blandcement innehåller mindre än 65 % portlandklinker.

Svensk och europeisk standard SS-EN 197-1 delar in cementen i 5 klasser, cement typ I – V. Cement typ I (CEM I) är portlandcement medan cement typ V (CEM V) är ett blandcement som därför innehåller relativt stora mängder tillsatsmaterial. I Sverige saluförs främst cement typ I samt cement typ II/A-LL som är modifierat med kalkstensfiller (CaCO_3). De vanligaste typ I cementen i Sverige är SH-cement och Anläggningscement och det typ II cement som saluförs är Byggcement som innehåller ca 15 % kalkstensfiller. Byggcementet har ersatt Std-cementet som salufördes tidigare. Std-cementet var ett rent portlandcement, d.v.s. ett typ I cement.

Vägverket tillåter i Bro 94 endast användandet av CEM I BV/SR/LA, d.v.s. ett rent portlandcement som har begränsad värmeutveckling (BV), är sulfatresistent (SR) samt är lågalkaliskt (LA).

Enligt svensk och europeisk standard för betong, SS-EN 206-1, kommer betongkonstruktioner för havsbaserade vindkraftverk hamna i exponeringsklass XS2 (undervattenskonstruktioner) eller XS3/XF4 (i skvalp- och stänkzonen), se avsnitt 3.8, s. 14. I

den svenska kompletteringen till SS-EN 206-1, SS 13 70 03, framgår vilka cementtyper som tillåts i dessa klasser. I exponeringsklass XS2 tillåts CEM I samt CEM II cement modifierade med slagg, kiselstoft, kiselhaltig flygaska, kalksten eller ett blandcement där flera tillsatsmaterial blandas. I skvalp- och stänkzonen är det exponeringsklassen för frost (XF4) som ställer de hårdaste kraven. I XF4 tillåts CEM I samt CEM II modifierat med kiselhaltig flygaska eller kalksten.

Som framgår ovan tillåter Vägverket endast CEM I i Bro 94 medan SS 13 70 03 är mer tillåtande och accepterar flera olika cementtyper. Vilka krav på cementet som är lämpliga att ställa på betongkonstruktioner för havsbaserade vindkraftverk beror till stor del på den livslängd som skall eftersträvas och den värmeutveckling från betongmassan som kan accepteras vid gjuttillfället. Men vissa krav som i sig inte medför någon större fördyrning bör ställas oavsett dimensionerad livslängd. T.ex. är prisskillnaden mellan ett sulfatbeständigt och ett icke sulfatbeständigt cement relativt liten. Därför är sulfatbeständighet ett exempel på ett lämpligt krav för betongkonstruktioner för havsbaserade vindkraftverk, oavsett dess tänkta livslängd. Vid grövre konstruktioner lämpar sig ett cement med begränsad värmeutveckling bättre med tanke på risker för sprickbildning.

4.1.2 Tillsatsmaterial

Man skiljer vanligen på om cementtillverkaren eller betongtillverkaren tillsätter ett tillsatsmaterial. När tillsatsmaterialet tillsätts av cementtillverkaren skapas ett portlandkompositcement eller ett blandcement, d.v.s. tillsatsmaterialet räknas in i cementet, se ovan. Tillsätts samma tillsatsmaterial av betongtillverkaren räknas det inte in i cementet utan redovisas separat. I detta avsnitt beskrivs tillsatsmaterialen för sig, d.v.s. inte som en del av cementet.

Tillsatsmaterial kan tillsättas av olika anledningar. Vissa är puzzolana (t.ex. flygaska och kiselstoft) eller latent hydrauliska (granulerad masugnsslagg), d.v.s. de är under vissa premisser reaktiva och deltar i hållfasthetsutvecklingen. Andra tillsatsmaterial, som t.ex. kalkstensfiller, är inerta och deltar således inte i hållfasthetsutvecklingen. Dessa material kan däremot ge den färska betongen bättre egenskaper, t.ex. underlätta tillverkningen av självkompakterande betong. Även av ekonomiska skäl kan det vara önskvärt att använda tillsatsmaterial.

För att flygaska eller granulerad masugnsslagg skall tillåtas vid brobyggen krävs i varje enskilt fall ett tillstånd av Vägverket. Tillsättning av kiselstoft godtas enligt Bro 94, dock maximalt 5 % cementvikten. Kiselstoftet skall vid betongtillverkningen vara väl dispergerad. Inerta tillsatsmaterial definieras i Bro 94 som ballast och måste därmed uppfylla de krav som ställs på ballast.

I SS-EN 206-1 och SS 13 70 03 ställs vissa grundläggande krav på tillsatsmaterial som t.ex. dess glödförlust. I SS 13 70 03 ställs dessutom krav med avseende på exponeringsklass. För delar som ständigt är under vatten, d.v.s. tillhörande exponeringsklass XS2, får kiselstoft, flygaska och slagg användas i mängderna 11, 25 respektive 25 % av cementvikten räknat på ett CEM I cement. Används tillsatsmaterialen tillsammans med CEM II eller CEM III skall den totala mängden av respektive tillsatsmaterial, inklusive

det som ingår i cementet, inte överstiga de ovan angivna gränserna. För konstruktionsdelar som befinner sig i skvalp- och stänkzonen, (exponeringsklass XS3/XF4) är motsvarande gränsvärden satta till 6 % kiselstoft, 25 % flygaska respektive 0 % slagg.

Även för tillsatsmaterial ställer alltså Bro 94 högre krav än SS-EN 206-1 och SS 13 70 03. Kraven som bör ställas på betongkonstruktioner för havsbaserade vindkraftverk beror till stor del på dess livslängd. För att lämpliga krav skall kunna fastställas behövs en fördjupad studie utföras.

4.1.3 Ballast

Vanligtvis är ballasten i Sverige av mycket bra kvalitet. Det är sällan som ballasten orsakar beständighetsproblem. Det har dock hänt att ballast som absorberar vatten och på så vis påskyndar kloridtransporten, ballast som inte är frostbeständigt eller ballast som orsakar svällning av någon orsak har använts. Även humus och andra orenheter i ballasten kan orsaka problem. Vid etablering av för havsbaserade vindkraftverk utanför Sverige finns det större anledning att uppmärksamma ballastens kvalitet.

I Bro 94 ställs få krav på ballasten. I princip krävs endast att vattenabsorptionen skall testas. Enligt BBK 94 bör en allmän lämplighet säkerställas med avseende på slamhalt, humus innehåll, skadliga komponenter som är volyminstabila, obeständiga eller kan ge skadliga alkaliballastreaktioner. Alkaliballastreaktioner kan även undvikas genom att använda ett lågalkaliskt cement. BBK 94 anger vidare att för betong tillhörande miljöklass B3, B4 samt A3 och A4 bör ballast med låg porositet användas.

I det svenska komplementet till SS-EN 206-1, SS 13 70 03, ställs kravet att stenmaterial kornstorlek större än 4 mm skall vara frostresistent när den skall användas till betong i exponeringsklass XF1 – XF4, se avsnitt 3.8 sidan 14.

4.1.4 Vatten

Det vatten som används får inte innehålla klorider, humus eller andra för betongen skadliga ämnen. Vid betongfabriker används vanligen normalt dricksvatten, vilket ur betongsynpunkt är av mycket bra kvalitet.

Används annat vatten än dricksvatten anses vattnet enligt BBK 94 vara lämpligt om vissa kriterier för betong gjutet med vattnet uppfylls (bindetid, tillstyvnadstid och tryckhållfasthet). Enligt SS-EN 206-1 skall lämplighet påvisas för återvunnet vatten från tvättanläggningar där betongbilar spolats ur.

4.1.5 Vattencementtal, vattenbindemedelstal

Vattencementtalet (*vct*) beskriver kvoten mellan mängd blandningsvatten och mängd cement medan *vattenbindemedelstalet* (*vbt*) beskriver kvoten mellan mängd blandningsvatten och mängd bindemedel, d.v.s. cement och andra reaktiva tillsatsmaterial. Vattencementtalet och/eller vattenbindemedelstalet är kanske den viktigaste kvalitetsparametern för betong. Ju lägre *vct/vbt*, desto mer bindemedel tillsätts i förhållande till vattmängden och desto starkare och tätare blir betongen. Det är med andra ord fördelaktigt, både ur hållfasthetssynpunkt och beständighetssynpunkt, att använda ett lågt *vct/vbt*. En

betong med lågt vct/vbt innehåller dock normalt mer cement och bindemedel än en betong med högt vct/vbt . En sådan betong blir därför även dyrare. Det bildas även mer värme vid gjutning med en betong med lågt vct/vbt , vilket kan fördyra konstruktionen ytterligare om åtgärder (kylning) mot avsvälningssprickor måste sättas in. Det kan därför vara lämpligt att ställa krav på vct/vbt som överensstämmer med önskad beständighet. I BBK 94, Bro 94 samt det svenska komplementet till betongstandarden SS-EN 206-1, SS 13 70 03, ställs krav på vct .

Utifrån de miljöklasser som BBK 94 och Bro 94 använder för att beskriva miljön (A1 – A4 och B1 – B4, se avsnitt 3.8 sidan 14) anges lämpliga värden på *ekvivalent vattencementtal*, vct_{ekv} . Ekvivalent vattencementtal är ett viktat vct där tillsatsmaterialets massa viktas med en effektivitetsfaktor, vars storlek beror på tillsatsmaterialets reaktivitet. I exempelvis skvalp- och stänkzonen, som har exponeringsklass A4, B4, anges lämpligt vct_{ekv} till 0.45 med avseende på frost (B4) och till 0.40 med avseende på armeringskorrosion (A4). I skvalpzonen bör enligt Bro 94 och BBK 94 vct_{ekv} inte vara högre än 0.40.

Även i SS 13 70 03 ställs kraven utifrån exponeringsklasser, men här från exponeringsklasserna definierad av den svenska och europeiska betongstandarden SS-EN 206-1, se avsnitt 3.8 sidan 14. Även här avses vct_{ekv} för de gränsvärden som ställs upp. I skvalp- och stänkzonen med exponeringsklass XS3/XF4 anges högsta vct_{ekv} till 0.45 för frost (XF4) och till 0.40 för kloridinitierad armeringskorrosion (XS3). Gränsvärdet blir således detsamma som i BBK 94 och Bro 94, d.v.s. 0.40.

4.1.6 Utförande

För att erhålla en betong av god kvalitet ställs det krav på de personer som ansvarar för tillverkning gjutningen. I BKR 94 ställs det krav på att tillverkningen skall vara sådant att betongen får en homogen, jämn kvalitet och en konsistens som är anpassad till aktuell arbetsmetod. Vidare delas betongtillverkningen in i tillverkningsklasserna I, II och III, där de högsta kraven ställs för tillverkningsklass I. För att en gjutning skall hänföras till tillverkningsklass I skall flera kriterier uppfyllas, bland annat skall tillverkningen ledas av en person med särskild utbildning, så kallad klass I kompetens. För klass II gjutningar skall, bland annat, gjutningen ledas av en person med klass II kompetens.

I alla miljöklasser som kan komma i fråga för betong i marin miljö enligt BBK 94 (A3, A4, B3 samt B4, se avsnitt 3.8 sidan 14) skall tillverkningsklass I användas. I det svenska komplementet till SS-EN 206-1, SS 13 70 03, ställs i princip samma krav på personer som leder gjutning av betong. Gjutning av fundament till havsbaserade vindkraftverk kräver hög betongkompetens. Därför bör det ställas krav på tillverkningsklass I.

4.1.7 Frostresistens

För att tillverka en frostresistent betong tillsätts luftporbildande tillsatsmedel. I betongen skapas på så vis ett luftporsystem som fungerar som tryckutjämnare när is under volymexpansion bildas, se avsnitt 3.3 sidan 8.

De miljöklasser med avseende på frostbeständighet som enligt BBK 94 kan komma ifråga i marin miljö är B3 och B4, se avsnitt 3.8 sidan 14. För dessa miljöklasser anges i BBK 94 lämpliga värden på lufthalter, både riktvärden och minimivärden. BBK 94 ger även en möjlighet till att använda lägre lufthalter om betongen istället frysprovas enligt SS 13 72 44. Förutom vissa tillägg som beskriver hur en frysprovning skall utvärderas hänvisar Bro 94 till BBK 94 och alltså i stort sett samma krav.

I de exponeringsklasser som i den svenska och europeiska betongstandarden SS-EN 206-1 beskriver angrepp av frysning (XF1 – XF4) ställs det enligt det svenska komplementet SS 13 70 03 krav på frostresistent ballast. I exponeringsklass XF2 och XF3 finns det även ett lägsta värde på lufthalten angett. I exponeringsklass XF4 skall betongen frysprovas. De gränsvärden på minsta lufthalt som anges i exponeringsklass XF2 och XF3 kan även ersättas med en funktionskravsriktad dimensionering, d.v.s. en frysprovning. Den frysprovningmetod som hänvisas till är SS 13 72 44.

4.2 Armering

Den armering som troligen kan komma ifråga i betongfundament till vindkraftverk är slakarmering. Spännarmering kan t.ex. användas i vindkraftstorn tillverkade av betong eller vid dragstag ner i havsbotten. Vanligen brukar man ställa krav på armeringens *hållfasthetsegenskaper* (brottgräns, tøjbarhet, elasticitetsmodul, etc.), *bockbarhet*, *förankringsegenskaper* och *svetsbarhet*.

Det ställs normalt inga speciella krav på armeringens motståndsförmåga mot klorider eller karbonatisering och nästan all den armering som används är tillverkad av vanligt kolstål. I vissa undantagsfall används dock armering av rostfritt stål, kolstål belagd med polymerer eller armering som i sin helhet är tillverkad av polymerer. Sådan armering är dock betydligt dyrare än vanlig kolstålsarmering. Men enligt von Matérn, S. och Paulsson-Tralla (2001) kan armering av rostfritt stål motiveras ekonomiskt i vissa konstruktioner. Det är dock tveksamt om det finns behov av rostfri armering i fundament till havsbaserade vindkraftverk.

4.3 Täcksikt

Täckskiktet påverkar initieringsskedet (tiden till det att den kritiska kloridkoncentrationen uppnås eller att karbonatiseringsfronten når armeringen, se Figur 3.8) mycket starkt. Ökas täcksiktet med en faktor 2, ökas initieringsskedet med en faktor 4. Att öka täcksiktet är med andra ord en mycket effektiv metod att öka en konstruktions livslängd. Ett stort täcksikt medför dock ökad sprickbenägenhet, med ett större behov av sprickarmering som följd.

I BBK 94 anges minsta täcksikt för miljöklass A3 och A4 till mellan 25 och 65 mm beroende på förväntad livslängd och $v_{ct,ekv}$. Bro 94 hänvisar med några få undantag till BBK 94. I vissa speciella projekt har större krav på täcksikt använts. T.ex. är täcksiktet i Öresundsbron 75 mm.

5 Dimensionering

5.1 Standarder och Normer

På svensk mark gäller BKR vid byggande av bärande konstruktioner. BKR hänvisar i många fall till lämpliga sätt, t.ex. till BBK, att dimensionera och bygga konstruktioner. Billington (2001) nämner många normer eller standarder som kan vara tillämpliga för havsbaserade vindkraftverk, t.ex. API RP2A (LRFD/WSD) (Amerika), Offshore Technology report ISO 13819-2, klassificeringsregler som DNV (Den Norske Veritas), nationella normer som HSE, NPD, MMS och industristandarder som OPG, CRINE, NORSOK.

På sikt skall Eurocodes användas i hela EU för bärande konstruktioner med tillhörande nationella anpassningsdokument. Redan nu får Eurocodes användas. De standarder i Eurocodesprogrammet som troligen är mest tillämpliga vid dimensionering av vindkraftfundament till havs runt Sveriges kuster är:

- EN 1990 Eurocode: Basis of Structural Design
- EN 1991 Eurocode 1: Actions on structures
- EN 1992 Eurocode 2: Design of concrete structures
- EN 1997 Eurocode 7: Geotechnical design

Tabell 5.1 Eurocodes-programmet består av följande standarder.

EN 1990	Eurocode :	Basis of Structural Design
EN 1991	Eurocode 1:	Actions on structures
EN 1992	Eurocode 2:	Design of concrete structures
EN 1993	Eurocode 3:	Design of steel structures
EN 1994	Eurocode 4:	Design of composite steel and concrete structures
EN 1995	Eurocode 5:	Design of timber structures
EN 1996	Eurocode 6:	Design of masonry structures
EN 1997	Eurocode 7:	Geotechnical design
EN 1998	Eurocode 8:	Design of structures for earthquake resistance
EN 1999	Eurocode 9:	Design of aluminium structures

Tabell 5.2 Tillgängighet för en del av standarderna i Eurocodes-programmet.

Document	Availability
EN 1990 Eurocode : Basis of Structural Design	2000-08
Eurocode 1 : Actions on structures	
EN 1991-1.1: Densities, self-weight and imposed loads for buildings	2001-08
EN 1991-1.3 : Snow loads	2002-09
EN 1991-1.4 : Wind actions	2002-08
EN 1991-1.5 : Thermal actions	2003-09
EN 1991-1.6 : Actions during execution	2003-09
EN 1991-1.7 : Accidental actions due to impact and explosions	2004-12

EN 1991-2 : Traffic loads on bridges	2002-11
Eurocode 2 : Design of concrete structures	
EN 1992-1.1 : Common rules for buildings and civil engineering structures	2003-02
EN1992-2 : Bridges	2004-07
Eurocode 3 : Design of steel structures	
EN 1993-1.1 : General rules	2003-02
EN 1993-1.5 : Strength and stability of planar plated structures without transverse loading	2005-01
EN 1993-1.7 : Strength of planar plated structures loaded transversally	2005-12
EN 1993-1.8 : Design of joints	2003-02
EN 1993-1.9 : Fatigue strength	2003-02
EN 1993-1.10: Fracture toughness assessment	2003-02
EN 1993-1.11 : Use of high strength cables	2005-01
EN 1993-2 : Bridges	2005-01
EN 1993-5 : Piling	2004-06
Eurocode 4 : Design of composite steel and concrete structures	
EN 1994-1.1 : General -Common rules	2003-05
EN1994-2 : Bridges	2005-01
Eurocode 5 : Design of timber structures	
EN1995-1.1 : Common rules and rules for buildings	2002-08
EN1995-2 : Bridges	2004-08
Eurocode 7 : Geotechnical design	
EN1997-1 : General rules	2003-04
EN1997-2 : Design assisted by laboratory testing	2004-10
EN1997-3 : Design assisted by field testing	2004-10
Eurocode 8 : Design provisions for earthquake resistance of structures	
EN 1998-1 : General rules, seismic actions and rules for buildings	2003-05
EN 1998-2: Bridges	2004-04
EN 1998-5 : Foundations retaining structures and Geotechnical aspects	2003-05

I det svenska anpassningsdokumentet NAD(S)/SS-ENV (1992-1-6) sägs det: ”Den europeiska standardiseringsorganisationen CEN utarbetar på uppdrag från EG och EFTA gemensamma europeiska dimensioneringsregler, Eurocodes (EC). Dessa kan på sikt komma att ersätta motsvarande nationella regler. Under en övergångsperiod kommer det dock att finnas både nationella och europeiska regler. För att anpassa Eurocodes till de nationella regelsystemen kan varje medlemsland ge ut ett nationellt anpassningsdokument, NAD”. Lägesbeskrivning för några sådana NAD ses i Tabell 5.3.

Boverkets skriver på sin hemsida www.boverket.se: ”NAD(S) till standarder för dimensionering och produktstandarder är ett nationellt anpassningsdokument till en europeisk standard för dimensionering (Eurocode) eller till en europeisk produktstandard (båda betecknas med ENV och ett nummer). NAD kan innehålla värden på inramade värden, som varje nation själv bestämmer, hänvisningar till standarder, eventuella ändringar, tillägg och alternativ samt kommentarer till den europeiska standarden.”

En bra översikt över alla Eurocodes översatta till svenska standarder ges i SIS Bygg 402 (2002). De Eurokoder som inte har blivit fastställda som svensk standard är också medtagna i denna skrift i informativt syfte, liksom andra intressanta ISO-standarder och svenska standarder.

Tabell 5.3 Läge och utgivningsdatum avser NAD. För uppgift om själva standarden se SIS hemsida (www.sis.se). Nej = NAD utges ej, UN = Standarden kan användas utan NAD, Vid läge = pågår avser planerat utgivningsdatum. Från www.boverket.se/nlager/bygg/EurocodesochNAD.htm 20/12-01.

ENV	TITEL	LÄGE	UTG
	Eurocode 1: Basis of Structural Design		
1991-1	Basis of design	Klar	9712
1991-2-1	Densities, self-weight and imposed loads	Klar	9609
1991-2-2	Actions on structures exposed to fire	Klar	9604
1991-2-3	Snow loads	Klar	9603
1991-2-4	Wind actions	Nej	-
1991-2-5	Thermal actions	Pågår	0106
1991-2-6	Actions during execution	Nej	-
1991-2-7	Accidental actions due to impact and explosions	Klar	0003
	Eurocode 2: Actions on Structures		
1992-1-1	General rules and rules for buildings	Klar	9805
1992-1-2	Structural fire design	Klar	9704
1992-1-3	Precast concrete elements and structures	Klar	9701
1992-1-4	Lightweight aggregate concrete with closed structure	Klar	9701
1992-1-5	Structures with unbonded and external prestressing tendons	Klar	9703
1992-1-6	Plain concrete structures	Klar	9701
1992-2	Concrete bridges	Klar	9812
1992-3	Concrete foundations	Nej	-
1992-4	Liquid retaining and containment structures	UN	-
	Eurocode 7: Geotechnical Design		
1997-1	General rules	Klar	9805
1997-2	Geotechnical design assisted by laboratory testing	UN	-
1997-3	Geotechnical design assisted by field testing	UN	-

5.2 Krav

5.2.1 Krav i gränstillstånd

Kraven på den bärande funktionen hos en konstruktion kan sammanfattas som:

- konstruktionen skall med tillräcklig säkerhet kunna bära de laster den kan utsättas för utan att brott eller instabilitet inträffar.
- konstruktionen skall fungera tillfredsställande vid normal användning.

Dessa båda krav gäller oftast helt olika egenskaper hos konstruktionen och därför har begreppen *brottgränstillstånd* och *bruksgränstillstånd* införts och definierats så att

- konstruktionen befinner sig i brottgränstillståndet då den är på gränsen att inte uppfylla kravet a).
- konstruktionen befinner sig i bruksgränstillståndet då den är på gränsen att inte uppfylla kravet b).

Se vidare i BKR 94 avsnitt 2:2, BBK 94 avsnitt 1.1, EN 1990:2001 avsnitt 2 och 3 samt EN 1997-1 avsnitt 2.

5.2.2 Krav på beständighet

Kraven på beständighet innebär att kraven a) och b) ovan i avsnitt 5.2.1 skall gälla under hela konstruktionens livslängd.

Enligt BKR 94 bör livslängden för konstruktioner i säkerhetsklass 2 och 3 vara 50 år för byggnadsdelar som är åtkomliga för inspektion och underhåll, annars 100 år. Enligt BRO 94 skall broar utformas med en teknisk av 40, 80 eller 120 år, BRO 94 avsnitt 13. EN 1990 avsnitt 2.3 anger fem olika lämpliga livslängder, ”design working life”, 10 år för tillfälliga konstruktioner, 10 – 25 år för utbytbara byggnadsdelar, 15 – 30 år för jordbruksbyggnader, 50 år för vanliga konstruktioner och hus och 100 år för större hus och anläggningar, t.ex. broar.

För närvarande finns det inga generella metoder att direkt definiera och pröva en konstruktions beständighet. Man är tvungen att ställa indirekta krav t ex beträffande materialsammansättning eller täckskikt i betong som man erfarenhetsmässigt eller genom provningar konstaterat ge acceptabel beständighet.

Det säger sig självt att kraven på beständighet är olika i olika miljöer. Betong fryser knappast sönder långt under vattenytan i en tjock marin konstruktion medan det mycket väl kan hända ovanför vattenytan. Man har därför infört s k *miljöklasser*. De är olika för exempelvis stål, betong och trä.

Se vidare i BKR 94 2:13, BBK 94 1.2, EN 1990 2.4, EN 206-1 och EN 1997-1 2.3. Från halvårsskiftet kommer SS EN 206-1 att gälla i Sverige och ersätter därmed BKR, se avsnitt 3.8.

5.3 Dimensioneringsmetoder

Bärande konstruktioner skall underkastas kontroll av dimensioneringsförutsättningar, material, laster, beräkningsmodellens lämplighet, beräkningars utförande, provningars utförande och att beräkningsresultaten är korrekt överförda till redovisningshandlingar, t.ex. ritningar (BBK 94 2.1.1., EN 1990 3, 5, 6).

Runt Nordsjön, liksom på land inom EU, är den vanligast dimensioneringsmetoden den så kallade *partialkoefficientmetoden*. Det är en semi-probabilistisk metod som utgår från statistiska variationer, men är förenklad genom användning av kalibrerade så kallade

partialkoefficienter γ för såväl laster som bärförmåga. Se vidare i BKR 94, BBK 94 och Eurocodes (t.ex. EN 1990 avsnitt 6) för dimensionering enligt partialkoefficientmetoden.

Vanligen dimensioneras marina konstruktionen för vissa gränstillstånd som den inte får överskridas (Björk 1985):

- Ultimate Limit State (ULS), som relateras till risken för brott och stora icke-elastiska deformationer eller töjningar av brottkaraktär.
- Serviceability Limit State (SLS), som relateras till kriterier för konstruktionens normala användning och beständighet.
- Fatigue Limit State (FLS), som relateras till risk för brott genom påverkan av cykliska laster.
- Limit State of Progressive Collapse (PLS), som relateras till risk för brott på grund leder till ett fortskridande ras.

För varje gränstillstånd kontrolleras att effekten av den dimensionerande lasten inte överstiger den dimensionerade hållfastheten, d.v.s. (BKR 94, EN 1990)

$$S_d \leq R_d \quad (0.1)$$

Där

$$S_d = S(F_e, f_d, a_d, \gamma_S)$$

$$R_d = R(f_d, a_d, C, \gamma_R)$$

Där S_d = dimensionerande lasteffekt; R_d = dimensionerande bärförmåga; d = index som anger dimensionerande värde; S = lasteffekt; F = last; a = geometrisk parameter; γ_S = partialkoefficient för beräkningsmodell av lasteffekt; R = bärförmåga; f = materialegenskap, se nedan; C = gränsvärde, t.ex. största deformation för vilket funktionskravet är uppfyllt; och γ_R = partialkoefficient för beräkningsmodell av bärförmåga.

Dimensionerande materialvärden bestäms normalt ur formeln (BKR):

$$f_d = \frac{\kappa \cdot f_k}{\eta \cdot \gamma_m \cdot \gamma_n} \quad (0.2)$$

Där f_d = dimensionerande materialvärde; κ = faktor som utnyttjas för material vars bärförmåga är beroende av fuktförhållanden, volym under spänningar och lastens varaktighet; f_k = karakteristiska värdet på en materialegenskap, t.ex. materialets hållfasthet eller elasticitetsmodul; η = faktor som beaktar systematiska skillnader mellan den materialegenskap som erhålls genom provning och den verkliga konstruktionens materialegenskap; och γ_m = partialkoefficient som beaktar osäkerheten vid bestämningen av bärförmåga. Osäkerhet i beräkningsmodell inkluderas normalt i γ_m om inte annat anges i respektive materialavsnitt. γ_n = säkerhetskoefficient som beaktar konsekvensklass (säkerhetsklass) hos konstruktionen. Se även BKR 94 avsnitt 2, BBK 94 avsnitt 2 och EN 1992 avsnitt 2.

För konstruktioner utsatta för extrema vind, våg eller islast, eller om man på grund av t.ex. ekonomiska faktorer, vill göra en mer nyanserad bedömning, kan man utföra en *probabilistisk* beräkning. En sådan ställer dock krav på kännedom om de statistiska variationerna hos de faktorer som påverkar laster och bärförmågan.

Det är vanligt att havsbaserade vindkraftverk certifieras av ett klassningssällskap, t.ex. Det Norske Veritas eller Germanischer Lloyd. Regler och rekommendationer för designberäkningar återfinns i DnV (1991, 1995), GL (1998a, 1998b, 1998c).

Ett vindkraftverk till havs bör kontrolleras för hur känsligt det är för dynamiska laster. Stämmer egenfrekvensen hos konstruktionen överens tidsmässigt med lastpåverkan kan lasteffekterna förvärras. En egensvängningsberäkning liksom en lasteffektsberäkning kan göras mer eller mindre komplext, från ett system av balkar, stänger och fjädrar och dämpare till avancerade FE-modellering.

Ett vindkraftverk till havs bör även kontrolleras för utmattning. Enligt Billington (2001) så använder den traditionella offshoreindustrin deterministiska utmattningsanalyser (deterministic fatigue analysis) men dessa konstruktioner har så pass annorlunda egensvängningar så de får inga dynamiska förstoringfaktorer. Lasterna kan behandlas som kvasi-statiska. Slanka konstruktioner som vindkraftverk däremot bör studeras med spektrala utmattningsanalysmetoder vilka ger en statistisk bedömning. Billington rekommenderar att uppnådda spänningar håller sig inom det elastiska området.

Den enklaste metoden för att bedöma utmattningslaster på vindkraftverk till havs kan tänkas vara att applicera erfarenheter av utmattning på landbaserade kraftverk och erfarenheter från den traditionella offshoreindustrin. Enligt Camp (2001) måste dock den dämpande inverkan från den snurrande turbinen tas med.

5.4 Laster

5.4.1 Allmänt

Definitioner av lastantaganden ges t.ex. i Bygg K (1985). Karakteristiskt lastvärde antas vara:

- Permanenta laster G_k : medelvärde
- Variabla laster Q_k : 2% fraktilen av sannolikheten för lastens inträffande per år eller annorlunda uttryckt, 1 gång per 50 år.
- Vanliga laster $\psi \cdot Q_k$: bestäms med hänsyn till lastens relativa varaktighet

Det som speciellt särskiljer lasterna på en konstruktion till havs i nordliga farvatten och landnära eller landfasta konstruktioner, är vind, våg och islast.

Laster kan exempelvis indelas i följande typer (Björk 1985):

- P = ständiga laster (permanent loads)
- L = rörliga laster (live loads)
- D = tvångslaster (deformation loads)

E = miljölaster (environmental loads)

A = olyckslaster (accidental loads)

Tänkbara laster på ett fundament till ett havsbaserat vindkraftverk kan vara:

Permanenta

- Egentyngd
- Jordtryck
- Vattentryck
- Deformationslaster (krympning, krypning, sättningar)
- Spännkraft

Variabla

- Jordtryck orsakat av konstruktionsdel rörelse mot jorden
- Vindlast
- Våglast
- Strömtryck
- Vattentryck
- Islast
- Utmattningslast
- Deformationslaster (krympning p.g.a temperaturändring)
- Påväxt av marint liv (marin growth)

Olyckslaster

- Påseglingskraft
- Ankare från fartyg griper tag i konstruktionen
- Jordbävning

Många laster kan även förvärras om råheten hos konstruktionen ökar. Kraftomlagring kan även ske om materialet i konstruktionen beständighetsskadas, t.ex. att E-modulen sjunker i vissa partier p.g.a. sönderfrysning.

I Watson (2001) hävdas det att det svårt att definiera standardlaster och lastfall som för landbaserade konstruktioner p.g.a. att omgivningen (vågegenskaper, strömmar, förflyttning av bottenmaterial, etc.) är så specifika. Barltrop (2001) rekommenderar att vindkraftverken sätts upp en bit in på grunt vatten där redan de största vågorna har brutit.

Houlsby (2001) framhåller de stora skillnaderna mellan traditionella offshorekonstruktioner och vindkraftanläggningar till havs, t.ex. vattendjup 20-120 m respektive 5-25 m, vertikala laster 5 000-30 000 ton respektive 100-300 ton, horisontallast som del av vertikallast 10-20 % respektive 70-150 % och hävarm för stjälpande moment = vattendjup respektive vattendjup+50 m.

Nedan görs en ansats till en kanske branschgemensam beskrivning av laster på havsbaserade vindkraftsfundament. BKR 94 och BRO 94 följs i tillämpliga delar.

5.4.2 Permanenta laster

5.4.2.1 Egentyngd

Egentyngd av byggnadsdelar skall antas vara permanent och bunden last. Tyngden av sådana byggnadsdelar som lätt kan avlägsnas, flyttas eller kompletteras skall räknas som variabel fri last ($\psi = 1$).

5.4.2.2 Jordtryck

Tyngd av jord skall antas ge dels vertikal last, jordlast, dels horisontalt eller nära horisontalt tryck, jordtryck. Jordlast och jordtryck, orsakade av jordens egentyngd, skall antas vara permanent och bunden last. Följande undantag gäller dock:

- En viss jordvolym kan antas bli avlägsnad skall dess tyngd antas vara en variabel fri last med $\gamma_f = 1,0$ och $\psi = 0$.
- Vid jordarbeten skall tyngden av berörd jord klassificeras från fall till fall med hänsyn till arbetets art och planerade förlopp.
- En ökning av jordtrycket på grund av en konstruktions rörelse mot fyllningen eller en ökning av jordtrycket orsakat av last på markytan, skall hänföras till det eller de lastfall som orsakar ökningen.

Slamavsättningar framför konstruktionen eller erosion bakom, skall beaktas. Riskerar förändringen bli permanent skall det räknas med $\psi = 1,0$. De jordkonstanter som fordras skall bestämmas genom geoteknisk undersökning eller med ledning av erhållna, tillförlitliga uppgifter om jordmaterialet som erhållits på annat sätt.

5.4.2.3 Deformationslaster

Deformationslaster (tvångskrafter) omfattar verkningar av temperaturvariationer, fuktvariationer, krypning och sättningar. Deformationspåverkan är beroende av materialegenskaper, konstruktionens utformning och klimatet. För bestämning av de karakteristiska lastvärdena hänvisas till respektive materialkapitel. Nedan tas några exempel på deformationslaster som kan vara aktuella.

Deformationslast orsakat av avsvälning vid betonggjutning

Vid gjutning av konstruktionen sker en höjning av betongtemperaturen på grund av cementreaktionen. Temperaturhöjningen kan bli mycket stor när konstruktionen är grov. När cementreaktionen så småningom gradvis avtar kommer hela konstruktionen att svalna av ner mot omgivningens temperatur och samtidigt krympa. Om avsvälningen är stor samtidigt som konstruktionen är fastlåst mot undergrund, tidigare gjutna konstruktioner eller mot det inre i tvärsnittet, kan *sprickor* uppstå.

Vid *oarmerad* betong är det i allmänhet avgörande för en konstruktions bärförmåga (och täthet) att draghållfastheten inte överskrids varför det är av vikt att egenpåspänningarna begränsas.

Vid *armerade* betongkonstruktioner är egenspanningarna som sådana av mindre betydelse för bärförmågan och åtgärderna tar främst sikte på styrning av betongens sprickbildning som anpassas till de funktionskrav på maximal sprickbredd som uppställts. Däremot har uppsprickningen betydelse för konstruktioner utsatta för ensidigt vattentryck. Vid uppsprickning skall det invändiga vattentrycket antas verka med full kraft i sprickan.

Man kan särskilja två huvudtyper av temperatursprickor, nämligen *genomgående sprickor* och *ytsprickor*.

De genomgående sprickorna går tvärs igenom konstruktionen. De kräver ett yttre mothåll - tvång - t ex från grunden eller tidigare gjuten betong för att uppstå.

Ytsprickorna är inte så djupa. De förorsakas av temperaturskillnader mellan konstruktionens yttre och inre delar, vilka skapar ett s.k. inre tvång. Speciellt farligt är det om utetemperaturen är låg och betongytan avformas snabbt.

Man kan vidtaga åtgärder för att begränsa risken för avsvälningssprickor. Åtgärder för att förhindra eller kontrollera sprickbildning i ung betong inriktas på att minimera såväl temperaturskillnaden inom en gjutetapp som skillnaden i temperatur mellan nygjutna konstruktion och anslutande befintliga konstruktionsdelar. Det skall även sägas att betongen inte tål för höga temperaturer vid härdandet. Se även Bernander & Emborg (1992).

5.4.3 Variabla laster

5.4.3.1 Jordtryck orsakat av konstruktionsdel rörelse mot jorden

De ökade jordtrycken skall hänföras till det lastfall som ger upphov till rörelserna.

5.4.3.2 Vindlast

Enligt Linder (2001) så är uppfattningen att man har haft mycket svårt att komma överens i CEN-gruppen som håller på med vindbelastningsfrågan. ISO startar snart arbete med revidering av sin vindlaststandard. Boverkets BSV 97 och BKR ger karakteristisk vindlast per ytenhet som

$$w_k = \mu \cdot C_{dyn} \cdot C_{exp} \cdot q_{ref} \quad (0.3)$$

Där w_k = karakteristisk vindlast per ytenhet, μ = formfaktor; C_{dyn} = vindstötsfaktor; C_{exp} = exponeringsfaktor; och q_{ref} = referenshastighetstryck.

$$q_{ref} = \rho \cdot v_{ref}^2 / 2 \quad (0.4)$$

Där ρ = luftens densitet (normalt 1.25 kg/m³ för +10°C); och v_{ref} = referensvindhastighet (m/s). Sannolikheten att v_{ref} överskrids är 0.02 per år vilket innebär en återkomsttid på 50 år, dvs v_{ref} är ett karakteristiskt, variabelt värde.

BKR anger vanlig vindlast med lastreduktionsfaktorn $\psi = 0.25$.

5.4.3.3 Våglast

De viktigaste karakteristika hos vågor vid beräkning av våglaster är *karakteristisk våghöjd* och vågfrekvensen. I vissa sammanhang kan svallvågor efter fartyg vara dimensionerande.

Dimensionering av havsbyggnader med hänsyn till vågor utförs vanligen enligt (Björk 1985):

- Bestämning av dimensionerande våg(-or) eller vågspektr
- Bestämning av vågkrafter
- Bestämning av lastresponser, spänningsberäkning i konstruktionen och slutgiltig dimensionering.

Ingemar Carlén (2001a) har gjort en sammanfattning och ger även en litteraturoversikt för vägledning inom området våglaster på fundament till vindkraftverk. Enligt Linder (2001) så håller ISO på att ta fram standarder för belastningar orsakat av vågor och strömmar.

Dimensionerande vågor

Engelbrektson (1985): ”Den högsta våg, som kan tänkas uppträda med en viss genomsnittlig återkomstfrekvens (...), bestäms lämpligen med utgångspunkt från vindstatistik enligt halvempiriska våggenereringsformler eller genom extrapolering direkt från vågobservationsstatistik. Inverkan av vindområdets (eng: fetch) utbredning i vindriktningen och eventuellt områdets begränsning i sidled måste beaktas, liksom inverkan av begränsat vattendjup. I många fall begränsas våghöjden av vågbrott på grunt vatten”.

Carlén (2001): ”Indata till modeller för oregelbundna vågor utgörs väsentligen av statistik som beskriver fördelningen av olika sjötillstånd. De viktigaste storheterna är karakteristisk våghöjd och medelperiodtid, men även information om vågriktning och spridning (dvs variation mellan riktningar hos enskilda vågkomponenter) är av intresse vid modellering. Statistik för oceanerna har samlats in från fartyg (visuella observationer), och fasta mätstationer under större delen av 1900-talet. Det senaste decenniet har tekniken att samla in oceanografiska data från satelliter utvecklats i snabb takt, och inom en inte allt för avlägsen framtid kommer säkerligen satellitbaserade mätsystem att kunna samla in vågstatistik från såväl världshaven, som kustnära grundområden av intresse för vindenergi. Data för områden kring den svenska kusten har samlats in från några fasta mätstationer och en del av materialet finns beskrivet i öppna rapporter”. Se referenser i Carlén (2001). ”Vågdata för en plats där mätningar ej har utförts, kan uppskattas genom att kombinera olika metoder. En metod är att använda vindstatistik i kombination med kunskap kring hur sjötillstånd uppkommer genom interaktion mellan vind och vågor. I kustnära vatten är det av särskild betydelse hur lång sträcka (fetch) som vinden har blåst över vatten innan den når platsen av intresse. Ett annat sätt är att jämföra det aktuella området med någon plats i närheten där data från vågmätningar finns tillgängliga, och därpå korrigera för vattendjup, propageringsväg

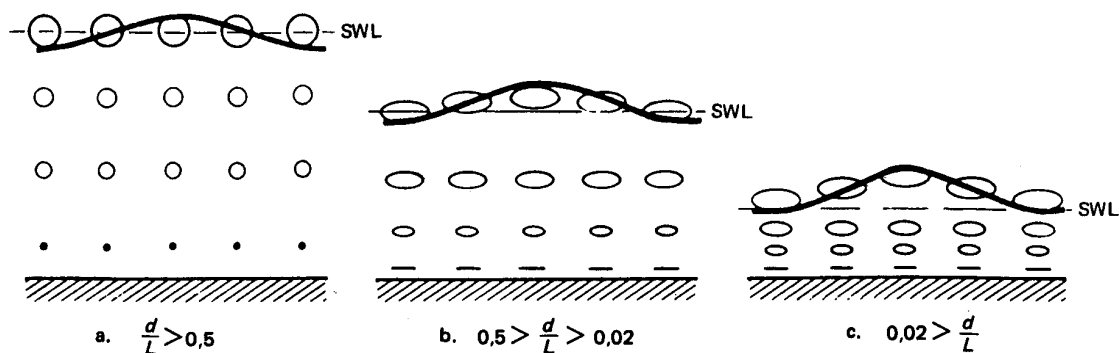
etc. Beräknade vågdata för de flesta lokaliseringar kring våra kuster, kan köpas av SMHI”.

Enligt Standing (2000) så definierar man våghöjden traditionellt på två sätt:

- H_s = medelvågen hos de 1/3 största vågorna
- H_{m0} = 4 ggr arean under vågspektrumet

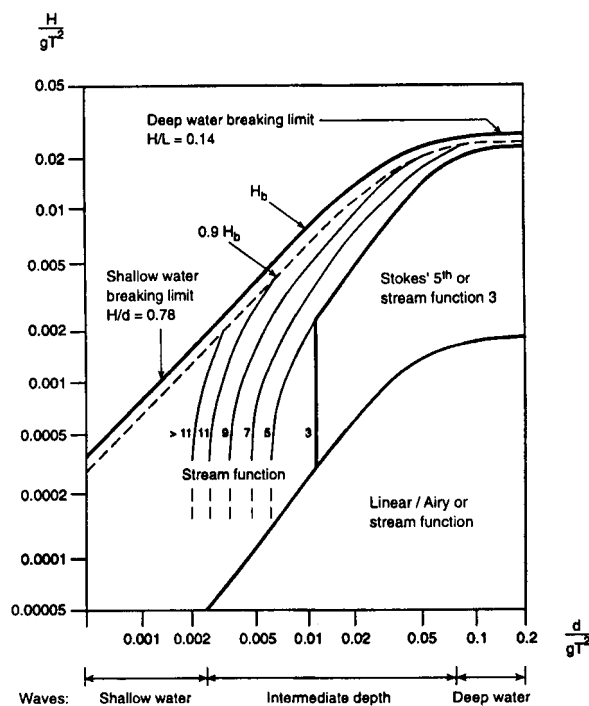
Olika vågperioder används, bl.a. ”zero up-crossing wave period” T_z , och ”spectral peak period” T_p .

Enligt Standing så är den vanligast använda dimensionerande våghöjden inom off-shore-industrin den med en medelåterkomsttid av 100 år. På djupt vatten är rörelsen hos vattenpartiklarna sinusformad och cirkulära. När vattnet grundar upp så ökar vattenpartiklarnas horisontalhastighet (Figur 5.1) och de kanske även bryter. Detta innebär att horisontella våglaster mot konstruktioner på grunt vatten riskerar att bli alvarligt undervärderade om man utför beräkningar med ekvationer som gäller enbart för djupa vatten.



Figur 5.1 Vågrörelse i (a) djupt vatten, (b) i medeldjupt vatten och i (c) grunt vatten Björk (1985) figur V30:41.

En schematisk bild som ger vägledning för att välja vågteori avseende olika vattendjup och våghöjd ges i Figur 5.2.



Figur 5.2 Rekommenderade teorier för regelbundna vågor vid olika vattendjup och våghöjd Carlén (2001) fig. 1.

Vågkrafter

Vid bestämning av den *dimensionerande vågens* krafter på ett vindkraftverk måste metoderna väljas med hänsyn till såväl vågens karaktär som byggnadens och havsbottens geometri och respons. Man kan säga att det finns två ytterligheter när det gäller vågkaraktär, regelbundna djuphavsvågor och brytande vågor på grunt område. På de område som vindkraftverk på betongfundament kan komma ifråga är troligen den senare vågtypen mest aktuell.

Ett exempel på beräkning av horisontalkrafter av regelbundna (icke brytande) vågor på cylindriska kroppar ges i Englebreston (1985) med *Morisons* formel:

$$dF = C_D \cdot \rho \cdot \frac{u \cdot |u|}{2} \cdot D \cdot dz + C_M \cdot \rho \cdot \frac{\pi \cdot D^2}{4} \cdot \frac{du}{dt} \cdot dz \quad (0.5)$$

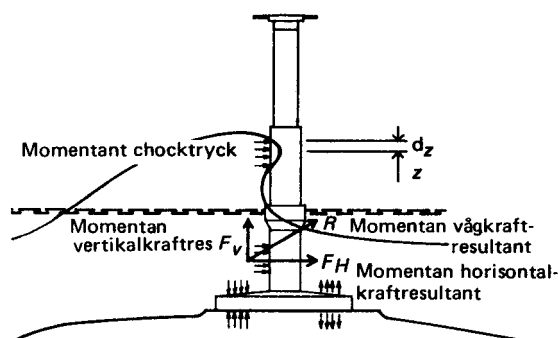
Där dF = horisontella vågkraften verkande på längden dz ; ρ = vätskans densitet; u = vågens partikelhastighet; du/dt = partikelaccelerationen; D = cylinderdiametern; C_D = (eng: drag coefficient) symboliserar viskösa släpkrafter och är beroende av cylindertvärsnittets form, ytråhet och Reynolds tal, C_M = masströghetskoefficient (eng: inertia coefficient).

Den första termen i formeln betecknar hastighetskomponenten och den andra termen accelerationskomponenten i våglasten.

Carlén nämner att avseende våglaster på fundament till vindkraftverk så torde den andra termen, tröghetstermen, vara dominerande.

Liksom för regelbundna djuphavsvågor kan krafterna av en brytande våg delas upp i en hastighetsberoende och en accelerationsberoende komponent. Partikelhastigheten ökar vid uppgrundning (Figur 5.1) vilket påverkar den första termen. Partikelaccelerationen påverkas av en mängd faktorer (Engelbrektsen 1985) såsom bottenpografi, våggeometri och torngemetri i komplexa samband. Horisontalkraften av en brytande våg innehåller ofta en vattenslagskomponent, ett ”chocktryck” (Figur 5.3).

En mer exakt bestämning av krafter från brytande vågor bör grundas på modellförsök.



Figur 5.3 Vågkrafter Engelbrektsen (1985) figur V25:23a.

Det bör observeras att vågorna även åstadkommer vertikala krafter mot utstickande föremål eller under ett bottenfundament med permeabel undergrund.

En annan formulering av Morisonsformeln är:

$$(M_R + M_A)\ddot{\mathbf{x}} = (1 + C_m)M_u\dot{\mathbf{u}} + \sqrt{C_d}\rho|\mathbf{u} - \dot{\mathbf{x}}|(\mathbf{u} - \dot{\mathbf{x}})A + F \quad (0.6)$$

För förklaringar av beteckningar se Björk (1985). Se även Barltrop (2001).

Morisonformeln kan även sammanfattas med formeln

$$M\ddot{\mathbf{x}} + C\dot{\mathbf{x}} + K\mathbf{x} = F(t) \quad (0.7)$$

Där även responsen från strukturen är med i termen Kx .

Barltrop (2001) förenklar inverkan på ett torn av diametern D av olika våglaster med samma vågbranthet och samma förhållande mellan våghöjd H och vattendjup till:

- Släpkrafter (viskösa) $\propto H^2 \cdot D$
- Vattenslag $\propto H^2 \cdot D$
- Tröghetskrafter $\propto H \cdot D^2$

Respons till våglaster

Beräkningar av responser av våglaster utförs vanligen i huvudsak som konventionell statisk analys, ofta med hjälp av finita element (Engelbrektsen 1985). Vattenslag bör emellertid behandlas antingen genom fullständig dynamisk analys eller med förenklade kvasistatiska metoder. Speciellt vid så slanka konstruktioner som vindkraftverk bör man beakta risker för att våglasten har en periodicitet som sammanfaller med konstruktionens egenresonansperiodicitet och därvid förstärka responsen. Speciellt vattenslag

kan vara avgörande för sådana veka och statistiskt obestämda konstruktioner som ett vindkrafttorn är.

5.4.3.4 Strömtryck

Vattenströmmar kan uppstå pga tidvatten, vind, brytande vågor och oceanströmmar (Standing 2001). Strömmar och vågor anses ofta vara statistiskt oberoende. Samverkan mellan ström och vågor är oftast ignorerad trots att strömt vatten kan få vågor att bli branta och kanske även brytas.

Strömtryck kan enligt BRO94 beräknas med:

I strömriktningen verkande kraft F av strömtrycket på en dammpelare kan beräknas enligt [2]

$$F_k = k \cdot \rho \cdot A \cdot v^2 \quad (0.8)$$

Där k = konstant som bestäms från fall till fall. Vid tvära ändytor på stödet sätts k till 0,7 och vid cirkulära till 0,35; ρ = vattnets densitet (1000 kg/m^3); A = pelarens yta i strömriktningen; och v = vattenhastigheten (m/s).

5.4.3.5 Islast

Enligt BKR skall istryck anses vara fri variabel, statisk last som i vissa fall kan ge upphov till dynamisk inverkan. Last av istryck behöver inte förutsättas uppdelad i dellaster.

Enligt Linder (2001) så har ISO just blivit klar med en "nedisningsstandard", som fastställts som SS-ISO.

Engelbrektsen (1985) behandlar islaster mot fyrar. Iskraft mot fyrar är i högsta grad beroende av såväl miljön som strukturens egenskaper. Med hänsyn till uppkomst och karaktär kan man skilja på krafter av

- Drivis
- Expanderande istäcke
- Istäcke som påverkas av vattenståndsändringar
- Packis
- Nedisning

Krafter av drivis

”Iskraften av drivis definieras som den i ett visst ögonblick totala kontaktkraften från ett drivande istäcke eller annan ismassa, som under inverkan av vind- och strömkrafter kolliderar med, pressas mot och eventuellt bryts eller krossas mot strukturen. Denna typ av ispåverkan är vanligen dimensionerande för strukturer i havsmiljö eller i stora sjöar. Dimensioneringslasten kan i allmänhet bestämmas med utgångspunkt från det tryck som erfordras för att isen skall krossas (mot vertikala ytor) eller brytas (mot starkt lutande ytor)”.

Den dimensionerande iskraften från ett drivande istäcke mot en byggnad med vertikal front kan uttryckas:

$$F = K_S \cdot K_I \cdot K_C \cdot \sigma_0 \cdot t \cdot D \quad (0.9)$$

Där F = dimensionerande istryck; K_S = "shape factor" (0.9 för cirkulärt, 1.0 för rektangulärt tvärsnitt); K_I = "intendation factor" = $\sqrt{1 + 5 \frac{t}{D}}$; K_C = "contact factor" (= 0.3-1.0, 0.5 för spröd krossning); σ_0 = isens genomsnittliga hållfasthet vid enaxligt tryck; t = istäckets maximala tjocklek; och D = byggnadskroppens bredd (diameter).

Isens tryckhållfasthet är beroende av ett flertal faktorer förutom spänningstillståndet, såsom kornstorlek, temperatur, salthalt och kompressionshastighet.

$$\sigma_0 = C_{\dot{\epsilon}} \cdot C_{dT} \cdot C_{ST} \cdot \sigma_{ick} \quad (0.10)$$

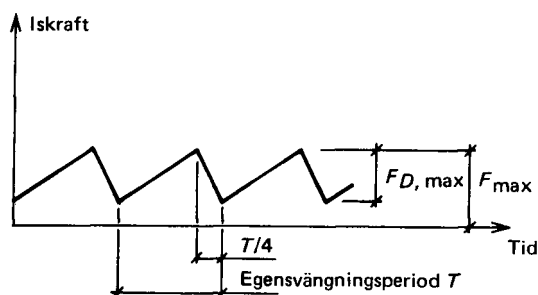
där $C_{\dot{\epsilon}}$ = hastigheten med vilken isen komprimeras just före brott ("strain-rate factor") (= 0-1.5, 1.0 vid spröd krossning, $\dot{\epsilon} > 10^{-3} \text{ s}^{-1}$); C_{dT} = kombinerad inverkan av kornstorlek och temperatur = $0.037(d^{1/2} + 3 \cdot |T|^{3/4})$ (1.0 för spröd krossning och $T = -10^\circ\text{C}$ och kornstorlek 10 mm); C_{ST} = inverkan av salthalt och temperatur (0-1, 0.9 för Östersjön, 0.75 för Nordsjön); och σ_{ick} = isens karakteristiska tryckhållfasthet (= 4.0 MPa för sötvattenis med kornstorlek 10 mm, temperatur -10°C och $\dot{\epsilon} > 10^{-3} \text{ s}^{-1}$).

Värden angivna inom parentes är typiska dimensioneringsvärden för svenska farvatten till havs.

De flesta av de inverkan faktorerna på islasten uppges vara av stokastisk natur. Eftersom en dimensionering med utgångspunkt från parametrarnas maximalvärden i de flesta fall leder till orimliga konservatism, bör probabilistisk metodik tillämpas, helst genom bestämning av iskraftens sannolikhetsfördelning på något av följande sätt:

1. Statistik grundad på direkta iskraftsobservationer i den aktuella miljön.
2. statistik beträffande de ovannämnda parametrarnas variation inklusive den inbördes statistiska kopplingen.
3. En kombination av 1. och 2. för transformering från en miljö till en annan."

När en byggnadskropp bryter eller krossar isen varierar kontaktkraften periodiskt, ofta med konstant frekvens. Sammanfaller den frekvensen med byggandens egenfrekvens uppstår dynamiska effekter, se Figur 5.4.



Figur 5.4 Modell av iskraftens tidsvariation (Engelbrektson 1985) fig V25:24

Krafter från expanderande istäcke

Krafter av denna typ uppkommer ofta när landfast is utvidgar sig av temperaturhöjning mot en uppbruten ränna, speciellt om lufttemperaturen stiger snabbt, om snötäcket är tunt eller saknas och om isen är utsatt direkt solbestrålning eller översvämmas av vatten. Rörelserna är emellertid relativt långsamma varför kontaktrycket vanligen begränsas av isens kryphållfasthet. Uppkomna islaster är därför väsentligt mycket mindre än för driviskrafter.

5.4.3.6 Deformationslaster

Variabla deformationslaster kan t.ex. vara laster orsakade av temperaturändringar.

5.4.4 Lastkombinationer

Laster som kan uppträda samtidigt skall kombineras. Härvid skall sannolikheten för att två eller flera laster uppträder samtidigt med höga värden beaktas. För marina vindkraftsfundament bör diskuteras storlek på samtida vind- och våglaster och islaster.

Laster, som har en gemensam orsak och som är starkt beroende av varandra och med stor sannolikhet uppträder med höga värden samtidigt, skall räknas som en enda last med samma partialkoefficient.

Generellt kan man kombinera ett antal laster till en dimensionerande last enligt

$$S_d = \sum \gamma_f G_k + \gamma_f Q_k + \sum \gamma_f \psi Q_k \quad (0.11)$$

där γ_f = partialkoefficient för lasten. Den antyder hur osäker uppskattningen av det karakteristiska lastvärdet är; G_k = karakteristisk permanent lastvärde; Q_k = karakteristisk variabelt lastvärde. För olyckslast ersätts Q_k med Q_{ak} ; och ψQ_k = vanlig variabel last. För långtidslast ersätts ψ med ψ_1 .

Vid dimensionering skall de karakteristiska lastvärden och partialkoefficienter sättas samman som ger den farligaste kombinationen i de olika gränstillstånden.

Det kan diskuteras vilka värden $\psi \cdot \gamma_f$ skall ha för de olika lasterna ovan. BRO 94 har en genomtänkt och nyanserad tabell 22-1 för dessa lastparametrar. Något liknade kan kanske ställas upp för havsbaserade vindkraftverk, dock måste de speciella omständigheterna begrundas. I Tabell 5.4 ses ett urval av lastkoefficienter från BRO 94

som kan tänkas vara relevanta vid dimensionering av fundament med partialkoefficientmetoden.

Tabell 5.4 Ett urval av presenterade lastkoefficienter $\psi \cdot \gamma$ i BRO 94. Lastkoefficienterna ges som max/min värden.

Laster	Lastkombinationer						
	II	IV:A	V:A	V:B	VI	VII	VIII
<u>Permanenta</u>							
Egentyngd	-/1	1.05/0.95	1.05/0.95	-/1	-/1	-/1	-/1
Jordtryck	a)	a)	a)	-/1	-/1	-/1	-/1
Vattentryck	1	1	1	1	1	1	1
Krympning		1/0	1/0	1/0			
<u>Variabla</u>							
Vindlast	1/0.4	1.3/0.6	0.6				
Is- och strömtryck	1/0.4	1.3/0.6	0.6				
Vattentryck	1/0.6	1.3/0.8	0.8	0.3			
<u>Olyckslaster</u>							
Påseglingskraft							1

Ett alternativ till att bestämma partialkoefficienter är som sagts tidigare att utföra rena probabilistiska beräkningar om man känner den statistiska variationerna väl.

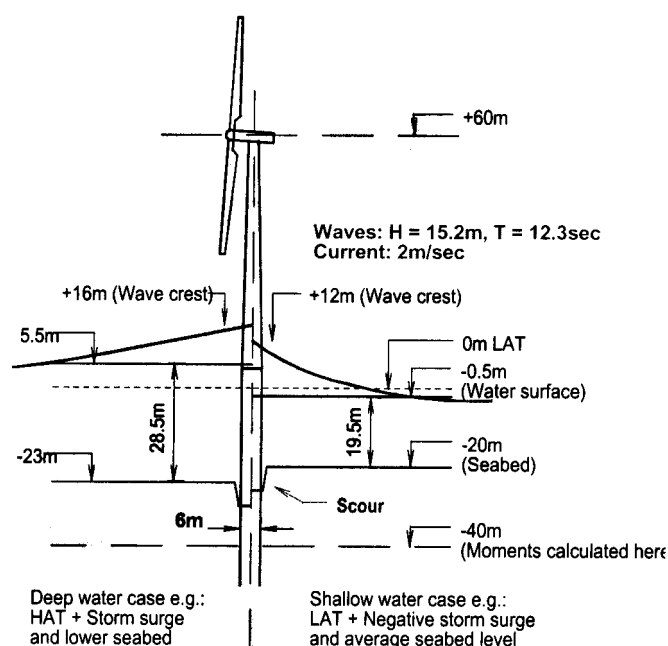
Tänkbara lastkombinationer under byggnadstiden kan vara:

- Statiskt och dynamiskt vattentryck vid eventuell sjösättning
- Inverkan av snedställning vid sjösättning och bogsering
- Inverkan av upplagsreaktioner vid provisorisk upplägning

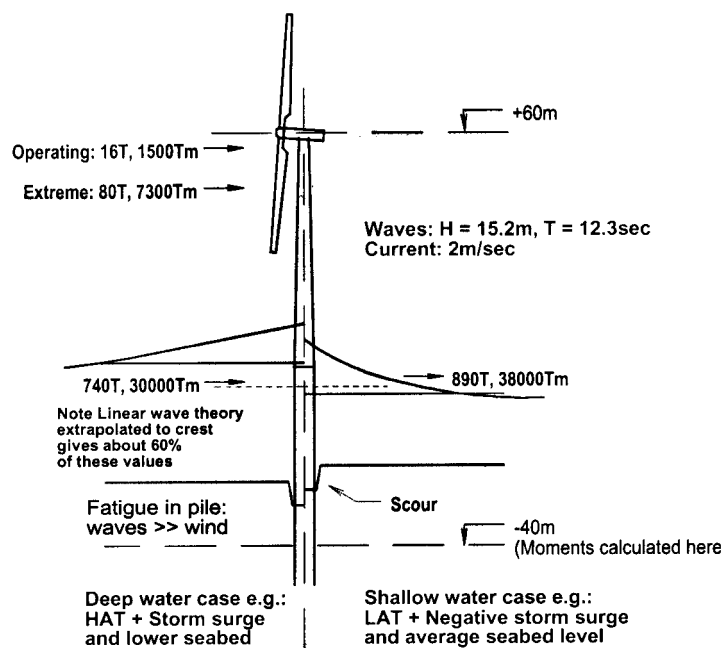
Barltrop (2001) visar ett illustrativt exempel på lastkombinationer som kan vara aktuella vid havsbaserade vindkraftverk. Exempelen visar att lastkombinationer som intuitivt inte kan tyckas vara så farliga som andra kombinationer är det vid en noggrannare analys. Exemplet visas i Figur 5.5 och består av ett vindkraftverk 1 MW på ett monotorn och grundlagt med monopile. Turbinen befinner sig på en höjd av 60 m över "Lowest Astronomical Tide" (LAT). Signifikant våghöjd $H_s = 15.2$ m, vågperioden $T = 12.3$ s, vattenströmmen är 2 m/s, vindhastigheten är 70 m/s på nivån 60 m över LAT. Ingen islast antas. Havsbotten ligger på ett djup av 20 m under LAT, men genom variationen i havsbotten, tidvatten, lågvatten vid storm och eventuell erosion kan vattendjupet variera stort och kan eventuellt medföra att vågor bryter. Exemplet visar två olika scenarior – ett djupvattenfall (A) med högsta tidvattennivå (Highest Astronomical Tide HAT), högvatten p.g.a. stormuppstuvning och låg havsbotten p.g.a. erosion samt ett lågvattenfall (B) med LAT, lågvatten p.g.a. storm och ingen erosion. I Figur 5.5 visas lastkombination A till vänster i figuren där lasterna verkar mot höger i bilden lastkombination B till höger i figuren där lasterna verkar mot vänster i bilden. I Figur 5.6 visa lasteffekterna av de två olika fallen i A och B. Det kan ses att effekten av vågor är större än av vind (större kraft och moment). Man ser också att trots att en större våg och vattendjup är aktuellt i fall A så blir våglasten mindre i detta fall än för fall B. Detta

beror på att vågen i fall B blir brantare och därmed åstadkommer större last. Detta är än mer accentuerat i Figur 5.7 där vågkrafterna är uppdelade på släp- och tröghetskrafter samt krafter av vattenslag (eng: drag, inertia, slap). Släpkraften är likartade i båda fallen medan slaglasten är betydligt större i fall B samt att tröghetskraften uppstår på olika tidpunkter i vågcykeln och i fall A blir den motriktad de andra lasterna.

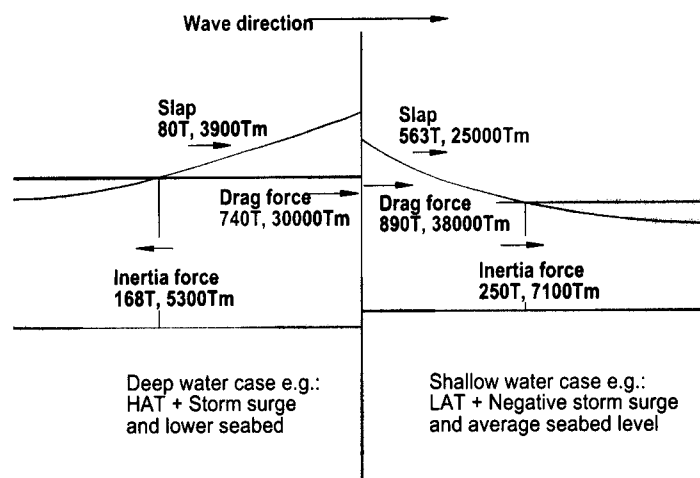
Figur 5.7 visar hur en uppsluttande havsbotten kan få vågor att brytas direkt mot konstruktionen med stora slagkrafter som följd. Figur 5.9 visar hur vattnet i en våg ytterligare kan spola upp längs konstruktionen vid hård vind och ytterligare höja lasteffekterna.



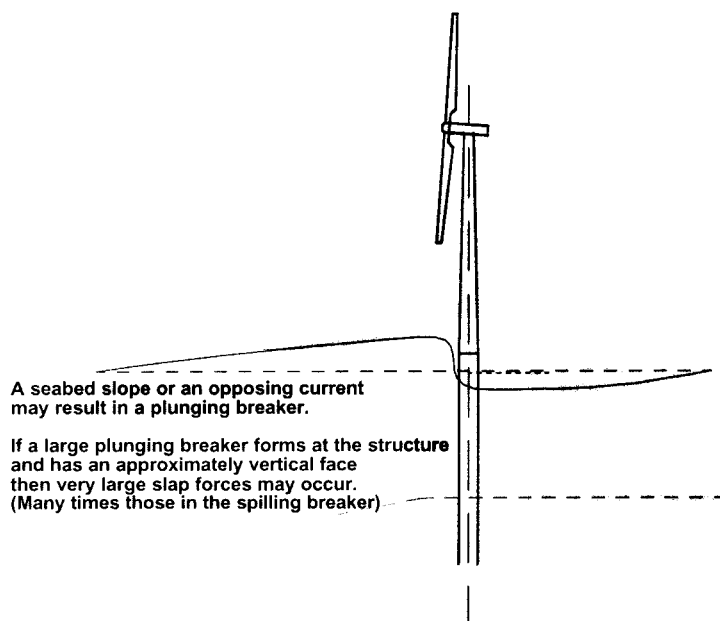
Figur 5.5 Exempel med två olika lastkombinationer mot vindkrafttorn (A) högvattenfall och (B) lågvattenfall Barltrop (2001) fig. 1. Vindhastighet 70 m/s på nivån 60 m över lägsta tidvattenytan LAT.



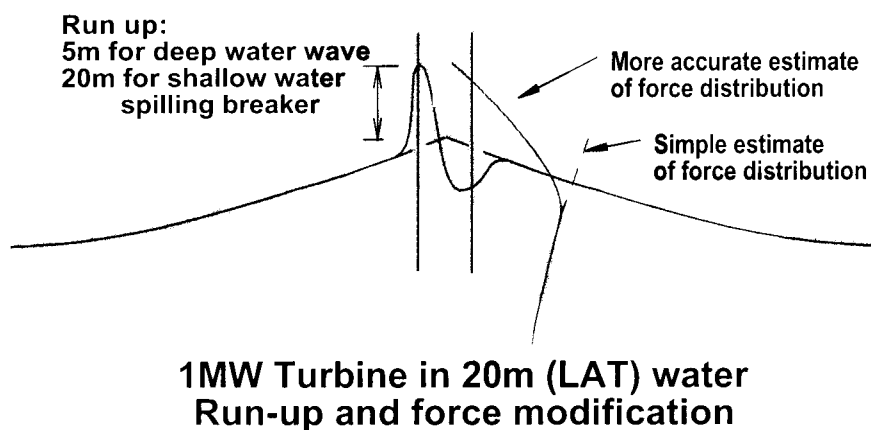
Figur 5.6 Lasteffekter från exemplet ovan i Figur 5.5 Barltrop (2001) fig. 2.



Figur 5.7 Lasteffekter från exemplet ovan i Figur 5.5 Barltrop (2001) fig. 3.



Figur 5.8 Inverkan av uppsluttande havsbotten framför konstruktionen Barltrop (2001) fig. 4.



Figur 5.9 Uppspolning av våg vid storm Barltrop (2001) fig. 5.

5.5 Material

Dimensionerande materialvärden skall bestämmas genom att *karaktéristiska* materialvärden (även för undergrunden) divideras med partialkoefficienter som beaktar osäkerheten i framtagningen av materialvärdet, bestämd genom provning, och motsvarande värde i den färdiga konstruktionen, se BKR 94 2:22, BBK 94 avsnitt 2.3 och 2.4, EN 1990 avsnitt 4.2 och 6 samt EN 1992-1 avsnitt 3.

De karaktéristiska materialvärdena skall tas fram genom standardiserade testmetoder.

5.6 Dimensionering i brottgränstillståndet

5.6.1 Allmänt

Fundament till vindkraftverk till havs bör dimensioneras så att säkerheten mot

- Materialbrott i fundamentet, i kontaktytan mellan fundamentet och undergrunden och i undergrunden. Vid fundament med tunn platta och pelarskaft observeras risk för genomstansning.
- Stabilitetsbrott i form av stjälpning, glidning, lyftning och eventuellt knäckning vid slanka pelarskaft är betryggande under konstruktionens uppförande och under dess livslängd. Därvid beaktas att nedbrytningsmekanismer (frost, korrosion, etc.) med tiden kan sänka säkerheten. Konstruktionen skall inte kollapsa för olyckslaster.

5.6.2 Beräkning av lasteffekter

Undergrundens eftergivlighet (E-modul) och inverkan av sprickor, slag och svaghetszoner skall beaktas. Uppsprickning av konstruktionen skall beaktas, om den är av betydelse. Med tanke på de grova dimensioner som ofta är aktuella så bör tvångskrafter beaktas. Fördelning av krafter och moment bör bestämmas enligt elasticitetsteori med tanke på att konstruktionen ofta är statiskt bestämd. För lastfall som innefattar olycklast kan gränslastteori komma ifråga. Risken för lokala brott skall beaktas, t.ex. orsakat av istryck.

Se vidare i BBK 94 avsnitt 3.2 och EN 1992-1 avsnitt 5.

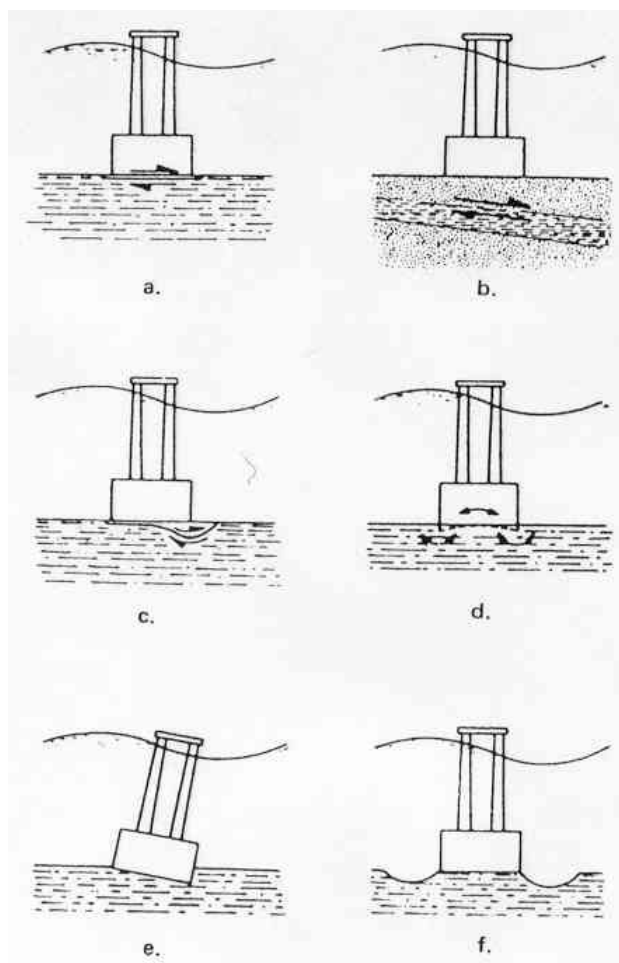
5.6.3 Materialbrott

För fundament till vindkraftverk bör speciellt uppmärksammas:

- Dynamiska laster orsakat av vind, vågor och is kan nedsätta betongens hållfasthet.
- Nedbrytningsmekanismer (frost, korrosion, urlakning, etc.) kan nedsätta betongens hållfasthet med tiden. Detta är speciellt viktigt vid förankringszoner av armering.
- Materialbrott skall kontrolleras i fundament, men också i underliggande skikt.

5.6.4 Stabilitet

Stabiliteten hos ett fundament till ett havsbaserat vindkraftverk regleras av grundens och strukturens elasticitet och bärförmåga. Några tänkbara grundbrott visas i Figur 5.10.



Figur 5.10 Stabilitet hos gravitationsfundament. Olika brottmoder (a) glidning mellan konstruktion/undergrund, (b) glidyta i lerlager, (c) brott i undergrunden, (d) brott av cyklisk last, (e) brott på grund av flytning i undergrunden och (f) instabilitet på grund av erosion Björk (1985) fig. V30:51.

Vid stigande lastnivå ökar grundpåkänningarna linjärt under fundamentet. Vid en viss nivå uppnås flytgränsen (grundtryckets brottvärde) i grundmaterialet. När lasten stiger ytterligare omfördelas trycket under fundamentet med en del där grundmaterialet flyter under konstant påkänning och en del där påkänningarna fortfarande är linjära. Beräkning av den vertikala bärförmågan kan t.ex. göras med *allmänna bärlighetsformeln* enligt Wennerstrand (1996) avsnitt 6, Plattgrundläggning (1993) och EN 1997-1 eller genom glidyteberäkning. Vid vek grundplatta eller på annat sätt komplicerad grundläggning kan mera avancerade beräkningsmetoder användas som t.ex. Finita Element Metoder. Risk för erosion av grundmaterial skall beaktas.

Vid dimensionering med Allmänna bärlighetsekvationen (brott i undergrunden) beaktas automatiskt stjälpning. Vid grundläggning på morän eller berg fås dimensionerande tryckhållfasthet från Plattgrundläggning (1993) 3.42. Resultanten bör hamna inom den mellersta tredjedelen för undvikande av dragspänningar under bottenplatta.

Fundament dimensioneras med hänsyn till glidning mellan fundamentet och undergrund eller mellan skikt i undergrunden. I normalfallet tas dessa horisontella krafter upp genom friktion mot grundplattans underyta. I sällsynta fall kan även jordtryck mot fundamentets sidor tillgodoräknas. Säkerhet mot cirkulär cylindriska glidbrott bör kontrolleras.

Fundament för vindkraftverk till havs är känsliga sättningar, varför de skall kontrolleras. Sättningar kan medföra omlagring laster och lasteffekter samt medföra risk för erosion. Det kan även uppstå besvärande sprickbildning.

5.7 Dimensionering i bruksgränstillstånd

5.7.1 Allmänt

Det skall observeras att reglerna enligt BBK avser konstruktioner av ”normal typ”, oftast inomhuskonstruktioner. Marina fundament kan sägas tillhöra en mer onormal typ. De kan vara extremt tjocka, vara utsatta för extremt höga belastningar och miljöinverkan, de skall kanske uppfylla sina funktioner under en mycket lång tid osv.

Dimensionering i bruksgränstillstånd görs framförallt för att förhindra för höga påkänningar i betong och undergrund och för att ej få för stora sprickor och sättningar.

5.7.2 Beräkning av lasteffekter

Bruksstadiet har för marina konstruktioner en dominerande betydelse på grund av krav på bl a vattentätthet och beständighet. Därför måste beräkningsmodellen vara så verklighetstrogen som möjligt.

Tvångskrafter kan uppstå till följd av stödsättning, förhindrad deformation av spännkraft, krympning eller temperaturändring. För att bestämma dessa krafter bör man beräkna styvheter hos konstruktionsdelarna med största möjliga realism och beakta inverkan av sprickbildning och krypning. Vid denna beräkning bör man behandla två gränsfall:

- a) Kännetecknas av minimal utbredning av sprickområdet. Det fås vid antagande om hög draghållfasthet hos betongen och obetydlig krypning.
- b) Fås vid antagande motsatt det i a).

Elasticitetsteori bör användas för beräkning av lasteffekter.

5.7.3 Begränsningar av spänningar

Spänningar i betong och undergrund bör inte vara så stora att risk för krypeffekter uppstår och så att sådana sprickor bildas att beständighetsskador kan uppstå med tiden.

5.7.4 Sprickbildning och rostskydd

En osprucken betong är väsentlig för beständighet mot de flesta nedbrytningsmekanismer. Vanlig tät betong erbjuder ingjuten armering ett gott rostskydd så länge

betongen är osprucken och miljön runt armeringsstången är basisk. Det är oftast i vattenlinjen som armeringskorrosion i sprickor är vanligt.

Kraftfördelningen och deformationen i konstruktionen kan också ändras genom sprickbildning. För att minska riskerna för sprickbildning vid gjutstadiets avsvalningsförlopp bör gjutningen planeras noggrant. Med en bra konstruktionsutformning, ett lågt vattencementtal, användande av cement med låg hydratationsvärme, genomtänkta gjutetapper och ett gott utförande bör utsikterna vara goda för en sprickfri betong.

Betong spricker när den aktuella töjningen överskrider gränstöjningen. Denna varierar med betongens hydratationsgrad (ålder) och med töjningshastigheten. Beroende på konsekvenser av sprickor kan spricksäkerheten behöva varieras. Detta kan göras med den omtalade spricksäkerhetsfaktorn, ζ , i BBK 94 avsnitt 4.5.3.

5.7.5 Erosion

Se avsnitt 3.5.

6 Utförande av konstruktionen

I BBK 94 ställs bl.a. krav på utförande vad avser formar, armering, tillverkning av betongmassa, betongarbete, tillverkning av element på fabrik, montering av element, undervattensgjutning och toleranser. I Bro 94 återfinns i princip samma stycken. Nedan kommer armering, tillverkning av betongmassa, betongarbete samt undervattensgjutning kortfattat tas upp.

6.1 Formar

För betong som riskerar att utsättas för isnötning bör en hög klass på formmaterial väljas, t.ex. enligt SIS 81 20 02.

BRO 94 har vissa krav vid formanvändning: formstag och distanshållare, som gjuts in i konstruktionen och som inte avlägsnas, skall vara av sådant material att de i sig är beständiga mot aktuell miljöpåverkan och inte medför ökad risk för sprickor. Aktuell täcksnittskrav skall även uppfyllas till eventuella formstag, monteringsjärn eller distanshållare. Vid lagning skall formstag, distansrör, distanshållare m m avlägsnas till ett djup av minst aktuellt täckande betongskikt. Formrivning får inte ske innan erforderlig hållfasthet har uppnåtts och tillfredsställande härdningsbetingelser är säkrade. Härvid bör man betänka risken för ytsprickor vid för snabb avformning och kall lufttemperatur.

6.2 Armering

BBK 94 anger hur armeringen skall behandlas med avseende på bockning, svetsning, montering av armering och kabelrör samt uppspanning av armering. Vad gäller bockning anges bl.a. lämpliga bockningsradier, som beror på både stålqualität och armeringens dimension. De aspekter som berörs med hänseende till svetsning är skarvsvetsning, häftsvetsning, svetsning till annan ståldetalj samt kompetens vid svetsning. Med kompetens vid svetsning avses att svetsarbetet bör övervakas av en person som har särskild utbildning och erfarenhet.

När det gäller armering av fundament till havsbaserade vindkraftverk finns det ingen anledning att ställa andra krav på utförandet av armeringen än de som beskrivs i BBK 94. Vid användning av epoxibelagd armering hänvisas till BRO 94 avsnitt 44.35.

6.3 Tillverkning av betongmassa

Enligt BKR 94 skall betong ”proportioneras och tillverkas så att den får en homogen, jämn kvalitet och en konsistens som är anpassad till aktuell arbetsmetod”. Vidare skall tillverkning av betongmassa ”indelas i klasserna I, II och III med hänsyn till krav på kompetens, kontroll, tillsyn, utrustning och transport samt jämnhet och noggrannhet vid tillverkning”.

Vid gjutning av havsbaserade betongfundament krävs hög kvalitet på betongen varför de högsta kraven, som ställs i tillverkningsklass I, bör väljas. Enligt BBK 94 uppfyller en betongmassa tillverkningsklass I om bl.a. om tillverkningen leds och övervakas av en

person med klass I-kompetens, ingående delmaterial vägs upp med en viss noggrannhet, blandning av delmaterialen sker så att en homogen betongmassa erhålls samt att tillverkningen sker på ett fabriksmässigt sätt.

I BBK 94 beskrivs även vilken temperatur som en betong får hålla under tillverkningen. Betongmassans temperatur bör normalt inte överstiga 30°C. Vid grova konstruktioner bör betongen framställas med lägsta möjliga temperatur. Vid mycket grova konstruktioner, hög lufttemperatur vid gjutningen och låg temperatur i bruksskedet är risken för avsvälningssprickor extra stor. Kylning av betongmassan kan då vara enda lösningen även när ett lågvärmeceement används.

6.4 Betongarbete

Betongarbetet indelas i BKR 94 i utförandeklasserna I, II och III. De högsta kraven ställs på utförandeklass I. För havsbaserade vindkraftverk bör utförandeklass I användas. För att en betong skall hänföras till utförandeklass I bör enligt BBK 94 arbetet ladas av en person med klass I-kompetens.

I BBK 94 anges även krav på transport, gjutning, härdning, gjutfogar samt injektering av spännkablar. Härdningen bör utföras så att betongen skyddas mot nederbörd, uttorkning och frysning. För att undvika uttorkning (torksprickor) kan vatten tillföras genom att t.ex. täcka betongytan med blöta mattor eller vattenbegjuta ytan. Det är även möjligt att undvika avdunstning genom att täcka ytan med en diffusionstät plastfolie eller genom att applicera en membranhärdare. Vattenbegjutning anses dock ge den bästa tätheten hos betongen. BRO 94 ger kompletterande anvisningar i tillägg till BBK. Observera att en försenad fukthärdning aldrig kan återhämta hela den kvalitetsförlust som fås p.g.a. att den initiella fukthärdningen försummas.

Betongmassan måste bearbetas så att luften i möjligaste mån avlägsnas och massan uppnår ett välpackat, tätt tillstånd. Endast då fås en stark, tät och beständig betong. De flesta beständighetsproblem sammanhänger med angrepp i ytor, som t ex mekanisk nötning, frostangrepp och armeringskorrosion. Betongkonstruktioners livslängd är därför framförallt beroende av kvalitet och täthet hos de yttersta delarna och speciellt utsatta delar, t.ex. vid vattenlinjen i marina konstruktioner. I dessa delar behövs alltså särskilt noggrann gjutning och bearbetning av betongen.

6.5 Undervattensgjutning

Undervattensgjuten betong (UV-betong) kan möjligen bli aktuellt för fundament till havsbaserade vindkraftverk. BBK 94 ger endast mycket få riktlinjer undervattensgjutning, i princip anges endast att gjutningen bör ske utan horisontell gjutfog, och om gjutfog ej kan undvikas bör den inte vara placerad vid vattenytan. Bro 94 har mer detaljerade riktlinjer för undervattensgjutningar. Bl.a. föreskrivs när undervattensgjutningar får förekomma, krav på kompetens på arbetsledning, minsta dimensioner, sprickfrihet, gjutfogar, sammansättning på betongen, frostbeständighet, armering, etc. Generellt anger Bro 94 att de råd som Ljungkrantz och Westergren (1994) beskriver i Betonghandbok – Arbetsutförande bör följas. Ljungkrantz och Westergren (1994) beskriver där utförligt hur undervattensgjutningar bör utföras. I princip sker en

undervattensgjutning genom att betong flödar genom ett gjutrör, som är nedstucket minst 0.5 m i betongmassan. Gjutningen skall utföras kontinuerligt. När gjutningen avslutats kan betongen vibreras för att erhålla en högre kvalitet.

Utveckling pågår för närvarande när det gäller UV-betong (Nordström 2002). Krav i BRO94 på t.ex. sammansättningar är inte längre relevanta. Nya metoder för att bedöma betongens färskas egenskaper kommer (för såväl förprovning som mottagningskontroll). Även krav och provningsmetoder för frostbeständighet hos UV-betong med AUV-medel (anti-urvasningsmedel) studeras. Runt "skvalpzonen" på fundamentet är frostbeständigheten en viktig parameter. Försök med inre frostbeständighet hos såväl normal UV-betong med AUV-medel som självkompakterande betong utan AUV-medel, men gjutna på samma sätt, pågår för närvarande vid Lunds Tekniska Högskola avdelningen för Byggnadsmaterial (Persson 2002). Ett mål med utvecklingen av UV-betong är att kunna fortsätta att gjuta med UV-betong även över vattenytan.

7 Kontroll av projektering och byggande

Vid projektering och byggande bör kontroller och provningar utföras i sådan utsträckning att fundamentens kvalitet kan säkerställas. Enligt BBK 94 kan grundkontrollen dokumenteras i checklistor. Kontrollplanen bör omfatta de provningar, mätningar och observationer som skall genomföras. Fortlöpande provning bör utföras under arbetets gång för att kontrollera att egenskaperna överensstämmer med ritningar och andra handlingar. Även en efterkontroll bör enligt BBK 94 utföras om tillverknings- eller mottagningskontrollen inte utförts på rätt sätt.

Vid tillverkningen av betongmassan vid betongfabriker sker alltid både en förundersökning av nya betongrecept som en fortlöpande kontroll av konsistens och hållfasthet. Även en fortlöpande kontroll av lufthalt genomförs på betonger med lufthaltskrav. Delmaterialen kontrolleras, antingen av betongtillverkaren eller genom en egenkontroll av tillverkaren av delmaterialen. Tillverkningen av betongmassan och de kontroller som skall ske regleras i SS-EN 206-1.

Vid mottagning av fabriksbetong på byggarbetsplatsen bör enligt BBK 94 följesedlar kontrolleras, konsistensen kontrolleras okulärt och lufthalten kontrolleras om förhöjd lufthalt föreskrivs. Lufthalten bör kontrolleras för dagens två första lass samt minst en gång per gjutskift.

Enligt både BBK 94 och SS-EN 206-1 gäller särskilda regler vad gäller kontroll av byggplatstillverkad betong. Byggplatstillverkad betong är vanligen dock mycket ovanlig i Sverige, men kan bli aktuell vid platsgjutningar långt ut till havs.

Tillverkningskontrollen av armeringen består dels av fabriken egenkontroll och dels av en övervakande kontroll. Mottagningskontrollen av tillverkningskontrollerad armering består enligt BKR 94 endast av att armeringen identifieras.

Arbetet på byggarbetsplatsen övervakas och kontrolleras enligt BBK 94 av en person med klass I-kompetens när arbetet skall utföras i utförande klass I. Mottagnings- och utförandekontroll skall bestå av *grundkontroll* och då särskilt föreskrivs även *tilläggskontroll*. En grundkontroll bör omfatta dels överensstämmelse med ritningar, dels en kontroll av materiel (betongmassa och armering enligt ovan), ställningar och formar, betongarbete, armeringsarbete och den färdiga konstruktionen. Dessutom kan det vara lämpligt med tilläggskontroller vid vissa konstruktioner och moment.

Byggherren skall se till att kontroll och provning utförs i tillräcklig omfattning och ansvarar för att arbetena utförs enligt PBL (Plan och Bygglagen) med föreskrifter. Arbetena skall planeras och utföras aktsamt så att personer och egendom inte skadas och så att minsta möjliga obehag uppstår.

Enligt BBK 94 sker efterkontrollen av hållfasthet, vanligen på utborrade cylindrar, samt av frostbeständighet med SS 13 72 44 när frostbeständighet är föreskriven. Bro 94 är mer detaljerad i sin beskrivning av hur och i vilken omfattning provning av hållfasthet

och frostbeständighet skall ske. Bro 94 ställer även krav på att temperaturutveckling i betongen skall verifieras.

8 Slutsatser

8.1 Denna rapport

Inom ramen för denna förstudie har det endast varit möjligt att visa på olika möjligheter och problemställningar förknippade med betongkonstruktioner för havsbaserade vindkraftverk. Det har försökts att ge en bakgrundsförståelse för materialet betong och de faktorer som kan tänkas påverka ett marint betongfundament. Även om det i detta projekt inte har funnits möjlighet att studera så många utländska dokument som används inom byggande av offshoreanläggningar, kan nog sägas att det kan behövas ett speciellt framtaget dokument som enbart berör vindkraftsfundament, byggda runt svenska kuster.

8.2 Fortsatt arbete

För att ge handledning och lösningar krävs ytterligare insatts, lämpligen i form av ett anvisningsdokument gällande för betongfundament till havsbaserade vindkraftverk. Detta anvisningsdokument bör innehålla dimensioneringskrav och råd samt referenser till krav i andra dokument och allmänt gällande normer, t.ex. Eurocodes.

9 Referenser

Barltrop N.; "Hydrodynamic loads", från "Final Report", OWEN workshop on Structure and Foundations Design of Offshore Wind Installations, from www.owen.org.uk/workshop_3/ws3-final.pdf, December 2001.

BBK 94, "Boverkets handbok om betongkonstruktioner – Band 1 Konstruktion", Boverket, Karlskrona 1994.

BBK 94, "Boverkets handbok om betongkonstruktioner – Band 2 Material, Utförande, Kontroll", Boverket, Karlskrona 1994.

Bernander S., Emborg M., "Temperaturförhållanden och sprickbegränsning i grova betongkonstruktioner", Betonghandbok Arbetsutförande, Svensk Byggtjänst, Stockholm 1992.

Billington C. (2001) "Structural modelling", från "Final Report", OWEN workshop on Structure and Foundations Design of Offshore Wind Installations, from www.owen.org.uk/workshop_3/ws3-final.pdf, December 2001.

Björk B.; "Havsbyggnad", Handboken Bygg Väg och Vattenbyggnader kap V30, Liber förlag, Stockholm 1985.

BKR 94, "Boverkets Konstruktionsregler 94", Boverket, Karlskrona 1994.

Bro 94, "Allmän teknisk beskrivning för broar", Publ 1999:18, Vägverket, Borlänge 1999.

BSV 97, "Boverkets Handbok om snö- och vindlaster", utg. 2, Boverket, Karlskrona 1997.

Camp T. (2001), "Fatigue loading of offshore wind turbines: wind and waves combined", från "Final Report", OWEN workshop on Structure and Foundations Design of Offshore Wind Installations, from http://www.owen.org.uk/workshop_3/ws3-final.pdf, December 2001.

Carlén I.; "Våglaster på fundament till vindkraftverk – systemdynamik och utmattning Litteraturstudie"; ISSN 1650-1942, Avdelningen för Flygteknik FFA, Stockholm, 2001.

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

CONTECVET; "A validated Users Manual for assessing the residual service life of concrete structures – Manual for assessing concrete structures affected by frost", EC Innovation Programme IN309021, 2000.

CONTECVET; "A validated Users Manual for assessing the residual service life of concrete structures – Manual for assessing corrosion-affected concrete structures", EC Innovation Programme IN309021, 2000.

CONTECVET; "A validated Users Manual for assessing the residual service life of concrete structures – Manual for assessing concrete structures affected by ASR", EC Innovation Programme IN309021, 2000.

-
- CONTECVET; "A validated Users Manual for assessing the residual service life of concrete structures – Leaching of concrete, A deliverable relating to synergetic effects", TVBM-3091, Division of Building Materials, Lund Institute of Technology, 2000.
- DEA, "Draft Recommendations for Technical Approval of Offshore Wind Turbines", Danish Energy Agency, 4th Edition, January 2001.
- DnV, "Rules for the Classification of Fixed Offshore Installations", Part 3, Chapter 1 "Structural Design, General", Det norske Veritas July 1995.
- DnV, "Environmental Conditions and Environmental Loads", Classification Note No. 30.5, Det norske Veritas, 1991.
- EC Innovation Programme IN309021, Report TVBM-3091, Lund University, Division of Building Materials, Lund 2000.
- Engelbrektsen A.; "Fyrar", Handboken Bygg Väg och Vattenbyggnader kap V30, Liber förlag, Stockholm 1985.
- EN 1990; "Eurocodes – Basis of Structural", European Committee for Standardization, Brussels, 2001.
- EN 1991; "Eurocodes 1 – Actions on Structures", European Committee for Standardization, Brussels, 2001.
- EN 1992; "Eurocodes 2 – Geotechnical design", European Committee for Standardization, Brussels, 2001.
- EN 1997; "Eurocodes 7 – Actions on Structures", European Committee for Standardization, Brussels, 2001.
- Fagerlund, G.; "Livslängd och beständighet", Kapitel i "Betong i vattenkraftanläggningar", Cementa AB, Danderyd 1991.
- Fagerlund, G.; "Betongkonstruktioners beständighet", Cementa AB, Danderyd 1992.
- Fagerlund, G.; "Betongkonstruktioners beständighet och livslängd", Kap. 20 i Betonghandbok – Material, Svensk Byggtjänst och Cementa AB, Stockholm 1994.
- Ferguson M.; "Support structure concepts for offshore wind turbines", Kvaerner Oil and Gas, London, UK
- GL (1998a), "Rules and Regulations, III – Offshore Technology, 2 – Offshore Installations, 1 - Environmental Conditions", Germanisher Lloyd, 1998.
- GL (1998b), "Rules and Regulations, III – Offshore Technology, 2 – Offshore Installations, 2 - Loads", Germanisher Lloyd, 1998.
- GL (1998c), "Rules and Regulations, IV – Non-Marine Technology, 2 – Offshore Wind energy converters, 4 – Environment and Loads", Germanisher Lloyd, 1998.
- Linder C.; Personlig kommunikation om Eurocodes, 20/12 2001.
- Lindmark, S.; "Mechanisms of Salt Frost Scaling of Portland Cement-bound Materials: Studies and Hypothesis", Report TVBM-1017, Lund University, Division of Building Materials, Lund 1998.

Ljungkrantz, C. och Westergren, P.; "Undervattensgjutning", Kap. 26 i Betonghandbok – Arbetsutförande, Svensk Byggtjänst och Cementa AB, Stockholm 1992.

von Matérn, S. och Paulsson-Tralla, J.; "Vägsaltet – Stoppa skadeeffekterna på utsatta betongkonstruktioner med kamjärn av rostfritt stål", Betong, pp 18 – 22, nr. 2, 2001.

Möller G.; "Nötningsmotstånd", Betonghandboken Material, AB Svensk Byggtjänst och Cementa AB, Stockholm, 1994.

Nordström E., Vattenfall Utveckling AB, personlig kommunikation, 2002.

Persson B., LTH, avd. för Byggnadsmaterial, personlig kommunikation, 2002.

Pettersson, K.; "Service Life of Concrete Structures – In saline environment", CBI Report 3:96, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm 1996.

Ridas

Sandberg, P.; "Chloride initiated reinforcement corrosion in marine concrete", Report TVBM-1015, Lund University, Division of Building Materials, Lund 1998.

Sarja, A. and Vesikari, E.; "Durability Design of Concrete Structures", Report of RILEM Technical Committee 130-CSL, E & FN Spon/Chapman & Hall, London 1996.

SIS 402; "Dimensionering av bärande konstruktioner – Översikt", utgåva 7, SIS Förlag AB, Stockholm 2001.

Standing B.; "Wave and current characterisation and modelling", från "Final Report", OWEN workshop on Structure and Foundations Design of Offshore Wind Installations, from www.owen.org.uk/workshop_3/ws3-final.pdf, December 2001.

Svensk och europeisk standard SS-EN 197-1, "Sammansättning och fordringar för ordinära cement", SIS förlag AB, Stockholm, fastställd 2000-12-22.

Svensk och europeisk standard SS-EN 206-1, "Betong – Del 1: Fordringar, egenskaper, tillverkning och överensstämmelse", SIS förlag AB, Stockholm, fastställd 2001-03-16.

Svensk standard SS 13 70 03, "Betong – Användning av EN 206-1 i Sverige", SIS förlag AB, Stockholm, fastställd 2001-05-23.

Svensk standard SS 13 72 44, "Betongprovning – Hårdnad betong – Frostresistens", SIS förlag AB, Stockholm, Första giltighetsdag 1988-04-01.

Thor S-E.; "Islaster på fundament till vindkraftverk Litteraturstudie"; ISSN 1650-1942, Avdelningen för Flygteknik FFA, Stockholm, 2001.

Tuutti, K.; "Corrosion of steel in concrete", ", CBI Research fo 4.82, Swedish Cement and Concrete Research Institute, Stockholm 1982.

VU 94, "Vägutformning 94", Vägverket, Borlänge 1994.

Watson G.; "Final Report", OWEN workshop on Structure and Foundations Design of Offshore Wind Installations, from www.owen.org.uk/workshop_3/ws3-final.pdf, December 2001.

Wickman, A.; personlig kommunikation, December 2001.

ELFORSK

SVENSKA ELFÖRETAGENS FORSKNINGS- OCH UTVECKLINGS – ELFORSK – AB
Elforsk AB, 101 53 Stockholm. Besöksadress: Olof Palmes Gata 31
Telefon: 08-677 25 30. Telefax 08-677 25 35
www.elforsk.se